

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LA
CABECERA MUNICIPAL Y PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA
AGUA TIBIA, EN LA ALDEA EL TRAPICHE, MUNICIPIO DE EL ADELANTO,
DEPARTAMENTO DE JUTIAPA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

ROBERTO HERNAN SECAIDA HERNÁNDEZ
ASESORADO POR EL ING. SILVIO JOSÉ RODRÍGUEZ SERRANO

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, FEBRERO DE 2011

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Luis Pedro Ortiz de León
VOCAL V	P.A. José Alfredo Ortiz Henricx
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EXAMEN GENERAL PRIVADO

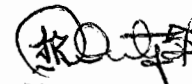
DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Cabrera
EXAMINADORA	Inga. Christa del Rosario Classon de Pinto
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL DE HONOR

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

DISEÑO DE SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LA CABECERA MUNICIPAL Y PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA AGUA TIBIA, EN LA ALDEA EL TRAPICHE, MUNICIPIO DE EL ADELANTO, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA

Tema que me fue asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, el 26 de agosto de 2009.



Roberto Hernan Secaida Hernández



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

www.ingenieria-usac.edu.gt



Guatemala,
22 de septiembre de 2010

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Guatemala

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación DISEÑO DE SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LA CABECERA MUNICIPAL Y PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA AGUA TIBIA, EN LA ALDEA EL TRAPICHE, MUNICIPIO DE EL ADELANTO, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Roberto Hernan Secaida Hernández, quien contó con la asesoría del Ing. Silvio José Rodríguez Serrano.

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

Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras

Ronald E. Galindo C.
Ingeniero Civil
Colegiado No. 3770

/bbdeb.

PROGRAMA DE
INGENIERIA CIVIL
ACREDITADO POR





Guatemala 02 de agosto de 2010.
Ref.EPS.DOC.920.08.10.

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

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Roberto Hernán Secaida Hernández** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200511890**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DE SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LA CABECERA MUNICIPAL Y PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA AGUA TIBIA, EN LA ALDEA EL TRAPICHE, MUNICIPIO DE EL ADELANTO, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA”**.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”

Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil

c.c. Archivo
SJRS/ra





UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



Guatemala,
26 de octubre de 2010

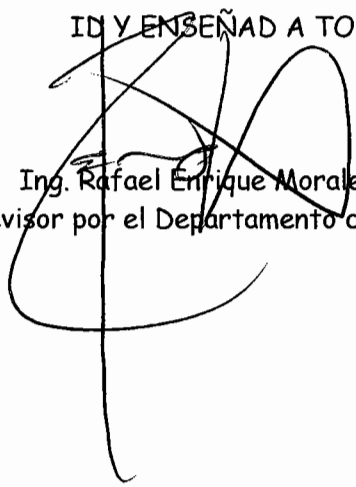
Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LA CABECERA MUNICIPAL Y PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA AGUA TIBIA, EN LA ALDEA EL TRAPICHE, MUNICIPIO DE EL ADELANTO, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Roberto Hernan Secaida Hernández, quien contó con la asesoría del Ing. Silvio José Rodríguez Serrano.

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

Atentamente,

IN Y ENSEÑAD A TODOS

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



FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

/bbdeb.



Guatemala, 02 de agosto de 2010.
REF.EPS.D.575.07.2010

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DE SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LA CABECERA MUNICIPAL Y PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA AGUA TIBIA, EN LA ALDEA EL TRAPICHE, MUNICIPIO DE EL ADELANTO, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Roberto Hernán Secaída Hernández**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Silvio José Rodríguez Serrano.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"

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



NISZ/ra



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Silvio José Rodríguez Serrano y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Roberto Hernán Secaida Hernández, titulado DISEÑO DE SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LA CABECERA MUNICIPAL Y PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA AGUA TIBIA, EN LA ALDEA EL TRAPICHE, MUNICIPIO DE EL ADELANTO, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, febrero de 2011

/bbdeb.



El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **DISEÑO DE SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LA CABECERA MUNICIPAL Y PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA AGUA TIBIA, EN LA ALDEA EL TRAPICHE, MUNICIPIO DE EL ADELANTO, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA**, presentado por el estudiante universitario **Roberto Hernán Secaida Hernández** autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Ing. Murphy Olimpo Paiz Recinos
Decano



Guatemala, febrero de 2011

/cc

ACTO QUE DEDICO A:

Byron Antonio Rodríguez

1993-2023

- DIOS** Por permitirme alcanzar este objetivo que será herramienta para servirle.
- MIS PADRES** Gregorio Secaida Urías y Clara Luz Hernández por su amor, incondicional apoyo y estímulo para lograr mis metas.
- MIS HERMANAS** Ana Patricia y Clara Isabel por su ilimitada ayuda a lo largo de mi vida.
- MIS TÍOS** Por sus oraciones, sabios consejos y apoyo, especialmente a Eusebio Secaida Urías e Higinia Secaida Urías por su gran cariño y constancia.
- MI ABUELA** María Lucrecia Hernández Barrios por sus oraciones, cariño y por compartir su sabiduría conmigo.
- MIS PRIMOS Y SOBRINOS** Por sus palabras de ánimo, su confianza y por su apoyo incondicional.
- A MIS AMIGOS Y COMPAÑEROS** Quienes han compartido conmigo las etapas importantes de mi vida y a los que buscamos juntos esta meta, especialmente a Cesar Villatoro, Adolfo Méndez, Olga Tobar, Manuel Arango, Fernando

Chinchilla, Darwin Marroquín, Josué Fernández,
Victoria Carrillo, Teresa Ángel.

LA UNIDAD DE EPS

LA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

LA FACULTAD DE INGENIERÍA

LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

MI PAÍS Guatemala

	ÍNDICE GENERAL	
	consideraciones	V
	estructura metodológica del trabajo de investigación	VII
	objetivos	VIII
	resumen	XIII
	objetivos	XV
	introducción	XVII
	1. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE EL ADELANTO	
1.1.	Generalidades	1
1.1.1.	Ubicación y localización	1
1.1.2.	Accesos y comunicaciones	4
1.1.3.	Topografía	4
1.1.4.	Población	5
1.1.5.	Actividades económicas	6
1.1.6.	Aspectos climáticos	8
1.2.	Principales necesidades del municipio	9
1.2.1.	Descripción de necesidades	9
1.2.2.	Priorización de necesidades	10
	2. DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA AGUA TIBIA EN ALDEA EL TRAPICHE, MUNICIPIO DE EL ADELANTO, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA	
2.1.	Levantamiento topográfico	11
2.2.	Evaluación de la calidad del suelo	11
2.3.	Estudio hidrológico e hidráulico	13

2.4.	Cálculo del caudal máximo del río por el método sección pendiente	14
2.5.	Descripción general de la alternativa propuesta	16
2.6.	Diseño de la alternativa propuesta	16
2.6.1.	Datos de diseño	16
2.6.2.	Especificaciones de diseño	17
2.6.3.	Especificaciones de construcción	19
2.7.	Diseño de la superestructura	20
2.7.1.	Diseño de la losa	20
2.7.1.1.	Determinación del peralte	21
2.7.1.2.	Cálculo de momentos	21
2.7.1.3.	Carga de impacto	24
2.7.1.4.	Cálculo de momento último	25
2.7.1.5.	Determinación de refuerzo	25
2.7.2.	Diseño de las vigas	31
2.7.2.1.	Determinación de peralte y base	31
2.7.2.2.	Integración de cargas	32
2.7.2.3.	Cálculo de momentos generados por la carga viva interior y exterior	34
2.7.2.4.	Diseño viga interior	39
2.7.2.4.1.	Cálculo de refuerzo a flexión en viga interior	40
2.7.2.4.2.	Distribución de las varillas	43
2.7.2.4.3.	Refuerzo adicional	43
2.7.2.4.4.	Cálculo de refuerzo a flexión a 3 metros (L/4)	45
2.7.2.4.5.	Distribución de las varillas a 3 metros	46

45	2.7.2.4.6.	Refuerzo adicional a 3	
46		metros	47
47	2.7.2.4.7.	Cálculo de refuerzo a	
48		corte	47
49	2.7.2.4.8.	Espaciamiento de	
50		refuerzo a corte	49
51	2.7.2.5.	Diseño de viga exterior	51
52	2.7.2.5.1.	Cálculo de refuerzo a	
53		flexión en viga exterior	53
54	2.7.2.5.2.	Distribución de las	
55		varillas	56
56	2.7.2.5.3.	Refuerzo adicional	57
57	2.7.2.5.4.	Cálculo de refuerzo a	
58		3 metros (L/4)	58
59	2.7.2.5.5.	Distribución de las	
60		varillas a 3 metros	59
61	2.7.2.5.6.	Refuerzo adicional a	
62		3 metros	60
63	2.7.2.5.7.	Cálculo de refuerzo	
64		a corte a 3 metros	60
65	2.7.2.5.8.	Espaciamiento de	
66		refuerzo a corte	62
67	2.7.2.6.	Diseño de diafragma	64
68	2.7.2.6.1.	Cálculo de altura y	
69		Peralte	65
70	2.7.2.6.2.	Refuerzo a flexión	65
71	2.7.2.6.3.	Refuerzo adicional	66
72	2.7.2.6.4.	Refuerzo por cortante	67
73	2.7.3.	Diseño de la subestructura	67

2.7.3.1.	Diseño de la cortina	67
2.7.3.2.	Diseño de la viga de apoyo	76
2.7.3.3.	Diseño de asentamiento o base (neopreno)	77
2.7.3.4.	Estribos	83
2.7.4.	Diseño de barandal	91
2.7.5.	Gaviones	92
2.7.6.	Evaluación del impacto ambiental	92
2.7.7.	Operación y Mantenimiento	94
2.7.8.	Evaluación socioeconómica	94
2.7.9.	Planos	94
2.7.10.	Presupuesto	95

3. DISEÑO DE SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LA CABECERA MUNICIPAL, MUNICIPIO DE EL ADELANTO, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA

3.1.	Descripción del proyecto	97
3.2.	Levantamiento topográfico	97
3.3.	Fuentes de abastecimiento de agua potable	98
3.4.	Caudal de bombeo	98
3.5.	Análisis de la calidad del agua	98
3.5.1.	Examen bacteriológico	98
3.5.2.	Análisis físico-químico sanitario	99
3.6.	Criterios de diseño hidráulico	99
3.6.1.	Periodo de diseño	100
3.6.2.	Población de diseño	100
3.6.3.	Dotación	100
3.6.4.	Factores de consumo	101
3.6.4.1.	Factor de día máximo (Fdm)	101

3.6.4.2.	Factor de hora máximo (Fhm)	101
3.7.	Determinación de caudales	101
3.7.1.	Caudal medio diario	102
3.7.2.	Caudal día máximo	102
3.7.3.	Caudal hora máximo	103
3.8.	Línea de impulsión	104
3.9.	Tanque de distribución	105
3.10.	Línea de distribución	105
3.11.	Red de distribución	109
3.11.1.	Desinfección	109
3.11.2.	Cálculo hidráulico de la red	110
3.11.2.1.	Caudal de uso instantáneo	110
3.11.2.2.	Caudal unitario	110
3.11.3.	Diámetro de tubería	111
3.11.4.	Velocidad del agua	112
3.11.5.	Cota piezométrica	113
3.11.6.	Presión dinámica	113
3.12.	Conexiones domiciliarias	114
3.13.	Obras de arte	114
3.14.	Válvulas	115
3.14.1.	Válvula de compuerta	115
3.14.2.	Válvula de aire	116
3.14.3.	Válvula de limpieza	116
3.15.	Programa de operación y mantenimiento	116
3.16.	Tarifa	117
3.17.	Evaluación socio-económica	117
3.17.1.	Valor presente neto (VPN)	117
3.17.2.	Tasa interna de retorno (TIR)	118
3.18.	Evaluación de impacto ambiental	118

3.19. Elaboración de planos	120
3.20. Elaboración de presupuesto	121
CONCLUSIONES	123
RECOMENDACIONES	125
BIBLIOGRAFÍA	127
ANEXOS	129
1.1	130
1.2	132
1.3	133
1.4	134
1.5	135
1.6	136
1.7	137
1.8	138
1.9	139
1.10	140
1.11	141
1.12	142
1.13	143
1.14	144
1.15	145
1.16	146
1.17	147
1.18	148
1.19	149
1.20	150
1.21	151
1.22	152
1.23	153
1.24	154
1.25	155
1.26	156
1.27	157
1.28	158
1.29	159
1.30	160
1.31	161
1.32	162
1.33	163
1.34	164
1.35	165
1.36	166
1.37	167
1.38	168
1.39	169
1.40	170
1.41	171
1.42	172
1.43	173
1.44	174
1.45	175
1.46	176
1.47	177
1.48	178
1.49	179
1.50	180
1.51	181
1.52	182
1.53	183
1.54	184
1.55	185
1.56	186
1.57	187
1.58	188
1.59	189
1.60	190
1.61	191
1.62	192
1.63	193
1.64	194
1.65	195
1.66	196
1.67	197
1.68	198
1.69	199
1.70	200
1.71	201
1.72	202
1.73	203
1.74	204
1.75	205
1.76	206
1.77	207
1.78	208
1.79	209
1.80	210
1.81	211
1.82	212
1.83	213
1.84	214
1.85	215
1.86	216
1.87	217
1.88	218
1.89	219
1.90	220
1.91	221
1.92	222
1.93	223
1.94	224
1.95	225
1.96	226
1.97	227
1.98	228
1.99	229
2.00	230

37	ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	37
38	Ubicación del municipio de El Adelanto	37
38	Localización del municipio de El Adelanto	37
38	Curvas de precipitación promedio del departamento de Jutiapa	37
38	Ubicación del proyecto de puente	37
38	Sección del río Agua Tibia	37
38	FIGURAS	37

1.	Ubicación del municipio de El Adelanto	2
2.	Localización del municipio de El Adelanto	3
3.	Curvas de precipitación promedio del departamento de Jutiapa	8
4.	Ubicación del proyecto de puente	13
5.	Sección del río Agua Tibia	15
6.	Carga muerta distribuida	22
7.	Integración de momentos	22
8.	Distribución del refuerzo de la losa	31
9.	Distribución de cargas par viga exterior	33
10.	Distribución de distancias para ubicar centro de gravedad	35
11.	Distribución de distancias para determinar reacciones	37
12.	Diagrama de carga viva para corte en viga interna	48
13.	Detalle de armado en viga interior parte central	50
14.	Detalle de armado de viga interior a 3 metros	51
15.	Diagrama de carga viva para corte en viga exterior	61
16.	Detalle de armado en viga exterior parte central	63
17.	Detalle de armado en viga exterior a 3 metros	64
18.	Detalle de diafragma	67
19.	Dimensiones de cortina	68
20.	Diagrama de presiones	68
21.	Diagrama de cargas puntuales	66

22.	Distribución de fuerza longitudinal en viga de apoyo	70
23.	Curvas esfuerzo-deflexión	80
24.	Detalle de cortina y viga de apoyo	82
25.	Diagrama de presiones	84
26.	Diagrama de cargas sobre el barandal	91

TABLAS		
I.	Población actual estimada por sitio poblado	5
II.	Presiones, momentos y empujes en el estribo	85
III.	Cálculo de momento estabilizante	85
IV.	Matriz de Leopold para puente vehicular	93
V.	Matriz de Leopold para sistema de distribución de agua potable	119

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
@	A cada
$\Phi_{\text{comercial}}$	Diámetro comercial de tubería
Φ_i	Diámetro interno de la tubería
A_s	Área de acero
$A_{s\text{max}}$	Área de acero máximo
$A_{s\text{min}}$	Área de acero mínimo
$A_{s\text{temp}}$	Área de acero por temperatura
A_v	Área de refuerzo a corte
b	Base
C	Coefficiente de fricción
d	Peralte efectivo
f'_c	Esfuerzo máximo del concreto
F _{dm}	Factor de día máximo
F _{hm}	Factor de hora máximo
FL	Factor longitudinal
f_y	Esfuerzo máximo del acero
H _f	Pérdida de carga
L	Luz libre
L diseño	Longitud de diseño para tubería
M_{CM}	Momento por carga muerta
M_{CV}	Momento por carga viva
ME	Momento estabilizante
M_u	Momento último

MV	Momento de volteo	
P	Carga	
Q	Caudal	
Qd	Caudal de diseño	
Qdm	Caudal día máximo	
Qhm	Caudal hora máximo	
Qi	Caudal instantáneo	
Qmd	Caudal medio diario	
Qv	Caudal volumétrico	
S	Espaciamiento	
Smax	Espaciamiento máximo	
t	Espesor de la losa	
TIR	Tasa interna de retorno	
Vcm	Corte por carga muerta	
Vcu	Cortante que resiste el concreto	
VPN	Valor presente neto	
Vs	Capacidad soporte del suelo	
Vu	Cortante último	
W	Peso	
Wc	Peso volumétrico del concreto armado	
Wcc	Peso volumétrico del concreto ciclópeo	

Aforo	Determinación del volumen de agua que lleva una corriente en una unidad de tiempo.
Altimetría	Parte de la topografía que trata de la medida de cambios de nivel en la superficie de un terreno.
Carga muerta	Son todas las fuerzas ejercidas sobre una estructura por su peso propio y elementos inamovibles.
Carga viva	Es el tipo de carga que no permanece constante en una estructura.
Caudal	Es un volumen de agua que fluye en una unidad de tiempo.
Concreto armado	Elemento homogéneo compuesto por cemento, arena, pedrín, agua y reforzado con acero.
Concreto ciclópeo	Mezcla de cemento, arena, y material pétreo de tamaño grande, no mayor a 30 cm.
Dotación	Cantidad de agua potable asignada a un habitante por día en un sistema de distribución, para satisfacer sus necesidades.

Flexión Acción de doblar un objeto o elemento estructural debido a la aplicación de cargas.

Momento Reacción causada en un punto por la aplicación de una fuerza en forma perpendicular a la distancia entre el punto de aplicación y el eje determinado.

Subestructura Son los elementos diseñados para transmitir las cargas aplicadas en la superestructura al suelo y resistir el empuje causado por cargas de suelo, agua y viento.

Superestructura Son los elementos de un puente que soportan las cargas de servicio provocadas por el tránsito que se dé sobre el mismo.

RESUMEN

Este informe contiene el diseño de dos proyectos de infraestructura para el municipio de El Adelanto, desarrollados como plan de trabajo del Ejercicio Profesional Supervisado efectuado en ese lugar. Dichos proyectos constan de un puente vehicular para la aldea El Trapiche y el diseño de la red de distribución de agua potable para el casco urbano del citado municipio.

En el primer capítulo del informe está detallada la monografía del lugar en la que se mencionan aspectos como la localización y ubicación del lugar, accesos y comunicaciones, topografía, población, actividades económicas, aspectos climáticos y una descripción de las necesidades de la población.

En la segunda parte del informe se encuentra enfocado en el desarrollo de los diseños de los proyectos:

- Diseño del puente vehicular sobre la quebrada Agua Tibia en la aldea El Trapiche: consta de una losa de 6 metros de ancho en la que están diseñadas banquetas peatonales a cada lado de 0.85 metros cada una con barandales de 0.15 metros de ancho cada uno, luz de 12 metros, ancho útil de 4 metros para una sobrecarga T20-44 basado en el uso que se le espera dar. La subestructura se compone de dos estribos; diseñados como muros de contención por gravedad; de concreto ciclópeo

- **Diseño del sistema de distribución de agua potable para la cabecera municipal de El Adelanto:** consta de un nuevo diseño para la red de distribución de agua potable que sirve al barrio Central y al barrio Sitio Arriba con materiales modernos y de mejor calidad. Este nuevo diseño establece tres sectores en la población para reacondicionar el servicio a **la oferta y demanda actual, proyectada para un tiempo de vida estimado en 20 años.**

OBJETIVOS

- **GENERAL**

Realizar el diseño del sistema de distribución de agua potable para la cabecera municipal y el del puente vehicular sobre la quebrada Agua Tibia, en la aldea El Trapiche, ambos en el municipio de El Adelanto, departamento de Jutiapa.

- **ESPECÍFICOS**

1. Investigar la población del municipio de El Adelanto, para establecer las necesidades prioritarias que puedan ser solucionadas con este informe.
2. Aplicar a un caso real los conocimientos aprendidos en las áreas de la ingeniería civil que demanda la elaboración del diseño de cada proyecto que se presentan en este informe.

QUESTION

QUESTION

At the beginning of the year, the company had 100,000 shares outstanding. During the year, the company issued 20,000 shares and repurchased 10,000 shares. The company's net income for the year was \$1,000,000. The company's earnings per share (EPS) for the year was \$10.00. What was the company's average number of shares outstanding during the year?

ANSWER

At the beginning of the year, the company had 100,000 shares outstanding. During the year, the company issued 20,000 shares and repurchased 10,000 shares. The company's net income for the year was \$1,000,000. The company's earnings per share (EPS) for the year was \$10.00. What was the company's average number of shares outstanding during the year?

The average number of shares outstanding during the year is calculated as follows: (100,000 + 20,000 - 10,000) / 2 = 105,000. Therefore, the company's average number of shares outstanding during the year was 105,000.

INTRODUCCIÓN

Este trabajo describe dos proyectos de mejora para dos comunidades del municipio de El Adelanto, departamento de Jutiapa, que se encuentra localizado en el Suroriente del país; su economía está basada en la producción agrícola y el ganado, tiene acceso a los servicios básicos en algunos sectores.

El primer proyecto se encuentra en la aldea El Trapiche, que tiene un área en la cual se concentra un gran número de viviendas y otra que es utilizada para la producción agrícola. Los moradores, para comunicarse con las carreteras y vías principales, deben atravesar la quebrada Agua Tibia: Sobre esta quebrada se diseñó un puente de 12 metros de largo, con un ángulo de esviaje en sus estribos de apoyo de 45°, un ancho total de 6 metros y un ancho útil de 4 metros. Los estribos están diseñados de concreto ciclópeo y su losa es un tablero de concreto en forma monolítica, con vigas longitudinales y diafragmas.

De la misma manera, el diseño de la red de distribución de agua potable para la cabecera municipal de El Adelanto surge como una solución para los inconvenientes causados por el diseño actual, ya que este se encuentra obsoleto por el tiempo de servicio y los materiales utilizados, que se encuentran en mal estado, generando fugas que impiden el aprovechamiento óptimo del recurso. La red de distribución de agua potable consta de 14,500 metros lineales de tubería de P.V.C. con sus accesorios necesarios. El sistema completo está dividido en 3 sectores, abastecidos por 2 tanques de distribución que obtienen agua de 2 diferentes fuentes.

2017/2018 (Page 14)

10. The following information is available for the year ended 31 December 2017:

Revenue 1000
Cost of sales 600
Selling expenses 100
Administrative expenses 100
Depreciation 50
Interest on bank loan 20
Interest on government securities 10
Dividend received 10

Required: Prepare the Profit and Loss Statement for the year ended 31 December 2017.

11. The following information is available for the year ended 31 December 2017:

Revenue 1000
Cost of sales 600
Selling expenses 100
Administrative expenses 100
Depreciation 50
Interest on bank loan 20
Interest on government securities 10
Dividend received 10

Required: Prepare the Profit and Loss Statement for the year ended 31 December 2017.

12. The following information is available for the year ended 31 December 2017:

Revenue 1000
Cost of sales 600
Selling expenses 100
Administrative expenses 100
Depreciation 50
Interest on bank loan 20
Interest on government securities 10
Dividend received 10

1. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE EL ADELANTO

1.1. Generalidades

El municipio de El Adelanto pertenece al departamento de Jutiapa que presenta la peculiaridad de ser el único departamento del Oriente del país que posee costas en el océano Pacífico y de tener la mayor línea fronteriza con la República de El Salvador.

El Adelanto fue creado por Acuerdo Gubernativo del 23 de agosto de 1882. Antiguamente El Adelanto pertenecía al Municipio de Zapotitlán con el nombre de Aldea El Sitio. El título de Municipio fue registrado a favor de la municipalidad de El Adelanto bajo el asiento número 80, folio 28, tomo segundo Diario del Sur, derecho número 2, en el departamento de Chiquimula, el día 9 de mayo de 1893, con su respectivo registro en la propiedad inmueble y con 4 aldeas. Esto lo hace ser uno de los municipios de más reciente creación del departamento de Jutiapa.

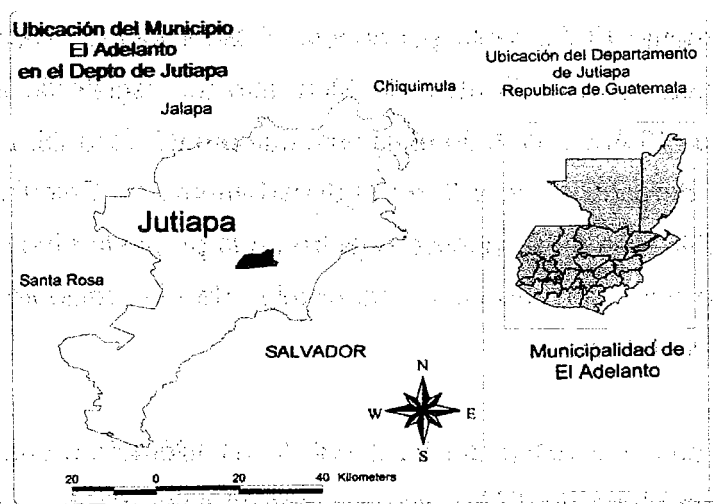
Cuenta con una extensión territorial de 31 kilómetros cuadrados, y se encuentra a una altura de 1,050 metros sobre el nivel del mar, por lo que su clima es generalmente templado.

1.1.1. Ubicación y localización

Se encuentra en el Sur Oriente del País. Según el diagnóstico realizado en el municipio por el Banco Interamericano de Integración Económica, “El Adelanto ... de un área aproximada de 31km² ... colinda al Norte con Jutiapa y

Yupiltepeque, al Este con Yupiltepeque y Zapotitlán, al Sur con Zapotitlán y Comapa y al Oeste con Comapa y Jutiapa ... La cabecera está ubicada en una pequeña planicie, a 1050 msnm, a 14° 10´ 06” de latitud y 89° 49´ 37” de longitud ...”¹. Por camino de revestimiento suelto hacia el Este Noreste son 6km al entronque con la ruta nacional 23 en el cementerio de cabecera municipal de Yupiltepeque. De allí, en dirección Noroeste hay aproximadamente 19km a la cabecera departamental, Jutiapa. Se localiza a 150 kilómetros de la ciudad capital, a 32 de la cabecera departamental y a 6 de la aldea El Calvario del municipio de Yupiltepeque del departamento de Jutiapa.

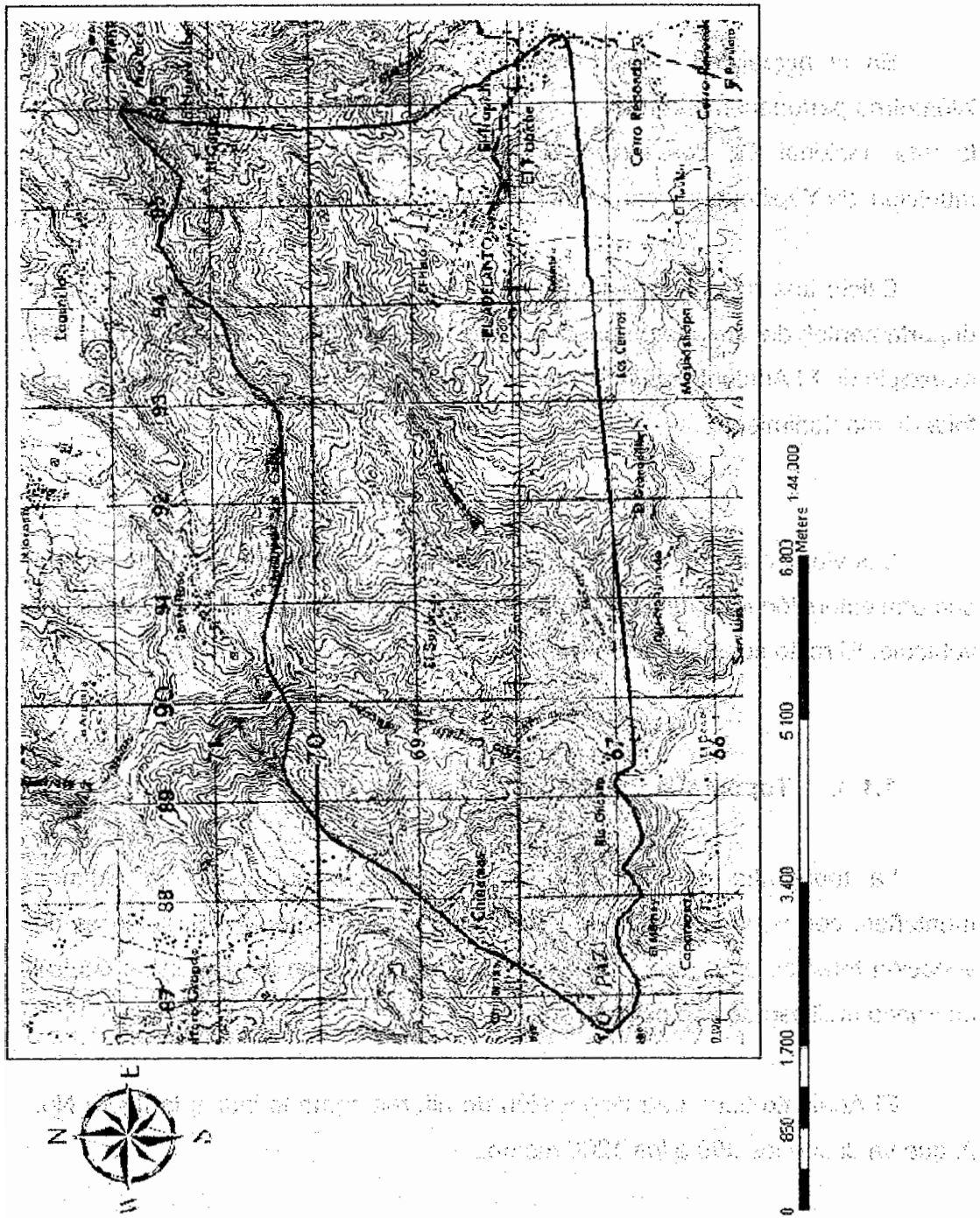
Figura 1. Ubicación del municipio de El Adelanto



Fuente: OMP. Municipalidad de El Adelanto

¹ Campos Roca, Saúl. Diagnóstico, Municipio de El Adelanto, Jutiapa, Guatemala. Pág. 4.

Figura 2. Localización del municipio de El Adelanto



Fuente: OMP. Municipalidad de Jutiapa

1.1.2. Accesos y comunicaciones

En la actualidad sólo cuenta con una vía principal de acceso, 118 kilómetros pertenecen a la ruta centroamericana 1 (CA-1) y el resto pertenece a la ruta nacional 23. Los últimos 6 kilómetros que comunican la cabecera municipal de Yupiltepeque con la de El Adelanto son de terracería.

Existe una ruta alterna, también de terracería, que parte de la cabecera departamental de Jutiapa y pasa por las aldeas Chinamas y el Zarón del municipio de El Adelanto, Jutiapa que actualmente se encuentra inhabilitada por falta de mantenimiento.

Las vías de acceso a las comunidades en su totalidad son de terracería con una extensión total de 41.0 kilómetros, de los cuales 25 son transitables por vehículo. El resto solamente son transitables a pie o por bestia de carga.

1.1.3. Topografía

La topografía del municipio es irregular, ya que presenta algunas montañas, cerros, lomas, parajes y peñas de origen volcánico. El suelo es de vocación forestal, en su mayoría es de tipo arenoso y en la altiplanicie central es franco arcilloso de tipo pedregoso.

El Adelanto tiene una disposición de alturas como lo indica la figura No. 2, que va desde los 600 a los 1200 msnm.

1.1.4. Población

El municipio está organizado en 12 centros poblados, estos incluyen la cabecera municipal, cuatro aldeas, seis caseríos y una finca. La población masculina está representada por el 49.3% y la población femenina por el 50.7%, haciendo una relación hombre: mujer, 0.97:1.0.

Con un total de 1320 familias, ubicadas en 1348 viviendas la población total asciende a 6398 habitantes según el censo realizado en el 2001 por la municipalidad de El Adelanto. Este censo da una distribución de los grupos por edad: niños hasta cinco años 21.4%; de 6 a 19 años 31.8% y de 20 años o más 46.8%. Un estimado del 63.82% de la población vive en el área rural, es decir, en las comunidades fuera del pueblo.

La tasa aproximada de crecimiento poblacional, según el citado censo, es del 2.75%, y con base en la misma se estima una población actual por sitio poblado como se muestra en la tabla I.

Tabla I. Población actual estimada por sitio poblado

Comunidad	No. De Familias	Población total	No. De casas
El Adelanto	562	2615	620
El Trapiche.	407	1857	402
Nueva Libertad	210	1165	207
El Zaron	114	568	120
Chinamas	240	1279	240
Cerro de Piedra	37	181	37

Continuación Tabla I.

El Hato	7	19	7
El Ixcanalar	15	86	13
Las Trojas	20	100	19
Río Chiquito	13	53	13
Los Godoyes	13	60	13
El Porvenir	8	43	8
TOTAL	1,646	7,956	1,682

Niveles de pobreza y desnutrición son evidentes en algunas comunidades, en donde existe el riesgo de epidemias y desnutrición. De la vivienda y los servicios indispensables, el 71.60% de los hogares no disponen de servicio sanitario, el 68.93%, tienen servicio de energía eléctrica, el 91.17% cocinan los alimentos con leña, el 68.22% de las paredes exteriores de las viviendas están construidas de adobe, el 51.49% son de techo de lámina, el 40.01%, son de techo de teja, el 54.95% son de piso de tierra, 93.48% de los hogares están en casa formal, el 54.41% tiene servicio domiciliar de agua y el 31.53% de los hogares se abastecen de río o manantial, siendo estas carencias más significativas en el área rural del municipio.

1.1.5. Actividades económicas

El municipio en su mayoría se dedica a labores agrícolas y ganaderas. Los principales productos agrícolas producidos son el maíz, frijol, maicillo y café. Para la producción de estos granos se utilizan semillas certificadas, se hacen estudios a los suelos y se utilizan pesticidas y fertilizantes para mejorar la producción. El 50% de la producción es utilizado frecuentemente para el consumo familiar y el resto para la comercialización en mercados locales o en El Salvador.

En lo que respecta al sector pecuario en el municipio existe la crianza a menor escala de ganado vacuno, porcino y equino. Para la producción de leche los habitantes han adquirido razas mejoradas como Holstein y Jersey, lo mismo ocurre para el ganado de carne para el consumo. El promedio de cabezas de ganado por familia es de uno que son mantenidos en una superficie de 1023.4 hectáreas. La comercialización de la misma se da a nivel local, municipal y departamental. Es recurrente que se lleve a pastar el ganado a un lugar distinto al que se utiliza para su resguardo.

En lo que respecta a la industria en el municipio funciona una pequeña fábrica de adoquín y otra de silos metálicos para almacenar granos, ambas de manera artesanal.

Las empresas y comercios que existen en el municipio son de carácter familiar, entre las cuales se puede contar con 2 ferreterías, dos farmacias, un pequeño empresario de transporte extra urbano, una mueblería, así como varias tiendas.

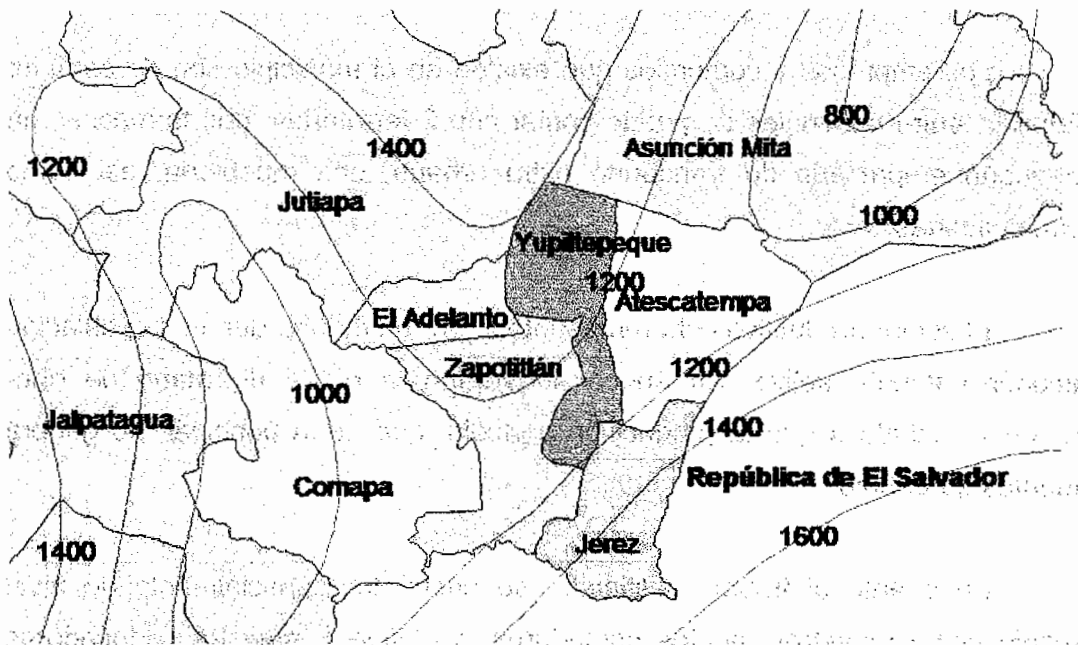
El sector productivo esta representado por un 85.5%, que es la población económicamente activa. En época de verano la oferta de mano de obra aumenta debido a que la producción agrícola, que es la principal, no genera fuentes de trabajo.

En cuanto al trabajo calificado, se encuentra especialmente de nivel medio como maestros, peritos contadores, bachilleres, maestras educadoras del hogar, secretarías bilingües y comerciales, aunque muchos jóvenes en la actualidad buscan especializarse a nivel universitario, para lo cual deben de desplazarse a la cabecera departamental.

1.1.6. Aspectos climáticos

El clima es generalmente templado y presenta una temperatura anual entre 15.7 y 29.1 grados centígrados. En el año se presenta una precipitación anual de 1,104.1 milímetros el cual principia a mediados de mayo para finalizar a mediados de octubre. La región presenta una humedad relativa de 77% según datos que el INSIVUMEH proporciona para la región según la estación meteorológica ubicada en el municipio de Quezada, también del departamento de Jutiapa.

Figura 3. Curvas de precipitación promedio, departamento de Jutiapa



Fuente: Instituto Geográfico Nacional

La clasificación por zonas de vida realizada en el país, tomando como base el Sistema Holdridge, ubica al municipio completo de El Adelanto en la Zona de Vida de Bosque húmedo subtropical templado, bh-S(t), pero las características del Municipio por su temperatura y vegetación, en la zona baja, desde el pueblo, lo asemeja mas a la zona de vida del bosque seco subtropical bs-S.

1.2. Principales necesidades del municipio

1.2.1. Descripción de las necesidades

La cabecera municipal de El Adelanto cuenta con servicios tales como energía eléctrica, uso de letrinas, agua potable, academias de mecanografía y computación, escuela de educación preprimaria, primaria e instituto de educación básica e iglesias de distintas denominaciones cristianas. Algunos de estos servicios operan en sus aldeas.

Por razones socioeconómicas, las deficiencias en servicios básicos no se han satisfecho y algunas de estas están en proyecto:

- Infraestructura: los edificios públicos fueron mal diseñados y necesitan ampliaciones.
- Mejoramiento de caminos: son de terracería, reciben poco mantenimiento y en algunos casos necesitan puentes.
- Drenajes: en mal estado e insuficientes.
- Agua potable: por la descarga de aguas negras que reciben los ríos tanto la cabecera municipal como las aldeas reciben agua contaminada o no reciben agua.

1.2.2. Priorización de las necesidades

Proyecto diseño de puente vehicular:

- Existe un proyecto de mejorar el camino que atraviesa la aldea El Trapiche, pero no se incluye la construcción de un puente que durante el invierno evite el aislamiento de los pobladores de dicha aldea. El mal estado de esta vía de comunicación obliga a los agricultores de la zona a transportar sus productos en animales de carga.

Proyecto diseño de red de distribución de agua potable:

- Existe una red de distribución de agua potable cuyo diseño es obsoleto por su antigüedad a tal grado que las fugas de la cañería que la conduce evitan el mejor aprovechamiento del caudal que se distribuye, amén de que por la baja del nivel freático dicho caudal ha bajado ostensiblemente.

2. DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA AGUA TIBIA EN ALDEA EL TRAPICHE, MUNICIPIO DE EL ADELANTO, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA

2.1. Levantamiento topográfico

Este consta de una serie de procedimientos en los que se recaba en esencia: ángulos, distancias y diferencias de altura; estos para graficar la superficie que afecta el proyecto a realizarse. Para la realización de este se utilizan instrumentos como el teodolito, nivel de exactitud, cinta metálica, estadal, plomada y además materiales adicionales.

Los datos fueron tomados mediante el trazo de una malla cuadrangular con espaciamientos de 10 m entre cada eje longitudinal y transversal.

Adicionalmente sobre los ejes se tomaron los puntos de importancia que representan cambios significativos en la topografía del terreno.

El tamaño de la malla es de 40 m x 80 m en la que se incluyó la mayor distancia aguas arriba y abajo del punto en donde se construirá el puente.

2.2. Evaluación de la calidad del suelo

El municipio de El Adelanto se caracteriza por tener un suelo franco-arcilloso y de origen volcánico, esto se puede observar directamente en el sitio en donde se construirá el puente ya que el suelo es una formación rocosa de origen sedimentario clasificada como brecha volcánica, esta se encuentra

formada por cenizas y rocas clásticas de diversos tamaños (piedra pómez) que se han consolidado con el paso del tiempo.

Por las características físicas y mecánicas de este tipo de suelo se optó por obtener una muestra inalterada en campo para luego extraer un testigo en el laboratorio con el que se tallarían 2 cilindros y así efectuar un ensayo a compresión no confinado, que nos brindaría una capacidad de carga del suelo de 22.5 kg/cm^2 ($225,000.00 \text{ Kg/m}^2$).

La cohesión puede determinarse con base en la siguiente fórmula

$$\sigma_1 = \sigma_3 N\phi + 2c\sqrt{N\phi}$$

Tomando en cuenta que el ángulo de fricción interna por las características del suelo y el tipo de ensayo realizado se puede asumir 0, la cohesión puede representarse con la siguiente ecuación:

$$c = \frac{\sigma_1}{2}$$

Por lo que la cohesión para el material que compone el suelo en estudio es:

$$c = \frac{22.5 \text{ kg/cm}^2}{2} = 11.25 \text{ kg/cm}^2$$

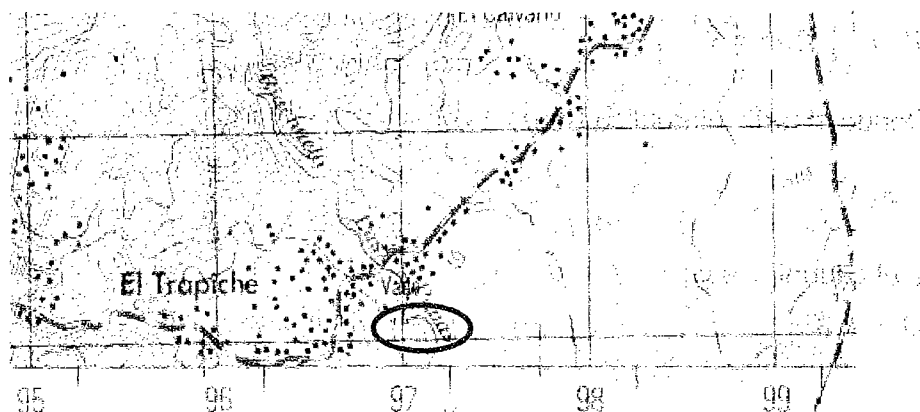
El tipo de falla presenta un disgregamiento de las partículas por lo que no es arcilla blanda.

2.3. Estudio hidrológico e hidráulico

Este estudio establece las características hidrológicas y los regímenes de avenidas máximas, extraordinarias y factores hidráulicos que conlleven a formar una acertada apreciación del comportamiento hidráulico del río que permitan hacer un acertado diseño en diferentes aspectos como:

- Ubicación óptima del cruce.
- Caudal máximo de diseño hasta la ubicación del cruce.
- Comportamiento hidráulico del río en el área de influencia.
 - Área del flujo a ser confinada por el puente.
 - Tirante máximo en la ubicación del puente.
 - Nivel mínimo recomendable de la losa del puente.
 - Profundidades de socavación.
 - Profundidad mínima de ubicación de las cimentaciones según su tipo.
- Obras de protección necesarias.
- Previsiones para la construcción del puente.

Figura 4. Ubicación del proyecto de puente



Fuente: Instituto Geográfico Nacional, Plano 1:50 000

La ubicación óptima de un puente puede no estar determinada por el lugar en donde el puente sea más corto si no por el lugar en el que se presenten menos adversidades de tipo hidráulico que puedan representar daños a la estructura del mismo. El caudal máximo de diseño es la estimación de la mayor cantidad de agua en que posee el afluente al pasar por el lugar en donde se encuentre construido el puente y en este punto también se observa el régimen que posee. Estos datos también sirven para aspectos estructurales a diseñar pues se debe determinar la altura del puente para que no vaya a tener cargas de impacto (por objetos arrastrados por el agua) en la superestructura, las cargas efectuadas por la presión de agua en la subestructura y las obras de protección para mitigar daños.

2.4. Cálculo de caudal máximo de río por el método sección pendiente

Este método busca calcular el caudal de un río tomando en cuenta el área de la sección y la pendiente. Estos datos como parte de la fórmula de Manning brindan la velocidad de un afluente para luego multiplicar por el área de la sección y obtener el caudal deseado.

$$V = \frac{1}{n} \left(R_h^{2/3} * S^{1/2} \right)$$

Donde el radio hidráulico R_h es:

$$R_h = \frac{A}{P_m}$$

Y el caudal Q es:

$$Q = A \times V$$

Para la determinación de las crecidas es necesario tomar la profundidad al fondo del río a ciertas distancias y así poder graficar una sección transversal

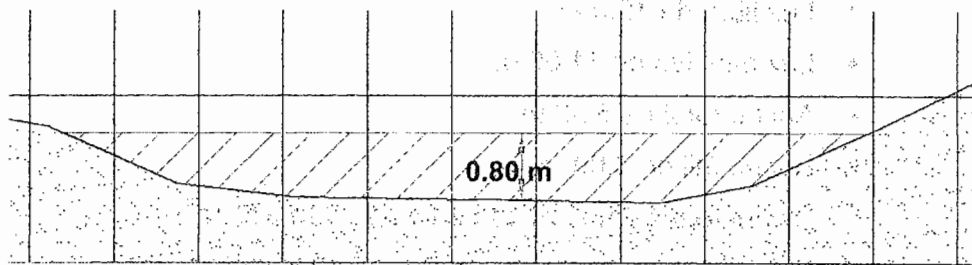
del mismo. Luego se debe determinar el tirante máximo, pudiéndolo hacer de las siguientes maneras:

- Determinarlo mediante la investigación del entorno del río para buscar rastros de crecidas.
- Preguntas a las personas del lugar.
- Buscar registros o datos confiables de crecidas.

Los datos obtenidos se basan en información dada por las personas del lugar y en el estudio topográfico realizado, siendo los siguientes:

- Área de la sección del río: 6.07 m^2
- Perímetro mojado: 9.87 m
- Pendiente: $0.0125 \frac{\text{m}}{\text{m}}$
- Coeficiente de rugosidad: 0.2 (Según Tabla tomada de S.M. Woodward and C. J Posey "Hydraulics of steady flow in open channels".)
- Tirante máximo: 0.80 m

Figura 5. Sección del río Agua Tibia



2.4. Dado los datos la fórmula quedaría de la siguiente forma:

$$R_h = \frac{6.07m^2}{9.87m} = 0.61m$$

$$V = \frac{1}{0.2} \left(0.61^{2/3} * 0.0125^{1/2} \right) = 0.41m/s$$

$$Q = 0.41m/s * 6.07m^2 = 2.47m^3/s$$

2.5. Descripción general de la alternativa propuesta

El proyecto se encuentra ubicado en el camino que conduce desde la aldea El Trapiche, municipio de El Adelanto del departamento de Jutiapa hacia la aldea El Jícaro, municipio de Yupiltepeque del mismo departamento sobre la quebrada Agua Tibia. El puente estará formado en su subestructura por 2 estribos ubicados en los extremos y la cimentación, la superestructura estará formada por una losa plana, vigas de apoyo, 2 diafragmas y barandales.

2.6. Diseño de la alternativa propuesta

2.6.1. Datos de diseño

- Luz libre de 12.00 m
- Luz efectiva de 11.00 m
- Ancho total de 6.00 m
- Ancho útil de 4.00 m
- Esfuerzo máximo del concreto (f_c) 210 Kg/cm²
- Esfuerzo máximo del acero (f_y) 2,810 Kg/cm²
- Peso volumétrico del concreto ciclópeo (W_{cc}) 2,700 Kg/m³
- Peso volumétrico del concreto armado (W_c) 2,400 Kg/m³
- Capacidad soporte del suelo (V_s) 22.5 kg/cm²

- Sobrecarga (Eje H20-44, peso de 18,145.00 Kg)
- Esviaje o ángulo de oblicuidad 45°

2.6.2. Especificaciones de diseño

Para la construcción del puente es necesario tener en consideración varios aspectos de diseño que determinarán la calidad de la obra y su durabilidad al estar en funcionamiento. Las especificaciones son las siguientes:

Concretos: (sección 551 y 555 de las especificaciones de la D.G.C.) el concreto tendrá un esfuerzo de ruptura de 210 kg/cm² (clase 3,000) a los 28 días.

Se determinara la consistencia del concreto fresco mediante ensayos de asentamiento por medio del cono de Abrams en los siguientes casos:

- Cuando se inicie la fundición.
- Cuando se tomen probetas para ensayos de resistencia.

El concreto vibrado deberá tener un asentamiento máximo de 10 cm (4").

Se ensayaran probetas de concreto de acuerdo a las normas ASTM, para determinar la resistencia del concreto.

Se usara acero de refuerzo de grado 40 (2,810 kg/cm²) en forma de barras corrugadas, de acuerdo con las últimas especificaciones de la AASHTO y ASTM (American Society For Testing and Materials).

Recubrimientos: (AASHTO 5.12.3) medido del rostro de la barra a la superficie del concreto: 8 cm para cimientos y muros, 5 cm para losas arriba y 2.5 cm abajo, 5 cm para vigas, diafragmas y cortinas.

Todas las aristas expuestas deberán biseladas 2 cm A menos que se indique otra cosa.

Longitud de desarrollo: (AASHTO 5.11.2.1:1) se proporcionará a todas las barras la longitud necesaria a partir del punto donde se requieren por diseño, siendo está la mayor de la profundidad efectiva del elemento, 15 diámetros de la barra o la luz/20.

Traslapes: (AASHTO 5.10.3.1.4/ D.G.C. 509.080.) se calculan con base a la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de uniones mecánicas para las barras No. 11, de tal modo que desarrollen un 125% del f_y nominal de la barra, siguiendo la especificación AASHTO 8.33.2, evitando localizarlas en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea, deberán colocarse alternos a cada 60 cm.

Los traslapes serán de 24 diámetros, salvo que los planos y disposiciones indiquen otra cosa.

Ganchos: (AASHTO 5.10.2) los dobleces deberán ser hechos en frío y un equivalente a 6 diámetros en su lado libre cuando se trata de 180 grados, o 12 diámetros cuando se trata de 90 grados.

Formaletas: las formaletas se harán según la sección 505.04 de las especificaciones de la D.G.C.

Acabados: el acabado de concreto se harán según la sección 504.14 de las especificaciones de la D.G.C.

2.6.3. Especificaciones de construcción

Para la superestructura

El barandal se debe construir posteriormente a que las vigas se hayan deflectado libremente.

Todos los elementos de acero estructural del puente deberán cubrirse con dos capas de pintura anticorrosiva de diferente color, exceptuando los pernos que deberán dejarse correctamente engrasados.

Para la subestructura

Los estribos se diseñan para la capacidad soporte establecida en el estudio de suelos y a la profundidad definida por el Ingeniero de suelos para cada caso.

Deberá evitarse la explotación de los bancos de materiales circundantes a las riberas del río, para evitar posibles socavaciones en el futuro.

No se debe permitir la destrucción de los bancos de materiales, de manera que las excavaciones sean del tamaño estrictamente necesario para acomodar los estribos.

Deberá proporcionarse adecuado drenaje a los estribos para evitar presiones nocivas a la estructura.

La proporción de este concreto es 33% de concreto de baja resistencia y 67% de piedra bola. El volumen total de piedra adicional no debe exceder de un tercio (1/3) del volumen total del concreto ciclópeo.

2.7. Diseño de la superestructura

2.7.1. Diseño de la losa

Basándose en la tabla AASHTO 9.7.1

Para el diseño de losa es necesario saber como trabaja, en el caso de puentes la losa trabaja en un sólo sentido, por lo tanto el refuerzo principal es perpendicular al tránsito, la separación entre vigas es igual a la luz de losa, que para este caso es de 1.80m.

$$t = \frac{1.2(L + 3.05)}{30} \geq 0.15m$$

En donde

t = espesor de losa

L = luz libre entre vigas

$$t = \frac{1.2(2.0 + 3.05)}{30} \geq 0.15m \quad t = 0.208 \text{ m}$$

Por criterio la losa se toma de 0.20 metros

2.7.1.1. Determinación del peralte

Utilizando como referencia varilla No. 4 (1.27cm.), grado 40 (40,000psi), recubrimiento mínimo 2.50 cm.

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

Donde

d = Peralte efectivo en metros.

t = Espesor de la losa en metros.

R = Recubrimiento mínimo en la parte inferior de la losa

ϕ = Diámetro de la varilla utilizada.

$$d = 0.20 - 0.025 - 0.0127/2 = 0.169$$

2.7.1.2. Cálculo de momentos

El análisis consiste en determinar los momentos producidos por carga muerta, sobrecarga e impacto, con la suma de estos momentos se obtiene el momento total, el cual es el que se utiliza para determinar el cálculo del refuerzo. Como el ángulo de oblicuidad es mayor a 25° el refuerzo principal debe ser perpendicular a la dirección del eje del tablero o losa.

- **Momento debido a peso muerto**

$$W_{\text{losa}} = W_c \cdot t \cdot b = 2,400 \text{ Kg/m}^3 \cdot 0.20 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 480 \text{ Kg/m}^2$$

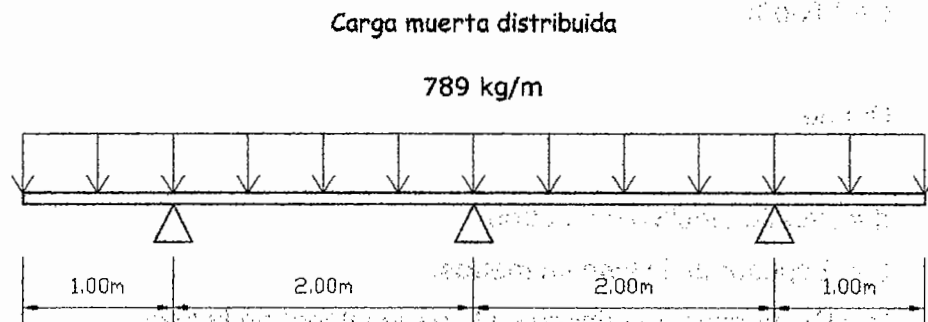
$$W_{\text{banqueta}} = W_c \cdot t \cdot b \cdot 2 = 2,100 \text{ Kg/m}^3 \cdot 0.10 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 210 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_{\text{poste}} = W_c \cdot \text{Areaposte} \cdot H = 2,400 \text{ Kg/m}^3 \cdot 0.15\text{m} \cdot 0.15\text{m} \cdot 0.5\text{m} = 27 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_{\text{baranda}} = W_c \cdot \text{Areabaranda} = 2,400 \text{ Kg/m}^3 \cdot 0.15\text{m} \cdot 0.20\text{m} = 72 \text{ Kg/m}^2$$

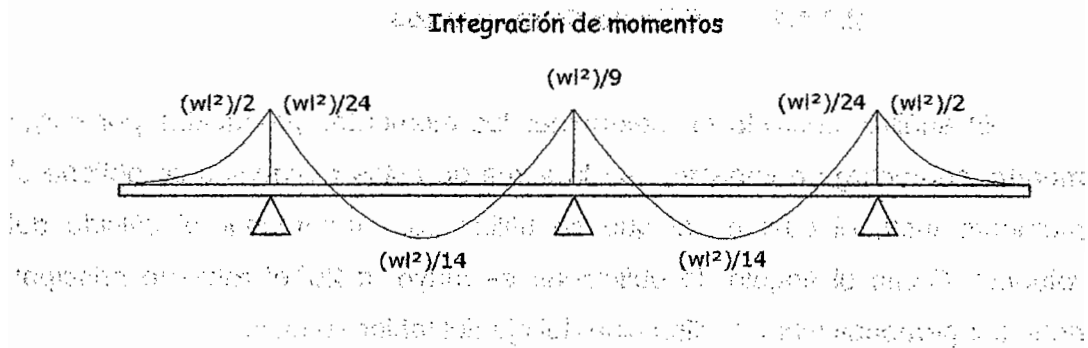
$$W_{\text{total}} = (480+210+27+72) \text{ Kg/m}^2 = 789 \text{ Kg/m}^2$$

Figura 6. Carga muerta distribuida



Se toma el peso para 1 m lineal $W_{\text{total}} = 789 \text{ kg/m}^2 \cdot 1\text{m} = 789 \text{ Kg/m}$

Figura 7. Integración de momentos



- Integración de momentos

Momento positivo: $M_{cm} = \frac{wL^2}{14}$,

Momento negativo en el apoyo interno: $M_{cm} = \frac{wL^2}{9}$

Momento negativo en la cara interior del apoyo externo:

$$M_{cm} = \frac{WL^2}{24}$$

$$\text{Momento en apoyo del voladizo: } M_{cm} = \frac{WL_v^2}{2}$$

M_{cm} = Momento carga muerta (Kg-m).

W = Carga distribuida (Kg / m).

L = Luz de losa entre vigas a ejes (m).

L_v = Luz de voladizo (m).

$$M_{cm} = \frac{WL^2}{9} = \frac{(789 \text{ Kg/m})(2\text{m})^2}{9} = 350.67 \text{ Kg-m}$$

$$M_{cm} = \frac{WL^2}{14} = \frac{(789 \text{ Kg/m})(2\text{m})^2}{14} = 225.43 \text{ Kg-m}$$

$$M_{cm} = \frac{WL^2}{24} = \frac{(789 \text{ Kg/m})(2\text{m})^2}{24} = 131.50 \text{ Kg-m}$$

$$M_{cm} = \frac{WL^2}{2} = \frac{(789 \text{ Kg/m})(1\text{m})^2}{2} = 394.50 \text{ Kg-m}$$

Para el análisis se toma en cuenta la carga que ejerce el momento crítico, o el momento mayor, en este caso en el apoyo externo el valor del momento es de 394.50 Kg-m

- **Momento por carga viva**

Se tienen 2 casos, AASHTO 3.24.3.1: caso A, con refuerzo principal perpendicular al tráfico, caso B con refuerzo principal paralelo al tráfico.

$$M_{cv} = 0.8 \frac{(S + 2.00)}{32} * P$$

Donde:

Mcv = Momento de carga viva en lb-pie.

S = Espaciamiento entre vigas en pies (2.00 m = 6.56 pies).

P = Carga de camión en libras (H20-44, 16,000 lb).

Cálculo:

$$M_{cv} = 0.8 \frac{(6.56 + 2.00)}{32} * 16,000 = 3424.00 \text{ lb-pie} = 474.50 \text{ kg-m}$$

2.7.1.3. Carga de impacto

Según las normas AASHTO 3.8.2.1, considera que el momento producido por la carga viva debe ser incrementado no mayor del 30%, por efecto producido por el impacto, el cual se calcula con la siguiente fórmula:

$$I = \frac{15.24}{L + 38} \quad \text{Sistema métrico (L en metros)}$$

$$I = \frac{50}{L + 125} \quad \text{Sistema inglés (L en pies)}$$

Donde:

I = impacto (%)

L = separación entre vigas (metros, pies)

$$I = \frac{15.24}{2.0 + 38} = 0.381$$

$$I = 38.1 \% > 30 \%$$

El valor máximo permisible es 30% según las normas AASHTO, entonces será tomado este valor para el calculo del momento de impacto, ya que el valor que se obtuvo en la formula es mayor, además entre mas grande es el claro, menor es el impacto.

El valor del momento de impacto que se produce por la carga viva es el siguiente:

$$MI = M_{cv} * I$$

$$MI = 474.50 \text{ kg-m} * 0.30 = 142.35 \text{ Kg-m}$$

2.7.1.4. Cálculo del momento último

La integración de los momentos que afecta a la estructura, queda simplificado en la siguiente ecuación según las normas AASHTO:

$$M_U = 1.30 [M_{cm} + 5/3(M_{cv} + I)]$$

$$M_U = 1.30 [394.5 + 5/3(474.50 + 142.35)] (\text{Kg} - \text{m}) = 1,849.36 \text{ Kg-m}$$

2.7.1.5. Determinación de refuerzo

- **Refuerzo transversal principal (Cama inferior)**

Estas losas se toman como vigas rectangulares para simplificar el análisis, calculando para una tira de 1.00 m de ancho y de canto igual al espesor de la losa, cortada perpendicularmente a las vigas de apoyo. La acera y el mordiente se colocan como carga muerta y no se toma en cuenta para el espesor de la losa. El valor del refuerzo transversal lo obtendremos con la

iteración de la siguiente fórmula, no pudiendo ser menor que 0.570 mm²/mm, en la que se varía el valor "a" que representa la altura afectada a compresión en la losa:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

A_s = Área de acero en cm²

φ = Coeficiente de reducción de resistencia φ=0.90 a flexión.

f_y = Módulo de fluencia del acero en Kg/cm².

M_u = Momento último en Kg-cm.

a = altura de la losa bajo acciones compresivas.

d = Peralte efectivo en cm.

El valor a se comprueba con la siguiente fórmula y el resultado se toma como valor de a de la siguiente iteración:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

a = altura de la viga sometida a compresión

A_s = Área de acero en cm²

f'_c = Módulo de fluencia del concreto en Kg/cm².

f_y = Módulo de fluencia del acero en Kg/cm².

b = base unitaria.

Datos

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

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

$$M_u = 1,849.36 \text{ Kg-m} = 184,936.00 \text{ Kg-cm}.$$

$$b = 100 \text{ cm}.$$

$$d = 16.9 \text{ m}.$$

$$a \text{ (primera iteración)} = 1 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{184936.00}{0.90 \times 2810 \times \left(16.9 - \frac{1}{2}\right)} = 4.45 \text{ cm}^2$$

Comprobando:

$$a = \frac{4.45 \times 2810}{0.85 \times 210 \times 100} = 0.70$$

$$a = 0.70 \text{ (segunda iteración)}$$

$$A_s = \frac{184936.00}{0.90 \times 2810 \times \left(16.9 - \frac{0.70}{2}\right)} = 4.42 \text{ cm}^2$$

Comprobando:

$$a = \frac{4.42 \times 2810}{0.85 \times 210 \times 100} = 0.70$$

$$A_s = 4.42 \text{ cm}^2$$

- **Área de acero mínima**

$$A_{smin} = \frac{14.1}{f_y} * b * d$$

$$A_{smin} = \frac{14.1}{2,810} * 100 * 16.9$$

$$A_{smin} = 8.48 \text{ cm}^2$$

- **Área de acero máxima**

$$\rho_{bal} = \phi * \beta_1 * E_s \frac{0.003 * f'_c}{f_y(0.003 * E_s + f_y)}$$

Donde:

$$\beta_1 = 0.85 \text{ (} f'_c \leq 210 \text{ kg/cm}^2 \text{)}$$

$$E_s = 2.03 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.90 \text{ (factor para flexión)}$$

$$\rho_{bal} = 0.90 * 0.85 * (2.03 * 10^6) \frac{0.003 * 210}{2,810[0.003 * (2.03 * 10^6) + 2810]}$$

$$\rho_{bal} = 0.0391$$

$$\rho_{max} = 0.50 \rho_{bal} \text{ (para zona sísmica)}$$

$$A_{smax} = 0.5 * \rho_{max} * b * d$$

$$A_{smax} = 0.5 * 0.0391 * 100 * 16.9 = 32.98 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} \leq A_s \leq A_{smax}$$

El área de acero tiene que ser mayor al acero mínimo y menor que el máximo, debido a que el valor calculado no cumple se utilizará el área de acero mínimo.

$$A_{smin} = 8.47 \text{ cm}^2$$

- **Distribución de las varillas**

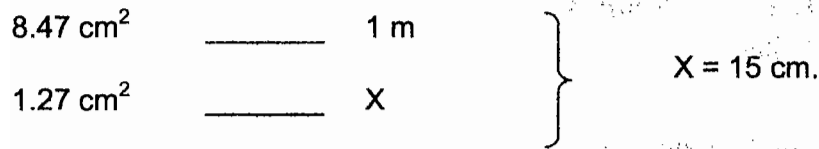
Espaciamiento máximo: $2t = 2 \cdot 0.20 = 0.40 \text{ m}$

La separación entre varillas no debe ser mayor que el espaciamiento máximo.

- **Distribución de refuerzo en cama superior**

En la cama superior el acero no debe ser menor a $0.380 \text{ mm}^2/\text{mm}$.

Utilizando varillas No.4 grado 40, la distribución queda de la siguiente forma:



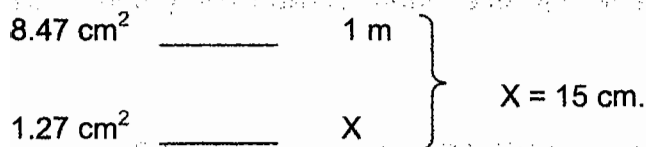
El espaciamiento queda de la siguiente forma: Varilla No.4, grado 40 @ 0.15 m

- **Refuerzo transversal principal (Cama inferior)**

$$A_{stemp} = 0.002bt$$

$$A_{stemp} = 0.002(100)(20) = 4 \text{ cm}^2$$

Se utilizará $A_{smin} = 8.47 \text{ cm}^2$



El espaciamiento queda de la siguiente forma: Varilla No.4, grado 40 @ 0.15 m

- **Refuerzo longitudinal para cama superior y cama inferior**

La AASHTO 3.24.10.2, recomienda la siguiente ecuación:

$$FL = \frac{2.20}{\sqrt{S}}$$

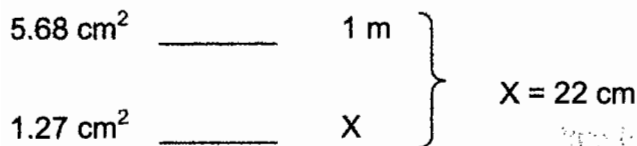
S = Espaciamiento de vigas en pies

FL = Factor longitudinal (FL ≤ 0.67)

$$FL = \frac{2.20}{\sqrt{2m * \frac{1pie}{0.3048m}}} = \frac{2.20}{\sqrt{6.56pies}} = 0.8588 > 0.67$$

$$As = 0.67 * 8.47cm^2 = 5.68 cm^2$$

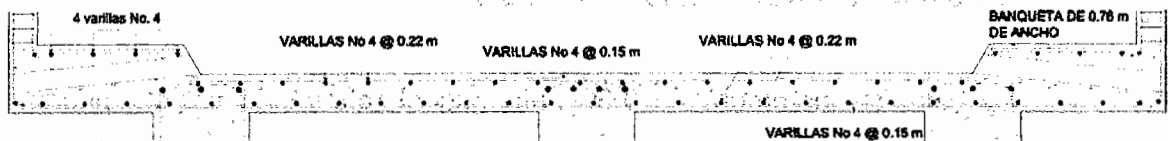
Utilizando varilla No.4 grado 40, la distribución queda de la siguiente manera:



El espaciamiento queda de la siguiente forma: Varilla No.4, grado 40 @ 0.22 m.

Las especificaciones del código AASHTO dadas en el inciso 9.7.2.5 para puentes con oblicuidad mayor a 25° dicen que el refuerzo en ambos sentidos ubicado en los extremos del puente debe de ser del doble del calculado.

Figura 8. Distribución del refuerzo de la losa



2.7.2. Diseño de las vigas

El sistema de soporte primario esta dado por vigas, que suman 3, 2 exteriores y una interior, con un espaciamiento interno de 2 metros y un voladizo de 1 metro a un lado de las vigas exteriores. Estas vigas se diseñarán en base a las siguientes especificaciones:

2.7.2.1 Determinación del peralte y base

En el ACI se encuentra una ecuación para el peralte la cual es tomar un dieciseisava parte de la longitud del puente ($L/16$) para no chequear deflexiones, y para la base $\frac{1}{2} d$.

Luz de puente $L = 12.00$ metros

- **Peralte de viga**

$$d = 12\text{m}/16 = 0.75 \text{ metros}$$

El peralte será de 0.90 m para que el incremento en el área de acero a tensión no provoque una viga doblemente reforzada.

Base

$$b = 0.5 \cdot d = 0.5 \cdot 0.90 = 0.45 \quad b = 0.50 \text{ m}$$

La base se incrementa a 0.50 para que el refuerzo a colocar pueda satisfacer las especificaciones respecto a recubrimiento y separación de las barras paralelas.

2.7.2.2 Integración de cargas

Viga interior:

$$W_{\text{losa}} = 2,400 \text{ kg/m}^3 \cdot 2.00 \text{ m} \cdot 0.20 \text{ m} = 960 \text{ Kg/m}$$

$$W_{\text{viga interior}} = 2,400 \text{ kg/m}^3 \cdot 0.70 \text{ m} \cdot 0.50 \text{ m} = 840 \text{ Kg/m}$$

$$1,800.00 \text{ Kg/m}$$

Viga exterior

$$W_{\text{losa}} = 2,400 \text{ kg/m}^3 \cdot 2.00 \text{ m} \cdot 0.20 \text{ m} + 2,100 \text{ kg/m}^3 \cdot 1.00 \text{ m} \cdot 0.10 \text{ m} = 1170 \text{ Kg/m}$$

$$W_{\text{viga exterior}} = 2,400 \text{ kg/m}^3 \cdot 0.65 \text{ m} \cdot 0.50 \text{ m} = 780 \text{ Kg/m}$$

$$1,950 \text{ Kg/m}$$

- **Predimensionamiento del diafragma**

$$\text{Diafragma interior} = \frac{3}{4} H \text{ viga} = 0.75 \cdot 0.90 = 0.675 \approx 0.70$$

$$H_d = 0.70 \text{ m}$$

$$B_d = 0.35 \text{ m}$$

$$W_{\text{diafragma}} = 0.70\text{m} \cdot 0.35\text{m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 = 396 \text{ kg/m}$$

- **Factor de distribución**

El factor de distribución FD (AASHTO 4.6.2.2), se interpreta de la siguiente manera: es la proporción de la carga viva que absorbe cada viga.

$$\text{Puente 1 vía} = \frac{S}{6.5} \text{ si } S < 6'$$

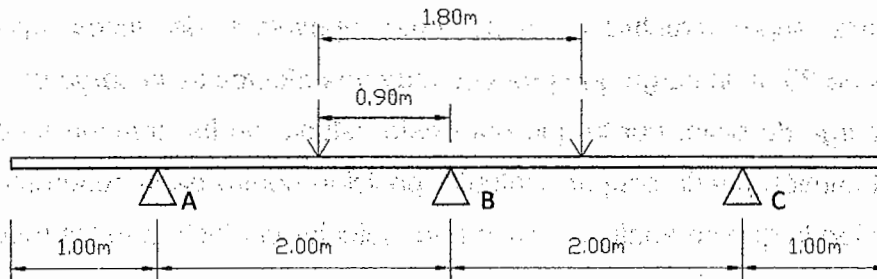
$$\text{Puente 2 vías} = \frac{S}{6} \text{ si } S > 10'$$

Donde S = espaciamiento entre vigas en pies a ejes.

Como el espaciamiento entre vigas es mayor a los 6', al ser un puente de 1 vía, la carga viva que soportan las vigas longitudinales se calculan como la reacción de estas tomando nuestra losa como una viga transversal para el cálculo respectivo.

- **Vigas**

Figura 9. Distribución de cargas para viga exterior



Para conocer la distribución de la carga viva en los apoyos analizaremos el claro AB en el que la reacción en B tendrá que multiplicarse por 2 ya que recibe la influencia de la carga de ambas llantas.

$$\Sigma M_B = 2R_A - 0.90 * P = 0 \Rightarrow R_A = R_C = 0.45P$$

$$R_B = 0.55P \times 2 = 1.10P$$

2.7.2.3 Cálculo de momentos generados por la carga viva en viga interior y exterior

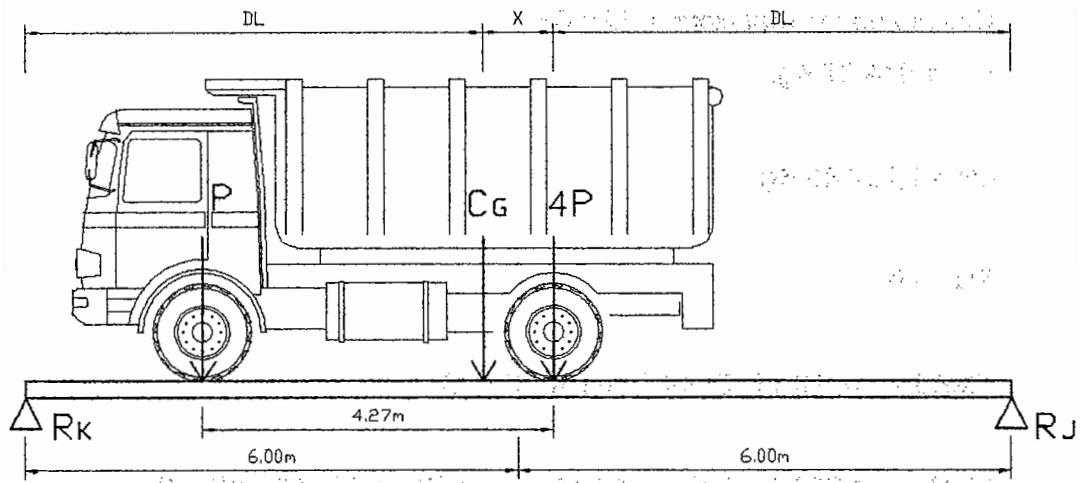
El análisis considera 2 tipos de cargas.

- La carga de pista
- La carga de camión

Momento de carga viva (sobrecarga): de acuerdo con la AASHTO, para propósitos de este proyecto se utilizó un camión H20-44 para el cálculo del momento de la carga viva. Esta situación se da cuando el camión se encuentra en el lugar crítico, que provoca el máximo momento en las vigas. Este lugar crítico ocurre cuando la mayor carga del camión se encuentra a la misma distancia de un apoyo, como el centro de gravedad del otro apoyo.

Para superestructuras simplemente apoyadas de luces iguales o menores de 25 m. la carga que produce mayores efectos es la carga de camión y no la carga de pista, por lo que para este estudio no fue tomada en cuenta. Como el camión puede ocupar cualquier posición dentro de la superestructura, se recomienda que se analice el caso para calcular el efecto que las ruedas del camión producen en las vigas.

Figura 10. Distribución de distancias para determinar centro de gravedad



Para determinar la posición del centro de gravedad del camión, se hace sumatoria de momentos en el centro de gravedad

$$16,000 \text{ lb} = 7,257.48 \text{ Kg}$$

$$4,000 \text{ lb} = 1,814.37 \text{ Kg.}$$

$$EM_{cg} = 0$$

$$7,257.48X - 1,814.37(4.27 - X) = 0$$

$$X = 0.854 = 0.85$$

Encontrado el valor de DL:

$$2DL + X = 12.00 \text{ m}$$

$$DL = 5.573 \text{ m}$$

Cálculo de las reacciones RJ y RK

$$P = 1,814.37 \text{ Kg.}$$

$$4P = 7,257.48 \text{ Kg}$$

$$\Sigma R_J = 0$$

$$\Sigma MR_J = -4P(DL) - P(DL+4.27) + RK(12) = 0$$

$$\Sigma MR_J = -7,257.48 (5.573) - 1,814.37 (5.573 + 4.27) + RK(12) = 0$$

$$RK = 4,858.73 \text{ Kg}$$

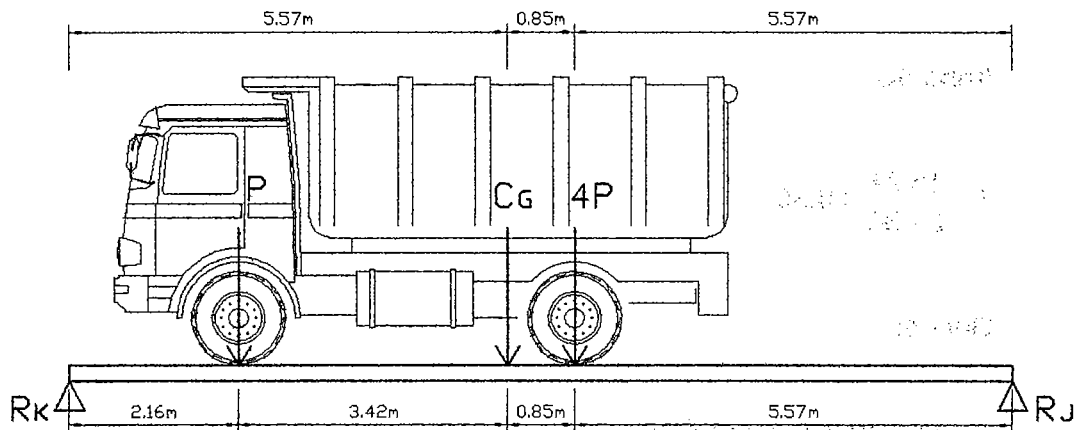
$$\Sigma F_y = 0 \uparrow +$$

$$\Sigma F_y = R_J + RK - WC_g = 0$$

$$\Sigma F_y = R_J + 4,858.73 - 9,071.85$$

$$R_J = 4213.12 \text{ Kg}$$

Figura 11. Distribución de distancias para determinar reacciones



Cálculo de momento máximo generado

$$M_{viva} = RK(\text{brazo al centro de la luz}) - P(\text{brazo al centro de la luz})$$

$$M_{viva} = RK(2.16+3.42+0.85) - P(4.27)$$

$$M_{viva} = (4,858.73)(2.160+3.42+0.85) - (1,814.37) (4.27)$$

$$M_{viva} = 23,494.274 \text{ Kg-m}$$

Momento generado a L/4

$$M_{viva} = RK(\text{brazo a L/4}) - P(\text{brazo a L/4}) - 4P(\text{brazo a L/4})$$

$$M_{viva} = RK(9) - P(12 - 2.16 - 3) - 4P(5.57 - 3)$$

$$M_{viva} = (4,858.73)(9) - (1,814.37)(6.84) - 7,257.48(2.57)$$

$$M_{3\text{ metros}} = 12,666.556 \text{ Kg-m}$$

Impacto:

$$I = \frac{15.24}{L + 38} < 0.30$$

Donde:

L = Luz de viga en metros

I = Carga de impacto

$$I = \frac{15.24}{12 + 38} = 0.3048 = 0.30$$

$$M_{viga} = M_{cv} * I * FD$$

Donde:

M_{cv} = Momento generado por carga viva.

I = Factor de impacto.

FD = Factor de distribución.

Cálculo de momento por carga viva generado en viga exterior:

$$M_{\text{impacto}} (\text{max}) = 23494.274 \text{ Kg-m} * 1.30 * 0.45 = 13,744.15 \text{ Kg-m}$$

$$M_{\text{impacto}} (3\text{m}) = 12,666.556 \text{ Kg-m} * 1.30 * 0.45 = 7,409.935 \text{ Kg-m}$$

Cálculo de momento por carga viva generado en viga interior:

$$M_{\text{impacto}} (\text{max}) = 23494.274 \text{ Kg-m} * 1.30 * 1.10 = 33,596.812 \text{ Kg-m}$$

$$M_{\text{impacto}} (3\text{m}) = 12,666.556 \text{ Kg-m} * 1.30 * 1.10 = 18,113.175 \text{ Kg-m}$$

2.7.2.4 Diseño de viga interior

Cálculo de momento generado por carga muerta en viga interior, acá se considera el peso propio de la viga y el peso que se genera por el diafragma.

$$M = \frac{WL^2}{8} + Pa$$

Donde:

W = Carga muerta.

L = Longitud total del puente.

P = Carga transmitida por los diafragmas.

a = Distancia del diafragma al apoyo.

$$Mm_{\text{max}} = \frac{(1,800.00)(12)^2}{8} + 396(2 * 4) = 35,568.00 \text{ Kg-m}$$

$$Mm_{3\text{m}} = \frac{(1,800.00)(9)^2}{8} + 396(2 * 4) = 21,393.00 \text{ Kg-m}$$

Momento total actuante

$$Mu = 1.3 \left[M_{cm} + \frac{5}{3} (M_{cv} * I * FD) \right]$$

$$Mu = 1.3 \left[35,568.00 + \frac{5}{3} (33,596.812) \right] = 119,031.49 \text{ Kg-m}$$

$$Mu_{3m} = 1.3 \left[21,393.00 + \frac{5}{3} (18,113.175) \right] = 67,056.11 \text{ Kg-m}$$

2.7.2.4.1. Cálculo del refuerzo a flexión en viga interior

El área de acero se determinará con el mismo procedimiento de la losa y es el siguiente:

$$A_s = \frac{M_u}{\Phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

A_s = Área de acero en cm^2

ϕ = Coeficiente de reducción de resistencia $\phi=0.90$ a flexión.

f_y = Módulo de fluencia del acero en Kg/cm^2

M_u = Momento último en Kg-cm .

a = Altura de la losa bajo acciones compresivas.

d = Peralte efectivo en cm .

El valor "a", se comprueba con la siguiente fórmula y el resultado se toma como valor de "a" de la siguiente iteración:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

a = Altura de la viga sometida a compresión

A_s = Área de acero en cm^2

f_c = Módulo de fluencia del concreto en Kg/cm².

f_y = Módulo de fluencia del acero en Kg/cm².

b = Base unitaria.

Datos:

f_c = 210 Kg/cm².

f_y = 2,810 Kg/cm².

M_u = 119,031.49 Kg-m = 11,903,149.00 Kg-cm.

b = 50 cm.

d = 87.5 m.

a (primera iteración) = 18 cm

$$A_s = \frac{11,903,149.00}{0.90 \times 2810 \times \left(87.5 - \frac{18}{2}\right)} = 59.96 \text{ cm}^2$$

Comprobando:

$$a = \frac{59.96 \times 2810}{0.85 \times 210 \times 50} = 18.88 \text{ cm}$$

a = 19 cm (segunda iteración)

$$A_s = \frac{11,903,149.00}{0.90 \times 2810 \times \left(87.5 - \frac{19}{2}\right)} = 60.34 \text{ cm}^2$$

Comprobando:

$$a = \frac{60.34 \times 2810}{0.85 \times 210 \times 50} = 18.998$$

$$As = 60.34 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínima

$$As_{min} = \frac{14.1}{f_y} * b * d$$

$$As_{min} = 21.95 \text{ cm}^2$$

Área de acero máxima

$$\rho_{bal} = \phi * \beta_1 * Es \frac{0.003 * f'_c}{f_y(0.003 * Es + f_y)}$$

$$As_{max} = 0.5 * \rho_{max} * b * d$$

Donde:

$$\beta_1 = 0.85 \text{ (} f'_c \leq 210 \text{ kg/cm}^2 \text{)}$$

$$Es = 2.03 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.90 \text{ (factor para flexión)}$$

$$\rho_{bal} = 0.90 * 0.85 * (2.03 * 10^6) \frac{0.003 * 210}{2,810[0.003 * (2.03 * 10^6) + 2810]}$$

$$\rho_{bal} = 0.0391$$

$$\rho_{max} = 0.50 \rho_{bal} \text{ (para zona sísmica)}$$

$$As_{max} = 0.5 * \rho_{max} * b * d$$

$$As_{max} = 0.5 * 0.0391 * 50 * 87.5 = 85.53 \text{ cm}^2$$

$$As_{max} = 85.53 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} \leq As \leq As_{max}$$

Se utilizará el área de acero calculada ya que se encuentra dentro del rango.

Se utilizará el área de acero calculada ya que se encuentra dentro del rango.

2.7.2.4.2 Distribución de varillas

Cama inferior

Se utilizarán varillas No. 8 grado 40

$$Cant\ var = \frac{A_{total}}{A_{s\ var}} = \frac{60.34\text{cm}^2}{5.07\text{cm}^2} = 12\ \text{varillas}$$

Cama superior

$$33\% A_s = 0.33 * 60.34\ \text{cm}^2 = 19.91\ \text{cm}^2$$

Se utilizarán varillas No. 8 grado 40

$$Cant\ var = \frac{A_{total}}{A_{s\ var}} = \frac{19.91\text{cm}^2}{5.07\text{cm}^2} = 3.93\ \text{var} = 4\ \text{varillas}$$

2.7.2.4.3 Refuerzo adicional

Por recomendaciones de AASHTO 5.7.3.4, no se deben dejar espacios mayores a $\frac{123000\gamma_e}{\beta_s f_s} - 2d_c$ donde $\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h-d_c)}$ entre las varillas de acero que

se encuentran en el área a tensión por lo que debe agregarse un refuerzo adicional desde la zona intermedia de la viga hacia el refuerzo a tensión que se calcula de la siguiente manera para cada cara vertical de la viga: $A_{sk} \geq 0.001(d_e - 760) \leq \frac{A_s}{1200}$ en mm^2/mm de altura.

Donde:

γ_e = Factor de exposición. (En este caso 1 por esperarse un agrietamiento leve.)

d_c = Recubrimiento de concreto medido de la fibra extrema a tensión al centro del refuerzo a flexión localizado más cercano al mismo. (mm)

f_s = Esfuerzo a tensión del refuerzo de acero en el estado de límite de servicio. (MPa)

h = Profundidad total del componente. (mm)

A_a = Área del refuerzo a tensión (mm^2)

d_e = Altura efectiva de la viga (mm)

De lo anterior se tiene que:

$$\gamma_e = 1$$

$$d_c = 50 \text{ mm}$$

$$f_s = 280 \text{ MPa}$$

$$h = 900 \text{ mm}$$

$$A_a = 6,034 \text{ mm}^2$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h-d_c)}$$

$$\beta_s = 1 + \frac{(50)}{0.7(900 - 50)} = 1.0840$$

$$A_s = \frac{123000\gamma_e}{\beta_s f_s} - 2d_c$$

$$s = \frac{123000 (1)}{(280)(1.0840)} - 2(50) = 305.23\text{mm}$$

El espaciamiento será de 30 cm, ya que es el máximo permitido según este inciso.

$$A_{sk} = \text{Área de acero de refuerzo adicional} = A_{sk} \geq 0.001(d_e - 760) \leq \frac{A_s}{1200}$$

$$A_{sk} \geq 0.001(850 - 760) \leq \frac{6034}{1200}$$

$$A_{sk} \geq 0.09 \text{ mm}^2 / \text{mm de altura} \leq 5.03 \text{ mm}^2 / \text{mm de altura}$$

$$A_{sk} \geq 40.5 \text{ mm}^2 \leq 2,263.5 \text{ mm}^2 \text{ En cada lado de la viga.}$$

Utilizando varillas No.6 grado 40

$$\text{Área refuerzo} = A_{s \text{ var}} = 285 \text{ mm}^2 \text{ En cada lado de la viga.}$$

2.7.2.4.4 Cálculo del refuerzo a 3 metros (L/4)

Datos

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

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

$$M_u = 67,056.11 \text{ Kg-m} = 6,705,611.00 \text{ Kg-cm.}$$

$$b = 50 \text{ cm.}$$

$$d = 87.5 \text{ m.}$$

$$a \text{ (primera iteración)} = 10 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\Phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_s = \frac{6,705,611.00}{0.90 \times 2810 \times \left(87.5 - \frac{10}{2} \right)} = 32.14 \text{ cm}^2$$

Comprobando:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

$$a = \frac{32.14 \times 2810}{0.85 \times 210 \times 50} = 10.12 \text{ cm}$$

$$A_s = 32.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 21.95 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 85.53 \text{ cm}^2$$

$$21.95 \text{ cm}^2 \leq 32.14 \text{ cm}^2 \leq 85.53 \text{ cm}^2$$

Se utilizará el área de acero calculada ya que está dentro del rango.

2.7.2.4.5 Distribución de varillas a 3 metros

- Cama inferior

Se utilizarán varillas No. 8 grado 40

$$Cant\ var = \frac{A_{total}}{A_{var}} = \frac{32.14\text{cm}^2}{5.07\text{cm}^2} = 6.34 = 7\ \text{varillas}$$

- **Cama superior**

$$33\% As = 0.33 * 32.14\ \text{cm}^2 = 10.6\ \text{cm}^2$$

Se utilizarán varillas No. 8 grado 40

$$Cant\ var = \frac{A_{total}}{A_{var}} = \frac{10.60\text{cm}^2}{5.07\text{cm}^2} = 2.09 = 2\ \text{varillas}$$

2.7.2.4.6 Refuerzo adicional a 3 metros

A 3 metros se utilizarán de igual manera 2 varillas No. 6 grado 40 ya que el rango de aceptación lo permite y logrando así uniformidad en las vigas.

2.7.2.4.7 Cálculo de refuerzo a corte

$$V_{cm} = \frac{WL}{2} + \frac{\sum P}{2}$$

W = Carga muerta.

L = Longitud total del puente.

P = Carga transmitida por los diafragmas.

a = Distancia del diafragma al apoyo.

$$V_{cm} = \frac{1,800 * 12}{2} + \frac{396 * 2}{2} = 11,196.00\ \text{Kg}$$

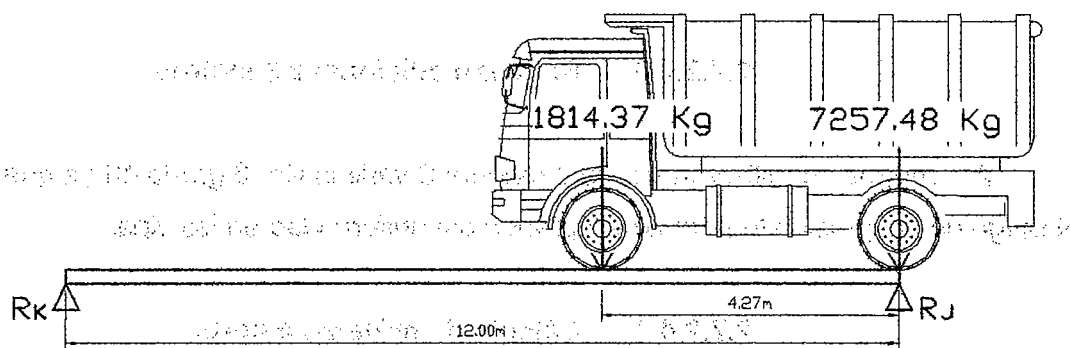
$$V_{cm\ 3m} = 11,196.00 - (1800 * 3 + 396) = 5,400.00\ \text{Kg}$$

Corte debido a carga viva

Afectado por el factor de distribución para viga interior.

El corte máximo se da cuando la carga mayor o eje trasero de la carrocería del camión está ejerciendo fuerza sobre el apoyo afectado.

Figura 12. Diagrama de carga viva para corte en viga interna



Cargas incrementadas por factor de distribución:

$$7257.48 \text{ Kg} \cdot 1.10 = 7,983.23 \text{ Kg}$$

$$1,814.37 \text{ Kg} \cdot 1.10 = 1,995.81 \text{ Kg}$$

$$\Sigma M_{R_K} = 0$$

$$\Sigma M_{R_K} = -7,983.23 (12.00) - 1,995.81 (12 - 4.27) + R_J (12) = 0$$

$$R_J = 9,268.86 \text{ Kg}$$

$$\Sigma F_y = 9,268.86 - 7,983.23 - 1,995.81 + R_K = 0$$

$$R_k = 710.18 \text{ Kg}$$

Por impacto

$$V_i = C_v * I = 9,268.86 * 1.30 = 12,049.52 \text{ Kg}$$

Cortante último

$$V_u = 1.3 \left[V_{cm} + \frac{5}{3} (V_{cv} * I) \right]$$

$$V_u = 1.3 \left[11,196 + \frac{5}{3} (12,049.52) \right] = 40,662.09 \text{ Kg}$$

Cortante que resiste el concreto

$$V_{cu} = 0.53 \sqrt{f'c} * b d$$

$$V_{cu} = 0.53 \sqrt{210} * 50 * 87.5 = 33,601.88 \text{ Kg}$$

Nota: se utilizó 87.5 cm, ya que se descuentan 2.5 cm del recubrimiento mínimo.

Diferencia de cortante

$$V_s = V_u - V_{cu}$$

$$V_s = 40,662.09 - 33,601.88 = 7,060.21 \text{ Kg}$$

2.7.2.4.8 Espaciamiento de refuerzo a corte

Se utilizarán varillas No. 4 grado 40

$$S = \frac{2 * \theta * A_v * F_y * d}{V_s}$$

$$S = \frac{2 * 0.85 * 1.29 \text{ cm}^2 * 2,810 \text{ Kg / cm}^2 * 87.5 \text{ cm}}{7,060.21 \text{ Kg}} = 76.37 \text{ cm}$$

$$S_{\text{max}} = d/2$$

$$S_{\text{max}} = 0.875/2 = 0.44 \text{ m}$$

Se colocarán varillas No.4 @ 40 cm y a 3 metros (L/4) se colocarán varillas No.4 de igual forma a 40 cm.

Figura 13. Detalle de armado en viga interior parte central

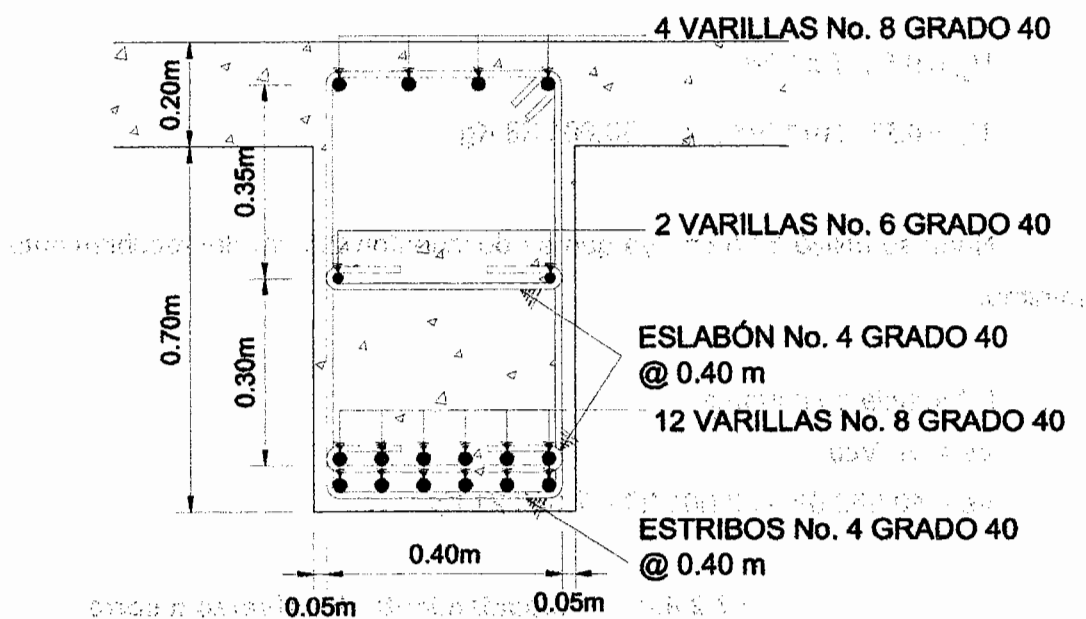
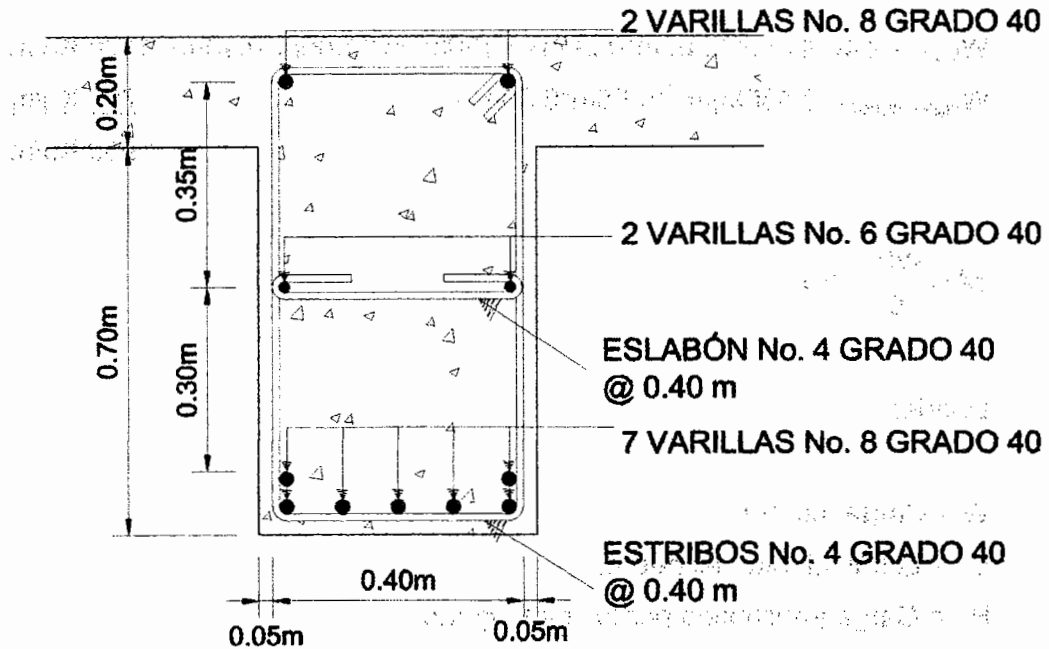


Figura 14. Detalle de armado en viga interior a 3 metros



2.7.2.5 Diseño de viga exterior

$$M_{\text{impacto}} (\text{max}) = 23494.274 \text{ Kg-m} * 1.30 * 0.45 = 13,744.15 \text{ Kg-m}$$

$$M_{\text{impacto}} (3\text{m}) = 12,666.556 \text{ Kg-m} * 1.30 * 0.45 = 7,409.935 \text{ Kg-m}$$

Cálculo de momento generado por carga muerta en viga interior, acá se considera el peso propio de la viga y el peso que se genera por el diafragma.

$$\text{Diafragma} = 396 \text{ Kg}$$

$$W \text{ viga} = 1,950 \text{ Kg/m}$$

- **Viga exterior**

$$W_{\text{losa}} = 2,400\text{kg/m}^3 \cdot 2.00\text{m} \cdot 0.20\text{m} + 2,100\text{kg/m}^3 \cdot 1.00\text{m} \cdot 0.10\text{m} = 1170 \text{ Kg/m}$$

$$W_{\text{viga exterior}} = 2,400\text{kg/m}^3 \cdot 0.65\text{m} \cdot 0.50\text{m} = \underline{780 \text{ Kg/m}}$$

$$1,950 \text{ Kg/m}$$

$$M = \frac{WL^2}{8} + Pa$$

Donde:

W = Carga muerta.

L = Longitud total del puente.

P = Carga transmitida por los diafragmas.

a = Distancia del diafragma al apoyo.

$$Mm_{\text{max}} = \frac{(1,950.00)(12)^2}{8} + 396 \left(2 \cdot \frac{12}{3} \right) = 38,268.00 \text{ Kg-m}$$

$$Mm_{3m} = \frac{(1,950.00)(9)^2}{8} + 396 \left(2 \cdot \frac{12}{3} \right) = 22,911.75 \text{ Kg-m}$$

Momento total actuante

$$Mu = 1.3 \left[M_{cm} + \frac{5}{3} (M_{cv} \cdot I \cdot FD) \right]$$

$$Mu = 1.3 \left[38,268.00 + \frac{5}{3} (13,744.15) \right] = 79,527.39 \text{ Kg-m}$$

$$Mu_{3m} = 1.3 \left[22,911.75 + \frac{5}{3} (7,409.935) \right] = 45,840.13 \text{ Kg-m}$$

2.7.2.5.1 Cálculo de refuerzo a flexión en viga exterior

El área de acero se determinará con el mismo procedimiento de la losa y es el siguiente:

$$As = \frac{M_u}{\Phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

A_s = Área de acero en cm^2

ϕ = Coeficiente de reducción de resistencia $\phi=0.90$ a flexión.

f_y = Módulo de fluencia del acero en Kg/cm^2 .

M_u = Momento último en Kg-cm .

a = Altura de la losa bajo acciones compresivas.

d = Peralte efectivo en cm .

El valor a se comprueba con la siguiente fórmula y el resultado se toma como valor de "a" de la siguiente iteración:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

a = Altura de la viga sometida a compresión

A_s = Área de acero en cm^2

f'_c = Módulo de fluencia del concreto en Kg/cm².

f_y = Módulo de fluencia del acero en Kg/cm².

b = Base unitaria.

Datos:

f'_c = 210 Kg/cm².

f_y = 2,810 Kg/cm².

M_u = 79,527.39 Kg-m = 7,952,739.00 Kg-cm.

b = 50 cm.

d = 87.5 m.

a (primera iteración) = 10 cm

$$A_s = \frac{M_u}{\Phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_s = \frac{7,952,739.00}{0.90 \times 2810 \times \left(87.5 - \frac{10}{2} \right)} = 38.12 \text{ cm}^2$$

Comprobando:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

$$a = \frac{38.12 \times 2810}{0.85 \times 210 \times 50} = 12.00 \text{ cm}$$

a = 12.1 cm (segunda iteración)

$$A_s = \frac{7,952,739.00}{0.90 \times 2810 \times \left(87.5 - \frac{12.1}{2}\right)} = 38.61 \text{ cm}^2$$

Comprobando:

$$a = \frac{38.61 \times 2810}{0.85 \times 210 \times 50} = 12.16$$

$$A_s = 38.61 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínima

$$A_{smin} = \frac{14.1}{f_y} * b * d$$

$$A_{smin} = 21.33 \text{ cm}^2$$

Área de acero máxima

$$\rho_{bal} = \phi * \beta_1 * \frac{0.003 * f'c}{f_y(0.003 * E_s + f_y)} \quad A_{smax} = 0.5 * \rho_{max} * b * d$$

Donde:

$$\beta_1 = 0.85 \quad (f'c \leq 210 \text{ kg/cm}^2)$$

$$E_s = 2.03 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.90 \text{ (factor para flexión)}$$

$$\rho_{bal} = 0.90 * 0.85 * \frac{(2.03 * 10^6)}{2810} * \frac{0.003 * 210}{[0.003 * (2.03 * 10^6) + 2810]}$$

$$\rho_{bal} = 0.0391$$

$$\rho_{max} = 0.50 \rho_{bal} \text{ (para zona sísmica)}$$

$$A_{s_{max}} = 0.5 \cdot \rho_{max} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s_{max}} = 0.5 \cdot 0.0391 \cdot 50 \cdot 87.5 = 85.53 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{max}} = 85.53 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} \leq A_s \leq A_{s_{max}}$$

$$21.95 \text{ cm}^2 \leq 38.61 \text{ cm}^2 \leq 85.53 \text{ cm}^2$$

Se utilizará el área de acero calculada ya que se encuentra dentro del rango.

2.7.2.5.2 Distribución de varillas

Cama inferior

Se utilizarán varillas No. 8 grado 40

$$Cant \text{ var} = \frac{A_{s_{total}}}{A_{s_{var}}} = \frac{38.61 \text{ cm}^2}{5.07 \text{ cm}^2} = 7.62 \text{ var} = 8 \text{ varillas}$$

Cama superior

$$33\% A_s = 0.33 \cdot 38.61 \text{ cm}^2 = 12.74 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán varillas No. 8 grado 40

$$Cant \text{ var} = \frac{A_{s_{total}}}{A_{s_{var}}} = \frac{12.74 \text{ cm}^2}{5.07 \text{ cm}^2} = 2.51 \text{ var} = 3 \text{ varillas}$$

2.7.2.5.3 Refuerzo adicional

Por recomendaciones de AASHTO 5.7.3.4, no se deben dejar espacios mayores a $\frac{123000\gamma_e}{\beta_s f_s} - 2d_c$ donde $\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h-d_c)}$ entre las varillas de acero que se encuentran en el área a tensión por lo que debe agregarse un refuerzo adicional desde la zona intermedia de la viga hacia el refuerzo a tensión que se calcula de la siguiente manera para cada cara vertical de la viga: $A_{sk} \geq 0.001(d_e - 760) \leq \frac{A_s}{1200}$ en mm²/mm de altura.

Donde:

γ_e = Factor de exposición. (En este caso 1 por esperarse un agrietamiento leve.)

d_c = Recubrimiento de concreto medido de la fibra extrema a tensión al centro del refuerzo a flexión localizado más cercano al mismo. (mm)

f_s = Esfuerzo a tensión del refuerzo de acero en el estado de límite de servicio. (MPa)

h = Profundidad total del componente. (mm)

A_a = Área del refuerzo a tensión (mm²)

d_e = Altura efectiva de la viga (mm)

De lo anterior se tiene que:

$$\gamma_e = 1$$

$$d_c = 50 \text{ mm}$$

$$f_s = 280 \text{ MPa}$$

$$h = 900 \text{ mm}$$

$$A_a = 3,861 \text{ mm}^2$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h-d_c)}$$

$$\beta_s = 1 + \frac{(50)}{0.7(900 - 50)} = 1.0840$$

$$s = \frac{123000\gamma_e}{\beta_s f_s} - 2d_c$$

$$s = \frac{123000(1)}{(280)(1.0840)} - 2(50) = 305.23\text{mm}$$

El espaciamiento será de 30 cm ya que es el máximo permitido según este inciso.

$$A_{sk} = \text{Área de acero de refuerzo adicional} = A_{sk} \geq 0.001(d_e - 760) \leq \frac{A_s}{1200}$$

$$A_{sk} \geq 0.001(850 - 760) \leq \frac{3861}{1200}$$

$$A_{sk} \geq 0.09 \text{ mm}^2 / \text{mm de altura} \leq 3.22 \text{ mm}^2 / \text{mm de altura}$$

$$A_{sk} \geq 40.5 \text{ mm}^2 \leq 1,447.88 \text{ mm}^2 \text{ En cada lado de la viga.}$$

Utilizando varillas No.6 grado 40

$$\text{Área refuerzo} = A_s \text{ var} = 285 \text{ mm}^2 \text{ En cada lado de la viga.}$$

2.7.2.5.4 Cálculo del refuerzo a 3 metros (L/4)

Datos:

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

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

$$M_u = 45,840.13 \text{ Kg-m} = 4,584,013.00 \text{ Kg-cm}.$$

$$b = 50 \text{ cm.}$$

$$d = 87.5 \text{ cm.}$$

$$A_s = 21.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 21.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 83.14 \text{ cm}^2$$

$$21.33 \text{ cm}^2 \leq 21.6 \text{ cm}^2 \leq 83.14 \text{ cm}^2$$

Se utilizará el área de acero calculada ya que se encuentra dentro del rango.

2.7.2.5.5 Distribución de varillas a 3 metros

- **Cama inferior**

Se utilizarán varillas No. 8 grado 40

$$Cant \text{ var} = \frac{A_{s \text{ total}}}{A_{s \text{ var}}} = \frac{21.6 \text{ cm}^2}{5.07 \text{ cm}^2} = 4.26 = 5 \text{ varillas}$$

- **Cama superior**

$$33\% A_s = 0.33 * 21.6 \text{ cm}^2 = 7.13 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán varillas No. 8 grado 40

$$Cant\ var = \frac{A_{total}}{A_{s\ var}} = \frac{7.13cm^2}{5.07cm^2} = 1.41 = 2\ varillas$$

2.7.2.5.6 Refuerzo adicional a 3 metros

A 3 metros se utilizarán de igual manera 2 varillas No. 6 grado 40 ya que el rango de aceptación lo permite y logrando así uniformidad en las vigas.

2.7.2.5.7 Cálculo de refuerzo a corte a 3 metros

$$V_{cm} = \frac{WL}{2} + \frac{\sum P}{2}$$

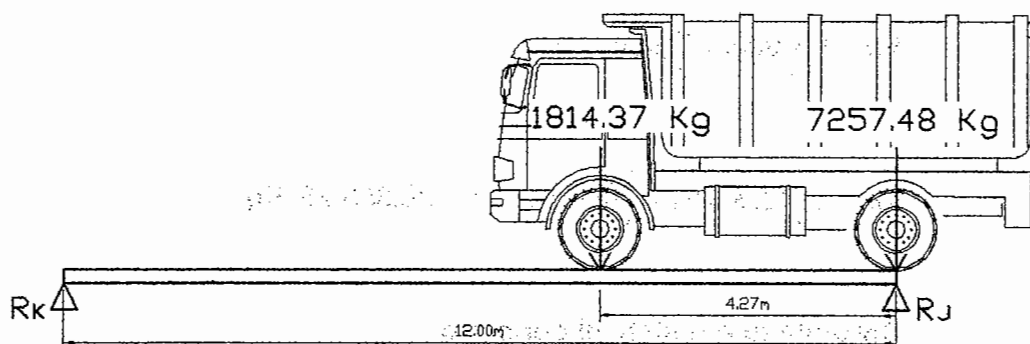
$$V_{cm} = \frac{1,950 * 12}{2} + \frac{360 * 2}{2} = 12,060.00\ Kg$$

$$V_{cm\ 3m} = 12,060 - (1,950 * 3 + 360) = 5,850.00\ Kg$$

Corte debido a carga viva afectado por el factor de distribución para viga exterior.

El corte máximo se da cuando la carga mayor o eje trasero de la carrocería del camión esta ejerciendo fuerza sobre el apoyo afectado.

Figura 15. Diagrama de carga viva para corte en viga exterior



Cargas incrementadas por factor de distribución:

$$7,257.48 \text{ Kg} \cdot 0.45 = 3,265.87 \text{ Kg}$$

$$1,814.37 \text{ Kg} \cdot 0.45 = 816.47 \text{ Kg}$$

$$\Sigma M_{R2} = 0$$

$$\Sigma M_{R2} = -3265.87 (12.00) - 816.47 (12-4.27) + R1(12) = 0$$

$$R1 = 3,791.81 \text{ Kg}$$

$$\Sigma Fy = 3,791.81 - 3,265.87 - 816.47 + R2 = 0$$

$$R2 = 290.53 \text{ Kg}$$

Por impacto

$$VI = Cv \cdot I = 3,791.81 \cdot 1.30 = 4,929.35 \text{ Kg}$$

Cortante último

$$V_u = 1.3 \left[V_{cm} + \frac{5}{3} (V_{cv} * l) \right]$$

$$V_u = 1.3 \left[12,060.00 + \frac{5}{3} (4,929.35) \right] = 26,358.26 \text{ Kg}$$

Cortante que resiste el concreto

$$V_{cu} = 0.53 \sqrt{f'c} * bd$$

$$V_{cu} = 0.53 \sqrt{210} * 50 * 87.5 = 33,601.88 \text{ Kg}$$

Nota: se utilizó 87.5 cm, ya que se descuentan 2.5 cm del recubrimiento mínimo.

Diferencia de cortante

$$V_s = V_u - V_{cu}$$

$$V_s = 26,358.26 - 33,601.88 = -7,243.62 \text{ Kg}$$

Se utilizará refuerzo a corte mínimo.

2.7.2.5.8 Espaciamiento de refuerzo a corte

La sección de la viga es capaz de contrarrestar la acción por corte, aun así el Código ACI 11.5.5 exige al menos un área mínima de refuerzo en el alma igual a:

$$A_v = 3.5 \frac{b_w S}{f_y}$$

Donde: A_V = Área de refuerzo a corte de la viga (cm^2).

b_W = Base de la viga (cm).

S = Espaciamiento de los estribos (cm).

f_y = Resistencia a la fluencia del acero en el alma (Kg/cm^2).

f_y = Resistencia a la fluencia del acero en el alma (Kg/cm^2).

$$A_V = 3.5 \frac{50 * 40}{2810} = 2.50 \text{ cm}^2$$

El área de la varilla es igual a $A_V/2$ ya que un estribo posee 2 partes verticales por lo que equivale a una varilla No. 4

Se colocarán varillas No.4 @ 40 cm.

A 3 metros (L/4) se colocarán varillas No.4 a S/2.

Figura 16. Detalle de armado en viga exterior parte central

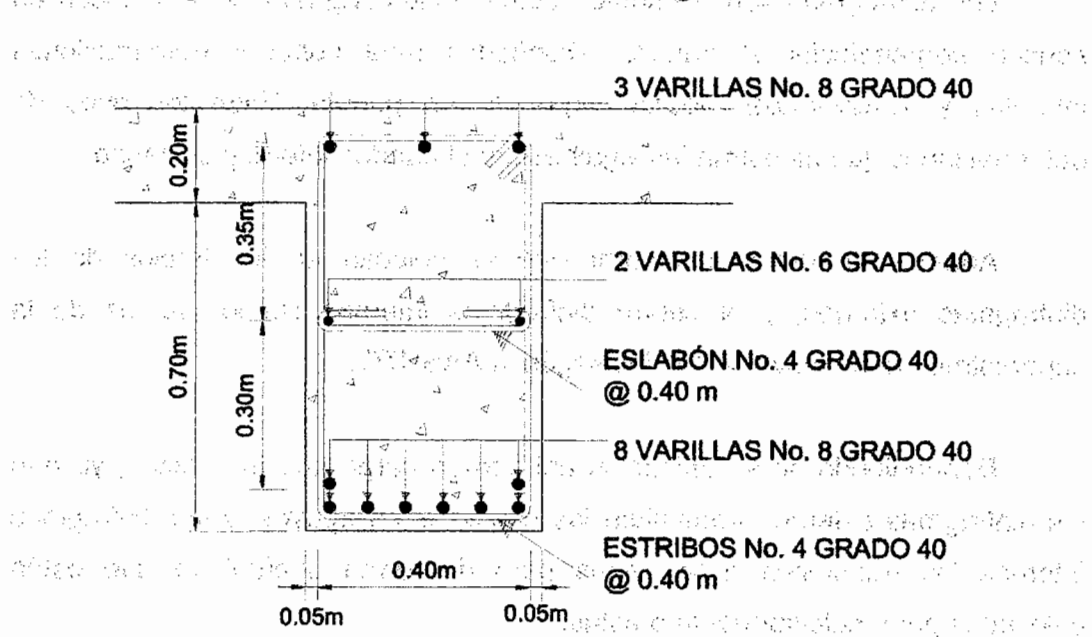
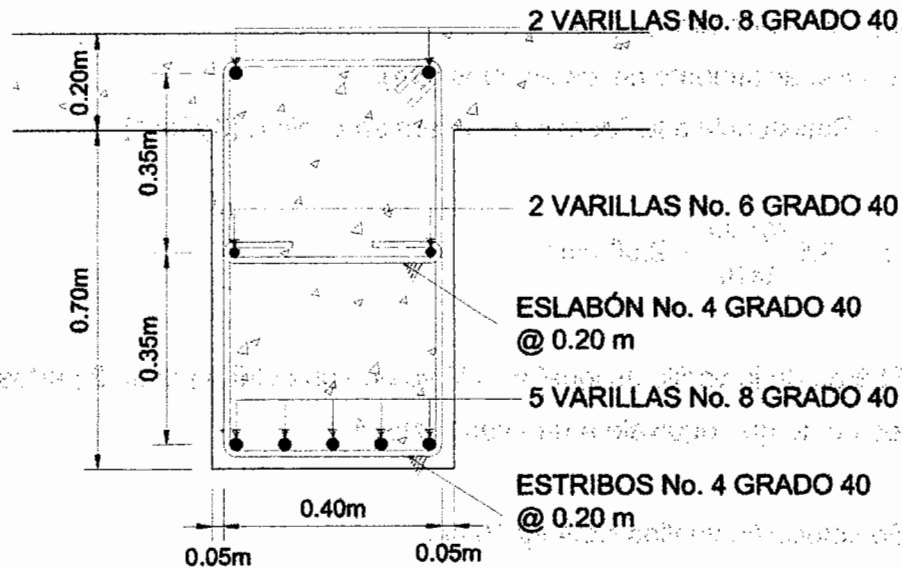


Figura 17. Detalle de armado en viga exterior a 3 metros



2.7.2.6 Diseño de diafragma

Los diafragmas son elementos estructurales (vigas) que se colocan en sentido perpendicular al tránsito. Diseñados para soportar deformaciones laterales y transversales de las vigas de un puente. Entre los tipos de deformaciones que muestran las vigas están: el pandeo lateral y el alabeo.

Además se debe considerar que se colocan en los tercios de luz diafragmas externos, y al centro diafragmas internos cuando la luz de la superestructura es mayor a 40 pies según la AASHTO.

Dependiendo de su ubicación así será la carga que transmitan, ya que los diafragmas externos transmiten las cargas a los apoyos, y los diafragmas internos las transmiten a las vigas pero de forma puntual ya que están colocados perpendicularmente a estas.

Cuando la luz de la estructura no excede los 25 metros, tienen un ancho de 30 cm (12") con recubrimiento de 5cm (2"). El alto de los diafragmas interiores es de $\frac{3}{4}$ de la altura de las vigas principales, y no menor que 50 cm.

Si se colocan diafragmas en los extremos, éstos serán de $\frac{1}{2}$ de la altura de las vigas.

Para el diseño de la estructura se utilizarán 2 diafragmas colocados a una distancia de 4 metros (L/3) de separación del apoyo.

2.7.2.6.1 Cálculo de altura y peralte

H viga = 0.90 m

Altura de diafragma = $H_d = \frac{3}{4} H \text{ viga} = 0.75 * 0.90 = 0.675 \approx 0.70 \text{ m}$

Debido a que se procura mantener una relación base-altura de 0.5 se estableció el valor de $B_d = 0.35 \text{ m}$

2.7.2.6.2 Refuerzo a flexión

Para el diseño de la cama superior y la inferior se utilizará el área de acero mínima y también el refuerzo adicional que se coloca a las estructuras que tiene espacios mayores a 30 cm.

$$A_{s\text{mín}} = \rho * b * d = \frac{14.1}{2810 \text{ Kg/cm}^2} * 35 \text{ cm} * 70 \text{ cm} = 12.29 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán 2 varillas # 9 (12.83 cm²) en cada cama (superior e inferior).

2.7.2.6.3 Refuerzo adicional

Se debe proporcionar refuerzo adicional en las zonas de momento negativo en los extremos de la viga.

donde $\gamma_e = 1$ es el coeficiente de ponderación de los momentos negativos. Se toma $\gamma_e = 1$.

donde $d_c = 50$ mm es el espesor de la capa de concreto que cubre a las varillas de refuerzo.

donde $f_s = 280$ MPa es el límite de fluencia del acero de refuerzo.

$h = 700$ mm es la altura total de la viga.

$$A_a = 1,283 \text{ mm}^2$$

donde $\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h-d_c)}$ es el coeficiente de ponderación de los momentos negativos.

$$\beta_s = 1 + \frac{(50)}{0.7(700 - 50)} = 1.1099$$

$$s = \frac{123000\gamma_e}{\beta_s f_s} - 2d_c$$

$$s = \frac{123000(1)}{(280)(1.1099)} - 2(50) = 295.8 \text{ mm}$$

El espaciamiento utilizado será de 30 cm por facilidad constructiva y por que es el máximo permitido según inciso 5.7.3.4 del código AASHTO.

$$A_{sk} = \text{Área de acero de refuerzo adicional} = A_{sk} \geq 0.001(d_e - 760) \leq \frac{A_s}{1200}$$

$$A_{sk} \geq 0.001(650 - 760) \leq \frac{1283}{1200}$$

Por lo tanto, el área de refuerzo adicional debe ser mayor o igual a 0.001(650 - 760) y menor o igual a $\frac{1283}{1200}$.

Por lo tanto, el área de refuerzo adicional debe ser mayor o igual a 0.001(650 - 760) y menor o igual a $\frac{1283}{1200}$.

$$A_{sk} \geq -0.09 \text{ mm}^2 / \text{mm de altura} \leq 1.0692 \text{ mm}^2 / \text{mm de altura}$$

$$A_{sk} \geq 0 \text{ mm}^2 \leq 374.21 \text{ mm}^2 \text{ En cada lado de la viga.}$$

Utilizando varillas No.4 grado 40

donde A_s es el área de acero de refuerzo adicional.

$$\text{Área refuerzo} = A_s \text{ var} = 129 \text{ mm}^2 \text{ En cada lado de la viga.}$$

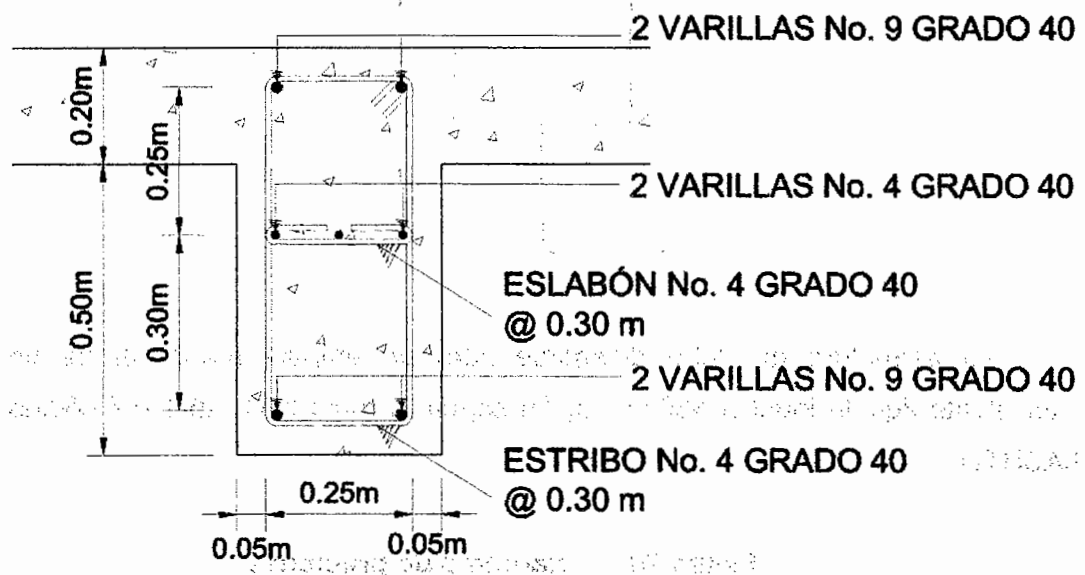
2.7.2.6.4 Refuerzo por cortante

Se utilizará el espaciamiento máximo

$$S_{max} = \frac{1}{2}d = 0.5 \cdot 0.675 \text{ m} = 0.338 \text{ m} \approx 0.30 \text{ m}$$

Para refuerzo se utilizarán estribos y eslabones No.4 @ 0.30 m

Figura 18. Detalle de diafragma



2.7.3 Diseño de la subestructura

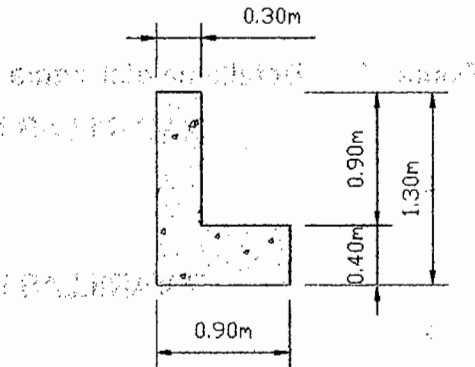
2.7.3.1 Diseño de la cortina

La función de este elemento es detener el relleno en sentido longitudinal, se considera empotrada a la viga de apoyo que es el apoyo de las vigas principales.

Las dimensiones de la misma están dadas por la altura de la viga principal y su ancho no debe de ser menor a 0.30 metros.

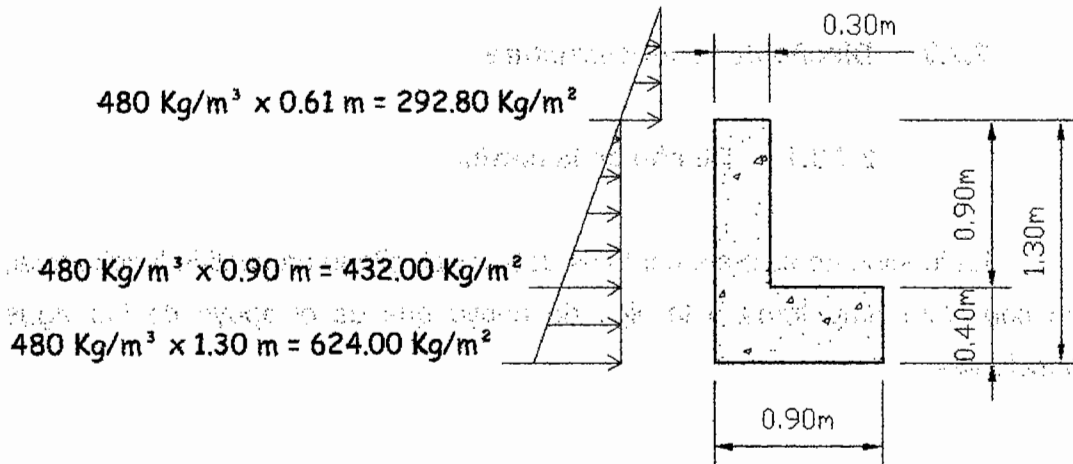
Se utilizarán los grupos de cargas I,III,VII; según AASHTO 3.4.1.

Figura 19. Dimensiones de cortina



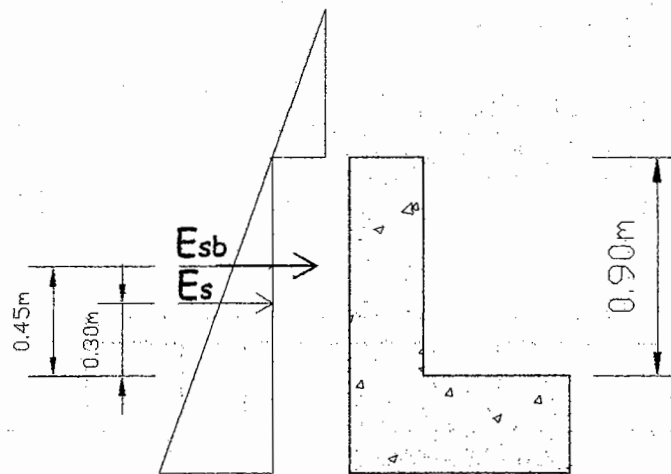
La estructura no debe diseñarse para un empuje menor al de un equivalente líquido igual a 480.00 Kg /m según la tabla 3.11.5.5-1 del código AASHTO.

Figura 20. Diagrama de presiones



Este diagrama posee una sobrecarga igual a 0.61 m, que representa el mínimo por la presión ejercida por los vehículos en el enfoque según la norma AASHTO 3.11.6.4

Figura 21. Diagrama de cargas puntuales



Empuje

$$E_{sb} = (292.80 \cdot 0.90) = 263.52 \text{ kg/m}$$

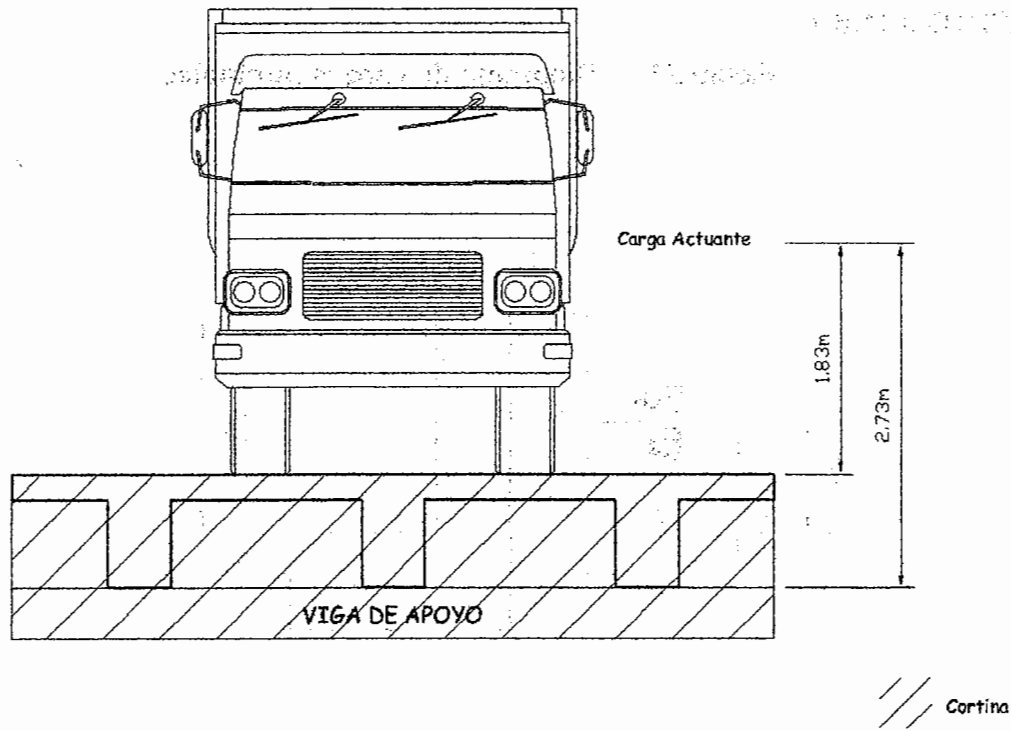
$$E_s = (432 \cdot 0.90 / 2) = 194.40 \text{ kg/m}$$

Fuerza longitudinal (FL)

Según la AASHTO 3.6, la fuerza longitudinal será el 5% de la carga viva y su centro de gravedad se encuentra a 1.83 m (6 pies) sobre la superficie de rodadura.

$$FL = \frac{0.05 \cdot P}{2H}$$

Figura 22. Distribución de fuerza longitudinal en viga de apoyo



$$FL = \frac{0.05 * 9,071.85}{2 * 0.90} = 252.00 \text{ Kg/m}$$

La carga actuante esta aplicada a 1.83 m (6 pies) sobre la superficie de la losa.

$$\text{Brazo de la carga} = 1.83 + 0.90 = 2.73 \text{ metros.}$$

Cálculo por sismo

Según especificaciones AASHTO 3.10, se utilizará un coeficiente sísmico del 12%, este valor será multiplicado por el peso de la cortina para determinar la

fuerza, el centro de aplicación se localizará en el centro y actuará de forma horizontal.

Peso de la cortina = $2400 \cdot 1 \cdot 0.30 \cdot 0.90 = 648 \text{ kg}$

Coefficiente sísmico = 0.12

Fuerza sísmica = $F_{sis} = 648 \cdot 0.12 = 77.76 \text{ kg}$

Brazo a centro de gravedad de cortina = $0.90 / 2 = 0.45 \text{ m}$

Combinación de cargas para momento AASHTO 3.22.1

Para momentos:

Grupo III: 1.3 (Esb1+Es1+FL1)

Grupo VII: 1.3 (Esb1+Es1+Msis)

Para corte:

Grupo III: 1.3 (E+ FL)

Grupo VII: 1.3 (E+Fsis)

E = Es + Esb

Es = Carga del suelo aplicada

Es1 = Carga del suelo aplicada (Es), aplicada a 1/3 de H.

Esb = Carga equivalente del rectángulo.

Esb1 = Carga equivalente del rectángulo (Esb), aplicada a 1/2 de rectángulo.

FL1 = Momento de fuerza longitudinal.

Fsis = Momento de fuerza de sismo.

3.3.3 Cálculo para momentos

$$\text{Momento Esb1} = 263.52 \cdot 0.90 / 2 = 118.58 \text{ Kg-m}$$

$$\text{Momento Es1} = (194.40) \cdot 0.90 / 3 = 58.32 \text{ Kg-m}$$

$$\text{FL1} = (2.73 \cdot 252) = 687.96 \text{ Kg-m}$$

$$\text{Msis} = 77.76 \cdot 0.45 = 34.99 \text{ Kg-m}$$

$$\text{Grupo III: } 1.3 \cdot (\text{Esb1} + \text{Es1} + \text{FL1})$$

$$\text{Grupo III: } 1.3 \cdot (118.58 + 58.32 + 687.96) = 1,124.32 \text{ Kg-m}$$

$$\text{Grupo VII: } 1.3 \cdot (\text{Esb1} + \text{Es1} + \text{Msis})$$

$$\text{Grupo VII: } 1.3 \cdot (118.58 + 58.32 + 34.99) = 161.89 \text{ Kg-m}$$

Cálculo para corte:

$$E = \text{Esb} + \text{Es} = 263.52 + 194.40 = 457.92 \text{ Kg}$$

$$\text{Grupo III: } 1.3 \cdot (E + \text{FL})$$

$$\text{Grupo III: } 1.3 \cdot (457.92 + 252.00) = 922.90 \text{ Kg-m}$$

$$\text{Grupo VII: } 1.3 \cdot (E + \text{Fsis})$$

$$\text{Grupo VII: } 1.3 \cdot (457.92 + 77.76) = 696.38 \text{ Kg-m}$$

Los valores máximos de corte y momento determinados en los cálculos anteriores, serán utilizados para determinar el refuerzo de acero necesario. Por lo que se puede observar los mayores pertenecen al grupo III.

El refuerzo transversal se obtiene por medio de la siguiente ecuación

$$As = \frac{M_u}{\Phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

A_s = Área de acero en cm^2

ϕ = Coeficiente de reducción de resistencia $\phi=0.90$ a flexión.

f_y = Módulo de fluencia del acero en Kg/cm^2 .

M_u = Momento último en Kg-cm .

a = Altura de la losa bajo acciones compresivas.

d = Peralte efectivo en cm .

El valor a se comprueba con la siguiente fórmula y el resultado se toma como valor de a de la siguiente iteración:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

a = Altura de la viga sometida a compresión.

A_s = Área de acero en cm^2 .

f'_c = Módulo de fluencia del concreto en Kg/cm^2 .

f_y = Módulo de fluencia del acero en Kg/cm^2 .

b = Base unitaria.

Datos

f'_c = 210 Kg/cm^2 .

f_y = 2,810 Kg/cm^2 .

M_u = 1,124.32 Kg-m = 112,432.00 Kg-cm .

b = 90 cm .

d = 27.5 m .

a (primera iteración) = 0.284 cm

$$A_s = \frac{112,432.00}{0.90 \times 2810 \times \left(27.5 - \frac{0.284}{2}\right)} = 1.625 \text{ cm}^2$$

Comprobando:

$$a = \frac{1.625 \times 2810}{0.85 \times 210 \times 90} = 0.2843 \text{ cm}$$

$$A_s = 1.62 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínima

$$A_{smin} = \frac{14.1}{f_y} * b * d$$

$$A_{smin} = 12.42 \text{ cm}^2$$

Área de acero máxima

$$\rho_{bal} = \phi * \beta_1 * E_s \frac{0.003 * f'_c}{f_y(0.003 * E_s + f_y)} \quad A_{smax} = 0.5 * \rho_{max} * b * d$$

Donde:

$$\beta_1 = 0.85 \text{ (} f'_c \leq 210 \text{ kg/cm}^2 \text{)}$$

$$E_s = 2.03 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.90 \text{ (factor para flexión)}$$

$$\rho_{bal} = 0.90 * 0.85 * (2.03 * 10^6) \frac{0.003 * 210}{2810[0.003 * (2.03 * 10^6) + 2810]}$$

$$\rho_{bal} = 0.0391$$

$$\rho_{max} = 0.50 \rho_{bal} \text{ (para zona sísmica)}$$

$$A_{s_{max}} = 0.5 \cdot \rho_{max} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s_{max}} = 0.5 \cdot 0.0391 \cdot 90 \cdot 27.5 = 48.39 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{max}} = 48.39 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} \geq A_s \leq A_{s_{max}}$$

$$12.42 \text{ cm}^2 \leq 1.62 \text{ cm}^2 \leq 48.39 \text{ cm}^2$$

El área de acero tiene que ser mayor al acero mínimo y menor que el máximo, debido a que el valor calculado no cumple se utilizará el área de acero mínimo.

$$A_{s_{min}} = 12.42 \text{ cm}^2$$

Distribución de las varillas: Utilizando varilla No. 4 (1.27 cm²); se distribuye de la manera siguiente:

$$Cant \text{ var} = \frac{A_{s_{total}}}{A_{s_{var}}} = \frac{12.43 \text{ cm}^2}{1.27 \text{ cm}^2} = 9.79 \text{ var} = 10 \text{ varillas}$$

Se distribuirán 10 varillas No.4, grado 40.

Cortante que resiste el concreto

$$V_{cu} = 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

$$V_{cu} = 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 90 \cdot 27.5 = 19,009.06 \text{ Kg}$$

Diferencia de cortante

$$V_s = V_u - V_{cu}$$

$$V_s = 922.90 - 19,009.06 = -18,086.16 \text{ Kg}$$

Como el cortante del concreto (V_{cu}) es mayor que el cortante que llega a la cortina V , se utiliza el espaciamiento máximo (S_{max}).

$$S_{max} = d/2 = 30/2 = 15 \text{ cm}$$

Se colocarán varillas No.3 @ 15 cm

2.7.3.2 Diseño de la viga de apoyo

Es la viga en la que se apoyan las vigas longitudinales, esta se diseñará por aplastamiento, ya que no resiste la flexión. Entre las condicionantes, se tiene que no podrá tener una base menor de 0.40 metros, y será diseñada con refuerzo mínimo. Para este caso particular ya que la viga de apoyo se encuentra formando 135° con las vigas longitudinales la base menor es de 0.60 metros para que la longitud de contacto sea siempre de 0.40 metros.

$$A_{smin} = \frac{14.1}{2,810} * 40.00 * 60.00$$

$$A_{smin} = 12.0 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla No. 5 (2.00 cm^2), se distribuye de la manera siguiente:

Forma:

$$\text{Cant var} = \frac{A_{s\text{total}}}{A_{s\text{var}}} = \frac{12.0 \text{ cm}^2}{2.00 \text{ cm}^2} = 6.00 \text{ var} = 6 \text{ varillas}$$

El refuerzo por corte estará a $d/2 = 37.5/2 = 18.75$ cm.

Se utilizará estribo No.3 @ 0.15 m.

2.7.3.3 Diseño de asentamiento o base (neopreno)

El neopreno es un químico artificial que se utiliza como sucedáneo del caucho. Su fórmula química es C_4H_5CL y posee características tan similares a las del caucho natural, que puede incluso cumplir las mismas funciones. Además de comportarse como tal, el neopreno es aun más resistente a la luz del sol, a los aceites y a las grasas que el mismo caucho. El neopreno es obtenido del cloro butadieno, elemento que se origina a partir de otro elemento denominado acetileno.

Una de las funciones de la plancha de neopreno es amortiguar el efecto de las cargas de impacto, así como la de darle la suficiente libertad de movimiento a las vigas originadas por la vibración de los vehículos así como el movimiento generado por la dilatación térmica.

Según el método B para diseño de apoyos de neopreno con refuerzo de acero del capítulo 14 del código AASHTO se calcula de la siguiente forma:

- Se determina el movimiento de la viga debido a la temperatura.
- Se escoge el espesor del apoyo basándonos en el movimiento requerido.
- Se calcula el tamaño del apoyo basado en el esfuerzo a compresión factorado para el mismo. (AASHTO Ec. 14.7.5.1.1-1)
- Se calcula la compresión instantánea por deflexión. (AASHTO Ec. 14.7.5.3.3-1)

- Se combina la rotación máxima del apoyo. (AASHTO 14.4.2)
- Se comprueba la compresión y rotación del apoyo. (AASHTO Ec. 14.7.5.3.5-1)
- Se comprueba la estabilidad del apoyo. (AASHTO Ec. 14.7.5.3.6-2, 6-3 y 6-4)
- Comprobamos el acero reforzado del apoyo. (AASHTO Ec. 14.7.5.3.7-1 y 7-2)

Datos:

Luz expandible del puente	12 m
Reacción por cargas	9,268.86 Kg
Estado de límite de servicio para diseño por rotación del apoyo	0.025 rad
Máximo cambio de temperatura	21 °C
Acortamiento de la viga debido al encogimiento del concreto	1 mm
Módulo de cortante del elastómero	0.9-1.38 MPa
Factor de carga a temperatura uniforme	1.2

- **Movimiento por temperatura:**

MT= Coef. térmico para concreto * máximo cambio de temperatura * Luz puente
MT= $10.8 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C} * 21^\circ\text{C} * 12000 \text{ mm} = 2.7 \text{ mm}$

- **Espesor de la capa de elastómero:**

El espesor de las capas de elastómero (neopreno) debe de ser del doble del movimiento de las vigas (movimiento por temperatura y encogimiento del concreto por el factor de carga a temperatura uniforme) y recubierto por una

capa exterior que no puede ser mayor del 70% del espesor de las capas internas, por lo que:

$$\text{Espesor de elastómero} = 2 \cdot (1.2 \cdot (1 + 2.7 \text{ mm})) = 8.88 \text{ mm}$$

Propuesta:

Capas interiores= 19.1 mm, Capas exteriores= 12.7 mm, Número de capas= 3

Espesor total= 82.7 mm

- Tamaño del apoyo:

L = Longitud del apoyo

W= Ancho del apoyo

S_i = Factor de corte para el espesor de cada capa del apoyo:

$$S_i = \frac{LW}{2h_n(l + W)}$$

Obteniendo ese factor se deben hacer la comprobación que garantiza el buen funcionamiento del apoyo según sus dimensiones.

$$\delta_C < \delta_L$$

Donde:

δ_L = Promedio del esfuerzo a compresión producido por la carga viva= 0.66GS

y

δ_C = Corte resistido por el apoyo =

$$\frac{R_L}{LW} = \frac{90,927.52}{254 \cdot 254} = 1.41$$

$$S_i = \frac{254 \cdot 254}{2(19.1)(254 + 254)} = 3.32$$

$$\delta_L = 0.66(1.0 \text{ MPa})(3.32) = 2.19$$

$\delta_C < \delta_L$ Si cumple.

- Deflexión instantánea por compresión.

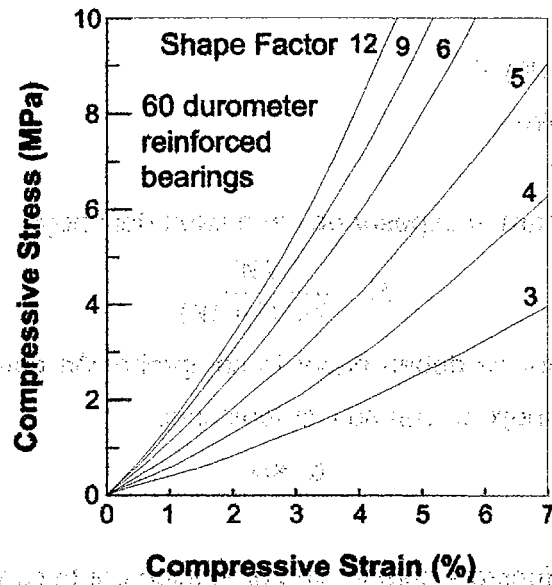
Con los datos de $\delta_s = 4.96$ y $S = 3.32$ obtenemos el valor de ϵ (Esfuerzo instantáneo a compresión) de la gráfica 23.

$$\epsilon = 0.1$$

Entonces la deflexión por compresión se obtiene de

$$\delta = \sum \epsilon_i h_i = 3 (0.1)(19.1) = 5.73 \text{ mm}$$

Figura 23. Curvas esfuerzo-deflexión



- Máxima rotación del apoyo.
 $\theta_{dis} = 0.025 \text{ rad}$ como lo explica el punto 14.4.2 del código AASHTO.

- Compresión y rotación combinada del apoyo...

Requerimiento de levante.

$$\sigma_s = 1.0 \text{ GS} \text{ --- } = 1.0 (1.0)(3.32) \text{ --- } = 4.89 < \delta_s = 4.96, \text{ ok.}$$

Requerimiento para deformación por corte.

$$\sigma_s = 1.875GS \left[1 - 0.2 \left(\frac{\theta_{dis}}{n} \right) \left(\frac{L}{h_{ri}} \right)^2 \right] = 1.875(1.0)(3.32) \left[1 - 0.2 \left(\frac{0.025}{3} \right) \left(\frac{254}{19.1} \right)^2 \right] = 4.39 <$$

$\delta_s = 4.96$, ok.

- Estabilidad del apoyo.

Los apoyos deben ser diseñados para prevenir inestabilidad en el estado límite último de las combinaciones de carga.

El promedio del esfuerzo de compresión en el apoyo está limitado por la mitad de la curva de esfuerzo.

Para esto debe satisfacer:

$$\sigma_s \leq \frac{GS}{2A - B}$$

Donde:

$$A = \frac{1.92 \frac{h_{ri}}{L}}{S \sqrt{1 + \frac{2.0L}{W}}} = \frac{1.92 \frac{82.7}{254}}{3.32 \sqrt{1 + \frac{2.0(254)}{254}}} = 0.11$$

$$B = \frac{2.67}{S(S+2) \sqrt{1 + \frac{L}{4.0W}}} = \frac{2.67}{3.32(3.32+2) \sqrt{1 + \frac{254}{4.0(254)}}} = 0.14$$

Como el valor de $A-B < 0$ el apoyo es estable y no depende del valor de σ_s . (AASHTO 14.7.5.3.6)

- Refuerzo de acero para el apoyo

El refuerzo de acero para el apoyo debe ser diseñado para sostener el esfuerzo tensionante inducido por la compresión del apoyo. El espesor del refuerzo de acero (h_s) debe satisfacer:

Estado límite de servicio:

Estado limite de fatiga:

Se tomará como espesor del refuerzo 1.2 mm.

Datos finales:

3 capas interiores de 19.1 mm

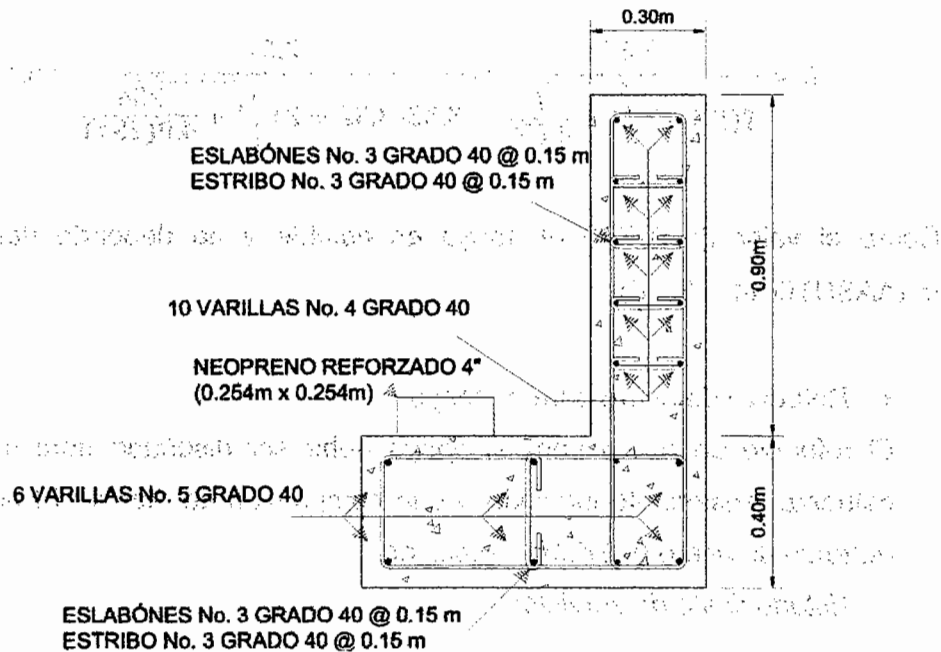
2 capas exteriores de 12.7 mm

4 refuerzos de acero de 1.2 mm

Espesor total = 87.5 mm = 3.44 pulgadas

Dimensiones del apoyo 254 mm por 254 mm (10plg x 10plg)

Figura 24. Detalle de cortina y viga de apoyo



2.7.3.4 Estribos

Son subestructuras diseñadas por gravedad, el fin es transmitir las cargas distribuidas hacia el suelo.

El análisis consistirá en calcular el momento de volteo que produce el empuje de tierra sobre el estribo y el momento estabilizantes que producen el peso de la estructura sobre el suelo. Calculados los momentos se procederá a efectuar la comprobación correspondiente según el código AASHTO en su inciso 11.6.

$$\text{Volteo} = \frac{ME}{MV} > 1.50$$

$$\text{Deslizamiento} = 0.50 * \frac{W}{E} > 1.50$$

$$\text{Presiones} = \frac{W}{A} \left[1 \pm \left(6 * \frac{e}{b} \right) \right] < 20,000 \text{kg}$$

Donde:

ME = Momento estabilizante

MV = Momento de volteo

W = Fuerza resistente.

E = Fuerzas horizontales.

$$E = b/2 - a = \text{excentricidad siendo } a = \frac{(ME - MV)}{W}$$

Datos

del elemento se aplican las acciones de gravedad y sismo.

Peso del concreto ciclópeo (Wcc) $\rho_{cc} = 2,700 \text{ Kg/m}^3$

Peso del concreto armado (Wc) $\rho_c = 2,400 \text{ Kg/m}^3$

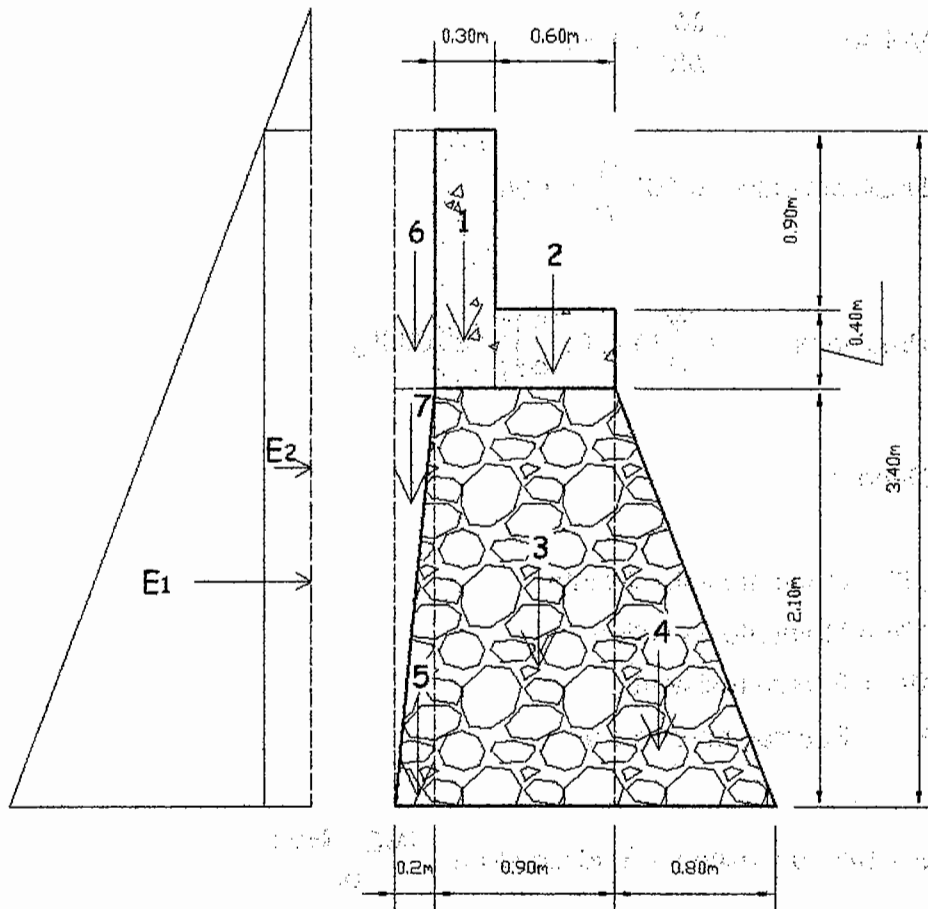
Peso del suelo (Ws) $\rho_s = 1,620 \text{ Kg/m}^3$

Equivalente líquido (Wl) $\rho_l = 480 \text{ Kg/m}^3$

Capacidad soporte del suelo (Vs) $V_s = 225,000 \text{ Kg/m}^2$

El elemento se analiza considerando las acciones de gravedad y sismo.

Figura 25. Diagrama de presiones



Momento de volteo (MV)

Tabla II. Presiones, momentos y empujes en el estribo

Sección	Altura	Peso suelo (Kg/m ³)	Presión Kg/m ²	Empuje Wv	Brazo (m)	Momento MV (Kg-m)
E1	0.61	480.00	292.80	995.52	1.70	1,692.38
E2	3.40	480.00	1,632.00	2,774.40	1.13	3,144.32
				3,769.92		4,836.70

Momento estabilizante (ME)

Tabla III. Cálculo de momento estabilizante

Sección	Dimensiones (m)		Area (m ²)	Peso vol (Kg/m ³)	Peso WE	Brazo (m)	Momento ME (Kg-m)
1	0.3	1.3	0.43	2,400.00	1,032.00	1.55	1,599.60
2	0.6	0.4	0.24	2,400.00	576.00	1.10	633.60
3	0.9	2.1	1.89	2,700.00	5,103.00	1.25	6,378.85
4	0.8	2.1	0.84	2,700.00	2,268.00	0.53	1,202.04
5	0.2	2.1	0.21	2,700.00	567.00	1.77	1,003.59
6	0.2	1.3	0.26	1,620.00	421.20	1.80	758.16
7	0.2	2.1	0.21	1,620.00	340.20	1.83	622.57
					10,307.40		12,198.31

Revisión del estribo

- Sin considerar la sobrecarga (sin superestructura)

$$\text{Volteo} = \frac{ME}{MV} = \frac{12,198.31}{4,836.70} = 2.52 > 1.50 \rightarrow \text{Resiste el volteo}$$

$$\text{Deslizamiento} = 0.5 * \frac{WE}{WV} = 0.5 * \frac{10,307.40}{3,769.92} = 2.73 > 1.50 \rightarrow \text{Resiste el deslizamiento}$$

Presiones

$$a = \frac{ME - MV}{WE} = \frac{12,198.31 - 4,836.70}{10,307.40} = 0.71$$

$$\frac{b}{3} = \frac{1.9}{3} = 0.63 < 1.81$$

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{1.9}{2} - 0.71 = 0.24$$

$$3a = 3 * 0.71 = 2.13 \text{ m} > b \rightarrow \text{No existen presiones negativas}$$

$$P = \frac{W}{A} * \left[1 \pm \left(\frac{6e}{b} \right) \right]$$

$$P = \frac{10,307.40}{1.9 * 1} * \left[1 \pm \left(\frac{6 * 0.24}{1.9} \right) \right]$$

$$P_{\max} = 9,536.49 \text{ Kg/m}^2 < 225,000 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{\min} = 1,313.41 \text{ Kg/m}^2 > 0 \text{ Kg/m}^2$$

La presión mínima es menor que la capacidad soporte del suelo y la

presión máxima es mayor que cero

El suelo resiste el peso del estribo de concreto sin sufrir asentamientos, concluyendo que el muro tiene las dimensiones adecuadas.

- **Comprobación del muro con superestructura y carga viva**

Para la siguiente comprobación se sumará el propio peso, el peso de la superestructura y la carga viva.

La carga viva es la reacción que resulta cuando el eje trasero de la sobrecarga esta en el apoyo $R_1 = 9,268.86 \text{ Kg}$ y su punto de aplicación (brazo) será el punto medio de la base del estribo (1.90 m).

Carga muerta:

$W_{\text{losa}} = 2,400 \text{ Kg/m}^3 * 0.20 \text{ m} * 6 \text{ m}$	$= 2,880 \text{ Kg}$
$W_{\text{banqueta}} = 2,100 \text{ Kg/m}^3 * 0.10 \text{ m} * 1 \text{ m}$	$= 210 \text{ Kg}$
$W_{\text{poste}} = 2,400 \text{ Kg/m}^3 * 0.15 \text{ m} * 0.15 \text{ m} * 0.25 \text{ m}$	$= 13 \text{ Kg}$
$W_{\text{baranda}} = 2,400 \text{ Kg/m}^3 * 0.15 \text{ m} * 0.20 \text{ m}$	$= 72 \text{ Kg}$
$W_{\text{viga}} = 2,400 * 0.90 * 0.50 * 5.5$	$= 5,940 \text{ Kg}$
$W_{\text{diafragma}} = 2,400 * 0.55 * 0.30 * 1.80$	$= 712.80 \text{ Kg}$
	9,841.80 Kg

Después de integrar las cargas, se obtiene un momento estabilizante (ME^2), que es el que produce la aplicación de la carga viva y la carga muerta.

La suma de ME_2 y ME (peso propio del estribo) dará como resultado el momento estabilizante total.

$$CV_u = \frac{P}{\text{ancho. util}} = \frac{40,662.09}{6} * 1.7 = 11,520.92$$

$$ME_2 = (CV + CM) * \text{brazo}$$

$$ME_2 = (11,520.92 + 9,841.80) * 0.95 \text{ m} = 20,294.58 \text{ Kg-m}$$

$$MET = ME_2 + ME = 20,294.58 + 12,198.31 = 32,492.89 \text{ Kg-m}$$

$$WE_2 = (W + CV + CM)$$

$$WE_2 = (10,307.40 + 11,520.92 + 9,841.80) = 31,670.12 \text{ kg}$$

- Chequeos**

$$\text{Volteo} = \frac{ME_2}{MV} = \frac{20,294.58}{4,836.70} = 4.20 > 1.50 \rightarrow \text{Resiste el volteo}$$

deslizamiento.

$$\text{Deslizamiento} = 0.5 * \frac{WE_2}{WV} = 0.5 * \frac{31,670.12}{9,268.86} = 1.71 > 1.50 \rightarrow \text{Resiste}$$

Presiones

$$a = \frac{MET - MV}{WE_2} = \frac{32,492.89 - 4,836.70}{31,670.12} = 0.87$$

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{1.9}{2} - 0.87 = 0.08$$

$$3a = 3 \cdot 0.87 = 2.61 \text{ m} > 1.9 \text{ m} \rightarrow \text{No existen presiones negativas}$$

$$P = \frac{WE_2}{A} \cdot \left[1 \pm \left(\frac{6e}{b} \right) \right]$$

$$P = \frac{31,670.12}{1.9 \cdot 1} \cdot \left[1 \pm \left(\frac{6 \cdot 0.08}{1.9} \right) \right]$$

$$P_{\max} = 20,879.47 \text{ Kg/m}^2 < 225,000 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{\min} = 12,457.50 \text{ Kg/m}^2 > 0 \text{ Kg/m}^2$$

La tercera y última verificación se hará por sismo; para esta prueba no se considerara la carga viva, se sumara el peso del muro (W) y la carga muerta (CM), para obtener una carga total (W₃). Así mismo, se sumará el momento estabilizante (ME) y el generado por la carga muerta (CM x brazo), para obtener el momento estabilizante (ME₃) también se calcula la fuerza horizontal (FH) que se produce, aplicándose el factor por sismo del 8%.

$$W_3 = WE + CM$$

$$W_3 = 10,307.40 + 9,841.80 = 20,149.20 \text{ Kg}$$

$$ME_3 = ME + (CM \cdot \text{brazo})$$

$$ME_3 = 12,198.31 + (9,841.80 \cdot 1.90) = 30,897.73 \text{ Kg-m}$$

$$FH = 1.08 \cdot W_v + 0.08 W_3$$

$$FH = (1.08 \cdot 9,268.86) + 0.08 \cdot 20,149.20 = 11,622.31 \text{ Kg}$$

$$MEQ = 0.08 \cdot ME$$

$$MEQ = 0.08 \cdot 12,198.31 = 975.86 \text{ Kg-m}$$

$$MV_3 = (1.08 \cdot MV) + (CM \cdot 0.08 \cdot h) + MEQ$$

$$MV_3 = (1.08 \cdot 4,836.70) + (9,841.80 \cdot 0.08 \cdot 1.70) + 975.86$$

$$MV_3 = 7537.98 \text{ Kg-m}$$

- Chequeos**

$$\text{Volteo} = \frac{ME_2}{MV} = \frac{20,294.58}{7,537.98} = 2.69 > 1.50 \rightarrow \text{Resiste el volteo}$$

$$\text{Deslizamiento} = 0.5 \cdot \frac{WE}{WV} = \frac{31,670.12}{3769.92} \cdot 0.5 = 4.20 > 1.50 \rightarrow \text{Resiste deslizamiento}$$

Presiones:

$$a = \frac{ME_3 - MV_3}{WE_3} = \frac{30,897.73 - 7,537.98}{20,149.20} = 1.16$$

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{1.9}{2} - 1.16 = -0.21$$

$$P = \frac{WE_3}{A} \cdot \left[1 \pm \left(\frac{6e}{b} \right) \right]$$

$$P = \frac{20,149.20}{1.9 \cdot 1} \cdot \left[1 \pm \left(\frac{6 \cdot -0.21}{1.9} \right) \right]$$

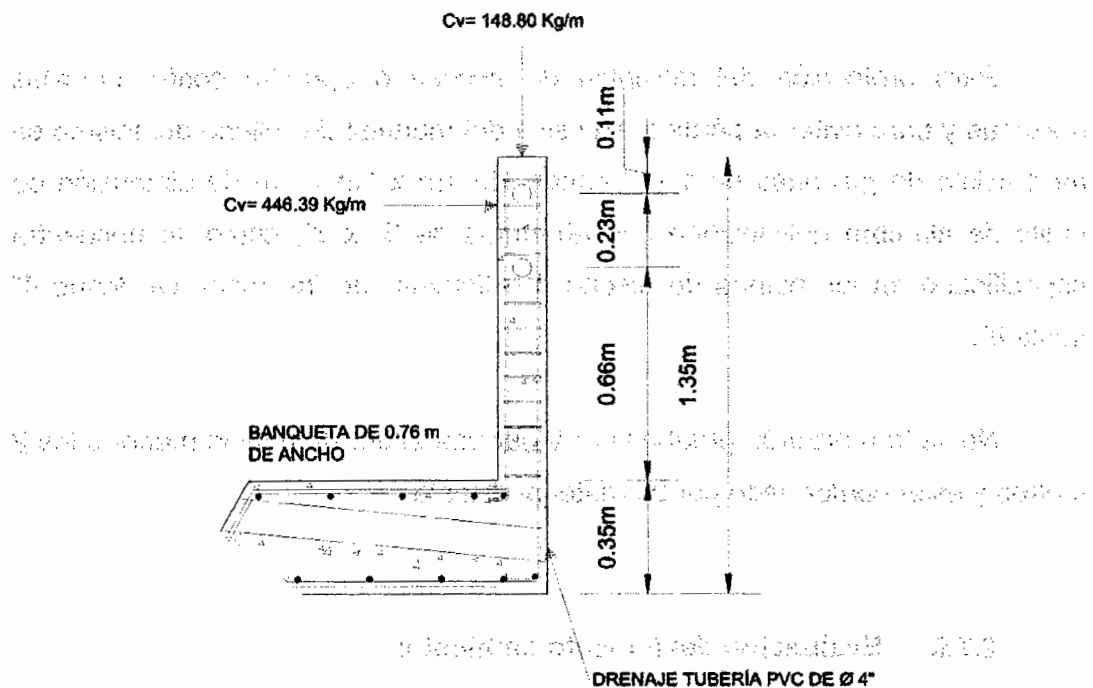
$$P_{\max} = 17,637.53 \text{ Kg/m}^3 < 225,000 \text{ Kg/m}^3$$

$$P_{\min} = 3572.16 \text{ Kg/m}^3 > 0 \text{ Kg/m}^3$$

2.7.4 Diseño del barandal

La distancia entre postes de centro a centro es variable. Con el objeto de ajustar la separación de los mismos a la longitud de la superestructura. La AASHTO recomienda una carga vertical de 100 lb/pie = 148.80 Kg/m y una carga horizontal de 300 lb/pie = 446.39 kg/m.

Figura 26. Diagrama de cargas sobre barandal



$$M_{cm} = \frac{WS^2}{2} = \frac{446.39 \cdot 0.85^2}{2} = 161.26 \text{ Kg-m}$$

$$A_s = 0.43 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 4.40 \text{ cm}^2$$

$P_{columna} = \emptyset * f'c * b = 0.75 * 210 \text{ Kg/cm}^2 * 15 \text{ cm} = 2,362.5 \text{ Kg/cm} = 236,500 \text{ kg/m}$
 $236,500 \text{ kg/m} > 148.80 \text{ kg/m}$

Debido a que los valores que influyen sobre cada elemento son bastante inferiores, se utilizará los valores mínimos permitidos por las normas para elementos estructurales.

Se colocarán 4 varillas No. 3 con estribos No. 2 colocados a cada 15 cm.

2.7.5 Gaviones

Para protección del terraplén de acceso o aproche contra crecidas máximas y para evitar la pérdida excesiva del material de relleno del mismo se ha provisto de gaviones en 1 y 2 capas, de 1m x 1m x 1m de dimensión de malla de alambre galvanizado con aberturas de 3" x 3", como se encuentra especificado en los planos de diseño. El diámetro de las rocas va desde 4" hasta 8".

No se le realizarán pruebas por tener una altura de relleno menor a los 2 metros y estar conformado por un material estable.

2.7.6 Evaluación del impacto ambiental

Es el procedimiento que sirve para identificar, prevenir e interpretar cualitativamente los impactos ambientales positivos y/o negativos, que producirá el proyecto en el entorno, en caso de ser ejecutado. Para ello se elaboró la matriz de Leopold que toma en cuenta factores a evaluar de tipo físico biológicos y socio económicos.

Tabla IV. Matriz de Leopold para puente vehicular

		NOMENCLATURA		PROYECTO PUENTE						
				LIMPIEZA	EXCAVACIÓN	SUBESTRUCTURA	SUPERESTRUCTURA	APROCHES	OBRAS DE PROTECCIÓN	
MEDIO NATURAL	MEDIO FÍSICO	TIERRA	1. Recursos minerales	In	In					
			2. Suelos aprovechables	In	In	In	In			
			3. Materiales explotables	In	Ns					
			4. Geosférico							
		AGUA	Subterránea	5. Calidad del agua	Ns	Ns	In	In		In
				6. Variaciones de caudal	Ns	Ns				
				7. Patrón de drenaje	Ns	Ns	Ns	Ns	Sn	
			Superficial	8. Calidad del agua	Md	Md	In	In		
				9. Variación de caudal	Ns	Ns				
				10. Interacción con superficie	Sn	Sn	Sn	Ns	Ns	Ns
		SUELO	11. Uso potencial del suelo							
			12. Calidad del agua	Sn	Sn	Sn	Sn	Sn	Sn	
			13. Erosionabilidad	In	In	Sp	Sp	Sp	Sp	
			14. Asentamiento y compactar	In	Sn			Sp	Sp	
			15. Sismicidad			Sp	Sp			
	ATMÓSFERA	16. Calidad del aire	In	In	In	In	In	In		
		17. Niveles de ruido	Md	Md	Ns	Ns	Md	Ns		
		18. Apariencia del aire	Ns	Ns	Ns	Ns	Sn	Ns		
		19. Campos electromagnéticos								
		20. Clima								
		21. Olor								
		22. Elementos de composición								
		23. Patrones de tránsito								
		24. Contraste arquitectónico			Sp	Sp	Sp	Sp		
	MEDIO BIÓTICO	FLORA	25. Árboles	Md	Md	Ns	Ns	Ns	Md	
			26. Arbustos	Md	Md	Ns	Ns	Md	Md	
			27. Hierbas	Sn	Sn	Ns	Ns	Sn	Sn	
			28. Barreras Vegetales	Ns	Ns	Ns	Ns	Ns	Ns	
		FAUNA	29. Insectos	Ns	Ns	Ns	Ns	Ns	Ns	
			30. Animales terrestres	Ns	Ns	Sn	Sn	Sn	Ns	
			31. Aves	Ns	Ns	Ns	Ns	Ns	Ns	
			32. Acuifaua	Md	Md	Md	Md	Ns	Ns	
	MEDIO HUMANO	SOCIO-ECONÓMICO	33. Salud	Md	Md	Ns	Ns	Md	Ns	
			34. Seguridad	Md	Md	Md	Md	Md	Ns	
			35. Nivel de vida	Ns	Ns	Ns	Ns	Ns	Ns	
			36. Servicios	Sn	Sn	Sn	Sn	Sn	Md	
			37. Recreación							

Impacto en la etapa de ejecución de la obra

2.7.7 Operación y mantenimiento

Este tipo de proyectos demandan mantenimiento de bajo costo pues sólo se deben mantener las tuberías de drenaje limpias para evitar una inundación y pintura anticorrosiva a los pasamanos de los barandales por ser estos de hierro galvanizado.

Mientras no se realice una pavimentación de ese camino debe de darse mantenimiento a los aproches para que estos minimicen el impacto directo de los vehículos sobre las cortinas del puente

2.7.8 Evaluación socioeconómica

Debido al tipo de proyecto, no demanda una tarifa para el uso del mismo pero los vecinos están de acuerdo en aportar mano de obra para los procedimientos que sean necesarios para el mantenimiento del mismo.

2.7.9 Planos

Los planos del puente que se elaboraron son los siguientes:

1. Planta de conjunto, en donde se encuentra la planta general del terreno, y el puente sobre el perfil.
2. Detalles de puente y de estribos.
3. Detalle de losa y ubicación de vigas y barandal.

4. Detalles, acá se encuentra cortes transversales y longitudinales de las vigas interna y externa, diafragma, cortina y viga de apoyo.

2.7.10 Presupuesto

Municipalidad de El Adelanto
 Universidad de San Carlos de Guatemala

PROYECTO: Puente vehicular sobre la quebrada agua tibia

UBICACIÓN: Aldea El Trapiche, municipio de El Adelanto, departamento de Jutiapa.



RESUMEN

RENGLÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUBTOTAL
01 trabajos preliminares	m ²	400	Q521.50	Q208,598.00
02 estribos	unidad	2	Q35,945.17	Q71,890.34
03 vigas	global	1	Q118,774.02	Q118,774.02
3.1 vigas longitudinales	ml	36	Q1,993.76	Q71,775.34
3.2 diafragmas	ml	12.8	Q1,203.69	Q15,407.27
3.3 vigas de apoyo y cortina	ml	17	Q1,858.32	Q31,591.41
04 losa	m ²	72	Q1,043.80	Q75,153.49
05 barandales	ml	24	Q336.23	Q8,069.64
06 neopreno	apoyo	6	Q3,124.00	Q18,744.00
07 aproches	m ³	165	Q1,344.70	Q221,875.00
TOTAL				Q723,104.49

3. DISEÑO DE SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LA CABECERA MUNICIPAL, MUNICIPIO DE EL ADELANTO,

DEPARTAMENTO DE JUTIAPA.

El presente documento describe el diseño del sistema de distribución de agua potable para la cabecera municipal del municipio de El Adelanto, departamento de Jutiapa, Guatemala. El sistema de distribución de agua potable que se diseña en este documento tiene un tiempo de servicio de 20 años.

3.1 Descripción del proyecto

El proyecto se enmarca en el diseño del sistema de distribución de agua potable para la cabecera municipal que esta compuesta por el barrio Central y el barrio Sitio Arriba en el que en la actualidad viven 577 familias, 2615 personas y 620 casas. Actualmente el sistema de distribución en servicio está obsoleto por lo que se hará el diseño para un tiempo de servicio de 20 años logrando así mejorar la calidad de vida de la población.

La red de distribución, de 14,500 metros en total, está sectorizada en 3 partes, con circuitos mixtos o abiertos, que están alimentados de 2 fuentes de abastecimiento (2 sectores asignados al tanque que viene de un pozo mecánico y 1 sector asignado al tanque que viene de una captación.). Esta conformada por tuberías principales encargadas de transportar el agua hacia diferentes zonas y tuberías secundarias encargadas de conducir el agua hasta los domicilios, manteniendo el caudal y presiones compensadas en toda la red, necesario para una distribución adecuada del abastecimiento de agua.

3.2 Levantamiento topográfico

Al efectuar el levantamiento y trazo de la línea y red de distribución, se contó con la colaboración de la Municipalidad en cuanto a recurso humano. Se utilizó una estación total marca Sokkia con su trípode, prisma, clavos y pintura.

3.3 Fuentes de abastecimiento de agua potable

Para el abastecimiento de agua potable se cuentan ya con 2 fuentes, siendo una fuente por captación proveniente de un nacimiento en la aldea El Trapiche y la otra un pozo mecánico que llevan el agua a 2 tanques de distribución ubicados en puntos adecuados para que el sistema funcione por medio de gravedad para la demanda de la población.

3.4 Caudal de bombeo

La municipalidad de El Adelanto posee datos actuales sobre los caudales bombeo que se obtienen de cada fuente siendo estos 37 galones por minuto del pozo mecánico y 85 galones por minuto de la fuente que proviene de la captación del nacimiento de la aldea El Trapiche.

3.5 Análisis de la calidad del agua

Para establecer la calidad del agua, se deben verificar los resultados obtenidos de los exámenes físico-químico sanitario y bacteriológico realizados en laboratorio y con ello verificar si el agua es apta para consumo humano (ver anexo).

3.5.1 Examen bacteriológico

El objetivo principal de este examen es indicar el grado de contaminación bacteriana y con materia fecal, para lo cual se busca la presencia del grupo coliforme, que comprende los bacilos, *Escherichia coli* y el *Aerobater aerógenes*. Según informe se concluye que el agua no es potable bajo la norma COGUANOR NGO 29001. Debido a este resultado el agua requiere de

tratamiento para su consumo, a realizarse en la planta de tratamiento existente, por medio de desinfección a base de pastillas de tricloruro, que se utilizan para evitar cualquier contaminación que exista en los accesorios, elementos estructurales y tuberías del sistema.

3.5.2 Análisis físico-químico sanitario

El análisis físico sirve para medir y registrar aquellas propiedades que pueden ser observados por los sentidos, como aspecto, color, turbiedad, olor, sabor, PH, temperatura y conductividad eléctrica.

El análisis químico tiene el propósito de determinar las cantidades de minerales y materia orgánica existentes en el agua, que afectan su calidad, como lo son: amoníaco, nitritos, nitratos, cloro residual, manganeso, cloruros, fluoruros, sulfatos, hierro total, dureza total, sólidos totales, sólidos volátiles, sólidos fijos, sólidos en suspensión, sólidos disueltos y también su alcalinidad (clasificación).

El análisis físico-químico sanitario demostró que el agua es potable pero es totalmente ajeno al análisis bacteriológico, según la Norma COGUANOR NGO 29001, indica que estas determinaciones se encuentran dentro de los límites máximos aceptables.

3.6 Criterios de diseño hidráulico

Estos comprenden los datos de la población que conocemos y los factores que a criterio propio se consideran apropiados, para aplicar en la elaboración del diseño que va a satisfacer las necesidades de la población.

3.6.1 Período de diseño El período de diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable es el tiempo durante el cual el sistema dará un servicio de manera eficiente; el cual varía de acuerdo a la capacidad de la administración en aspectos de operación y mantenimiento, además de la duración aproximada de las instalaciones y equipo utilizado. Para el diseño de este proyecto se adoptó un período de diseño de 20 años.

3.6.2 Población de diseño

La población a estudiar se encuentra en el sur-oriente del país específicamente en el casco urbano del municipio de El Adelanto, cuenta con una población actual de 2615 habitantes, con un promedio de 5 habitantes/vivienda; para el cálculo de la población futura se consideró el método por saturación, debido a que casas, calles, avenidas y lotes están bien definidos y porque la zona no podrá ampliarse ni incrementarse considerablemente, determinando así una población futura de 4499 habitantes por medio del plano de densidad de vivienda.

Población actual (año 2010): 2615 habitantes

Población futura (al año 2030): 4499 habitantes

Tasa de crecimiento poblacional: 2.75%

3.6.3 Dotación

En cuanto a la adopción de una dotación adecuada, es recomendable tomar en cuenta las características del lugar, tipo de clima y nivel de vida de la población, en este caso se tomará el dato permitido por la norma de UNEPAR

el cual es de 60 lt/hab/día para lugares con características similares y de 154 lt/hab/día debido a la disponibilidad del recurso en uno de los sectores.

El factor de consumo medio diario se define como el cociente entre el consumo medio diario y el consumo máximo diario. Este factor varía de 1.3 para poblaciones grandes y 2.0 para poblaciones pequeñas.

3.6.4 Factores de consumo

3.6.4.1 Factor de día máximo (Fdm)

El coeficiente o factor del día de mayor consumo, el cual se define como la relación entre el valor del consumo máximo diario registrado en un año y el consumo medio diario relativo a ese mismo año, este factor varía de 1.3 para poblaciones grandes y 2.0 para poblaciones pequeñas.

3.6.4.2 Factor de hora máxima (Fhm)

El factor de hora máxima sirve para compensar las variaciones en las horas de mayor consumo y satisfacer la demanda de la población, está relacionado con el número de habitantes y tipo de costumbres. Este factor varía de 2.0 para poblaciones mayores a 1000 habitantes y 3.0 para poblaciones menores a 1000 habitantes, para este proyecto se utilizará un factor de 2.0 debido a que la población sobrepasa los 1000 habitantes.

3.7 Determinación de caudales

Se define como gasto o caudal, a la cantidad de agua que demanda la población en lt/s, el cual puede ser afectado por factores que lo convierten en caudal de línea de conducción, caudal de línea o red de distribución.

3.7.1 Caudal medio diario (Qmd)

Se refiere al promedio de consumo diario que se espera tendrá la población de cada sector, se utiliza para el diseño del tanque de distribución y se expresa en lt/s. Para el casco urbano de la cabecera municipal, se estima para cada tanque de distribución:

Tanque de distribución de pozo mecánico (sector 2):
 $Qmd = (Dotación * \text{Número de habitantes}) / (\text{segundos de un día})$
 $Qmd = (60 \text{ lt/hab/día} * 1522 \text{ hab}) / (86400 \text{ seg.})$
 $Qmd = 1.056 \text{ lt/s}$

Tanque de distribución de pozo mecánico (sector 3):
 $Qmd = (Dotación * \text{Número de habitantes}) / (\text{segundos de un día})$
 $Qmd = (60 \text{ lt/hab/día} * 1472 \text{ hab}) / (86400 \text{ seg.})$
 $Qmd = 1.02 \text{ lt/s}$

Tanque de distribución de captación de agua (sector 1):
 $Qmd = (Dotación * \text{Número de habitantes}) / (\text{segundos de un día})$
 $Qmd = (154 \text{ lt/hab/día} * 1505 \text{ hab}) / (86400 \text{ seg.})$
 $Qmd = 2.68 \text{ lt/s}$

3.7.2 Caudal día máximo (Qdm)

Es utilizado para el diseño de la línea de conducción, está en función del factor de día máximo y el caudal medio diario.

Su ecuación es:

$$Qdm = Fdm * Qmd$$

Para sector 1

$$Q_{dm} = 1.3 * 1.056$$

$$Q_{dm} = 1.373 \text{ lt/s}$$

Para sector 2

$$Q_{dm} = 1.3 * 1.02$$

$$Q_{dm} = 1.326 \text{ lt/s}$$

Para sector 1

$$Q_{dm} = 1.3 * 2.68$$

$$Q_{dm} = 3.484 \text{ lt/s}$$

3.7.3 Caudal hora máxima (Qhm)

Es utilizado para el diseño de la línea y red de distribución, está en función del factor de hora máxima y el caudal medio diario:

Su ecuación es:

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

$$Q_{hm} = 2 * 4.34 = 8.68 \text{ lt/s}$$

Para sector 1

$$Q_{hm} = 2 * 1.056$$

$$Q_{hm} = 2.11 \text{ lt/s}$$

Para sector 2

$$Q_{hm} = 2 * 1.02$$

$$Q_{hm} = 2.04 \text{ lt/s}$$

Para sector 1

$$Q_{hm} = 2 * 2.68$$

$$Q_{hm} = 5.36 \text{ lt/s}$$

Para el sector 1 y 2 el caudal de hora máximo será de 2:11, ya que es el mayor y ambos comparten el mismo tanque de distribución.

3.8 Línea de impulsión

Se define como el conjunto de elementos, que incluyen las obras de arte, que servirán para transportar el agua potable hasta el tanque de distribución, desde el lugar de captación.

Sus componentes son:

Tubería de distinto diámetro según las pérdidas (PVC, HG)

Válvulas de compuerta

Válvulas de aire

Válvulas de limpieza

Accesorios

Ambos regímenes de conducción son de tipo forzado ya que las fuentes de abastecimiento se encuentran en una cota inferior a la de los tanques de distribución.

3.9. Tanque de distribución

El tanque de distribución es una obra en la que se almacena el agua con el fin de cubrir las variaciones en el consumo de toda la red. La capacidad depende del caudal medio diario. En el presente proyecto existen 2 tanques de distribución enterrados de forma rectangular, una para cada fuente de captación, con capacidad suficiente para brindar el servicio como se estima en el diseño de la red de distribución.

3.10. Línea de distribución

Es el conjunto de tuberías que conducen el agua desde el tanque de distribución al inicio de la red de distribución.

La línea de distribución se diseña con el caudal de hora máxima, en este caso es de 2.11 lt/s para los sectores 1 y 2 ubicados al oeste de la población y que se abastecen del pozo mecánico y 5.36 lt/s para el sector 3, que encierra la población ubicada en el centro y al este, que es abastecido por una captación en un nacimiento de agua en la aldea El Trapiche del mismo municipio. El diseño se hace por medio de la ecuación de Hazen & Williams y los siguientes datos:

Línea de distribución para sector 2 y 3

Caudal hora máxima	2.11 lt/s
Período de diseño	20 años
Tipo de distribución	Domiciliar
Dotación	60 lt/hab/día
Población actual	885 y 856 habitantes
Población futura	1522 y 1472 habitantes

Viviendas actuales = 126 y 122 viviendas
 Viviendas futuras = 217 y 210 viviendas

Habitantes por vivienda promedio = 7.16 personas

Factor de día máximo = 1.3

El caudal de agua que debe ser suministrado a las viviendas en un día de máxima demanda, considerando un factor de día máximo de 1.3, se calcula de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} \text{Caudal} &= 1.3 \times 7.16 \times (126 + 122 + 217 + 210) \times 24 \text{ hrs} \\ &= 1743.811 \text{ lts/seg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Donde: } \varnothing_i &= ((1743.811 * L * Q_{hm}^{1.85}) / (C^{1.85} * H))^{1/4.87} \\ hf_i &= (1743.811 * L * Q_{hm}^{1.85}) / (C^{1.85} * \varnothing_i^{4.87}) \end{aligned}$$

Donde:

\varnothing_i = Diámetro interno de la tubería (plg)

L = Longitud de tubería multiplicado por un factor del 5% por la fotografía del terreno.

Q_{hm} = Caudal de hora máxima o caudal de distribución (lts/seg).

C = Coeficiente de fricción (140 para PVC)

H = Altura disponible entre estaciones.

hf = Pérdida de carga

Cálculo de la línea de distribución de E-TANQ a E-110

Cota inicial del terreno = 275.50 m

Presión en E-TANQ = 0 m

Cota piezométrica en E-TANQ = 275.50 m

Cota de terreno en E-78 = 210.55 m

Diferencia de alturas = 64.95 m

L = 267.11 m

$$\varnothing_{i \text{ teórico}} = ((1743.811 * 267.11 * 1.05 * 2.11^{1.85}) / (140^{1.85} * 64.95))^{1/4.87} = 1.27"$$

Se le asignará un diámetro de 2 1/2" debido a que se necesita la menor pérdida posible para poder llevar el servicio de agua a las partes más altas en los extremos de la población.

$$Hf_{2 \frac{1}{2}'' \text{ real}} = ((1743.811 * 267.11 * 1.05 * 211^{1.85}) / (140^{1.85} * 2.5^{4.87})) = 0.89 \text{ m}$$

$\varnothing_{\text{comercial}} = 2 \frac{1}{2}''$ de 160 psi.

La longitud horizontal de la línea de conducción; se incrementó en un 5%, considerando la pendiente del terreno. Se proyectó instalar un total de 146 unidades de tubería de cloruro de polivinilo PVC.

Línea de distribución para sector 1

Caudal hora máxima	5.362 lt/s
Período de diseño	20 años
Tipo de distribución	Domiciliar
Dotación	154 lt/hab/día
Población actual	874 habitantes
Población futura	1505 habitantes
Viviendas actuales	124 viviendas
Viviendas futuras	215 viviendas
Habitantes por vivienda promedio	7
Factor de día máximo	1.3

$$\varnothing_i = ((1743.811 * L * Q_{hm}^{1.85}) / (C^{1.85} * H))^{1/4.87}$$

$$hf_i = (1743.811 * L * Q_{hm}^{1.85}) / (C^{1.85} * \varnothing_i^{4.87})$$

Donde:

\varnothing_i = Diámetro interno de la tubería (plg)

L = Longitud de tubería multiplicado por un factor del 5% por la fotografía del terreno.

Q_{hm} = Caudal de hora máxima o caudal de distribución (lts/seg).

C = Coeficiente de rugosidad (140 para PVC)

H = Altura disponible entre estaciones.

h_f = Pérdida de carga

Cálculo de la línea de distribución de E-TANQUE a E-144

Cota inicial del terreno = 251.40 m

Presión en E-TANQ = 0 m

Cota piezométrica en E-TANQ = 251.40 m

Cota de terreno en E-78 = 247.89 m

Diferencia de alturas = 3.51 m

$L = 61.38$ m

$$\varnothing_{i \text{ teórico}} = \left(\frac{(1743.811 * 61.38 * 1.05 * 5.362^{1.85})}{(140^{1.85} * 3.51)} \right)^{1/4.87} = 2.44''$$

$$H_{f_{2 \frac{1}{2}'' \text{ real}}} = \left(\frac{(1743.811 * 61.38 * 1.05 * 5.362^{1.85})}{(140^{1.85} * 2.5^{4.87})} \right) = 3.10 \text{ m}$$

$$H_{f_{3'' \text{ real}}} = \left(\frac{(1743.811 * 61.38 * 1.05 * 5.362^{1.85})}{(140^{1.85} * 3.23^{4.87})} \right) = 0.89 \text{ m}$$

$\varnothing_{\text{comercial}} = 3''$ de 160 psi.

La longitud horizontal de la línea de conducción, se incrementó en un 5%, considerando la pendiente del terreno. Se proyectó instalar un total de 46 unidades de tubería de cloruro de polivinilo PVC.

3.11 Red de distribución

Son los conductos de abastecimiento que alimentan de agua a cada propiedad, su capacidad debe ser suficiente para satisfacer la demanda más alta que puede ocurrir durante el período de diseño.

La red recibe el agua de la línea de distribución, para luego entregarla a los sectores de consumo.

Los conductos de la red de distribución estarán conformados por 1 circuito cerrado (tubería principal), para obtener caudales y presiones compensadas y 4 ramales abiertos (tubería secundaria). Los conductos principales serán de mayor diámetro, los cuales alimentan a los secundarios, el diámetro mínimo a utilizar es de 2" en tubería principal.

3.11.1 Desinfección

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

Según los resultados de laboratorio para calidad del agua, se determinó que el agua requiere de tratamiento para su consumo, a base de pastillas de tricloro y que se usa para evitar cualquier contaminación existente en tuberías y accesorios del sistema.

3.11.2 Cálculo hidráulico de la red

Se diseñará aplicando la ecuación de Hazen & Williams, considerando el mayor de los caudales de uso instantáneo y el caudal unitario.

3.11.2.1 Caudal de uso instantáneo

$$Q = (k * (n-1))^{1/2}$$

En donde:

K = Un valor constante que esta entre 0.15 y 0.20

n = número de viviendas futuras que abastecerá el ramal

$$Q = (0.15 * (215-1))^{1/2} = 5.67 \text{ lt/s}$$

NOTA: el valor del caudal de uso instantáneo está calculado para cada tramo como se indica en la memoria de cálculo adjunta para cada sector.

3.11.2.2 Caudal unitario

$$Q = (\text{Dot} * n * \text{Fhm}) / 86400$$

Donde:

Dot = Dotación (lt/hab/día)

n = Número de habitantes por vivienda

Fhm = Factor de hora máxima

$$Q = (154 \text{ lt/hab/día} * 7 * 2) / 86400 = 0.024 \text{ lt/s/vivienda}$$

3.11.3 Diámetro de tubería

El diámetro de tubería se determina aplicando la ecuación de Hazen & Williams, para cada tramo en estudio.

$$\text{Donde } \varnothing_i = ((1743.811 * L * Q_{hm}^{1.85}) / (C^{1.85} * H))^{1/4.87} = \text{Pulg.}$$

Donde:

L = Longitud de la tubería en metros

Q_{hm} = Caudal de hora máxima en l/s

H = Altura de carga disponible en metros

C = Coeficiente adimensional (PVC = 140, Hg = 100)

Ejemplo de cálculo de diámetro en ramal abierto de E-67 a E-71

Datos:

Q = 0.414 l/s

L = 77.711 m

H = 0.38 m

$$\varnothing = ((1743.811 * L * Q^{1.85}) / (C^{1.85} * H))^{1/4.87}$$

$$\varnothing = ((1743.811 * 77.711 * 0.414^{1.85}) / (140^{1.85} * 0.38))^{1/4.87}$$

$$\varnothing = 0.94''$$

En este tramo es necesaria la menor pérdida de carga hf, para que exista una presión adecuada en los tramos siguientes, por ello se colocará un $\varnothing_{\text{comercial}} = 1''$, con un $\varnothing_{\text{interno}} = 1.195''$ (160 psi).

$$hf_{\text{real}} = (1743.811 * L * Q_{hm}^{1.85}) / (C^{1.85} * \varnothing_i^{4.87})$$
$$hf_{\text{real}} = (1743.811 * 77.711 * 0.414^{1.85}) / (140^{1.85} * 1.195^{4.87})$$

$$hf_{real} = 1.25 \text{ m}$$

$$hf_{real} = 1.25 \text{ m} \times 1.25 = 1.56 \text{ m}$$

3.11.4 Velocidad del agua

La velocidad del agua en tuberías de conducción forzada recomendada

La velocidad del agua en tuberías de conducción forzada recomendada va de 0.60 m/s como mínimo a 3.00 m/s como máximo, para que no exista sedimentación o desgaste de acuerdo con las normas del INFOM, sin embargo los fabricantes recomiendan velocidades con rangos más altos y bajos que varían de 0.40 m/s a 5.00 m/s.

$$V = \frac{1.9735 * Qd}{\phi_i^2}$$

Dónde: V = Velocidad del agua en m/s

V = Velocidad del agua en m/s

Qd = Caudal de diseño l/s

ϕ_i = Diámetro interno de la tubería en plg

Ejemplo de cálculo de velocidad en línea de distribución

$$V = \frac{1.9735 * 0.414 \text{ lt/s}}{(1.195)^2} = 0.57 \text{ m/s}$$

La velocidad del agua es aceptable ya que se encuentra entre el rango recomendado, garantizando que no habrá sedimentación o desgaste.

3.11.5 Cota piezométrica
 La cota piezométrica es la altura hidráulica en cualquier punto de una línea de conducción o distribución, se calcula restando a la cota del punto anterior la pérdida de carga (hf) en el tramo.

$$C_p = \text{Cota del punto anterior} - \text{Pérdida de carga}$$

El resultado relativo es en metros de altura hidráulica en el punto de estudio.

Cálculo de cota piezométrica de E-67 a E-71

$$\text{Cota de salida} = 238.64 \text{ m}$$

$$\text{Pérdida de carga} = 1.25 \text{ m}$$

$$\text{Cota piezométrica en E-78} = 237.39 \text{ m}$$

3.11.6 Presión dinámica

Se produce cuando en la tubería, que está llena de agua, existe flujo y es la diferencia entre la cota piezométrica y la cota del terreno del punto en estudio, se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$\text{Presión final} = \text{Cota piezométrica} - \text{Cota de terreno}$$

Cálculo de presión en E-71

$$\text{Cota piezométrica en E-78} = 237.39 \text{ m}$$

$$\text{Cota final de terreno en E-78} = 218.67 \text{ m}$$

$$\text{Presión final} = 18.72 \text{ m}$$

Para el diseño hidráulico del circuito cerrado se aplicó el método de Hardy Cross, el cual por medio de iteraciones compensa los caudales que circulan por la tubería, logrando con ello obtener las mismas presiones en los puntos de consumo. Los circuitos se consideran compensados cuando las correcciones del circuito son menores al uno por ciento del caudal de entrada ($\Delta < 1\% Q_e$).

El resumen de cálculo del diseño hidráulico se pueden observar en el anexo.

3.12 Conexiones domiciliarias

La componen la tubería y accesorios destinados al servicio exclusivo del usuario, que une la tubería de servicio de la red de distribución con el inmueble, para este caso las conexiones domiciliarias ya existen en cada vivienda y son de tipo intradomiciliar.

Las conexiones domiciliarias están compuestas por los siguientes elementos:

- Conexión a la tubería con diámetro de $\frac{1}{2}$ "
- Válvula de paso
- Contador
- Llave de compuerta
- Válvula de cheque

3.13 Obras de arte

Son utilizadas cuando en algún tramo de tubería, se tienen características especiales de condiciones desfavorables en el diseño hidráulico,

como una mayor presión de trabajo, que la resistente en la tubería, o cuando es necesario salvar una depresión de terreno o atravesar un río, entre las obras de arte utilizadas se encuentran:

- Caja rompe-presión
- Cajas para válvulas

En este proyecto únicamente se incorporarán al diseño, cajas para válvulas de compuerta, ubicadas en el punto inicial del circuito principal y en los puntos iniciales de los ramales de la red de distribución, para controlar la circulación del agua, válvulas de aire y de limpieza en los lugares que la topografía demanda.

3.14 Válvulas

Se pueden definir como un dispositivo mecánico con el cual se puede iniciar, detener o regular la circulación (paso) de líquido, mediante una pieza móvil que abre, cierra u obstruye de forma parcial o total un conducto, ubicadas en el punto inicial del circuito principal y en los puntos iniciales de los 4 ramales de la red de distribución.

3.14.1 Válvula de compuerta

Es un accesorio que controla el flujo del caudal por la tubería, ya sea en la línea de conducción o en la red de distribución.

Este dispositivo se utiliza para cerrar circuitos o ramales en casos de reparación en la tubería. Se protegen por medio de una pequeña caja de concreto.

3.14.2 Válvula de aire

Este dispositivo libera el aire atrapado en las partes altas del perfil de la tubería y generalmente es de 3/4" de diámetro.

3.14.3 Válvula de limpieza

Esta está compuesta por una válvula de compuerta no menor de un diámetro de 2" que se coloca en las partes bajas del perfil de la tubería para remover la arena que se haya podido introducir en el sistema.

3.15 Programa de operación y mantenimiento

En inversiones de un sistema de abastecimiento de agua potable la calidad, fiabilidad y garantía de funcionamiento a lo largo de toda la vida útil, aseguran la rentabilidad del proyecto.

El programa consiste en mantenimiento preventivo, por medio del monitoreo de la calidad del agua en la planta de tratamiento, por medio de revisiones eventuales en instalaciones y tubería; y correctivo en caso de estar dañadas las instalaciones o tubería.

3.16 Tarifa

En este tipo de proyectos se busca generar beneficios sociales en cuanto a reducción de costos, pero con una eficiencia del sistema, ello debe ser sostenible durante la vida útil del proyecto por medio de una tarifa que cada uno de los usuarios debe cancelar, en función de costos de operación, mantenimiento y administración, se recomienda que no sobrepase del 5% del valor del costo del proyecto. La municipalidad de El Adelanto tiene una tarifa asignada de Q. 30.00 mensuales por usuario.

3.17 Evaluación socio-económica

La evaluación de este proyecto se realizó mediante la información obtenida de visitas y encuestas a los propietarios de las viviendas, dándoles a conocer los beneficios a obtener con la mejora del sistema, considerando la situación económica actual de la población, identificando, midiendo y valorando en términos monetarios la posibilidad de una tarifa mensual, por lo que se concluye están de acuerdo, ya que les representaría beneficios en salud, eliminación de molestias por cortes frecuentes en el servicio de agua, mayor consumo del recurso.

3.17.1 Valor presente neto (VPN)

Es un método para evaluar proyectos de inversión a largo plazo; determinar si la inversión es positiva, negativa o si continúa de igual forma; si es positivo indica que habrá un incremento al valor presente neto, si es negativo indica que se reducirá.

3.17.2 Tasa interna de retorno (TIR)

3.17.2 TIR

Es la tasa de interés con la cual el valor presente neto (VPN) es igual a cero, el cual es un indicador de la rentabilidad del proyecto, a mayor TIR, mayor rentabilidad.

Al ejecutarse el proyecto generará un impacto económico local y temporal, al utilizar mano de obra no calificada en el área de influencia, en la fase de construcción, pero en la etapa de operación no generará ningún beneficio económico adicional, por lo que no se hace necesario el cálculo de indicadores financieros.

Por ser un proyecto social, no generará ingresos económicos, solamente se calcula la relación costo beneficio a través del costo total del proyecto dividido entre la cantidad de beneficiarios:

$$RC / B = Q. 939,025.06 / 1505 \text{ Hab} = Q. 623.94 / \text{Hab}$$

3.18 Evaluación de impacto ambiental

Es el procedimiento que sirve para identificar, prevenir e interpretar cualitativamente los impactos ambientales positivos y/o negativos, que producirá el proyecto en el entorno, en caso de ser ejecutado. Para ello se elaboró la matriz de Leopold que toma en cuenta factores a evaluar de tipo físico biológicos y socio económicos.

Tabla V. Matriz de Leopold para sistema de distribución de agua potable

		NOMENCLATURA		PROYECTO AGUA POTABLE						
				LIMPIEZA	EXCAVACIÓN	CAMBIO DE TUBERÍA	RELLENO	PAVIMENTACIÓN	OBRAS ADICIONALES	
MEDIO NATURAL	MEDIO FÍSICO	TIERRA	1. Recursos minerales	In	In	In	In	In		
			2. Suelos aprovechables	In	In	In	In	In	In	
			3. Materiales explotables	In	In	In	In	In		
			4. Geosférico							
		AGUA	Subterránea	5. Calidad del agua	In	In	Sp	In	In	
				6. Variaciones de caudal	Sn	Sn	Sn	Sn	Sn	Sn
				7. Patrón de drenaje	In	In	In	In	Sn	Sn
			Superficial	8. Calidad del agua	In	In	Sp	In	In	
				9. Variación de caudal	Sn	Sn	Sn	Sn	Sn	Sn
				10. Interacción con superficie	In	In	In	In	Sp	Sp
		SUELO	11. Uso potencial del suelo	Sn	Sn	Sn	Sn	Sn	Md	
			12. Calidad del agua	In	In	Sp	In	Sp	Sp	
			13. Erosionabilidad	Ns	Ns	Ns	Ns	Sp	In	
			14. Asentamiento y compactar	In	In	Sp	Sp	Sp	Sp	
			15. Sismicidad							
	ATMÓSFERA	16. Calidad del aire	Md	Md		Md	Md			
		17. Niveles de ruido	Md	Md						
		18. Apariencia del aire								
		19. Campos electromagnéticos								
		20. Clima								
		21. Olor								
		22. Elementos de composición								
		23. Patrones de tránsito								
		24. Contraste arquitectónico	Sn	Sn	Sn	Sn	Sp	Sp		
	MEDIO BIÓTICO	FLORA	25. Árboles	In	In	In	In	In	In	
			26. Arbustos	In	In	In	In	In	In	
			27. Hierbas	Md	Md	Md	Md	Md	Md	
			28. Barreras vegetales	In	In	In	In	In	In	
		FAUNA	29. Insectos	Md	Md	In	In	In	In	
			30. Animales terrestres	Ns	Ns	Ns	Ns	Ns	Ns	
			31. Aves	Ns	Ns	Ns	Ns	Ns	Ns	
			32. Acuifaua	Ns	Ns	Ns	Ns	Ns	Ns	
	MEDIO HUMANO	SOCIO-ECONÓMICO	33. Salud	Sn	Sn	Sn	Sn	Md	Md	
			34. Seguridad	Md	Md	Md	In	In	In	
			35. Nivel de vida	Sn	Sn	Sn	Sn	Md	Md	
			36. Servicios	Sn	Sn	Sn	Sn	Md	Md	
			37. Recreación	In	In	In	In	In	In	

Impacto en la etapa de ejecución de la obra

3.19 Elaboración de planos

Los planos fueron elaborados con base en el diseño hidráulico, siendo los siguientes:

1. Plano de planta general, densidad de vivienda y curvas de nivel
2. Plano de planta sector 1
3. Plano de perfiles sector 1
4. Plano de perfiles sector 1
5. Plano de perfiles sector 1
6. Plano de planta sector 2
7. Plano de perfiles sector 2
8. Plano de perfiles sector 2
9. Plano de planta sector 3
10. Plano de perfiles sector 3
11. Plano de perfiles sector 3
- 11a. Plano de detalles de válvulas

3.20 Elaboración de presupuesto

Municipalidad de El Adelanto

Universidad de San Carlos de Guatemala

PROYECTO: Red de distribución de agua potable.

UBICACIÓN: Cabecera municipal, municipio de El Adelanto, departamento de Jutiapa.



RESUMEN

	REGLON	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNT	SUBTOTAL
01	trabajos preliminares	global	400	Q1,151.82	Q460,727.52
	Red de distribución				
02	tubería	global	1	Q335,525.06	Q335,525.06
	2.1 tubería Φ 3"	ml	168	Q67.53	Q11,344.38
	2.2 tubería Φ 2 1/2"	ml	3396	Q45.13	Q153,249.24
	2.3 tubería Φ 2"	ml	1266	Q31.34	Q39,671.25
	2.4 tubería Φ 1 1/2"	ml	1686	Q20.63	Q34,778.64
	2.5 tubería Φ 1 1/4"	ml	1170	Q15.92	Q18,626.85
	2.6 tubería Φ 1"	ml	1848	Q11.32	Q20,924.06
	2.7 tubería Φ 3/4"	ml	6246	Q9.11	Q56,930.64
03	válvulas	unidad	17	Q1,037.27	Q17,633.56
04	reparación de pavimento	m ²	400	Q271.53	Q108,610.12
05	movimiento de tierras	m ³	58.2	Q284.00	Q16,528.80
			TOTAL		Q939,025.06

... the most important factor in the success of a financial institution is the quality of its service. The quality of service is determined by the quality of the products and services offered. The quality of service is also determined by the quality of the staff and the quality of the facilities.

The quality of service is also determined by the quality of the staff and the quality of the facilities. The quality of service is also determined by the quality of the staff and the quality of the facilities. The quality of service is also determined by the quality of the staff and the quality of the facilities.

CONCLUSIONES

1. El puente vehicular sobre la quebrada Agua Tibia de la aldea El Trapiche tiene una luz libre de 12 metros, una luz efectiva de 11 metros, ancho total de 6 metros, ancho útil de 4 metros y se encuentra soportado, en su subestructura, por 2 estribos tipo muro de contención por gravedad que están contruidos de concreto ciclópeo. La obra tiene 72 m².
2. El costo por metro cuadrado es de Q 10,043.12 con su equivalente en moneda estadounidense de US\$ 1,255.39. El número de beneficiarios estimado que usarán el proyecto es de 3,195 personas.
3. El sistema de distribución de agua potable para la cabecera municipal del municipio de El Adelanto, departamento de Jutiapa, funciona por gravedad y presta el servicio en 3 sectores, abasteciéndose del líquido de 2 fuentes que van hacia sus propios tanques de distribución, ubicados al Este y Oeste de la población. El material utilizado es P.V.C. y su tamaño es de 14,500 metros lineales
4. El costo por metro lineal es de Q 64.76 con su equivalente en moneda estadounidense de US\$ 8.10. El número estimado de beneficiarios es de 4,499 personas.

QUESTION 1

1. The following table shows the number of people who attended a concert in each of the five years from 2010 to 2014. The number of people who attended the concert in each year is given in the table below. The number of people who attended the concert in each year is given in the table below.

2. The number of people who attended the concert in each year is given in the table below. The number of people who attended the concert in each year is given in the table below.

3. The number of people who attended the concert in each year is given in the table below. The number of people who attended the concert in each year is given in the table below.

4. The number of people who attended the concert in each year is given in the table below. The number of people who attended the concert in each year is given in the table below.

RECOMENDACIONES

1. Tomar en cuenta la variación de los precios a la hora de ejecutar los proyectos del presente informe.
2. Garantizar la supervisión profesional idónea en las obras ejecutadas en el municipio, para asegurar la calidad de las mismas.
3. Hacer, en tanto se inicie el proyecto diseñado en este informe, las reparaciones y conexiones adecuadamente, ya que en la actualidad se efectúan empíricamente usando materiales no adecuados.
4. Dar mantenimiento al puente y a sus terraplenes de acceso, evitando así la erosión de estos, para prevenir el daño en la estructura del puente.
5. Obtener más fuentes de agua potable para la expansión horizontal que pueda darse en la cabecera municipal.

2019年12月31日

1. 2019年12月31日，本公司应收账款余额为人民币1,234,567.89元，坏账准备余额为人民币123,456.78元。

2. 2019年12月31日，本公司存货余额为人民币567,890.12元，存货跌价准备余额为人民币56,789.01元。

3. 2019年12月31日，本公司固定资产原值为人民币987,654.32元，累计折旧为人民币234,567.89元，固定资产减值准备余额为人民币12,345.67元。

4. 2019年12月31日，本公司无形资产原值为人民币345,678.90元，累计摊销为人民币89,012.34元，无形资产减值准备余额为人民币3,456.78元。

5. 2019年12月31日，本公司应付账款余额为人民币765,432.10元，应付账款减值准备余额为人民币76,543.21元。

BIBLIOGRAFÍA

1. Aguilar Ruiz, Pedro. **Apuntes sobre el curso de Ingeniería Sanitaria 1.** Tesis Ingeniero Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala. Facultad de Ingeniería. octubre de 2007.
2. Banco Centroamericano de Integración Económica, Unión Europea. **Diagnóstico, Municipio de El Adelanto, Jutiapa, Guatemala.** Guatemala, agosto 2005.
3. Crespo Villalaz, Carlos. **Mecánica de suelos y cimentaciones.** 5a. ed. México: Limusa, 2004.
4. Hibbeler, Russel Charles. **Análisis Estructural.** 3a. Ed. México Prentice-Hall, 1997.
5. Nilson, Arthur H. **Diseño de Estructuras de Concreto.** 12a. ed. Colombia: McGraw-Hill, 1999.
6. Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales (UNEPAR). **Guía para el diseño de abastecimientos de agua potable en zonas rurales.** Guatemala, junio de 1997.

ՏԻՄՈՒՄՆԵՐ

Դու ընդհանրապես չես տես ինչպես լինում է մարդկանց
հարաբերակցությունը մեծ քանակությամբ մարդկանց հետ:
Մի՞թե այդպես է անհրաժեշտ լինում:

Արդյո՞ք այն է անհրաժեշտ, երբ ցանկանում ես հասնել
մեծ քանակությամբ մարդկանց հետ: Այնպես է անհրաժեշտ
հարաբերակցությունը:

Երբ ցանկանում ես հասնել մեծ քանակությամբ մարդկանց
հետ, ապա ինչպե՞ս է անհրաժեշտ լինում:

Այնպես է անհրաժեշտ լինում, երբ ցանկանում ես հասնել
մեծ քանակությամբ մարդկանց հետ:

Ինչպե՞ս է անհրաժեշտ լինում, երբ ցանկանում ես հասնել
մեծ քանակությամբ մարդկանց հետ:

Այնպես է անհրաժեշտ լինում, երբ ցանկանում ես հասնել
մեծ քանակությամբ մարդկանց հետ: Այնպես է անհրաժեշտ
լինում, երբ ցանկանում ես հասնել մեծ քանակությամբ
մարդկանց հետ:

ANEXOS

Examen bacteriológico



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



Nº 004209

O.T. No. 25 820		EXAMEN BACTERIOLOGICO		INF. No.A-305 519	
INTERESADO	<u>ROBERTO HERNAN SECAIDA HERNANDEZ (carne 2008 11890)</u>	PROYECTO:	<u>EPS "Diseño del sistema de distribución de agua potable en el casco urbano El Adelanto Jutiapa"</u>		
MUESTRA RECOLECTADA POR	<u>Interesado</u>	DEPENDENCIA:	<u>FACULTAD DE INGENIERIA/USAC</u>		
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA:	<u>El Adelanto</u>	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	<u>2009-08-13; 10 h25</u>		
FUENTE:	<u>Servicio Domiciliar</u>	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:	<u>2009-08-13; 16 h 20</u>		
MUNICIPIO:	<u>El Adelanto</u>	CONDICIONES DE TRANSPORTE:	<u>Sin refrigeración</u>		
DEPARTAMENTO	<u>Jutiapa</u>	SABOR	<u>-----</u>	SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN	<u>No hay</u>
ASPECTO:	<u>Claro</u>	ASPECTO:	<u>Claro</u>	CLORO RESIDUAL	<u>-----</u>
OLOR:	<u>Inodora</u>	OLOR:	<u>Inodora</u>		
INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI - AEROGENES)					
PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	PRUEBA CONFIRMATIVA			
		FORMACION DE GAS			
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACION DE GAS - 35°C	TOTAL	FECAL 44.5 °C		
10,00 cm ³	+++++	+++++	+++++		
01,00 cm ³	+++--	+++	---		
00,10 cm ³	++++	+++	---		
RESULTADO: NUMERO MAS PROBABLE DE GERMESES COLIFORMES/100cm ³		110	23		
TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - W.E.F. 21 TH NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.					
OBSERVACIONES: Bacteriológicamente el agua NO ES POTABLE, según norma COGUANOR NGO 29.001, Guatemala, 2009 -09-08					
Vo.Bo.	 Inga. Telma Maricela Cano Morates DIRECTORA CII/USAC		 Zenith Muñoz Santos Ing. Químico Col. No. 420 M. Sc. en Ingeniería Sanitaria Jefe Técnico Laboratorio		

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

Examen Físico-químico Sanitario



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



Nº 004208

ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO SANITARIO				INF. No. 23 749	
O.T. No. 25 820					
INTERESADO: ROBERTO HERNAN SECAIDA HERNÁNDEZ (Carné No. 2005 11890)		PROYECTO:		EPS "Diseño del sistema de distribución de agua potable en el casco urbano el Adelanto Jutiapa"	
RECOLECTADA POR: <u>Interesado</u>		DEPENDENCIA:		USAC-FACULTAD DE INGENIERIA	
LUGAR DE RECOLECCION: <u>El Adelanto</u>		FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:		2009-08-13; 10 h 25 min.	
FUENTE: <u>Servicio Domiciliar</u>		FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LAB.:		2009-08-13; 16 h 20 min.	
MUNICIPIO: <u>El Adelanto</u>		CONDICIÓN DEL TRANSPORTE:		<u>Sin refrigeración</u>	
DEPARTAMENTO: <u>Jutiapa</u>					
RESULTADOS					
1. ASPECTO	<u>Claro</u>	4. OLOR:	<u>Inodora</u>	7. TEMPERATURA:	<u>22.5</u> C
2. COLOR:	<u>02.00 Unidades</u>	5. SABOR:	<u>.....</u>	8. CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA	<u>213.00 µmhos/cm</u>
3. TURBIDIDAD:	<u>00.62 UNT</u>	6. potencial de Hidrógeno (pH):	<u>07.20 unidades</u>		
SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L
1. AMONIACO (NH ₃)	00.17	6. CLORUROS (Cl ⁻)	07.50	11. SOLIDOS TOTALES	124.00
2. NITRITOS (NO ₂ ⁻)	00.00	7. FLUORUROS (F ⁻)	00.15	12. SOLIDOS VOLÁTILES	08.00
3. NITRATOS (NO ₃ ⁻)	10.56	8. SULFATOS (SO ₄ ²⁻)	01.00	13. SOLIDOS FIJOS	116.00
4. CLORO RESIDUAL	...	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00.02	14. SOLIDOS EN SUSPENSIÓN	02.00
5. MANGANESO (Mn)	00.039	10. DUREZA TOTAL	90.00	15. SOLIDOS DISUELTOS	113.00
ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)					
HIDROXIDOS	CARBONATOS	BICARBONATOS	ALCALINIDAD TOTAL		
mg/L	mg/L	mg/L	mg/L		
00.00	00.00	120.00	120.00		

OTRAS DETERMINACIONES

OBSERVACIONES: Desde el punto de vista físico químico sanitario, las determinaciones arriba indicadas se encuentran dentro de los Límites Máximos Aceptables de Normalidad. Según norma COGUANOR (NGO 29 001).

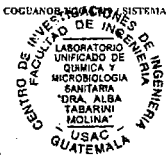
TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A. - W.E.F. 21th EDITION 1 905. NORMA COGUANOR (NGO 29 001), SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 1990 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), GUATEMALA.

Guatemala, 2009-09-08

Vo.Bo.
Inga. **Telma Marcela Cano Morales**
DIRECTORA CII/USAC



Zenón Muñoz Santos
Ing. Químico Col. No. 420
M. Sc. en Ingeniería Sanitaria
Jefe Técnico Laboratorio



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

Ensayo a compresión no confinada sobre suelo



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



Nº 008730

Guatemala 27 de agosto de 2009

Informe No. 349 S.S.

O.T. : 25,770

Sr. Roberto Hernán Secaida Hernández

Carne: 2005-11890

Proyecto: Puente vehicular sobre la quebrada Agua Tibia, Aldea El Trapiche, El Adelanto, Jutiapa.

Estimado Sr. Roberto Secaida:

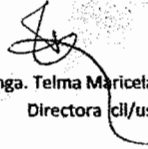
Le saludo cordialmente y al mismo tiempo hago de su conocimiento que debido a las características físicas y mecánicas del material que usted presento a la Sección de Mecánica de Suelos como parte de su trabajo de graduación no se realizó la prueba de compresión triaxial a dicho material. Por tal razón se le realizó una prueba de compresión no confinada la cual tiene una resistencia de 22.5 kg/cm². Descripción del material (Brecha Volcánica color beige).

Atentamente:

Id y Enseñad A Todos


Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe de sección Mecánica de Suelos




Vo.Bo. Inga. Telma Maricela Cano Morales
Directora cil/usac



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

Extracción de núcleo de la muestra inalterada



Núcleo de suelo



Realización de ensayo a compresión



Datos de ensayo

Prueba	Peso (kg)	Período (s)	Deflexión (mm)	Velocidad (m/s)	Estrés (kg/cm ²)
1	4.20	7.75	11.43	14.14	1000
2	4.20	8.80	12.75	14.03	2100

$\sigma = \frac{P}{A}$
 $\sigma = \frac{4.20}{2.0 \times 10^{-2}}$
 $\sigma = 210 \text{ kg/cm}^2$

Quebrada Agua Tibia



Topografía para puente



Cronograma de avance físico-financiero, proyecto puente vehicular sobre la quebrada Agua Tibia, en la aldea El Trapiche.



Municipalidad de El Adelanto
 Universidad de San Carlos de Guatemala
 PROYECTO: Puente vehicular sobre la quebrada agua tibia
 UBICACION: Aldea El Trapiche, municipio de El Adelanto, departamento de Jutiapa.

CRONOGRAMA DE AVANCE FÍSICO-FINANCIERO

REGLÓN	Unidad	Cantidad	mes						Monto
			mes 1	mes 2	mes 3	mes 4	mes 5	mes 6	
01	m ²	400							Q208.598,00
02	unidad	2							Q71.890,34
03	vigas								
3.1	vigas longitudinales	36							Q71.775,34
3.2	diarfragmas	12,8							Q15.407,27
3.3	vigas de apoyo y cornisa	17							Q31.591,41
04	losa	72							Q75.153,49
05	barandales	24							Q8.069,64
06	neopreno	6							Q18.744,00
07	aproxches	165							Q221.875,00
TOTAL			Q237.354,14	Q62.089,05	Q74.971,87	Q98.683,40	Q38.131,03	Q221.875,00	Q723.104,49

Tiempo estimado para la ejecución: 6 meses

Cronograma de avance físico-financiero, proyecto sistema de distribución de agua potable en la cabecera municipal



Municipalidad de El Adelanto
 Universidad de San Carlos de Guatemala
 PROYECTO: Red de distribución de agua potable
 UBICACIÓN: Cabecera municipal, municipio de El Adelanto, departamento de Jutiapa.

CRONOGRAMA DE AVANCE FÍSICO-FINANCIERO

REGLÓN	Unidad	Cantidad	mes						Monto
			mcs 1	mcs 2	mcs 3	mcs 4	mcs 5	mcs 6	
01	trabajos preliminares	400							Q460,727.52
02	instalación tubería	1							Q335,525.06
03	válvulas	17							Q17,633.56
04	reparación de pavimento	400							Q108,610.12
05	movimiento de tierra	58.2							Q16,528.80
								TOTAL	Q939,025.06

Tiempo estimado para la ejecución 6 meses

Sector 1

DISEÑO HIDRAULICO DISTRIBUCION PARA EL TANQUE ESTE 85 GPM																						
TRAMO		COTA TERRENO		Diferencia de Cotas	L DISEÑO (m)	TOTAL TUBOS	No. Viviendas	Viv. Futuro	Q _{hm} (l/s)	Q _v (l/s)	Q _i (l/s)	Q Diseño (l/s)	Diametro Nominal (pulg.)	Diametro Interno (pulg.)	TIPO TUBERIA	Cte. de Tubería	Perdida H _f (m)	v (m/s)	COTA PIEZOMETRICA	PRESION DINAMICA	PRESION ESTATICA	
E	P.O	INICIAL	FINAL																INICIAL	FINAL	INICIAL	
SECTOR 1																						
RAMAL 1																						
NIVEL ESTATICO = 251.4																						
Tanque	144	251.4000	247.8900	3.5100	61.3768	12	0	0	5.362	0.000	0.000	5.362	3	3.23	PVC 160 PSI	140	0.89	1.0145	250.51	2.62	3.51	
	144	144.1	247.8900	244.8600	3.0300	85.0277	16	4	8	5.362	0.195	0.397	5.362	3	3.23	PVC 160 PSI	140	1.23	1.0145	249.28	4.42	6.54
	144.1	126.1	244.8600	238.5000	6.3600	143.2240	25	2	4	5.362	0.097	0.260	5.362	2 1/2	2.655	PVC 160 PSI	140	5.40	1.5016	243.87	5.37	12.90
	126.1	126	238.5000	236.2800	2.2200	41.5972	8	0	0	5.362	0.000	0.000	5.362	2 1/2	2.655	PVC 160 PSI	140	1.57	1.5016	242.31	6.03	15.12
	126	125	236.2800	221.6300	14.6500	89.0267	16	0	0	5.362	0.000	0.000	5.362	2 1/2	2.655	PVC 160 PSI	140	3.36	1.5016	238.95	17.32	29.77
	125	67	221.6300	219.0500	2.5800	33.5042	7	0	0	5.362	0.000	0.000	1.511	2	2.193	PVC 160 PSI	140	0.31	0.6202	238.64	19.59	32.35
	67	66	219.0500	215.3500	3.7000	32.8291	7	1	2	5.362	0.049	0.150	1.511	2	2.193	PVC 160 PSI	140	0.30	0.6202	238.34	22.99	36.05
	66	65	215.3500	211.1200	4.2300	68.7727	13	2	4	5.362	0.097	0.000	1.511	2	2.193	PVC 160 PSI	140	0.63	0.6202	237.71	26.59	40.28
	65	63	211.1200	200.6200	10.5000	76.8504	14	1	2	5.362	0.049	0.150	1.511	2	2.193	PVC 160 PSI	140	0.71	0.6202	237.00	36.38	50.78
	63	62	200.6200	196.4200	4.2000	53.4893	10	0	0	5.362	0.000	0.000	1.511	1 1/2	1.754	PVC 160 PSI	140	1.46	0.9695	235.54	39.12	54.98
	62	61	196.4200	193.8300	2.5900	51.5991	10	4	8	5.362	0.195	0.397	1.511	1 1/2	1.754	PVC 160 PSI	140	1.41	0.9695	234.14	40.31	57.57
	61	60	193.8300	191.1000	2.7300	61.8224	12	4	8	5.362	0.195	0.397	1.511	1 1/2	1.754	PVC 160 PSI	140	1.69	0.9695	232.45	41.35	60.30
	60	59	191.1000	191.2400	-0.1400	71.3632	13	8	15	5.362	0.366	0.561	1.511	1 1/2	1.754	PVC 160 PSI	140	1.95	0.9695	230.51	39.27	60.16
	59	58	191.2400	192.9600	-1.7200	31.0454	7	2	4	5.362	0.097	0.260	1.511	1 1/2	1.754	PVC 160 PSI	140	0.85	0.9695	229.66	36.70	58.44
	58	35	192.9600	191.3900	1.5700	52.6592	10	3	6	5.362	0.146	0.335	1.511	1 1/2	1.754	PVC 160 PSI	140	1.44	0.9695	228.22	36.83	60.01
	35	56	191.3900	189.0000	2.3900	33.3416	7	0	0	5.362	0.000	0.000	1.511	1 1/2	1.754	PVC 160 PSI	140	0.91	0.9695	227.32	38.32	62.40
	56	169	189.0000	184.8800	4.1200	57.7743	11	2	4	5.362	0.097	0.260	1.511	1 1/2	1.754	PVC 160 PSI	140	1.58	0.9695	225.74	40.86	66.52
	169	168	184.8800	182.8700	2.0100	54.5223	11	1	2	5.362	0.049	0.150	1.511	1 1/2	1.754	PVC 160 PSI	140	1.49	0.9695	224.25	41.38	68.53
	168	167	182.8700	181.0000	1.8700	56.5817	11	0	0	5.362	0.000	0.000	1.511	1 1/2	1.754	PVC 160 PSI	140	1.54	0.9695	222.71	41.71	70.40
	167	170.2	181.0000	174.8800	6.1200	99.0392	18	5	10	5.362	0.244	0.450	3.302	1 1/2	1.754	PVC 160 PSI	140	11.47	2.1187	211.24	36.36	76.52
RAMAL 1.1																						
NIVEL ESTATICO = 236.28																						
	126	127	236.2800	245.7500	-9.4700	39.8978	8	2	4	5.362	0.097	0.260	0.260	2 1/2	2.655	PVC 160 PSI	140	0.01	0.0728	242.30	-3.45	5.65
RAMAL 1.2																						
NIVEL ESTATICO = 219.05																						
	67	71	219.0500	218.6700	0.3800	77.7111	14	2	4	5.362	0.097	0.260	0.414	1	1.195	PVC 160 PSI	140	1.25	0.5723	237.39	18.72	32.73
	71	76	218.6700	231.6200	-12.9500	159.3137	28	4	8	5.362	0.195	0.397	0.414	1	1.195	PVC 160 PSI	140	2.57	0.5723	234.82	3.20	19.78
	76	78	231.6200	228.1300	3.4900	76.8207	14	0	0	5.362	0.000	0.000	0.414	1	1.195	PVC 160 PSI	140	1.24	0.5723	233.59	5.46	23.27
	78	71.2	228.1300	213.4900	14.6400	173.5181	30	3	6	5.362	0.146	0.335	0.414	1	1.195	PVC 160 PSI	140	2.79	0.5723	230.79	17.30	37.91
	71.2	108	213.4900	214.8700	-1.3800	29.8747	6	0	0	5.362	0.000	0.000	0.414	1	1.195	PVC 160 PSI	140	0.48	0.5723	230.31	15.44	36.53
RAMAL 1.3																						
NIVEL ESTATICO = 215.35																						
	66	66.1	215.3500	212.3400	3.0100	65.8867	12	1	2	5.362	0.049	0.150	0.200	3/4	0.926	PVC 250PSI	140	0.96	0.4604	237.38	25.04	39.06
	66.1	111	212.3400	209.0200	3.3200	112.9592	20	0	0	5.362	0.000	0.000	0.200	3/4	0.926	PVC 250PSI	140	1.64	0.4604	235.74	26.72	42.38
SUBRAMAL 1.2A																						
NIVEL ESTATICO = 218.67																						
	71	66.1	218.6700	212.3400	6.3300	66.4837	13	0	0	5.362	0.000	0.000	0.200	3/4	0.926	PVC 250PSI	140	0.97	0.4604	236.42	24.08	39.06
SUBRAMAL 1.2B																						
NIVEL ESTATICO = 218.67																						
	71	110	218.6700	210.5500	8.1200	119.2382	21	0	0	5.362	0.000	0.000	0.200	3/4	0.926	PVC 250PSI	140	1.73	0.4604	235.66	25.11	40.85
SUBRAMAL 1.2C																						
NIVEL ESTATICO = 218.67																						
	71	71.2	218.6700	213.4900	5.1800	149.0469	26	3	6	5.362	0.146	0.335	0.335	3/4	0.926	PVC 250PSI	140	5.63	0.7721	231.76	18.27	37.91

Sector 1

DISEÑO HIDRAULICO DISTRIBUCION PARA EL TANQUE ESTE 85 GPM																					
TRAMO		COTA TERRENO		Diferencia de Cotas	L DISEÑO (m)	TOTAL TUBOS	No. Viviendas	Viv. Futuro	Q _{hm} (l/s)	Q _v (l/s)	Q _l (l/s)	Q Diseño (l/s)	Diametro Nominal (pulg.)	Diametro Interno (pulg.)	TIPO TUBERIA	Cte. de Tuberia	Perdida Hf (m)	V (m/s)	COTA PIEZOMETRICA	PRESION DINAMICA	PRESION ESTATICA
E	P.O	INICIAL	FINAL																INICIAL	FINAL	INICIAL
RAMAL 1.4																			NIVEL ESTATICO = 247.89		
144	138	247.8900	219.3400	28.5500	263.4645	45	2	4	5.362	0.097	0.260	0.835	1 1/4	1.532	PVC 160 PSI	140	4.63	0.702289	245.87	26.53	32.06
138	138.1	219.3400	217.0000	2.3400	100.4141	18	1	2	5.362	0.049	0.150	0.835	1 1/4	1.532	PVC 160 PSI	140	1.77	0.702289	244.11	27.11	34.40
138.1	179	217.0000	212.6800	4.3200	50.8083	10	1	2	5.362	0.049	0.150	0.835	1 1/4	1.532	PVC 160 PSI	140	0.89	0.702289	243.21	30.53	38.72
179	178	212.6800	209.0700	3.6100	32.6036	7	0	0	5.362	0.000	0.000	0.835	1 1/4	1.532	PVC 160 PSI	140	0.57	0.702289	242.64	33.57	42.33
178	177	209.0700	206.6100	2.4600	32.8430	7	2	4	5.362	0.097	0.260	0.835	1 1/4	1.532	PVC 160 PSI	140	0.58	0.702289	242.06	35.45	44.79
177	176	206.6100	202.5400	4.0700	69.8541	13	2	4	5.362	0.097	0.260	0.835	1 1/4	1.532	PVC 160 PSI	140	1.23	0.702289	205.38	2.84	48.86
176	175	202.5400	198.6400	3.9000	53.3046	10	0	0	5.362	0.000	0.000	0.835	1 1/4	1.532	PVC 160 PSI	140	0.94	0.702289	204.44	5.80	52.76
175	173	198.6400	198.1500	0.4900	67.2052	13	3	6	5.362	0.146	0.335	0.835	1 1/4	1.532	PVC 160 PSI	140	1.18	0.702289	203.26	5.11	53.25
173	171	198.1500	185.3100	12.8400	120.4219	22	4	8	5.362	0.195	0.397	0.835	1 1/4	1.532	PVC 160 PSI	140	2.12	0.702289	201.14	15.83	66.09
171	170	185.3100	178.0600	7.2500	83.7986	15	1	2	5.362	0.049	0.150	0.835	1 1/4	1.532	PVC 160 PSI	140	1.47	0.702289	199.67	21.61	73.34
170	170.2	178.0600	174.8800	3.1800	82.7449	15	1	2	5.362	0.049	0.150	0.835	1 1/4	1.532	PVC 160 PSI	140	1.46	0.702289	198.21	23.33	76.52
SUBRAMAL 1.4A																			NIVEL ESTATICO = 198.64		
175	134.3	198.6400	191.5800	7.0600	62.8347	12	0	0	5.362	0.000	0.000	0.200	3/4	0.926	PVC 250PSI	140	0.91	0.460421	203.53	11.95	59.82
134.3	171	191.5800	185.3100	6.2700	85.4401	16	0	0	5.362	0.000	0.000	0.200	3/4	0.926	PVC 250PSI	140	1.24	0.460421	202.29	16.98	66.09
SUBRAMAL 1.4B																			NIVEL ESTATICO = 217		
138.1	180	217.0000	224.7800	-7.7800	86.0579	16	1	2	5.362	0.049	0.150	0.200	3/4	0.926	PVC 250PSI	140	1.25	0.460421	242.86	18.08	26.62
RAMAL 1.5																			NIVEL ESTATICO = 0		

Este ramal lo constituyen el circuito cerrado de la tabla de la siguiente hoja.

SUBRAMAL 1.5A																			NIVEL ESTATICO = 214.71		
125	122	221.6300	214.7100	6.9200	107.2129	19	0	0	5.362	0.000	0.000	1.730	1 1/2	1.5		140	8.05	1.518138	230.90	16.19	36.69
122	65	214.7100	211.1200	3.5900	35.2484	7	0	0	5.362	0.000	0.000	0.200	3/4	0.926	PVC 250PSI	140	0.51	0.460421	230.39	19.27	40.28
SUBRAMAL 1.5B																			NIVEL ESTATICO = 204.18		
121	63	204.1800	200.6200	3.5600	29.5568	6	0	0	5.362	0.000	0.000	0.200	3/4	0.926	PVC 250PSI	140	0.43	0.460421	226.21	25.59	50.78
SUBRAMAL 1.5C																			NIVEL ESTATICO = 198.69		
120	62	198.6900	196.4200	2.2700	29.3142	6	0	0	5.362	0.000	0.000	0.200	3/4	0.926	PVC 250PSI	140	0.43	0.460421	222.26	25.84	54.98
SUBRAMAL 1.5D																			NIVEL ESTATICO = 195.06		
119	61	195.0600	193.8300	1.2300	29.2233	6	0	0	5.362	0.000	0.000	0.200	3/4	0.926	PVC 250PSI	140	0.42	0.460421	218.47	24.64	57.57
SUBRAMAL 1.5E																			NIVEL ESTATICO = 190.5		
60.1	60	190.5000	191.1000	-0.6000	30.0584	7	0	0	5.362	0.000	0.000	0.200	3/4	0.926	PVC 250PSI	140	0.44	0.460421	214.45	23.35	60.30
SUBRAMAL 1.5F																			NIVEL ESTATICO = 190		
60.1	59.1	190.5000	190.0000	0.5000	65.3879	12	0	0	5.362	0.000	0.000	0.838	2	2		140	0.32	0.413553	218.57	28.57	61.40
59.1	59	190.0000	191.2400	-1.2400	27.6186	6	0	0	5.362	0.000	0.000	0.200	3/4	0.926	PVC 250PSI	140	0.40	0.460421	218.17	26.93	60.16
SUBRAMAL 1.5G																			NIVEL ESTATICO = 189.98		
57	58	189.9800	192.9600	-2.9800	28.3094	6	0	0	5.362	0.000	0.000	0.200	3/4	0.926	PVC 250PSI	140	0.41	0.460421	214.26	21.30	58.44
SUBRAMAL 1.5H																			NIVEL ESTATICO = 189.98		
57	56	189.9800	189.0000	0.9800	54.8160	11	0	0	5.362	0.000	0.000	0.200	3/4	0.926	PVC 250PSI	140	0.80	0.460421	213.87	24.87	62.40

Sector 1 (Circuito cerrado)

Tanque		251.4		Cota			dif negativa		diametro		cota	Presion	Presion
Circuito	Tramo	Entrada	Salida	A corregido	Longitud	Coeficiente	escogido	Q4	hf 4	piezometr.	dinamica	estatica	
I	125-132	221.63	220.13	1.50	80.1174	140	2.5	2.16	0.75	238.196616	18.0666162	31.27	
	132-130	220.13	206.63	13.50	121.7635	140	1	0.63	10.11	228.083662	21.4536622	44.77	
	130-121	206.63	204.18	2.45	59.3185	140	1	0.28	1.10	226.985699	22.8056993	47.22	
	121-125	204.18	221.63	17.45	163.9583	140	1.5	-1.69	-11.79	227.163784	22.9837842	29.77	
II	132-137	220.13	218.55	1.58	60.1972	140	2	1.53	0.89	237.308329	18.7583289	32.85	
	137-135	218.55	209.21	9.34	107.1028	140	1.5	1.53	6.42	230.892842	21.682842	42.19	
	135-130	209.21	206.63	2.58	62.6025	140	1	0.27	1.08	229.812591	23.1825905	44.77	
	130-132	206.63	220.13	13.50	121.7635	140	1	-0.63	-10.11	228.083662	21.4536622	31.27	
III	121-130	204.18	206.63	2.45	59.3185	140	1	-0.28	-1.10	226.985699	22.8056993	44.77	
	130-129	206.63	196.6	10.03	52.3981	140	1	0.62	4.22	223.863916	27.2639163	54.8	
	129-120	196.6	198.69	2.09	58.3345	140	1	0.12	0.21	223.654368	24.9643683	52.71	
	120-121	198.69	204.18	5.49	49.8063	140	1.5	-1.77	-3.90	223.088734	24.3987341	47.22	
IV	130-135	206.63	209.21	2.58	62.6025	140	1	-0.27	-1.08	229.812591	23.1825905	42.19	
	135-134	209.21	201.72	7.49	50.3261	140	1.25	1.26	5.13	225.766806	24.0468061	49.68	
	134-129	201.72	196.6	5.12	61.2362	140	1	0.11	0.19	225.571978	28.9719776	54.8	
	129-130	196.6	206.63	10.03	52.3981	140	1	-0.62	-4.22	225.592845	28.9928446	44.77	
V	120-129	198.69	196.6	2.09	58.3345	140	1	-0.12	-0.21	223.654368	24.9643683	54.8	
	129-128	196.6	191.6	5.00	52.0464	140	1	0.61	4.10	219.763712	28.1637121	59.8	
	128-119	191.6	195.06	3.46	59.1815	140	1	-0.23	-0.79	218.975358	27.375358	56.34	
	119-120	195.06	198.69	3.63	54.4668	140	1.5	-1.68	-3.89	219.763223	24.7032234	52.71	
VI	129-134	196.6	201.72	5.12	61.2362	140	1	-0.11	-0.19	225.571978	28.9719776	49.68	
	134-133	201.72	196.41	5.31	53.7173	140	1.25	0.96	3.26	222.503302	26.0933019	54.99	
	133-128	196.41	191.6	4.81	57.9859	140	1	0.27	0.99	221.516814	29.9168143	59.8	
	128-129	191.6	196.6	5.00	52.0464	140	1	-0.61	-4.10	221.471773	29.8717733	54.8	
VII	119-128	195.06	191.6	3.46	59.1815	140	1	0.23	0.79	218.975358	27.375358	59.8	
	128-165.1	191.6	188.17	3.43	86.2073	140	1.5	1.11	2.85	216.123201	27.953201	63.23	
	165.1-60.1	188.17	190.5	2.33	60.228	140	1	-0.21	-0.67	216.232815	28.0628151	60.9	
	60.1-119	190.5	195.06	4.56	69.3217	140	1.5	-1.25	-2.86	216.907441	26.4074407	56.34	
VIII	128-133	191.6	196.41	4.81	57.9859	140	1	-0.27	-0.99	221.516814	29.9168143	54.99	
	133-165	196.41	184.41	12.00	98.631	140	1	0.49	5.14	217.36753	32.9575302	66.99	
	165-165.1	184.46	188.17	3.71	56.066	140	1.5	-1.01	-1.55	214.568644	30.1086443	63.23	
	165.1-128	188.17	191.6	3.43	86.2073	140	1.5	-1.11	-2.85	216.123201	27.953201	59.8	
IX	60.1-165.1	190.5	188.17	2.33	60.228	140	1	0.21	0.67	216.232815	28.0628151	63.23	
	165.1-167.2	188.17	183.95	4.22	85.5637	140	1	0.31	1.97	214.264394	30.314394	67.45	
	167.2-57	183.95	189.98	6.03	58.1581	140	1	-0.44	-2.48	213.970369	30.0203691	61.42	
	57-60.1	189.98	190.5	0.52	94.5494	140	2	-0.84	-0.46	216.449975	26.469975	60.9	
X	165.1-165	188.17	184.46	3.71	56.066	140	1.5	1.01	1.55	214.568644	30.1086443	66.94	
	165-167	184.46	181	3.46	77.4344	140	1.5	1.30	3.42	211.15179	30.1517905	70.4	
	167-167.2	181	183.95	2.95	54.4735	140	1	-0.49	-2.88	211.384411	30.3844108	67.45	
	167.2-165.1	183.95	188.17	4.22	85.5637	140	1	-0.31	-1.97	214.264394	30.314394	63.23	

Sector 1

DISEÑO HIDRAULICO DISTRIBUCION PARA EL TANQUE ESTE 85 GPM																					
TRAMO		COTA TERRENO		Diferencia de Cotas	L DISEÑO (m)	TOTAL TUBOS	No. Viviendas	Viv. Futuro	Q _{hm} (l/s)	Q _v (l/s)	Q _i (l/s)	Q Diseño (l/s)	Diametro Nominal (pulg.)	Diametro Interno (pulg.)	TIPO TUBERIA	Cte. de Tubería	Perdida H _f (m)	V (m/s)	COTA PIEZOMETRICA	PRESION DINAMICA	PRESION ESTATICA
E	P.O	INICIAL	FINAL																INICIAL	FINAL	INICIAL
SUBRAMAL 1.5I		NIVEL ESTATICO =																		183.95	
167.2	169	183.9500	184.8800	-0.9300	56.1231	11	2	4	5.362	0.097	0.260	0.260	3/4	0.926	PVC 250PSI	140	1.32	0.598104	208.95	24.07	66.52
SUBRAMAL 1.5J		NIVEL ESTATICO =																		221.63	
125	122	221.6300	214.7100	6.9200	107.2129	19	0	0	5.362	0.000	0.000	1.730	1 1/2	1.5	PVC 250PSI	140	8.05	1.518138	230.90	16.19	36.69
122	131	214.7100	213.0600	1.6500	67.0171	13	0	0	5.362	0.000	0.000	0.200	3/4	0.926	PVC 250PSI	140	0.97	0.460421	229.93	16.87	38.34
SUBRAMAL 1.5K		NIVEL ESTATICO =																		190	
59.1	166.1	190.0000	185.0100	4.9900	85.8110	16	0	0	5.362	0.000	0.000	0.200	3/4	0.926	PVC 250PSI	140	1.25	0.460421	217.33	32.32	66.39
166.1	166	185.0100	181.3800	3.6300	54.8119	11	0	0	5.362	0.000	0.000	0.200	3/4	0.926	PVC 250PSI	140	0.80	0.460421	216.53	35.15	70.02
SUBRAMAL 1.5L		NIVEL ESTATICO =																		184.46	
165	170	184.4600	178.0600	6.4000	67.3927	13	1	2	5.362	0.049	0.150	0.200	3/4	0.926	PVC 250PSI	140	0.98	0.460421	216.73	38.67	73.34
SUBRAMAL 1.5M		NIVEL ESTATICO =																		196.41	
133	171	196.4100	185.3100	11.1000	102.2561	19	1	2	5.362	0.049	0.150	0.200	3/4	0.926	PVC 250PSI	140	1.48	0.460421	221.36	36.05	66.09
SUBRAMAL 1.5N		NIVEL ESTATICO =																		201.72	
134	134.3	201.7200	191.5800	10.1400	107.6100	19	1	2	5.362	0.049	0.150	0.200	3/4	0.926	PVC 250PSI	140	1.56	0.460421	224.54	32.96	59.82
SUBRAMAL 1.5O		NIVEL ESTATICO =																		218.55	
137	136	218.5500	213.8300	4.7200	67.8943	13	3	6	5.362	0.146	0.335	1.515	1 1/2	1.5		140	3.98	1.329072	233.43	19.60	37.57
136	176	213.8300	202.5400	11.2900	145.0943	26	2	4	5.362	0.097	0.260	0.260	3/4	0.926	PVC 250PSI	140	3.42	0.598547	230.00	27.46	48.86
SUBRAMAL 1.5O		NIVEL ESTATICO =																		218.5	
137	138	218.5000	219.3400	-0.8400	15.5546	4	0	0	5.362	0.000	0.000	0.200	3/4	0.926	PVC 250PSI	140	0.23	0.460421	237.18	17.84	32.06

casas totales sector 1 109 203

Sector 2

DISEÑO HIDRAULICO DISTRIBUCION PARA EL TANQUE OESTE 37 GPM																						
TRAMO		COTA TERRENO		Diferencia de Cotas	L DISEÑO (m)	TOTAL TUBOS	No. Viviendas	Viv. Futuro	Q _{hm} (l/s)	Q _v (l/s)	Q _i (l/s)	Q Diseño (l/s)	Diametro Nominal (pulg.)	Diametro Interno (pulg.)	TIPO TUBERIA	Cte. de Tubería	Perdida Hf (m)	V (m/s)	COTA PIEZOMETRICA	PRESION DINAMICA	PRESION ESTATICA	
E	P.O	INICIAL	FINAL																INICIAL	FINAL	INICIAL	
SECTOR 2																						
RAMAL 1																						
NIVEL ESTATICO = 275.5																						
TANQ.	110	275.5000	210.5500	64.9500	267.1061	46	0	0	2.108	0.000	0.000	2.108	2 1/2	2.655	PVC 160 PSI	140	1.79	0.590322	273.71	63.16	64.95	
	110	112	210.5500	205.6900	4.8600	100.1891	18	3	6	2.108	0.062	0.335	2.108	2 1/2	2.655	PVC 160 PSI	140	0.67	0.590322	273.04	67.35	69.81
	112	113	205.6900	206.5400	-0.8500	58.2638	11	4	8	2.108	0.082	0.397	2.108	2 1/2	2.655	PVC 160 PSI	140	0.39	0.590322	272.65	66.11	68.96
	113	114	206.5400	205.2300	1.3100	72.2541	14	1	2	2.108	0.021	0.150	2.108	2 1/2	2.655	PVC 160 PSI	140	0.48	0.590322	272.16	66.93	70.27
	114	116	205.2300	198.2300	7.0000	66.1829	13	5	10	2.108	0.103	0.450	2.108	2 1/2	2.655	PVC 160 PSI	140	0.44	0.590322	271.72	73.49	77.27
	116	117	198.2300	194.6700	3.5600	48.3858	10	3	6	2.108	0.062	0.335	2.108	2 1/2	2.655	PVC 160 PSI	140	0.32	0.590322	271.39	76.72	80.83
	117	118	194.6700	188.7900	5.8800	67.5365	13	5	10	2.108	0.103	0.450	2.108	2 1/2	2.655	PVC 160 PSI	140	0.45	0.590322	270.94	82.15	86.71
	118	118.1	188.7900	189.6800	-0.8900	50.0633	10	2	0	2.108	0.000	0.000	2.108	2 1/2	2.655	PVC 160 PSI	140	0.34	0.590322	270.61	80.93	85.82
	118.1	118.2	189.6800	191.4800	-1.8000	56.5462	11	3	6	2.108	0.062	0.335	2.108	2 1/2	2.655	PVC 160 PSI	140	0.38	0.590322	270.23	78.75	84.02
	118.2	36.3	191.4800	183.4700	8.0100	85.1965	16	1	2	2.108	0.021	0.150	2.108	2 1/2	2.655	PVC 160 PSI	140	0.57	0.590322	269.66	86.19	92.03
	36.3	36	183.4700	188.4600	-4.9900	92.9966	17	5	10	2.108	0.103	0.450	2.108	2 1/2	2.655	PVC 160 PSI	140	0.62	0.590322	269.03	80.57	87.04
	36	35	188.4600	191.3900	-2.9300	75.9460	14	4	0	2.108	0.000	0.000	2.108	2	2.193	PVC 160 PSI	140	1.29	0.865248	267.74	76.35	84.11
	35	34	191.3900	192.7500	-1.3600	63.2093	12	2	4	2.108	0.041	0.260	2.108	2	2.193	PVC 160 PSI	140	1.08	0.865248	266.67	73.92	82.75
	34	33	192.7500	194.9000	-2.1500	35.5969	7	0	0	2.108	0.000	0.000	2.108	2	2.193	PVC 160 PSI	140	0.61	0.865248	266.06	71.16	80.60
	33	1	194.9000	200.0000	-5.1000	53.6724	10	2	4	2.108	0.041	0.260	2.108	2	2.193	PVC 160 PSI	140	0.91	0.865248	265.15	65.15	75.50
	1	18	200.0000	222.5800	-22.5800	196.0861	34	1	0	2.108	0.000	0.000	2.108	2	2.193	PVC 160 PSI	140	3.34	0.865248	261.81	39.23	52.92
	18	19	222.5800	224.4600	-1.8800	18.5879	5	1	2	2.108	0.021	0.150	2.108	2	2.193	PVC 160 PSI	140	0.32	0.865248	261.50	37.04	51.04
	19	21	224.4600	227.5600	-3.1000	27.1473	6	1	2	2.108	0.021	0.150	2.108	2	2.193	PVC 160 PSI	140	0.46	0.865248	261.03	33.47	47.94
	21	25	227.5600	233.7300	-6.1700	52.9406	10	0	0	2.108	0.000	0.000	2.108	2	2.193	PVC 160 PSI	140	0.90	0.865248	260.13	26.40	41.77
	25	26	233.7300	236.2100	-2.4800	18.9838	5	1	0	2.108	0.000	0.000	2.108	2	2.193	PVC 160 PSI	140	0.32	0.865248	259.81	23.60	39.29
	26	28	236.2100	241.4600	-5.2500	37.6387	8	2	4	2.108	0.041	0.260	2.108	2	2.193	PVC 160 PSI	140	0.64	0.865248	259.17	17.71	34.04
	28	32	241.4600	251.6200	-10.1600	176.8140	31	1	2	2.108	0.021	0.150	2.108	2	2.193	PVC 160 PSI	140	3.01	0.865248	256.16	4.54	23.88
RAMAL 1.1																						
NIVEL ESTATICO = 205.69																						
	112	112.2	205.6900	219.6300	-13.9400	78.3913	15	1	2	2.108	0.021	0.150	0.200	3/4	0.926	PVC 250 PSI	140	1.14	0.460421	271.90	52.27	55.87
RAMAL 1.2																						
NIVEL ESTATICO = 206.54																						
	113	113.2	206.5400	221.8200	-15.2800	104.7214	19	2	4	2.108	0.041	0.260	0.260	3/4	0.926	PVC 250 PSI	140	2.47	0.598104	270.18	48.36	53.68
RAMAL 1.3																						
NIVEL ESTATICO = 205.23																						
	114	114.1	205.2300	207.1600	-1.9300	49.8978	10	0	0	2.108	0.000	0.000	0.200	3/4	0.926	PVC 250 PSI	140	0.72	0.460421	271.44	64.28	68.34
	114.1	114.2	207.1600	217.7100	-10.5500	71.2701	13	3	6	2.108	0.062	0.335	0.335	3/4	0.926	PVC 250 PSI	140	2.69	0.77215	268.75	51.04	57.79
	114.1	116.1	207.1600	202.3900	4.7700	69.8018	13	5	10	2.108	0.103	0.450	0.450	3/4	0.926	PVC 250 PSI	140	4.54	1.035947	264.20	61.81	73.11
RAMAL 1.4																						
NIVEL ESTATICO = 198.23																						
	116	116.1	198.2300	202.3900	-4.1600	51.5005	10	0	0	2.108	0.000	0.000	0.200	3/4	0.926	PVC 250 PSI	140	0.75	0.460421	270.97	68.58	73.11
	116.1	116.2	202.3900	209.6800	-7.2900	70.1176	13	4	8	2.108	0.082	0.397	0.397	3/4	0.926	PVC 250 PSI	140	3.62	0.91362	267.36	57.68	65.82
	116.1	117.1	202.3900	196.8200	5.5700	48.4547	10	2	4	2.108	0.041	0.260	0.260	3/4	0.926	PVC 250 PSI	140	1.14	0.598104	266.21	69.39	78.68
RAMAL 1.5																						
NIVEL ESTATICO = 194.67																						
	117	117.1	194.6700	196.8200	-2.1500	51.8125	10	3	6	2.108	0.062	0.335	0.335	3/4	0.926	PVC 250 PSI	140	1.96	0.77215	269.44	72.62	78.68
	117.1	117.3	196.8200	207.2600	-10.4400	105.6470	19	7	14	2.108	0.144	0.541	0.541	3/4	0.926	PVC 250 PSI	140	9.66	1.245054	259.78	52.52	68.24
	117.1	118.1	196.8200	189.6200	7.2000	59.5282	11	0	0	2.108	0.000	0.000	0.200	3/4	0.926	PVC 250 PSI	140	0.86	0.460421	258.91	69.29	85.88

Sector 2

DISEÑO HIDRAULICO DISTRIBUCION PARA EL TANQUE OESTE 37 GPM																					
TRAMO		COTA TERRENO		Diferencia de Cotas	L DISEÑO (m)	TOTAL TUBOS	No. Viviendas	Viv. Futuro	Q _{hm} (l/s)	Q _v (l/s)	Q _i (l/s)	Q Diseño (l/s)	Diametro Nominal (pulg.)	Diametro Interno (pulg.)	TIPO TUBERIA	Cte. de Tubería	Perdida Hf (m)	v (m/s)	COTA PIEZOMETRICA	PRESION DINAMICA	PRESION ESTATICA
E	P.O	INICIAL	FINAL																INICIAL	FINAL	INICIAL
RAMAL 1.6		NIVEL ESTATICO = 191.48																			
118.2	118.4	191.4800	201.7900	-10.3100	93.5025	17	3	6	2.108	0.062	0.335	0.335	1	1.195	PVC 160 PSI	140	1.02	0.463647	269.21	67.42	73.71
118.4	36.4	201.7900	187.3000	14.4900	86.4760	16	5	10	2.108	0.103	0.450	0.450	1	1.195	PVC 160 PSI	140	1.63	0.622048	267.58	80.28	88.20
36.4	36.5	187.3000	188.8300	-1.5300	35.3795	7	0	0	2.108	0.000	0.000	0.200	1	1.195	PVC 160 PSI	140	0.15	0.276466	267.43	78.60	86.67
36.5	183	188.3000	183.9100	4.3900	54.1081	11	3	6	2.108	0.062	0.335	0.335	1	1.195	PVC 160 PSI	140	0.59	0.463647	266.84	82.93	91.59
183	182	183.9100	184.3800	-0.4700	32.4376	7	0	0	2.108	0.000	0.000	0.200	1	1.195	PVC 160 PSI	140	0.14	0.276466	266.71	82.33	91.12
182	44	184.3800	188.0900	-3.7100	106.9986	19	0	0	2.108	0.000	0.000	0.200	3/4	0.926	PVC 250 PSI	140	1.55	0.460421	265.15	77.06	87.41
44	48	188.9000	190.2600	-1.3600	99.0309	18	12	23	2.108	0.237	0.704	0.704	3/4	0.926	PVC 250 PSI	140	14.73	1.619675	250.42	60.16	85.24
48	55	190.2600	222.0300	-31.7700	274.7256	47	7	14	2.108	0.144	0.541	0.541	3/4	0.926	PVC 250 PSI	140	25.12	1.245054	225.30	3.27	53.47
RAMAL 1.7		NIVEL ESTATICO = 233.73																			
25	37	233.7300	189.5900	44.1400	332.7078	57	0	0	2.108	0.000	0.000	0.200	3/4	0.926	PVC 250 PSI	140	4.83	0.460421	255.30	65.71	85.91
37	44	189.5900	188.0900	1.5000	132.6696	24	9	17	2.108	0.175	0.600	0.600	3/4	0.926	PVC 250 PSI	140	14.70	1.381263	240.60	52.51	87.41
RAMAL 1.8		NIVEL ESTATICO = 188.46																			
36	37	188.4600	189.5900	-1.1300	51.3129	10	0	0	2.108	0.000	0.000	0.200	3/4	0.926	PVC 250 PSI	140	0.74	0.460421	268.29	78.70	85.91
RAMAL 1.9		NIVEL ESTATICO = 192.75																			
34	37	192.7500	189.5900	3.1600	76.3741	14	0	0	2.108	0.000	0.000	0.200	3/4	0.926	PVC 250 PSI	140	1.11	0.460421	265.56	75.97	85.91
SUBRAMAL 1.6 A		NIVEL ESTATICO = 187.3																			
36.4	36.3	187.3000	183.4700	3.8300	65.9956	12	1	2	2.108	0.021	0.150	0.200	3/4	0.926	PVC 250 PSI	140	0.96	0.460421	266.62	83.15	92.03
SUBRAMAL 1.6 B		NIVEL ESTATICO = 187.3																			
36.4	182	187.3000	184.3800	2.9200	33.6490	7	0	0	2.108	0.000	0.000	0.200	3/4	0.926	PVC 250 PSI	140	0.49	0.460421	267.09	82.71	91.12
SUBRAMAL 1.6 C		NIVEL ESTATICO = 184.38																			
182	36.3	184.3800	183.4700	0.9100	60.8723	12	0	0	2.108	0.000	0.000	0.200	3/4	0.926	PVC 250 PSI	140	0.88	0.460421	265.82	82.35	92.03
RAMAL 1.10		NIVEL ESTATICO = 194.9																			
33	56	194.9000	189.0000	5.9000	66.0419	13	0	0	2.108	0.000	0.000	0.200	3/4	0.926	PVC 250 PSI	140	0.96	0.460421	265.10	76.10	86.50
RAMAL 1.11		NIVEL ESTATICO = 191.39																			
35	56	191.3900	189.0000	2.3900	33.3416	7	0	0	2.108	0.000	0.000	0.200	3/4	0.926	PVC 250 PSI	140	0.48	0.460421	267.26	78.26	86.50

casas totales sector 2 114 210

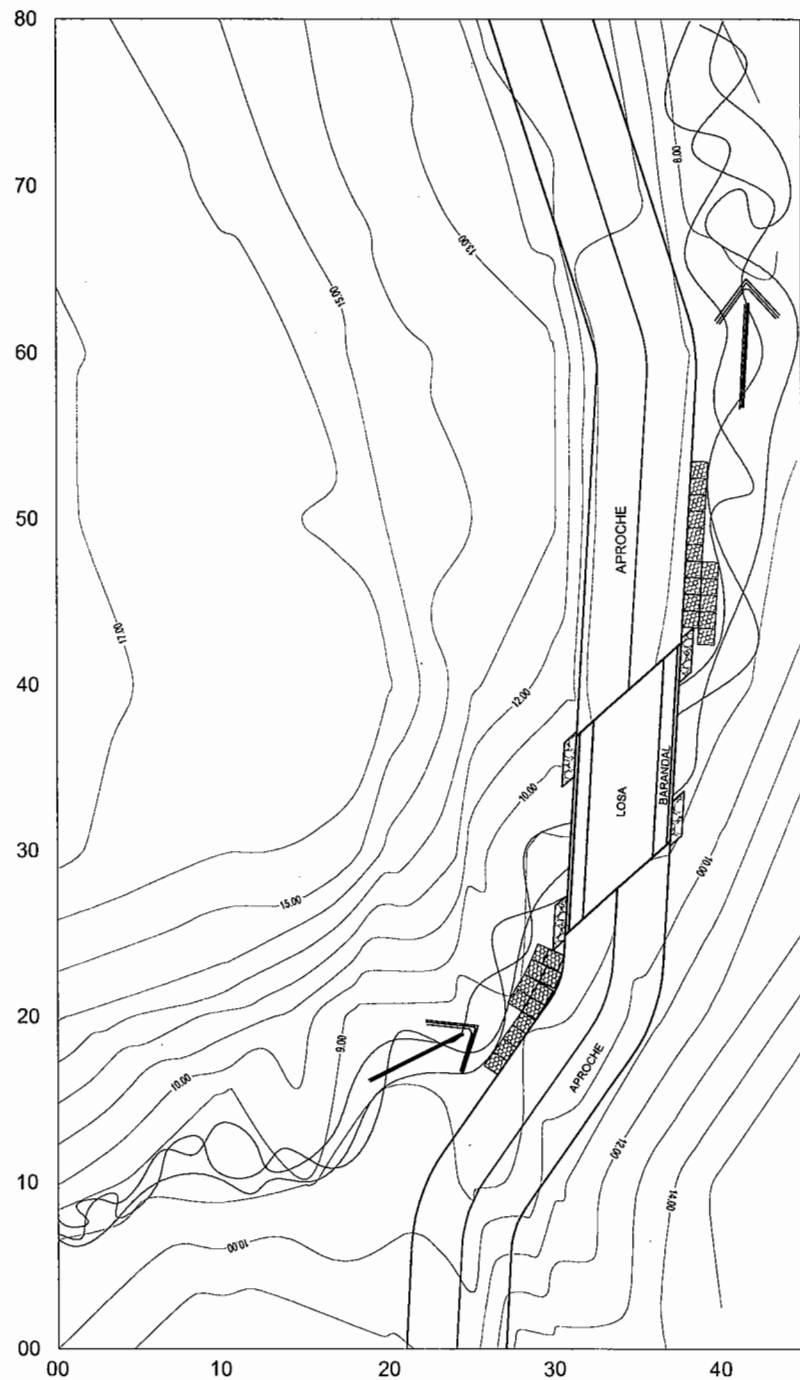
Sector 3

DISEÑO HIDRAULICO DISTRIBUCION PARA EL TANQUE OESTE 37 GPM																						
TRAMO		COTA TERRENO		Diferencia de Cotas	L DISEÑO (m)	TOTAL TUBOS	No. Viviendas	Viv. Futuro	Q _{hm} (l/s)	Q _v (l/s)	Q _i (l/s)	Q Diseño (l/s)	Diametro Nominal (pulg.)	Diametro Interno (pulg.)	TIPO TUBERIA	Cte. de Tubería	Perdida H _f (m)	V (m/s)	COTA PIEZOMETRICA	PRESION DINAMICA	PRESION ESTATICA	
E	P.O	INICIAL	FINAL																INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
SECTOR 3																						
RAMAL 1																						
NIVEL ESTATICO = 275.5																						
TANQ.	110	275.5000	210.5500	64.9500	267.1061	46	0	0	2.108	0.000	0.000	2.108	2 1/2	2.655	PVC 160 PSI	140	1.79	0.590322	273.71	63.16	64.95	
	110	109	210.5500	212.5200	-1.9700	70.3628	13	0	0	2.108	0.000	0.000	2.108	2 1/2	2.655	PVC 160 PSI	140	0.47	0.590322	273.24	60.72	62.98
	109	108	212.5200	214.8700	-2.3500	61.5214	12	2	4	2.108	0.046	0.260	2.108	2 1/2	2.655	PVC 160 PSI	140	0.41	0.590322	272.83	57.96	60.63
	108	106	214.8700	219.9700	-5.1000	119.8744	21	12	23	2.108	0.262	0.704	2.108	2 1/2	2.655	PVC 160 PSI	140	0.80	0.590322	272.02	52.05	55.53
	106	104	219.9700	223.6800	-3.7100	109.2642	20	5	10	2.108	0.114	0.450	2.108	2 1/2	2.655	PVC 160 PSI	140	0.73	0.590322	271.29	47.61	51.82
	104	104.3	223.6800	231.2300	-7.5500	103.6886	19	1	2	2.108	0.023	0.150	2.108	2 1/2	2.655	PVC 160 PSI	140	0.70	0.590322	270.59	39.36	44.27
	104.3	103	231.2300	225.5500	5.6800	132.7952	24	4	8	2.108	0.091	0.397	2.108	2 1/2	2.655	PVC 160 PSI	140	0.89	0.590322	269.70	44.15	49.95
	103	102 A	225.5500	226.4500	-0.9000	36.6156	8	3	6	2.108	0.068	0.335	2.108	2 1/2	2.655	PVC 160 PSI	140	0.25	0.590322	269.46	43.01	49.05
	102 A	102	226.4500	227.9900	-1.5400	51.8868	10	0	0	2.108	0.000	0.000	2.108	2 1/2	2.655	PVC 160 PSI	140	0.35	0.590322	269.11	41.12	47.51
	102	101	227.9900	231.1100	-3.1200	59.7163	11	2	4	2.108	0.046	0.260	2.108	2 1/2	2.655	PVC 160 PSI	140	0.40	0.590322	268.71	37.60	44.39
	101	93	231.1100	242.6900	-11.5800	133.7494	24	6	12	2.108	0.137	0.497	2.108	2 1/2	2.655	PVC 160 PSI	140	0.90	0.590322	267.81	25.12	32.81
	93	91A	242.6900	242.7700	-0.0800	24.9089	6	2	4	2.108	0.046	0.260	2.108	2 1/2	2.655	PVC 160 PSI	140	0.17	0.590322	267.65	24.88	32.73
	91A	90	242.7700	242.5800	0.1900	75.6988	14	5	10	2.108	0.114	0.450	2.108	2 1/2	2.655	PVC 160 PSI	140	0.51	0.590322	267.14	24.56	32.92
	90	89A	242.5800	242.6600	-0.0800	43.5343	9	2	4	2.108	0.046	0.260	2.108	2 1/2	2.655	PVC 160 PSI	140	0.29	0.590322	266.85	24.19	32.84
	89A	89	242.6600	242.8700	-0.2100	14.7427	4	0	0	2.108	0.000	0.000	2.108	2 1/2	2.655	PVC 160 PSI	140	0.10	0.590322	266.75	23.88	32.63
	89	89.1	242.8700	249.8800	-7.0100	36.0483	8	2	4	2.108	0.046	0.260	2.108	2 1/2	2.655	PVC 160 PSI	140	0.24	0.590322	266.51	16.63	25.62
	89.1	158	249.8800	254.3200	-4.4400	45.1077	9	1	2	2.108	0.023	0.150	2.108	2 1/2	2.655	PVC 160 PSI	140	0.30	0.590322	266.20	11.88	21.18
	158	151	254.3200	259.9000	-5.5800	221.8407	38	6	12	2.108	0.137	0.497	2.108	2 1/2	2.655	PVC 160 PSI	140	1.49	0.590322	264.72	4.82	15.60
	151	147	259.9000	253.4100	6.4900	104.9524	19	6	12	2.108	0.137	0.497	2.108	2 1/2	2.655	PVC 160 PSI	140	0.70	0.590322	264.01	10.60	22.09
RAMAL 1.1																						
NIVEL ESTATICO = 212.52																						
	109	109.1	212.5200	226.4100	-13.8900	95.8378	17	1	2	2.108	0.023	0.150	0.200	3/4	0.926	PVC 250 PSI	140	1.39	0.460421	271.85	45.44	49.09
RAMAL 1.2																						
NIVEL ESTATICO = 214.87																						
	108	108.1	214.8700	225.4600	-10.5900	83.8585	15	3	6	2.108	0.068	0.335	0.335	3/4	0.926	PVC 250 PSI	140	3.17	0.77215	269.66	44.20	50.04
RAMAL 1.3																						
NIVEL ESTATICO = 219.97																						
	106	106.2	219.9700	234.4600	-14.4900	81.9203	15	2	4	2.108	0.046	0.260	0.260	3/4	0.926	PVC 250 PSI	140	1.93	0.598104	270.09	35.63	41.04
RAMAL 1.4																						
NIVEL ESTATICO = 223.68																						
	104	103	223.6800	225.5500	-1.8700	111.3396	20	1	2	2.108	0.023	0.150	0.200	3/4	0.926	PVC 250 PSI	140	1.62	0.460421	269.67	44.12	49.95
RAMAL 1.5																						
NIVEL ESTATICO = 231.23																						
	104.3	104.4	231.2300	233.5700	-2.3400	24.9079	6	1	2	2.108	0.023	0.150	0.200	3/4	0.926	PVC 250 PSI	140	0.36	0.460421	270.23	36.66	41.93
RAMAL 1.6																						
NIVEL ESTATICO = 226.45																						
	102 A	102 A.1	226.4500	231.8700	-5.4200	56.2884	11	1	2	2.108	0.023	0.150	0.200	3/4	0.926	PVC 250 PSI	140	0.82	0.460421	268.64	36.77	43.63
RAMAL 1.7																						
NIVEL ESTATICO = 227.99																						
	102	89A	227.9900	242.6600	-14.6700	148.0161	26	4	8	2.108	0.091	0.397	0.397	3/4	0.926	PVC 250 PSI	140	7.63	0.91362	261.48	18.82	32.84
RAMAL 1.8																						
NIVEL ESTATICO = 231.11																						
	101	101.2	231.1100	232.1800	-1.0700	59.6118	11	2	4	2.108	0.046	0.260	0.260	3/4	0.926	PVC 250 PSI	140	1.40	0.598104	267.31	35.13	43.32
RAMAL 1.9																						
NIVEL ESTATICO = 242.77																						
	91 A	160	242.7700	248.1300	-5.3600	72.6718	14	2	4	2.108	0.046	0.260	0.260	3/4	0.926	PVC 250 PSI	140	1.71	0.598104	265.93	17.80	27.37
RAMAL 1.10																						
NIVEL ESTATICO = 242.58																						
	90	101	242.5800	231.1100	11.4700	103.0866	19	1	2	2.108	0.023	0.150	0.200	3/4	0.926	PVC 250 PSI	140	1.50	0.460421	265.64	34.53	44.39

Sector 3

DISEÑO HIDRAULICO DISTRIBUCION PARA EL TANQUE OESTE 37 GPM																					
TRAMO		COTA TERRENO		Diferencia de Cotas	L DISEÑO (m)	TOTAL TUBOS	No. Viviendas	Viv. Futuro	Q _{hm} (l/s)	Q _v (l/s)	Q _i (l/s)	Q Diseño (l/s)	Diametro Nominal (pulg.)	Diametro Interno (pulg.)	TIPO TUBERIA	Cte. de Tubería	Perdida H _f (m)	V (m/s)	COTA PIEZOMETRICA	PRESION DINAMICA	PRESION ESTATICA
E	P.O	INICIAL	FINAL																INICIAL	FINAL	INICIAL
RAMAL 1.11		NIVEL ESTATICO = 249.88																			
89.1	89.3	249.8800	252.9600	-3.0800	54.8104	11	1	2	2.108	0.023	0.150	0.200	3/4	0.926	PVC 250 PSI	140	0.80	0.460421	265.71	12.75	22.54
RAMAL 1.12		NIVEL ESTATICO = 254.32																			
158	160	254.3200	248.1300	6.1900	131.0424	23	1	2	2.108	0.023	0.150	0.200	3/4	0.926	PVC 250 PSI	140	1.90	0.460421	264.30	16.17	27.37
160	162	248.1300	250.1000	-1.9700	55.5972	11	0	0	2.108	0.000	0.000	0.200	3/4	0.926	PVC 250 PSI	140	0.81	0.460421	263.50	13.40	25.40
RAMAL 1.13		NIVEL ESTATICO = 242.87																			
89	87	242.8700	242.5100	0.3600	67.4162	13	0	0	2.108	0.000	0.000	0.200	3/4	0.926	PVC 250 PSI	140	0.98	0.460421	265.77	23.26	32.99
87	78 A.3	242.5100	227.7400	14.7700	88.4410	16	4	8	2.108	0.091	0.397	0.397	3/4	0.926	PVC 250 PSI	140	4.56	0.91362	261.21	33.47	47.76
78A.3	78A	227.7400	227.8000	-0.0600	115.8677	21	4	8	2.108	0.091	0.397	0.397	3/4	0.926	PVC 250 PSI	140	5.98	0.91362	255.23	27.43	47.70
78A	81	227.8000	236.1700	-8.3700	102.9522	19	3	6	2.108	0.068	0.335	0.397	3/4	0.926	PVC 250 PSI	140	5.31	0.91362	249.92	13.75	39.33
SUBRAMAL 1.13 A		NIVEL ESTATICO = 242.51																			
87	78 A.3	242.5100	227.7400	14.7700	104.6974	19	2	4	2.108	0.046	0.260	0.260	3/4	0.926	PVC 250 PSI	140	2.47	0.598104	263.30	35.56	47.76
SUBRAMAL 1.13 B		NIVEL ESTATICO = 242.51																			
87	81	242.5100	236.1700	6.3400	153.6882	27	1	2	2.108	0.023	0.150	0.200	3/4	0.926	PVC 250 PSI	140	2.23	0.460421	263.54	27.37	39.33
81	81.2	236.1700	251.0000	-14.8300	72.8847	14	2	4	2.108	0.046	0.260	0.260	3/4	0.926	PVC 250 PSI	140	1.72	0.598104	261.82	10.82	24.50
81.2	144.1	251.0000	244.8600	6.1400	67.0676	13	1	2	2.108	0.023	0.150	0.200	3/4	0.926	PVC 250 PSI	140	0.97	0.460421	260.85	15.99	30.64
SUBRAMAL 1.13 AA		NIVEL ESTATICO = 251																			
81.2	81.3	251.0000	250.5400	0.4600	30.9294	7	2	4	2.108	0.046	0.260	0.260	3/4	0.926	PVC 250 PSI	140	0.73	0.598104	261.09	10.55	24.96

casas totales sector 3 98 195



PLANTA GENERAL
ESCALA 1/200

NOTAS GENERALES

ESPECIFICACIONES

DISEÑOS:

- ESTANDAR SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES DE LA AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO).
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI).
- AMERICAN STANDARDS

NOTAS DE DISEÑO

SOBRECARGA EJE MAS PESADO (AASHTO H20-44) 16,000 LB. (8,267.48 KG)
RESISTENCIA DE CONCRETO 210 KG/CM²
RESISTENCIA DEL ACERO 2810 KG/CM²

CONSTRUCCION:

- ESPECIFICACIONES PARA CONSTRUCCION DE CARRETERAS Y FUENTES DE LA D.G.C. (ESP.D.G.C.) EDICION 1975.

MATERIALES

Concretos: (sección 504 y 507 de las esp de la d.g.c.) el concreto tendrá un esfuerzo de ruptura de 210 kg/cm² (clase 3,000) a los 28 días.

Aceros De Refuerzo: (sección 509, esp. de la d.g.c.) se usara acero de refuerzo de grado 40 (2,810 kg/cm²) en forma de barras corrugadas, de acuerdo con las ultimas esp. de aasht y astm (American Society For Testing and Materials).

Recubrimientos: (AASHTO 8.22.) Medido del rostro de la barra a la superficie del concreto: 8 cm para cimientos y muros, 5 cm para losas arriba y 2.5 cm abajo, 5 cm para vigas, diafragmas y certinas.

Todas las aristas expuestas deberán biseladas 2 cms. A menos que síndique otra cosa.

Longitud de desarrollo: (AASHTO 8.24.1.2) Se proporcionará a todas las barras la longitud necesaria a partir del punto donde se requieren por diseño, siendo esta la mayor de la profundidad efectiva del elemento, 15 diámetros de la barra o la luz/20.

Traslapos: (AASHTO 8.25/DGC 509.080.) Se calculan con base a la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de uniones mecánicas para las barras No. 11, de tal modo que desarrollen un 125% del fy nominal de la barra, siguiendo la especificación AASHTO 8.33.2, evitando localizarse en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea, deberán colocarse alternos a cada 60 cm.

Los traslapos serán de 24 diámetros, salvo que los planos y disposiciones indiquen otra cosa.

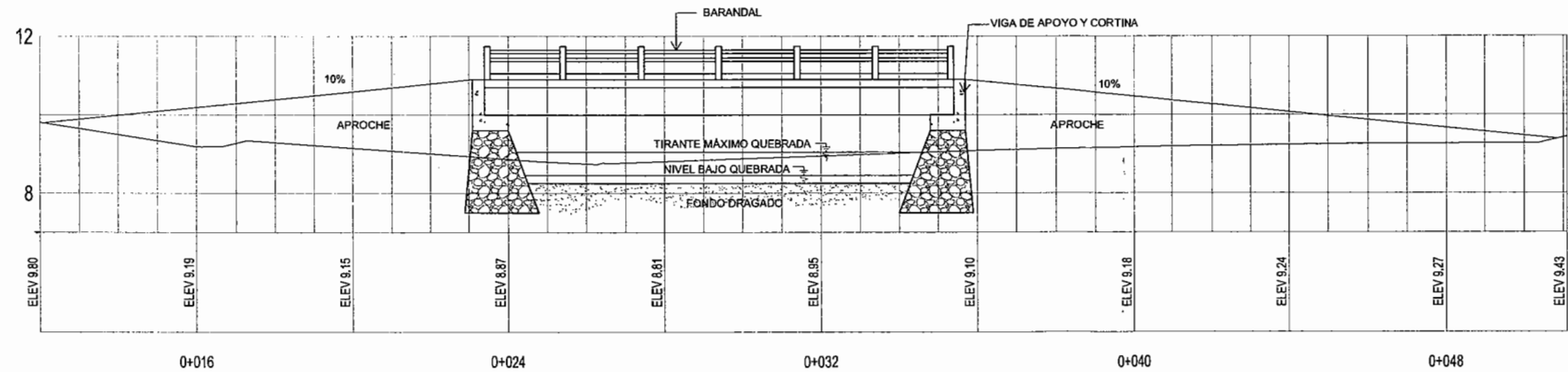
Ganchos: (AASHTO 8.23.2.2.) Los dobles deberán ser hechos en frío y un equivalente a 6 diámetros en su lado libre cuando se trata de 180 grados, o 12 diámetros cuando se trata de 90 grados.

Se deben seguir las normas establecidas para manojos o grupos de barras respecto a la cantidad, longitud de desarrollo y recubrimientos, siguiendo los lineamientos del artículo 8.21.5 de AASHTO.

Formaletas: las formaletas se harán según la sección 505.04 de las especificaciones de la d.g.c.

Acabados: el acabado de concreto se harán según la sección 504.14 de las especificaciones de la d.g.c.

Gaviones: los gaviones son de 1m x 1m de dimensión y estarán formados por malla de alambre galvanizado con aberturas de 0.03 m x 0.03 m y rellenos con rocas puestas a mano de diámetros entre 4" a 8".

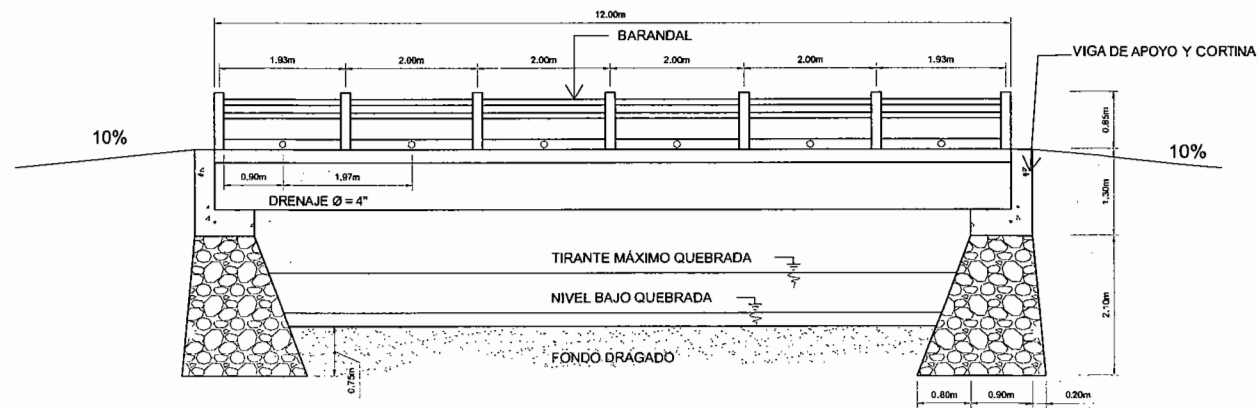
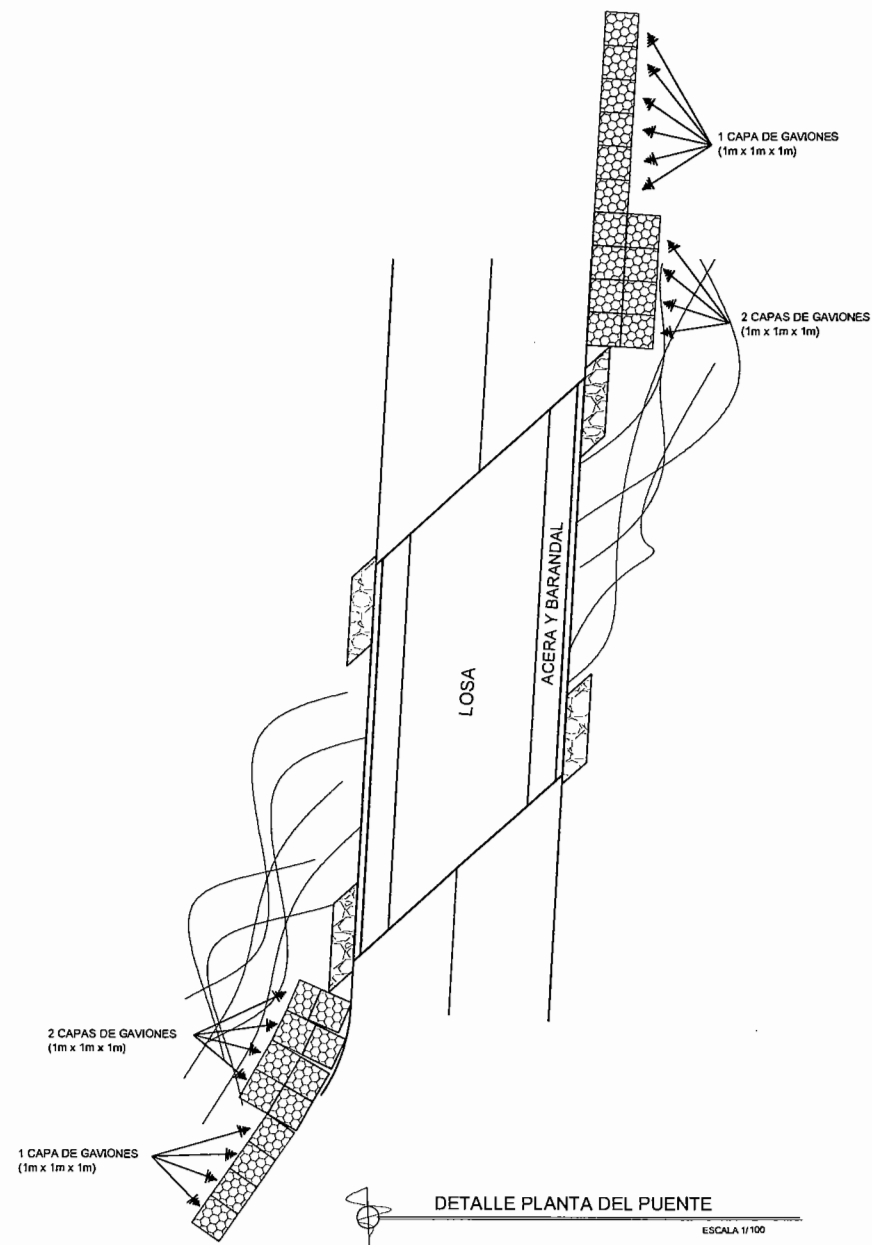


DETALLE LONGITUDINAL DEL PUENTE
ESCALA 1/100



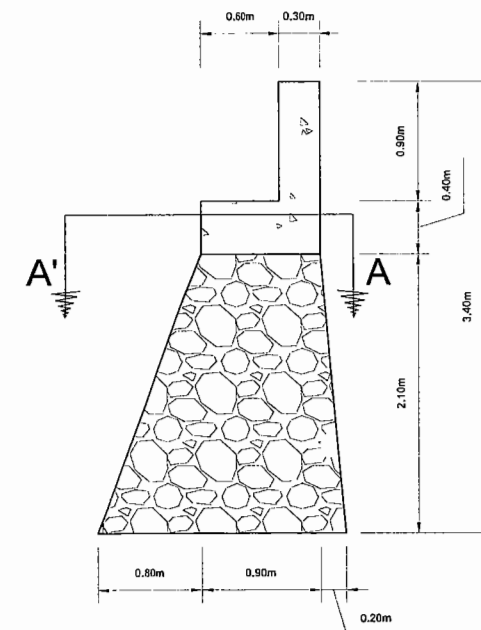
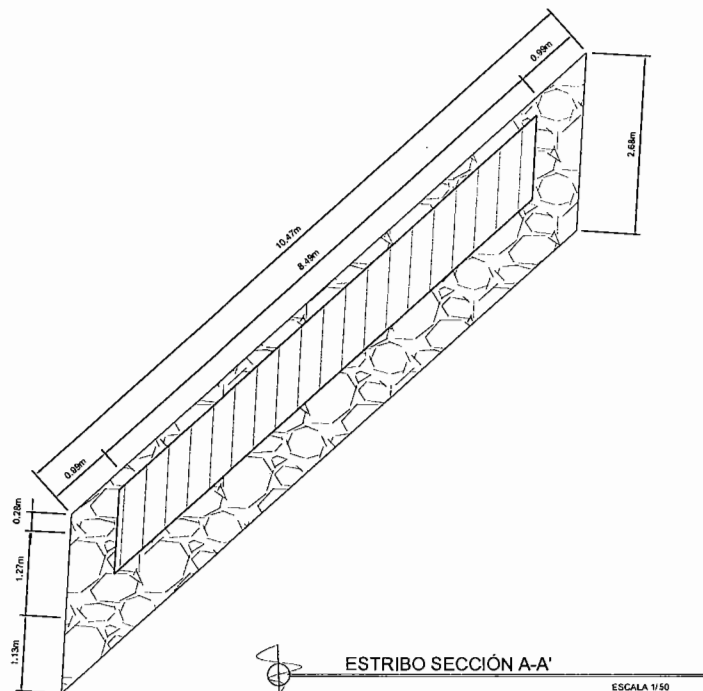
DISEÑO: ROBERTO SECAIDA
CALCULO: ROBERTO SECAIDA
DIBUJO: ROBERTO SECAIDA
ESCALA: INDICADA
FECHA: NOVIEMBRE / 2009

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO:	PUENTE VEHICULAR AGUA TIBIA
UBICACION:	ALDEA EL TRAPICHE, EL ADELANTO, JUTIAPA
CONTENIDO:	PLANTA DE CONJUNTO
OPESITA:	ROBERTO HERNAN SECAIDA HERNANDEZ
FECHA:	2005-11-29
Vo.Bo.	



DETALLE LONGITUDINAL DEL PUENTE

ESCALA 1/50

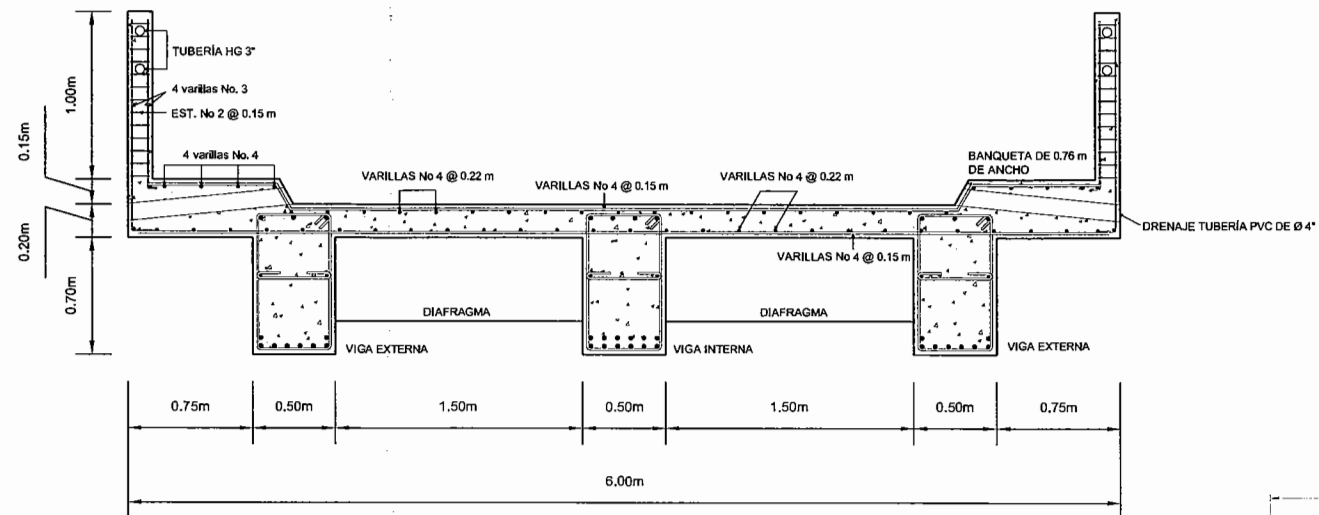


PERFIL DEL ESTRIBO

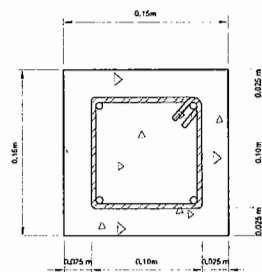
ESCALA 1/25



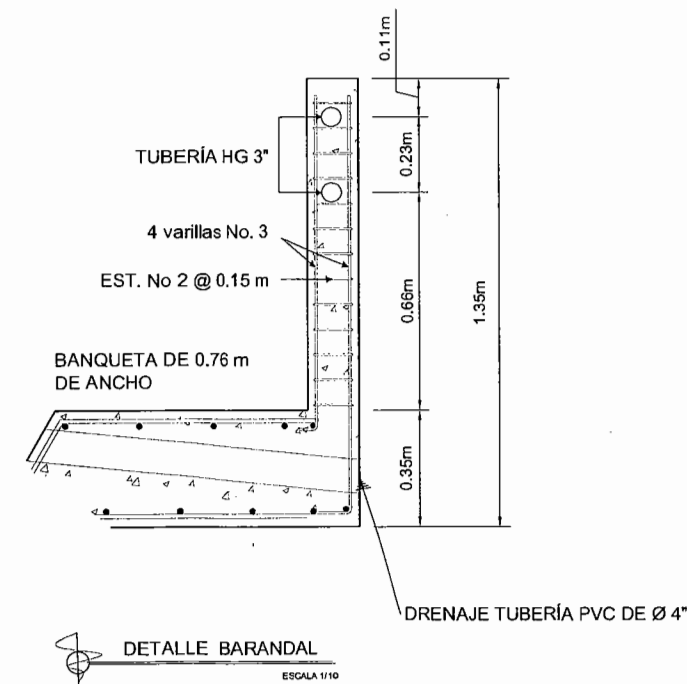
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO:	PUENTE VEHICULAR AGUA TIBIA
LUBICACION:	ALDEA EL TRAPICHE, EL ADELANTO, JUTIAPA
CONTENIDO:	DETALLES DE PUENTE Y ESTRIBOS
DISEÑO:	ROBERTO SECAIDA
CALCULO:	ROBERTO SECAIDA
DIBUJO:	ROBERTO SECAIDA
ESCALA:	INDICADA
FECHA:	NOVIEMBRE / 2009
PROFESOR:	ROBERTO HERNAN SECAIDA HERNANDEZ EPS DE INGENIERIA CIVIL
CATEDRA:	2005-11890
VO. BO.:	Msc. SILVIO JOSE RODRIGUEZ SEMRANO ASESOR SUPERVISADOR EPS
HOJA:	2/4



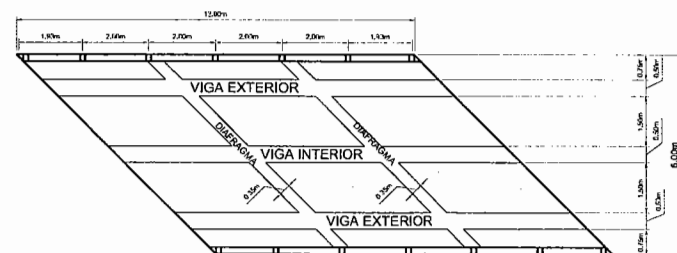
DETALLE TRANSVERSAL DEL PUENTE
ESCALA 1/25



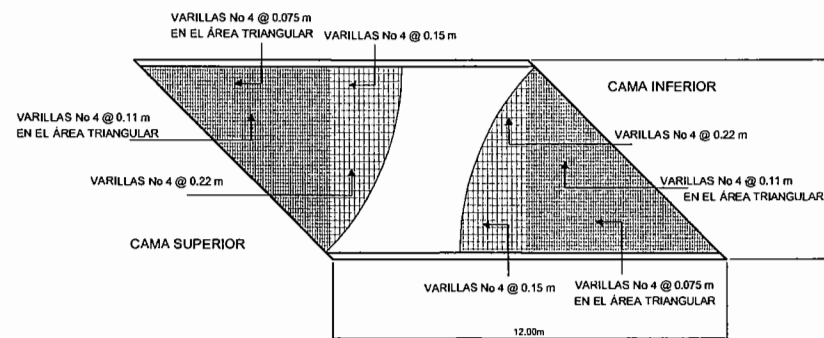
DETALLE DE ARMADO DE BARANDAL
ESCALA 1/3



DETALLE BARANDAL
ESCALA 1/10



PLANTA ACOTADA
ESCALA 1/100



DETALLE ARMADO DE LOSA
ESCALA 1/100

ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCIÓN

PARA LA SUPERESTRUCTURA

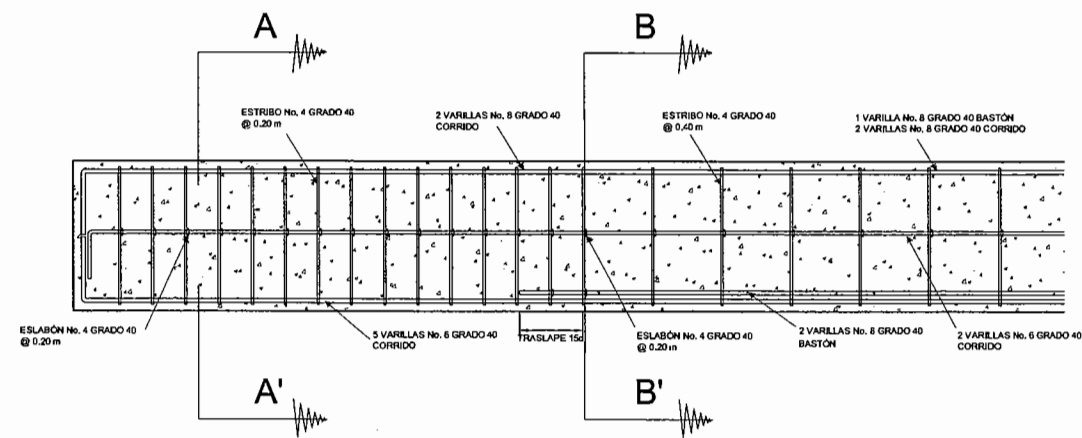
- EL BARANDAL SE DEBE CONSTRUIR POSTERIORMENTE A QUE LAS VIGAS SE HAYAN DEFLECTADO LIBREMENTE.
- TODOS LOS ELEMENTOS DE ACERO ESTRUCTURAL DEL PUENTE DEBERÁN CUBRIRSE CON DOS CAPAS DE PINTURA ANTICORROSIVA DE DIFERENTE COLOR, EXCEPTUANDO LOS PERNOS QUE DEBERÁN DEJARSE CORRECTAMENTE ENGRASADOS.

PARA LA SUBESTRUCTURA

- LOS ESTRIBOS SE DISEÑAN PARA LA CAPACIDAD SOPORTE ESTABLECIDA EN EL ESTUDIO DE SUELOS Y A LA PROFUNDIDAD DEFINIDA POR EL INGENIERO DE SUELOS PARA CADA CASO.
- DEBERÁ EVITARSE LA EXPLOTACIÓN DE LOS BANCOS DE MATERIALES CIRCUNDANTES A LAS RIBERAS DEL RÍO, PARA EVITAR POSIBLES SOCAVACIONES EN EL FUTURO.
- NO SE DEBE PERMITIR LA DESTRUCCIÓN DE LOS BANCOS DE MATERIALES, DE MANERA QUE LAS EXCAVACIONES SEAN DEL TAMAÑO ERICTAMENTE NECESARIO PARA ACOMODAR LOS ESTRIBOS.
- DEBERÁ PROPORCIONARSE ADECUADO DRENAJE A LOS ESTRIBOS PARA EVITAR PRESIONES NOCIVAS A LA ESTRUCTURA.
- LA PROPORCIÓN DE CONCRETO CICLOPEO ES 33% DE CONCRETO DE BAJA RESISTENCIA Y 67% DE PIEDRA BOLA (DIÁMETROS ENTRE 4" Y 8"). EL VOLUMEN TOTAL DE PIEDRA ADICIONAL NO DEBE EXCEDER DE UN TERCIO (1/3) DEL VOLUMEN TOTAL DEL CONCRETO CICLOPEO.

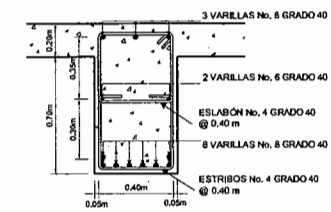


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO:	PUENTE VEHICULAR AGUA TIBIA
UBICACIÓN:	ALDEA EL TRAPICHE, EL ADELANTO, JUTIAPA
CONTENIDO:	DETALLES DE LOSA Y UBICACIÓN DE VIGAS Y BARANDAL
DISEÑO:	ROBERTO SECAIDA
CALCULO:	ROBERTO SECAIDA
DIBUJO:	ROBERTO SECAIDA
ESCALA:	INDICADA
FECHA:	NOVIEMBRE / 2009
PRESENTE:	ROBERTO HERNAN SECAIDA HERNÁNDEZ ING. CIVIL
DATE:	2005-11-09
Vo.Bo.	ING. SALVO JOSÉ ROSALES HERRERO ASESOR SUPERVISOR ETO
HOJA:	3/4



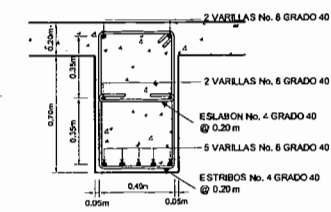
CORTE LONGITUDINAL VIGA EXTERIOR

ESCALA 1/20



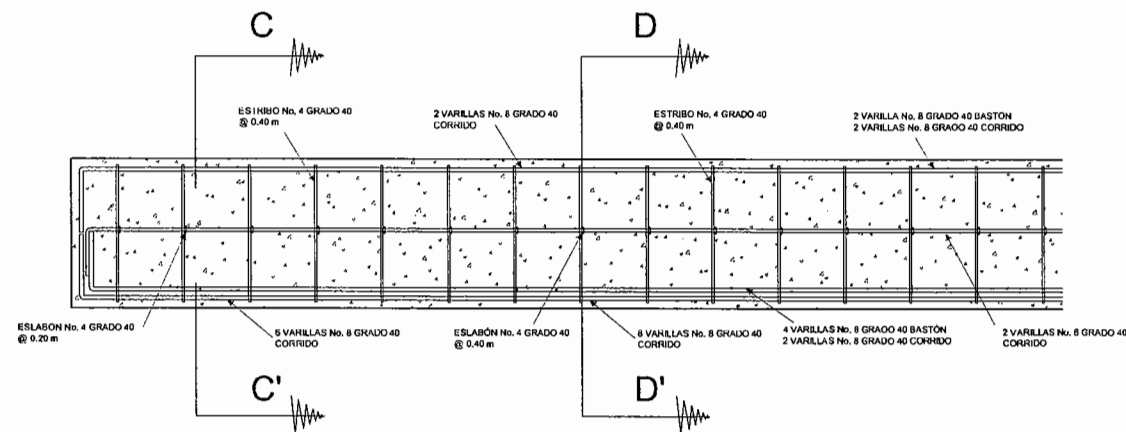
VIGA EXTERIOR CORTE B-B'

ESCALA 1/20



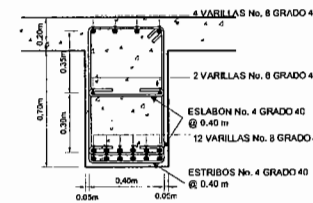
VIGA EXTERIOR CORTE A-A'

ESCALA 1/20



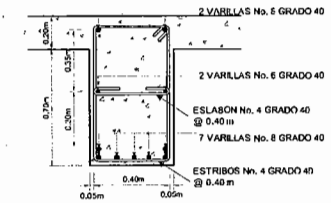
CORTE LONGITUDINAL VIGA INTERIOR

ESCALA 1/20



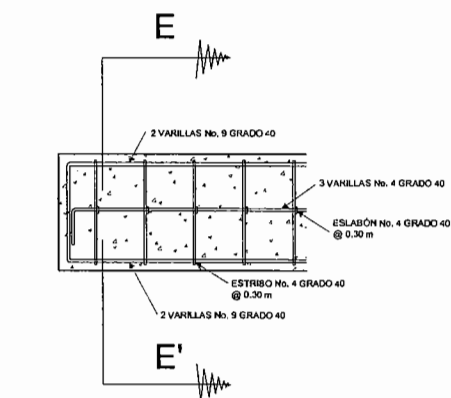
VIGA INTERIOR CORTE D-D'

ESCALA 1/20



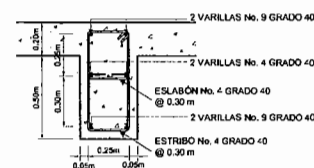
VIGA INTERIOR CORTE C-C'

ESCALA 1/20



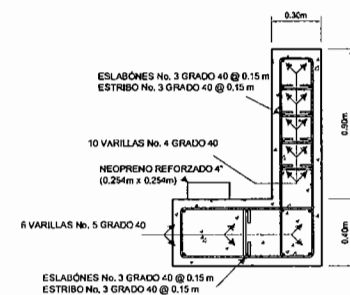
CORTE LONGITUDINAL DIAFRAGMA

ESCALA 1/20



DIAFRAGMA CORTE E-E'

ESCALA 1/20



CORTINA Y VIGA DE APOYO

ESCALA 1/20



DETALLE DE BASE DE NEOPRENO

ESCALA 1/10



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: PUENTE VEHICULAR AGUA TIBIA
UBICACION: ALDEA EL TRAPICHE, EL ADELANTO, JUTIAPA

CONTENIDO: DETALLES

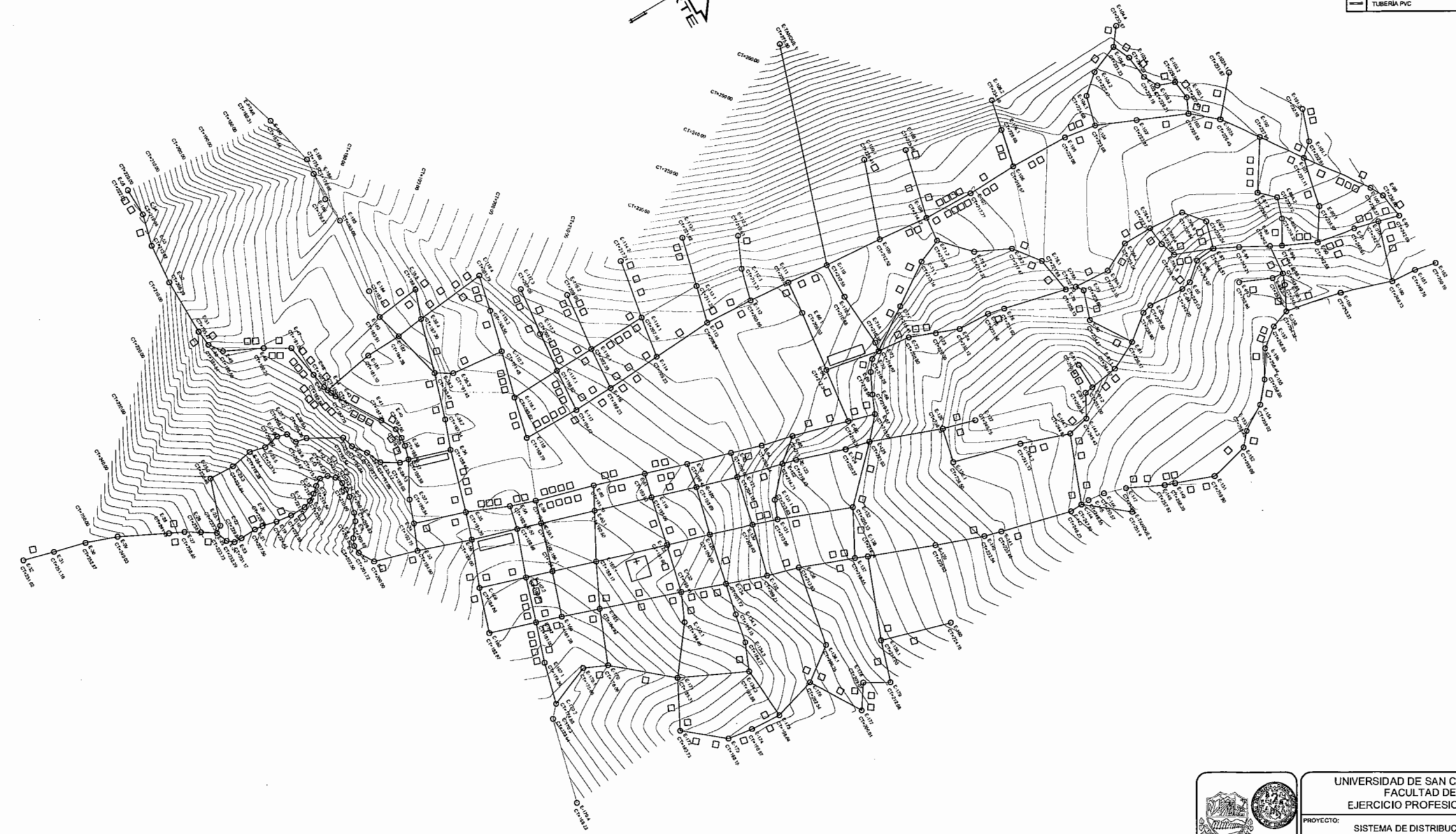
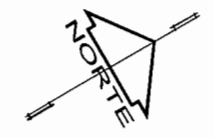
DISEÑO: ROBERTO SECAIDA
CALCULO: ROBERTO SECAIDA
DIBUJO: ROBERTO SECAIDA
ESCALA: INDICADA
FECHA: NOVIEMBRE / 2009

PROFESOR: ROBERTO HERNAN SECAIDA HERNANDEZ
CARR: 2005-11690

PROFESOR: SILVIO JOSE RODRIGUEZ SEMAR
CARR: SUPERVISOR

HOJA:
4 / 4

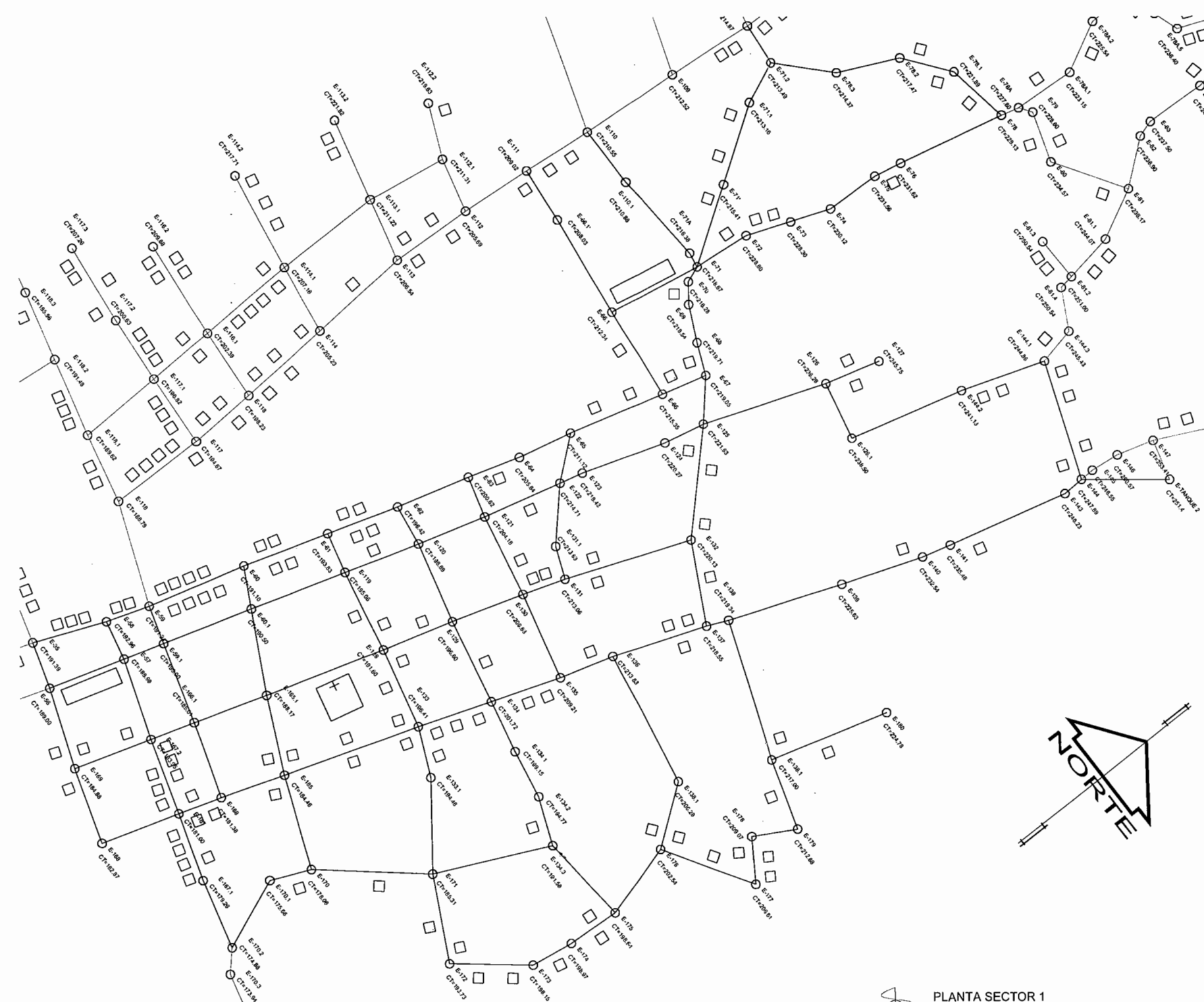
NOMENCLATURA	
	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN
	VÁLVULA DE COMPUERTA
	VÁLVULA DE LIMPIEZA
	VÁLVULA DE AIRE
	REDUCIDOR BUSHING
	COTA PIEZOMÉTRICA
	TUBERÍA PVC



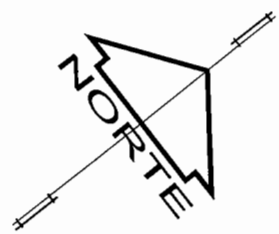
DENSIDAD DE POBLACIÓN Y CURVAS DE NIVEL
ESCALA 1/2500



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO:	SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE
LUBICACION:	CABECERA MUNICIPAL, EL ADELANTO, JUTIAPA
CONTENIDO:	PLANTA DE DENSIDAD DE POBLACIÓN Y CURVAS DE NIVEL
EPÍSTOLA:	ROBERTO HERNAN SECAIDA HERNÁNDEZ
Vo.Bo.:	CARRI: 2005-11690
FECHA:	NOVIEMBRE / 2009
HOJA:	1/11

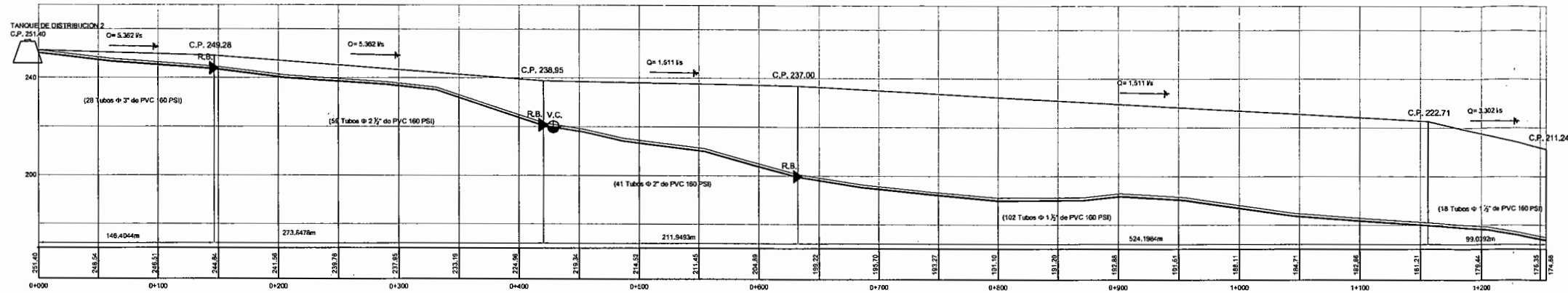


NOMENCLATURA	
	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN
	VÁLVULA DE COMPUERTA
	VÁLVULA DE LIMPIEZA
	VÁLVULA DE AIRE
	REDUCIDOR BUSHING
	C.P. COTA PIEZOMÉTRICA
	TUBERIA PVC

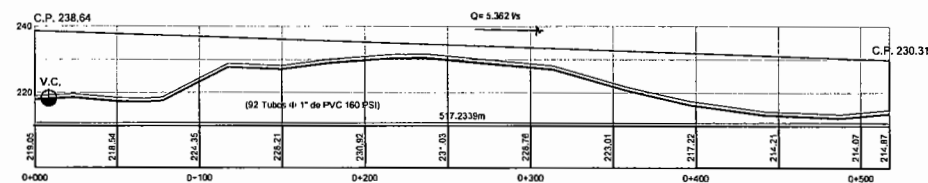


PLANTA SECTOR 1
ESCALA 1/1500

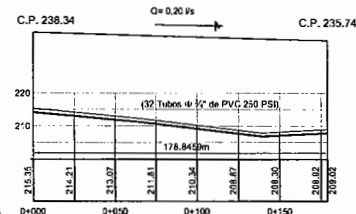
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	PROYECTO:	SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE
	LUBICACION:	CABECERA MUNICIPAL, EL ADELANTO, JUTIAPA
	CONTENIDO:	PLANTA SECTOR 1
DISEÑO: ROBERTO SECAIDA CALCULO: ROBERTO SECAIDA DIBUJO: ROBERTO SECAIDA ESCALA: INDICADA FECHA: NOVIEMBRE / 2009	PRESENTA: ROBERTO HERNAN SECAIDA HERNÁNDEZ Vo.Bo.	Códice: 2005-11890 HOJA: 2/11



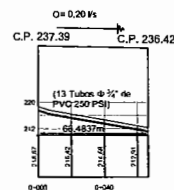
SECTOR 1 RAMAL 1
 ESCALA HORIZONTAL 1/2000
 ESCALA VERTICAL 1/1000



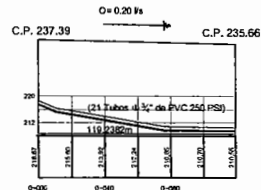
SECTOR 1 RAMAL 1.2
 ESCALA HORIZONTAL 1/2000
 ESCALA VERTICAL 1/1000



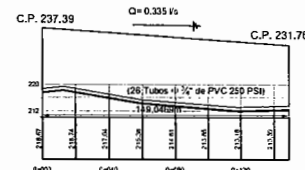
SECTOR 1 RAMAL 1.3
 ESCALA HORIZONTAL 1/2000
 ESCALA VERTICAL 1/1000



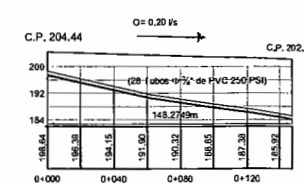
SECTOR 1 RAMAL 1.2A
 ESCALA HORIZONTAL 1/2000
 ESCALA VERTICAL 1/1000



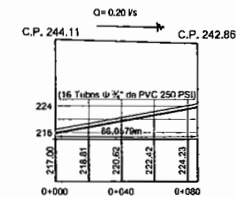
SECTOR 1 RAMAL 1.2B
 ESCALA HORIZONTAL 1/2000
 ESCALA VERTICAL 1/1000



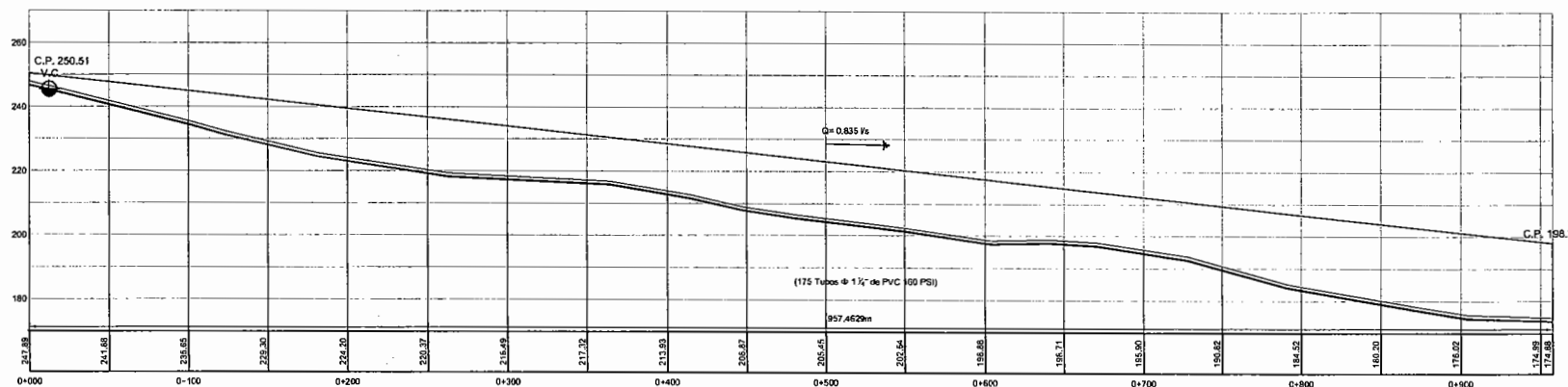
SECTOR 1 RAMAL 1.2C
 ESCALA HORIZONTAL 1/2000
 ESCALA VERTICAL 1/1000



SECTOR 1 RAMAL 1.4A
 ESCALA HORIZONTAL 1/2000
 ESCALA VERTICAL 1/1000



SECTOR 1 RAMAL 1.4B
 ESCALA HORIZONTAL 1/2000
 ESCALA VERTICAL 1/1000

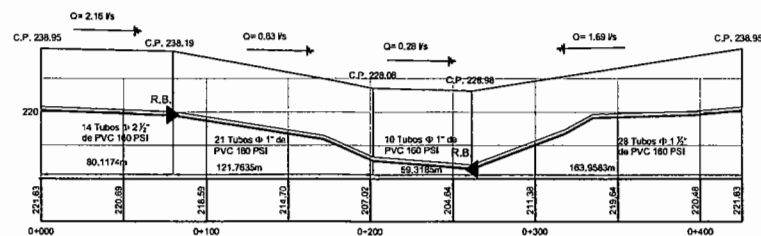


SECTOR 1 RAMAL 1.4
 ESCALA HORIZONTAL 1/2000
 ESCALA VERTICAL 1/1000

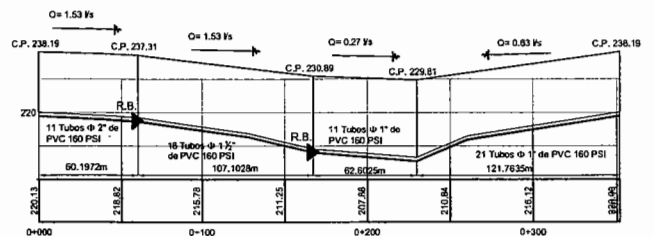
NOMENCLATURA	
	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN
	VÁLVULA DE COMPUERTA
	VÁLVULA DE LIMPIEZA
	VÁLVULA DE AIRE
	REDUCIDOR BUSHING
	C.P. COTA PIEZOMÉTRICA
	TUBERÍA PVC



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO:	SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE
UBICACION:	CABECERA MUNICIPAL, EL ADELANTO, JUTIAPA
CONTENIDO:	PERFILES SECTOR 1
EPESISTA:	ROBERTO HERNAN SECAIDA HERNÁNDEZ
DATE:	2005-11850
Vo.Bo.	
FECHA:	NOVIEMBRE / 2009
HOJA:	3/11

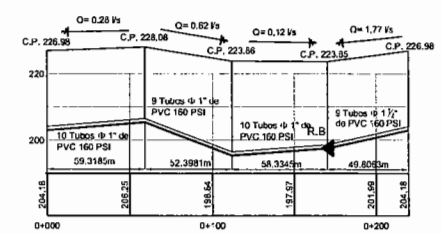


SECTOR 1 CIRCUITO I
ESCALA HORIZONTAL 1/2000
ESCALA VERTICAL 1/1000

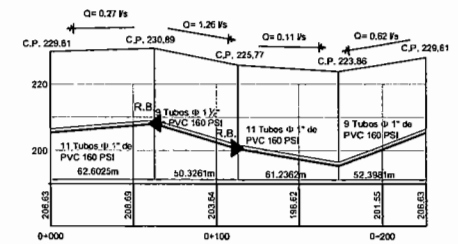


SECTOR 1 CIRCUITO II
ESCALA HORIZONTAL 1/2000
ESCALA VERTICAL 1/1000

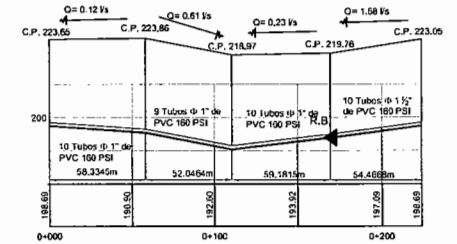
NOMENCLATURA	
	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN
	VÁLVULA DE COMPUERTA
	VÁLVULA DE LIMPIEZA
	VÁLVULA DE AIRE
	REDUCIDOR BUSHING
	C.P. COTA PIEZOMÉTRICA
	TUBERÍA PVC



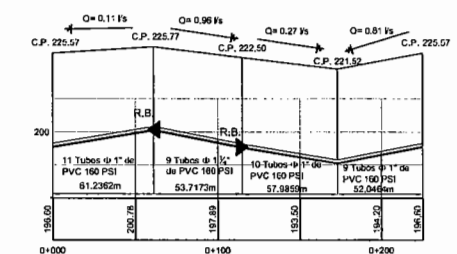
SECTOR 1 CIRCUITO III
ESCALA HORIZONTAL 1/2000
ESCALA VERTICAL 1/1000



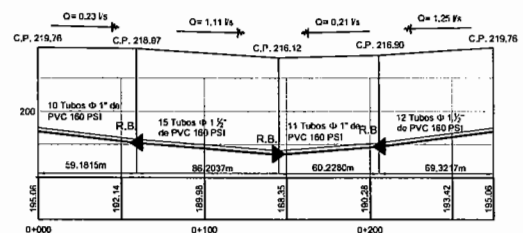
SECTOR 1 CIRCUITO IV
ESCALA HORIZONTAL 1/2000
ESCALA VERTICAL 1/1000



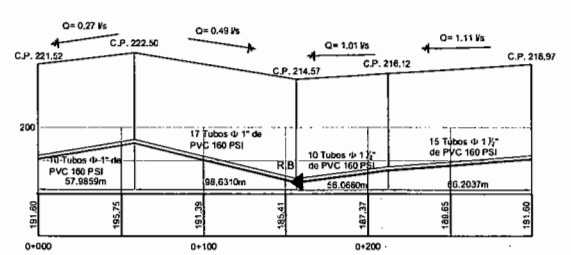
SECTOR 1 CIRCUITO V
ESCALA HORIZONTAL 1/2000
ESCALA VERTICAL 1/1000



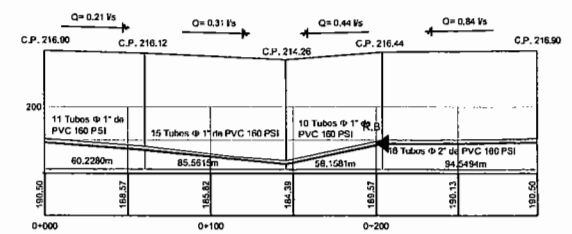
SECTOR 1 CIRCUITO VI
ESCALA HORIZONTAL 1/2000
ESCALA VERTICAL 1/1000



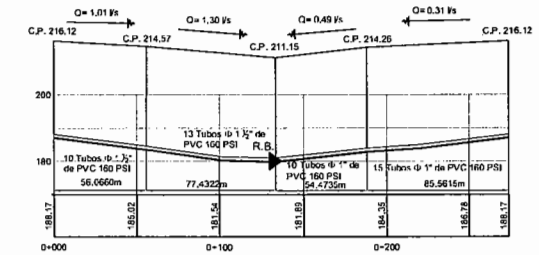
SECTOR 1 CIRCUITO VII
ESCALA HORIZONTAL 1/2000
ESCALA VERTICAL 1/1000



SECTOR 1 CIRCUITO VIII
ESCALA HORIZONTAL 1/2000
ESCALA VERTICAL 1/1000



SECTOR 1 CIRCUITO IX
ESCALA HORIZONTAL 1/2000
ESCALA VERTICAL 1/1000



SECTOR 1 CIRCUITO X
ESCALA HORIZONTAL 1/2000
ESCALA VERTICAL 1/1000



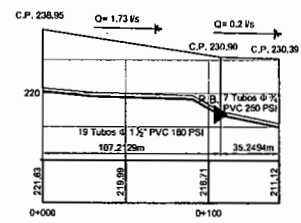
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE
UBICACIÓN: CABECERA MUNICIPAL, EL ADELANTO, JUTIAPA
CONTENIDO: PERFILES SECTOR 1

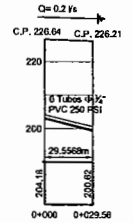
DISEÑO: ROBERTO SECAIDA
CÁLULO: ROBERTO SECAIDA
DIBUJO: ROBERTO SECAIDA
ESCALA: INDICADA
FECHA: NOVIEMBRE / 2009

PRESENTE: ROBERTO HERNAN SECAIDA HERNÁNDEZ
Vo.Bo. _____
ING. ROBERTO HERNAN SECAIDA HERNÁNDEZ
EPS DE INGENIERÍA CIVIL

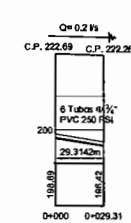
CONVENIO: 2005-11890
HOJA: 4/11



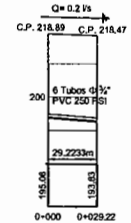
SECTOR 1 SUBRAMAL 1.5A
 ESCALA HORIZONTAL 1/2000
 ESCALA VERTICAL 1/1000



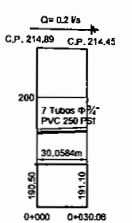
SECTOR 1 SUBRAMAL 1.5B
 ESCALA HORIZONTAL 1/2000
 ESCALA VERTICAL 1/1000



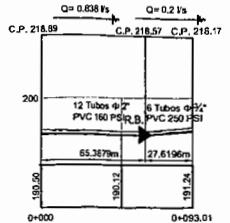
SECTOR 1 SUBRAMAL 1.5C
 ESCALA HORIZONTAL 1/2000
 ESCALA VERTICAL 1/1000



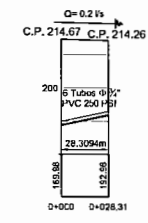
SECTOR 1 SUBRAMAL 1.5D
 ESCALA HORIZONTAL 1/2000
 ESCALA VERTICAL 1/1000



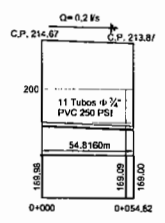
SECTOR 1 SUBRAMAL 1.5E
 ESCALA HORIZONTAL 1/2000
 ESCALA VERTICAL 1/1000



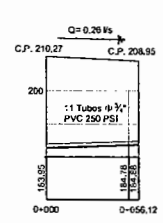
SECTOR 1 SUBRAMAL 1.5F
 ESCALA HORIZONTAL 1/2000
 ESCALA VERTICAL 1/1000



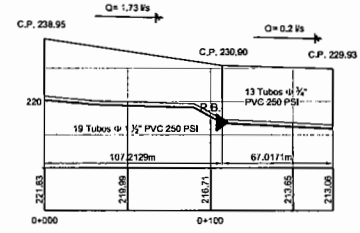
SECTOR 1 SUBRAMAL 1.5G
 ESCALA HORIZONTAL 1/2000
 ESCALA VERTICAL 1/1000



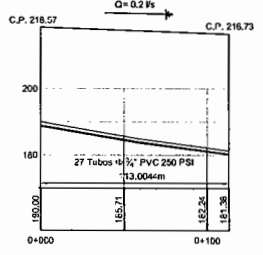
SECTOR 1 SUBRAMAL 1.5H
 ESCALA HORIZONTAL 1/2000
 ESCALA VERTICAL 1/1000



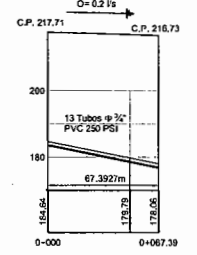
SECTOR 1 SUBRAMAL 1.5I
 ESCALA HORIZONTAL 1/2000
 ESCALA VERTICAL 1/1000



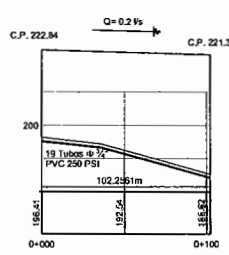
SECTOR 1 SUBRAMAL 1.5J
 ESCALA HORIZONTAL 1/2000
 ESCALA VERTICAL 1/1000



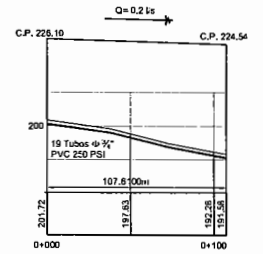
SECTOR 1 SUBRAMAL 1.5K
 ESCALA HORIZONTAL 1/2000
 ESCALA VERTICAL 1/1000



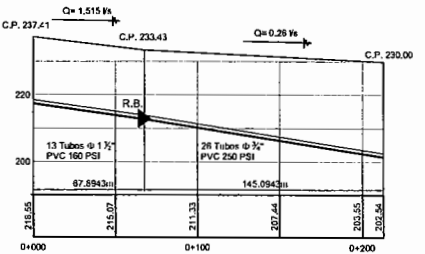
SECTOR 1 SUBRAMAL 1.5L
 ESCALA HORIZONTAL 1/2000
 ESCALA VERTICAL 1/1000



SECTOR 1 SUBRAMAL 1.5M
 ESCALA HORIZONTAL 1/2000
 ESCALA VERTICAL 1/1000



SECTOR 1 SUBRAMAL 1.5N
 ESCALA HORIZONTAL 1/2000
 ESCALA VERTICAL 1/1000

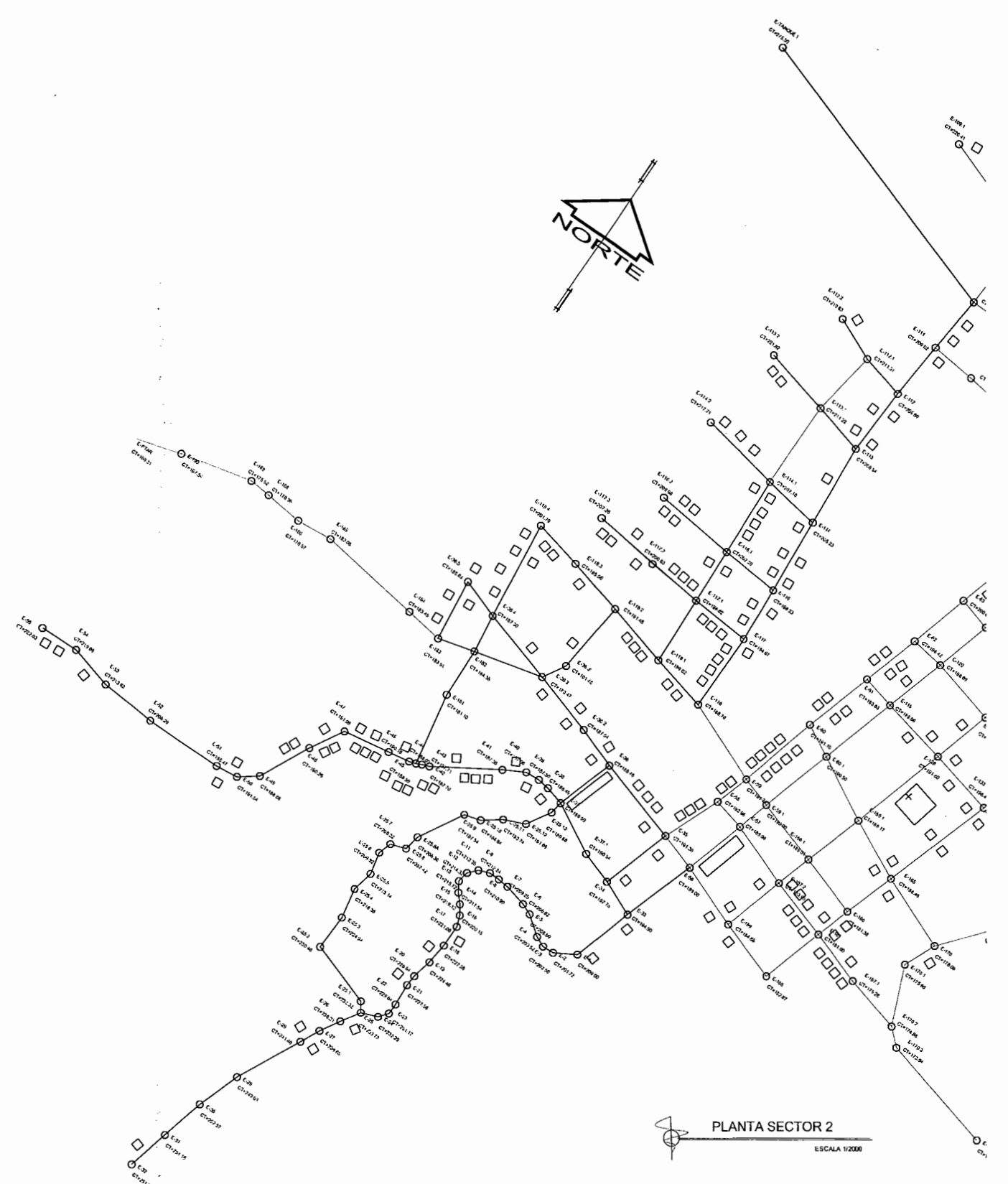


SECTOR 1 SUBRAMAL 1.5O
 ESCALA HORIZONTAL 1/2000
 ESCALA VERTICAL 1/1000

NOMENCLATURA	
	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN
	VÁLVULA DE COMPUERTA
	VÁLVULA DE LIMPIEZA
	VÁLVULA DE AIRE
	REDUCIDOR BUSHING
	C.P. COTA PIEZOMÉTRICA
	TUBERÍA PVC

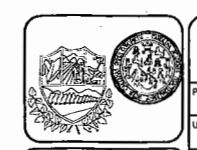


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO:	SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE
UBICACION:	CABECERA MUNICIPAL, EL ADELANTO, JUTIAPA
CONTENIDO:	PERFILES SECTOR 1
DISEÑO:	ROBERTO SECAIDA
CALCULO:	ROBERTO SECAIDA
DIBUJO:	ROBERTO SECAIDA
ESCALA:	INDICADA
FECHA:	NOVIEMBRE / 2009
PROFESOR: ROBERTO SECAIDA HERNÁNDEZ	INSTRUMENTISTA: ROBERTO SECAIDA HERNÁNDEZ
FECHA DE REGISTRO: 2005-11850	HOJA: 5/11



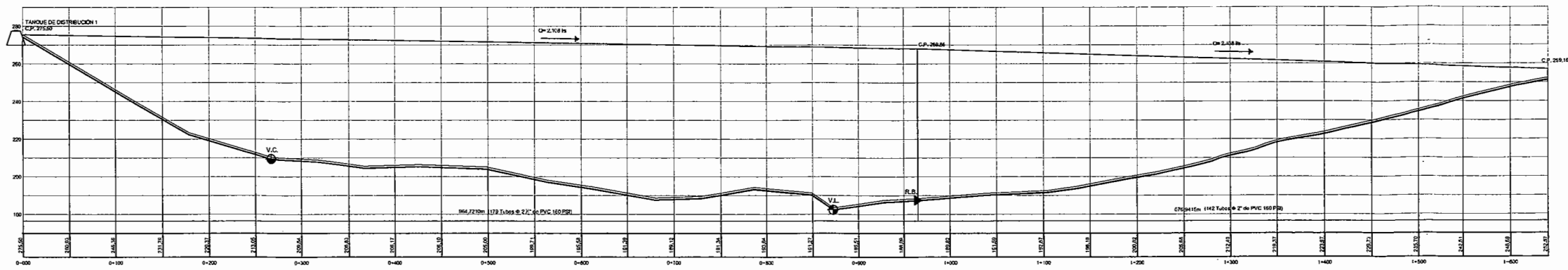
PLANTA SECTOR 2
ESCALA 1:2000

NOMENCLATURA	
	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN
	VÁLVULA DE COMPUERTA
	VÁLVULA DE LIMPIEZA
	VÁLVULA DE AIRE
	REDUCIDOR BUSHING
	COTA PIEZOMÉTRICA
	TUBERÍA PVC

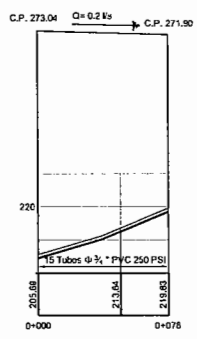


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO: SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE	
UBICACIÓN: CABECERA MUNICIPAL, EL ADELANTO, JUTIAPA	
CONTENIDO: PLANTA SECTOR 2	
PROFESOR: ROBERTO HERNAN SECAIDA HERNÁNDEZ	CARRIL: 2005-11890
FECHA: NOVIEMBRE / 2009	

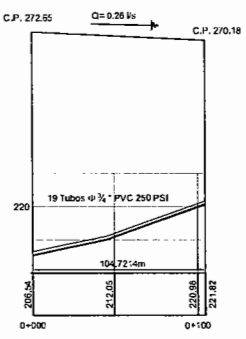
DISEÑO: ROBERTO SECAIDA
 CALCULO: ROBERTO SECAIDA
 DIBUJO: ROBERTO SECAIDA
 ESCALA: INDICADA
 FECHA: NOVIEMBRE / 2009



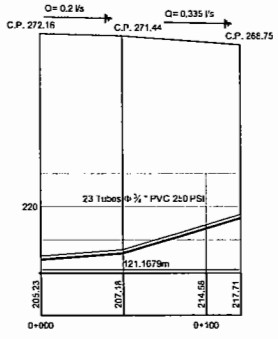
SECTOR 2 RAMAL 1
 ESCALA HORIZONTAL: 1/2000
 ESCALA VERTICAL: 1/1250



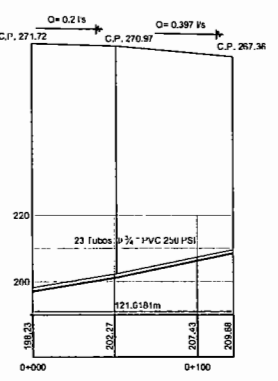
SECTOR 2 RAMAL 1.1
 ESCALA HORIZONTAL: 1/2000
 ESCALA VERTICAL: 1/1000



SECTOR 2 RAMAL 1.2
 ESCALA HORIZONTAL: 1/2000
 ESCALA VERTICAL: 1/1000

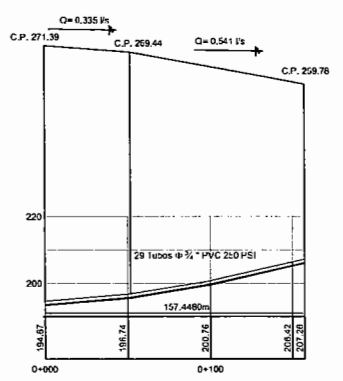


SECTOR 2 RAMAL 1.3
 ESCALA HORIZONTAL: 1/2000
 ESCALA VERTICAL: 1/1000

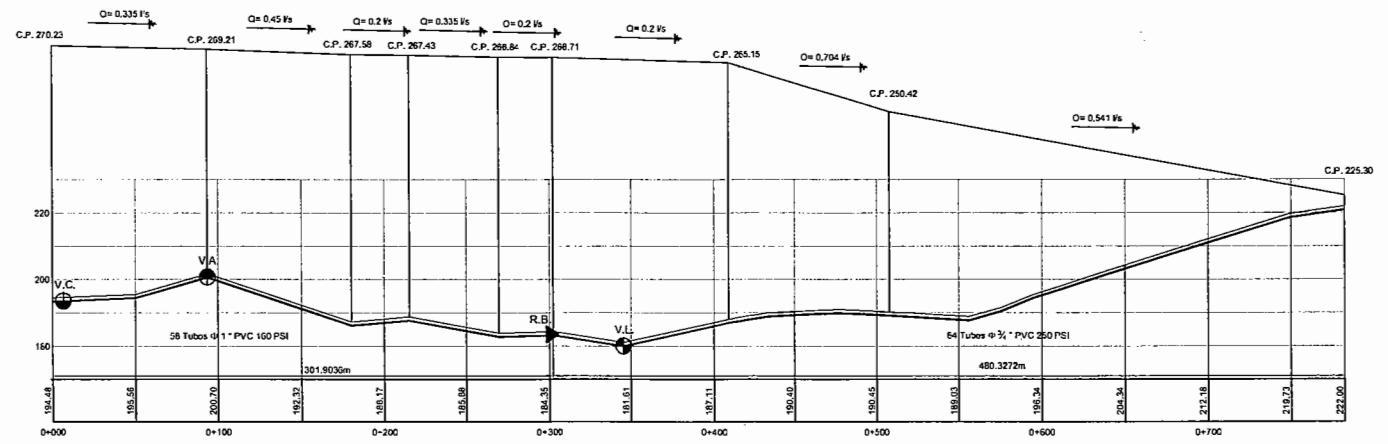


SECTOR 2 RAMAL 1.4
 ESCALA HORIZONTAL: 1/2000
 ESCALA VERTICAL: 1/1000

NOMENCLATURA	
	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN
	VÁLVULA DE COMPUERTA
	VÁLVULA DE LIMPIEZA
	VÁLVULA DE AIRE
	REDUCIDOR BUSHING
	C.P. COTA PIEZOMÉTRICA
	TUBERÍA PVC



SECTOR 2 RAMAL 1.5
 ESCALA HORIZONTAL: 1/2000
 ESCALA VERTICAL: 1/1000



SECTOR 2 RAMAL 1.6
 ESCALA HORIZONTAL: 1/2000
 ESCALA VERTICAL: 1/1000



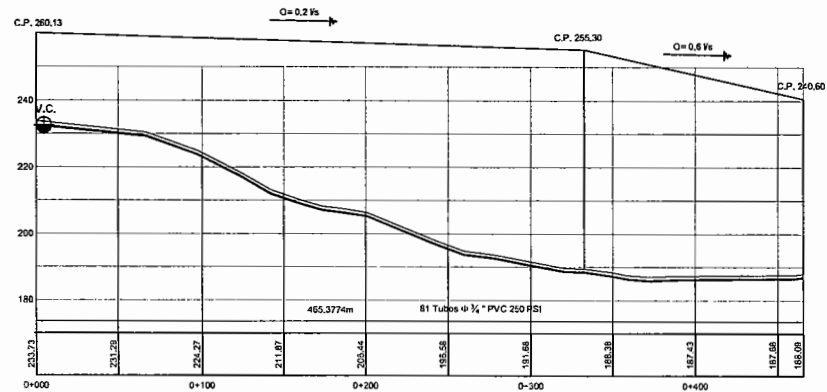
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE
 UBICACIÓN: CABECERA MUNICIPAL, EL ADELANTO, JUTIAPA

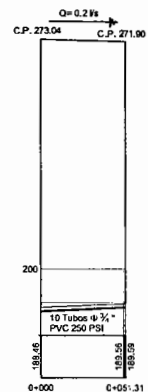
CONTENIDO: PERFILES SECTOR 2

EPISITA: ROBERTO HERNAN SECAIDA HERNÁNDEZ
 DISEÑO: ROBERTO SECAIDA
 CÁLCULO: ROBERTO SECAIDA
 DIBUJO: ROBERTO SECAIDA
 ESCALA: INDICADA
 FECHA: NOVIEMBRE / 2009

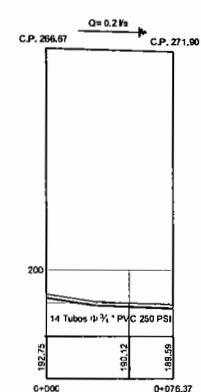
HOJA: 7/11



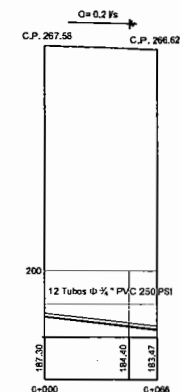
SECTOR 2 RAMAL 1.7
 ESCALA HORIZONTAL 1/2000
 ESCALA VERTICAL 1/1000



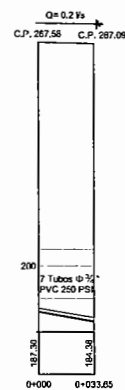
SECTOR 2 RAMAL 1.8
 ESCALA HORIZONTAL 1/2000
 ESCALA VERTICAL 1/1000



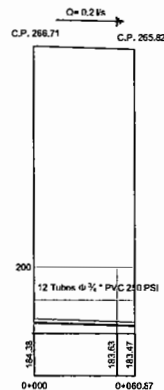
SECTOR 2 RAMAL 1.9
 ESCALA HORIZONTAL 1/2000
 ESCALA VERTICAL 1/1000



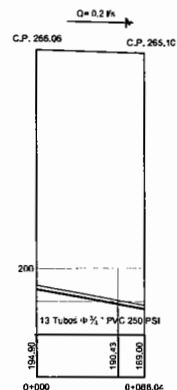
SECTOR 2 RAMAL 1.6A
 ESCALA HORIZONTAL 1/2000
 ESCALA VERTICAL 1/1000



SECTOR 2 RAMAL 1.6B
 ESCALA HORIZONTAL 1/2000
 ESCALA VERTICAL 1/1000



SECTOR 2 RAMAL 1.6C
 ESCALA HORIZONTAL 1/2000
 ESCALA VERTICAL 1/1000

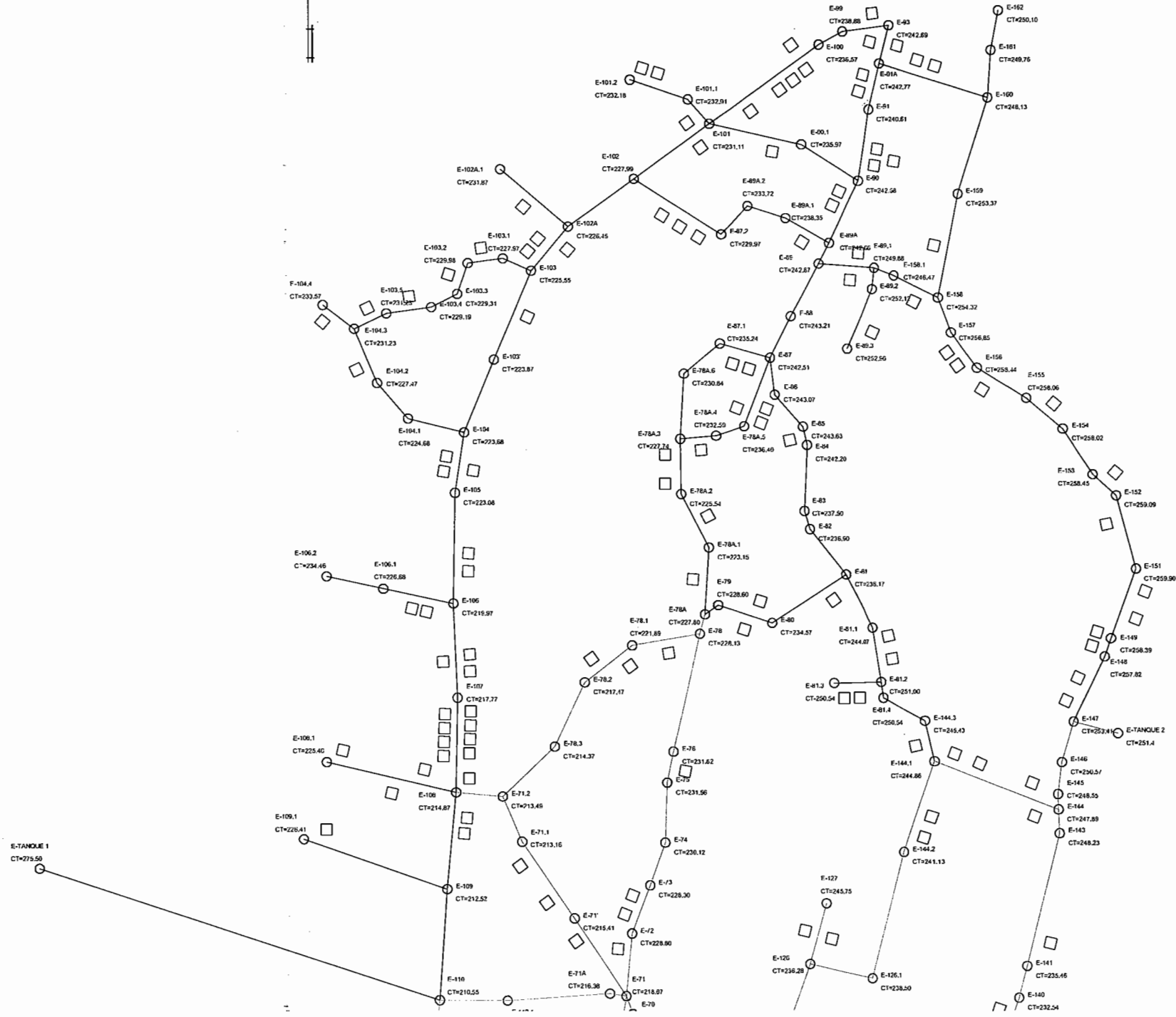


SECTOR 2 RAMAL 1.10
 ESCALA HORIZONTAL 1/2000
 ESCALA VERTICAL 1/1000

NOMENCLATURA	
	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN
	VÁLVULA DE COMPUERTA
	VÁLVULA DE LIMPIEZA
	VÁLVULA DE AIRE
	REDUCIDOR BUSHING
	C.P. COTA PIEZOMÉTRICA
	TUBERÍA PVC



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO:	SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE
UBICACION:	CABECERA MUNICIPAL, EL ADELANTO, JUTIAPA
CONTENIDO:	PLANTA Y PERFILES SECTOR 2
DISEÑO:	ROBERTO SECAIDA
CALCULO:	ROBERTO SECAIDA
DIBUJO:	ROBERTO SECAIDA
ESCALA:	INDICADA
FECHA:	NOVIEMBRE / 2009
EPESISTA:	ROBERTO HERNAN SECAIDA HERNÁNDEZ
CARNE:	2005-11890
Vo.Bo.	
Asesor Superior:	ING. SILVIO JOSÉ FIGUEROA SERRANO

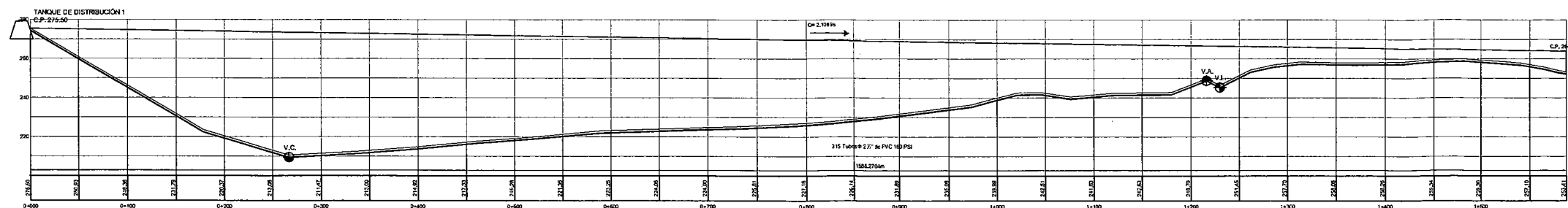


NOMENCLATURA	
	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN
	VÁLVULA DE COMPUERTA
	VÁLVULA DE LIMPIEZA
	VÁLVULA DE AIRE
	REDUCIDOR BUSHING
	COTA PIEZOMÉTRICA
	TUBERÍA PVC

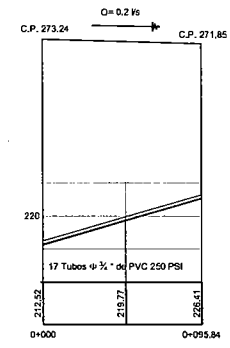
PLANTA SECTOR 3
ESCALA 1/1500



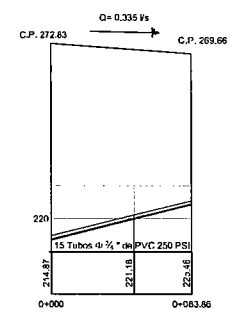
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO:	SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE
UBICACION:	CABECERA MUNICIPAL, EL ADELANTO, JUTIAPA
CONTENIDO:	PLANTA SECTOR 3
DISEÑO:	ROBERTO SECAIDA
CÁLULO:	ROBERTO SECAIDA
DIBUJO:	ROBERTO SECAIDA
ESCALA:	INDICADA
FECHA:	NOVIEMBRE / 2009
PROFESOR SUPERVISOR:	ROBERTO HERNAN SECAIDA HERNÁNDEZ
ALUMNO SUPERVISADO:	ROBERTO SECAIDA
CARRERA:	2005-11890
HOJA:	9 / 11



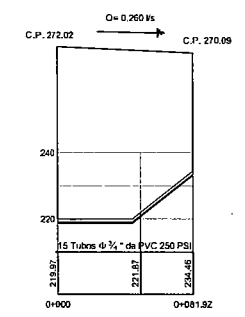
SECTOR 3 RAMAL 1
 ESCALA HORIZONTAL 1/2500
 ESCALA VERTICAL 1/1250



SECTOR 3 RAMAL 1.1
 ESCALA HORIZONTAL 1/2000
 ESCALA VERTICAL 1/1000

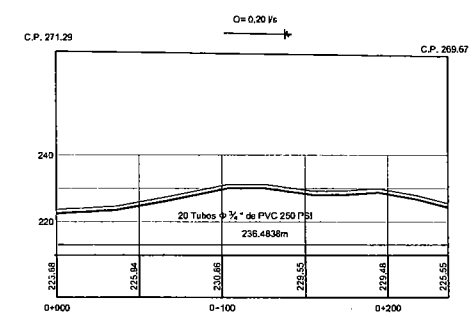


SECTOR 3 RAMAL 1.2
 ESCALA HORIZONTAL 1/2000
 ESCALA VERTICAL 1/1000

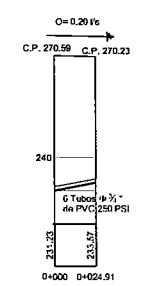


SECTOR 3 RAMAL 1.3
 ESCALA HORIZONTAL 1/2000
 ESCALA VERTICAL 1/1000

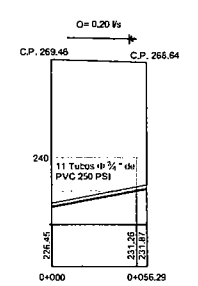
NOMENCLATURA	
	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN
	VÁLVULA DE COMPUERTA
	VÁLVULA DE LIMPIEZA
	VÁLVULA DE AIRE
	REDUCIDOR BUSHING
	C.P. COTA PIEZOMÉTRICA
	TUBERÍA PVC



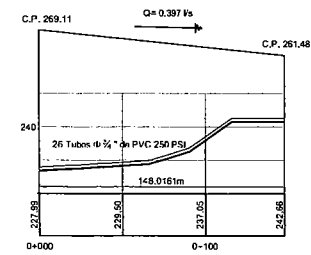
SECTOR 3 RAMAL 1.4
 ESCALA HORIZONTAL 1/2000
 ESCALA VERTICAL 1/1000



SECTOR 3 RAMAL 1.5
 ESCALA HORIZONTAL 1/2000
 ESCALA VERTICAL 1/1000



SECTOR 3 RAMAL 1.6
 ESCALA HORIZONTAL 1/2000
 ESCALA VERTICAL 1/1000

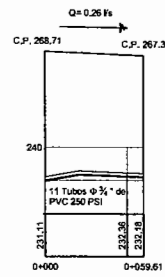


SECTOR 3 RAMAL 1.7
 ESCALA HORIZONTAL 1/2000
 ESCALA VERTICAL 1/1000

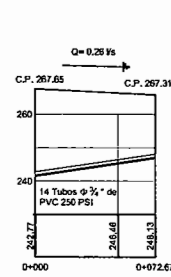


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO:	SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE
UBICACION:	CABECERA MUNICIPAL, EL ADELANTO, JUTIAPA
CONTENIDO:	PLANTA Y PERFILES SECTOR 3
EPÍSTOLA:	ROBERTO HERNAN SECAIDA HERNÁNDEZ
CAUSE:	2005-11890
Vo.Bo.	

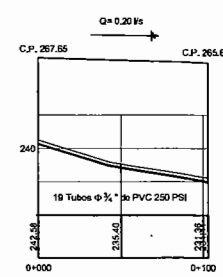
DISEÑO: ROBERTO SECAIDA
 CÁLCULO: ROBERTO SECAIDA
 DIBUJO: ROBERTO SECAIDA
 ESCALA: INDICADA
 FECHA: NOVIEMBRE / 2009



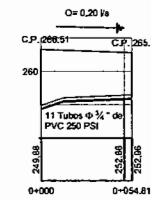
SECTOR 3 RAMAL 1.8
ESCALA HORIZONTAL 1/2000
ESCALA VERTICAL 1/1000



SECTOR 3 RAMAL 1.9
ESCALA HORIZONTAL 1/2000
ESCALA VERTICAL 1/1000

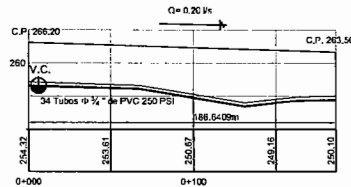


SECTOR 3 RAMAL 1.10
ESCALA HORIZONTAL 1/2000
ESCALA VERTICAL 1/1000

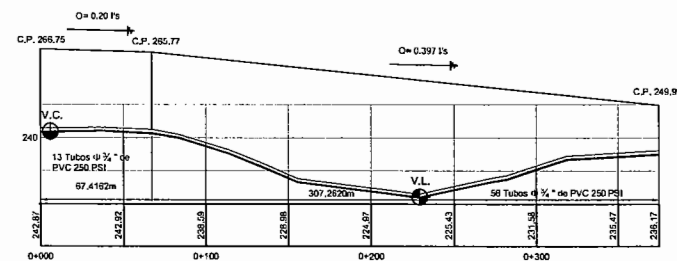


SECTOR 3 RAMAL 1.11
ESCALA HORIZONTAL 1/2000
ESCALA VERTICAL 1/1000

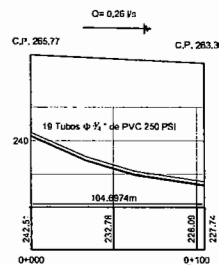
NOMENCLATURA	
	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN
	VÁLVULA DE COMPUERTA
	VÁLVULA DE LIMPIEZA
	VÁLVULA DE AIRE
	REDUCIDOR BUSHING
	C.P. COTA PIEZOMÉTRICA
	TUBERÍA PVC



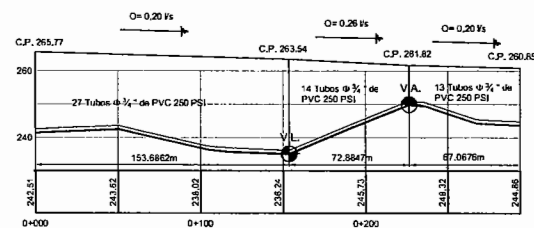
SECTOR 3 RAMAL 1.12
ESCALA HORIZONTAL 1/2000
ESCALA VERTICAL 1/1000



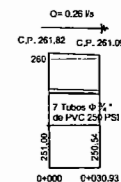
SECTOR 3 RAMAL 1.13
ESCALA HORIZONTAL 1/2000
ESCALA VERTICAL 1/1000



SECTOR 3 RAMAL 1.13A
ESCALA HORIZONTAL 1/2000
ESCALA VERTICAL 1/1000



SECTOR 3 RAMAL 1.13B
ESCALA HORIZONTAL 1/2000
ESCALA VERTICAL 1/1000



SECTOR 3 RAMAL 1.13BA
ESCALA HORIZONTAL 1/2000
ESCALA VERTICAL 1/1000



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE

LUBICACION: CABECERA MUNICIPAL, EL ADELANTO, JUTIAPA

CONTENIDO: PLANTA Y PERFILES SECTOR 3

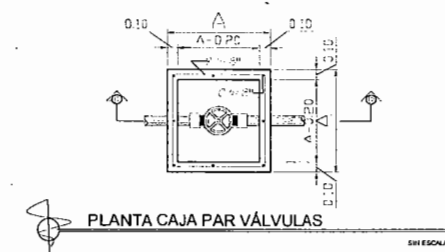
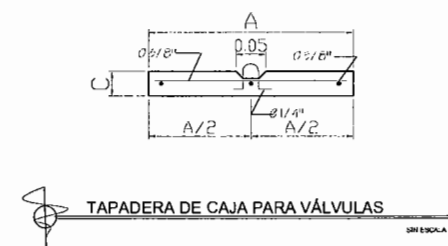
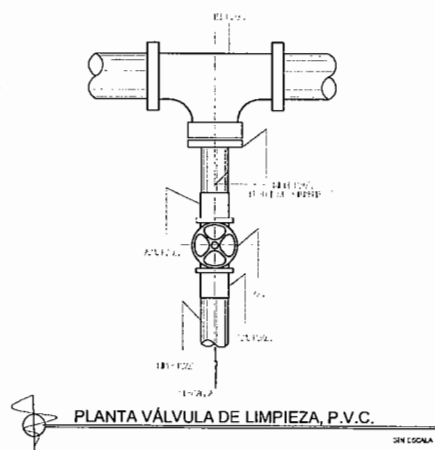
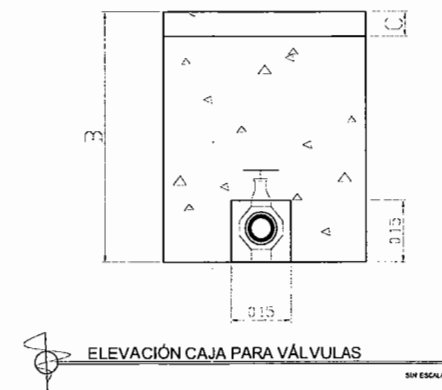
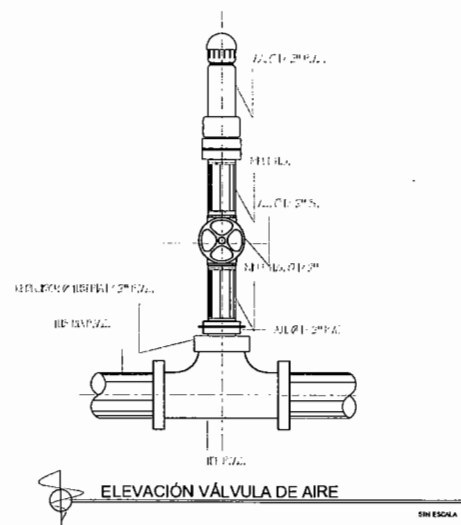
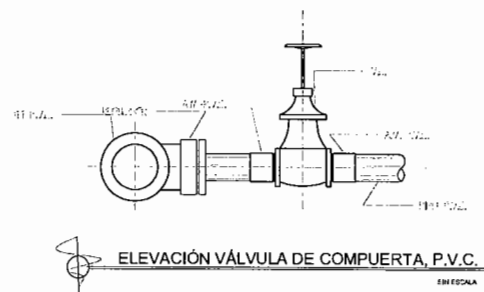
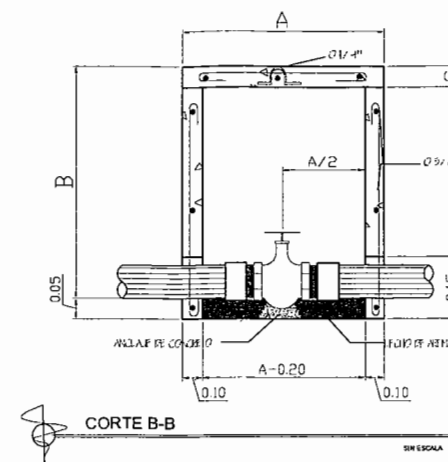
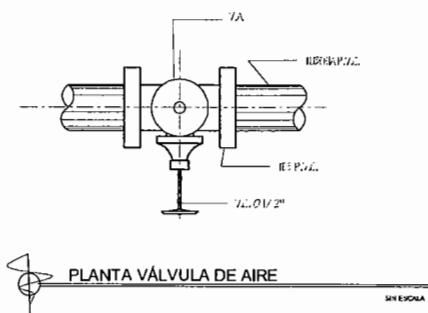
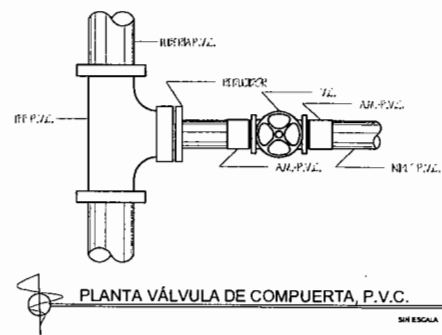
EPESISTA: ROBERTO HERNAN SACAIDA HERNANDEZ
CANAL: 2005-11690

Vo.Bs. _____

DISEÑO: ROBERTO SACAIDA
CALCULO: ROBERTO SACAIDA
DIBUJO: ROBERTO SACAIDA
ESCALA: INDICADA
FECHA: NOVIEMBRE / 2009

Ing. SILVIO JOSE RODRIGUEZ SEPAN
ABSOOL. SUPERVISOR EPS

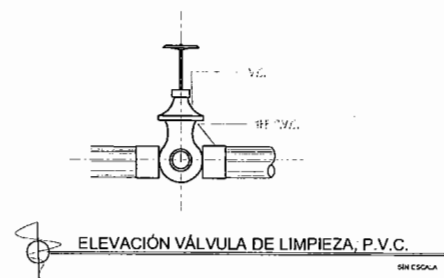
HOJA:
11/11



PLANILLA DE VALVULAS		
Ø VÁLVULA	A	B
1/2"	0.50	0.35
3/4"	0.50	0.35
1"	0.55	0.45

PLANILLA DE TAPADERAS		
Ø VÁLVULA	A	C
1/2"	0.50	0.06
3/4"	0.50	0.06
1"	0.55	0.06

REFERENCIAS	
P.V.C.	CLORURO DE POLIVINILO
H.G.	HIERRO GALVANIZADO
V.C.	VALVULA DE COMPUERTA
A.M.	ADAPTADOR MACHO
V.A.	VALVULA DE AIRE
A.H.	ADAPTADOR HEMBRA



DISEÑO: ROBERTO SECAIDA
 CALCULO: ROBERTO SECAIDA
 DIBUJO: ROBERTO SECAIDA
 ESCALA: INDICADA
 FECHA: NOVIEMBRE / 2009

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
 PROYECTO: SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE
 UBICACIÓN: CABECERA MUNICIPAL, EL ADELANTO, JUTIAPA
 CONTENIDO: DETALLE DE VÁLVULAS
 FIRMA: ROBERTO HERNAN SECAIDA HERNÁNDEZ
 CARR: 2005-11890
 V.O.B.:
 INGENIERO SUPERVISOR