

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

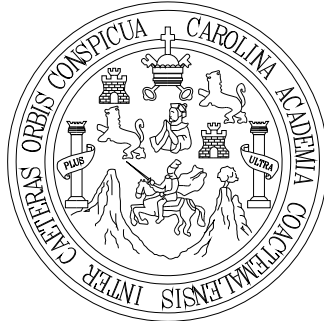
**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA
EL PARCELAMIENTO EL WISCOYOL I, Y PUENTE VEHICULAR EN LA
ALDEA PUERTO VIEJO, MUNICIPIO DEL PUERTO DE IZTAPA,
DEPARTAMENTO DE ESCUINTLA**

Arnoldo Avila Gómez

Asesorado por el Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, junio de 2010

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE
PARA EL PARCELAMIENTO EL WISCOYOL I, Y PUENTE
VEHICULAR EN LA ALDEA PUERTO VIEJO, MUNICIPIO DEL
PUERTO DE IZTAPA, DEPARTAMENTO DE ESCUINTLA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR:

ARNOLDO AVILA GÓMEZ

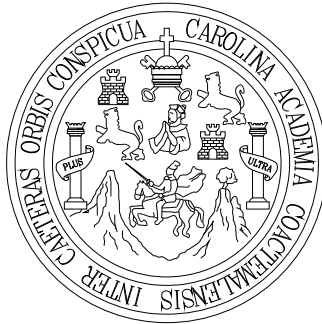
ASESORADO POR EL ING. JUAN MERCK COS
AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMAL, JUNIO DE 2010

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
VOCAL I	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Ing. Alba Maritza Guerrero de López
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Luis Pedro Ortiz de León
VOCAL V	Br. José Alfredo Ortiz Herincx
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Silvio Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
EXAMINADOR	Ing. Yefry Rosales Juárez
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL PARCELAMIENTO EL WISCOYOL I, Y PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA PUERTO VIEJO, MUNICIPIO DEL PUERTO DE IZTAPA, DEPARTAMENTO DE ESCUINTLA,

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 05 de agosto de 2009.



Arnoldo Avila Gómez



UNIDAD DE E.P.S.

Guatemala, 15 de abril de 2010.
Ref.EPS.D.312.04.10

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

Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

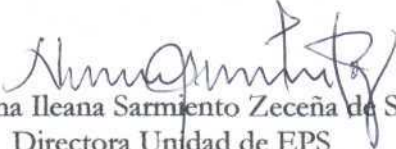
Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL PARCELAMIENTO EL WISCOYOL I Y PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA PUERTO VIEJO, MUNICIPIO DEL PUERTO DE IZTAPA, DEPARTAMENTO DE ESCUINTLA"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Arnoldo Ávila Gómez**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Juan Merck Cos .

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





UNIDAD DE E.P.S.

Guatemala 15 de abril de 2010.
Ref.EPS.DOC.580.04.10.

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 **Arnoldo Ávila Gómez** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **199919528**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL PARCELAMIENTO EL WISCOYOL I Y PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA PUERTO VIEJO, MUNICIPIO DEL PUERTO DE IZTAPA, DEPARTAMENTO DE ESCUINTLA”**.

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. Juan Merck Cos
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil

c.c. Archivo
JMC/ra





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



Guatemala,
21 de abril 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 DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL PARCELAMIENTO EL WISCOYOL I Y PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA PUERTO VIEJO, MUNICIPIO DEL PUERTO DE IZTAPA, DEPARTAMENTO DE ESCUINTLA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Arnoldo Ávila Gómez, quien contó con la asesoría del Ing. Juan Merck Cos.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


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



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

/bbdeb.

Más de 130^{Años} de Trabajo Académico y Mejora Continua



PROGRAMA DE INGENIERÍA
CIVIL ACREDITADO POR
Agencia Centroamericana de
Acreditación de Programas de
Arquitectura e Ingeniería
PERÍODO 2009 - 2012



Guatemala,
17 de mayo 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 DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL PARCELAMIENTO EL WISCOYOL I Y PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA PUERTO VIEJO, MUNICIPIO DEL PUERTO DE IZTAPA, DEPARTAMENTO DE ESCUINTLA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Arnoldo Ávila Gómez, quien contó con la asesoría del Ing. Juan Merck Cos.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras

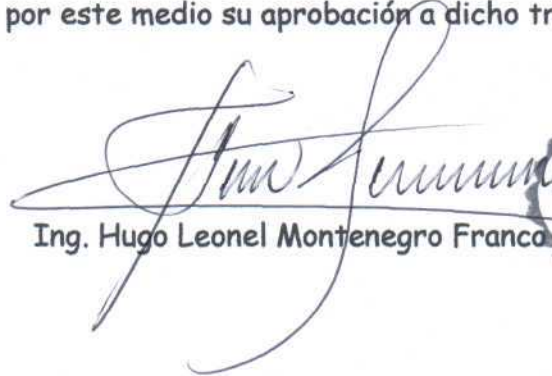


FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.



El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Juan Merck Cos y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Arnoldo Ávila Gómez, titulado DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL PARCELAMIENTO EL WISCOYOL I, Y PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA PUERTO VIEJO, MUNICIPIO DEL PUERTO DE IZTAPA, DEPARTAMENTO DE ESCUINTLA, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, junio de 2010

/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 DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL PARCELAMIENTO EL WISCOYOL I, Y PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA PUERTO VIEJO, MUNICIPIO DEL PUERTO DE IZTAPA, DEPARTAMENTO DE ESCUINTLA**, presentado por el estudiante universitario **Arnoldo Avila Gómez**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Decano



Guatemala, junio de 2010

/cc

AGRADECIMIENTOS A:

- Dios** Por cuidar mis pasos durante el transcurso de mi vida y darme la sabiduría.
- La Santa Madre** Por cubrirme con su manto y salvar las pruebas que se me han presentado.
- La USAC** Al recibirme en la Facultad de Ingeniería y brindarme los conocimientos necesarios para realizarme como profesional.
- Mi asesor** Ing. Juan Merck Cos, ya que con su valiosa asesoría logré terminar con éxito la etapa del E.P.S.
- Mi amigo** Hugo René Yoc, por su ayuda incondicional para la investigación del presente trabajo de graduación.
- La municipalidad** Del Puerto de Iztapa, al haber confiado en mis conocimientos para realizar el diseño de los proyectos.

ACTO QUE DEDICO A:

Mis padres Baltazar Avila y Francisca Gómez, por ser el origen de mi perseverancia y como recompensa por darme lo mejor de su vida.

Mi esposa Andrea Elizabeth Nuñez de Avila, que es la luz de mi vida y me ha apoyado en los momentos más difíciles.

Mi hijo Gabriel André Avila Nuñez, por ser la alegría y oxígeno de mi hogar.

Mi mamá Gude y Laureano (q.e.p.d.) por regalarme momentos de alegría y brindarme su cariño.

Mis hermanos Alvaro, Aura, Nury, Amparo, Ofelia, Francisca, Rafael y Armando, que con su ayuda propiciaron oportunidades para lograr mis metas.

Mis sobrinos como una muestra de que cuando existe sacrificio y sobre todo perseverancia, puede alcanzarse cualquier propósito en la vida.

Doña Bety, doña Isaura y don Bernardo, que con sus sabios consejos, apoyo y cariño, me motivaron para terminar mis estudios universitarios.

La familia Diemek Nuñez y Castillo Nuñez, gracias por permitirme ser parte de su familia y brindarme el calor de hogar necesario para culminar mi carrera.

Todos mis amigos de la U que no pudieron terminar la carrera, los que están aún estudiando, los graduados y en memoria de aquellos que ya no están entre nosotros, gracias por ayudarme a estudiar y sobre todo por brindarme su amistad.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	V
LISTA DE SÍMBOLOS.....	IX
GLOSARIO.....	XIII
RESUMEN.....	XVII
OBJETIVOS.....	XIX
INTRODUCCIÓN.....	XXI
1 FASE DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.1 Monografía del parcelamiento.....	1
1.1.1 Aspectos físicos.....	1
1.1.2 Ubicación y localización.....	3
1.2 Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura del parcelamiento El Wiscoyol I y aldea Puerto Viejo.....	5
1.2.1 Descripción de necesidades.....	5
1.2.2 Evaluación y priorización de necesidades.....	6
2 FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL.....	7
2.1 Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable.....	7
2.1.1 Descripción general del proyecto.....	7
2.1.2 Aforos, dotación y tipo de servicio.....	7
2.1.3 Tasa de crecimiento y población actual.....	9
2.1.4 Período de diseño, población futura.....	9
2.1.5 Factores de consumo y caudal.....	10
2.1.5.1 Caudal medio diario.....	11
2.1.5.2 Caudal máximo diario.....	11
2.1.5.3 Caudal de hora máxima.....	12
2.1.6 Calidad del agua y sus normas.....	13
2.1.6.1 Análisis bacteriológico.....	13

2.1.6.2	Análisis físico químico sanitario.....	14
2.1.7	Fórmulas, coeficientes y diámetros de tuberías.....	14
2.1.8	Presiones y velocidades.....	15
2.1.9	Levantamiento topográfico.....	16
2.1.9.1	Planimetría.....	16
2.1.9.2	Altimetría.....	17
2.1.10	Diseño hidráulico del sistema.....	17
2.1.10.1	Red de distribución.....	17
2.1.10.1.1	Circuito cerrado.....	18
2.1.10.1.2	Ramales abiertos.....	19
2.1.10.2	Sistema de desinfección.....	30
2.1.10.3	Obras de arte.....	32
2.1.10.4	Válvulas.....	32
2.1.10.5	Conexiones prediales.....	32
2.1.11	Propuesta de tarifa.....	33
2.1.11.1	Programa de operación y mantenimiento.....	34
2.1.12	Elaboración de planos.....	34
2.1.13	Elaboración de presupuesto.....	34
2.1.14	Evaluación de impacto ambiental.....	36
2.1.15	Evaluación socio-económica.....	37
2.1.15.1	Valor presente neto.....	37
2.1.15.2	Tasa interna de retorno.....	39
2.2	Diseño de puente vehicular en la aldea Puerto Viejo.....	41
2.2.1	Descripción general del proyecto.....	41
2.2.2	Levantamiento topográfico.....	42
2.2.2.1	Planimetría.....	42
2.2.2.2	Altimetría.....	42
2.2.3	Especificaciones y normas de puentes.....	43
2.2.3.1	Recubrimientos.....	44

2.2.3.2	Longitud de desarrollo.....	44
2.2.3.3	Traslapes.....	44
2.2.3.4	Ganchos.....	44
2.2.4	Cálculo del caudal máximo.....	45
2.2.4.1	Método sección-pendiente.....	45
2.2.5	Análisis de calidad del suelo.....	47
2.2.6	Diseño de la super-estructura.....	58
2.2.6.1	Consideraciones generales.....	58
2.2.6.1.1	Carga de diseño.....	58
2.2.6.1.2	Dimensionamiento de super-estructura..	58
2.2.6.2	Diseño de losa.....	58
2.2.6.3	Espesor de losa.....	59
2.2.6.4	Integración de cargas.....	59
2.2.6.5	Momentos por carga viva y muerta.....	60
2.2.6.6	Carga de impacto.....	62
2.2.6.7	Momento último.....	62
2.2.6.8	Cuantía de acero.....	63
2.2.6.9	Refuerzo longitudinal.....	64
2.2.6.10	Refuerzo por temperatura.....	65
2.2.6.11	Bombeo y drenaje.....	66
2.2.7	Diseño del pasamanos.....	66
2.2.8	Diseño de diafragmas.....	67
2.2.8.1	Dimensionamiento.....	68
2.2.8.2	Cuantía de acero.....	69
2.2.9	Diseño de vigas.....	71
2.2.9.1	Descripción.....	71
2.2.9.2	Integración de cargas.....	72
2.2.9.3	Factor de distribución.....	73
2.2.9.4	Momento por carga viva.....	74

2.2.9.5	Momento por carga muerta.....	76
2.2.9.6	Cálculo de cortes.....	78
2.2.9.7	Diseño estructural de vigas.....	79
2.2.9.8	Propuesta de armado de vigas.....	83
2.2.10	Apoyo entre super-estructura y sub-estructura.....	84
2.2.10.1	Cortina.....	84
2.2.10.2	Viga de apoyo.....	85
2.2.11	Diseño de la sub-estructura.....	93
2.2.11.1	Descripción general.....	93
2.2.11.2	Selección de la sub-estructura.....	94
2.2.11.3	Diseño del estribo.....	94
	2.2.11.3.1 Integración de cargas.....	95
	2.2.11.3.2 Presiones en el estribo.....	96
	2.2.11.3.3 Diseño estructural de los elementos del estribo.....	100
2.2.12	Elaboración de planos.....	119
2.2.13	Elaboración del presupuesto.....	119
	CONCLUSIONES.....	121
	RECOMENDACIONES.....	123
	BIBLIOGRAFÍA.....	125
	APÉNDICE.....	127
	PLANOS.....	137

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Figuras

1	Mapa topográfico del municipio del Puerto de Iztapa	4
2	Diagrama de circuito cerrado	20
3	Distribución de agua potable en circuito cerrado	22
4	Diagrama de distribución de caudal en el nodo A	23
5	Sección transversal del puente vehicular	59
6	Modelo matemático para el análisis de la losa	60
7	Armado de losa	66
8	Cargas aplicadas al barandal y poste	67
9	Refuerzo de diafragma interno	70
10	Refuerzo de diafragma externo	71
11	Sobrecarga ocasionada por el camión sobre las vigas	73
12	Diagrama de cuerpo libre de carga viva	74
13	Centro de gravedad del camión	75
14	Diagrama de posición de camión que produce el corte máximo	78
15	Diagramas de carga, corte y momento de la viga	83
16	Detalle de armado viga principal	84
17	Dimensionamiento de cortina y viga de apoyo	85
18	Diagrama de presiones	86
19	Armado de cortina y viga de apoyo	93
20	Geometría del estribo de concreto ciclópeo	95
21	Variación de los valores de N_c^* y N_q^* con el ángulo de fricción del suelo ϕ	108
22	Factores de capacidad de apoyo de Janbu	111
23	Resistencia por fricción unitaria para pilotes en arena	113
24	Plano de curvas de nivel	138

25	Plano densidad de población	139
26	Plano sistema de distribución de agua potable	140
27	Plano de isopresiones	141
28	Plano de detalles constructivos	142
29	Plano de curvas de nivel del puente vehicular	142
30	Plano de perfil de puente y planta y elevación de la super-estructura	144
31	Plano de detalles constructivos del puente	145
32	Plano de detalles de cimentación	146

Tablas

I	Dotación de agua potable	8
II	Distribución de viviendas en los tramos del circuito	22
III	Diámetros de la tubería utilizada en los tramos	24
IV	Pérdidas en la tubería utilizada en los tramos	25
V	Método de Hardy-Cross (Balance de caudales)	26
VI	Continuación Método de Hardy-Cross	27
VII	Continuación Método de Hardy-Cross	28
VIII	Estimación de gastos por funcionamiento	33
IX	Resumen, costo total de proyecto	35
X	Medidas de mitigación y compensación en la ejecución y operación	36
XI	Costos del sistema de distribución de agua potable	38
XII	Valores obtenidos del ensayo de gravedad específica	50
XIII	Valores de la presión efectiva de sobrecarga	52
XIV	Valores de la penetración unitaria (E)	54
XV	Valores de la variable "P"	55
XVI	Valores de la resistencia en la punta del penetrómetro	55
XVII	Valores de I_r recomendados para usos preliminares	110

XVIII	Valores promedio de K	114
XIX	Resumen, costo total de proyecto	120
XX	Factores de capacidad de carga (N_c^*) y (N_σ^*) basados en la teoría de expansión de cavidades	128
XXI	Continuación de tabla de factores de capacidad de carga	129
XXII	Continuación de tabla de factores de capacidad de carga	130
XXIII	Continuación de tabla de factores de capacidad de carga	131
XXIV	Examen bacteriológico	132
XXV	Análisis físico químico sanitario	133
XXVI	Perfil estratigráfico del SPT (estribo norte)	134
XXVII	Perfil estratigráfico del SPT (estribo sur)	135

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área de puntaza
AASHTO	Asociación Americana de Carreteras y Puentes
ACI	Instituto Americano del Concreto
A_s	Área de cuantía de acero de refuerzo
A_{smín}	Área de cuantía de acero mínimo
A_{smáx}	Área de cuantía de acero máximo
C	Coefficiente de fricción
c	Carga
cm	Centímetros
d	Peralte efectivo de un elemento de concreto
DGC	Dirección General de Caminos
D.H.	Distancia horizontal (metros)
F	Fuerza
FDM	Factor de día máximo
FHM	Factor de hora máxima
f'c	Esfuerzo de fluencia del concreto
fy	Esfuerzo de fluencia del acero
E	Penetración unitaria
e	Excentricidad
E_q	Carga sísmica
GS	Gravedad específica de los sólidos del suelo
H	Altura total de un elemento
h	Presión efectiva de sobrecarga
h_m	Altura de la caída del martillo
Hf	Pérdida de carga (metros)
i	Tasa de interés anual

kg/m²	Kilogramos sobre metro cuadrado
kg/m³	Kilogramos sobre metro cúbico
L	Claro o luz considerada a rostro de los elementos
lb	Libra
lb/pie²	Libra sobre pie cuadrado
l/d	Litros por día
l/h/d	Litros por habitante por día (dotación)
l/s	Litros por segundo
M	Peso de la masa
m	Metro
máx	Máximo
m.c.a.	Metros columna de agua
mín	Mínimo
ml	Metro lineal
M_u	Momento último
m³/s	Metro cúbico sobre segundo
P	Sumatoria del peso del varillaje y accesorios
P.V.C	Material de cloruro de polivinilo
PSI	Libras sobre pulgada cuadrada
P_u	Carga última
PU	Precio unitario
plg	Pulgada
Q_{adm}	Capacidad admisible de carga para cada pilote
q_c	Resistencia en la punta del penetrómetro
Qd	Caudal de diseño
Qm	Caudal medio diario
Qmd	Caudal máximo diario
Qmh	Caudal máximo horario

Q_{\min}	Carga admisible mínima del terreno
Q_{\max}	Carga admisible máxima del terreno
Q_s	Carga tomada por la fricción superficial desarrollada en los lados del pilote
Q_p	Carga tomada en la punta del pilote
Q_u	Carga última de un pilote
Q_v	Caudal de vivienda
R	Reacción
r	Tasa de crecimiento poblacional
R_d	Resistencia dinámica en la punta del penetrómetro
S.P.T.	Ensayo sondeo dinámico
t	Peralte total de un elemento de concreto
ton	Tonelada métrica
V_s	Valor soporte del suelo
W	Carga
σ	Esfuerzo
@	A cada
\emptyset	Diámetro
σ_v'	Presión efectiva de sobrecarga
N_c^*, N_q^*	Factores de capacidad de carga
σ	Peso específico de los sólidos del suelo
σ_w	Peso específico del agua
δ	Ángulo de fricción entresuelo y pilote

GLOSARIO

Acera	Parte de la estructura dedicada exclusivamente al paso de peatones.
Aforo	Procedimiento para medir un caudal.
Agua potable	Agua que es sanitariamente segura y agradable a los sentidos.
Altura	Distancia vertical entre la parte más baja de la superestructura y el nivel de las aguas en estiaje.
Aproche	Viene del inglés <i>approach</i> (aproximarse) y se refiere a las estructuras o rellenos que conectan a la carretera con el puente.
Bacterias	Seres pertenecientes a un reino de la naturaleza, generalmente no pigmentados, los cuales se reproducen por división en uno, dos o tres planos.
Bacteriológico	Examen que determina el número y clase de bacterias más probable que están presentes en el agua u otro tipo de ambiente.
Baranda	Armadura o muro construido paralelo a las banquetas para proteger a vehículos y peatones.

Bombeo	Es la pendiente transversal que posee la losa de un puente que permite el drenaje de las aguas superficiales.
COCODE	Consejo Comunitario de Desarrollo
Cota de terreno	Altura de un punto del terreno, referido a un nivel determinado.
Diafragma	Viga diseñada para contrarrestar los momentos torcionantes en las vigas principales. Se apoya en las vigas principales. Cuando están en los extremos de un puente, se les llama diafragmas externos y cuando está en el centro de la luz, diafragmas interno.
Estiaje	Término hidrológico que se refiere al río cuando éste se encuentra en su nivel mínimo.
Estribo	Cada una de las estructuras extremas que sirve de apoyo a la super-estructura.
Físico-químico	Análisis que determina el color, olor, turbiedad, temperatura, sabor, dureza y parámetros químicos del agua.
In situ	Objeto o cosa que se encuentra en determinada región.
Losa de acceso	Losa de entrada y salida de un puente.

Losa estructural	Tablero o losa del puente que soporta directamente el tráfico de vehículos o peatones. Cuando es de madera se le llama “tablero” y cuando es de concreto, “losa”.
Luz	Distancia horizontal interna entre dos estribos, entre estribo y pila o entre dos pilas.
Microbiológico	Relativo a la microbiología; ciencia que estudia los microbios.
Patógeno	Que contamina y genera enfermedades.
Pérdida de carga	Pérdida de presión en la tubería.
Pila o pilastra	Estructura intermedia que sirve de apoyo a la superestructura.
Pilote	Elemento estructural diseñado para transmitir cargas de y hacia los distintos estratos del suelo.
Presión	Fuerza ejercida sobre una superficie.
Puente	Estructura construida para salvar depresiones del terreno.
Sub-estructura	Parte inferior del puente, formada por las cimentaciones, estribos, pilas y aletones.
Super-estructura	Parte superior del puente, formada por las vigas, losa, diafragmas, torres, cables y pasamanos.

- Viga principal** Cada una de las vigas de soporte de la estructura colocada paralelamente a la línea central del puente.
- Zapata** Base del estribo o la pila, diseñada y construida para recibir y distribuir el peso y la carga al suelo.

RESUMEN

Este proyecto de graduación tiene su punto de partida en la priorización de las necesidades de las comunidades El Wiscoyol I y Puerto Viejo del municipio del Puerto de Iztapa y tratar de brindar a cada necesidad la solución más factible. Para el parcelamiento El Wiscoyol I, se diseñó un sistema de abastecimiento de agua potable, a través de un circuito cerrado, que contará con 11 ramales secundarios, de donde se harán las conexiones prediales. Con la ejecución de dicho proyecto se beneficiará a 1091 habitantes, a un costo de Q 1 108687.00.

En la aldea Puerto Viejo se diseñó un puente vehicular, con una luz de 25 metros, ancho de 5.20 m y capacidad para soportar una carga viva HS-15; además, la cimentación del puente se hará a través de una combinación de pilotes y zapatas en los estribos. La cantidad de personas que beneficiará directamente este proyecto, es de 580 habitantes, e indirectamente a 4554 personas del Puerto de Iztapa; el costo asciende a la cantidad de Q 2 391429.46.

OBJETIVOS

General:

Diseñar el sistema de abastecimiento de agua potable para el parcelamiento El Wiscoyol I, y puente vehicular en la aldea Puerto Viejo, municipio del Puerto de Iztapa, departamento de Escuintla.

Específicos:

1. Desarrollar una investigación de tipo monográfica y un diagnóstico sobre necesidades de infraestructura y servicios básicos del parcelamiento El Wiscoyol I, municipio del Puerto de Iztapa, departamento de Escuintla.
2. Capacitar a los miembros del Consejo Comunitario de Desarrollo del parcelamiento El Wiscoyol I, para que puedan proporcionar el mantenimiento básico del proyecto de agua potable.

INTRODUCCIÓN

La mayoría de las comunidades del área rural no cuenta con los servicios básicos necesarios para una vida digna, menos con la infraestructura adecuada para desarrollar actividades que generen recursos para el municipio.

Este es el caso del parcelamiento El Wiscoyol I, que es la comunidad más alejada del casco urbano, y la menos atendida en cuanto a infraestructura y servicios básicos. En tanto que la aldea Puerto Viejo, a pesar de estar cerca del casco urbano, también presenta serios atrasos en infraestructura.

Por lo que este trabajo de graduación se enfoca, principalmente, en plantear una solución a la problemática de estas comunidades, describiendo la información para la planificación de los proyectos, así como aspectos socioeconómicos, servicios públicos, datos acerca de su población y en general, características físicas del lugar.

En el diseño del sistema de distribución de agua potable, se detallan los factores utilizados para conocer el caudal de consumo por vivienda, el diseño de la distribución del servicio de agua potable a través de un circuito cerrado, para concluir con la elaboración de planos constructivos y presupuestos correspondientes.

El diseño del puente vehicular se realizó de acuerdo con las características encontradas en el lugar, sobre todo las particularidades del suelo; la superestructura del puente es de concreto reforzado, para soportar una carga vehicular tipo HS-15 y la subestructura de concreto ciclópeo (estribos) es a base de muros de gravedad, incorporando para la cimentación con zapatas y pilotes, también al final se presenta los planos y presupuestos.

1 FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1 Monografía del parcelamiento El Wiscoyol I

1.1.1 Aspectos físicos

Límites y colindancias

El parcelamiento El Wiscoyol I, colinda al oeste, norte y este con fincas dedicadas al cultivo de caña y sandía así como a la crianza de ganado. Y al sur, con el parcelamiento El Wiscoyol II.

Vías de acceso

La principal vía de acceso con el municipio del Puerto de Iztapa, es a través de un camino de terracería de 10 km. También existe otro camino de terracería que comunica al parcelamiento con el municipio de Taxisco del departamento de Santa Rosa.

Clima

Su clima se clasifica como cálido, ya que está ubicado en la zona del Pacífico del país. Se puede decir que es una de las áreas del departamento con mayor precipitación en época de invierno.

Población e idioma

Según datos del censo del 2009, realizado por el Centro de Salud del Puerto de Iztapa, la población es de 1091 habitantes y el 100% de la población habla español.

Tipo de vivienda

Existen dos tipos de viviendas, de las cuales el 60% son formales con techo de palma y/o lámina de zinc y el otro 40% vive en casas no formales con techo de palma. Este último tipo de vivienda consiste en paneles contruidos con las varas de la palma utilizada para el techo de la misma. Es importante mencionar que este tipo de vivienda es tradicional y adecuada para climas calurosos.

Actividades económicas

Existen tres fuentes de ingresos, entre las cuales se definen las siguientes:

1. La principal es el cultivo de maíz, frijol y plátano, productos que comercializan en el mercado y autoconsumen.
2. Aporte de mano de obra para labores agrícolas y pecuarias.

Servicios públicos

El servicio de energía eléctrica cubre el 85% de la comunidad, pero únicamente el 80% de los habitantes tienen acceso a este servicio; además, solo las calles y avenidas principales del casco urbano del parcelamiento cuentan con alumbrado público. El parcelamiento cuenta con una escuela primaria, donde asisten por la mañana el 75% de la población de niños en edad escolar; los jóvenes que están en el nivel secundario, acuden al instituto de educación básica que funciona por las tardes, en la sede de la escuela.

Esta comunidad es una de las privilegiadas, pues cuenta con un puesto de salud, atendido de lunes a viernes por una enfermera, en horarios hábiles y una comadrona que atiende a mujeres en gestación.

Topografía e hidrografía

La topografía del parcelamiento El Wiscoyol I, es relativamente plana, característica de las áreas costeras del país; esta particularidad del terreno lo hace muy propenso a inundaciones en invierno; la hidrografía del lugar está delimitada al noroeste por el río María Linda.

1.1.2 Ubicación y localización

El municipio del Puerto de Iztapa se encuentra a 125 kilómetros al sur de la ciudad capital, en lo que a coordenadas geográficas se refiere se encuentra: Latitud: 13°55'45", Longitud: 90°42'58", y a una altitud de 2 MSNM.

El parcelamiento El Wiscoyol I se localiza a 10 km al noreste del edificio municipal del Puerto de Iztapa, para trasladarse de la cabecera municipal a dicha comunidad se debe transitar por carretera conformada por 80% de terracería y 20% pavimentada.

El parcelamiento El Wiscoyol I, fue fundado aproximadamente en el año 1960, inicialmente existió la finca de nombre "El Wiscoyol", con una extensión territorial de 36 caballerías. En el año 1955, procedente del municipio de Guanagazapa, departamento de Escuintla, llegaron ocho familias, éstas dan inicio a las gestiones correspondientes ante el Instituto Nacional de Transformación Agraria (INTA), para que les otorguen tierras para la agricultura; cinco años después (1965) el INTA convierte en parcelamiento 10 caballerías de las 36 con que contaba la finca. El parcelamiento constaba originalmente con 86 parcelas de seis manzanas cada una, destinada para la agricultura y una zona para la urbanización de 86 lotes de 30 x 15 m, que servirían para vivienda de los propietarios de las parcelas.

Por su gran extensión, 15 años después el parcelamiento se divide en Wiscoyol I y Wiscoyol II, quedando este último con una extensión territorial de cinco caballerías; en la actualidad el lindero entre las dos comunidades se conoce como callejón “El Guachimol”.

Actualmente el parcelamiento El Wiscoyol I cuenta con una población de 1,475 habitantes y con una extensión territorial aproximada de cinco caballerías.

Figura 1. Mapa topográfico del municipio del Puerto de Iztapa



Fuente: Instituto Geográfico Nacional (IGN) Hoja cartográfica Puerto de Iztapa, Escala 1:50000

La estación meteorológica más cercana al municipio del Puerto de Iztapa, se encuentra ubicada en el municipio del Puerto de San José; ésta maneja datos relevantes de esa zona del país, desde el año 1990 hasta 2008; los datos encontrados en esta estación están: temperatura media, lluvia en mm, presión atmosférica, lluvia en días, etc.

1.2 Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura del parcelamiento El Wiscoyol I y la aldea Puerto Viejo

1.2.1 Descripción de necesidades

El actual sistema de abastecimiento de agua potable para el parcelamiento El Wiscoyol I, ya no funciona de manera regular; únicamente suministra agua a las viviendas que se encuentran establecidas en áreas circundantes al tanque elevado.

Los habitantes de la aldea Puerto Viejo y en general toda la población del municipio del Puerto de Iztapa, carecen de un acceso adecuado y seguro hacia el área donde se encuentra el Cementerio Municipal; este lugar está rodeado hidrográficamente por el río María Linda y el canal llamado “El Majagual”, los cuales en invierno se tornan inaccesibles por las crecidas y en verano, por el azolvamiento de ciertas áreas. Esto indudablemente, constituye un problema de gran magnitud, sobre todo cuando se llevan a cabo sepelios.

En la aldea Puerto Viejo existen más necesidades, que requieren ser atendidas, entre estas, alcantarillado sanitario, tratamiento y disposición de la basura. Aunque estas necesidades no son catalogadas como prioritarias en el municipio, es necesario crear proyectos para contrarrestar estos problemas que afectan a la comunidad.

1.2.2 Evaluación y priorización de necesidades

Para la comunidad del parcelamiento, el escaso servicio de agua que se proporciona actualmente, ha provocado que algunas familias se abastezcan de agua, a través de la construcción de pozos artesianos. De esa manera se arriesgan a contraer enfermedades por el consumo de agua sin ningún tratamiento para su potabilización; así este problema es uno de los primordiales para darle solución.

La alternativa de seleccionar la construcción del puente vehicular en la aldea Puerto Viejo, se hizo en función de dos motivos: primero por el beneficio que representa para un sector grande de la población del municipio, y el segundo es que la construcción del puente facilitará el ingreso de turistas a la playa pública del municipio; esto contribuirá a impulsar el turismo, actividad con mayor potencial en el municipio.

2 FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable

2.1.1 Descripción general del proyecto

El proyecto consistirá en diseñar el sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Puerto Viejo, estará formado por una red de circuito cerrado, con tubería de diámetros que oscilan entre dos y cuatro pulgadas. La línea secundaria la conforman 11 ramales secundarios, con tubería de dos pulgadas de diámetro; de estos ramales se harán las conexiones prediales, para abastecer a las viviendas. En este sistema se empleará tubería de cloruro de polivinilo (PVC), clase 125 PSI. También se incorporará un tratamiento a base de pastillas de tricloro.

2.1.2 Aforos, dotación y tipo de servicio

Aforos

El aforo del pozo proporcionó los datos que servirán como base para el diseño del sistema:

Profundidad del pozo	100 pie
Altura del brocal al tanque	55.77 pie \approx 17 m
Distancia del brocal al tanque	45 147.64 \approx 147.64 m
Tubería instalada en la conducción	3" PVC
Producción estimada	140 gpm \approx 8.82 l/s

Dotación

Es la cantidad de agua asignada a un usuario en un día, se expresa en litros por habitante por día. Para obtener el cálculo final de la dotación, es necesario tomar en cuenta varios factores tales como: el clima, actividades productivas, nivel de vida de los habitantes, servicios públicos y comunales, facilidad de drenaje, calidad del agua, administración del sistema y presiones del mismo. Es de vital importancia tomar en cuenta que la comunidad se encuentra en una región rural del municipio, con características lluviosas y clima cálido.

Según la Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales (UNEPAR), la dotación mínima para el diseño de proyectos de agua potable es la siguiente:

Tabla I. Dotación de agua potable

Tipo de zona	Clima	Dotación (l/h/d)	Tipo de conexión
Rural		40-60	Llena cántaros
	Frío	60-90	Predial
	Cálido	90-120	Predial
Urbana	Frío	120-150	Domiciliar
	Cálido	150-200	Domiciliar
Metropolitana		200-300	Domiciliar

Por las condiciones que presenta el parcelamiento El Wiscoyol I, se tomará una dotación de 120 l/h/d.

Tipo de conexión

El tipo de servicio más recomendable, desde el punto de vista de higiene y salud para el área rural, tomando en cuenta a la vez razones económicas, es la conexión predial. La instalación predial se recomienda para comunidades rurales concentradas y dispersas, con nivel socioeconómico medio.

Para este caso, el tipo de conexión que se dará a los habitantes de la comunidad será el de conexión predial; se entiende por conexión predial, cada servicio que se presta a una comunidad, a base de un grifo instalado en el límite del predio o lote.

2.1.3 Tasa de crecimiento y población actual

Para estimar la población futura se tomaron como base los censos realizados en los años 2007 y 2008, por el Centro de Salud del Puerto de Iztapa, ya que son los datos más actualizados con que se cuenta. La tasa de crecimiento poblacional en el parcelamiento es de 2.2% y la población actual es de 1091 habitantes, según la investigación de campo realizada.

2.1.4 Período de diseño, población futura

El período de diseño de un proyecto de sistema de abastecimiento de agua abarca desde que inicia el servicio de distribución, hasta el momento en que su uso sobrepasa las condiciones establecidas en el diseño, por la falta de capacidad para prestar un buen servicio.

Los dos aspectos principales que intervienen en el período de diseño son: la durabilidad de las instalaciones y su capacidad para prestar un buen servicio, para las condiciones previstas. Según la guía para el Diseño de Abastecimiento de Agua Potable a Zonas Rurales del INFOM, puede afirmarse que un período de diseño de 20 años es el más recomendable para acueductos rurales.

Para el proyecto se consideró un período de diseño de 22 años, incluyendo dos años de trámites administrativos y construcción del sistema.

Cálculo de la población futura

Para el cálculo de la población futura se aplicó el método geométrico, por ser el modelo que mejor se adapta al crecimiento de poblaciones en vías de desarrollo.

$$Pf = P_0 \times (1 + r)^n$$

Donde: P_0 = población actual

r = tasa de crecimiento poblacional

n = período de diseño

Pf = población futura

Datos: P_0 = 1091 habitantes

r = 2.2 %

n = 22 años

$$Pf = 1091 \times (1 + 0.022)^{22} = 1761 \text{ habitantes}$$

2.1.5 Factores de consumo y caudal

Deben tomarse en cuenta los requerimientos de agua por parte de la población, lo cual es importante para poder satisfacer las demandas en el consumo de agua.

Por la falta de registros de consumo de agua potable en las comunidades, el Instituto de Fomento Municipal sugiere que el caudal máximo diario, será el producto de multiplicar el caudal medio diario por un factor, que oscile entre 1.2

y 1.5 para poblaciones futuras menores de 1000 habitantes y 1.2 para poblaciones futuras mayores de 1000 habitantes, para este proyecto se adoptó un factor de 1.2.

El factor de hora máxima es de 2.0 a 3.0, para poblaciones futuras menores de 1000 habitantes y 2.0 para poblaciones mayores de 1000 habitantes, para este caso se adoptó 2.0.

2.1.5.1 Caudal medio diario

Es la cantidad de agua que consume la población durante un día (24 horas), obtenido como promedio de los consumos diarios en el período de un año. Se calcula según la siguiente expresión:

$$Q_m = \frac{D * P}{86400}$$

Donde: Q_m = caudal medio en l/s
 D = 120 l/h/d
 P = número de habitantes futuros

$$Q_m = \frac{1761 * 120}{86400} = Q_m = 2.45 \text{ l/s}$$

2.1.5.2 Caudal máximo diario

Se define como el máximo consumo de agua durante 24 horas, observado en el período de un año, se utiliza para diseñar la línea de conducción.

F_{DM} = factor de día máximo
 F_{DM} = 1.2 adoptado

$$Q_{MD} = Q_m * F_{DM} = 2.45 * 1.2 = Q_{MD} = 2.94 \text{ l/s}$$

2.1.5.3 Caudal de hora máxima

El caudal máximo horario es aquel que se define como el máximo consumo de agua observado durante una hora del día en el período de un año.

$$Q_{MH} = Q_M * F_{HM}$$

Donde: Q_{MH} = caudal máximo horario (l/s)

Q_M = caudal medio diario (l/s)

F_{HM} = factor de hora máximo, adoptado 2.0

$$Q_{MH} = 2.45 * 2.0 = Q_{MH} = 4.9 \text{ l/s}$$

Caudal de bombeo

$$Q_B = (Q_M) * (24 \text{ h/d}) / (\text{número de horas/diarias de trabajo})$$

$$Q_B = (2.94) * (24) / (8) = Q_B = 8.82 \text{ l/s}$$

Caudal de vivienda

Es la cantidad estimada de agua para el consumo de los habitantes de una vivienda. Se calcula dividiendo el caudal máximo horario dentro del total de viviendas que abastecerá el proyecto.

$$Q_V = Q_{MH} / \text{Total de viviendas del proyecto}$$

Donde:

$$Q_V = (4.9 \text{ l/s}) / (175 \text{ viviendas})$$

$$Q_V = 0.028 \text{ l/s}$$

2.1.6 Calidad del agua y sus normas

El agua potable es aquella que bien en su estado natural o después de un tratamiento adecuado, es apta para el consumo humano y no produce ningún efecto perjudicial para la salud. Es limpia, transparente, sin olores o sabores desagradables y está libre de contaminantes.

Se debe tomar en cuenta que el agua potable nunca es totalmente pura, en mayor o menor grado contiene sustancias disueltas que son dañinas para el organismo. El consumo del agua totalmente pura no es agradable.

El agua destinada para el consumo humano debe ser sometida a una serie de operaciones de tratamiento, para eliminar los agentes patógenos y reducir a niveles insignificantes el resto de contaminantes. Por tanto, al estimar la calidad del agua se deben tener en cuenta diferentes condicionantes como son: protección de fuentes, eficacia del tratamiento y protección de la red de distribución.

El control de calidad del agua para este proyecto, se determinó a través de un análisis físico químico sanitario y un examen bacteriológico, para ambos exámenes se tomaron muestras del agua provenientes del pozo mecánico de la comunidad, específicamente de grifos de viviendas, obteniendo las siguientes observaciones:

2.1.6.1 Análisis bacteriológico

El examen bacteriológico se hace con el fin de establecer la cantidad de contaminación del agua con organismos patógenos, porque son bacterias que producen enfermedades gastrointestinales y respiratorias.

Examen bacteriológico

El resultado que proporcionó el análisis fue que: bacteriológicamente el agua es potable, según la Comisión Guatemalteca de Normas (COGUANOR) NGO 29001.

2.1.6.2 Análisis químico sanitario

Este análisis determina las características físicas del agua tales como: el aspecto, color, olor, sabor, pH y dureza.

Examen físico químico sanitario

Desde el punto de vista de la calidad física: el agua se encuentra dentro de los límites máximos aceptables de normalidad, según norma COGUANOR NGO 29001.

2.1.7 Fórmulas, coeficientes y diámetros de tuberías

Pérdida de carga

Es la energía perdida por un paso unitario de agua a causa de la resistencia superficial dentro del conducto (tubería), energía mecánica que es convertida en energía térmica irre recuperable. Las pérdidas de carga se obtienen a través de la fórmula de Hazen–Williams.

$$H_f = \frac{(1743.811)^* (L)^* (Q)^{1.85}}{(C)^{1.85} * (D)^{4.87}}$$

Donde: H_f = pérdida de carga (m)

C = coeficiente de fricción interno (adimensional)

D = diámetro interno (pulgada)

L = longitud de diseño (m)

Q = caudal (l/s)

La velocidad del agua dentro de las tuberías, se encuentra por medio de la ecuación de continuidad.

$$V = \frac{Q}{A}$$

Donde: V = velocidad del fluido (m/s)

Q = caudal (m³/s)

A = área interna del tubo (m²/s)

D = diámetro interno (m)

El rango de velocidades para el diseño se manejará de acuerdo con los siguientes valores.

Mínima 0.60 m/s

Máxima 3.00 m/s

Coefficiente de fricción (C)

Es el valor de la resistencia que ofrece la superficie interna de una tubería a la circulación de un líquido, este coeficiente para tubería de PVC tiene un valor de 150.

Para fines de diseño, es importante utilizar el diámetro interno de una tubería, ya que representa el valor real de una tubería, no así el valor del diámetro comercial.

2.1.8 Presiones y velocidades

La presión en el diseño hidráulico se mide en metros por columna de agua.
Donde: 1 MCA = 1.422 lb/pulgada² (PSI en siglas inglesas)

$$10 \text{ MCA} = 1 \text{ kg/cm}^2$$

La presión en un punto determinado dentro del sistema es la diferencia entre la cota piezométrica y la cota del terreno.

Existen dos tipos de presiones: presión dinámica y presión estática. La presión dinámica contempla pérdidas de energía por la rugosidad del material, al estar en contacto con el líquido en movimiento. La presión estática asume que el líquido se encuentra en reposo y no asume pérdidas de energía.

Los datos de ambas presiones son indispensables para conocer a que esfuerzo estarán sometidos los elementos del proyecto.

2.1.9 Levantamiento topográfico

Para representar gráficamente (mediante un dibujo) un lugar determinado, con todos los accidentes y particularidades naturales o artificiales de su superficie, se necesita realizar un levantamiento topográfico.

Se denomina "levantamiento topográfico", al conjunto de operaciones realizadas sobre el terreno, con los instrumentos adecuados, que posteriormente permitirá la confección del plano de ese lugar o zona. En las proyecciones topográficas se distinguen dos partes: planimetría y altimetría.

2.1.9.1 Planimetría

Es la proyección o distancia entre cada punto analizado del terreno sobre un plano horizontal, tomado como inicio un punto en particular, para este caso se aplicó el método de conservación de azimut y el quipo utilizado fue: teodolito Wild T-1, estatal y cinta métrica.

2.1.9.2 Altimetría

Es la determinación de las cotas (alturas) de los diferentes puntos del terreno con respecto al plano horizontal de comparación, aunque puede ser tomada una altura arbitraria, en general se relaciona con el plano horizontal teórico formado por el nivel del mar, para este proyecto se utilizó el método nivelación simple, el equipo fue: nivel de precisión Wild, estatal y cinta métrica.

2.1.10 Diseño hidráulico del sistema

Para facilitar los procedimientos del diseño hidráulico del sistema de distribución de agua potable se elaboró una hoja electrónica con los siguientes datos: tramos (longitudes de tuberías sin cambio de diámetro), cotas de terreno, distancia horizontal, número de viviendas, caudal de vivienda por tramo, caudal de diseño, constante de fricción, diámetro nominal, diámetro equivalente, pérdida de carga, velocidad, cotas piezométricas, presiones y tipo de tubería.

2.1.10.1 Red de distribución

La red o sistema de abastecimiento comprende todo el conjunto de conducciones y tuberías que distribuyen el agua tratada desde el tanque elevado hasta el grifo del consumidor. Existen tres tipos de redes.

- Ramificada, consiste en una conducción principal de la que derivan tuberías secundarias de las que parten otras tuberías de tercer o cuarto orden, cada vez de menor diámetro. Semejante a las ramas de un árbol.
- Mallada, la conducción del agua se hace a través de tubería unida formando un circuito cerrado y el agua puede llegar a un punto determinado por varios lados.
- Circular, consiste en completar la conducción principal con otras conducciones circulares.

La elección del sistema idóneo y funcional, dependerá de las características del lugar poblado, ubicación del tanque de agua potable, etc., desde el punto de vista sanitario es preferible optar por la red mallada; ya que ocasiona menos problemas de contaminación, porque no permite el estancamiento del agua. La urbanización de la comunidad llena los requisitos para diseñar un sistema de distribución a base de mallas y ramales secundarios, por lo tanto se implementará este sistema en dicho lugar.

Es recomendable utilizar un diámetro de tubería de dos pulgadas para la tubería secundaria, por lo tanto se tomará en cuenta.

Considerando la altura más pequeña de las edificaciones (viviendas) en las áreas rurales, las presiones generadas en la tubería por la circulación del agua, tendrán los siguientes valores:

- Presión dinámica mínima 10 mca, esto sirve para mantener un margen de seguridad en las viviendas, con cotas de terreno más bajas del sistema.
- Presión dinámica máxima 40 mca, al tener en un sistema valores mayores, es seguro que provocará daños a los accesorios de cada vivienda.
- Presión estática máxima 80 mca; si por razones de funcionamiento del proyecto se dieran mayores presiones dinámicas de lo previsto, se tendrá la certeza de que este margen de presión estática será lo máximo que deberán soportar las válvulas del sistema de distribución.

2.1.10.1.1 Circuito cerrado

Este tipo de sistema presenta una ventaja muy importante, su seguridad; pues se puede aislar un sector o circuito interno, sin dejar sin agua el resto del sistema; además, una de las ventajas más importantes del sistema es que la presión se mantiene en cualquier punto de la red.

2.1.10.1.2 Ramales abiertos

Este tipo de sistema es muy económico, se ahorra tubería para llegar a todos los puntos del sistema, pero a la vez tiene una gran desventaja: es poco seguro, ya que si la red se corta, se produce un problema de abastecimiento en el tramo posterior. Este tipo de red se utiliza frecuentemente para abastecer lugares lejos de la fuente.

Para calcular el tipo de sistema (circuito cerrado) propuesto para este proyecto, se utiliza el método de aproximaciones sucesivas de **Hardy-Cross**, este es un método iterativo que parte de la suposición de los caudales iniciales en los tramos, los cuales se corrigen sucesivamente con un valor particular Q; en cada iteración se deben calcular los caudales actuales o corregidos en los tramos de la red.

El método se fundamenta en el cumplimiento de dos leyes:

Ley de continuidad de masa en los nudos: "La suma algebraica de los caudales en un nudo, debe ser igual a cero".

$$\sum_{j=1}^m (Q_{ij} + q_i) = 0$$

Donde: Q_{ij} = caudal que parte del nudo i o que fluye hacia dicho nudo

q_i = caudal concentrado en el nudo i

m = número de tramos que confluyen al nudo i

Ley de conservación de la energía en los circuitos: "La suma algebraica de las pérdidas de energía, en los tramos que forman un anillo cerrado, debe ser igual a cero".

$$\sum_{j=1}^n h_{ji} = 0$$

Donde, h_{fij} : pérdida de carga por fricción en el tramo T_{ij} .

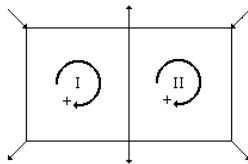
n : número de tramos del circuito i

Esta última ley difícilmente se cumple, por lo que solo se corrigen los caudales que circulan en cada tramo del circuito.

Condiciones generales para la aplicación del método:

- Conviene que la dirección de los caudales siga la pendiente del terreno
- En cada nodo de la malla $\sum Q_{\text{entrada}} = \sum Q_{\text{salida}}$
- Elegir las mallas y un sentido de recorrido

Figura 2. Diagrama de circuito cerrado



- $\sum H_f = 0$; esta condición difícilmente se cumple, por lo que se corrigen los caudales, con la fórmula general:

$$\Delta Q = - \frac{\sum h_f}{n \sum \frac{h_f}{Q}}$$

- En tramos comunes a varios circuitos, se deben aplicar las correcciones (ΔQ) de los otros circuitos con signo cambiado.
- La red se considerará compensada, cuando el valor absoluto de todas las correcciones (ΔQ), sea menor al 1% del caudal de entrada

Procedimiento:

Dada una malla cerrada, como la que se muestra en la **figura 2**:

1. Dividir la red cerrada en un número tal de circuitos cerrados, que asegure que cada tubería está incluida al menos en un circuito.
2. Conocidos los caudales que entran y salen, atribuir caudales hipotéticos Q , a las diversas tuberías del sistema, de tal manera que se cumpla la ley de continuidad.
3. Deducir el diámetro de la tubería para cada tramo.
4. Calcular el valor de pérdida de carga en cada tubería, de acuerdo con la fórmula de Hazen & Williams.
5. Determinar el valor; $\sum \left| \frac{h_f}{Q} \right|$ para cada circuito cerrado.
6. Determinar la suma algebraica de las pérdidas de carga en cada circuito y verificar si se cumple con la condición de la ley de la conservación de la energía. Por lo general, en las primeras iteraciones esto no se cumple.
7. Determinar el caudal de corrección, ΔQ que se debe aplicar a cada flujo supuesto en los circuitos, con la ecuación descrita en la condición d.:

Para un circuito:

$$\Delta Q = \frac{\sum h_f}{n \sum \left| \frac{h_f}{Q} \right|}$$

8. Corregir los gastos con: $Q = Q_2 + \Delta Q$
9. Repetir el proceso iterativo a partir del numeral 4.
10. Cuando las condiciones sean inferiores al valor indicado, calcular los caudales y las pérdidas finales.
11. Calcular las presiones en la red.

Se tomará como ejemplo el tramo A-B del circuito cerrado, este tramo pertenece a la malla , del proyecto; los datos necesarios para hacer todo el cálculo están en las siguientes tablas.

Tabla II. Distribución de viviendas en las tuberías secundarias

LÍNEA SECUNDARIA	No. DE CASAS CONECTADAS A LAS LÍNEAS SECUNDARIAS	CAUDAL DE DISEÑO	PUNTO	COTA
		l/s		M
1	18	0.028	A	100.56
2	19			
3	12	0.028	B	100.57
4	16	0.028	C	100.60
5	16			
6	07	0.028	D	101.41
7	24			
8	23	0.028	E	100.34
9	08			
10	09	0.028	F	100.22
11	23			
TOTAL DE CASAS CONECTADAS	175			

Figura 3. Distribución de agua potable en circuito cerrado

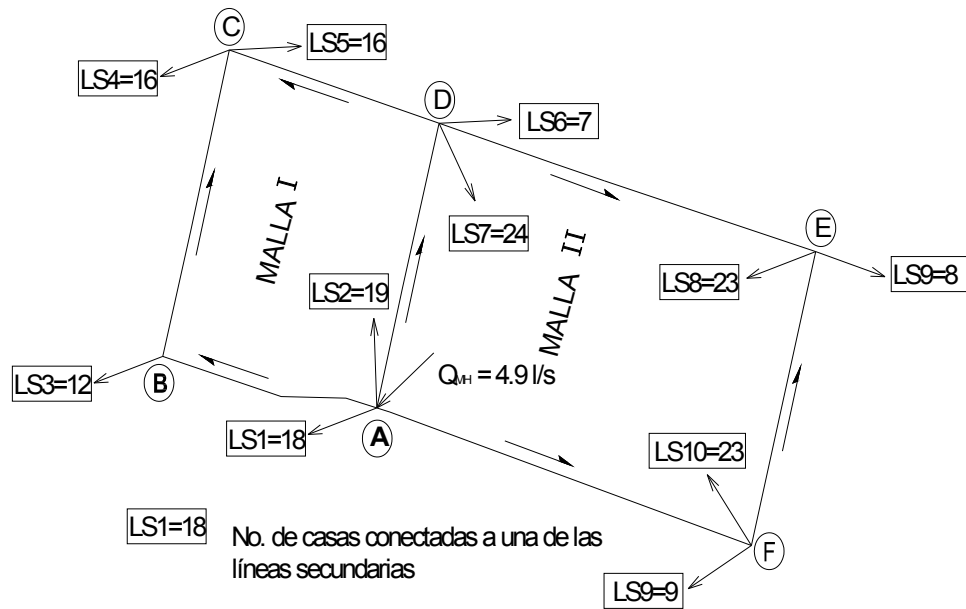
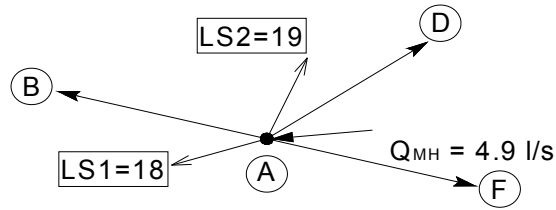


Figura 4. Diagrama de distribución de caudal en el nodo

A



$$Q_{\text{Máximo Horario}} = Q_E = 4.9 \text{ l/s}$$

$$Q_E = \sum Q_S$$

$$Q_E = Q_{LS1} + Q_{AB} + Q_{LS2} + Q_{AD} + Q_{AF}$$

$$Q_{AB} = Q_E - (Q_{LS1} + Q_{LS2} + Q_{AD} + Q_{AF})$$

Donde: Q_E = caudal de entrada en el nodo A

Q_{AB} = caudal del tramo AB

Q_{AD} = caudal del tramo AD

Q_{AF} = caudal del tramo AF

Q_{LS1} = caudal en la línea secundaria núm. 1

Q_{LS2} = caudal en la línea secundaria núm. 2

Caudales asumidos de acuerdo con la distribución de caudales, y al número de casas conectadas en los respectivos tramos: Q_{AD} y Q_{AF}

Q_{LS1} = caudal de vivienda (Q_v) * casas conectadas en línea secundaria 1

Q_{LS2} = caudal de vivienda (Q_v) * casas conectadas en línea secundaria 2

$$Q_{LS1} = (0.028 \text{ l/s}) * (18) = 0.504 \text{ l/s}$$

$$Q_{LS2} = (0.028 \text{ l/s}) * (19) = 0.532 \text{ l/s}$$

$$Q_{AB} = 4.9 - (0.504 + 0.532 + 1.148 + 2.044)$$

$$Q_{AB} = 0.672 \text{ l/s}$$

Datos para el cálculo del diámetro de la tubería para el tramo AB de la MALLA ,

L_{AB} = distancia entre el punto A y B = 213.075 m

Q_{AB} = caudal de salida hacia el punto B = 0.672 l/s

$\Delta H_{f_{AB}}$ = diferencia de altura entre los puntos A y B

$$D_{AB} = \left[\frac{1743.811141 \times L_{AB} \times Q_{AB}^{1.85}}{(H_A - H_B) \times C^{1.85}} \right]^{1/4.87}$$

$$D = \left[\frac{1743.811141 \times 211.81 \times 0.672^{1.85}}{(100.57 - 100.56) \times 150^{1.85}} \right]^{1/4.87}$$

$D_{AB} = 4.59$ pulgadas

$D_{AB} = 4.00$ pulgadas (diámetro comercial)

Tabla III. Diámetros de la tubería utilizada en los tramos

CÁLCULO DE DIÁMETRO PARA CIRCUITOS					
TRAMO	LONGITUD	CAUDAL	Δ ALTURA	\emptyset	\emptyset APROXIMADO
	M	l/s	M	Pulgada	plg
AB	211.81	0.672	0.01	4.59	4
BC	246.87	0.336	0.03	2.90	3
DC	210.41	0.560	0.81	1.73	2
AD	229.55	2.044	0.85	2.86	3
DE	376.32	0.616	1.07	1.91	2
FE	237.00	0.252	0.12	1.94	2
AF	376.35	1.148	0.34	3.07	4

Se tomará el diámetro de la tubería del tramo AB de la MALLA I, para encontrar la pérdida generada por la fricción a lo largo del tramo de la tubería entre los puntos A y B. Para este cálculo nuevamente se utilizará la fórmula de Hazen-Williams.

$$H_f = \frac{(1743.811 * (Q) * (L)^{1.85}}{(C)^{1.85} * (\phi)^{4.87}}$$

$$H_f = \frac{(1743.811 * (0.672) * (211.81)^{1.85}}{(150)^{1.85} * (4)^{4.87}}$$

$$H_f = \mathbf{0.0195 \text{ m}}$$

En la tabla IV se muestran las pérdidas de carga en los tramos que forman los circuitos.

Tabla IV. Pérdidas en la tubería utilizada en los tramos

PÉRDIDAS EN LA TUBERÍA				
TRAMO	LONGITUD	CAUDAL	DIÁMETRO	PÉRDIDAS
	m	l/s	pulgada	m
AB	211.81	0.672	4	0.020
BC	246.87	0.336	3	0.026
DC	210.41	0.56	2	0.405
AD	229.55	2.044	3	0.672
DE	376.32	0.616	2	0.863
FE	237.00	0.252	2	0.104
AF	376.35	1.148	4	0.093

Luego de obtener todos los datos para el diseño es fundamental realizar el balance en el sistema de abastecimiento, para equilibrar los caudales que circulan en los circuitos cerrados.

Tabla V. Método de Hardy-Cross (balance de caudales)

MÉTODO DE CROSS (BALANCE DE CAUDALES EN EL CIRCUITO)									
CIRCUITO	TRAMO	LONGITUD <i>L</i>	DIÁM. <i>D</i>	CAUDAL <i>Q</i>	PÉRDIDA <i>H_f</i>	PÉRDIDA/CAUDAL <i>H_f / Q</i>	Δ		
I	AB	211.81	4	0.672	0.020	0.029	0.482		
	BC	246.87	3	0.336	0.026	0.076	0.482		
	CD	210.41	2	- 0.560	- 0.405	0.722	0.482		
	DA	229.55	3	- 2.044	- 0.672	0.329	0.482	- (- 0.325)	0.807
					- 1.031	1.156			
II	AD	229.55	3	2.044	0.672	0.329	- 0.325	- (0.482)	- 0.807
	DE	376.32	2	0.616	0.863	1.401	- 0.325		
	EF	237.00	2	- 0.252	- 0.104	0.413	- 0.325		
	FA	376.35	4	- 1.148	- 0.093	0.081	- 0.325		
					1.338	2.224			

A continuación se corrige el caudal del sistema, aplicando la siguiente fórmula en cada tramo de los circuitos:

$$\therefore \Delta Q = - \frac{\sum h_f}{n \sum \left| \frac{h_f}{Q} \right|}$$

$$\Delta_1 = - (-1.031)/(1.85*1.156)$$

$$\Delta_1 = 0.482$$

$$\Delta_2 = - (1.338)/(1.85*2.224)$$

$$\Delta_2 = - 0.325$$

$$|\Delta_1| \ \& \ |\Delta_2| < 0.01 * 4.9 = 0.049$$

Tabla VI. Continuación método de Hardy-Cross (balance de caudales)

PRIMERA ITERACIÓN									
CIRCUITO	TRAMO	LONGITUD <i>L</i>	DIÁM. <i>D</i>	CAUDAL <i>Q₁</i>	PÉRDIDA <i>H_f</i>	PÉRDIDA/CAUDAL <i>H_f / Q</i>	Δ		
I	AB	211.81	4	1.154	0.053	0.046	0.087		
	BC	246.87	3	0.818	0.133	0.162	0.087		
	CD	210.41	2	- 0.078	- 0.011	0.135	0.087		
	DA	229.55	3	- 1.237	- 0.265	0.215	0.087	-(0.043)	0.044
					- 0.090	0.558			
II	AD	229.55	3	1.237	0.265	0.215	- 0.325	-(0.087)	- 0.044
	DE	376.32	2	0.291	0.215	0.740	- 0.325		
	EF	237.00	2	- 0.577	- 0.482	0.835	- 0.325		
	FA	376.35	4	-1.473	- 0.148	0.101	- 0.325		
					- 0.149	1.890			

$$\Delta_1 = \frac{-0.090}{1.85 * 0.558}$$

$$\Delta_1 = 0.043$$

$$\Delta_2 = \frac{-0.149}{1.85 * 1.890}$$

$$\Delta_2 = 0.087$$

$$|\Delta_1| \ \& \ |\Delta_2| < 0.01 * 4.9 = 0.049$$

Como el caudal no ha llegado al balance adecuado, se tendrá que compensar nuevamente el sistema hasta que cumpla con la condición f) del método de Hardy-Cross:

Tabla VII. Método de Hardy-Cross (balance de caudales)

SEGUNDA ITERACIÓN						
CIRCUITO	TRAMO	LONGITUD <i>L</i>	DIÁM. <i>D</i>	CAUDAL <i>Q₂</i>	PÉRDIDA <i>H_f</i>	PÉRDIDA/CAUDAL <i>H_f / Q</i>
I	AB	211.81	4	1.241	0.061	0.049
	BC	246.87	3	0.905	0.160	0.177
	CD	210.41	2	0.009	- 0.0002	- 0.022
	DA	229.55	3	- 1.192	- 0.248	0.208
					-0.027	0.412
II	AD	229.55	3	1.192	0.248	0.208
	DE	376.32	2	0.334	0.277	0.832
	EF	237.00	2	- 0.534	- 0.418	0.782
	FA	376.35	4	- 1.473	- 0.148	0.101
					-0.041	1.922

$$\Delta_1 = - (-0.027)/(1.85*0.412) = \mathbf{0.035}$$

$$\Delta_2 = - (-0.041)/(1.85*1.922) = \mathbf{0.011}$$

$$|\Delta_1| \ \& \ |\Delta_2| < 0.01* 4.9 = \mathbf{0.049}$$

En la segunda iteración, el valor de la corrección es inferior al descrito en el procedimiento, se da por balanceado el sistema de abastecimiento de agua potable. Por consiguiente, se encontrarán las presiones en los nodos de las mallas, utilizando la presión en el punto A de entrada al sistema.

Datos del tanque:

Longitud de tubería de salida del tanque elevado = 8.25 m

Diámetro de tubería = 3 pulgadas

Caudal de la tubería = 4.19 l/s

Altura del tanque = 12.65 m

Longitud de tubería del tanque al punto A = 136.14m

Diámetro de tubería de conducción = 4 pulgadas

$$\text{Cota piezométrica del tanque} = CP_{\text{TANQUE}} = \text{COTA}_{\text{TANQUE}} - H_{f \text{ TANQUE}}$$

$$H_{f \text{ TANQUE}} = (1743.811 \times 4.9^{.852} \times 8.25) / (3^{4.87} \times 150^{1.852})$$

$$H_{f \text{ TANQUE}} = 0.12 \text{ m}$$

$$CPz_{\text{TANQUE}} = 12.65 \text{ m} - 0.12 \text{ m}$$

$$CPz_{\text{TANQUE}} = \mathbf{12.53 \text{ m}}$$

$$\text{Presión en el punto A} = P_A = CP_{\text{TANQUE}} - H_{fA}$$

$$H_{fA} = (1743.811 \times 4.9^{.852} \times 136.14) / (4^{4.87} \times 150^{1.852})$$

$$H_{fA} = 0.50 \text{ m}$$

$$P_A = CPz_{\text{TANQUE}} - H_{fA} = 12.53 \text{ m} - 0.50 \text{ m}$$

$$P_A = 12.03 \text{ m}$$

$$\text{Cota piezométrica A} = CPz_A = h_A + P_A$$

$$CPz_A = 100.57 \text{ m} + 12.03 \text{ m} = 112.60 \text{ m}$$

$$CPz_B = CPz_A - H_{fAB} = 112.60 \text{ m} - 0.061 \text{ m} = 112.54 \text{ m}$$

$$P_B = CPz_B - \text{COTA}_B = 112.54 \text{ m} - 100.56 \text{ m}$$

$$P_B = 11.98 \text{ m}$$

$$CPz_C = CPz_B - H_{fBC} = 112.54 \text{ m} - 0.16 \text{ m} = 112.38 \text{ m}$$

$$P_C = CPz_C - \text{COTA}_C = 112.38 \text{ m} - 100.57 \text{ m}$$

$$P_C = 11.81 \text{ m}$$

$$CPz_D = CPz_A - H_{fAD} = 112.60 \text{ m} - 0.248 \text{ m} = 112.35 \text{ m}$$

$$P_D = 112.35 \text{ m} - 101.41 \text{ m}$$

$$P_D = 10.94 \text{ m}$$

$$CPz_E = CPz_D - H_{f_{DE}} = 112.35 \text{ m} - 0.277 \text{ m} = 112.07 \text{ m}$$

$$P_E = 112.07 \text{ m} - 100.34 \text{ m} = 11.73 \text{ m}$$

$$CPz_F = CPz_A - H_{f_{AF}} = 112.60 \text{ m} - 0.148 \text{ m} = 112.45 \text{ m}$$

$$P_F = 112.45 \text{ m} - 100.22 \text{ m} = 12.23 \text{ m}$$

La red secundaria constará de 11 ramales secundarios, con tubería de dos pulgadas de diámetro, de donde se harán las conexiones prediales, para abastecer a las viviendas.

2.1.10.2 Sistema de desinfección

La desinfección del agua significa la eliminación de las bacterias patógenas y la inactivación de los virus patógenos. En la práctica, la cloración del agua es un método confiable de desinfección en los tratamientos de agua potable y que exitosamente evita la reaparición de bacterias en las tuberías.

Para la desinfección del agua potable, las siguientes maneras pueden ser usadas:

Cloro gaseoso, hipocloritos de sodio y calcio, dióxido de cloro y ozono. El cloro gaseoso, el hipoclorito de sodio, el hipoclorito de calcio y el dióxido de cloro son especialmente convenientes como desinfectantes del agua potable.

Cloro gaseoso: hoy en día, todos los cloradores operan generalmente bajo el principio de vacío total y solamente son usados para la cloración directa. En el tratamiento de agua, cloración indirecta significa que una solución de cloro es producida en sitio utilizando cloro gaseoso y agua. Esta solución sirve como desinfectante.

Hipoclorito de calcio: es un compuesto sólido de cloro, disponible en el comercio en forma de tabletas o de gránulos. Para preparar una solución medidora, se usan sólo gránulos del 65 al 75 por ciento de cloro efectivo, dependiendo del producto.

Por muchas décadas, el cloro ha probado ser un agente confiable para desinfectar agua y no ha podido ser reemplazado por un desinfectante más conveniente, por lo cual es recomendable utilizarlo en esta red de abastecimiento de agua potable.

Tendrá por finalidad proporcionar una solución de cloro a los tanques de distribución de ambos sistemas para mantener la potabilidad del caudal. La concentración de cloro en el tanque deberá garantizar una proporción de cloro residual en el punto más alejado de la red que esté en el rango entre 0.7 y 1.5 partes por millón. Deberá tener las siguientes características:

Alimentación de cloro: se hará con tabletas de hipoclorito de calcio [Ca(OCl)] al 90% de ingrediente activo y con las siguientes dimensiones para cada tableta: diámetro 3 1/8", alto 1 1/4", peso 300 gramos. Funcionamiento: deberá ser automático, sin partes móviles, sin requerir energía eléctrica para su funcionamiento, debe permitir el flujo de agua a través de las tabletas de hipoclorito de calcio para formar la solución.

Ubicación del clorador: deberá instalar el clorador en una caja instalada, en la tubería de entrada al tanque elevado y deberá graduarse el flujo para permitir que la cantidad de cloro residual, en el punto más alejado oscile entre 0.7 y 1.5 ppm.

Caja para hipoclorador: tiene como finalidad proteger al clorador. En lo posible deberá construirse con materiales locales. Deberá tener una tapadera de registro con pasador y candado. Como referencia tómnese como dimensiones interiores 1.00 x 1.00 metros en planta por 1.00 metros de altura.

2.1.10.3 Obras de arte

2.1.10.4 Válvulas

Las válvulas dentro de un sistema de acueducto, sirven para abrir y cerrar, conectar y desconectar, regular, modular o aislar el flujo de agua.

Para este sistema de abastecimiento se colocaran válvulas de compuerta, en los nodos de las mallas y en las conexiones de las tuberías secundarias.

Válvulas de compuerta: las características principales de esta válvula de compuerta son; cierra el orificio con un disco vertical de cara planamente que se desliza en ángulos rectos sobre el asiento. Se utiliza para abrir o cerrar total el flujo, no es utilizada para regular el caudal de agua y no debe de ser usada frecuentemente.

2.1.10.5 Conexiones prediales

Este es el último componente del sistema de abastecimiento de agua potable y tiene como finalidad, suministrar el líquido en condición aceptable a la población, ya sea a través de un servicio domiciliario o un servicio tipo comunitario (llenacántaros o chorros públicos). Básicamente consiste en una derivación de la tubería de la red, a través de un tubo de diámetro pequeño,

generalmente de ½ ó ¾” de poca longitud, que termina en una llave de paso o en un medidor de caudal, para la instalación interna del servicio en el predio.

Para este proyecto las conexiones prediales se harán desde la línea secundaria del circuito cerrado; además, las conexiones incluyen un grifo dentro del terreno de la vivienda.

2.1.11 Propuesta de tarifa

Para utilizar el servicio de agua potable es necesario proponer una tarifa, la cual tendrá que ser aprobada por la comunidad y autorizada por la municipalidad. A continuación se hace un desglose de los gastos necesarios para el funcionamiento del sistema.

Tabla VIII. Estimación de gastos por funcionamiento

Gastos por funcionamiento	
Actividad	MONTO/MES
Sueldo de personal (fontanero)	Q 1800.00
Pago de luz eléctrica	Q 2000.00
Materiales de servicio	Q 100.00
Tratamiento de agua potable	Q 792.00
Reserva administrativa	Q 469.00
TOTAL	Q 5161.00

Tomando en cuenta que el sistema beneficiará a 175 viviendas de la comunidad, se estableció una cuota aproximada de Q 29.50 por vivienda, que servirá para pagar los gastos; teniendo la municipalidad del Puerto de Iztapa que sufragar los gastos correspondientes al mantenimiento tanto del pozo mecánico, así como del tanque elevado. Sin embargo, esta cuota no ha sido consensuada con la población del parcelamiento El Wiscoyol I, para confirmar si es viable su pago.

2.1.11.1 Programa de operación y mantenimiento

Para la operación del sistema se deberá limpiar y desinfectar la tubería instalada antes de su funcionamiento, haciendo correr agua a una velocidad mínima de 0.75 m/s y luego llenar la tubería, utilizando una concentración mínima de 1 mg/litro de cloro residual libre, buscando que exista un cloro residual de 0.5 mg/litro después de las 24 horas.

Antes de cerrar la zanja de instalación se deberá efectuar una prueba de presión de la tubería instalada, de preferencia entre cada tramo limitado por válvulas, a efecto de comprobar el hermetismo y el cierre de las válvulas, como mínimo deberá elevarse la presión en un 50%, preferentemente deberá ser cercana a la presión nominal resistente de la tubería, indicada en la misma para comprobar su comportamiento.

2.1.12 Elaboración de planos

Los planos constructivos para el sistema de agua potable, se presentan en el apéndice 1; están conformados por: planta de curvas de nivel, plano de densidad de viviendas, planta general del sistema de distribución de agua potable, planta de isopresiones y detalles constructivos.

2.1.13 Elaboración de presupuesto

El presupuesto se elaboró a base de precios unitarios, tomando como referencia los precios de materiales que se cotizan en el área del Puerto de Iztapa. En lo concerniente a mano de obra calificada y no calificada se asignarán los salarios que la municipalidad tiene para casos similares; respecto a los costos indirectos, se aplicó el 39%.

Tabla IX. Resumen, costo total de proyecto

**PRESUPUESTO DEL PROYECTO
SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE
PARCELAMIENTO EL WISCOYOL I , PUERTO DE IZTAPA, ESCUINTLA**

REGLON	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL	MONTO
100	TRABAJOS PRELIMINARES					Q 99,278.41
101	Limpieza general	3690.72	m ²	Q 8.50	Q 31,371.12	
102	Bodega provicional	48	m ²	Q 488.66	Q 23,455.68	
104	Levantamiento topográfico	4,911.78	ml	Q 9.05	Q 44,451.61	
200	MOVIMIENTO DE TIERRA					Q 274,589.57
201	Excavación	2362.06	m ³	Q 53.50	Q 126,370.25	
202	Relleno	2362.06	m ³	Q 62.75	Q 148,219.32	
300	TUBERÍA DE DISTRIBUCIÓN					Q 23,688.36
301	Tubería de distribución Ø4" 250 PSI	148.08	ml	Q 159.97	Q 23,688.36	
400	TUBERÍA PRINCIPAL DEL CIRCUITO					Q 129,881.69
401	Tubería principal Ø 4" PVC 125 PSI	588.16	ml	Q 105.94	Q 62,309.67	
402	Tubería principal Ø 3" PVC 125 PSI	476.42	ml	Q 72.50	Q 34,540.45	
403	Tubería principal Ø 2" PVC 125 PSI	823.73	ml	Q 40.10	Q 33,031.57	
500	TUBERÍA SECUNDARIA					Q 116,284.37
501	Tubería secundaria Ø 2" PVC 125 PSI	3,199.90	ml	Q 36.34	Q 116,284.37	
600	CAJA Y VÁLVULAS DE COMPUERTA					Q 23,446.44
601	Caja y válvula de compuerta Ø 4"	3.00	unidad	Q 2,628.87	Q 7,886.61	
602	Caja y válvula de compuerta Ø 2"	13.00	unidad	Q 1,196.91	Q 15,559.83	
700	CONEXIONES PEDIALES					Q 91,927.50
701	Conexión predial Ø 1/2" PVC 315 PSI	175.00	unidad	Q 525.30	Q 91,927.50	
800	LEVANTADO Y REPOSICIÓN DE PAVIMENTO					Q 34,359.71
801	Levantado de pavimento	79.36	m ²	Q 137.15	Q 10,884.22	
802	Reposición de pavimento	79.36	m ²	Q 295.81	Q 23,475.48	
900	SISTEMA DE DESINFECCIÓN DE AGUA POTABLE					Q 4,160.51
901	Hipoclorador a base de pastillas al 90%	1.00	global	Q 4,160.51	Q 4,160.51	

COSTO TOTAL DIRECTO	Q 797,616.55
----------------------------	---------------------

COSTO INDIRECTO 39%	Q 311,070.45
----------------------------	---------------------

MONTO DEL PROYECTO	Q 1,108,687.00
---------------------------	-----------------------

2.1.14 Evaluación de impacto ambiental

Los problemas de degradación ambiental, que incluyen la alteración de los sistemas ambientales, la amenaza a la vida salvaje, la destrucción de los recursos naturales, son frecuentemente resumidos bajo el término de crisis ambiental, debido a que los cambios que el ambiente está sufriendo son lo suficientemente justificados para llegar al nivel de una crisis o amenaza natural.

Todo plan de manejo ambiental, como mínimo debe contener: a) medidas de mitigación por considerar en el análisis de alternativas, b) consideraciones ambientales en el proyecto de ingeniería de la alternativa seleccionada, c) manual de operación y mantenimiento y d) plan de seguimiento o ambiental.

Tabla X. Medidas de mitigación y compensación en la ejecución y operación

ETAPA PROYECTO	CONSTRUCCIÓN		OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	
Componentes ambientales y sociales	Impacto	Medidas de mitigación	Impacto	Medidas de Mitigación
Ambiente físico				
Suelos	Remoción de pavimento de las calles.	Colocación de barreras alrededor de los trabajos, adecuada disposición de residuos de concreto.	Baches y asentamientos de áreas de calles no pavimentadas, por posible fugas en la red.	Capacitación constante al personal de mantenimiento para detectar fugas en el sistema.
Hídricos	Alteración y contaminación de aguas superficiales.	Construcción durante estación seca, alteración mínima de corrientes de aguas naturales.	Disminución del nivel de agua subterránea.	Medidas de reforestación y creación de estructuras que permitan la filtración del agua.
Calidad del aire	Contaminación del aire por polvo generado en la construcción.	Usos de agua para minimizar la generación de polvo.		

Al observar los impactos ambientales negativos generados y las medidas de mitigación requeridas, se considera que el proyecto de agua potable es ambientalmente viable.

También se prevé que habrá impactos sociales de carácter positivo, al mejorar la salud de los habitantes de la comunidad, al contar con agua sanitariamente segura para su consumo; además, en la comunidad se generarán fuentes de trabajo, con la construcción del sistema de agua potable.

2.1.15 Evaluación socio-económica

Los proyectos de sistemas de agua potable tienen un gran componente social, se deben considerar los efectos indirectos y de valorización social de beneficio y costo que conlleva su instalación y manejo. Sin embargo, una evaluación económica del proyecto ofrece indicadores de viabilidad para su realización.

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

2.1.15.1 Valor presente neto

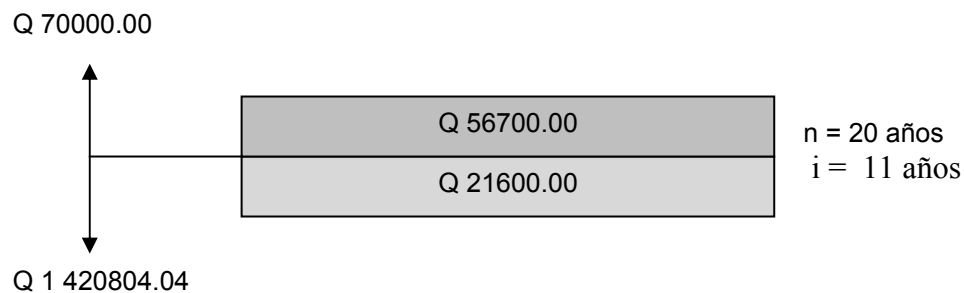
El valor presente neto (VPN) se utiliza para comparar alternativas de inversión. Consiste en transformar la inversión inicial, los ingresos y egresos anuales, así como valores de rescate futuros de un proyecto a un valor presente, para determinar si este es rentable, al término del período de funcionamiento.

La municipalidad del Puerto de Iztapa invertirá **Q 1 108687.00** en la ejecución del proyecto Sistema de Abastecimiento de agua potable para el parcelamiento El Wiscoyol I. Para proporcionarle mantenimiento continuo al sistema se contratará un fontanero con un sueldo de Q 1800.00; además, se estima tener los siguientes ingresos: la instalación de la acometida será un pago único de Q 400.00 por vivienda, la tarifa mensual por vivienda, de Q 27.00. Suponiendo una tasa del 11% al final de los 22 años del período de diseño, se determinará la factibilidad del proyecto a través del VPN.

Tabla XI. Costos del sistema de abastecimiento de agua potable

	OPERACIÓN	RESULTADO
Costo inicial		Q 1 108687.00
Ingreso inicial	$(Q 400.00 / Viv) \times (175 Viv)$	Q 70000.00
Costos anuales	$(Q 1800.00 / Mes) \times (12 Mes)$	Q 21600.00
Ingresos anuales	$(Q 27.00 / Viv Mes) \times (175 Viv) \times (12 Mes)$	Q 56700.00
Periodo de diseño en años		21 años

El procedimiento por realizar será:



Costo de operación y mantenimiento:

$$VP = CA * \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i * (1+i)^n} \right] = 21600.00 * \left[\frac{(1+0.11)^{20} - 1}{0.11 * (1+0.11)^{20}} \right] = Q 172007.89$$

Tarifa poblacional:

$$VP = IA * \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i * (1+i)^n} \right] = 56700.00 * \left[\frac{(1+0.11)^{20} - 1}{0.11 * (1+0.11)^{20}} \right] = Q 451520.70$$

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

VPN = ingresos – egresos

VPN = Q 451520.70 – Q 172007.89

VPN = Q 279512.81

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

2.1.15.2 Tasa interna de retorno

La tasa interna de retorno de una inversión, es la tasa de rendimiento requerida, que produce como resultado un valor presente neto de cero, cuando se le utiliza como tasa de descuento. Por eso se llama tasa interna de rentabilidad; el número es interno o inherente al proyecto y no depende de nada, excepto de los flujos de caja del proyecto.

Una inversión es aceptable si su tasa interna de retorno excede al rendimiento requerido. De lo contrario, la inversión no es provechosa.

Debido a que este proyecto es de carácter social, es imposible obtener una tasa interna de retorno TIR atractiva; para este tipo de inversión, en el municipio se realiza un análisis socioeconómico de costo/beneficio, el cual se determina de la siguiente manera:

Costo = Inversión inicial – VPN

Costo = Q 1 108687.00 – Q 279512.81 = Q 829174.19

Beneficio = Núm. de habitantes beneficiados (a futuro)

Costo/beneficio = Q 829174.19 / 1091 habitantes = Q 760.01/habitante

De lo anterior se concluye que el proyecto podrá ser considerado favorablemente por cualquiera de las instituciones tanto gubernamentales como no gubernamentales, para su financiamiento.

2.2 Diseño de puente vehicular en la aldea puerto viejo

2.2.1 Descripción general del proyecto

Este proyecto consiste en el diseño de un puente vehicular de un solo carril, con una luz libre de 25 m, ancho de 5.20 m, espesor de losa 0.17 m, dos vigas principales con una sección de 0.65 x 1.60 m y tres diafragmas de los cuales dos son externos y uno interno, todos de concreto reforzado. Estos elementos forman la super-estructura que irá apoyada sobre una viga de apoyo y esta a su vez, en estribos de concreto ciclópeo con una zapata de concreto reforzado, soportada por pilotes hincados *in situ*.

Datos para diseño:

Luz libre	= 25.00 m
Ancho total	= 5.20 m
Ancho útil	= 4.00 m
Carga viva	= HS-15
Esfuerzo a compresión del concreto F'c (4,000 PSI)	= 281 kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero:	
Fy (40000 PSI)	= 2810 kg/cm ²
Fy (60000 PSI)	= 4210 kg/cm ²
Peso volumétrico del concreto	= 2400 kg/cm ³
Peso volumétrico del asfalto	= 2100 kg/cm ³
Peso volumétrico concreto ciclópeo	= 2700 kg/cm ³

2.2.2 Levantamiento topográfico

Es de vital importancia la precisión del levantamiento topográfico, ya que permite construir de forma gráfica los puntos de localización de la obra, por lo que es necesario realizar un levantamiento de primer orden.

El estudio topográfico del proyecto consistió en una poligonal abierta, donde se registraron los puntos, aspectos y situaciones más relevantes del lugar, para luego proyectarlo en un plano topográfico y así predeterminar las dimensiones del puente.

2.2.2.1 Planimetría

Se define como el conjunto de trabajos necesarios para representar gráficamente la superficie de la tierra, tomando como referencia el norte para su orientación. El objetivo de la planimetría fue definir el área del emplazamiento y la proyección horizontal del puente, para este caso se aplicó el método conservación de azimut, el equipo utilizado fue: teodolito wild T-1, estadal y cinta métrica.

2.2.2.2 Altimetría

Para este proyecto se aplicó el método nivelación simple, el equipo fue: nivel de precisión Wild, estadal y cinta métrica.

2.2.3 Especificaciones y normas de puentes

- Puentes: estructura que permite conectar el tránsito a través de cualquier interrupción al trazo de una carretera sea este un río, canal, quebrada, cañón o barranco existente en la zona.
- Super-estructura: compuesta por barandales, banquetas, losa, diafragmas internos y externos y vigas principales.
- Sub-estructura: compuesta por los elementos que soportan las cargas transmitidas por la super-estructura; tales como vigas de apoyo, estribos, zapata y pilotes.

Para la super-estructura se debe tomar en cuenta:

- Los que deben construirse posteriormente a la deflexión libre de las vigas, son la acera y el barandal de protección.

Para la sub-estructura se debe tomar en cuenta:

- Los estribos deben ser diseñados en función del estudio de suelos.
- Los pilotes prefabricados de concreto reforzado, deberán ser adecuados para soportar las cargas de trabajo calculadas.
- Deberá proporcionarse adecuado drenaje a los estribos, para evitar presiones nocivas a la estructura.

Para este proyecto se tomarán en cuenta normas para el diseño de puentes de concreto o acero, como las normas de la última edición de *Estándar Specification for Highway Bridges, de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)*.

Además, se consideran las especificaciones generales para la construcción de puentes y carreteras, de la Dirección General de Caminos, del

Ministerio de Comunicaciones y Obras Públicas, vigente en la República de Guatemala y normas del *American Concrete Institute* (Código ACI 318-2005).

2.2.3.1 Recubrimientos

AASHTO 8.22. Se utiliza a partir del rostro de la barra a la superficie del concreto. Para cimientos y muros 5 cm, para losas 7 cm (cama superior) y 5 cm (cama inferior) y vigas 8 cm.

2.2.3.2 Longitud de desarrollo

AASHTO 8.24.1.2. Se proporcionará a las barras la longitud necesaria a partir del punto donde se requieren por diseño, la cual es la mayor de la profundidad efectiva del elemento, 15 diámetros de la barra o la luz/20.

2.2.3.3 Traslapes

AASHTO 8.25 DGC 509.080. Se calculan con base en la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de uniones mecánicas para las barras No. 11 o mayores, de tal modo que desarrollen un 125% de la resistencia nominal (F_y).

2.2.3.4 Ganchos

AASHTO 8.23.2.2. DGC 509. Los dobleces deberán ser hechos en frío y un equivalente a seis diámetros en su lado libre, cuando se trata de 180 grados y 12 diámetros cuando se trata de 90 grados.

2.2.4 Cálculo del caudal máximo

2.2.4.1 Método sección-pendiente

Para este proyecto se necesita conocer el tirante normal en verano e invierno, crecientes máximas extraordinarias y su duración, niveles que alcanza el canal, zonas inundables y dirección de la corriente en las crecientes; esta información es indispensable para definir las características de la obra, tales como la luz y altura del puente.

El tirante o profundidad normal de un río se establece mediante el levantamiento topográfico y su altura varía durante la época de estiaje.

La creciente máxima de un río se determina por las señales que deja en las riberas o por la información proporcionada por los vecinos del lugar; este tipo de crecidas ocurren cada año, con mayor frecuencia en las épocas de lluvia.

La creciente máxima extraordinaria ocurre en épocas de tormentas u otros fenómenos naturales deshabituales que dejan vestigios y desaparecen con el tiempo. Por lo que es necesario hacer estudios para determinar el nivel de este tipo de crecidas. Existen varios procedimientos para estimar el caudal en las crecidas de un río, entre ellas se puede mencionar:

- Los registros de una estación de aforo próxima al sitio donde se realizará la construcción del puente.
- El otro es el método de sección-pendiente, éste utiliza fórmulas válidas para los ríos, aunque solo proporcione valores próximos a los reales.

- Y el último método es el denominado método racional, algunos autores recomiendan utilizarlo en cuencas de hasta 25 km² y otros para áreas reducidas, se debe tener mucho cuidado con su aplicación.

El análisis hidrológico del proyecto se basará en la información proporcionada por los habitantes del lugar, la que sirvió para verificar el nivel de la crecida máxima extraordinaria. Además, el procedimiento por utilizar para encontrar el caudal del canal será el método de sección-pendiente, ya que próxima al área, no se cuenta con ninguna estación de aforo próxima al área que proporcione dicha información.

Este método de sección-pendiente se describe como empírico, pero muy eficaz por utilizar datos adquiridos en el campo y es aplicable a este caso; ya que se carece de información hidrológica. Como se describió, es necesario conocer los siguientes datos: crecida máxima que ha alcanzado el canal durante los últimos 50 años, altimetría y planimetría de 100 m del canal, aguas arriba y aguas abajo, así como la sección transversal del canal.

Como primer paso, se calcula el área de la sección transversal del canal, según datos topográficos, luego se encuentra el valor de la velocidad de la corriente, aplicando la fórmula de Manning, la cual se describe a continuación:

$$V = 1/n * Rh^{2/3} * S^{1/2}$$

Donde: V = Velocidad en (m/s)

Rh = Radio hidráulico

S = Pendiente

n = *Coeficiente de rugosidad*

El área de la sección transversal del canal es de 68.56 m², el perímetro mojado es de 34.30 m. En el cálculo de caudales máximos se usa el coeficiente de escorrentía de 0.08, ya que se toma con base en la vegetación existente en el terreno.

Datos obtenidos: S = 0.8%

$$n = 0.08$$

$$\text{Área} = 68.56 \text{ m}^2$$

$$\text{Perímetro mojado} = 34.30 \text{ m}$$

$$Rh = \frac{\text{Área}}{\text{Perímetro mojado}} = \frac{68.56 \text{ m}^2}{34.40 \text{ m}^2}$$

$$Rh = 2.0 \text{ m}$$

La velocidad se deducirá por medio de la fórmula de Manning:

$$V = 1/0.08 * 2.0^{2/3} * 0.008^{1/2} = 1.77 \text{ m/s}$$

$$Q = V * A$$

$$Q = (1.77 \text{ m/s}) * (68.56 \text{ m}^2) = 121.35 \text{ m}^3/\text{s}$$

Con esta información se determinó que la altura del puente será de 4.0 m, a partir del lecho del río.

2.2.5 Análisis de calidad del suelo

Es necesario conocer las características del suelo, con el objetivo de determinar la dimensión de la cimentación que se utilizará para soportar la superestructura y asegurar que toda la estructura no sufra asentamientos considerables que la hagan inestable.

Se debe explorar el suelo, hasta encontrar un estrato adecuado para ubicar la cimentación del puente y determinar el valor soporte del mismo, así como también determinar el peso del suelo, que provocan fuerzas de empuje en la cimentación, de manera que se pueda analizar la estabilidad de la misma.

Los ensayos de suelo recomendados para el diseño de un puente son:

- Sondeo dinámico (SPT)
- Ensayo de compresión triaxial
- Gravedad específica (GS)

Debido a las propiedades físicas y mecánicas que presenta el suelo, no se realizó el ensayo de compresión triaxial, en su lugar se efectuó un sondeo dinámico ASSHTO T-206 y un ensayo de gravedad específica.

Los resultados del sondeo dinámico revelaron que el tipo de suelo es “*arena de mar color oscuro*”, además, con la interpretación de dichos resultados, se verificó que el suelo tiene un valor soporte muy bajo, y que este aumenta de manera irregular con la profundidad analizada. (Ver apéndice 1, perfil estratigráfico)

Los estratos superiores del suelo son demasiado débiles para soportar la carga transmitida por la super-estructura; es por ello que se dispuso combinar la cimentación del puente con una zapata y una batería de pilotes, para transmitir la carga a una capa de suelo estable. Sin embargo, ya que no existe una capa de suelo resistente a una profundidad razonable, los pilotes transmitirán gradualmente la carga estructural al suelo. Por lo que la resistencia de los pilotes a la carga estructural aplicada, se derivará principalmente de dos factores fundamentales, la *fricción* desarrollada en la interfaz suelo-pilote y la resistencia que se genere en la *punta* del pilote.

El diseño de las cimentaciones con pilotes es considerado un “arte” en vista de las incertidumbres implícitas al trabajar con las condiciones del subsuelo, es por ello que se consideró implementar pilotes de concreto prefabricado, para ser hincados posteriormente con maquinaria apropiada. Estos pilotes serán de sección transversal cuadrada, con un refuerzo ordinario que resista el momento flexionante desarrollado durante su manipulación y transporte, la carga vertical y el momento flexionante causado por carga lateral.

La selección de las características del pilote, se hará de acuerdo con las medidas estándar que manejan las empresas especializadas en la fabricación de elementos estructurales de este tipo. Las características de los pilotes se darán en los siguientes subnumerales.

En la selección del pilote y sus características influyó el ambiente agresivo al que va a estar expuesto este elemento estructural; además, alguna de las ventajas que brindan los pilotes de concreto prefabricado son:

- Pueden someterse a un fuerte hincado
- Resisten a la corrosión
- Se combinan fácilmente con una super-estructura de concreto reforzado

Ensayo de gravedad específica

$$GS = \frac{W_s}{W_{MW} + W_s + W_{MSW}}$$

Donde: W_s = Peso del suelo

W_{MW} = Peso del matraz + agua

W_{MSW} = Peso del matraz + agua + suelo

Para la elaboración de este ensayo se tomó una muestra alterada del suelo, se realizaron cuatro ensayos en el Laboratorio de Suelos del Centro de Investigaciones de Ingeniería (CII), para tomar el promedio de los cuatro resultados.

Tabla XII. Valores obtenidos del ensayo de gravedad específica

No. de ensayo	Datos obtenidos del ensayo			Gravedad específica
	W_s (Peso del suelo) Gr	W_{MW} (Peso matraz + agua) Gr	W_{MSW} (Peso matraz + agua + suelo) Gr	
1	70	671.4	719.5	3.196
2	70	658.3	689.6	1.809
3	70	678.8	710.2	1.813
4	70	671.3	704.4	1.897
Promedio de los ensayos				2.179

Como se mencionó tanto la resistencia en la punta del pilote como la resistencia por fricción, están en función de los factores de carga, estos a la vez están relacionados con el ángulo de fricción interna (ϕ). El valor de este ángulo depende de varios elementos tales como: la gravedad específica (GS) del suelo, peso específico de los sólidos del suelo (σ), presión efectiva de sobrecarga (σ'), y la resistencia en la punta del penetrómetro (q_c) o resistencia dinámica (R_d).

Los resultados de cada uno de estos componentes son necesarios para aplicarlos en la fórmula que sirve para obtener el ángulo de fricción interna (ϕ).

CÁLCULO DE LA PRESIÓN EFECTIVA DE SOBRECARGA, σ_v'

Para el cálculo de la presión efectiva de sobrecarga (σ'), es necesario conocer el peso específico de los sólidos del suelo (σ) y la gravedad específica:

$$\sigma = GS * \gamma_w$$

Donde: σ = peso específico de los sólidos del suelo; [lb/pie³]
 GS = gravedad específica de los sólidos del suelo
 γ_w = peso específico del agua; [lb/pie³]

Datos:

$$GS = 2.179$$

$$\gamma_w = 62.4 \text{ lb/pie}^3$$

$$\sigma = (2.179) * (62.4 \text{ lb/pie}^3) = 135.9696 \text{ lb/pie}^3$$

Con el resultado del peso específico se calculará la presión efectiva de sobrecarga:

$$\sigma_v' = \sigma * h$$

Donde: σ_v' = presión efectiva de sobrecarga; [lb/pie²]
 σ = peso específico de los sólidos del suelo; [lb/pie³]
 h = presión efectiva de sobrecarga; [pie]

Los datos que se analizarán fueron obtenidos del ensayo sondeo dinámico (SPT):

Tabla XIII. Valores de la presión efectiva de sobrecarga

Profundidad del estrato de suelo analizado (SPT)	$\sigma_v' = \sigma * h$ = (lb/pie ³)*(pie)	σ_v' [lb/pie ²]
0.6 m → 1.969 pie	135.9696*1.969 =	267.724
1.2 m → 3.937 pie	135.9696*3.937 =	535.312
1.8 m → 5.906 pie	135.9696*5.906 =	803.036
2.4 m → 7.874 pie	135.9696*7.874 =	1070.625
3.0 m → 9.843 pie	135.9696*9.843 =	1338.349
3.6 m → 11.811 pie	135.9696*11.811 =	1605.937
4.2 m → 13.780 pie	135.9696*13.78 =	1873.611
4.8 m → 15.748 pie	135.9696*15.748 =	2141.249
5.4 m → 17.717 pie	135.9696*17.717 =	2408.973
6.0 m → 19.688 pie	135.9696*19.688 =	2676.561

Los resultados de la presión efectiva de sobrecarga son variables, ya que la sobrecarga del suelo aumenta de acuerdo con la profundidad del estrato de suelo que se analice.

CÁLCULO DE LA RESISTENCIA EN LA PUNTA DEL PENETRÓMETRO

Para determinar la resistencia en la punta del penetrómetro, a partir de los datos del SPT, se aplicará la fórmula denominada de los holandeses. Ya que es la única que se adecua a este caso.

$$R_d = q_c = \frac{M^2 * H}{E (M+P) A}$$

Donde: $R_d = q_c$ = resistencia dinámica [kg/cm²]
M = peso de la masa [kg]
H = altura de la caída [cm]
E = penetración unitaria [cm]
P = (peso del varillaje + accesorios) [kg]
A = sección de puntaza [cm²]

El valor de las variables de la fórmula, dependen de las características de los dispositivos utilizados para realizar el ensayo; únicamente los valores de las variables del peso del varillaje + accesorios (P) y la penetración unitaria (E), están en función de la profundidad a la que realizó el ensayo SPT.

$$M = 63.5 \text{ kg}$$

$$H = 76 \text{ cm}$$

$$P = (\text{peso del varillaje} = 6.06 \text{ [kg/m]} + \text{accesorios} = 51.5 \text{ [kg]})$$

$$A = 33.45 \text{ cm}^2$$

E = la penetración unitaria en el suelo, se calcula de acuerdo con los resultados del ensayo SPT

Antes de calcular la resistencia en la punta del penetrómetro, se encontrará la penetración unitaria en el suelo, con los resultados del perfil estratigráfico del ensayo SPT.

El número de golpes necesarios para hincar 2 pies (60.96 cm) de la sonda utilizada el ensayo SPT, están reflejados en el perfil estratigráfico del ensayo y serán usados para calcular la penetración unitaria (E).

$$E = (60.96 \text{ cm}) / (\text{núm. de golpes del hincado})$$

Tabla XIV. Valores de la penetración unitaria (E)

No. de golpes necesarios para hincar la sonda 2 pies a distintas profundidades (SPT)		E [cm]
--	--	-----------

	$E = (60.96)/\text{No. golpes}$	
0.6 m → 6 golpes	$60.96/6 =$	10.16
1.2 m → 4 golpes	$60.96/4 =$	15.24
1.8 m → 10 golpes	$60.96/10 =$	6.096
2.4 m → 12 golpes	$60.96/12 =$	5.08
3.0 m → 17 golpes	$60.96/17 =$	3.586
3.6 m → 31 golpes	$60.96/31 =$	1.966
4.2 m → 53 golpes	$60.96/53 =$	1.15
4.8 m → 25 golpes	$60.96/25 =$	2.438
5.4 m → 77 golpes	$60.96/77 =$	0.792
6.0 m → 77 golpes	$60.96/77 =$	0.792

A continuación se encontrará el valor de “P” de la fórmula, pero se debe tomar en cuenta que la integran dos variables; la primera es el peso de los accesorios y la segunda es el peso del varillaje. Es por ello que en la fórmula no se coloca en un dato fijo, sino variable; pues el peso de la varilla (sonda) usada en el ensayo, está en función de la longitud utilizada para realizar el ensayo.

En la **tabla XV**, se calculan los valores de “P” obtenidos a partir de los datos del perfil estratigráfico del SPT.

Tabla XV. Valores de la variable “P”

Profundidad analizada en el SPT	P= (peso de accesorios + peso del varillaje) [kg + (m)*(kg/m)]	P [kg]
0.6 m	(51.5 + 0.60*6.06) =	55.136
1.2 m	(51.5 + 1.20*6.06) =	58.772
1.8 m	(51.5 + 1.80*6.06) =	62.408
2.4 m	(51.5 + 2.40*6.06) =	66.044
3.0 m	(51.5 + 3.00*6.06) =	69.68
3.6 m	(51.5 + 3.60*6.06) =	73.316
4.2 m	(51.5 + 4.20*6.06) =	76.952
4.8 m	(51.5 + 4.80*6.06) =	80.588
5.4 m	(51.5 + 5.40*6.06) =	84.224
6.0 m	(51.5 + 6.00*6.06) =	87.86

Tabla XVI. Valores de la resistencia en la punta del penetrómetro

Profundidad analizada en el SPT	$q_c = [(M^2 H) / E (M + P) A]$ [(kg ² *cm)/(cm*kg*cm ²)]	q_c [kg/cm ²]	q_c [lb/pie ²]
0.6 m	[(63.5 ² *76) / (10.16*55.136*33.45)]	7.600	15568.6914
1.2 m	[(63.5 ² *76) / (15.24*58.772*33.45)]	4.916	10071.485
1.8 m	[(63.5 ² *76) / (6.096*62.408*33.45)]	11.936	24451.0386
2.4 m	[(63.5 ² *76) / (5.08*66.044*33.45)]	13.921	28517.3360
3.0 m	[(63.5 ² *76) / (3.586*69.68*33.45)]	19.183	39296.6063
3.6 m	[(63.5 ² *76) / (1.966*73.316*33.45)]	34.06	69772.3198
4.2 m	[(63.5 ² *76) / (1.15*76.952*33.45)]	56.72	116191.6025
4.8 m	[(63.5 ² *76) / (2.438*80.588*33.45)]	78.305	53425.194
5.4 m	[(63.5 ² *76) / (0.792*84.224*33.45)]	56.72	160408.7347
6.0 m	[(63.5 ² *76) / (1.15*87.86*33.45)]	76.4237	156555.4835

En la **tabla XVI** aparecen los valores de la resistencia en la punta del penetrómetro (q_c).

CÁLCULO DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN, ϕ

A partir de la fórmula de Kulhawy y Mayne se encontrará el ángulo de fricción a distintas profundidades del suelo.

$$\phi = \tan^{-1} [0.1 + 0.38 \log (q_c / \sigma_v')]$$

Donde: q_c = Resistencia en la punta del penetrómetro; [lb/pie²]

σ_v' = Presión efectiva de sobrecarga; [lb/pie²]

$$\phi_{(0.6\text{ m})} = \tan^{-1} [0.1 + 0.38 \log (15568.69144 / 267.724)] = 37.62^\circ \approx 38^\circ$$

$$\phi_{(1.2\text{ m})} = \tan^{-1} [0.1 + 0.38 \log (10071.485 / 535.312)] = 30.30^\circ \approx 30^\circ$$

$$\phi_{(1.8\text{ m})} = \tan^{-1} [0.1 + 0.38 \log (24451.038 / 803.036)] = 33.58^\circ \approx 34^\circ$$

$$\phi_{(2.4\text{ m})} = \tan^{-1} [0.1 + 0.38 \log (28517.336 / 1,070.625)] = 32.69^\circ \approx 33^\circ$$

$$\phi_{(3.0\text{ m})} = \tan^{-1} [0.1 + 0.38 \log (39296.606 / 1,338.349)] = 33.34^\circ \approx 33^\circ$$

$$\phi_{(3.6\text{ m})} = \tan^{-1} [0.1 + 0.38 \log (69772.32 / 1,605.937)] = 35.85^\circ \approx 36^\circ$$

$$\phi_{(4.2\text{ m})} = \tan^{-1} [0.1 + 0.38 \log (116191.603 / 1,873.661)] = 37.99^\circ \approx 38^\circ$$

$$\phi_{(4.8\text{ m})} = \tan^{-1} [0.1 + 0.38 \log (53425.194 / 2,141.249)] = 32.25^\circ \approx 32^\circ$$

$$\phi_{(5.4\text{ m})} = \tan^{-1} [0.1 + 0.38 \log (160408.735 / 2,408.973)] = 38.41^\circ \approx 37^\circ$$

$$\phi_{(6.0\text{ m})} = \tan^{-1} [0.1 + 0.38 \log (156555.484 / 2,676.561)] = 37.65^\circ \approx 38^\circ$$

El ángulo de fricción servirá para calcular la resistencia de los pilotes, analizando los elementos estructurales para que actúen de dos maneras, por la fricción que se genera en el suelo-pilote, y por la acción que ejerce la punta del pilote en el suelo.

Se indicó con anterioridad, que se encontrará la carga última que resistirán los pilotes, de acuerdo con los tres métodos descritos, tomando en cuenta las características asumidas de los pilotes y los datos encontrados.

Datos:

Diámetro = $D = 305$ mm (1pie)

$L = 6$ m (19.68 pie); la longitud del pilote se determinó, de acuerdo al SPT

$$\phi_{(6.0m)} \approx 38^\circ$$

q' = esfuerzo efectivo a nivel de la punta del pilote, pero también se puede decir que es σ_v' = presión efectiva de sobrecarga; está en función de la profundidad final (h_{final}) de la punta del pilote.

Esta profundidad final (h_{final}) o cota de hincado de la punta del pilote, se determina con la suma de la longitud del pilote y profundidad de la zapata.

$$h_{final} = (\text{altura del pilote} + \text{desplante de la zapata del estribo})$$

$$h_{final} = 6 \text{ m} + 1.80 \text{ m} = 7.80 \text{ m} \approx (25.59 \text{ pie})$$

Con este dato se obtiene la presión efectiva de sobrecarga del terreno, que a continuación se calcula:

$$q' = \sigma_v' h_{final}$$

$$q' = (135.9696 \text{ lb/pie}^3) * (25.59 \text{ pie})$$

$$q' = 3479.46 \text{ lb/pie}^2 \approx \mathbf{16976.6088 \text{ kg/m}^2}$$

2.2.6 Diseño de la super-estructura

2.2.6.1 Consideraciones generales

Después de analizar las diferentes estructuras utilizadas para el diseño del puente, se seleccionó una de concreto reforzado fundida *In-Situ*, debido a que estará en un ambiente corrosivo, además, con estas estructuras, se cubren luces de hasta 25 m sin apoyo central, no necesita equipo especial para su construcción, no requieren de mayor mantenimiento.

2.2.6.1.1 Carga de diseño

2.2.6.1.2 Dimensionamiento de supe-restructura

Para el dimensionamiento de la superestructura se tomó en cuenta el ancho de calle y banquetas, además, la longitud de la super-estructura se determinó en función del análisis topográfico e hidrológico que se realizó en el canal.

2.2.6.2 Diseño de losa

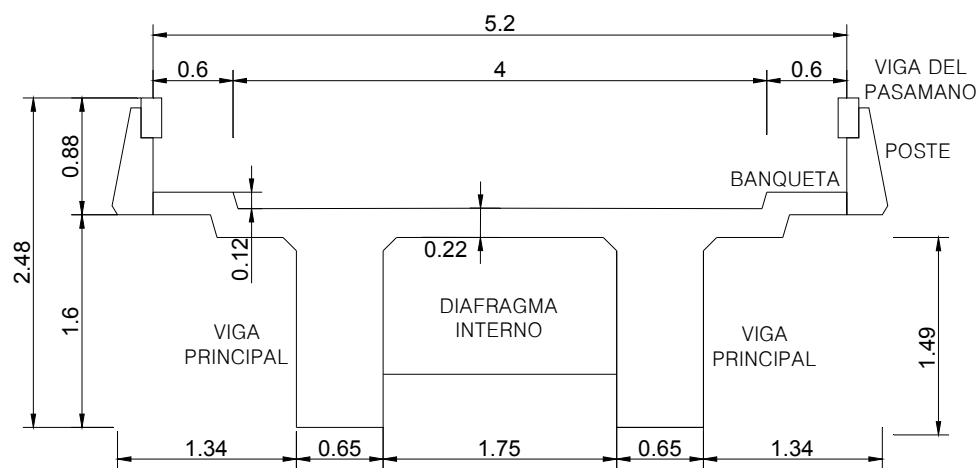
Es fundamental conocer cómo trabaja la losa del puente para diseñarla, en este caso la losa trabaja en un solo sentido, el sentido corto debido a que cuenta únicamente con dos apoyos, por lo tanto el refuerzo principal es perpendicular al tránsito.

2.2.6.3 Espesor de losa

Las especificaciones AASHTO 1.2.2 recomiendan que el espesor de losas para puentes de concreto armado no sea menor de seis pulgadas (15.24 cm), ni mayores de 9.84 pulgadas (25 cm).

Para este caso en particular se adoptó un espesor $t = 0.17 \text{ m}$

Figura 5. Sección transversal del puente vehicular



2.2.6.4 Integración de cargas

Las cargas para el análisis de los momentos generados en la superestructura son: *carga muerta*, *carga viva* y *cargas de impacto*.

$$Carga\ muerta = Wm$$

$$W\ carpeta\ de\ rodadura = (0.05\ m) \times (1.00\ m) \times (2400\ kg/m^3) = 120\ kg/m$$

$$W\ losa = (0.17\ m) \times (1.00\ m) \times (2400\ kg/m^3) = 408\ kg/m$$

$$W\ barandal = 40\ kg/m$$

$$Carga\ viva = Wv$$

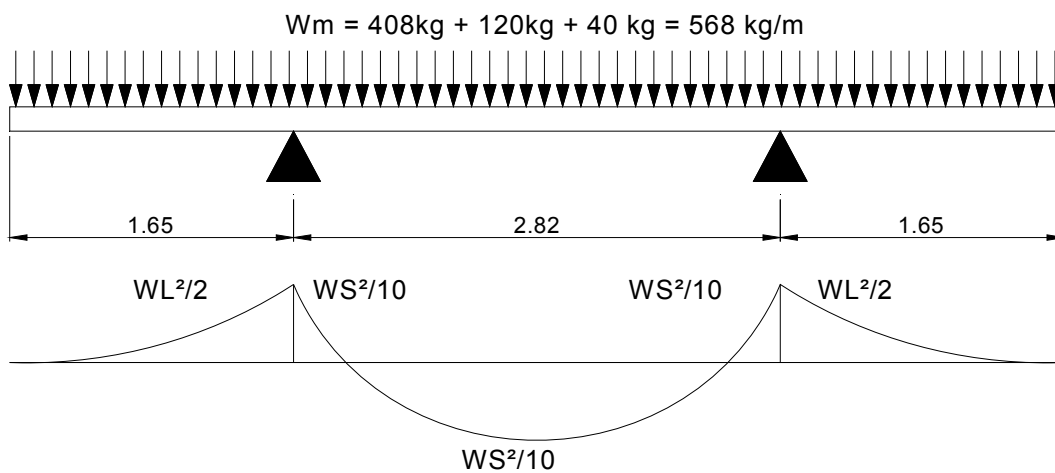
La carga viva se toma como puntual o concentrada de la carga HS-15

$$P = 12000 \text{ lb} \approx 5443.11 \text{ kg}$$

Carga de impacto

La carga de impacto se integra directamente al momento producido por la carga viva.

Figura 6. Modelo matemático para el análisis de la losa



$$L = 1.4 \text{ m} \approx 4.59 \text{ pie}$$

$$S = 2.4 \text{ m} \approx 7.87 \text{ pie}$$

2.2.6.5 Momentos por carga viva y muerta

Momento por carga muerta

- En voladizo

$$M_{cm} = \frac{W \cdot L^2}{2}$$

Donde: W = Carga distribuida (kg/m)

L = Longitud del voladizo (m)

$$M_{cm} = \frac{(568 \text{ kg/m}) \cdot (1.4\text{m})^2}{2}$$

$$M_{cm} = 556.64 \text{ kg-m} \approx 4026.18 \text{ lb-pie}$$

- Momentos positivo y negativo

$$M_{cm} = \frac{W \cdot S^2}{10}$$

Donde: W = Carga distribuida (kg/m)

S = Espaciamiento entre vigas (m)

$$M_{cm} = \frac{(568 \text{ kg/m}) \cdot (2.4\text{m})^2}{10}$$

$$M_{cm} = 327.17 \text{ kg-m} \approx 2366.21 \text{ lb-pie}$$

De los dos momentos que se generan en la losa debido a la carga muerta, se tomará el resultado mayor.

$$M_{cm} = 556.64 \text{ kg-m} \approx 4026.18 \text{ lb-pie}$$

Momento por carga viva (AASHTO 3.24.3.1)

La carga viva que afecta la super-estructura, se toma como carga puntual o concentrada transmitida por la carga del camión HS-15.

P = 544.11kg, equivalente a 12000 lb.

$$M_{cv} = 0.8 * \left[\frac{S + 2}{32} \right] * P$$

Donde: S = espaciamiento entre vigas (pie)

P = carga producida por el camión (lb)

$$M_{cv} = 0.8 * \left[\frac{7.87 + 2}{32} \right] * 12000$$

$$M_{cv} = 2961.00 \text{ lb-pie} \approx 409.49 \text{ kg-m}$$

2.2.6.6 Carga de impacto (AASHTO 3.8.2.1)

Esta se determina por el incremento en el momento producido por la carga viva, debiendo ser menor o igual al 30%.

$$I = \left[\frac{50}{S + 125} \right]$$

Donde: I = impacto en porcentaje $\leq 30\%$

S = espaciamiento entre vigas

$$I = \left[\frac{50}{7.87 + 125} \right]$$

$$I = 0.376$$

$$I = 0.376 \times 100 = 37.6\% < 30\% \text{ **No cumple**}$$

Por lo tanto, se utilizará el porcentaje máximo permitido que es 30%.

2.2.6.7 Momento último (AASHTO 1.2.22)

$$M_u = 1.3 \times (M_{cm} + \frac{5}{3}(M_{cv} \times I))$$

$$M_u = 1.3 \times (556.64 + \frac{5}{3}(409.49 \times 1.30))$$

$$M_u = 1877.03 \text{ kg-m}$$

2.2.6.8 Cuantía de acero (refuerzo transversal cama inferior)

Datos del diseño: $M_u = 1877.03$
 $F_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$
 $F'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
 Base (b) = 100 cm
 Peralte (d) = 12 cm

- Área de acero mínimo

$$A_{s \text{ mín}} = \frac{14.1 * b * d}{F_y} \quad A_{s \text{ mín}} = \frac{14.1 * 100 * 12}{2810}$$

$$A_{s \text{ mín}} = 6.02 \text{ cm}^2$$

- Área de acero requerido

$$A_s = \left[(b * d) - \sqrt{(b * d)^2 - \left(\frac{M_u * b}{0.003825 * F'_c} \right)} \right] * \left(\frac{0.85 * f'_c}{F_y} \right)$$

$$A_s = 6.39 \text{ cm}^2$$

- Área de acero máximo

$$A_s = \frac{0.5 * 0.85^2 * \left(\frac{F'_c}{F_y} \right) * 6090}{F_y * 6090 * b * d}$$

$$A_{s \text{ máx}} = 29.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mín}} \leq A_s \leq A_{s \text{ máx}}$$

De acuerdo al criterio del ACI-318 el acero requerido debe estar dentro del rango $A_{s \text{ mín}}$ y el $A_{s \text{ máx}}$. El acero requerido (A_s) se encuentra dentro de este rango; por lo que se usará.

$$A_s = 6.39 \text{ cm}^2$$

En el refuerzo transversal se usará varilla núm. 4, con una separación:

$$6.39 \text{ cm}^2 \rightarrow 100 \text{ cm}$$

$$1.27 \text{ cm}^2 \rightarrow s \text{ (separación del acero)} \quad S = 19.87 \text{ cm}$$

Separación máxima = 2 veces el espesor de la losa

$$S_{\text{máx}} = 2 * t \quad \text{Donde: } t = \text{espesor de losa}$$

$$S_{\text{máx}} = 2 * 0.17$$

$$S_{\text{máx}} = 0.34 \text{ cm}$$

Se propone colocar en el: **refuerzo transversal de la losa Cama inferior varilla núm. 4 G40 @ 0.19 m.**

2.2.6.9 Refuerzo longitudinal (cama superior e inferior)

El área de acero longitudinal de la losa (A_{SL}) se calcula multiplicando el área de acero transversal de la cama inferior por un factor longitudinal; el cual debe ser menor o igual al 67% determinado por la norma AASHTO 3.24.10.2.

$$A_{SL} = \frac{220}{\sqrt{S}}$$

$$A_{SL} = \frac{220}{\sqrt{7.87}}$$

$A_{SL} = 78.42\% > 67\%$; Por lo tanto, se utilizará el 67% del refuerzo transversal.

$$A_{SL} = 6.39 \text{ cm}^2 \times 0.67$$

$$A_{SL} = 4.28 \text{ cm}^2$$

En el refuerzo longitudinal se usará varilla núm. 4, con una separación:

$$4.28 \text{ cm}^2 \rightarrow 100 \text{ cm}$$

$$1.27 \text{ cm}^2 \rightarrow s \text{ (separación del acero)} \quad S = 29.67 \text{ cm}$$

Se propone colocar en: **refuerzo longitudinal de la losa (cama superior e inferior) varilla núm. 4 G40 @ 0.29 m.**

2.2.6.10 Refuerzo por temperatura (refuerzo transversal cama superior)

El acero de refuerzo en la cama superior transversal de la losa se calcula únicamente por temperatura, se determina por la ecuación descrita en las especificaciones del código ACI-318.

$$A_s \text{ temperatura} = 0.002 * b * t$$

$$A_s \text{ temperatura} = 0.002 * 100 * 17$$

$$A_s \text{ temperatura} = 3.4 \text{ cm}^2$$

En el refuerzo por temperatura se usará varilla núm. 3, con una separación:

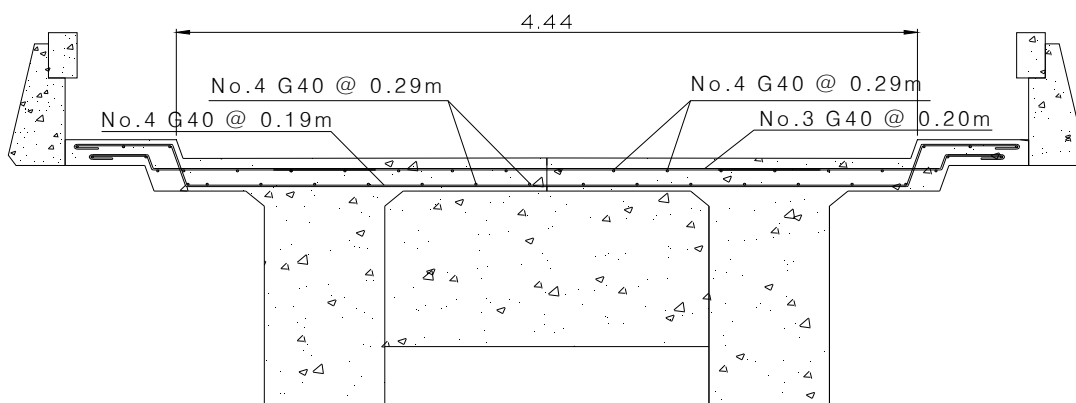
$$3.4 \text{ cm}^2 \rightarrow 100 \text{ cm}$$

$$0.7126 \text{ cm}^2 \rightarrow s \text{ (separación del acero)}$$

$$S = 20.96 \text{ cm}$$

Se propone colocar en el: **refuerzo transversal de la losa (cama superior) varilla núm. 3 G40 @ 0.20 m.**

Figura 7. Armado de losa



2.2.6.11 Bombeo y drenaje

El drenaje transversal se efectuará por medio del bombeo que se da a la carpeta, colocando bajadas de material rígido y resistente a la corrosión a lo largo del puente. La disposición de los drenes del puente se hará en forma tal que el agua no descargue sobre ningún elemento de la estructura, para evitar su erosión.

2.2.7 Diseño del pasamanos

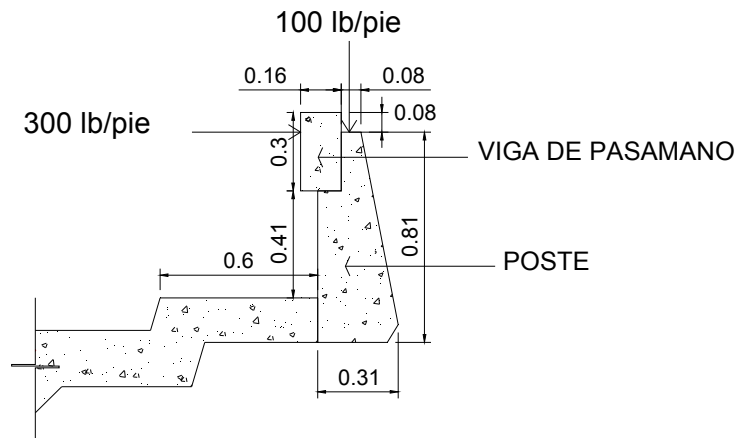
El artículo 2.7.1.12 de la norma AASHTO recomienda que los materiales para los pasamanos pueden ser de concreto, metal o la combinación de ambos.

El artículo 2.7.1.2.1 de la norma AASHTO expresa que los pasamanos deben estar a una altura de 9 pulgadas (0.23 m) sobre el nivel de la carpeta de rodadura.

Los pasamanos deben diseñarse para soportar una carga estandarizada P/4. La norma AASHTO recomienda aplicar una carga vertical de 100 lb/pie y una carga horizontal de 300 lb/pie (carga peatonal) para su diseño, tanto el

poste como el barandal para este proyecto serán prefabricados, con medidas estandar que manejan empresas dedicadas a la construcción de elementos prefabricados.

Figura 8. Cargas aplicadas al barandal y poste



2.2.8 Diseño de diafragmas

El Artículo 8.12.1 de la norma AASHTO: indica la necesidad de construir los diafragmas (vigas), cuando se trata de un puente formado con vigas T, como sucede en el caso de la sección de viga y losa.

El Artículo 8.12.2 de la norma AASHTO: expresa que la principal función de las vigas diafragmas es dar rigidez torsional a la sección transversal del puente, ayudar a distribuir las cargas transversales (viento y sismo) y mantener la geometría de la sección. Los diafragmas se deben reforzar con el área de acero mínima, ya que no se diseñan para soportar carga proveniente de la losa.

2.2.8.1 Dimensionamiento

Generalmente se utilizan diafragmas en el centro de las vigas principales y los tercios de la luz de las vigas principales, esto dependerá del criterio del diseñador; a los primeros se les llama diafragmas internos y a los otros, externos. El ancho usual de los mismos es de 30 cm y el alto de los diafragmas interiores es de $\frac{3}{4}$ de la altura de las vigas principales; si colocan diafragmas externos, estos podrán ser de $\frac{1}{2}$ de la altura de las vigas.

Los diafragmas externos transmiten su peso a los apoyos interiores de las vigas principales como cargas puntuales.

Para este caso se colocarán dos diafragmas externos y uno interno; el ancho del diafragma interno será de $\frac{2}{5}$ de su altura.

Predimensionamiento:

Las dimensiones de los diafragmas están en función de la altura de la viga principal, y la altura de esta última se estima de la siguiente manera:

$$H_{\text{VIGAPRINCIPAL}} = \frac{L}{16} = \frac{25 \text{ m}}{16} = 1.56 \text{ m} \rightarrow \text{Utilizar} = 1.60$$

Diafragma interno:

$$H_{\text{DI}} = \frac{3}{4} H \rightarrow H_{\text{DI}} = \left(\frac{3}{4} \right) * (1.60) \approx 1.20 \text{ m}$$

$$B_{\text{DI}} = \frac{2}{5} H_{\text{DI}} \rightarrow B_{\text{DI}} = \left(\frac{2}{5} \right) * (1.20) \approx 0.50 \text{ m}$$

Diafragmas externos:

$$H_{\text{DE}} = \frac{1}{2} H \rightarrow H_{\text{DI}} = \left(\frac{1}{2} \right) * (1.60) \approx 0.80 \text{ m}$$

$$B_{\text{DE}} = \frac{2}{5} H_{\text{DE}} \rightarrow B_{\text{DI}} = \left(\frac{2}{5} \right) * (0.80) \approx 0.30 \text{ m}$$

2.2.8.2 Cuantía de acero

Diafragma interno

$$A_{s \text{ mín}} = \frac{14.1 * b * d}{F_y}$$
$$A_{s \text{ mín}} = \frac{14.1 * 50 * 115}{2810}$$

$A_{s \text{ mín}} = 28.85 \text{ cm}^2$; esta área de acero encontrada, se colocará en cada cama.

Se colocará en la **cama superior** del armado del diafragma **6 varillas núm. 8 G40**, y en la **cama inferior 6 varillas núm. 8 G40**.

Además, se recomienda colocar un refuerzo adicional de 0.25 pulgada^2 por cada pie de altura del diafragma.

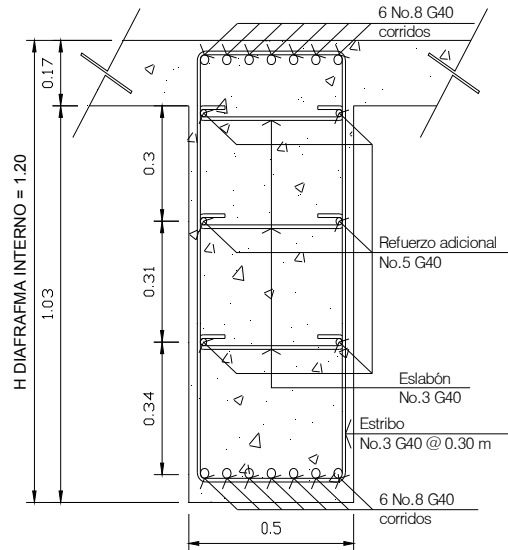
$A_{s \text{ adicional}} = 0.25 \text{ pulgada}^2 \approx 1.61 \text{ cm}^2$ equivalente a **1 varilla núm. 5 @ 30 cm**.

La separación de los estribos no debe ser mayor a $d/2$:

$$S = (1.15 \text{ cm}) / 2 = 0.575 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se colocarán: **estribo núm. 3 G40 @ 0.30 m + eslabón núm. 3 G40 @ 0.30 m**.

Figura 9. Refuerzo de diafragma interno



Diafragma externo

$$A_{S \text{ mín}} = \frac{14.1 * b * d}{F_y}$$

$$A_{S \text{ mín}} = \frac{14.1 * 50 * 115}{2810}$$

$$A_{S \text{ mín}} = (14.1 * 30 * 75) / 2810$$

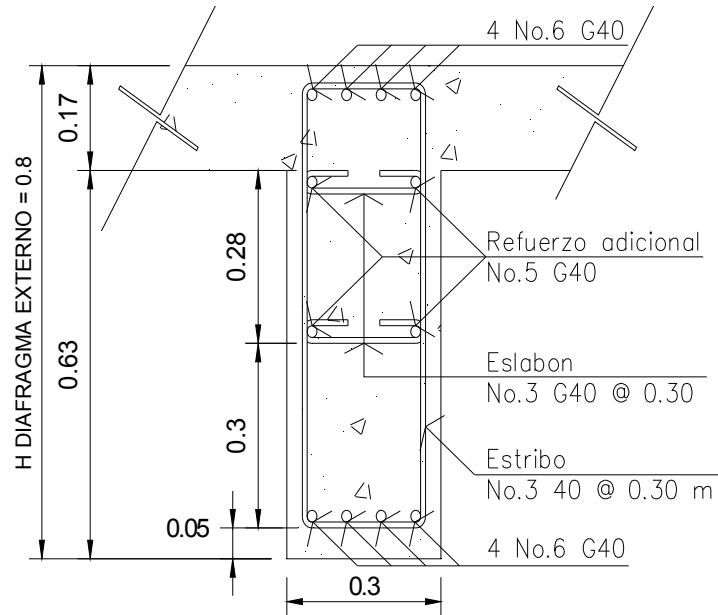
$A_{S \text{ mín}} = 11.29 \text{ cm}^2$; esta área de acero encontrada, se colocará en cada cama.

Se colocará en la **cama superior** del armado del diafragma **4 varillas núm. 6 G40** y en la **cama inferior 4 varillas núm. 6 G40**

Refuerzo adicional: **colocar 2 núm. 5** en cada cara.

Refuerzo transversal estará compuesto de: **estribos núm. 3 G40 @ 0.30 m.**

Figura 10. Refuerzo de diafragma externo



2.2.9 Diseño de vigas

El espaciamiento entre las vigas principales del puente queda a criterio del diseñador, se recomienda utilizar un espaciamiento entre 10 y 12 pies.

En el diseño del puente se estipuló el uso de dos vigas principales, con una separación entre ejes de 2.40 m.

2.2.9.1 Descripción

Las vigas son elementos estructurales importantes de la superestructura del puente, ya que transmiten carga muerta, viva y externas, las que provocan momentos flexionantes y fuerzas cortantes en su longitud. Además, son las que soportan toda la carga de la super-estructura y le dan la estabilidad.

Cálculo de peralte y base:

La altura de la viga principal se determina en función de la longitud (L) del puente dividido por un factor (16), para no deflexiones; además, para que no exista alabeo en la viga, su base será 2/5 de su altura (H).

$$H_{\text{VIGAPRINCIPAL}} = \frac{L}{16} = \frac{25 \text{ m}}{16} = 1.56\text{m} \rightarrow \text{Utilizar} = 1.60$$

$$B_{\text{VIGAPRINCIPAL}} = \left(\frac{2}{5}\right) * H = \left(\frac{2}{5}\right) * 1.60\text{m} = 0.64\text{m} \rightarrow \text{Utilizar} = 0.65$$

2.2.9.2 Integración de cargas

Para el cálculo de los momentos generados en las vigas principales se debe tomar en cuenta la integración de las siguientes cargas: carga muerta, carga viva e impacto.

La integración de cargas será de la siguiente manera:

Carga muerta:

$$W_{\text{CM}} = W_{\text{CARPETA RODADURA}} + W_{\text{LOSA}} + W_{\text{BARANDAL}} + W_{\text{VIGA}}$$

$$W_{\text{CARPETA RODADURA}} = (0.05) * (5.20/2) * (2400) = 273 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{LOSA}} = (0.17) * (5.20/2) * (2400) = 1060.8 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{BARANDAL}} = 40 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{VIGA}} = (1.60) * (0.65) * (2400) = 2496 \text{ kg/m}$$

$$\mathbf{W_{\text{CM}} = 3869.8 \text{ kg/m}}$$

Ya que los diafragmas internos y externos inducen cargas puntuales en las vigas principales, esta carga se determina de la siguiente manera:

$$P_{\text{DIAFRAGMA INTERNO}} = (0.50) * (1.20) * (2400) = 1440 \text{ kg}$$

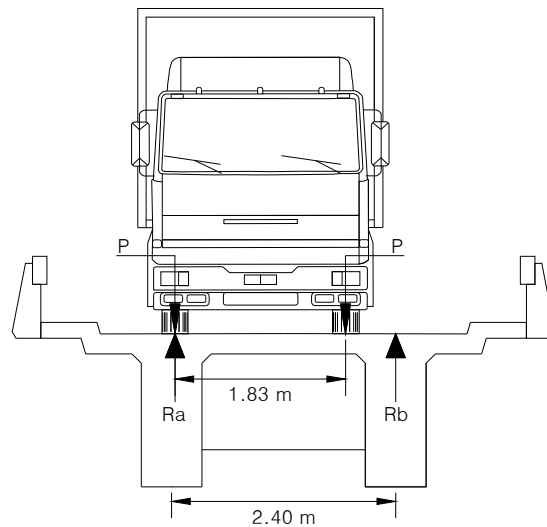
$$P_{\text{DIAFRAGMA EXTERNO}} = (0.30) \cdot (0.80) \cdot (2400) \cdot (2) = 1152 \text{ kg}$$

$$P_{\text{TOTAL DIAFRAGMAS}} = 1440 + 1152 = \mathbf{2592 \text{ kg}}$$

2.2.9.3 Factor de distribución

Como el camión (HS-15) puede ocupar cualquier posición en la losa, la carga en las vigas es diferente a las otras aplicadas en la viga, por lo que el momento por sobrecarga debe multiplicarse por un factor de distribución FD; para vigas exteriores basta con determinar la reacción en función de P (carga de rueda).

Figura 11. Sobrecarga ocasionada por el camión sobre las vigas



$$\Sigma M_b = 0$$

$$2.40R_a - P(2.40) + P(2.40-1.83) = 0$$

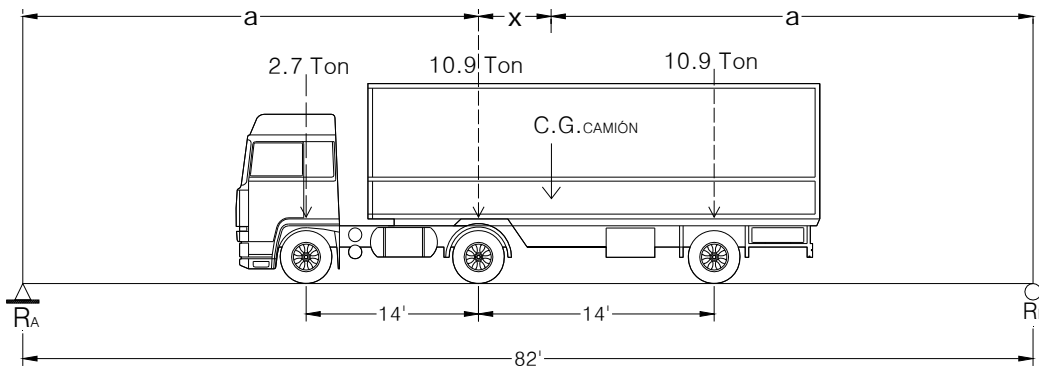
$$R_a = \frac{2.97P}{2.40} = 1.24P$$

$$\mathbf{FD = R_a = 1.24}$$

2.2.9.4 Momento por carga viva

Se debe establecer la posición de carga del camión, que pueda ocasionar el momento máximo en la viga.

Figura 12. Diagrama de cuerpo libre de carga viva



Para encontrar “x”, se calculará el momento generado en la viga, a partir de la carga concentrada en el centro de gravedad del camión (CG_{CAMIÓN}).

$$\begin{aligned} \Sigma M_{CG} &= 0 \\ -2.7(14 + X) - 10.9X + 10.9(14 - X) &= 0 \\ 10.9(14 - X) &= 2.7(14 + X) + 10.9X \\ 152.60 - 10.9X &= 37.8 + 2.7X + 10.9X \\ -10.9X - 10.9X - 2.7X &= -152.60 + 37.8 \\ -24.5X &= -114.80 \\ \mathbf{X} &= \mathbf{4.68 \text{ pie}} \\ \mathbf{X} &\approx \mathbf{1.43 \text{ m}} \end{aligned}$$

Donde la variable “x”, es la distancia desde el “CG_{CAMIÓN}” hasta el eje intermedio, 82 pies (25 m) es la longitud del puente. Con los datos obtenidos se aplica una ecuación de primer grado para encontrar la variable “a”, que

representa la distancia del “CG_{CAMIÓN}” hacia cada apoyo de las vigas principales.

$$2a + X = 82 \text{ pie}$$

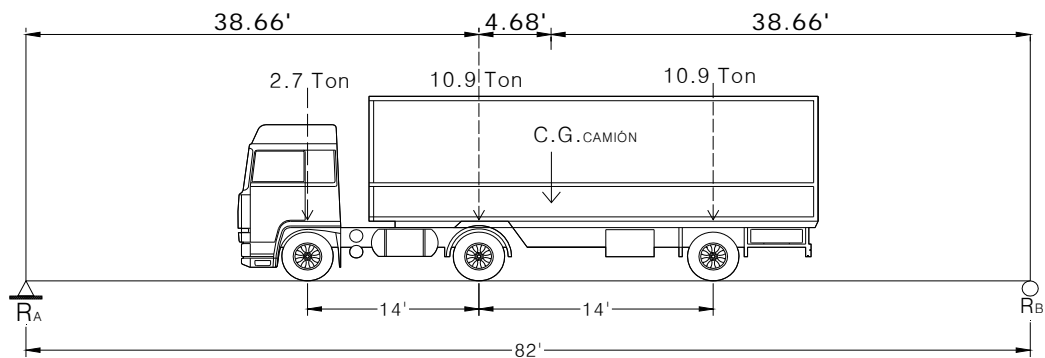
$$2a + 4.68 = 82 \text{ pie}$$

$$a = 38.66 \text{ pie}$$

$$a \approx 11.78 \text{ m}$$

La figura 13 muestra la distribución de cargas del camión y se puede encontrar la reacción R_A , haciendo sumatoria de momentos en b.

Figura 13. Centro de gravedad del camión



Para encontrar “Ra”, se calculará el momento en el punto “B”.

$$\Sigma M_b = 0$$

$$82R_A - 2.7(38.66 + 4.68 + 14) - 10.9(38.66 + 4.68) - 10.9(38.66 + 4.68 - 14) = 0$$

$$82R_A = 2.7 * 57.34 + 10.9 * 43.34 + 10.9 * 29.34$$

$$82R_A = 947.03$$

$$R_A = 11.55 \text{ ton}$$

$$\Sigma F_V = 0 + \uparrow$$

$$R_B - 2.7 - 10.9 - 10.9 + 11.55 = 0$$

$$R_B = 12.95 \text{ ton}$$

El momento máximo se da por una sucesión de cargas vivas móviles, que ocurre en la carga más cercana al centro de gravedad del camión, cuando esta se encuentra tan lejos del soporte de entrada (a), como su centro de gravedad tan lejos del soporte de salida.

$$M_{\text{máx}} = 2.7(38.66 - 14) + [(11.55 - 2.7)*(38.66)]$$

$$M_{\text{máx}} = 275.56 \text{ ton-pie} \approx 84.01 \text{ ton-m}$$

2.2.9.5 Momento por carga muerta

La carga distribuida total que soportan las dos vigas principales del puente, se calcula sumando las cargas de cada componente de la superestructura. Este procedimiento se describe a continuación:

$$M_{\text{máx}} = \frac{(W_{\text{cm}} * L^2)}{8} + P * a$$

Donde: W_{CM} = carga muerta distribuida

L = luz del puente

P = carga producida por el diafragma

a = longitud entre diafragmas = $L/3$

$$M_{\text{máx}} = \frac{(3869.8 * 25^2)}{8} + 2592 * 8.33$$

$$M_{\text{máx}} = 323919.48 \text{ kg-m} \approx 323.92 \text{ ton-m}$$

Factor de impacto

Este tipo de carga se produce de forma brusca o instantánea, al momento de tener contacto el tránsito con la estructura del puente. Por lo tanto esta carga se toma como una fracción de la carga viva. Según recomendaciones de las normas AASHTO, se calcula de la siguiente forma:

$$I = \frac{15}{L + 38}$$

$$I = \frac{15}{25 + 38}$$

$$I = 0.24$$

Se debe considerar también que las normas AASHTO recomiendan una carga de impacto (I) no mayor a 0.30.

Cálculo del momento último

Este momento se calcula con la integración de las cargas vivas, muertas y de impacto que afectan la superestructura del puente. Luego se procede con el cálculo del acero.

$$M_U = 1.3 (M_{CM} + \frac{5}{3}(M_{CV} * I * FD))$$

$$M_U = 1.3(323.92 + \frac{5}{3}(84.01 * 1.24 * 1.24))$$

$$M_U = 700.97 \text{ ton-m} \approx 700972.51 \text{ kg-m}$$

2.2.9.6 Cálculo de cortes

Carga muerta

$$V_{CM} = \frac{W * L}{2} + \frac{P}{2}$$

Donde: W = carga muerta para cada viga

P = carga puntual de diafragma

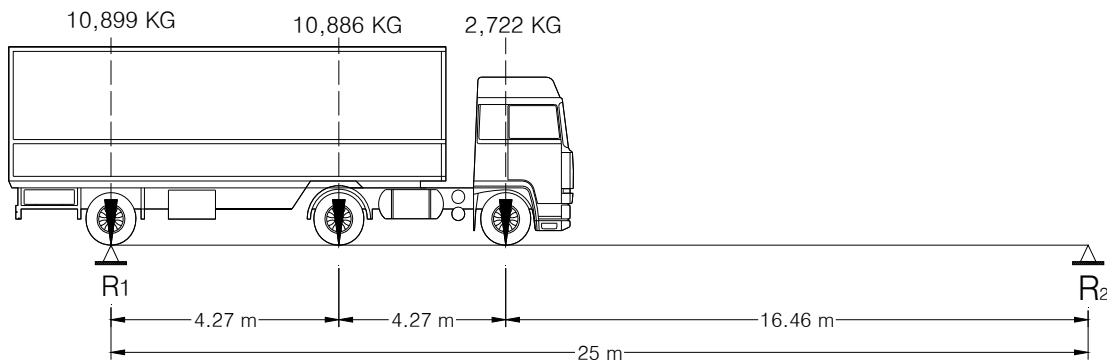
L = longitud del puente

$$V_{CM} = \frac{3869.8 * 25}{2} + \frac{2592}{2}$$

$$V_{CM} = 49668.5 \text{ kg}$$

La figura 14 muestra la posición más crítica del camión sobre el puente, que produce un esfuerzo de corte máximo en las vigas principales.

Figura 4. Diagrama de posición del camión que produce el corte máximo



$$V_{CV} = R_1$$

$$25 * R_1 - 10886 * 25 - 10886 * 20.73 - 2722 * 16.46 = 0$$

$$R_1 = 542620.9 / 25$$

$$R_1 = V_{CV} = 21704.84 \text{ kg}$$

2.2.9.7 Diseño estructural de vigas

Datos: $M_u = 700972.51 \text{ kg-m}$
 $b = 65 \text{ cm}$
 $h = 160 \text{ cm}$
 $d = h - \frac{\varnothing}{2} - \text{recubrimiento} = 155 \text{ cm}$
 $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Área de acero requerido

$$A_s = \left[(b * d) - \sqrt{(b * d)^2 - \left(\frac{M_u * b}{0.003825 * F'c} \right)} \right] * \left(\frac{0.85 * f'c}{F_y} \right)$$

$$A_s = \left[(65 * 155) - \sqrt{(65 * 155)^2 - \left(\frac{700,792.51 * 65}{0.003825 * 280} \right)} \right] * \left(\frac{0.85 * 280}{4200} \right)$$

$A_s = 135.79 \text{ cm}^2$

Área de acero mínimo

$$A_{s \text{ mín}} = \frac{14.1 * b * d}{F_y} = \frac{14.1 * 65 * 155}{4200}$$

$A_{s \text{ mín}} = 33.82 \text{ cm}^2$

Área de acero máximo

$$A_{s \text{ máx}} = 0.5 * \left(\left(0.85^2 * \frac{F'c}{F_y} \right) * \left(\frac{6090}{F_y * 6090} \right) * b * d \right)$$

$$A_{s \text{ máx}} = 0.5 * \left(\left(0.85^2 * \frac{280}{4200} \right) * \left(\frac{6090}{4200 * 6090} \right) * 65 * 155 \right)$$

$A_{s \text{ máx}} = 143.60 \text{ cm}^2$

Como el A_s requerido es menor que el A_s máx y mayor que A_s mín, se acepta.

Refuerzo cama superior

Colocar 2 varillas corridas como mínimo, con el mayor de los siguientes valores:

a) **Área de acero mínimo \approx equivalente a 33.82 cm²**

b) **33% A_S +**

$$A_S = (33\%) * A_S +$$

$$A_S = 0.33 * 135.79$$

$$A_S = 44.81 \text{ cm}^2$$

Colocar 33% A_S +; equivalente a **5 varillas núm. 11 G60 corridas**

Refuerzo cama inferior

Colocar 2 varillas corridas como mínimo, con el mayor de los siguientes valores:

a) **Área de acero mínimo \approx equivalente a 33.82 cm²**

b) **50% A_S +**

$$A_S = (50\%) * A_S +$$

$$A_S = 0.50 * 135.79 = 67.89 \text{ cm}^2$$

Colocar 50% A_S +; equivalente a **7 varillas núm. 11 G60 corridas**

Refuerzo adicional

Además, se recomienda colocar un refuerzo adicional de 0.25 pulgada² por cada pie de altura del diafragma.

$$A_{S \text{ adicional}} = 0.25 \text{ pulgada}^2 \approx 1.61 \text{ cm}^2; \text{ equivalente a 1 varilla núm. 5 @ } 0.30\text{m}$$

Colocar: **varillas núm. 5 en cada cara de la viga a cada 30 cm.**

Esfuerzo cortante último

El esfuerzo cortante último está en función del corte provocado por la carga muerta y viga, así como el factor de impacto; multiplicado por factores de seguridad recomendados.

$$V_U = 1.3(V_{CM} + \frac{5}{3}(V_{CV} * I))$$
$$V_U = 1.3(49668.5 + \frac{5}{3}(21704.84 * 1.24))$$
$$V_U = \mathbf{122869.72 \text{ kg}}$$

El corte que resiste el concreto de la viga principal es:

$$V_C = (0.53)*(f'c)^{1/2}*(b*d)$$
$$V_C = (0.53)*(280)^{1/2}*(65*155) = 89510.52 \text{ kg}$$

El cálculo del refuerzo para el esfuerzo cortante en la viga es de la siguiente manera:

Espaciamiento de estribos en zona confinada.

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_u}$$

$$A_v = 2(\text{Área de la varilla})$$

Se utilizarán varillas núm. 4

$$A_v = 2(1.2668) = 2.534 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{2.534 * 2810 * 155}{122869.72}$$

$$S = 8.98 \text{ cm}$$

$$S = 8.0 \text{ cm}$$

Este espaciamiento no debe exceder el máximo permitido que es:

$$S_{\text{máx}} = d / 2 \leq 30 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = 155/2 \leq 77.5 \text{ cm}$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Del diagrama de corte (ver figura 15), se obtiene la distancia que cubre el concreto por esfuerzos de corte:

X = Distancia que resiste el concreto a corte

$$X = V_c (L / 2) / V_u$$

$$X = 89510.52 * (12.5) / 122869.72$$

$$X = 9.11 \text{ m}$$

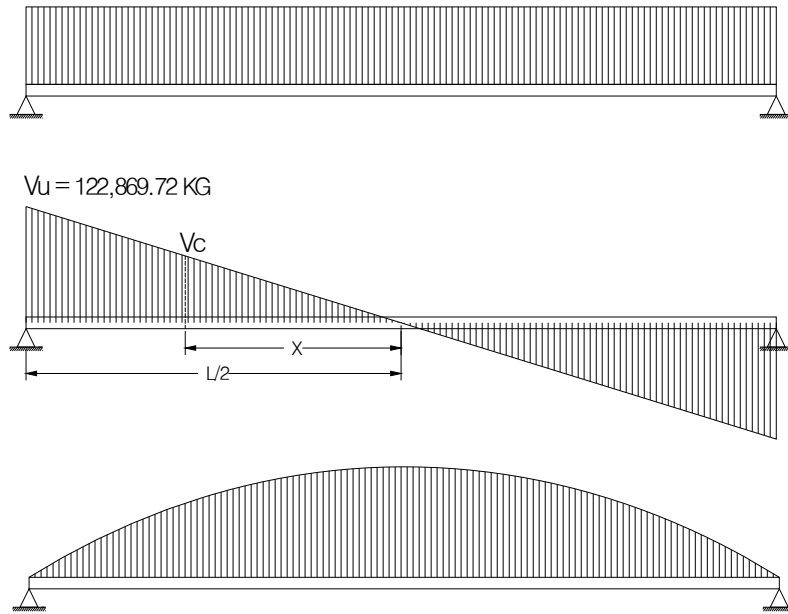
Distancia a reforzar a corte (zona de confinamiento).

$$D = L / 2 - X$$

$$D = 12.5 - 9.11 = 3.39 \text{ m}$$

Colocar: **estribos núm. 4 @ 0.08 m en zona confinada, resto colocar núm. 4 @ 0.30 m.**

Figura 15. Diagramas de carga, corte y momento de la viga



El primer estribo se colocará a una distancia de 5 cm.

2.2.9.8 Propuesta de armado de viga

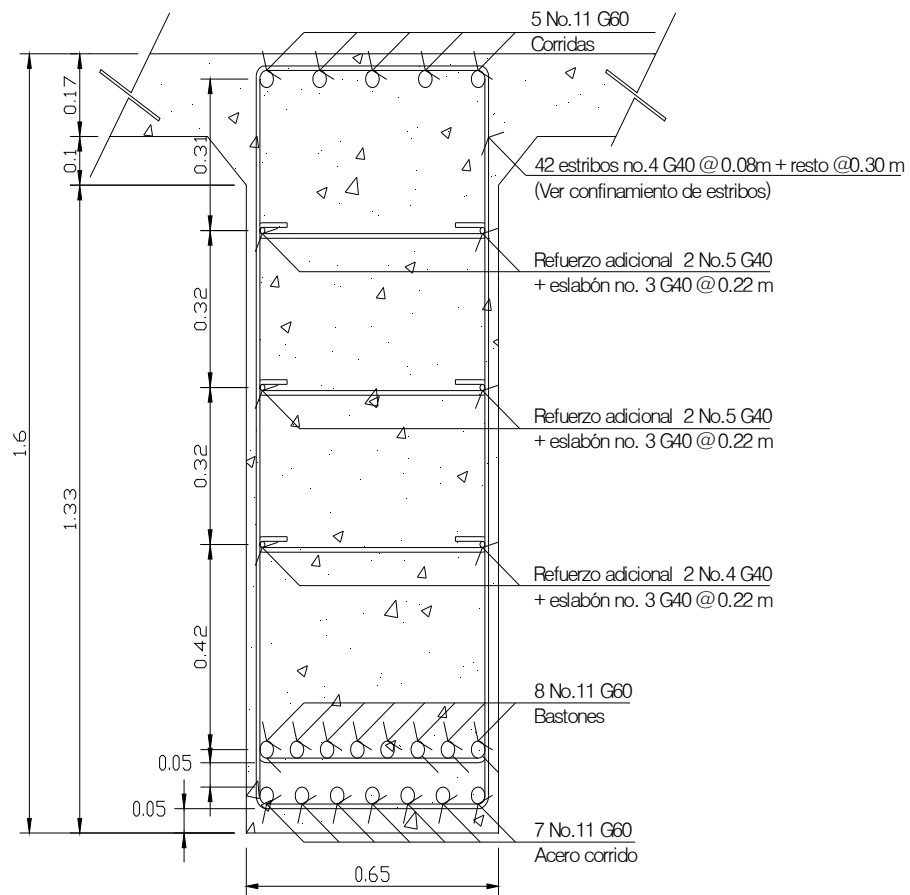
Se propone colocar:

Cama superior: 5 varillas núm. 11 G60 corridas

A_s adicional: 6 varillas núm. 5 G40 corridas en cada cara

Cama inferior: 7 varillas núm. 11 G60 corridas + 8 varillas núm. 11 G60 como bastones

Figura 16. Detalle de armado viga principal



2.2.10 Apoyo entre super-estructura y sub-estructura

2.2.10.1 Cortina

Según AASHTO 1.2.22, la cortina está empotrada sobre la viga de apoyo, actuando en ella las fuerzas de: empuje de la tierra (E), fuerza longitudinal (FL), fuerza de sismo (S) AASHTO 1.2.22 y el equivalente liquido a 480 kg/m^3 ; AASHTO 1.1.19.

Espesor de la cortina: $t = 0.30 \text{ m}$

Altura de cortina: $H = 1.60 \text{ m}$

2.2.10.2 Viga de apoyo

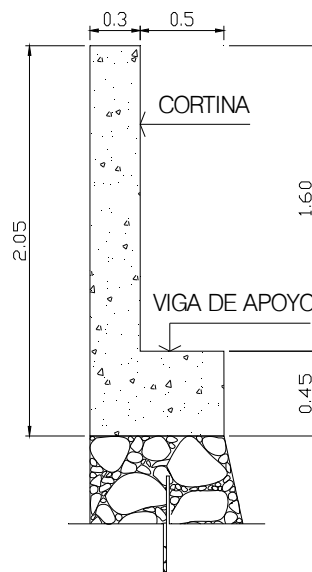
Sobre esta viga se encuentran apoyadas las vigas principales del puente, su altura no deberá ser menor de 0.40 m; se chequea por aplastamiento y se refuerza con acero longitudinal mínimo.

Altura $h = 0.45$ m

Base de viga de apoyo = $b = 0.50$ m

$b = 0.40$ mínimo o 2 cm, por metro de luz del puente

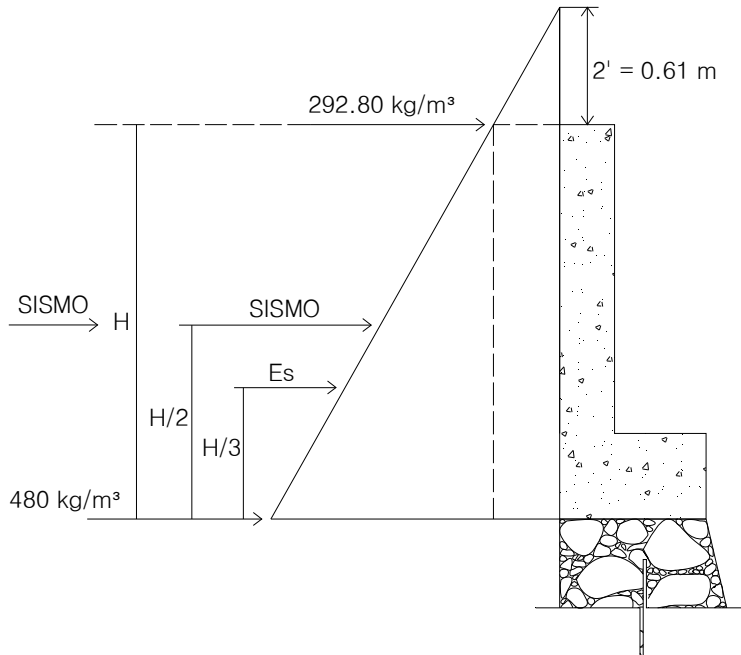
Figura 17. Dimensionamiento de cortina y viga de apoyo



Diseño de viga de apoyo y cortina

En relación a la sobrecarga de equivalente líquido = 2 pie (0.61 m), con una presión de 480 kg/m^3 (30 lb/pie^3) sobre la cortina del puente, según las normas AASHTO.

Figura 18. Diagrama de presiones



Cálculo de fuerzas

Fuerza de sismo (S)

$$S = 0.12W$$

Donde: W = Peso de la viga de apoyo + cortina (kg/m)

$$W = 0.45 \cdot 0.80 \cdot 2400 + 0.30 \cdot 1.60 \cdot 2400 = 1962 \text{ kg}$$

$$S = 0.12 \cdot 1962 \text{ kg} = 241.12 \text{ kg}$$

Fuerza longitudinal (FL)

Debe ser el 5% de la carga viva, su centro de gravedad está a una distancia de 1.83 m, sobre la capa de rodadura; según Artículo 1.2.13 de las normas AASHTO.

$$FL = 0.05 \cdot P / 2H$$

Donde: P = Peso del camión por rueda

Pcamión por rueda = 5443 kg

Pcamión por eje = 2 x (5443) = 10886 kg

CV = 5%(P de eje) = 544.3 kg

$$FL = CV / 2 \cdot H_{CORTINA} = 544.3 / 2 \cdot (1.60) = 170.09 \text{ kg}$$

Esta fuerza actúa a 6 pie (1.83 m) sobre la cortina.

Brazo = 6 pie + $H_{CORTINA}$

Brazo = (1.83 m) + 1.60 m = 3.428 m

Fuerza debido al empuje de la tierra (E)

$$E = E_s + E_{sob}$$

Donde: E_s = empuje del suelo sobre la cortina

E_{sob} = sobrecarga del suelo equivalente líquido de 2' de altura con una presión de 480 kg/m^3

$$E_s = (H \cdot 480) \cdot H / 2 = (1.60 \cdot 480) \cdot (1.60 / 2) = 614.4 \text{ kg}$$

$$E_{sob} = (H_{sob} \cdot 480) \cdot H = (0.61 \cdot 480) \cdot 1.6 = 468.48 \text{ kg}$$

$$E = 614.4 + 468.48 = 1082.88 \text{ kg}$$

Cálculo de momentos

$$ME_{sob} = E_{sob} \cdot H/2 = 468.48 \cdot (1.60/2) = 374.78 \text{ kg-m}$$

$$ME_s = E_s \cdot H/3 = 614.4 \cdot (1.60/3) = 327.68 \text{ kg-m}$$

$$M_{FL} = FL \cdot \text{Brazo} = 140.09 \cdot 3.428 = 583.41 \text{ kg-m}$$

$$M_S = S \cdot H/2 = 241.12 \cdot (1.60/2) = 192.90 \text{ kg-m}$$

Combinación de cargas:

$$\text{Grupo III} \rightarrow M = 1.3 (E + FL)$$

$$\text{Grupo VII} \rightarrow M = 1.3 (E + S)$$

$$\text{Grupo III} \rightarrow M = 1.3 (374.78 + 327.68 + 583.41) = 1671.63 \text{ kg-m}$$

$$\text{Grupo VII} \rightarrow M = 1.3 (374.78 + 327.68 + 192.90) = 1163.97 \text{ kg-m}$$

Se toma la carga mayor de los dos grupos, para este caso se tomará el momento que se genera en el grupo III.

$$\mathbf{Mu = 1671.63 \text{ kg-m}}$$

Cálculo del refuerzo principal

Datos: $M_u = 1671.63 \text{ kg-m}$

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

$$d = 30 - 4 = 26 \text{ cm}$$

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

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

$$\text{Recubrimiento} = 4 \text{ cm}$$

Área de acero requerido:

$$A_s = \left[(b * d) - \sqrt{(b * d)^2 - \left(\frac{M_u * b}{0.003825 * F'c} \right)} \right] * \left(\frac{0.85 * f'c}{F_y} \right) = 2.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mín}} = \frac{14.1 * b * d}{F_y} = 13.05 \text{ cm}^2$$

Como el A_s requerido $<$ A_s mín; se colocará el A_s mín.

La propuesta del refuerzo principal de la cortina: **varilla núm. 6 G40 @ 0.15 m.**

Cálculo del refuerzo a corte

Combinación de los grupos de carga:

$$\text{Grupo III} \rightarrow V = 1.3 (E + FL) = 1.3 (1082.88 + 170.09) = 1628.86 \text{ kg-m}$$

$$\text{Grupo VII} \rightarrow V = 1.3 (E + S) = 1.3 (1082.88 + 241.12) = 1721.2 \text{ kg-m}$$

Se toma la carga mayor de los dos grupos, para este caso es la del grupo VII.

Cálculo del refuerzo a corte

$$V_U = 1721.2 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 0.53 * 0.85 * (281)^{1/2} * 26 * 100 = 19634.56 \text{ kg}$$

Debido a que el $V_{cr} > V_U$ el concreto resiste, esto permite usar el espaciamiento máximo $d/2$.

$$S = d/2 = 26/2 = 13 \text{ cm}$$

Propuesta del refuerzo a corte de la cortina: **varilla núm. 3 G40 @ 0.13 m.**

Diseño de la viga de apoyo

La viga de apoyo va colocada a lo largo del estribo, esto no permite la flexión de la misma, por lo tanto sólo se analizan fuerzas de aplastamiento, provocadas por fuerzas axiales que transmiten las vigas principales. La viga de apoyo se reforzará con el $A_{s \text{ mín.}}$.

$$A_{s \text{ mín.}} = \frac{14.1 * b * d}{F_y} = \frac{14.1 * 50 * 45}{2810} = 11.29 \text{ cm}^2$$

Propuesta del refuerzo para la viga de apoyo: **6 varillas núm. 5 G40 por cada cama + estribos núm. 3 G40 @ 0.20 m + eslabones núm. 3 G40 @ 0.40 m.**

Diseño de apoyo elastomérico (NEOPRENO)

El dispositivo de apoyo es un órgano de vínculo entre dos elementos estructurales, que tienen la función de transmitir determinados componentes de sollicitación (fuerza o momento) sin movimiento entre los mismos elementos; permitir sin oponer resistencia apreciable, los movimientos relativos entre elementos (desplazamiento o rotación).

Según la sección 14 división I, y la sección 25 división II de las normas AASHTO se tiene: las propiedades del elastómero tendrá características de un módulo de elasticidad a corte G (dureza SHORE A de 60).

Los apoyos integrales serán rectangulares, formados por placas interpuestas de neopreno puro de dureza A de 60, de 13 mm ($t = 1.3$ centímetros) de espesor.

Fórmula: $\sigma_p = \frac{8ab}{t + ab}$, para apoyos fijos y móviles, $\frac{\Delta_L}{T} \leq 0.50$ para apoyos

móviles o libremente apoyados.

Donde: Δ_L = máximo desplazamiento

a, b = dimensiones del apoyo

σ_f = esfuerzo admisible del acero (esfuerzos de trabajo)

σ_p = esfuerzo máximo permisible a compresión

σ_r = esfuerzo a compresión del apoyo

t = espesor de una lámina (1.3 ce

T = espesor total del elastómero

Datos:

L = 25.00 m

a = 65 cm

b = 40 cm

R = 122.87 ton

M_{cm} = 323.92 ton-m

$M_{(cv+i)}$ = 129.17 ton-m

- Esfuerzo por compresión

$$\sigma_p = \frac{8 * 65 * 40}{1.3 * (65 + 40)} = 152.38 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzo actuante

$$\sigma_a = \frac{R}{ab} = \frac{122869.72}{65 * 40} = 47.26 \text{ kg/cm}^2$$

AASHTO recomienda un máximo esfuerzo de 100 kg/cm², por lo tanto: 47.26 kg/cm² < 100 kg/cm².

- Desplazamiento horizontal

Deformación total por esfuerzo, se utilizará la Ley de Hooke: $\sigma_f = 1,700 \text{ kg/cm}^2$

$$\Delta e_t = \frac{1700}{2.9E6} L = \frac{1700 \text{ kg/cm}^2}{2.9E6 \text{ kg/cm}^2} (2500 \text{ cm}) = 1.47 \text{ cm}$$

- Deformación por carga muerta

$$\Delta e_{cm} = \frac{(\Delta e_t)(M_{cm})}{M_{cm} + M_{cv+l}} = \frac{(1.30)(323.92)}{323.92 + 129.17} = 0.93 \text{ cm}$$

- Deformación por contracción de fraguado y contracción diferida

$$\Delta c = 0.000165L = (0.000165)(2500 \text{ cm}) = 0.4125 \text{ cm}$$

- Deformación por temperatura

$$\Delta t = 0.000011 \cdot D^\circ \cdot L = (0.000011) \cdot (10^\circ) \cdot (2500 \text{ cm}) = 0.275 \text{ cm}$$

- Deformación por temperatura

$$\text{Contracción: } \Delta e_{cm} - (\Delta c + \Delta t) = 0.93 - (0.4125 + 0.275) = 0.2425 \text{ cm}$$

$$\text{Dilatación: } (\Delta e_t + \Delta t) - \Delta c = (1.47 + 0.275) - 0.4125 = 1.3325 \text{ cm}$$

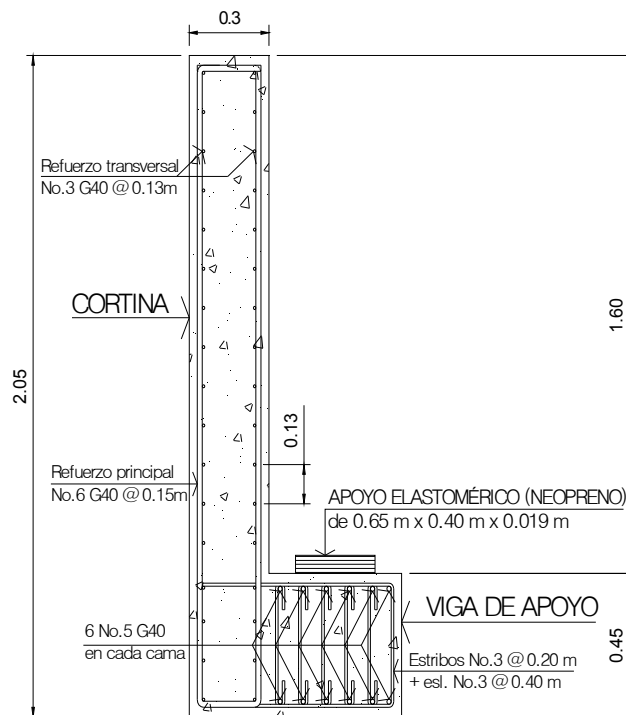
Entonces el máximo desplazamiento horizontal del apoyo considerado: 1.3325 cm.

Espesor de apoyos

Se usarán dos placas elastoméricas de 14 mm + 2 placas de acero de 2 mm, y una placa de acero de 3 mm = 33 mm = 3.3 mm

$$\Delta L/T = 1.33 / 3.3 = 0.40 \leq 0.50$$

Figura 19. Armado de cortina y viga de apoyo



2.2.11 Diseño de la sub-estructura

2.2.11.1 Descripción general

La subestructura de un puente es el conjunto de elementos estructurales, destinados a transmitir la carga proveniente de la superestructura hacia el suelo. La sub-estructura está conformada por estribos y pilas.

Estribos: son los apoyos extremos de la superestructura, que además de transmitir las cargas al suelo, contienen el relleno estructural o terraplén de la carretera. Los estribos y pilas para puentes podrán ser de madera, piedra, concreto masivo, concreto armado, acero y una combinación entre estos.

2.2.11.2 Selección de la sub-estructura

El suelo presenta un valor soporte muy pequeño para resistir cargas elevadas; para contrarrestar esta dificultad se incorporó en el diseño de la sub-estructura, una combinación entre estribo, zapata (cimentación superficial) y pilotes (cimentación profunda); para evitar cualquier tipo de asentamiento considerable que se pueda dar en la estructura.

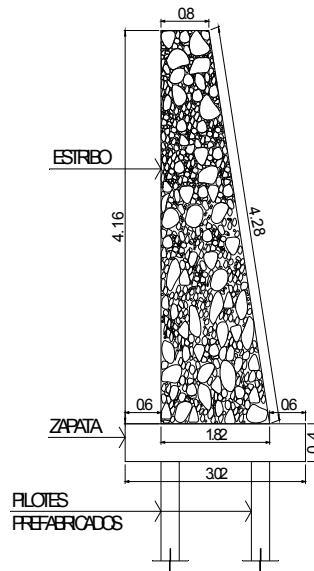
Tomando en cuenta que el estribo tiene que transmitir todas las cargas de la super-estructura al suelo, se implementó una zapata de concreto reforzado, para que reciba toda la carga, la transmita al suelo a través de pilotes distribuidos en el área de la zapata.

Considerando todo lo anterior; se respetó el criterio de que la altura del estribo muro de gravedad de concreto ciclópeo no fuese mayor a seis m, además de resultar económica su construcción, su análisis es más simple que el de cualquier otro tipo.

2.2.11.3 Diseño del estribo

Considerando que la base del estribo tendrá una zapata de concreto reforzado, la geometría del estribo se reducirá específicamente al ancho de la base, reduciendo a la vez el área de la zapata. Analizando únicamente el esfuerzo de corte que se da sobre el estribo, provocado por las cargas de la superestructura, cortina y viga de apoyo.

Figura 20. Geometría del estribo de concreto ciclópeo



2.2.11.3.1 Integración de cargas

W = Peso propio de la viga de apoyo y cortina

$$W = W_{\text{cortina}} + W_{\text{base}}$$

$$W = (1.60 \cdot 0.30 \cdot 2400) + (0.45 \cdot 0.80 \cdot 2400) = 2016 \text{ kg/m}$$

Carga ejercida por las vigas principales sobre el estribo:

$$W_{\text{dist}} = V_U \cdot \text{No. Vigas} / \text{Lestribo}$$

$$W_{\text{dist}} = (122869.72 \cdot 2) / 5.20 = 47257.58 \text{ kg/m}$$

Carga total distribuida sobre el estribo:

$$W_{\text{total}} = W_{\text{dist}} + W$$

$$W_{\text{total}} = 47257.58 + 2016 = \mathbf{49273.58 \text{ kg/m}}$$

Esfuerzo de corte sobre el estribo:

Este esfuerzo es igual a la carga total distribuida a lo largo del estribo, dividida por el área de contacto con la viga de apoyo.

$$F_c = \frac{W_{total}}{A}$$

$$F_c = \frac{(49273.58 \text{ kg/m}) * (1.00\text{m})}{(0.80\text{m} * 1.00\text{m})}$$

$$F_c = 61591.98 \text{ kg/m}^2 \approx \mathbf{6.1592 \text{ kg/cm}^2}$$

Donde: A = franja unitaria de 1 metro de ancho

$$F'_{ciclópeo} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto $F_c \ll F'_{ciclópeo}$; sí cumple, por cuanto el esfuerzo de corte lo soporta la base, ya que tiene un área mayor.

2.2.11.3.2 Presiones en el estribo

Chequeo de presiones

Dado que el estribo se apoya sobre una zapata, se aplicará la fórmula de presiones para zapatas.

$$Q = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x}{I_x} \pm \frac{M_y}{I_y}$$

Por no ser un elemento monolítico se asume que los elementos en "X" y en "Y" son igual a cero, ya que el estribo no transmite momentos flexionantes a la zapata. Entonces la ecuación arriba indicada queda de la siguiente manera:

$$q = \frac{P}{A} ; \text{ en kg/m}^2$$

Donde: P = carga última transmitida a la zapata

A = área de la zapata

Integración de carga última

$P = W_U = \text{carga última} = \text{carga total de trabajo (}W_{\text{trab}}\text{)} + \text{carga estribo (}W_{\text{estribo}}\text{)}$

Cargas de trabajo:

$$V_{\text{trab}} = V_{\text{cm}} + V_{\text{cv}}$$

Donde: $V_{\text{cm}} = W_{\text{super-estructura}}$

$V_{\text{cv}} = \text{carga viva}$

$$W_{\text{super-estructura}} = W_{\text{vigas}} + W_{\text{banqueta}} + W_{\text{barandal}} + W_{\text{diafragmas}} + W_{\text{losa}} + W_{\text{carpeta de rodadura}}$$

$$W_{\text{vigas}} = 1.60 \cdot 0.65 \cdot 12.5 \cdot 2400 \cdot 2 = 62400 \text{ kg}$$

$$W_{\text{banqueta}} = 0.17 \cdot 0.60 \cdot 12.5 \cdot 2400 \cdot 2 = 6120 \text{ kg}$$

$$W_{\text{barandal}} = 12.5 \cdot 40 \cdot 2 = 1000 \text{ kg}$$

$$W_{\text{diafragmas}} = 0.50 \cdot 1.20 \cdot 2400 \cdot 3.05 + 2 \cdot (0.30 \cdot 0.80 \cdot 2400 \cdot 3.05) = 7905.6 \text{ kg}$$

$$W_{\text{losa}} = 0.17 \cdot 4.00 \cdot 12.5 \cdot 2400 = 20400 \text{ kg}$$

$$W_{\text{carpeta de rodadura}} = 0.05 \cdot 4.00 \cdot 12.5 \cdot 2400 = 6000 \text{ kg}$$

$$W_{\text{super-estructura}} = 103825.6 \text{ kg}$$

$$V_{\text{cv}} = 5500 \text{ kg}$$

$$V_{\text{trab}} = 114308.8 + 5500 = 109325.6 \text{ kg}$$

Factor de carga última:

$$F_{\text{cu}} = V_u / V_{\text{trab}}$$

$$F_{\text{cu}} = 122869.72 \text{ kg} / 109325.6 \text{ kg} = 1.12$$

Carga total de trabajo

$W_{\text{total de trabajo}} = W_{\text{trab}} = V_{\text{trab}} * \text{No. vigas} / L_{\text{estribo}} + W$ (cortina + viga de apoyo)

$$W_{\text{trab}} = [(109153.2 * 2) / 5.20] + 0.84 * 2400$$

$$W_{\text{trab}} = 43382.62 \text{ kg/m}$$

Cálculo de la carga total del estribo

$$W_{\text{zapata}} = W_{\text{trab}} + W_{\text{estribo}}$$

$$W_{\text{estribo}} = (0.80 * 4.16 * 2700) + (0.5 * 1.02 * 4.16 * 2700)$$

$$W_{\text{estribo}} = 14713.92 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{zapata}} = 43382.62 + 14713.92$$

$$W_{\text{zapata}} = 58096.54 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{zapata}} = (58096.54 \text{ kg/m}) * (1.00 \text{ m}) = 58096.54 \text{ kg}$$

Carga última:

$$W_U = W_{\text{zapata}} * F_{cu}$$

$$W_U = 58096.54 * 1.12 = \mathbf{65068.12 \text{ kg}}$$

Comprobación de presiones:

Donde la dimensión más pequeña asumida de la zapata para el estribo será de: 3.02 m.

$$q = \frac{P}{A} ; \text{ en kg/m}^2$$

$$q = 65068.12 \text{ kg} / (3.02 \text{ m} * 1.00 \text{ m})$$

$$q = \mathbf{21545.74 \text{ kg/m}^2} \quad q > 0$$

Para encontrar el valor soporte del suelo y compararlo con la presión que ejerce la carga del puente hacia la zapata, se aplicará mediante la fórmula de presiones admisibles en el suelo, por ser la que más se adapta a este caso en particular. La fórmula que se usará está en función de los resultados del ensayo SPT y la geometría de la zapata (sección más crítica).

Fórmula de presiones admisibles en el suelo, para una zapata de sección mayor a 1.25 m.

$$\text{Para } B > 1.25 \text{ m: } q_a = \frac{s_L N}{2.84} \left(\frac{B + 0.33}{B} \right)^2$$

Donde: q_a = presión admisible de carga

s_L = límite permitido de asentamiento (mm)

N = valor N promedio (ver anexo PERFIL ESTRATIGRÁFICO DE ENSAYO SPT)

B = sección o ancho más pequeño de la zapata

La cota de desplante de la cimentación superficial (zapata del estribo); será aproximadamente de: 1.82 m.

$$q_a = \frac{25 * 10}{2.84} \left(\frac{3.02 + 0.33}{3.02} \right)^2 = 108.317193 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{adm} \approx 108317.193 \text{ N/m}^2 \approx 11040.52 \text{ kg/m}^2$$

$$q > q_{adm}$$

$q >$ Valor soporte del suelo a 1.82 m de profundidad

$$21545.74 \text{ kg/m}^2 > 11040.52 \text{ kg/m}^2$$

Dado que la presión que se genera en la zapata **es mayor** que el *Valor soporte de suelo* a la profundidad establecida, se propondrá una cimentación combinada, para transmitir gradualmente la carga estructural al suelo; esta cimentación estará compuesta de zapata y pilotes distribuidos en el área de la zapata.

2.2.11.3.3 Diseño estructural de los elementos del estribo

Diseño del cimiento

Para tener un mayor margen de seguridad, se diseñarán las zapatas con las cargas últimas de trabajo. Para el cálculo de las siguientes fuerzas se trabajarán con las dimensiones propuestas de la zapata, verificando únicamente si resiste los siguientes esfuerzos de corte: corte simple y punzonante; además, se chequeará el refuerzo que tendrá la zapata para evitar flexión.

Chequeo por corte simple

Datos:

$$h_{\text{zapata}} \text{ asumido} = 0.50 \text{ m}$$

$$d = \text{peralte efectivo } 0.40 - \varnothing/2 - \text{recubrimiento} = 0.4005$$

$$B = \text{base de la zapata} = 3.02 \text{ m}$$

$$b = \text{base del estribo} = 1.82 \text{ m}$$

$$X = B/2 - b/2 - d$$

$$X = 3.02/2 - 1.82/2 - 0.4005 = 0.1995 \text{ m}$$

Corte actuante

$$V_{\text{act}} = W_U * \text{Área}$$

$$V_{\text{act}} = 21545.74 * (3.02 * 0.1995) = 12981.09 \text{ kg}$$

Corte resistente

$$V_r = 0.85 \cdot 0.53 \cdot (f'c)^{1/2} \cdot b \cdot d$$

$$V_r = 0.85 \cdot 0.53 \cdot (210)^{1/2} \cdot 302 \cdot 40.05 = 78961.23 \text{ kg}$$

$$78961.23 \text{ kg} > 12981.09 \text{ kg}$$

$V_r > V_{act}$, si cumple

Chequeo por corte punzonante

Datos: b_o = perímetro de adentro

$$d + \text{sección de muro} = 0.4005 + 1.82 = 2.2205 \text{ m}$$

$$b_o = 222.05 \text{ cm}$$

Corte actuante

$$V_{actpun} = W_U \cdot \text{Área}$$

$$V_{actpun} = 21545.74 \cdot (5.20 \cdot 3.02 - 5.20 \cdot 222.05)$$

$$V_{actpun} = 89574.26 \text{ kg}$$

Corte resistente

$$V_{rpun} = 0.85 \cdot 0.53 \cdot (f'c)^{1/2} \cdot b \cdot d$$

$$V_{rpun} = 0.85 \cdot 1.06 \cdot (210)^{1/2} \cdot 222.05 \cdot 40.05$$

$$V_{rpun} = 116114.84 \text{ kg}$$

$$116114.84 \text{ kg} > 89574.26 \text{ kg}$$

$V_{rpun} > V_{actpun}$; sí cumple

Diseño del refuerzo por flexión

Datos: M_u = momento último

L = longitud del voladizo de la zapata

b = 100 cm

d = 45.05 cm

f'_c = 210 kg/cm²

f_y = 2810 kg/cm²

$$M_U = W_u * L^2 / 2$$

$$M_U = 21545.74 * (0.60)^2 / 2 = 3878.23 \text{ kg-m}$$

$$A_s = 3.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 22.61 \text{ cm}^2; \text{ se colocara } A_{s_{\min}}$$

Se propone reforzar en la **cama inferior** de la zapata de la siguiente manera: **varilla núm. 6 G40 @ 0.12 ambos sentidos.**

En la cama superior de la zapata se calculará el refuerzo por temperatura de la siguiente manera:

$$A_{s_{\text{temp}}} = 0.002 * b * d$$

$$A_{s_{\text{temp}}} = 0.002 * 100 * 40.05$$

$$A_{s_{\text{temp}}} = 8.01 \text{ cm}^2$$

Se propone colocar refuerzo: **cama superior núm. 4 G40 @ 0.15 ambos sentidos.**

Diseño de pilotes

Los pilotes son elementos hechos de acero, concreto y/o madera, usados para construir cimentaciones profundas. En este caso en especial es necesario usar este tipo de cimentación, para garantizar la seguridad estructural del puente a pesar del costo.

En los trabajos de construcción se usan diferentes tipos de pilotes, dependiendo del tipo de carga que soportará, de las condiciones del subsuelo y de la localización del nivel freático.

Considerando que el tipo de suelo donde se ubicará el proyecto, tiene poca capacidad de carga y no es cohesivo, se eligieron pilotes *prefabricados* de concreto reforzado. Estos se fabrican usando un refuerzo ordinario y su sección transversal es cuadrada u octagonal; se refuerza para que resista el momento flexionante desarrollado durante su manipulación, transporte, la carga vertical y el momento flexionante causado por la carga lateral. Los pilotes son fabricados a las longitudes deseadas y curados antes de transportarlos a los sitios de trabajo.

De acuerdo con los resultados del sondeo dinámico (SPT) realizado en el lugar, no se encuentra un estrato rocoso, ni suelo compacto y/o duro a una profundidad razonable. Estas particularidades encontradas en el suelo influyeron en la elección de pilotes, para resistir las cargas transmitidas del puente hacia el suelo.

El mecanismo de los pilotes para transferir carga al suelo, será de dos maneras:

Carga de punta: en este caso la capacidad última de resistencia de carga de los pilotes depende por completo de la capacidad de carga del material (suelo) subyacente; estos son llamados *pilotes de carga de punta*, en la mayoría de estos casos, la longitud necesaria del pilote debe ser establecida de forma precisa; además, los pilotes se prolongan unos cuantos metros dentro del estrato duro.

Carga por fricción: cuando no se tiene una capa de roca o material duro a una profundidad razonable para este tipo de condición en el subsuelo, los pilotes se hincan en el material más blando a profundidades específicas. Estos se denominan *pilotes de fricción*, porque la mayor parte de la resistencia se deriva de la fricción superficial, la longitud de estos pilotes depende de la resistencia cortante del suelo, de la carga aplicada y del tamaño del pilote.

Las ecuaciones para estimar la capacidad última de carga de un pilote, se logra por una simple ecuación, como la suma de la carga tomada en la punta del pilote, más la resistencia total por fricción (fricción superficial) generada en la interfaz suelo-pilote o;

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Donde: Q_p = carga tomada en la punta del pilote

Q_s = carga tomada por la fricción superficial desarrollada en los lados del pilote (causada por la resistencia cortante entre el suelo y el pilote)

Si Q_s es muy pequeña, $Q_u \approx Q_p$

Sin embargo, si el valor de Q_p es relativamente pequeño, $Q_u \approx Q_s$

CAPACIDAD DE CARGA DE LA PUNTA, Q_p

La capacidad última de carga de cimentaciones superficiales, de acuerdo con las ecuaciones de Terzaghi, es:

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma; \text{ (para cimentaciones cuadradas superficiales)}$$

Similarmente, la ecuación general de capacidad de carga para cimentaciones superficiales (para carga vertical) está dada como:

$$q_u = cN_cF_{cs}F_{cd} + qN_qF_{qs}F_{qd} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}$$

Por lo tanto, la capacidad última de carga se expresa como:

$$q_u = cN_c^* + qN_q^* + \gamma BN_\gamma^*$$

Donde: N_c^* , N_γ^* y N_q^* son factores de capacidad de carga que incluyen los factores necesarios de forma y profundidad.

Las cimentaciones con pilotes son profundas. Sin embargo, la resistencia última, q_p por área unitaria desarrollada en la punta del pilote se expresa por una ecuación similar, en forma a la descrita anteriormente, aunque los valores de N_c^* , N_γ^* y N_q^* serán diferentes. La nomenclatura usada para el ancho de un pilote es D . Al sustituir D por B en la ecuación anterior resulta:

$$q_u = cN_c^* + qN_q^* + \gamma DN_\gamma^*$$

Dado que el ancho “ D ” de un pilote es relativamente pequeño, el término γDN_y^* se cancela del lado derecho de la ecuación sin introducir un serio error, por lo tanto la ecuación queda de la siguiente manera:

$$q_p = cN_c^* + q'N_q^*$$

El término q fue reemplazado por q' en la ecuación, para indicar un esfuerzo vertical efectivo. Por consiguiente, la carga de punta de pilotes es:

$$Q_p = A_p q_p = A_p (cN_c^* + q'N_q^*)$$

Donde: A_p = área de la punta del pilote, [pies²]

c = cohesión del suelo que soporta la punta del pilote

q_p = resistencia unitaria de punta, [klb/pies²]

q' = esfuerzo vertical efectivo al nivel de la punta del pilote, [klb/pie²]

N_c^* , N_q^* = factores de capacidad de carga

RESISTENCIA POR FRICCIÓN, Q_s

La resistencia por fricción o superficial de un pilote se expresa como:

$$Q_s = \sum p \Delta L f$$

Donde: p = perímetro de la sección del pilote, [pie]

ΔL = longitud incremental del pilote sobre la cual p y f se consideran constantes, [pie]

f = resistencia unitaria por fricción a cualquier profundidad z ; [klb/pies²]

Debe subrayarse que en el campo, para movilizar plenamente la resistencia de punta (Q_p), el pilote debe desplazarse de 10% a 25% del ancho (o diámetro) del pilote.

Existen numerosos estudios y métodos que tratan sobre la determinación de los valores de Q_p y Q_s , pero en este diseño solo se tomarán los proporcionados por Vesic (1977), Meyerhof (1976) y Janbu (1976); ya que son los que más se adaptan a las condiciones y características del proyecto.

ESTIMACIÓN DE Q_p A TRAVÉS DEL MÉTODO DE MEYERHOF

Arena

La capacidad de carga de punta de un pilote en arena, generalmente crece con la profundidad de empotramiento en el estrato de apoyo y alcanza un valor máximo, para una relación de empotramiento de $L_b/D = (L_b/D)_{cr}$. En un suelo homogéneo L_b , es igual a la longitud real L de empotramiento del pilote; es decir, $L = L_b$. De acuerdo con Meyerhof (1976), los factores de capacidad de carga crecen con L_b/D y alcanzan un valor máximo en $L_b/D \approx 0.5(L_b/D)_{cr}$. En la mayoría de los casos, la magnitud de L_b/D para pilotes es mayor que $0.5(L_b/D)_{cr}$, por lo que los valores máximo de N_c^* y N_q^* , serán aplicables para el cálculo de q_p en todos los pilotes. La variación de esos valores máximo de N_c^* y N_q^* con el ángulo de fricción ϕ , se muestra en la **figura 21**.

Donde: L = longitud de empotramiento del pilote

L_b = longitud de empotramiento del pilote en estrato de apoyo

Para pilotes en arena, $c = 0$ la ecuación de capacidad por punta toma la forma simplificada, el resultado se expresa en [klb];

$$Q_p = A_p q_p = A_p q' N_q^*$$

↑
Figura 21

Sin embargo, Q_p no debe exceder el valor límite $A_p q_l$, o sea

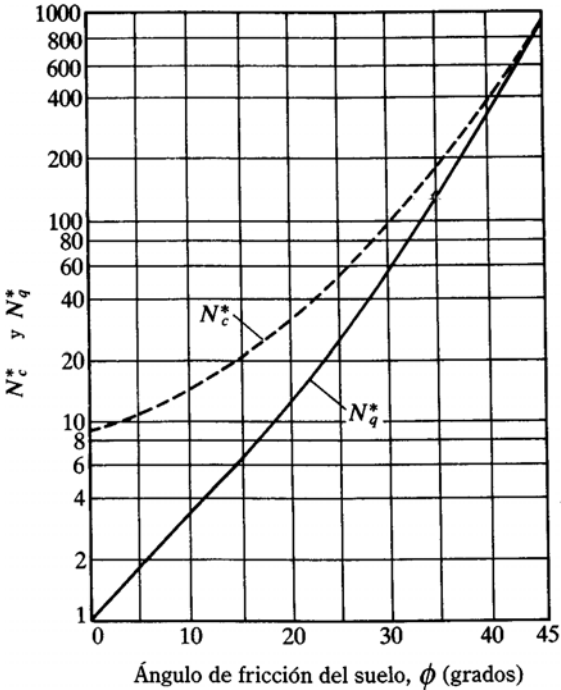
$$Q_p = A_p q' N_q^* \leq A_p q_l$$

La resistencia de punta límite es:

$$q_l \text{ (klb/pies}^2\text{)} = 1000 N_q^* \tan \phi$$

Donde ϕ = ángulo de fricción del suelo en el estrato de apoyo.

Figura 21. Variación de los valores máximos de N_c^* y N_q^* con el ángulo de fricción del suelo ϕ (según Meyerhof, 1976)



ESTIMACIÓN DE Q_p A TRAVÉS DEL MÉTODO DE VESIC

Vesic (1977) propuso un método para estimar la capacidad de carga de punta de un pilote, con base en la *teoría de expansión de cavidades*. Esta se basa en los parámetros de esfuerzo efectivo.

$$Q_p = A_p q_p = A_p (cN_c^* + \sigma_o' N_\sigma^*)$$

Donde: σ_o' = esfuerzo (efectivo) normal medio del terreno al nivel de la punta del pilote

$$\sigma_o' = [(1 + 2K_o) / 3] q'$$

K_o = coeficiente de presión de tierra en reposo = $1 - \text{sen } \emptyset$

N_c^* , N_σ^* = factores de capacidad de carga

Para pilotes en arena $c = 0$, la ecuación anterior puede expresarse como:

$$Q_p = A_p \sigma_o' N_\sigma^*$$

De acuerdo con la teoría de Vesic,

$$N_\sigma^* = f(I_{rr})$$

Donde: I_{rr} índice de rigidez reducida para el suelo, sin embargo;

$$I_{rr} = (I_r) / (1 + I_r \Delta)$$

Donde: I_r = índice de rigidez = $[E_s / 2(1 + \mu_s)(c + q' \tan \emptyset)] = G_s / [c + q' \tan \emptyset]$

E_s = módulo de elasticidad del suelo

μ_s = relación de Poisson del suelo

G_s = módulo cortante del suelo

Δ = deformación unitaria promedio en la zona plástica debajo de la punta del pilote

Para condiciones sin cambio de volumen (arena densa o arcilla saturada),

$$\Delta = 0; \quad I_{rr} = I_r$$

Los valores de I_r , se logran en laboratorio, a través de pruebas de consolidación y triaxiales, correspondientes a los niveles apropiados de esfuerzo. Sin embargo, para uso preliminar se recomiendan los siguientes valores:

Tabla XVII. Valores de I_r recomendados para usos preliminares

Tipo de suelo	I_r
Arena	70 – 150
Limos y arcillas (condición drenada)	50 – 100
Arcillas (condición no drenada)	100 – 200

La tabla XX. (APÉNDICE) da los valores de N_c^* y N_q^* , para varios valores del ángulo ϕ de fricción del suelo e I_{rr} .

ESTIMACIÓN DE Q_p A TRAVÉS DEL MÉTODO DE JANBU

Janbu (1976) propuso calcular Q_p con la expresión:

$$Q_p = A_p (cN_c^* + q'N_q^*)$$

Se puede apreciar que esta ecuación tiene la misma forma que la anterior (ecuación de Vesic). Los factores de capacidad de carga N_c^* y N_q^* , se calculan suponiendo una superficie de falla en el suelo en la punta del pilote. Las relaciones de capacidad de carga son entonces:

$$N_q^* = (\tan \phi + (1 + \tan^2 \phi)^{1/2})^2 (e^{2\eta' \tan \phi})$$

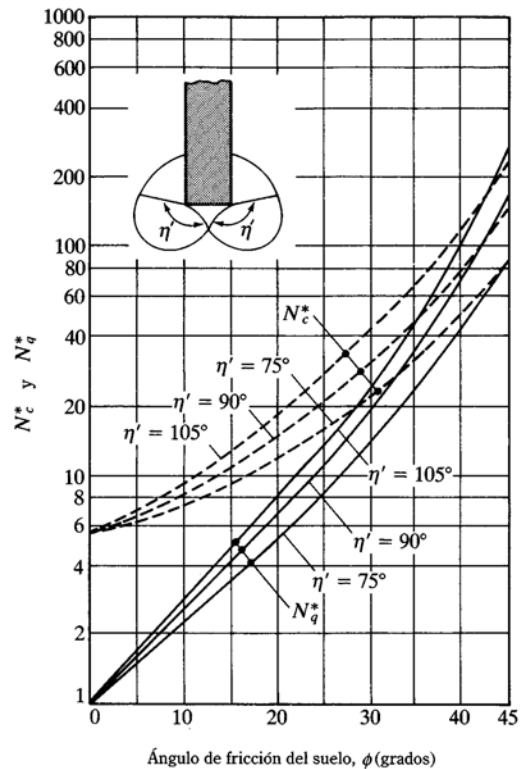
$$N_c^* = (N_q^* - 1) \cot \emptyset$$

Para pilotes en arena $c = 0$, la ecuación anterior puede expresarse como:

$$Q_p = A_p q' N_q^*$$

La figura 22, muestra la variación de N_q^* y N_c^* con \emptyset y η' . El ángulo η' varía aproximadamente 70° en arcillas blandas a 105° en suelos arenosos densos. Independientemente del procedimiento teórico usado para calcular Q_p , su magnitud no se obtiene sino hasta que el pilote ha penetrado por lo menos entre 10% y 25% de su ancho. Esta profundidad es crítica en el caso de la arena.

Figura 22. Factores de capacidad de apoyo de Janbu



RESISTENCIA POR FRICCIÓN, Q_s

EN ARENA

Se señaló que la resistencia por fricción (Q_s) se expresa como:

$$Q_s = \sum p \Delta L f$$

La resistencia unitaria por fricción f , es difícil de estimar. Al calcular f deben tenerse en cuenta varios factores importantes, como:

1. La naturaleza de la instalación del pilote. Para los hincados en arena, la vibración causada durante el hincado del pilote, ayuda a densificar el suelo a su alrededor.

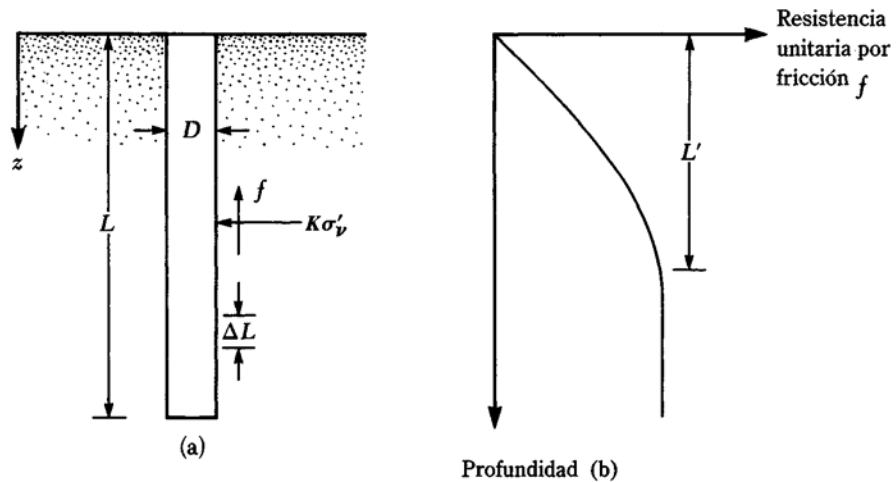
Es decir, que la zona de densificación o compactación de la arena, que rodea al pilote, es aproximadamente 2.5 veces el diámetro del pilote.

2. Se ha observado que la naturaleza de la variación de la fricción unitaria f , en campo se comporta de la siguiente manera; crece con la profundidad más o menos linealmente hasta una profundidad de L' y permanece luego constante. La magnitud de la profundidad crítica L' es de entre 15 y 20 diámetros del pilote. Una estimación conservadora sería

$$L' \approx 15D$$

3. A profundidades similares, la fricción unitaria superficial en arena suelta es mayor para un pilote de alto desplazamiento que para un pilote de bajo desplazamiento.
4. A profundidades similares, los pilotes perforados o hincados parcialmente con chorro de agua a gran presión, tendrán una fricción unitaria superficial menor que en el caso de pilotes hincados.

Figura 23. Resistencia por fricción unitaria para pilotes en arena



Considerando los factores anteriores, se da una relación aproximada para f como sigue:

Para $z = 0$ a L'

$$f = K\sigma'_v \tan \delta$$

y para $z = L'$ a L

$$f = f_{z=L'}$$

Donde: K = coeficiente efectivo de la tierra

σ'_v = esfuerzo vertical efectivo a la profundidad bajo consideración

δ = ángulo de fricción entre suelo y pilote

En realidad, la magnitud de K varía con la profundidad. Es aproximadamente el coeficiente K_p , de presión pasiva de Rankine en la parte superior del pilote y menor que el coeficiente, K_o , de la presión en reposo a una profundidad mayor.

Con base en los resultados disponibles actualmente, los siguientes valores promedio de K son recomendados para usarse en la siguiente ecuación.

Tabla XVIII. Valores promedio de K

Tipo de pilote	K
Perforado	$\approx K_o = 1 - \text{sen } \emptyset$
Hincado, de bajo desplazamiento	$\approx K_o = 1 - \text{sen } \emptyset$ a $1.4 K_o = 1.4 (1 - \text{sen } \emptyset)$
Hincado, de alto desplazamiento	$\approx K_o = 1 - \text{sen } \emptyset$ a $1.8 K_o = 1.8 (1 - \text{sen } \emptyset)$

Los valores de δ , dados por varios investigadores parecen estar en el rango de $0.5\emptyset$ a $0.8\emptyset$.

En diversas referencias bibliográficas, dedicadas al estudio de suelos, explican que el rango de la gravedad específica de un suelo, está en función de las características del mismo.

Cálculo de la capacidad de carga en la punta del pilote (Q_p), con los tres métodos propuestos

Método de Meyerhof, Q_p

Para pilotes en arena, $c = 0$ $Q_p = A_p q_p = A_p q' N_q^*$ en [klb];

Datos: $D = 0.305 \text{ m} \approx 1 \text{ pie} \rightarrow$ diámetro o ancho del pilote

$$q' = 3,479.46 \text{ lb/pie}^2 \approx 3.4795 \text{ klb/pie}^2$$

$$\emptyset = 38^\circ$$

$$L = 7.80 \text{ m} = 25.59 \text{ pie}$$

$$N_q^* \approx 225$$

→ De **figura 21** “Variación de los valores máximos de N_c^* y N_q^* con el ángulo de fricción del suelo \emptyset ”

$$Q_p = A_p q' N_q^* = (1 \text{ pie} * 1 \text{ pie}) * (3.4795 \text{ klb/pie}^2) * (225) = \mathbf{782.879 \text{ klb}}$$

Q_p , no debe exceder el valor límite $A_p q_l$, o sea $Q_p = A_p q' N_q^* \leq A_p q_l$; y la resistencia en la punta límite es $q_l \text{ (klb/pie}^2) = 1000 N_q^* \tan \emptyset$;

$$Q_p = A_p q_l = A_p N_q^* \tan \emptyset \text{ (klb/pie}^2) = (1 \text{ pie} * 1 \text{ pie}) * (225) * (\tan 38^\circ)$$

$$Q_p = 175.80 \text{ klb}$$

Por lo tanto, $Q_p = \mathbf{175.80 \text{ klb}}$

Método de Vesic, Q_p

Para pilotes en arena, $c = 0$ $Q_p = A_p \sigma_o' N_{\sigma}^*$ en [klb];

Datos: $D = 0.305 \text{ m} \approx 1 \text{ pie}$

$$q' = 3,479.46 \text{ lb/pie}^2 \approx 3.4795 \text{ klb/pie}^2$$

$$\emptyset = 38^\circ$$

$$L = 7.80 \text{ m} = 25.59 \text{ pie}$$

$$Q_p = A_p \sigma_o' N_{\sigma}^* = A_p [((1 + 2(1 - \sin \emptyset))/3)^* q'] N_{\sigma}^*$$

Para $\emptyset = 38^\circ$ e $I_{rr} = 80$, el valor de N_{σ}^* es aproximadamente **99.60** (tabla **XXIII, Apéndice**), por lo que:

$$Q_p = (1 \text{ pie}^2 * 1 \text{ pie}^2) [((1 + 2(1 - \sin 38^\circ))/3)^* (3.4795 \text{ klb/pie}^2)] (99.6)$$

$$Q_p = \mathbf{204.31 \text{ klb}}$$

Método de Janbu, Q_p

$$Q_p = A_p q' N_q^*$$

Para pilotes en arena, $c = 0$ en [klb];

Datos: $D = 0.305 \text{ m} = 1 \text{ pie}$
 $q' = 3,479.46 \text{ lb/pie}^2 \approx 3.4795 \text{ klb/pie}^2$
 $\phi = 38^\circ$
 $L = 7.80 \text{ m} = 25.59 \text{ pie}$
Para $\phi = 38^\circ$ y $\eta' = 90^\circ$, el valor de $N_q^* \approx 55$ (De **figura 22**)

$$Q_p = A_p q' N_q^* = (1 \text{ pie} * 1 \text{ pie}) * (3.4795 \text{ klb/pie}^2) * (55) = \mathbf{191.3703 \text{ klb}}$$

Cálculo de la resistencia por fricción del pilote, Q_s

$$Q_s = [(f_{z=0} + f_{z=L'})/2] \rho L' + f_{z=L'} \rho (L - L')$$

Datos: $\rho = \text{perímetro del pilote} = 4 \times 1 \text{ pie} = 4 \text{ pie}$
 $K = 1.2$
 $\delta = 0.6\phi$
 $L' \approx 15D = 15(1 \text{ pie}) = 15 \text{ pie}$

En $z = 0$, $\sigma_v' = 0$, por lo que $f = 0$. De nuevo en $z = L' = 15 \text{ pies}$,
 $\sigma_v' = \sigma L' = [(135.9696 \text{ lb/pie}^3 * 20 \text{ pie}) / 1000] = 2.039 \text{ klb/pie}^2$

Por lo tanto,

$$f = K \sigma_v' \tan \delta = (1.2)(2.039 \text{ klb/pie}^2) [\tan(0.6 \times 38)] = 1.0288 \text{ klb/pie}^2$$

Entonces

$$Q_s = [(f_{z=0} + f_{z=L'})/2] \rho L' + f_{z=L'} \rho (L - L')$$

$$Q_s = [(0 + 1.0288)/2](4)(15) + (1.0288)(4)(25.59 - 15)$$

$$Q_s = 30.864 + 43.58 = \mathbf{74.44 \text{ klb}}$$

La ecuación para calcular la capacidad última de carga de un pilote, se estima de acuerdo con los resultados calculados de la resistencia por la punta del pilote y por la fricción;

$$Q_u = Q_p + Q_s = \bar{P}_p + \bar{Q}_s$$

Dado que la resistencia tomada en la punta del pilote (Q_p), se calculó a través de tres métodos, se hará un promedio (\bar{P}_p) de los mismos para obtener un resultado confiable.

$$\bar{P}_p = (175.80 + 191.37 + 74.44)/3 = \mathbf{\bar{P}_p = 147.20 \text{ klb}}$$

El cálculo de la capacidad última de carga se realiza de la siguiente manera:

$$Q_u = \bar{P}_p + \bar{Q}_s = 147.20 + 74.44 = \mathbf{Q_u = 221.64 \text{ klb}}$$

Debe usarse un factor de seguridad razonable, para obtener la carga total admisible de cada pilote, o

$$Q_{adm} = Q_u / FS$$

Donde: Q_{adm} = capacidad admisible de carga para cada pilote

FS = factor de seguridad

El factor de seguridad, generalmente usado, varía entre 2.5 y 4, dependiendo de las incertidumbres del cálculo de la carga última.

Para este caso se tomará un factor de seguridad (FS) de 4, por presentar el suelo características especiales.

$$\text{Entonces; } Q_{adm} = 221.64 / 4 = Q_{adm} = \mathbf{55.41 \text{ klb}}$$

Para encontrar la cantidad necesaria de pilotes que soporten la carga del puente, se divide dicha carga entre la carga admisible del pilote. El resultado de este procedimiento se multiplica por el largo de la zapata (5.20 m).

La carga última para este caso es $W_U = 65,068.12 \text{ kg}$, la capacidad admisible de carga para cada pilote es $Q_{adm} = 55.41 \text{ klb}$.

$$Q_{adm} = 55.41 \text{ klb} * (1 \text{ kg} / 2.205 \text{ lb}) * 1000 \approx 25,129.25 \text{ kg}$$

$$\text{Núm. de pilotes} = W_U / Q_{adm} = 65,068.12 \text{ kg} / 25,129.25 \text{ kg}$$

$$\text{Núm. de pilotes} = 2.58933$$

Por lo tanto el número de pilotes necesarios para soportar la carga aplicada sobre cada zapata del estribo, será de;

$$\text{Total de pilotes} = 2.85933 * 5.20\text{m (longitud del estribo)}$$

$$\mathbf{\text{Total de pilotes} = 13.46 \approx 14}$$

Esta es la cantidad de pilotes necesarios para resistir la carga transmitida por la superestructura y la subestructura del puente.

Este procedimiento se realizó con el objetivo de encontrar la carga admisible de los pilotes y la cantidad necesaria de estos, para resistir las cargas

transmitidas por el puente, no se incluye el análisis estructural, ya que las empresas que los fabrican, los tienen estandarizados en cuanto a sección y características estructurales, la única variable es la longitud.

2.2.12 Elaboración de planos

Los planos constructivos para el diseño del puente vehicular, se presentan en el Apéndice 1; están conformados por: planta de curvas de nivel, plano del perfil del puente, plano de detalles constructivos y plano de detalles de cimentación.

2.2.13 Elaboración de presupuesto

El presupuesto se elaboró a base de precios unitarios, tomando como referencia los precios de materiales que se cotizan en el área del Puerto de Iztapa, en lo concerniente a mano de obra calificada y no calificada se asignaron los salarios que la municipalidad tiene para casos similares, respecto a los costos indirectos se aplicó el 40%.

Tabla XIX. Resumen, costo total de proyecto

**PRESUPUESTO DEL PROYECTO
PUENTE VEHICULAR ALDEA PUERTO VIEJO
PUERTO DE IZTAPA, ESCUINTLA**

REGLÓN	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL	MONTO
100	TRABAJOS PRELIMINARES					
101	Limpieza y destronque	390.00	m ²	Q 6.12	Q 2,386.80	
102	Bodega provicional	48.00	m ²	Q 494.85	Q 23,752.80	
104	Trazo y estaqueado	1700.00	m ²	Q 6.06	Q 10,302.00	
105	Movilización de maquinaria y equipo	1.00	global	Q 59,358.92	Q 59,358.92	Q 95,800.52
200	SUBESTRUCTURA					
201	Suministro de pilotes	28.00	unidad	Q 3,778.57	Q 105,799.96	
202	Hincado de pilotes	28.00	unidad	Q 7,585.71	Q 212,399.88	
203	Excavación estructural	1263.00	m ³	Q 75.19	Q 94,964.97	
204	Zapatas de concreto reforzado	31.41	m ²	Q 1,543.33	Q 48,476.00	
205	Estribo de concreto ciclópico	56.68	m ³	Q 971.02	Q 55,037.41	
206	Aletones de concreto ciclópico	56.80	m ³	Q 1,273.96	Q 72,360.93	
207	Viga de apoyo de concreto reforzado	10.40	ml	Q 1,556.31	Q 16,185.62	
208	Cortina de concreto reforzado	10.40	ml	Q 2,625.81	Q 27,308.42	
209	Apoyo elastomérico (Neopreno)	1.00	global	Q 4,128.00	Q 4,128.00	
210	Relleno estructural	455.00	m ³	Q 374.86	Q 170,561.30	Q 807,222.49
300	SUPERESTRUCTURA					
301	Vigas principales de concreto reforzado	50.00	ml	Q 3,639.74	Q 181,987.00	
302	Diafragma externo de concreto reforzado	4.80	ml	Q 1,199.73	Q 5,758.70	
303	Diafragmas interno de concreto reforzado	2.40	ml	Q 1,715.21	Q 4,116.50	
304	Losa estructural de rodadura de concreto reforzado	148.08	m ²	Q 1,730.20	Q 256,208.02	
305	Banqueta de concreto reforzado	32.00	m ²	Q 1,605.31	Q 51,369.92	
306	Barandal de protección	50.00	ml	Q 1,300.00	Q 65,000.00	Q 564,440.14
400	OBRAS COMPLEMENTARIAS					
401	Losa para rampa de acceso	335.92	m ²	Q 414.23	Q 139,148.14	Q 139,148.14
500	TRABAJOS FINALES					
501	Desmovilización de maquinaria y equipo	1.00	global	Q 59,898.60	Q 59,898.60	
502	Limpieza final y entrega	1.00	global	Q 41,654.00	Q 41,654.00	Q 101,552.60

COSTO DIRECTO TOTAL	Q 1,708,163.90
----------------------------	-----------------------

COSTO INDIRECTO 40%	Q 683,265.56
----------------------------	---------------------

MONTO DEL PROYECTO	Q 2,391,429.46
---------------------------	-----------------------

CONCLUSIONES

- 1 La construcción del sistema de abastecimiento de agua potable para el parcelamiento El Wiscoyol I, prevendrá enfermedades derivadas del consumo de agua sin tratamiento, pues la mayoría de enfermedades gastrointestinales que padecen los habitantes de la comunidad, son causadas por el consumo de agua contaminada; además, este proyecto beneficiará a 1091 habitantes y el costo es de Q 1 108687.00.
- 2 La autosostenibilidad del sistema de abastecimiento de agua potable para el parcelamiento El Wiscoyol I, dependerá del cobro de tarifas a los usuarios del servicio y del aporte que brinde la municipalidad del Puerto de Iztapa, por lo que es de suma importancia implementar el cobro del mismo, así como tener una organización que administre el proyecto.
- 3 La construcción del puente vehicular en la aldea Puerto Viejo, contribuirá al desarrollo económico y social del municipio del Puerto de Iztapa, por cuanto se mejorará el tránsito vehicular hacia la playa pública, beneficiando directamente a 580 habitantes e indirectamente a 4554, el costo del proyecto es de Q 2 391429.46.
- 4 El estudio de suelos permitió conocer el bajo valor soporte que presenta el suelo del lugar; para contrarrestar esta característica del suelo se analizó la alternativa más confiable para la construcción del puente vehicular, que fue la implementación de una cimentación combinada (zapata-pilote).
- 5 Los presupuestos de los proyectos se elaboraron con base en precios unitarios, para facilitar la calificación de las empresas que participen en la

licitación de las obras; además, se consideró la aplicación de criterios como: precio de materiales y salarios por mano obra que se manejan en la región y el transporte de materiales al lugar de la obra.

RECOMENDACIONES

A la municipalidad del Puerto de Iztapa:

- 1 Garantizar la potabilidad del agua en el sistema de abastecimiento del parcelamiento El Wiscoyol I, implementando la desinfección propuesta en este trabajo, consiste en cloración a base de pastilla de tricloro.
- 2 Realizar un aforo del pozo previo a la construcción del proyecto de agua potable, para comparar con los datos presentados en este trabajo, así también proporcionarle mantenimiento al pozo y bomba, para garantizar el buen funcionamiento.
- 3 Previo a la construcción del puente vehicular realizar un estudio de suelos completo, para tener mayor seguridad sobre los resultados obtenidos con los presentados en este trabajo.
- 4 Actualizar los precios de la mano de obra, materiales de construcción y maquinaria pesada, presentados en los presupuestos antes de la contratación de la empresa que ejecutará el proyecto; debido a que estos están sujetos a fluctuación constante.

BIBLIOGRAFÍA

- 1 Braja M. Das. Principios de ingeniería de cimentaciones. 4ª edición. Editorial International Thomson Editores. México: 2001. 862 pp.
- 2 Building Code Requirements for Structural Concrete. American Concrete Institute, ACI 318-2005
- 3 Cosenza Cuevas, Edgar Ricardo. Consideraciones generales para el diseño y construcción de subestructuras de puentes con pilotes. Trabajo de graduación del Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala febrero de 1980.
- 4 Crespo Villalaz, Carlo. Mecánica de suelos y cimentaciones, 4ª Edición Editorial Limusa, México: 1999. 640 pp.
- 5 Dirección General de Caminos (DGC, Libro Azul). Especificaciones Generales para la Construcción de Carreteras y Puentes. Guatemala 1975
- 6 García Noble, José. Recomendaciones para el diseño, fabricación e hincamiento de pilotes de concreto. Trabajo de graduación del Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, noviembre de 1985.
- 7 Guía para el diseño de abastecimientos de agua potable a zonas rurales; INFOM (INSTITUTO DE FOMENTO MUNICIPAL). Junio de 1997.

- 8 Méndez Aroche, Ángel Efren. Diseño de la red de distribución de agua potable para la aldea Cuchilla Tendida, del municipio de Gualán, departamento de Zacapa. Trabajo de graduación del Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, marzo de 2006.

- 9 Palencia Liu, Carlos Ernesto. Diseño de captación, almacenamiento y distribución de agua potable por llenacántaros, para la aldea El Triunfo y diseño de puente vehicular, en la cabecera municipal, municipio de Palencia. Trabajo de graduación del Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, julio de 2007.

APÉNDICE

Tabla XX. Factores de capacidad de carga (N_c^*) y (N_o^*) basados en la teoría de expansión de cavidades

ϕ	I_r									
	10	20	40	60	80	100	200	300	400	500
0	6.97	7.90	8.82	9.36	9.75	10.04	10.97	11.51	11.89	12.19
1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	7.34	8.37	9.42	10.04	10.49	10.83	11.92	12.57	13.03	13.39
3	1.13	1.15	1.16	1.18	1.18	1.19	1.21	1.22	1.23	1.23
4	7.72	8.87	10.06	10.77	11.28	11.69	12.96	13.73	14.28	14.71
5	1.27	1.31	1.35	1.38	1.39	1.41	1.45	1.48	1.50	1.51
6	8.12	9.40	10.74	11.55	12.14	12.61	14.10	15.00	15.66	16.18
7	1.43	1.49	1.56	1.61	1.64	1.66	1.74	1.79	1.82	1.85
8	8.54	9.96	11.47	12.40	13.07	13.61	15.34	16.40	17.18	17.80
9	1.60	1.70	1.80	1.87	1.91	1.95	2.07	2.15	2.20	2.24
10	8.99	10.56	12.25	13.30	14.07	14.69	16.69	17.94	18.86	19.59
11	1.79	1.92	2.07	2.16	2.23	2.28	2.46	2.57	2.65	2.71
12	9.45	11.19	13.08	14.26	15.14	15.85	18.17	19.62	20.70	21.56
13	1.99	2.18	2.37	2.50	2.59	2.67	2.91	3.06	3.18	3.27
14	9.94	11.85	13.96	15.30	16.30	17.10	19.77	22.46	22.71	23.73
15	2.22	2.46	2.71	2.88	3.00	3.10	3.43	3.63	3.79	3.91
16	10.45	12.55	14.90	16.41	17.54	18.45	21.51	23.46	24.93	26.11
17	2.47	2.76	3.09	3.31	3.46	3.59	4.02	4.30	4.50	4.67
18	10.99	13.29	15.91	17.59	18.87	19.90	23.39	25.64	27.35	28.73
19	2.74	3.11	3.52	3.79	3.99	4.15	4.70	5.06	5.33	5.55
20	11.55	14.08	16.97	18.86	20.29	21.46	25.43	28.02	29.99	31.59
21	3.04	3.48	3.99	4.32	4.58	4.78	5.48	5.94	6.29	6.57
22	12.14	14.90	18.10	20.20	21.81	23.13	27.64	30.61	32.87	34.73
23	3.36	3.90	4.52	4.93	5.24	5.50	6.37	6.95	7.39	7.75
24	12.76	15.77	19.30	21.64	23.44	24.92	30.03	33.41	36.02	38.16
25	3.71	4.35	5.10	5.60	5.98	6.30	7.38	8.10	8.66	9.11
26	13.41	16.69	20.57	23.17	25.18	26.84	32.60	36.46	39.44	41.89
27	4.09	4.85	5.75	6.35	6.81	7.20	8.53	9.42	10.10	10.67
28	14.08	17.65	21.92	24.80	27.04	28.89	35.38	39.75	43.15	45.96
29	4.51	5.40	6.47	7.18	7.74	8.20	9.82	10.91	11.76	12.46
30	14.79	18.66	23.35	26.53	29.02	31.08	38.37	43.32	47.18	50.39
31	4.96	6.00	7.26	8.11	8.78	9.33	11.28	12.61	13.64	14.50
32	15.53	19.73	24.86	28.37	31.13	33.43	41.58	47.17	51.55	55.20
33	5.45	6.66	8.13	9.14	9.93	10.58	12.92	14.53	15.78	16.83

Tabla XXI. Continuación de tabla de factores de capacidad de carga

ϕ	I_{rr}									
	10	20	40	60	80	100	200	300	400	500
17	16.30	20.85	26.46	30.33	33.37	35.92	45.04	51.32	56.27	60.42
18	5.98	7.37	9.09	10.27	11.20	11.98	14.77	16.99	18.20	19.47
19	17.11	22.03	28.15	32.40	35.76	38.59	48.74	55.80	61.38	66.07
20	6.56	8.16	10.15	11.53	12.62	13.54	16.84	19.13	20.94	22.47
21	17.95	23.26	29.93	34.59	38.30	41.42	52.71	60.61	66.89	72.18
22	7.18	9.01	11.31	12.91	14.19	15.26	19.15	21.87	24.03	25.85
23	18.83	24.56	31.81	36.92	40.99	44.43	56.97	65.79	72.82	78.78
24	7.85	9.94	12.58	14.44	15.92	17.17	21.73	24.94	27.51	29.67
25	19.75	25.92	33.80	39.38	43.85	47.64	61.51	71.34	79.22	85.90
26	8.58	10.95	13.97	16.12	17.83	19.29	24.61	28.39	31.41	33.97
27	20.71	27.35	35.89	41.98	46.88	51.04	66.37	77.30	86.09	93.57
28	9.37	12.05	15.50	17.96	19.94	21.62	27.82	32.23	35.78	38.81
29	21.71	28.84	38.09	44.73	50.08	54.66	71.56	83.68	93.47	101.83
30	10.21	13.24	17.17	19.99	22.26	24.20	31.37	36.52	40.68	44.22
31	22.75	30.41	40.41	47.63	53.48	58.49	77.09	90.51	101.39	110.70
32	11.13	14.54	18.99	22.21	24.81	27.04	35.32	41.30	46.14	50.29
33	23.84	32.05	42.85	50.69	57.07	62.54	82.98	97.81	109.88	120.23
34	12.12	15.95	20.98	24.64	27.61	30.16	39.70	46.61	52.24	57.06
35	24.98	33.77	45.42	53.93	60.87	66.84	89.25	105.61	118.96	130.44
36	13.18	17.47	23.15	27.30	30.69	33.60	44.53	52.51	59.02	64.62
37	26.16	35.57	48.13	57.34	64.88	71.39	95.02	113.92	128.67	141.39
38	14.33	19.12	25.52	30.21	34.06	37.37	49.88	59.05	66.56	73.04
39	27.40	37.45	50.96	60.93	69.12	76.20	103.01	122.79	139.04	153.10
40	15.57	20.91	28.10	33.40	37.75	41.51	55.77	66.29	74.93	82.40
41	28.69	39.42	53.95	64.71	73.58	81.28	110.54	132.23	150.11	165.61
42	16.90	22.85	30.90	36.87	41.79	46.05	62.27	74.30	84.21	92.80
43	30.03	41.49	57.08	68.69	78.30	86.64	118.53	142.27	161.91	178.98
44	18.24	24.95	33.95	40.66	46.21	51.02	69.43	83.14	94.48	104.33
45	31.43	43.64	60.37	72.88	83.27	92.31	126.99	152.95	174.49	193.23
46	19.88	27.22	37.27	44.79	51.03	56.46	77.31	92.90	105.84	117.11
47	32.89	45.90	63.82	77.29	88.50	98.28	135.96	164.29	187.87	208.43
48	21.55	29.68	40.88	49.30	56.30	62.41	85.96	103.66	118.39	131.24
49	34.41	48.26	67.44	81.92	94.01	104.58	145.46	176.33	202.09	224.62
50	23.34	32.34	44.80	54.20	62.05	68.92	95.46	115.51	132.24	146.87

Tabla XXII. Continuación de tabla de Factores de capacidad de carga.

ϕ	I_r									
	10	20	40	60	80	100	200	300	400	500
17	16.30	20.85	26.46	30.33	33.37	35.92	45.04	51.32	56.27	60.42
18	5.98	7.37	9.09	10.27	11.20	11.98	14.77	16.99	18.20	19.47
19	17.11	22.03	28.15	32.40	35.76	38.59	48.74	55.80	61.38	66.07
20	6.56	8.16	10.15	11.53	12.62	13.54	16.84	19.13	20.94	22.47
21	17.95	23.26	29.93	34.59	38.30	41.42	52.71	60.61	66.89	72.18
22	7.18	9.01	11.31	12.91	14.19	15.26	19.15	21.87	24.03	25.85
23	18.83	24.56	31.81	36.92	40.99	44.43	56.97	65.79	72.82	78.78
24	7.85	9.94	12.58	14.44	15.92	17.17	21.73	24.94	27.51	29.67
25	19.75	25.92	33.80	39.38	43.85	47.64	61.51	71.34	79.22	85.90
26	8.58	10.95	13.97	16.12	17.83	19.29	24.61	28.39	31.41	33.97
27	20.71	27.35	35.89	41.98	46.88	51.04	66.37	77.30	86.09	93.57
28	9.37	12.05	15.50	17.96	19.94	21.62	27.82	32.23	35.78	38.81
29	21.71	28.84	38.09	44.73	50.08	54.66	71.56	83.68	93.47	101.83
30	10.21	13.24	17.17	19.99	22.26	24.20	31.37	36.52	40.68	44.22
31	22.75	30.41	40.41	47.63	53.48	58.49	77.09	90.51	101.39	110.70
32	11.13	14.54	18.99	22.21	24.81	27.04	35.32	41.30	46.14	50.29
33	23.84	32.05	42.85	50.69	57.07	62.54	82.98	97.81	109.88	120.23
34	12.12	15.95	20.98	24.64	27.61	30.16	39.70	46.61	52.24	57.06
35	24.98	33.77	45.42	53.93	60.87	66.84	89.25	105.61	118.96	130.44
36	13.18	17.47	23.15	27.30	30.69	33.60	44.53	52.51	59.02	64.62
37	26.16	35.57	48.13	57.34	64.88	71.39	95.02	113.92	128.67	141.39
38	14.33	19.12	25.52	30.21	34.06	37.37	49.88	59.05	66.56	73.04
39	27.40	37.45	50.96	60.93	69.12	76.20	103.01	122.79	139.04	153.10
40	15.57	20.91	28.10	33.40	37.75	41.51	55.77	66.29	74.93	82.40
41	28.69	39.42	53.95	64.71	73.58	81.28	110.54	132.23	150.11	165.61
42	16.90	22.85	30.90	36.87	41.79	46.05	62.27	74.30	84.21	92.80
43	30.03	41.49	57.08	68.69	78.30	86.64	118.53	142.27	161.91	178.98
44	18.24	24.95	33.95	40.66	46.21	51.02	69.43	83.14	94.48	104.33
45	31.43	43.64	60.37	72.88	83.27	92.31	126.99	152.95	174.49	193.23
46	19.88	27.22	37.27	44.79	51.03	56.46	77.31	92.90	105.84	117.11
47	32.89	45.90	63.82	77.29	88.50	98.28	135.96	164.29	187.87	208.43
48	21.55	29.68	40.88	49.30	56.30	62.41	85.96	103.66	118.39	131.24
49	34.41	48.26	67.44	81.92	94.01	104.58	145.46	176.33	202.09	224.62
50	23.34	32.34	44.80	54.20	62.05	68.92	95.46	115.51	132.24	146.87

Tabla XXIII. Continuación de tabla de factores de capacidad de carga

ϕ	I_r									
	10	20	40	60	80	100	200	300	400	500
34	35.99	50.72	71.24	86.80	99.82	111.22	155.51	189.11	217.21	241.84
35	25.28	35.21	49.05	59.54	68.33	76.02	105.90	128.55	147.51	164.12
36	37.65	53.30	75.22	91.91	105.92	118.22	166.14	202.64	233.27	260.15
37	27.36	38.32	53.67	65.36	75.17	83.78	117.33	142.89	164.33	183.16
38	39.37	55.99	79.39	97.29	112.34	125.59	177.38	216.98	250.30	279.60
39	29.60	41.68	58.68	71.69	82.62	92.24	129.87	158.65	182.85	204.14
40	41.17	58.81	83.77	102.94	119.10	133.34	189.25	232.17	268.36	300.26
41	32.02	45.31	64.13	78.57	90.75	101.48	143.61	175.95	203.23	227.26
42	43.04	61.75	88.36	108.86	126.20	141.50	201.78	248.23	287.50	322.17
43	34.63	49.24	70.03	86.05	99.60	111.56	158.65	194.94	225.62	252.71
44	44.99	64.83	93.17	115.09	133.66	150.09	215.01	265.23	307.78	345.41
45	37.44	53.50	76.45	94.20	109.24	122.54	175.11	215.78	250.23	280.71
46	47.03	68.04	98.21	121.62	141.51	159.13	228.97	283.19	329.24	370.04
47	40.47	58.10	83.40	103.05	119.74	134.52	193.13	238.62	277.26	311.50
48	49.16	71.41	103.49	128.48	149.75	168.63	243.69	302.17	351.95	396.12
49	43.74	63.07	90.96	112.68	131.18	147.59	212.84	263.67	306.94	345.34
50	51.38	74.92	109.02	135.68	158.41	178.62	259.22	322.22	375.97	423.74
51	47.27	68.46	99.16	123.16	143.64	161.83	234.40	291.13	339.52	382.53
52	53.70	78.60	114.82	143.23	167.51	189.13	275.59	343.40	401.36	452.96
53	51.08	74.30	108.08	134.56	157.21	177.36	257.99	321.22	375.28	423.39
54	56.13	82.45	120.91	151.16	177.07	200.17	292.85	365.75	428.21	483.88
55	55.20	80.62	117.76	146.97	172.00	194.31	283.80	354.20	414.51	468.28
56	58.66	86.48	127.28	159.48	187.12	211.79	311.04	389.35	456.57	516.58
57	59.66	87.48	128.28	160.48	188.12	212.79	312.03	390.35	457.57	517.58
58	61.30	90.70	133.97	168.22	197.67	224.00	330.20	414.26	486.54	551.16
59	64.48	94.92	139.73	175.20	205.70	232.96	342.94	429.98	504.82	571.74
60	64.07	95.12	140.99	177.40	208.77	236.85	350.41	440.54	518.20	587.72
61	69.71	103.00	152.19	191.24	224.88	254.99	376.77	473.42	556.70	631.25
62	66.97	99.75	148.35	187.04	220.43	250.36	371.70	468.28	551.64	626.36
63	75.38	111.78	165.76	208.73	245.81	279.06	413.82	521.08	613.65	696.64
64	70.01	104.60	156.09	197.17	232.70	264.58	394.15	497.56	586.96	667.21
65	81.54	121.33	180.56	227.82	268.69	305.37	454.42	573.38	676.22	768.53
66	73.19	109.70	164.21	207.83	245.60	279.55	417.82	528.46	624.28	710.39
67	88.23	131.73	196.70	248.68	293.70	334.15	498.94	630.80	744.99	847.61

De "Design of Pile Foundations", por A. S. Vesic, en NCHRP Synthesis of Highway Practice 42, Transportation Research Board, 1977. Reimpreso con autorización.
 Nota: Número superior: N_c^* ; número inferior: N_σ^* .

Tabla XXIV. Examen bacteriológico



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



Nº 004079

EXAMEN BACTERIOLOGICO		INF. No.A-300 314	
O.T. No. 24 611	ARNOLDO AVILA GÓMEZ (CARNE 199919528)	PROYECTO:	EPS "Diseño del sistema de distribución de agua potable para el parcelamiento El Wixcovol"
INTERESADO	Interesado	DEPENDENCIA:	FAC. DE INGENIERÍA -USAC
MUESTRA RECOLECTADA POR	Parcelamiento El Wixcovol I	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	2009-02-20; 10 h 05 min.
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA:	Chorro	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:	2009-02-20; 16 h 45 min
FUENTE:	Itzapa	CONDICIONES DE TRANSPORTE:	Sin refrigeración
MUNICIPIO:	Escuintla	SABOR:	-----
DEPARTAMENTO:	-----	SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN	No hay
ASPECTO:	Claro	COLOR RESIDUAL	-----
OLOR:	Inodora		

INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI - AEROGENES)

PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	PRUEBA CONFIRMATIVA	
		FORMACION DE GAS	
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACIÓN DE GAS - 35°C	TOTAL	FECAL 44.5 °C
10,00 cm ³	-----	Innecesaria	Innecesaria
01,00 cm ³	-----	Innecesaria	Innecesaria
00,10 cm ³	-----	Innecesaria	Innecesaria
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMESES COLIFORMES/100cm ³		< 2	< 2

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - W.E.F. 21TH NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.

OBSERVACIONES: Bacteriológicamente el agua ES POTABLE, según NORMA COGUANOR NGO 29 001. Guatemala, 2009 -03-11

.Vo.Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Zenith Mucos Santos
Ing. Químico Col. No. 420
M. Sc. en Ingeniería Sanitaria
Jefe Técnico Laboratorio

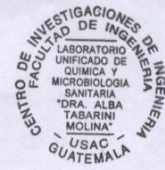


Tabla XXV. Análisis físico químico sanitario



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



Nº 004078

O.T. No. 24 611		ANALISIS FISICO QUIMICO SANITARIO		INF. No. 23 503	
INTERESADO:	ARNOLDO AVILA GÓMEZ (CARNÉ 199919528)	PROYECTO:	EPS "Diseño del sistema de distribución de agua potable para el parcelamiento el Wixcoyol"		
RECOLECTADA POR:	Interesado	DEPENDENCIA:	Facultad de Ingeniería-USAC		
LUGAR DE RECOLECCIÓN:	Parcelamiento El Wixcoyol I	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	2009-02-20; 10 h 05 min.		
FUENTE:	Chorro	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LAB.:	2009-02-20; 16 h 45 min.		
MUNICIPIO:	Itzapa	CONDICIÓN DEL TRANSPORTE:	Sin refrigeración		
DEPARTAMENTO:	Escuintla				

RESULTADOS					
1. ASPECTO:	Claro	4. OLOR:	Inodora	7. TEMPERATURA: (En el momento de recolección)	- ° C
2. COLOR:	03,00 Unidades	5. SABOR:	-----	8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA	359,00 µmhos/cm
3. TURBIEDAD:	00,60 UNT	6.potencial de Hidrógeno (pH) :	7,80 unidades		
SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L
1. AMONIACO (NH ₃)	00,30	6. CLORUROS (Cl)	14,50	11. SOLIDOS TOTALES	201,00
2. NITRITOS (NO ₂)	00,00	7. FLUORUROS (F)	00,36	12. SOLIDOS VOLÁTILES	05,00
3. NITRATOS (NO ₃)	00,88	8. SULFATOS (SO ₄)	02,00	13. SOLIDOS FIJOS	196,00
4. CLORO RESIDUAL	--	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,24	14. SOLIDOS EN SUSPENSIÓN	01,40
5. MANGANESO (Mn)	00,408	10. DUREZA TOTAL	108,00	15. SOLIDOS DISUELTOS	190,00
ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)					
HIDROXIDOS mg/L	CARBONATOS mg/L	BICARBONATOS mg/L	ALCALINIDAD TOTAL mg/L		
00,00	00,00	184,00	184,00		

OTRAS DETERMINACIONES _____

OBSERVACIONES: Desde el punto de vista fisico quimico 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 2 005, NORMA COGUANOR NGO 4 010 (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 29001 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), GUATEMALA.

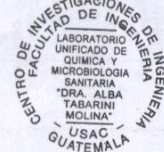
Guatemala, 2009-03-11

Vo.Bo.

Ing. Feina Maricela 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>

Tabla XXVI. Perfil estratigráfico del ensayo sondeo dinámico

(estribo norte)

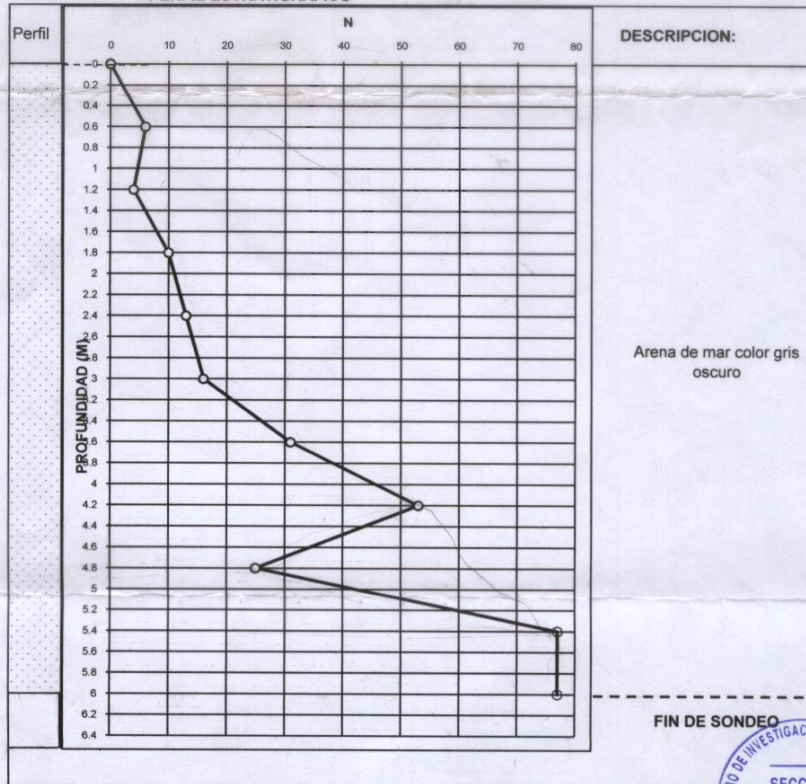


CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

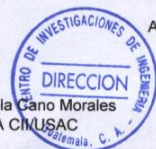


Nº 003172

INFORME No.: 081 S.S. O.T. No.: 24490
 INTERESADO: Arnoldo Ávila Gómez
 PROYECTO: Trabajo de Graduación - EPS
 ASUNTO: SONDEO DINAMICO Norma: AASHTO T-206
 UBICACION: Puente Vehicular en la Aldea Puerto Viejo, Puerto Iztapa, Departamento de Escuintla
 Sondeo No.: 1 Fecha: 23 de febrero de 2009
PERFIL ESTRATIGRAFICO



Vo. Bo.
 Ing. Teina Maricela Cano Morales
 DIRECTORA CIUSAC



Atentamente,

Ing. Omar Enrique Mebrano Mendez
 JEFE SECCION MECANICA DE SUELOS



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>

Tabla XXVII. Perfil estratigráfico del ensayo sondeo dinámico

(estribo sur)

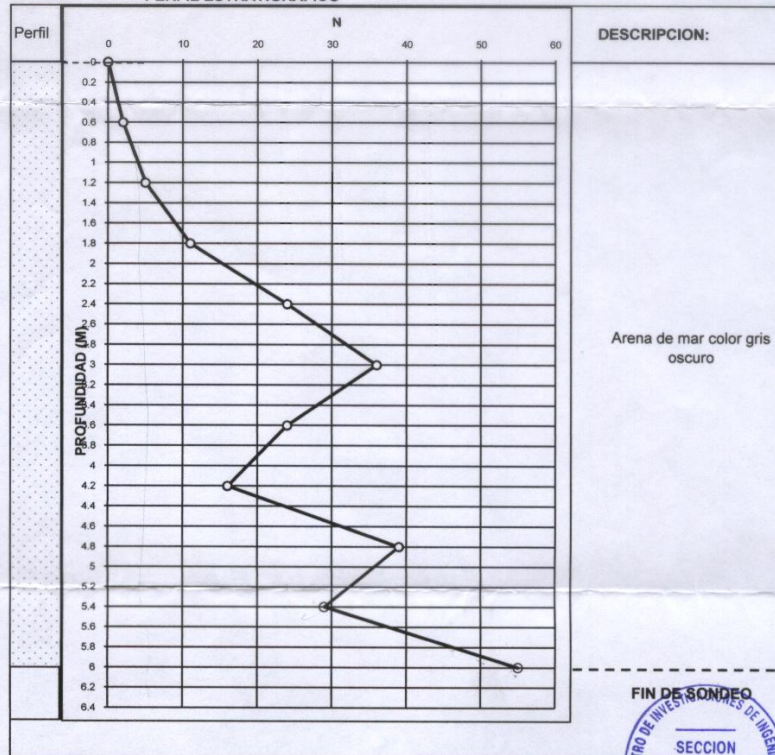


CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 003173

INFORME No.: 082 S.S. O.T. No.: 24490
INTERESADO: Arnaldo Ávila Gómez
PROYECTO: Trabajo de Graduación - EPS
ASUNTO: SONDEO DINAMICO Norma: AASHTO T-206
UBICACION: Puente Vehicular en la Aldea Puerto Viejo, Puerto Iztapa, Departamento de Escuintla
Sondeo No.: 2 Fecha: 23 de febrero de 2009
PERFIL ESTRATIGRAFICO



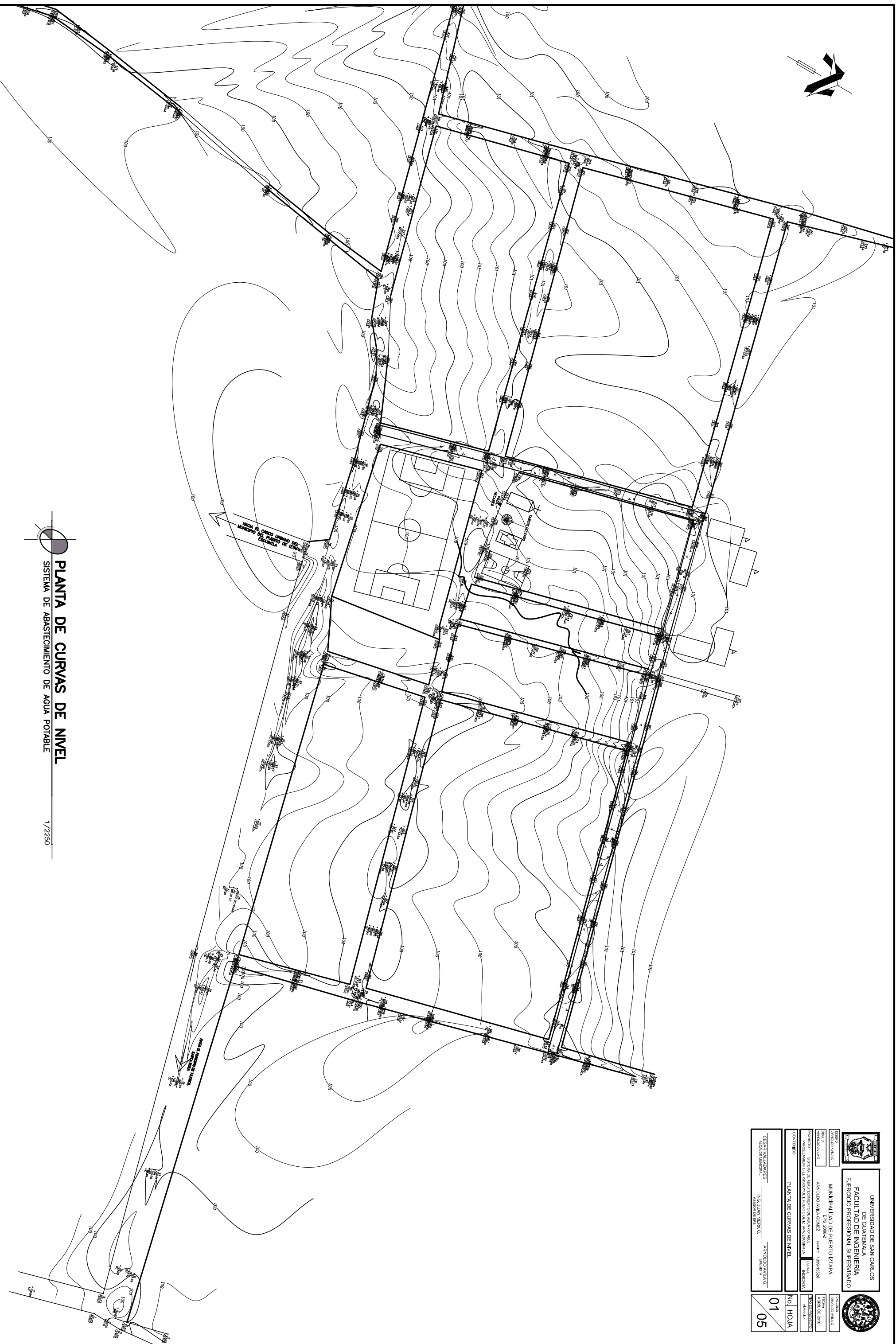
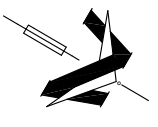
Atentamente,
Vo. Bo.
Ing. Telma Matucela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Ing. Omar Enrique Medrano Mendez
JEFE SECCION MECANICA DE SUELOS

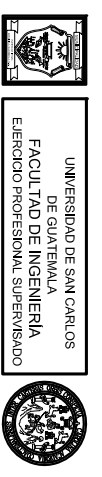
FACULTAD DE INGENIERIA -USAC
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo 2476-3992. Planta 2443-9500 Ext. 1502. FAX: 2476-3993
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

PLANOS



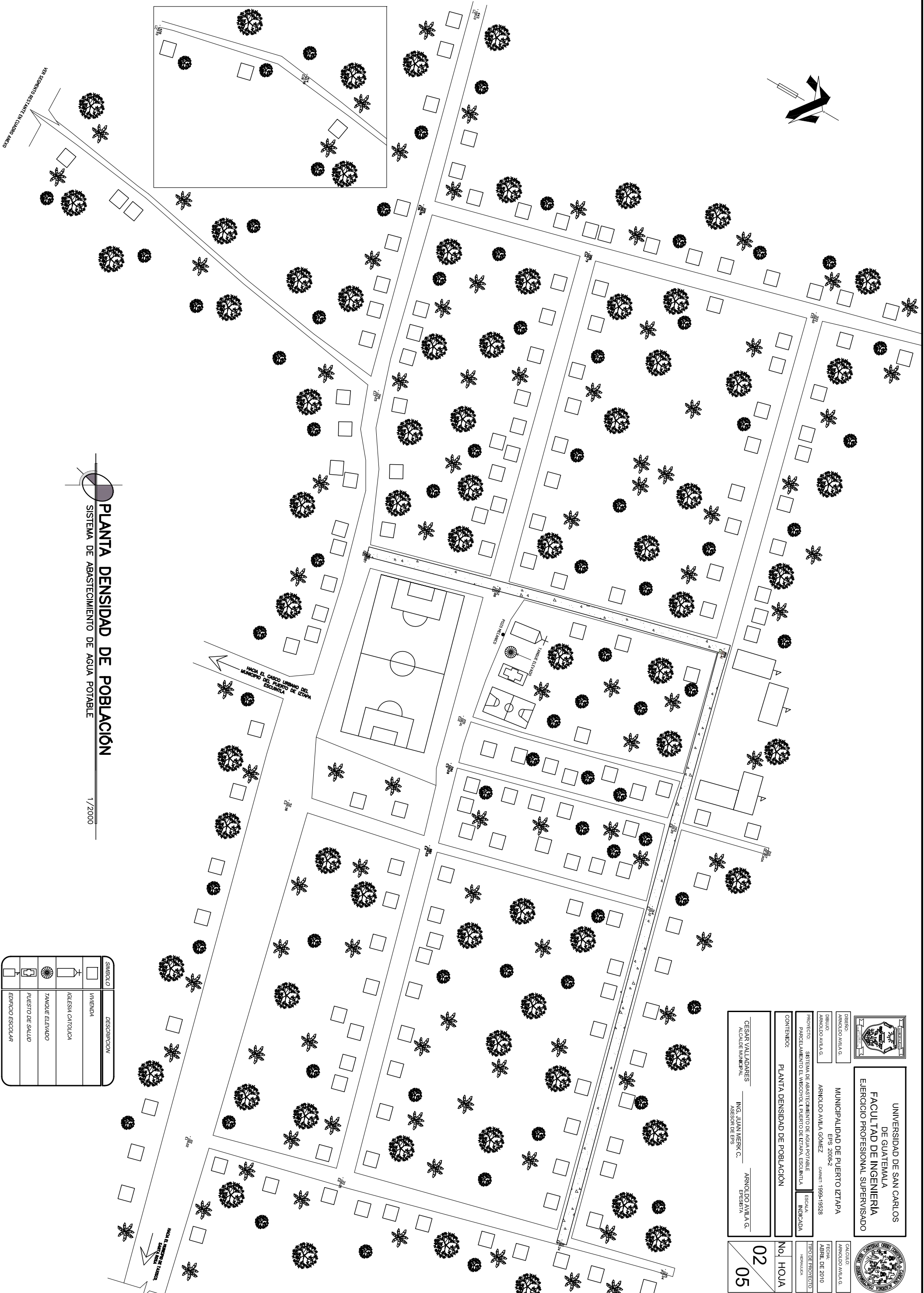
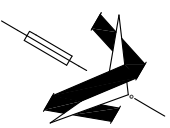
PLANTA DE CURVAS DE NIVEL
SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

1/2250










UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
INSTITUCION: MUNICIPIALIDAD DE PUERTO UTIPA	FECHA: ABRIL DE 2010
PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE	INDICACION: PROYECTO DE EJECUCION
PROYECTANTE: INGENIERO CESAR VALDERRAMA	INDICACION: INDICACION
CONTENIDO: PLANTA DE CURVAS DE NIVEL	FECHA: ABRIL DE 2010
PROYECTANTE: INGENIERO CESAR VALDERRAMA	INDICACION: INDICACION
PROYECTANTE: INGENIERO CESAR VALDERRAMA	INDICACION: INDICACION

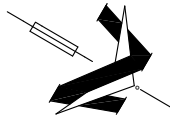
01 / 05




PLANTA DENSIDAD DE POBLACION
 SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE
 1/2000

SIMBOLO	DESCRIPCION
	VIVIENDA
	IGLESIA CATOLICA
	TANQUE ELEVADO
	PUESTO DE SALUD
	EDIFICIO ESCOLAR

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
DISEÑO: ARNOLDO AVILA G. DIBUJO: ARNOLDO AVILA G. PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARCELAMIENTO EL VISCOSIVO I PUERTO DE ITZAPA, ESCUINTLA CONTENIDO: PLANTA DENSIDAD DE POBLACION	MUNICIPALIDAD DE PUERTO IZTAPA EPS 2008-2 ARNOLDO AVILA GOMEZ INGENIERO CARNET: 1999-19528
CALCULO: ARNOLDO AVILA G. FECHA: ABRIL DE 2010	No. HOJA 02 05

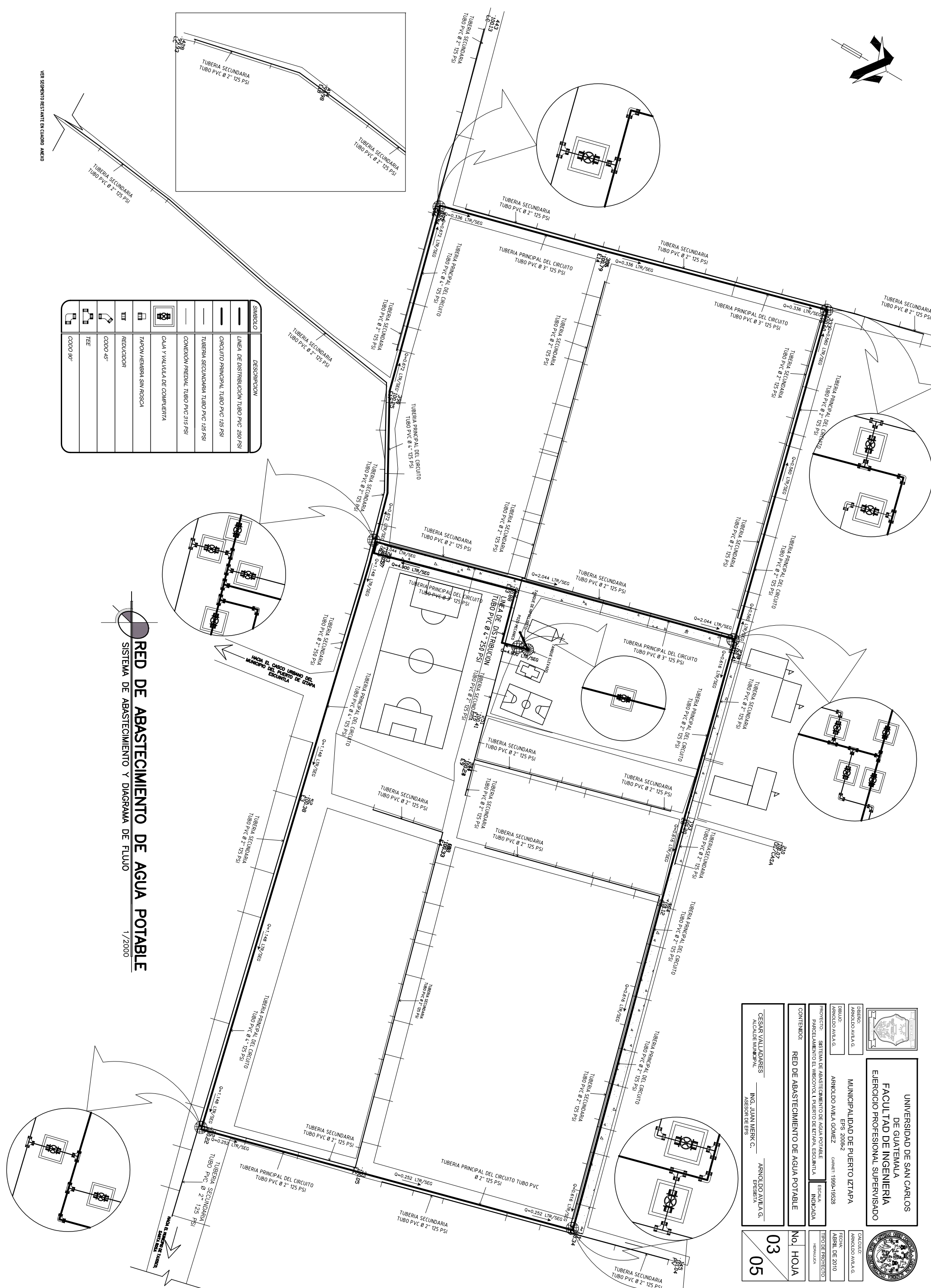


SIMBOLO	DESCRIPCION
—	LINEA DE DISTRIBUCION TUBO PVC 250 PSI
—	CIRCUITO PRINCIPAL TUBO PVC 125 PSI
—	TUBERIA SECUNDARIA TUBO PVC 125 PSI
—	CONEXION PREEDAL TUBO PVC 315 PSI
—	CAJA Y VALVULA DE COMPLETIA
—	TAPON HEMBRA SIN ROSCA
—	REDUCIDOR
—	CODDO 45°
—	TEE
—	CODDO 90°

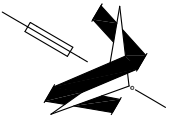
RED DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

SISTEMA DE ABASTECIMIENTO Y DIAGRAMA DE FLUJO

1/2000

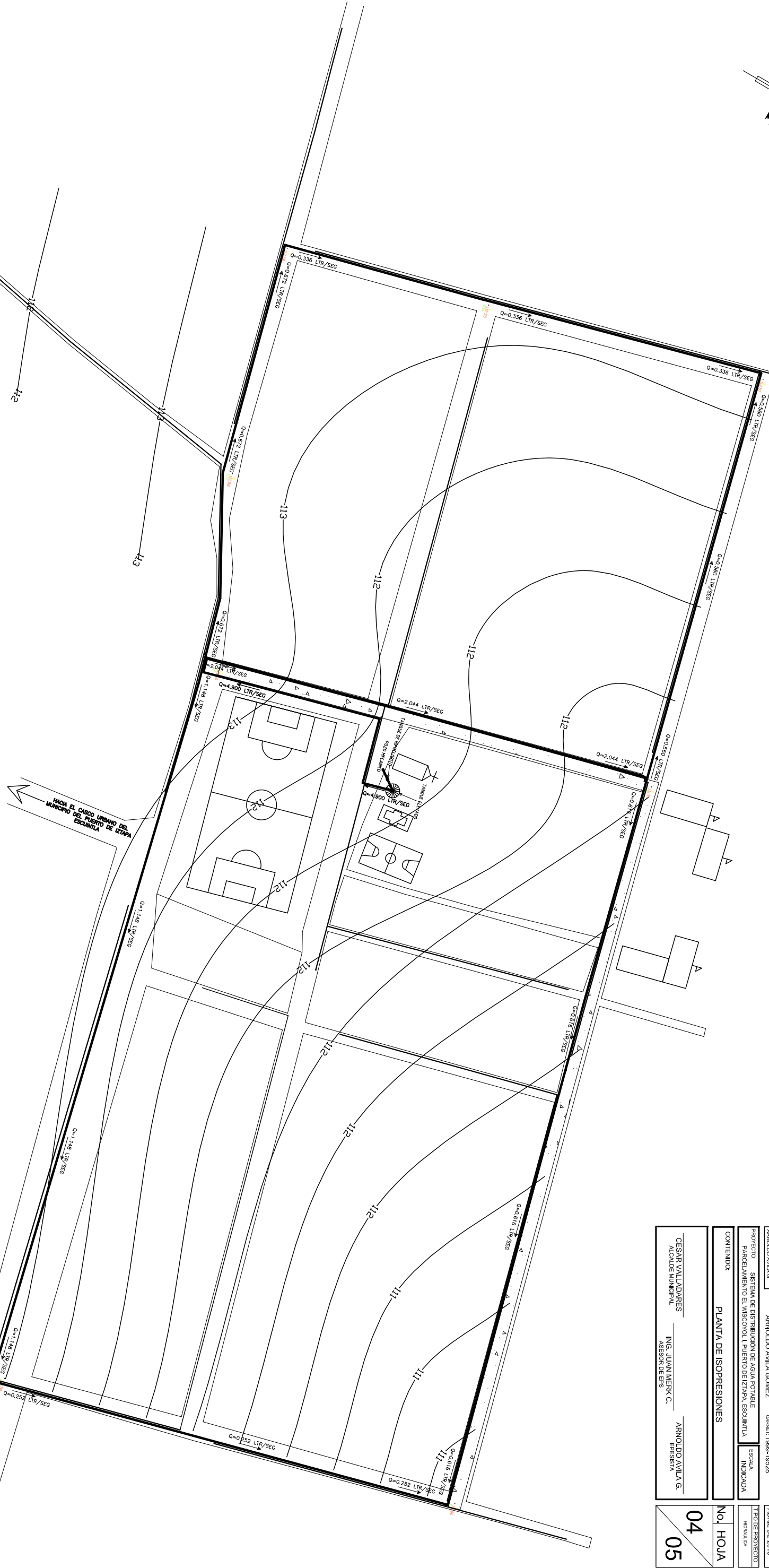


	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
DISEÑO: ARNOLDO AVILA G.	MUNICIPALIDAD DE PUERTO IZTAPA
PROYECTO: ARNOLDO AVILA G.	EPS 2008-2 ARNOLDO AVILA GOMEZ CARNET: 1999-19528
CONTENIDO: RED DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE	ESCALA: INDICADA
CLIENTE: CESAR VALLADARES ALCALDE MUNICIPAL	ASesor: ING. JUAN MERRIC C. ARNOLDO AVILA G.
FECHA: ABRIL DE 2010	TIPO DE PROYECTO: HEMBRALDA
NO. HOJA 03	CALCULO: ARNOLDO AVILA G.
05	



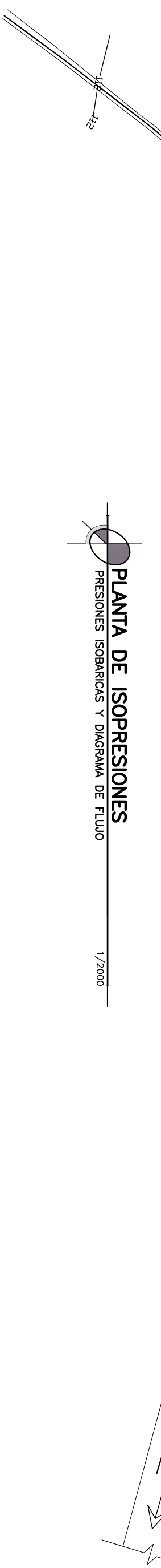
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
DISEÑO: ARNOLDO AVILA G.	MUNICIPALIDAD DE PUERTO IZTAPA EPS 2008-2	CALCULO: ARNOLDO AVILA G.
PROYECTO: ARNOLDO AVILA G.	ARNOLDO AVILA GOMEZ CANETI: 1999-19828	FECHA: ABRIL DE 2010
CONTENIDO: PLANTA DE ISOPRESIONES	ESCALA: INDICADA	TIPO DE PROYECTO: HEMALUDA
CESAR VALLADARES ALCALDE MUNICIPAL	ING. JUAN MERK C. ASESOR DE EPS	ARNOLDO AVILA G. EPS 2008-2

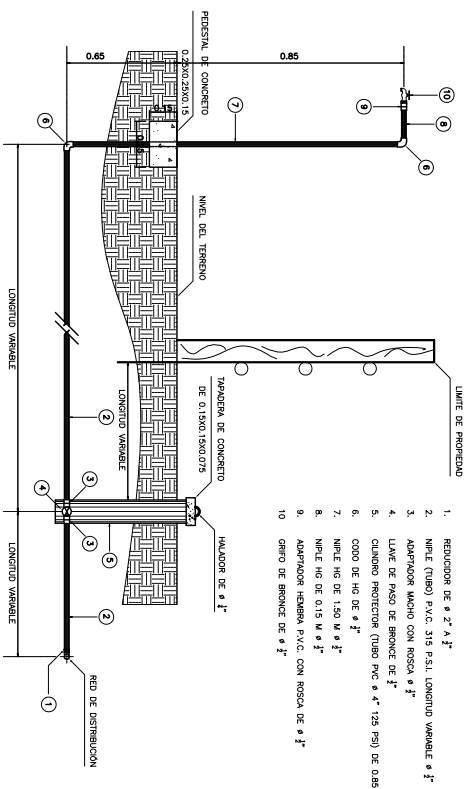
No. HOJA
04
05



NOTA:
PRESIONES DADAS COMO COTA PIEZOMETRICA

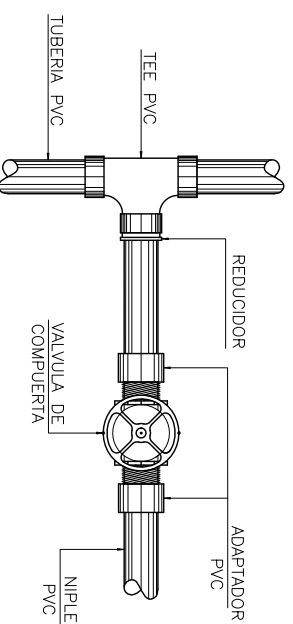
PLANTA DE ISOPRESIONES
PRESIONES ISOBARICAS Y DIAGRAMA DE FLUJO
1/2000





CONEXION PEDIAL

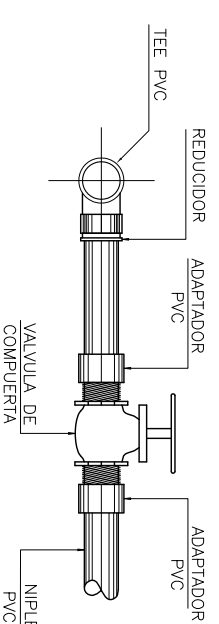
SIN ESCALA



PLANTA VALVULA DE COMPUERTA

TUBERIA Y ACCESORIOS DE PVC

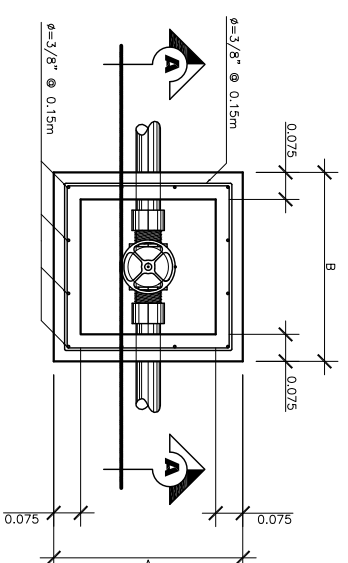
1/10



ELEVACION VALVULA DE COMPUERTA

TUBERIA Y ACCESORIOS DE PVC

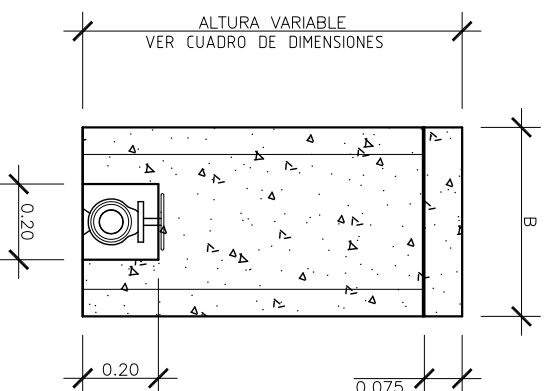
1/10



PLANTA DE CAJA

CAJA PARA VALVULA

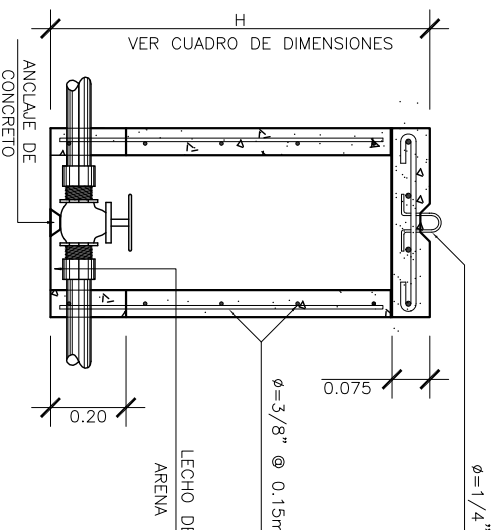
1/10



ELEVACION CAJA PARA VALVULA

CAJA PARA VALVULA

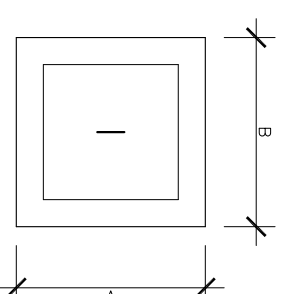
1/10



CORTE A-A CAJA PARA VALVULA

CAJA PARA VALVULA

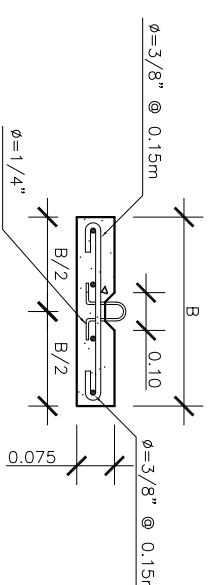
1/10



PLANTA TAPADERA DE CAJA PARA VALVULA

TAPADERA DE CAJA PARA VALVULA

1/10



DETALLE TAPADERA DE CAJA PARA VALVULA

TAPADERA DE CAJA PARA VALVULA

1/10

DIMENSIONES EN METROS			
Ø	A	B	ALTURA MINIMA
3/8"	0.50	0.50	0.80

- NOTA:**
1. LAS VALVULAS SE ASENTARAN SOBRE UN LECHO DE ARENA PARA FACILITAR EL DRENAJE
 2. LAS CAJAS Y TAPADERAS SE CONSTRUIRAN DE CONCRETO f'c= 210 KG/CM²
 3. TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN METROS
 4. EL ACERO DE REFUERZO SERA DE Ø = 3/8" GRADO 60
 5. TODOS LOS LADOS INTERNOS DE LAS PAREDES DE LAS CAJAS IRAN ALZADAS CON SABLETA PROPORCION 1:2

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

MUNICIPALIDAD DE PUERTO IZTAPA
 EPS 2008-2
 ARNOLDO AVILA GOMEZ
 CARRI: 1989-19828

ING. JUAN MERRIC C. ASesor DE EPS

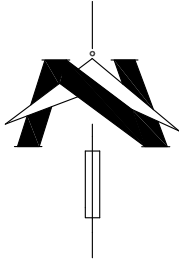
ARNOLDO AVILA G. ESCALA INDICADA

PROYECTO: SISTEMA DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE
 PARCELAMIENTO EL MISCOVOL 1 PUERTO DE IZTAPA, ESCUINTLA

FECHA: ABRIL DE 2010

TIPO DE PROYECTO: HIDRAULICA

No. HOJA: 05 / 05



1
8.84
puerto_viejo

2
8.67
puerto_viejo

3
8.62
puerto_viejo

4
8.64
puerto_viejo

8
8.09
puerto_viejo

5
8.64
callejon_este

6
8.48
puerto_viejo_este

7
8.27
puerto_viejo

10
8.32
puerto_viejo

11
7.93
puerto_viejo

12
7.93
puerto_viejo

13
7.70
puerto_viejo

14
7.13
puerto_viejo

21
2.27
rio_abajo

20
2.14
rio_abajo

19
2.17
rio_abajo

18
2.17
rio_abajo

17
2.24
rio_abajo

15
4.13
puerto_viejo

16
3.02
puerto_viejo

23
1.18
rio_arriba

24
0.06
rio_arriba

25
-2.43
rio_arriba

26
-3.84
rio_arriba

27
3.81
rio_playa

28
5.14
playa

29
5.74
playa

30
6.25
playa



CALCULO:
ARNOLDO AVILA G.
FECHA:
ABRIL DE 2010
TIPO DE PROYECTO:
ESTRUCTURAS

No. HOJA
01 04

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

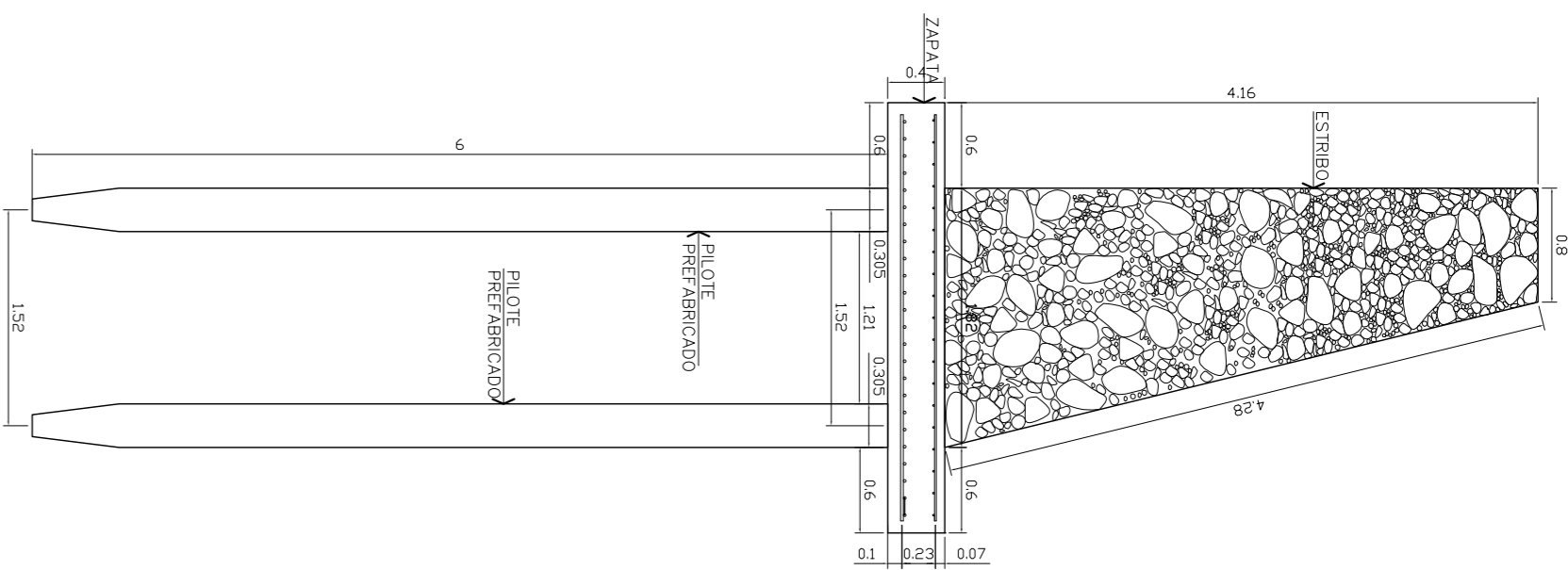
MUNICIPALIDAD DE PUERTO IZTAPA
EPS 2008-2
ARNOLDO AVILA GÓMEZ
CARNET: 1998-19528
ESCALA:
INDICADA

CONTENIDO:
PLANTA DE CURVAS DE NIVEL



DISEÑO:
ARNOLDO AVILA G.
DIBUJO:
ARNOLDO AVILA G.
PROYECTO:
ALDEA PUERTO VIEJO, MUNICIPIO DE PUERTO IZTAPA, ESCUINTLA

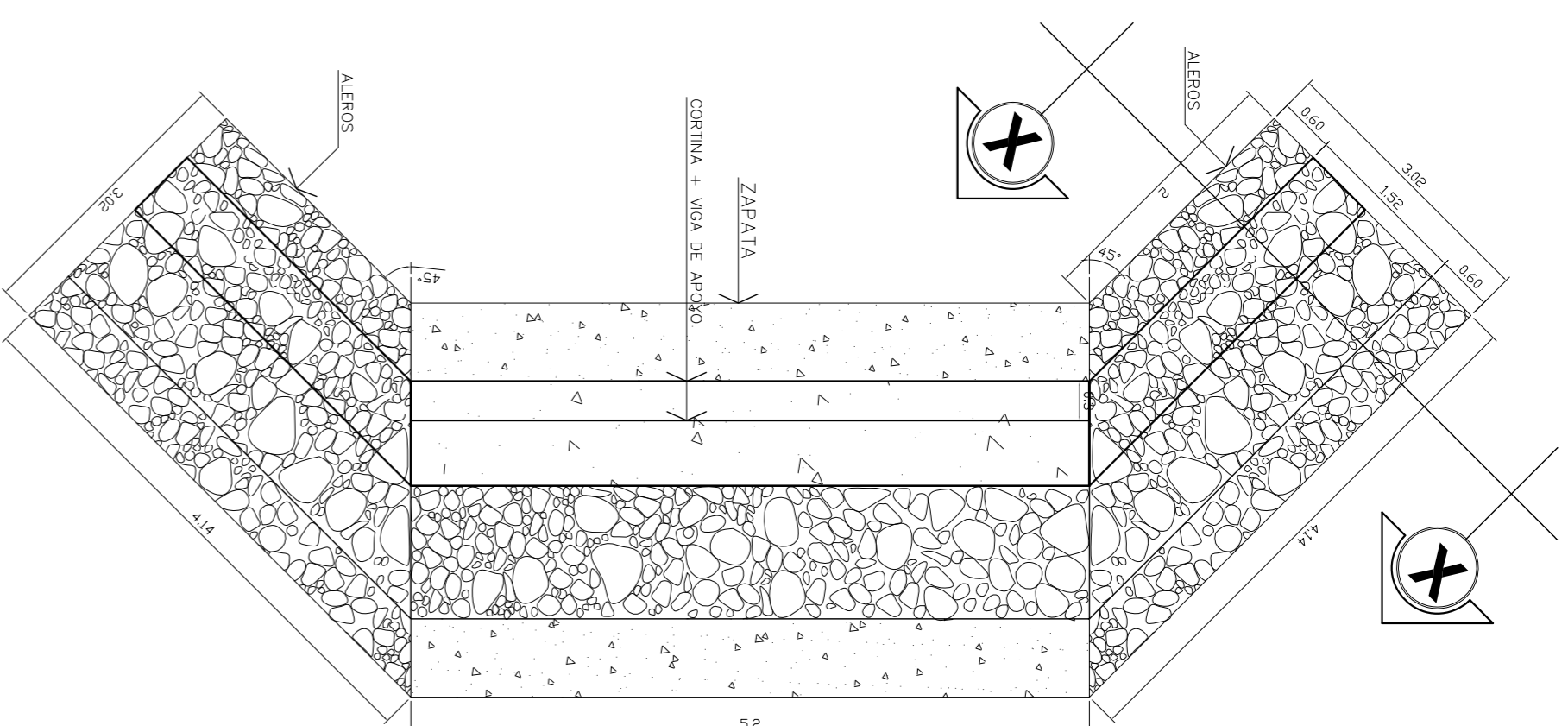
CÉSAR VALLADARES
ALCALDE MUNICIPAL
ING. JUAN MERCK C.
ASESOR DE EPS
ARNOLDO AVILA G.
EPESISTA



DETALLE DE ESTRIBO, ZAPATA Y PILOTES

CIMENTACIÓN DEL PUENTE

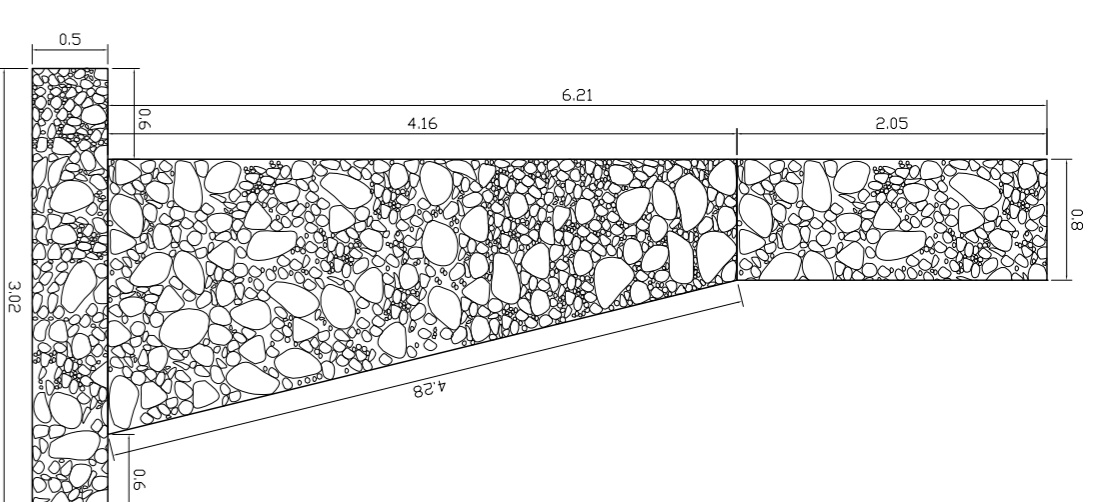
1:50



PLANTA DE ESTRIBO

SUB ESTRUCTURA DEL PUENTE

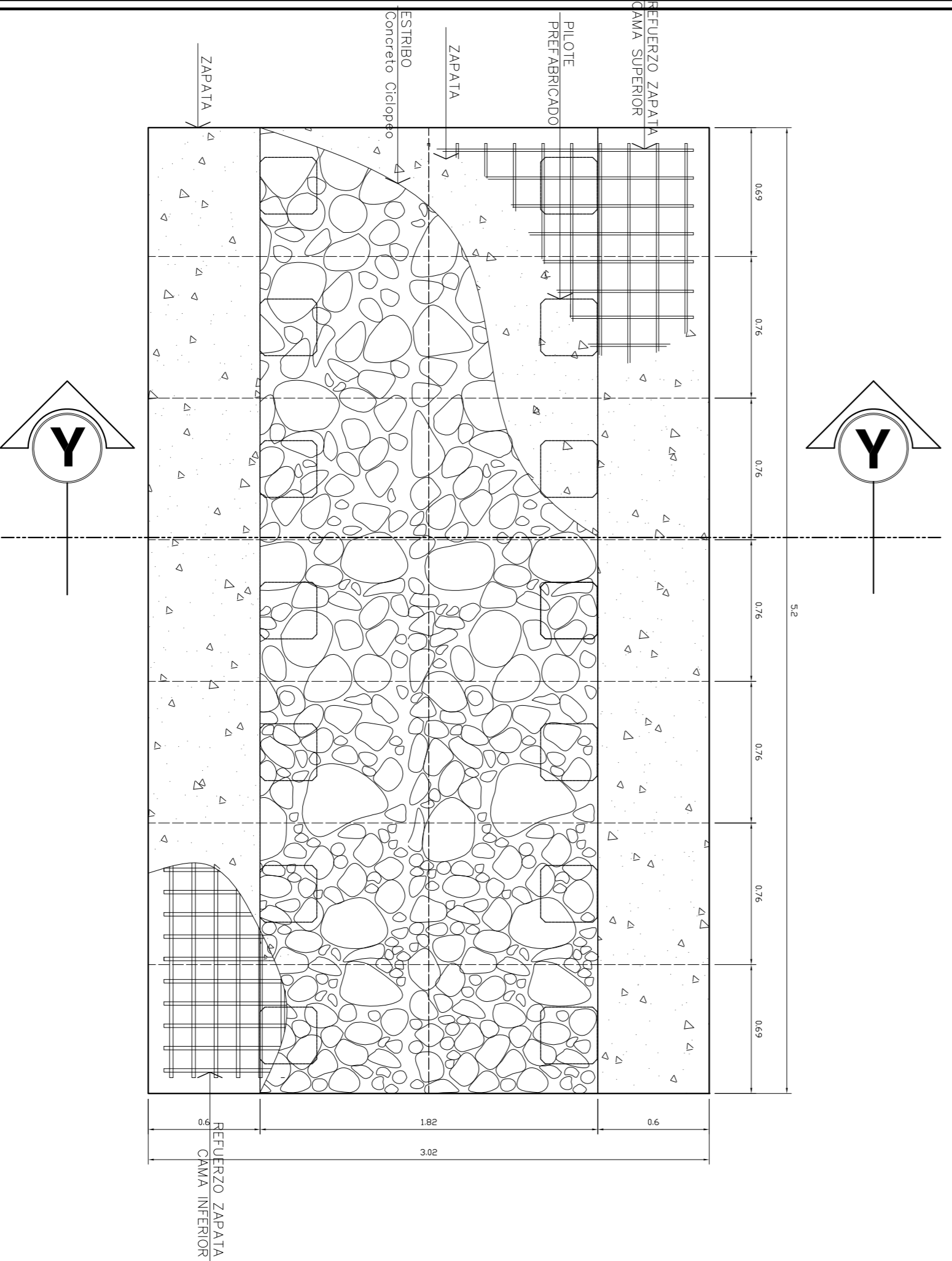
1:50



SECCION X-X

DETALLE DE ALERO

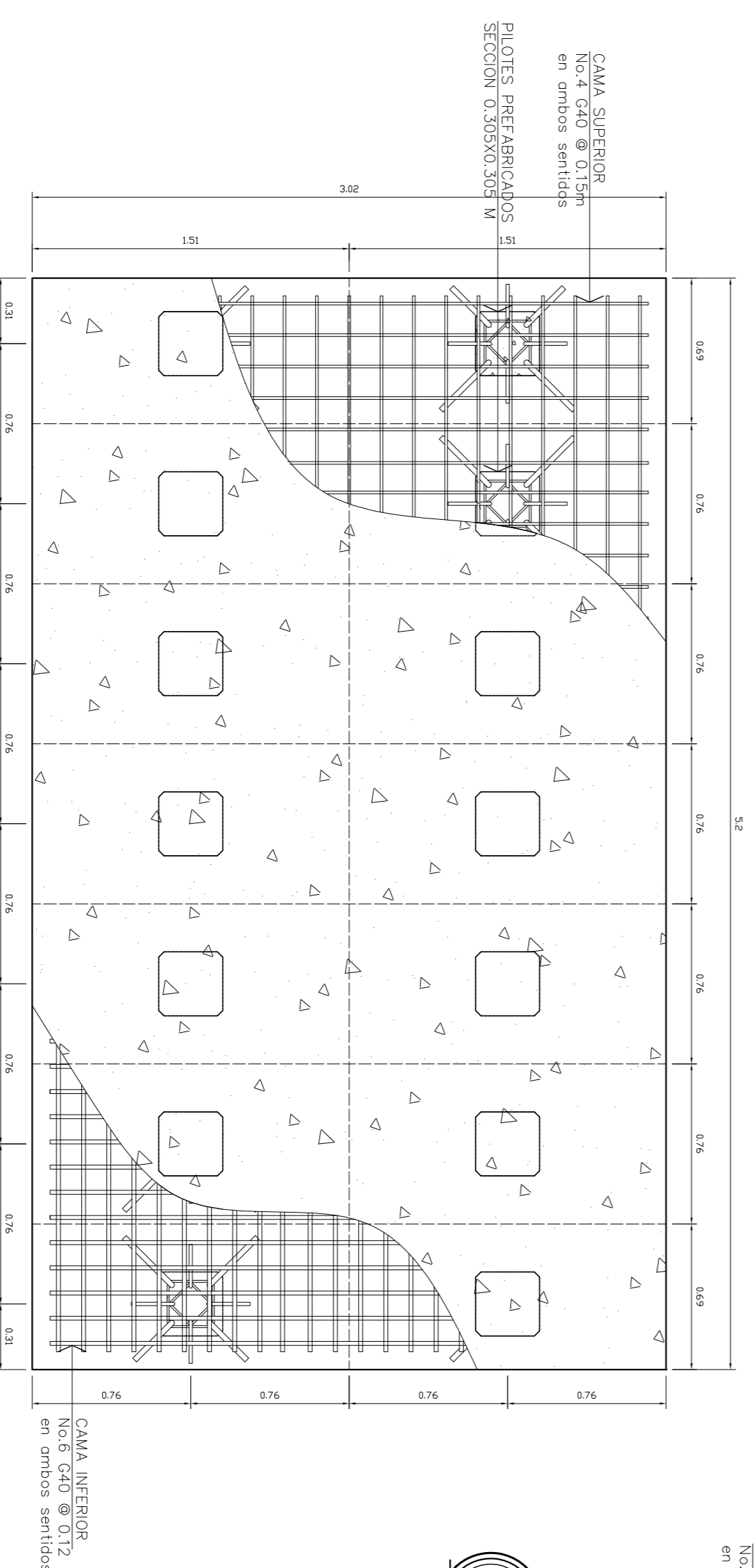
1:50



PLANTA Y DETALLE DE ZAPATA

DETALLE DE ARMADO DE LA CIMENTACIÓN DEL PUENTE

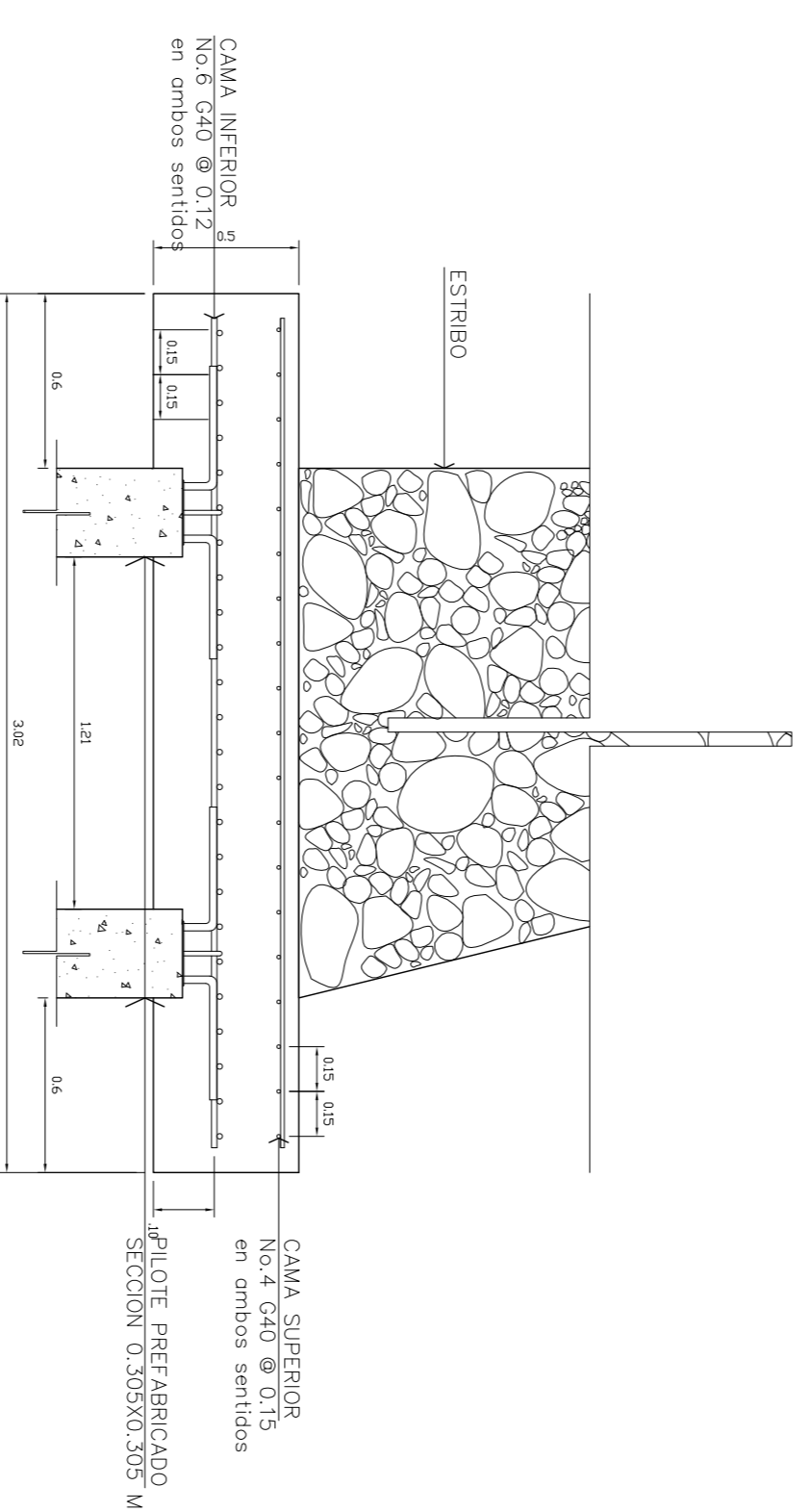
1:25



DETALLE DE ARMADO DE ZAPATA

DETALLE DE ARMADO DE LA CIMENTACIÓN DEL PUENTE

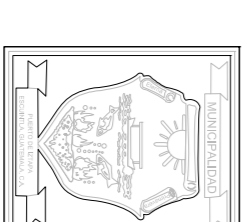
1:25



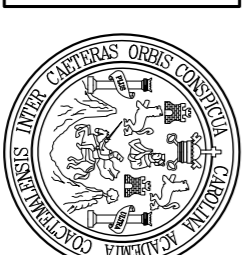
SECCION Y-Y ZAPATA

DETALLE DE ARMADO DE ZAPATA

1:25



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO



DISEÑO: ARNOLDO AVILA G.
DIBUJO: ARNOLDO AVILA G.
MUNICIPALIDAD DE PUERTO IZTAPA
EPS 2006-2
ARNOLDO AVILA GOMEZ
CARNET: 1999-19528

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VENCULAR ALDEA PUERTO VIEJO, MUNICIPIO DE PUERTO DE ITZA, ESCUINTLA
FECHA: ABRIL DE 2010

CONTENIDO: DETALLES DE CIMENTACION
ESCALA INDICADA
TIPO DE PROYECTO: ESTRUCTURAS

NO. HOJA: 04

CESAR VALLADARES ALCALDE MUNICIPAL
ING. JUAN WERCK C. ASesor DE EPS
ARNOLDO AVILA G. ENFERIA

04