



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

**DISEÑO DE PUENTE PEATONAL COLGANTE EN LA COMUNIDAD
NOMBRE DE DIOS, DIAGNÓSTICO Y PROPUESTA PARA LA REPARACIÓN
DE LA ESCUELA TIPO FEDERACIÓN No.1 DEL MUNICIPIO DE PALENCIA,
DEPARTAMENTO DE GUATEMALA.**

Gustavo Amilcar Girón Chew
Asesorado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta

Guatemala, octubre de 2008

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



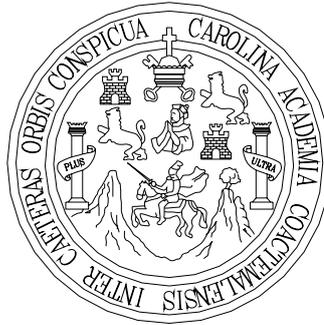
NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
VOCAL I	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Inga. Alba Maritza Guerrero Spínola de López
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Milton De León Bran
VOCAL V	Br. Isaac Sultan Mejía
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
EXAMINADOR	Inga. Christa del Rosario Classon de Pinto
EXAMINADOR	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
EXAMINADOR	Ing. Fernando Boiton Velásquez
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE PUENTE PEATONAL COLGANTE EN LA COMUNIDAD
NOMBRE DE DIOS, DIAGNÓSTICO Y PROPUESTA PARA LA REPARACIÓN
DE LA ESCUELA TIPO FEDERACIÓN No.1 DEL MUNICIPIO DE PALENCIA,
DEPARTAMENTO DE GUATEMALA.**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

GUSTAVO AMILCAR GIRÓN CHEW

ASESORADO POR EL ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHAETA
AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, OCTUBRE DE 2008

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 DE UN PUENTE PEATONAL COLGANTE EN LA COMUNIDAD
NOMBRE DE DIOS, DIAGNÓSTICO Y PROPUESTA PARA LA REPARACIÓN
DE LA ESCUELA TIPO FEDERACIÓN No.1 DEL MUNICIPIO DE PALENCIA,
DEPARTAMENTO DE GUATEMALA,**

tema que me fuera asignado por la Dirección de Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 12 de octubre de 2007

Gustavo Amilcar Girón Chew

AGRADECIMIENTOS A:

- Dios, supremo ser que me iluminó, me guió y me fortaleció en cada momento de mi carrera y mi vida.
- Ingeniero Manuel Alfredo Arrivillaga por su valiosa asesoría en toda etapa del Ejercicio Profesional Supervisado.
- La Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos, por ayudar a formarme como profesional.
- Todos mis amigos y personas que de una u otra forma contribuyeron en el desarrollo de este trabajo; en especial a José Oviedo.
- Mis padres, por su incansable ayuda y paciencia para con migo; eternamente agradecido.

A todos en general

DIOS LOS BENDIGA

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 DE UN PUENTE PEATONAL COLGANTE EN LA COMUNIDAD
NOMBRE DE DIOS, DIAGNÓSTICO Y PROPUESTA PARA LA REPARACIÓN
DE LA ESCUELA TIPO FEDERACIÓN No.1 DEL MUNICIPIO DE PALENCIA,
DEPARTAMENTO DE GUATEMALA,**

tema que me fuera asignado por la Dirección de Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 12 de octubre de 2007

A handwritten signature in black ink, consisting of several loops and a long horizontal stroke at the end, positioned above the printed name.

Gustavo Amilcar Girón Chew



Guatemala, 25 de septiembre de 2008.
REF.EPS.D.606.09.08.

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 **GUSTAVO AMILCAR GIRÓN CHEW** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **199812450**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **"DISEÑO DE PUENTE PEATONAL COLGANTE EN LA COMUNIDAD NOMBRE DE DIOS, DIAGNÓSTICO Y PROPUESTA PARA LA REPARACIÓN DE LA ESCUELA TIPO FEDERACIÓN No. 1 DEL MUNICIPIO DE PALENCIA DEPARTAMENTO DE GUATEMALA"**.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todas"


Ing. Manuel Alfredo Arriyillaga Ochaeta
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo
MAAO/ra

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

UNIDAD DE EPS

Guatemala, 25 de septiembre de 2008.
REF.EPS.D.606.09.08.

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

Estimado Ingeniero Samuels Milson.

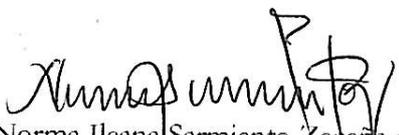
Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DE PUENTE PEATONAL COLGANTE EN LA COMUNIDAD NOMBRE DE DIOS, DIAGNÓSTICO Y PROPUESTA PARA LA REPARACIÓN DE LA ESCUELA TIPO FEDERACIÓN No. 1 DEL MUNICIPIO DE PALENCIA DEPARTAMENTO DE GUATEMALA"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **GUSTAVO AMILCAR GIRÓN CHEW**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el **Ingeniero Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta**.

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

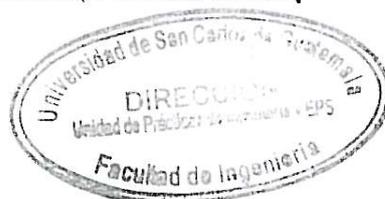
Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"


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

NISZ/ra



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



Guatemala,
13 de octubre de 2008

FACULTAD DE INGENIERIA

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

Estimado Ing. Samuels.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE PUENTE PEATONAL COLGANTE EN LA COMUNIDAD NOMBRE DE DIOS, DIAGNÓSTICO Y PROPUESTA PARA LA REPARACIÓN DE LA ESCUELA TIPO FEDERACIÓN No. 1 DEL MUNICIPIO DE PALENCIA, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Gustavo Amilcar Girón Chew, quien contó con la asesoría del Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

Guatemala,
15 de octubre de 2008

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

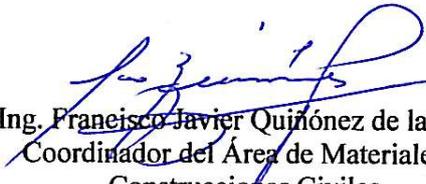
Estimado Ing. Samuels.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE PUENTE PEATONAL COLGANTE EN LA COMUNIDAD NOMBRE DE DIOS, DIAGNÓSTICO Y PROPUESTA PARA LA REPARACIÓN DE LA ESCUELA TIPO FEDERACIÓN No. 1 DEL MUNICIPIO DE PALENCIA, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Gustavo Amilcar Girón Chew, quien contó con la asesoría del Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. Francisco Javier Quiñonez de la Cruz
Coordinador del Área de Materiales y
Construcciones Civiles

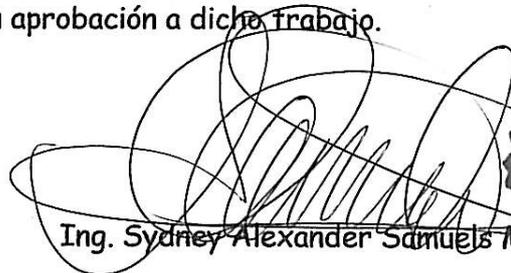
/bbdeb.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Gustavo Amilcar Girón Chew, titulado DISEÑO DE PUENTE PEATONAL COLGANTE EN LA COMUNIDAD NOMBRE DE DIOS, DIAGNÓSTICO Y PROPUESTA PARA LA REPARACIÓN DE LA ESCUELA TIPO FEDERACIÓN No. 1 DEL MUNICIPIO DE PALENCIA, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Sydney Alexander Samuels Milson



Guatemala, octubre 2008.

/bbdeb.

ACTO QUE DEDICO A:

MIS PADRES:

Lázaro de Jesús Girón Huertas.

Edith Amparo Chew de Girón.

MIS HERMANOS:

Omar, Edith, Saúl y Ariel

MI FAMILIA

MIS AMIGOS

MI NOVIA:

Carmelita.

MIS CATEDRÁTICOS

MIS COMPAÑEROS DE ESTUDIO

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO	XI
RESUMEN	XV
OBJETIVOS	XVII
INTRODUCCIÓN	XIX
1. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE PALENCIA Y COMUNIDAD	
NOMBRE DE DIOS	01
1.1. Aspectos físicos	01
1.1.1. Localización y ubicación	01
1.1.2. Límites y colindancias	01
1.1.3. Clima	02
1.1.4. Población e idioma	03
1.2. Aspectos económicos	04
1.2.1. Actividad productiva	04
1.3. Aspectos de infraestructura	04
1.3.1. Vías de acceso	04
1.3.2. Servicios públicos	05
2. INVESTIGACIÓN SOBRE PUENTES COLGANTES	07
2.1. Historia sobre puentes	07
2.2. Puentes colgantes	09

3.	GENERALIDADES ACERCA DE PUENTES COLGANTES	13
3.1.	Partes principales de un puente colgante	13
3.2.	Clasificación	13
3.3.	Características principales	14
3.4.	Materiales que se utilizan en la construcción de puentes colgantes	15
3.4.1.	Materiales que se utilizan en el sistema de piso	15
3.4.2.	Materiales que se utilizan en el sistema de suspensión	15
3.4.3.	Materiales utilizados en torres y anclajes de puentes colgantes	16
3.5.	Criterios básicos para el diseño de puentes colgantes	17
3.5.1.	Cargas de diseño	17
3.5.1.1.	Carga muerta	18
3.5.1.2.	Carga viva	18
3.5.1.3.	Carga última	18
3.5.2.	Anclajes	18
3.5.3.	Torres	19
3.5.4.	Cables	20
3.5.4.1.	Cables que pueden emplearse en un puente colgante	20
3.5.4.2.	Elección del cable	21
3.5.4.3.	Clasificación de los cables	22
3.5.5.	Péndolas	23
4.	DISEÑO DEL PUENTE COLGANTE DE LA COMUNIDAD NOMBRE DE DIOS	25
4.1.	Levantamiento topográfico	25
4.2.	Caudal máximo	27

4.3.	Evaluación de la calidad del suelo	29
4.4.	Integración de cargas	30
4.5.	Geometría	32
4.6.	Esfuerzos considerados para el diseño	32
4.7.	Sistema de piso	33
4.8.	Cable principal	35
4.9.	Cable de pasamanos	36
4.10.	Diseño de sistema anclaje-torre	38
4.11.	Tensores	43
4.12.	Cuantificación de materiales y elaboración de presupuesto	45
4.12.1.	Cuantificación de materiales	45
4.12.2.	Integración de costos	49
5.	EVALUACIÓN Y DISEÑO DE ELEMENTOS Y SERVICIOS EN MAL ESTADO DE LA ESCUELA TIPO FEDERACIÓN	51
5.1.	Antecedentes	51
5.1.1.	Breve historia	51
5.1.2.	Caracterización del edificio	52
5.1.3.	Población estudiantil y sus necesidades	52
5.1.4.	Planteamiento de la problemática a resolver	53
5.2.	Diagnóstico	53
5.2.1.	Sistema hidráulico	53
5.2.1.1.	Sistema de agua potable	53
5.2.1.2.	Drenajes	54
5.2.1.3.	Artefactos hidráulicos	54
5.2.2.	Sistema estructura, obra gris y accesorios	54
5.2.2.1.	Columnas	54
5.2.2.2.	Muros	56

5.2.2.3.	Ventanas	57
5.2.2.4.	Revestimiento	57
5.2.2.5.	Puertas	57
5.2.3.	Sistema de techo	58
5.2.3.1.	Losas	58
5.2.3.2.	Vigas	60
5.2.3.3.	Tendales	60
5.2.3.4.	Láminas	60
5.2.4.	Sistema de piso	61
5.2.5.	Área recreativa	61
5.2.6.	Pintura general	62
5.2.7.	Fachada	62
5.3.	Diseño de sistema de agua potable	62
5.3.1.	Población futura o de diseño	63
5.3.2.	Dotación	64
5.3.3.	Caudal medio de diseño para red de distribución	64
5.3.4.	Factor hora máximo (FHM)	65
5.3.5.	Caudal hora máximo (QHM)	65
5.3.6.	Potencia de la bomba	65
5.3.7.	Cavitación	68
5.3.8.	Carga neta positiva (NPSH)	69
5.3.9.	Medidas contra el golpe de ariete	72
5.3.10.	Tanque de distribución	73
5.3.10.1.	Volumen de almacenamiento	73
5.3.10.2.	Diseño del tanque elevado de distribución	73
5.3.10.2.1.	Torre de soporte	74
5.3.10.2.2.	Cimentación del tanque	75
5.3.10.2.3.	Fuerza de sismo	78
5.3.10.2.4.	Columnas del tanque	80

5.3.10.2.5.	Tensores del tanque	82
5.3.10.2.6.	Piezas horizontales del tanque	84
5.3.10.2.7.	Colocación de pernos y aplicación de soldadura	86
5.3.10.2.8.	Placa base para columnas del tanque	87
5.3.10.2.9.	Pedestal de cimentación	89
5.3.10.2.10.	Cimiento corrido o viga de amarre	92
5.3.10.2.11.	Zapatas	92
5.3.11.	Diseño de la red de distribución del sistema	101
5.4.	Diseño del sistema de drenajes	105
5.5.	Cuantificación de materiales y elaboración de presupuestos	110
5.5.1.	Presupuesto de tanque de distribución	110
5.5.2.	Presupuesto de red de distribución y fontanería	116
5.5.3.	Presupuesto de sistema de drenajes	118
5.5.4.	Presupuesto de reparaciones	121
5.5.5.	Integración de costos	122
CONCLUSIONES		123
RECOMENDACIONES		125
BIBLIOGRAFÍA		127
APÉNDICES		129

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Localización de proyectos	2
2.	Sistema anclaje-torre	38
3.	ASTM. Gráfico para interpretar mediciones con martillo de impacto 1	56
4.	ASTM. Gráfico para interpretar mediciones con martillo de impacto 2	59
5.	Detalles de la línea de succión de una bomba	70
6.	Ilustración del tanque elevado	76
7.	Ángulo de inclinación de las columnas	78
8.	Fuerza de sismo 1	78
9.	Fuerza de sismo 2	79
10.	Momento de sismo	80
11.	Longitud de columna	82
12.	Perfil de torre	83

T A B L A S

I.	Datos básicos de la población	3
II.	Tipos de acceso	5
III.	Tipos de cable	22
IV.	Polígono real	26
V.	Polígono auxiliar	27
VI.	Momento de volteo	40
VII.	Momento estabilizante	41
VIII.	Lecturas de martillo de impacto 1	55
IX.	Lecturas de martillo de impacto 2	58
X.	Peralte de zapata	99
XI.	Revisión de corte de zapata	99
XII.	Resumen de cálculo hidráulico 1	105
XIII.	Resumen de cálculo hidráulico 2	109

LISTA DE SÍMBOLOS

ASTM	American Society for Testing and Materials
AISC	American Institute of Steel Construction
As máx	Área de acero máxima
As mín	Área de acero mínima
cm	Centímetro
m	Metro
Lts	Litros
seg	Segundo
kg	Kilogramo
Lb	Libra
plg	Pulgada
PV	Pozo de visita
f'c	Resistencia del concreto
Fy	Resistencia del acero
Hf	Pérdida de carga
Hab	Habitante
L	Longitud
Lt / seg	Litros sobre segundo
m.c.a.	Metros columna de agua
Mu	Momento último
m / seg	Metro sobre segundo
PVC	Cloruro de polivinilo
Cv	Carga viva
Cm	Carga muerta
Vc	Chequeo por corte

F	Chequeo por flexión
CDT	Carga dinámica total
NPSH	Carga neta positiva de succión
H	Altura
ACI	American Concrete Institute
INFOM	Instituto de Fomento Nacional
HP	Caballos de fuerza

GLOSARIO

Abrazadera	Pieza de metal que sirve para asegurar un objeto.
Agua potable	Es el agua sanitariamente segura y agradable a los sentidos.
Anclaje	Conjunto de elementos destinados a fijar algo firmemente al suelo.
Bombeo	Es la cantidad de agua que se transmite de un punto a otro, mediante un sistema de extracción, ya sea manual o mecánico. (Como lo son las bombas eléctricas, diesel, manuales, etc.).
Carbolíneo	Substancia líquida, grasa y de color verdoso, obtenida por destilaciones del alquitrán de hulla y que sirve para preservar la madera contra la acción de los agentes atmosféricos.
Carga dinámica	También llamada carga hidráulica o presión dinámica. Es la altura que alcanzará el agua en los tubos piezométricos a partir del eje central, a lo largo de una tubería con agua a presión.

Carga estática	También es llamada presión estática, y es la distancia vertical que existe entre la superficie libre de la fuente de abastecimiento, caja rompe presión o tanque de distribución, y el punto de descarga libre. Se mide en metros-columna de agua (mca).
Carga muerta	Es el peso propio de la estructura y otros elementos que no pueden trasladarse de posición.
Carga viva	Es el peso de las cargas no permanentes o sea que pueden trasladarse de posición.
Caudal	Es la cantidad de agua en unidades de volumen por unidad de tiempo, que pasa en un punto determinado donde circule un líquido.
Contaminación	Es la introducción al agua de micro organismos que la hacen inapropiada para consumo humano.
Corroer	Desgastar lentamente una cosa como royéndola.
Cota de terreno	Elevación del terreno sobre un nivel de referencia.
Cota piezométrica	Es la altura de presión del agua que se tiene en un punto dado.
Deflexión	Desplazamiento vertical del eje axial de una viga.

Domiciliar	Es el sistema de abastecimiento de agua, en el cual cada vivienda cuenta con su respectivo vástago para su propio abastecimiento.
Dotación	Cantidad de agua necesaria en la población para su subsistencia en un día. Se expresa en litros por habitante y por día.
Esfuerzo	Es la fuerza aplicada por unidad de área.
Eslabón	Pieza en figura de anillo o de otra curva cerrada que, enlaza con otra, forma cadena.
Momento	Es el producto de la intensidad de fuerza por la distancia a un punto.
Péndolas	Cada una de las varillas verticales que sostienen el piso de un puente colgante u otra obra parecida.
Peralte	Es la altura útil de la viga.
Pérdida de carga	Es la disminución de presión dinámica, debida a la fricción que existe entre el agua y las paredes de la tubería.
Perno	Clavo corto, con cabeza redonda por un extremo, y que por el otro se asegura con una tuerca.
Polución	Es la contaminación en el medio.

Presión	Es la fuerza ejercida sobre una superficie.
Sub-estructura	Conjunto de elementos que componen el puente en su parte inferior.
Super-estructura	Conjunto de elementos que componen el puente en su parte superior.
Topografía	Arte de representar un terreno en un plano con su forma dimensiones y relieve.
Tubería	Conducto formado por tubos, en los cuales se desplazará el fluido.
Zapata	Base del estribo o la pila, diseñada y construida para recibir y distribuir el peso y la carga al suelo.

RESUMEN

El presente proyecto se diseñó basándose en la priorización de necesidades de las comunidades. El puente peatonal colgante de la comunidad Dulce Nombre consta de una longitud de 22.8 metros aprovechables, ya que está diseñado con base a fundamentos físico-mecánicos y considerando la topografía quebrada del terreno fue necesario diseñar un sistema de anclaje, aprovechando y unificando los elementos torre y anclaje los cuales poseen un volumen de 25 metros cúbicos, necesarios para cubrir un momento de volteo generado por el peso de la estructura mas el peso de las personas, carga y animales a lo largo del puente así también el volumen anterior es el adecuado para evitar algún deslizamiento del sistema por las fuerzas de empuje de la tierra sobre el sistema anclaje-torre.

El sistema de cables postensados es el presentado en el actual diseño y este es compuesto de cuatro cables de 0.5 pulgadas de diámetro diseñado y calculado para que soporte las diferentes cargas a las que será sometido el puente. El sistema de piso será de madera de dos pulgadas de espesor y colocando cada pieza en sentido transversal por flexibilidad. Todos los elementos estructurales fueron diseñados bajo los requerimientos de las normas ACI. Entre las prioridades sumamente indispensables de la escuela figura el agua potable y el servicio de fontanería e hidráulica, por lo que se ha diseñado un sistema de agua potable compuesto por un tanque elevado de estructura metálica a una altura de 5 metros con lo cual se pretende mantener 24 horas el agua potable y poder conservar una presión agradable y eficaz para sufragar las necesidades de los niños. Este diseño se realizó bajo los lineamientos de las normas AISC para estructuras.

La red de distribución se diseñó como un sistema nuevo utilizando tubería de PVC de una pulgada de diámetro obteniendo en base a estas especificaciones óptimos resultados. Se instalará una bomba de 0.5 caballos de fuerza y dos tanques recaudadores para abastecer al tanque elevado de distribución. El sistema de drenajes será un sistema combinado totalmente nuevo con tubería de PVC de distintos diámetros y pendientes para alcanzar velocidades permisibles y evitando así taponamientos y cualquier colapso en época de invierno. Estos diseños se realizaron con parámetros y criterios así como también diseños recomendados por el Instituto de Fomento Municipal. Este proyecto también posee un diagnóstico sobre todas las estructuras y servicios de la escuela, así como también algunas propuestas para la reparación de los mismos.

OBJETIVOS

General

- Diseñar un puente colgante peatonal en la comunidad Dulce Nombre y proponer un plan y diseño para la reconstrucción de los servicios en mal estado de la Escuela Tipo Federación del municipio de Palencia.

Específicos

1. Que el puente proporcione a la comunidad de Dulce Nombre la comunicación básica y adecuada para poder llegar a los centros de salud y de comercio principalmente.
2. Que la educación primaria sea impartida en edificaciones seguras y con los servicios básicos necesarios.
3. Mejorar los servicios que actualmente posee la escuela y restablecer los que se encuentran deteriorados.

INTRODUCCIÓN

El Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.) pretende que los sectores necesitados del país, obtengan el apoyo técnico necesario para resolver parte de los problemas que mantienen años atrás y que, de alguna manera, siguen incrementándose, mediante un estudio que conlleva, la planificación de una obra de grandes niveles, la aplicación de principios científicos, urbanísticos y técnico-económicos de ingeniería.

Las vías de comunicación o vías de acceso, son de suma importancia en todo lugar y por eso se hace necesaria la implementación y construcción de obras que sufraguen la necesidad de comunicación. La deforestación en nuestro país ha provocado cambios en el clima, esto afecta no solo la temperatura sino también la precipitación y a su vez tiene como consecuencia, crecidas impredecibles en quebradas y ríos, debido a estos fenómenos naturales las aldeas y caseríos de nuestro país quedan incomunicados por la falta de Infra-estructura vial adecuada.

En el municipio de Palencia, en la comunidad Nombre de Dios se hace necesario construir un puente peatonal colgante, que atraviese el río La Danta, para poder así comunicarse con la aldea Dulce Nombre y comunidad El Manantial.

Actualmente, carecemos de escuelas y centros educativos, y las pocas escuelas que poseemos se encuentran en pésimo estado, este es el caso de la Escuela Tipo Federación que se ubica en la cabecera municipal de Palencia, es por eso que se hace muy necesaria la reparación de ésta, ya que los niños no reciben su educación en un ambiente agradable y sobre todo carecen de los servicios básicos y de suma importancia como lo es el agua.

Con estos diseños se pretende erradicar unas de las más continuas preocupaciones de la ciudadanía y las autoridades, como lo es la falta de vías de comunicación y la mejora de las condiciones de la escuela municipal.

El capítulo uno contendrá la monografía del municipio de Palencia y la comunidad Nombre de Dios; en el capítulo dos se elaboró una investigación sobre puentes colgantes; el capítulo tres contiene las generalidades sobre puentes colgantes; en el capítulo cuatro se encuentra el diseño del puente colgante de la comunidad Nombre de Dios y el capítulo cinco evaluación y diseño de elementos y servicios en mal estado de la Escuela Tipo Federación.

1. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE PALENCIA Y COMUNIDAD DULCE NOMBRE

1.1. Aspectos físicos

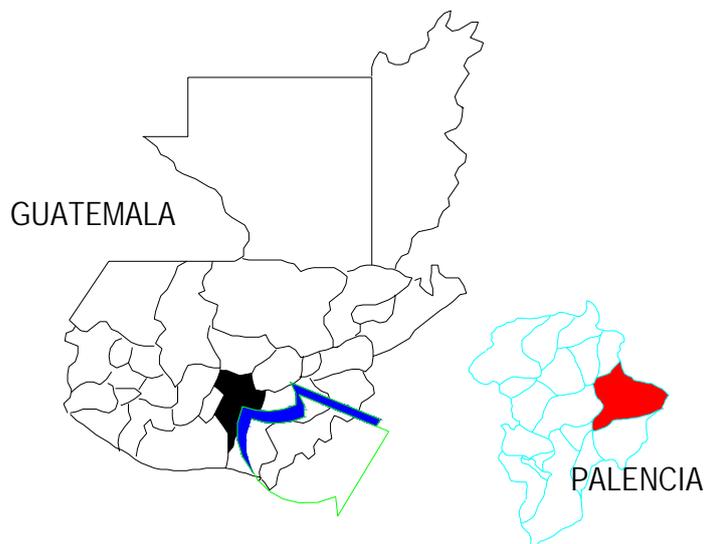
1.1.1. Localización y ubicación

Con una amplia extensión territorial de 14,164 m² en el área urbana y 33,541 m² en el área rural el municipio de Palencia se posiciona como uno de los más extensos del departamento de Guatemala. El municipio de Palencia y la comunidad Dulce nombre se encuentran localizados en el área nor-este del departamento de Guatemala, aproximadamente a 30 y 41 kilómetros respectivamente de la ciudad capital, ambos en el municipio mencionado del departamento de Guatemala. Las coordenadas geodésicas de dichos lugares son: latitud 90°12' norte y longitud 13°48' este para la comunidad Dulce Nombre latitud 90°12' norte y longitud 13°52' este. Estos lugares se encuentran a una altura sobre el nivel del mar de aproximadamente 1430 y 1970 metros respectivamente. (ver figura 1)

1.1.2. Límites y colindancias

Este municipio se encuentra al este del departamento de Guatemala y colinda al norte con los municipios de San José del Golfo y San Antonio La Páz, al este con el municipio de Sanarate, al oeste con los municipios de Santa Rosita, Canalitos y Las Vacas y al sur con los municipios de San José Pinula y Santa Catarina Pinula.

Figura 1. Localización de los proyectos



1.1.3. Clima

El clima predominante en esta zona es de tipo templado, por su altura significativamente alta sobre el nivel del mar, aunque en sus costados montañosos predomina sumamente el clima frío.

Los recursos hídricos de las aldeas del municipio se basan en precipitaciones medias anuales de 915 mm., siendo los días de lluvia, por año, de 195 días.

1.1.4. Población e idioma

Según los datos de los censos que realizan los promotores designados para cada región en el municipio de Palencia indican que la población es de 47,705 habitantes, de los cuales 7670 habitantes son pertenecientes a la cabecera municipal destacando así una cifra muy significativa de entre 2007 niños entre 0 a 9 años que serán los beneficiados con el proyecto posteriormente mencionado sin tomar en consideración que muchos de los niños de las comunidades mas cercanas acuden a la escuela del pueblo ya que carecen de las mismas, así también 115 habitantes entre adultos y niños son pertenecientes a la comunidad de Dulce Nombre, de éstos el 100% habla español.

Tabla I. Datos básicos de población

Lugar	Dulce Nombre	Palencia	Municipio de Palencia
Número de familias	29	1918	10601
Total de población	115	7670	47705
Femenino	57	58	24055
Masculino	58	3823	23650
De 0 a 4 años	19	992	7057
De 5 a 9 años	24	1015	7224
De 10 a 14 años	17	980	6707
De 15 a 19 años	11	825	5106
De 20 a 24 años	7	710	4128
De 25 a 29 años	7	553	3305
De 30 a 34 años	6	504	2797
De 35 a 39 años	3	462	2549
De 40 a 44 años	4	378	2028
De 45 a 49 años	5	286	1577
De 50 a 54 años	4	260	1411
De 55 a 59 años	2	199	991
De 60 a 64 años	3	130	816
De 65 y más	3	376	2009

1.2. Aspectos económicos

1.2.1. Actividad productiva

Aproximadamente, el 90% de la población se dedica a la agricultura y su producción agrícola se basa en maíz, frijol, café, frutas y güisquil, también se dedican a la elaboración de productos artesanales. Muchas familias viven también de la crianza de animales, tales como: vacas, cerdos, conejos y aves de corral.

1.3. Aspectos de Infra-estructura

1.3.1. Vías de acceso

Palencia se encuentra a 30 kilómetros de la ciudad de Guatemala y su principal ruta de acceso es la ruta CA-9 o ruta al atlántico. En el kilómetro 19 de la mencionada ruta se encuentra la bifurcación que conduce hacia Palencia a 11 kilómetros de este cruce. Existen rutas alternas, las cuales conducen hacia este lugar entre las que podemos mencionar, la ruta CA-2 llegando a San José Pinula se cruza hacia la izquierda y a 12 kilómetros de este lugar llegamos a nuestro destino, también encontramos otra alternativa vial, la cual se encuentra cruzando en el kilómetro 10.2 de la ruta al atlántico en la aldea Los Ocotes, y pasando por la aldea Los Mixcos a 22 kilómetros de este cruce y la última alternativa se encuentra en la ruta CA-9 en el kilómetro 24 aldea Agua Caliente, donde se debe cruzar hacia la derecha y luego recorrer aproximadamente 8 kilómetros hasta llegar al municipio en mención.

Para acceder a la comunidad de Dulce nombre se debe acceder al camino que conduce hacia Jalapa aproximadamente 15 kilómetros de carretera de terracería.

Tabla II. Tipo de acceso

Lugar	% Asfalto	% Terracería
Palencia	100	0
Dulce Nombre	0	100

1.3.2. Servicios públicos

La cabecera municipal de Palencia cuenta con dos escuelas de educación preprimaria, una escuela de educación primaria y un establecimiento de educación media o secundaria, cuenta con servicio de telefonía domiciliar y celular, un puesto de salud, servicio de energía eléctrica, servicio de agua potable, un salón social de usos múltiples, estación de policía, estación de bomberos y mercado entre los más importantes.

Los servicios públicos con los que cuenta la comunidad Dulce Nombre únicamente se pueden mencionar letrinización, servicio de telefonía celular y escuela de educación primaria.

2. INVESTIGACIÓN SOBRE PUENTES COLGANTES

2.1. Historia sobre puentes

Es probable que los primeros puentes se realizaran colocando uno o más troncos para cruzar un arroyo o atando cuerdas y cables en valles estrechos. Este tipo de puentes todavía se utiliza. Los puentes de un tramo (llamamos tramo a la distancia entre dos apoyos) son un desarrollo de estas formas elementales. El método de colocar piedras para cruzar un río, mejorado con troncos situados entre las piedras para comunicarlas, es el prototipo de puente de múltiples tramos. Los postes de madera clavados en el fondo del río para servir de apoyo de troncos o vigas permitieron atravesar corrientes más anchas y caudalosas. Estos puentes, llamados de caballete, se utilizan todavía para atravesar valles y ríos en los que no interfieren con la navegación. El uso de pilas de piedra como apoyo para los troncos o maderos fue otro avance importante en la construcción de puentes con vigas de madera. La utilización de flotadores en lugar de apoyos fijos creó el puente de pontones. Los puentes de vigas de madera han sido los más utilizados desde la antigüedad, aunque según la tradición se construyó un puente de arco de ladrillos hacia el 1800 a.C. en Babilonia. Otros tipos de construcción, como los puentes colgantes y los cantilever, se han utilizado en la India, China y Tíbet. Los puentes de pontones los utilizaban los reyes persas Darío I y Jerjes I en sus expediciones militares.

Los romanos construyeron muchos puentes de caballete con madera, uno de los cuales se describe con detalle en la obra Comentarios sobre la guerra de las Galias de Julio César. Sin embargo, los puentes romanos que se mantienen en pie suelen sustentarse en uno o más arcos de piedra, como el puente de Martorell cerca de Barcelona, en España, construido hacia el 219 a.C., y el Ponte di Augusto en Rímini, Italia, del siglo I a.C. El Pont du Gard en Nimes, Francia, tiene tres niveles de arquerías que elevan el puente a 48 m sobre el río Gard, con una longitud de 261 m; es el ejemplo mejor conservado de gran puente romano y fue construido en el siglo I a.C. La utilización de arcos de medio punto derivó más tarde en la de arcos apuntados. Los arcos modernos suelen ser escarzanos o con forma semielíptica, ya que permiten tramos más largos sin interrumpir la navegabilidad y con altura moderada. El puente sobre el río Tweed (1803) en Kelso, Escocia, ejemplo de puente de arco semielíptico, fue diseñado por el ingeniero británico John Rennie.

Los puentes de vigas tienen limitada la longitud de los tramos por la resistencia de las vigas. Esta limitación se supera ensamblando las vigas en triángulos. Leonardo da Vinci esbozó puentes de este tipo, y el arquitecto italiano Andrea Palladio probablemente construyó varios. En Suiza se construyeron dos puentes de vigas trianguladas en 1760. Sin embargo, la construcción de este tipo de puentes no se desarrolló a gran escala hasta después de 1840.

El ingeniero estadounidense de origen alemán John Roebling diseñó y construyó en 1846 un puente colgante de 308 m sobre el río Ohio en Wheeling, Virginia, Estados Unidos. Fue el primer puente colgante de cables construido en el mundo. El Golden Gate, en San Francisco, Estados Unidos, inaugurado en 1937, tiene un tramo central de 1.280 m suspendido de unas torres de 227 m de altura. Tiene un margen de altura de 67 m.

El puente sobre el estrecho del Bósforo en Estambul, Turquía, tiene un tramo central de 1.079 m. Se inauguró en 1973 y constituye la primera comunicación permanente de autopista entre Europa y Asia. Hasta 1995, el puente de Humber era uno de los puentes colgantes más largos del mundo. Se construyó en 1980 en el estuario del río Humber, en Inglaterra, con un tramo central de 1.410 m. El puente colgante más alto, 321 m sobre el nivel del agua, atraviesa el Royal Gorge sobre el río Arkansas, en Colorado, Estados Unidos. El puente General Belgrano, situado sobre el río Paraná, tiene una longitud de 2.000 m. En 1998 se inauguró en Lisboa el puente Vasco da Gama, el mayor puente de toda Europa, con casi 18 km de longitud, y casi 15 km sobre el agua. Este puente, situado en la desembocadura del río Tajo, aliviará el tránsito de vehículos por el puente 25 de Abril, inaugurado en 1966 y con 1.013 m de luz. También en 1998 se abrió el puente del estrecho de Akashi, en Japón con un vano central de unos 1.990 metros.

2.2. Puentes colgantes

Los alambres de acero sustituyeron, gracias a su mayor resistencia mecánica, a los de hierro para la fabricación de cables y suspensiones de los puentes colgantes, con la cual fue posible un aligeramiento sensible para la misma luz. Esto sucedió a partir de la realización del puente de Brooklyn.

En Francia, F. Arnodin introdujo progresos muy importantes en la construcción de este tipo de obras. Arnodin inventó, principalmente, el cable de torsión alternativa, obtuvo varias capas de hilos alrededor de otro rectilíneo de tal modo que las hélices sucesivas se enrollaban alternadamente en uno y en otro sentido. La ventaja principal de este sistema, aparte de su facilidad de preparación en fábrica y de transporte, proviene de que la tracción del cable así constituido provoca un apretado transversal que presiona los hilos unos contra otros.

De este modo, el cable queda mejor protegido contra la penetración de agua y los riesgos de oxidación, aunque tal protección esté lejos de ser absoluta.

F Arnodin mejoró también la concepción de los puentes colgantes en otros muchos aspectos y, en particular, aumentó la rigidez del tablero al hacer colaborar a la barandilla de acero.

Este sistema anunciaba ya la verdadera viga de rigidez que apareció un poco más tarde: con ella el tablero se concibe como un puente de vigas laterales a las que se enlazan las suspensiones. Ello conduce a repartir las cargas de explotación sobre un gran número de suspensiones, limitando de este modo las deformaciones del cable y las de la calzada y amortiguando mejor las vibraciones.

Numerosos puentes colgantes fueron construidos a finales del siglo XIX y durante la primera mitad del XX. La mayoría tienen luces comprendidas entre 60metros y 300metros.

En general se trata de puentes de tres vanos. Las vigas de rigidez son triangulares, dispuestas generalmente bajo la calzada. Están enlazadas a las suspensiones que son barras, o, mas a menudo, cables verticales anclados a los principales por medio de collares. Los cables principales están constituidos por un conjunto de cables elementales coordinados, protegidos de oxidación por pintura y productos especiales. En los puentes antiguos cada cable principal se componía de varios cables separados unos de otros, disposición que buscando permitir la sustitución progresiva de los mismos no dio buenos resultados. Los cables principales pasan sobre los pilonos y se fijan en cables principales en obra de macizo ded anclaje constuidos al principio en obra de fábrica, y más delante de hormigón. Siempre que resulta posible, los cables se anclan directamente a la roca.

Frecuentemente, los tras vanos están suspendidos. En algunos casos, cuando su luz es débil, los vanos laterales se tratan como vanos independientes no suspendidos.

Para obras de gran longitud existen, por ejemplo, sobre el río Loira, puentes suspendidos de vanos múltiples. Se precisa, entonces, un cable de cabeza que enlace las partes superiores de los pilones para limitar sus deformaciones y que transmita directamente a los macizos de anclaje la tracción que sufre bajo el efecto de las cargas.

Para suprimir los macizos de anclaje, que son muy costosos, se ha recurrido, a veces, al sistema de cables “auto anclados”.

En tal caso, los cables quedan enlazados a los extremos de la viga de rigidez que recibe, trabajan a compresión la componente horizontal de la tracción de aquellos. La componente vertical queda equilibrada por el peso propio al que, a veces, es necesario añadir un lastre. La resultante de los esfuerzos de los extremos es, entonces, una fuerza vertical que no necesita más que un estribo del tipo habitual.

3. GENERALIDADES ACERCA DE PUENTES COLGANTES

3.1. Partes principales de un puente colgante

Las partes de un puente colgante son las siguientes:

a. Sistema de Piso

Comprende lo que son las vigas transversales o principales, las vigas longitudinales o largueros y la superficie de rodadura.

b. Péndolas

c. Cables

d. Sistema de Rigidez

El sistema de rigidez comprende lo que es la armadura.

e. Flecha

f. Torres

g. Anclajes

Contraflecha

3.2. Clasificación

Los puentes colgantes se pueden clasificar de la siguiente manera:

Por el tipo de sistema de suspensión:

- Cadenas de eslabones forjados
- Cadenas de barras de ojo o de argollas
- Cables de alambre
- Miscelánea de arreglos

Por el método de rigidez del sistema de suspensión:

- Sin rigidez o flexibles: Lo que resulta más sencillo y de más bajo costo.
- Con rigidez integral
- De tablero rígido: De acuerdo al número de articulaciones puede subdividirse así:
 - Con una articulación
 - Con dos articulaciones
 - Con tres articulaciones

Por la distribución de carga del sistema de suspensión:

- Estructuras con los tirantes laterales cargados
- Estructuras con los tirantes laterales sin cargar

Por el anclaje del sistema de suspensión:

- Anclado externamente
- Autoanclado

3.3. Características principales

Las características particulares de los puentes colgantes:

Su forma: Ya que le da vistosidad a todo el conjunto, además por no tener columnas intermedias permite el paso libre a través de un río, si este es el caso.

El análisis estructural: Por su estructura, requiere de métodos propios de análisis, utilizándose generalmente los siguientes tres métodos:

a. Teoría Elástica

Se deduce del equilibrio elástico del sistema, sin tomar en cuenta las deflexiones del cable, bajo condiciones de carga viva. Este método es seguro para luces cortas, pero no resulta ser económico.

b. Teoría de la Deflexión

Este método si toma en cuenta las deflexiones del cable, bajo carga viva, pero no toma en cuenta las distorsiones secundarias de la curva del cable. Se considera un método más exacto.

c. Método de las Series de Fourier

Toma en cuenta además las distorsiones secundarias de la curva del cable, siendo así el método más exacto de análisis.

La colocación de soportes parciales en diferentes puntos a lo largo de toda la luz, por medio de un sistema de cables.

El puente es construido de tal manera que la carga viva es transmitida a los cables por medio de las péndolas, y la carga muerta total está soportada por los cables.

Su construcción: Para la construcción de estos puentes no se requiere de obra falsa, pero si de ingenio de parte del constructor.

3.4. Materiales que se utilizan en la construcción de puentes colgante

3.4.1. Materiales que se utilizan en el sistema de piso

- Vigas transversales:

Pueden ser de acero estructural o de madera; se recomienda el uso de acero estructural.

- Vigas longitudinales:

Pueden ser de acero estructural o de madera; recomendando el uso de la madera.

- Superficie de rodadura:

Pueden ser de concreto reforzado, de rejilla metálica con o sin concreto, y de madera (tablones transversales).

- Barandal
Puede ser de acero o de madera.
- Péndolas:
Pueden ser de cables de alambre, de varillas de acero y de barras o perfiles torcidos; siendo más factibles las varillas de acero.

3.4.2. Materiales que se utilizan en el sistema de suspensión

Puede ser de cadenas de eslabones forjados, cadenas de barra de ojo de argolla o de cables de alambre.

3.4.3. Materiales utilizados en torres y anclajes de puentes colgantes

- Torres

Están formados por la subestructura o estribo y la torre, que es lo que sobresale a partir de la rodadura del puente, y que soporta los cables o cualquier otro sistema de suspensión.

Son construidas generalmente de acero estructural, mampostería, concreto reforzado o de madera ocasionalmente.

En la parte superior de las torres deben colocarse monturas para el paso de los cables, fabricadas de acero fundido siendo dos los tipos de monturas: las fijas y las móviles; y tienen que tener acanaladuras para acomodar el cable.

- Anclajes

Los anclajes pueden ser construidos de mampostería, concreto ciclópeo o de concreto reforzado. Se puede anclar el cable a una roca profunda siempre que sea sólida y de un banco grande profundo.

La construcción del anclaje de concreto reforzado es mucho más laborioso que cualquier otro tipo, se puede hacer en forma de cajón, introduciéndole piedras para darle peso.

La construcción de un anclaje de mampostería o concreto ciclópeo es fácil y el material se encuentra en cualquier lugar.

Si se ancla en roca, se economiza concreto o mampostería, pudiendo usar pilotes para proveer de soporte y resistencia al anclaje.

3.5. Criterios básicos para el diseño de puentes colgantes

Primeramente, se tiene que tomar en cuenta un factor determinante en el diseño de un puente peatonal colgante, que es la luz que éste tendrá entre las torres, ya que a mayor longitud, será mayor la sección de los cables, anclajes y torres.

Determinar también la naturaleza del suelo donde se va a construir el puente, también es de suma importancia, ya que este factor interviene en el diseño de los anclajes, así como en las profundidades que tendrá la subestructura, afectando directamente el valor del empuje ejercido.

Para determinar los elementos geométricos es necesario el estudio topográfico que más adelante se detalla.

3.5.1. Cargas de diseño

Las cargas de diseño que se consideran en un puente peatonal colgante son cargas verticales que comprenden:

- Carga muerta
- Carga viva

Las cargas por sismo, por viento, etc., se omiten debido a que la estructura es simple y no compleja.

3.5.1.1. Carga muerta (Cm)

Esta carga actúa sobre la estructura, constando del peso de la propia estructura y de todas las cargas inmóviles.

Para un puente peatonal colgante la carga muerta la constituye el peso de los cables principales, las péndolas, las torres, los anclajes, los accesorios de los cables, etc.

3.5.1.2. Carga viva (CV)

Está considerada por la proporción de peatones, bestias y otros agentes que vayan a atravesar el puente.

Esta carga es considerada a criterio del diseñador del puente colgante.

3.5.1.3. Carga última (Cu)

Para obtener la carga última se utiliza la siguiente fórmula:

$$Cu = 1.4Cm \text{ é } 1.7Cv$$

Otra carga que se considera es la del empuje del suelo sobre los anclajes.

3.5.2. Anclajes

De la firmeza de los anclajes depende la seguridad de un puente colgante; debido a esto deben recibir un estudio completo y deben ser cuidadosamente supervisados; después deben recibir una constante atención.

Los anclajes deben ser diseñados para resistir la tensión de los tirantes del puente.

Las fuerzas que actúan sobre un anclaje son la tensión del cable, el empuje del suelo contra el anclaje y su propio peso.

La tensión del cable es resistida, ya que su componente vertical es anulada por el empuje del suelo y por la fricción del anclaje con el suelo que le sirve de cimentación; esta última es consecuencia del peso del anclaje.

Para los anclajes el mejor diseño y más fácil es con mampostería o concreto ciclópeo.

Para el análisis de los anclajes, se utiliza el método de la teoría elástica, que se basa en cinco hipótesis, las cuales se mencionan a continuación:

- El cable se supone flexible
- La armadura se considera como una viga
- La carga muerta de todo el sistema se asume uniformemente distribuida en proyección horizontal.
- La forma y ordenadas de las curvas del cable se asume que son inalterables al aplicar la carga.

La carga muerta la soporta enteramente el cable.

3.5.3. Torres

Las torres son los miembros verticales que están colocadas en los extremos de la luz del puente colgante. La altura de estas torres será de acuerdo a las condiciones topográficas del terreno, se colocan sobre una base o cimiento que es de mampostería, aunque también se pueden colocar sobre el suelo si éste está conformado de roca y se analiza ésta para saber si es útil para el propósito.

3.5.4. Cables

3.5.4.1. Cables que pueden usarse en el diseño de un puente colgante

Cables que pueden usarse en el Diseño de un Puente Colgante

Los cables que pueden usarse en el diseño de un puente colgante son:

a. Cadenas de estabones forjados

Estas ya no son muy usadas por el mejor resultado del uso de cables de alambres, y además tienen las siguientes desventajas:

- Los esfuerzos de trabajo son muy bajos
- Altos esfuerzos secundarios en las barras
- Desigualdad de esfuerzos en las barras
- Dificultad de inspección y mantenimiento

b. Cables de alambre

Los cables de alambre presentan las siguientes ventajas:

- Se auto soportan durante la erección
- La tensión es uniforme
- Seguridad contra la corrosión debido al galvanizado
- Larga duración

Para los puentes colgantes los cables de alambre son fabricados especialmente con alambres de acero galvanizado.

El tipo de alambre comúnmente empleado para puentes colgantes son los siguientes:

6 cordones x 7 alambres con tensado regular y un núcleo que también es llamado cable de acarreo, transporte o arrastre de fibra

6 x 19 Warrington

Cables de cordones galvanizados.

3.5.4.2. Elección del cable

Para elegir un cable verificar que éste debe ser resistente, lo suficiente para prevenir la máxima carga que pueda ser aplicada y con un adecuado factor de seguridad; además debe soportar dobleces o flexiones repetidas sin que los cables fallen por fatiga y debe resistir el desgaste abrasivo, la distorsión y machacamiento.

Para hacer el pedido del cable se debe considerar lo siguiente:

- a. Número de alambres de cada cordón
- b. Número de cordones
- c. Sentido de arrollamiento de los cordones y tipo de éstos
- d. Arrollamiento del cable
- e. Diámetro del cable
- f. Naturaleza del alma y tratamiento si se requiere
- g. Resistencia y tipo de acero de los cables
- h. Carga de rotura del cable
- i. Acabados
- j. Longitud del cable
- k. Embalaje y marcas

Por lo general los cables están suministrados en rollos.

La flexibilidad de los cables depende de la relación entre los diámetros de los alambres y la polea o tambores; y del tipo de acero empleado.

A mayor flexibilidad, menor esfuerzo de flexión del cable.

3.5.4.3. Clasificación de los cables

Los cables se clasifican en:

- Rígidos
- Semi flexibles
- Flexibles
- Muy flexibles
- Extraflexibles

La fatiga de los cables prematura se puede prevenir usando garruchas, roldadas y tambores de tamaño adecuado.

A continuación se presentan características aproximadas de sección y peso.

Donde

D = diámetro del cable

Tabla III. Tipos de cables

Tipo de cable	Área de Sección útil (Cm²)	Peso
Cable de cordones con alma de cáñamo	$0.4D^2$	$0.365D^3$
Cable de cordones con alma de acero	$0.5D^2$	$0.437D^3$
Cable-cordón espiral con alma de acero	$0.6D^2$	$0.507D^3$
Cable vía liso	$0.8D^2$	$0.578D^3$

3.5.5. Péndolas

Las péndolas o tirantes verticales están espaciados a criterio del diseñador, teniendo como espaciamiento máximo dos metros.

Se determina el área requerida para las péndolas, considerando que éstas soportan un tramo de carga uniformemente distribuida, de longitud igual a la separación de las mismas.

La longitud de las péndolas varía, siendo mayor en los extremos y menor en el centro de la luz.

En la Dirección General de Caminos, Departamento de Puentes está la existencia de unos puentes tipo, que ya están diseñados y que son ajustables al diseño que se esté realizando.

Así se pueden encontrar puentes tipo para una longitud de hasta 33 metros como máximo, otro tipo para las longitudes de 34 metros hasta 121 metros; dejando así a criterio del diseñador medidas y accesorios para el puente peatonal colgante que se esté diseñando.

También en la Dirección General de Caminos se está tomando como especificación para puentes peatonales colgantes en el área rural en construir utilizando mampostería en lugar de estribos con refuerzo.

4. DISEÑO DEL PUENTE COLGANTE DE LA COMUNIDAD DULCE NOMBRE

4.1. Levantamiento topográfico

Para realizar el estudio topográfico se procedió a medir y orientar con respecto al norte magnético, ubicando estaciones con el objeto de recabar la información de planimetría necesaria.

El levantamiento topográfico se hizo de segundo orden para obtener datos con la mayor precisión posible. El equipo utilizado para el trabajo de campo fue el siguiente:

Teodolito marca SOKKIA DT6, precisión de ± 20 segundos

Estadal

Cinta métrica de 50 m de longitud

Plomada

Estacas de madera

Pintura roja

Martillo

El método utilizado para la realización del levantamiento topográfico fue conservación del azimut, a continuación se describe la libreta topográfica.

Para la ejecución o diseño de cualquier trabajo de ingeniería, la base es el estudio topográfico, tanto la planimetría como la nivelación.

En este caso se hizo necesario hacer el estudio topográfico para obtener los elementos geométricos de las partes del puente.

Tabla IV. Polígono real

Polígono Real				
EST.	P.O.	AZIMUT	DIST.	COTAS
0.00	0.01	131.5650	10.00	100.640
	0.02	119.5000	10.30	97.530
	0.03	137.5700	10.10	100.690
	0.04	145.4500	11.40	105.043
	0.05	161.1700	11.65	106.599
	0.06	164.2200	12.46	109.199
	0.07	182.0700	21.25	118.770
	0.08	221.5500	17.47	115.230
	0.09	221.5500	9.86	108.310
	0.10	221.5500	9.67	107.340
	0.11	221.5500	2.69	103.030
	0.12	311.5650	10.00	97.440
	0.13	271.5100	10.55	103.329
	0.14	255.1400	13.32	107.584
	0.15	253.4300	16.50	113.920
0.00	1.00	21.3700	24.20	100.703
1.00	1.01	301.5330	3.00	100.903
	1.02	301.5330	6.10	104.591
	1.03	301.5330	10.00	105.016
	1.04	332.5700	15.30	107.336
	1.05	336.3300	16.03	108.504
	1.06	338.4800	17.60	110.760
	1.07	340.0100	18.63	111.069
	1.08	349.0900	24.39	116.604
	1.09	8.3900	21.11	113.117
	1.10	10.0250	21.12	112.099
	1.11	28.0000	21.34	112.041
	1.12	28.0000	12.72	105.566
	1.13	28.0000	6.39	104.359
	1.14	28.0000	2.50	101.193
1	2.00	103.0340	5.28	101.978
2	2.01	103.0340	4.22	97.229
	2.02	103.0340	16.64	94.419
	2.03	62.3800	9.55	98.721
	2.04	67.2600	17.20	100.638
	2.05	51.0600	12.96	102.707
	2.06	41.0100	22.92	109.266

Tabla V. Polígono auxiliar

Polígono Auxiliar línea de perfil				
EST.	P.O.	AZIMUT	DIST.	COTAS
0.00	Norte	0.00		100.00
0.00	1.30	21.37	1.30	99.99
1.30	1.50	21.37	0.20	98.21
1.50	8.00	21.37	6.50	95.14
8.00	10.00	21.37	2.00	95.31
10.00	15.00	21.37	5.00	95.65
15.00	20.00	21.37	5.00	96.53
20.00	21.60	21.37	1.60	98.53
21.60	22.60	21.37	1.00	99.30
22.60	24.20	21.37	1.60	100.70

4.2. Caudal máximo

- Método Sección Pendiente

Se describe como un método empírico pero muy eficaz, ya que éste se utiliza únicamente con datos adquiridos en el campo, y es aplicable cuando se carece de información hidrológica.

Como anteriormente se describe es necesario tener conocimiento de los siguiente datos los cuales son la crecida máxima que ha alcanzado el río durante los últimos 30 años, la altimetría y planimetría de 100 m aguas arriba y aguas abajo como también la sección transversal del río.

Como primer paso, de los cálculos topográficos e históricos se calcula el área de la sección transversal del río y luego se calcula el valor de la velocidad de la corriente, aplicando la fórmula de Manning, la cual se describe a continuación:

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

donde

V = velocidad en m/seg

R = Radio hidráulico

S = pendiente

n = coeficiente de rugosidad

La altimetría del terreno se obtuvo por medio de los cálculos topográficos y la pendiente del terreno es 16%. Luego, se calcula el área de la sección transversal utilizando la crecida máxima por datos históricos, la cuál da como resultado 16.65 m^2 y un perímetro mojado de 16.4 m.

En el cálculo del caudal máximo se debe hacer uso del coeficiente de escorrentía que para este caso tiene un valor de 0.022, el cual está basado en el tipo de terreno.

R = área / perímetro mojado

$$R = 16.65 \text{ m}^2 / 16.40 \text{ m}$$

$$R = 1.015$$

El cálculo de la velocidad se hace por medio de la fórmula de Manning de la siguiente forma:

$$V = 1 / 0.022 \times (1.015)^{(2/3)} \times (0.16)^{(1/2)}$$

$$V = 18.36 \text{ m/seg}$$

$$Q = 18.36 \times 16.65$$

$$Q = 305.75 \text{ m}^3/\text{seg}$$

4.3. Evaluación de la calidad del suelo

Es importante determinar las cargas que soporta el suelo para no sobrepasar el esfuerzo admisible de éste, dependiendo de este dato se diseñaran las torres del puente las cuales transferirán las cargas al suelo.

Por falta de recursos no se realizó el estudio de suelos, no obstante se realizó una inspección ocular con lo cual se pudo constatar que se tiene un suelo rocoso arcilloso ya que se contrae al secarse, presenta marcada cohesión según su humedad, con propiedades plásticas ya que al aplicarle carga su superficie se comprime lentamente. Con las características mencionadas se asumió un valor soporte de 25,000 kg/cm².

Los suelos del municipio de Palencia al igual que algunos otros de la región oriental han sido divididos en 22 unidades que consisten de 20 series de suelos y dos clases de terreno misceláneo. Por conveniencia para la discusión y para mostrar la relación de varias unidades al uso y manejo, los suelos han sido divididos en dos grupos amplios, basándose en diferencias del material madre. Estos son: I. Suelos sobre materiales volcánicos y II. Suelos sobre materiales sedimentarios y metamórficos. Las clases misceláneas de terreno forman el grupo III.

Perfil del suelo:

- a. El suelo superficial, a una profundidad alrededor de dos centímetros, es franco arenoso fino, café oscuro. La estructura es granular fina. La reacción es neutra, pH alrededor de 7.0.

- b. El suelo adyacente al superficial, a una profundidad alrededor de 15 centímetros, es franco arenoso fino, café. La estructura es granular poco desarrollada a laminar, siendo los planos horizontales mas prominentes que los verticales. La reacción es mediana a ligeramente ácida, pH alrededor de 6.0.
- c. El subsuelo, a una profundidad de 40 ó 50 centímetros es franco arcillo-arenoso fino o franco arcilloso, de color café rojizo o café claro. La estructura es cúbica. La reacción es de mediana a ligeramente ácida, pH alrededor de 6.0.
- d. El substrato es granito o gneis intemperizados con un valor soporte que puede pasar de los 40,000 kg/m² es por eso que para el diseño se asumió un valor soporte de 25,000 kg/m².

4.4. Integración de cargas

Ya que el puente es peatonal colgante, se hace la integración de las siguientes cargas, debido a que es en el área rural

a. Carga viva

Peso del animal (mula)	=	700.00 lb.
Peso de la carga del animal	=	500.00 lb.
Peso del hombre	=	200.00 lb.
Peso de la carga del hombre	=	<u>150.00 lb.</u>
Total	=	1550.00 lb.
1550.00 Lb.	=	704.54 kg.

El área de distribución de la carga es de 2.00 metros, que es el ancho del puente, por 2.00 metros que abarca aproximadamente un hombre y una mula.

$$A = 2.00 \text{ m} \times 2.00 \text{ m}$$

$$A = 4.00 \text{ m}^2$$

Carga viva

$$Cv = \frac{704.54 \text{ kg}}{4.00 \text{ m}^2}$$

$$Cv = 176.13 \text{ kg/m}^2$$

b. Carga muerta

Para un metro lineal de puente:

8 cables de 1/2"	=	8 x 5 lb	=	40 lb
3 piezas de tablón	=	3 x 20.5 lb	=	61 lb
2 metros de malla	=	2 x 16 lb	=	32 lb
10%seguridad	=		=	<u>13 lb</u>
Total	=		=	146 lb

$$146 \text{ lb} = 66.36 \text{ kg}$$

El área de distribución para la carga muerta se obtiene de la multiplicación del ancho del puente por un metro lineal que es donde vamos a distribuir nuestra carga.

$$1\text{m} \times 2\text{m} = 2\text{m}^2$$

Carga muerta

$$\frac{66.36\text{kg}}{2\text{m}^2} = 33.18 \text{ kg/m}^2$$

El peso del tablón se calcula asumiendo las dimensiones 2" x 12" x 8.2'

$$\text{Peso} = 50 \text{ lb/pie}^3$$

$$\text{Peso para un metro} = 50 \text{ Lbs/pie}^3 \times (1.5"/12") \times (12"/12") \times 3.28'$$

$$\text{Peso para un metro} = 20.5 \text{ Lbs}$$

- Carga última

$$C_u = 1.4 \times C_m + 1.7 \times C_v$$

$$C_u = 1.4 \times 33.18 + 1.7 \times 176.13$$

$$C_u = 345.87 \text{ kg/m}^2$$

Para convertir la carga última en lineal se multiplica por el ancho del puente que es de 2m.

$$C_u = 345.87 \times 2$$

$$C_u = 777.77 \text{ kg/m}$$

4.5. Geometría

En lo que se refiere a la altura de las torres, variará de acuerdo con la topografía del lugar a construir el puente peatonal colgante.

4.6. Esfuerzos considerados para el diseño

Concreto

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

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

$$\text{Peso específico} = 2,400 \text{ kg/cm}^2$$

Acero

$$\text{Punto de fluencia } F_y = 40,000 \text{ lb/plg}^2$$

$$\text{Esfuerzo de tensión} = 20,000 \text{ lb/plg}^2$$

Cables:

Para este caso se utilizará cable estructural con norma ASTM A603 con un esfuerzo nominal a la tensión de $220,000 \text{ lb/plg}^2 = 15,500 \text{ kg/cm}^2$

4.7. Sistema de piso

La madera que se utilizará es el ciprés, la cual se coloca en forma longitudinal con las siguientes medidas:

2" x 12" x 4'

El peso de la madera es de 50 lb/pie^3

Compresión paralela a la fibra	1100 lb/plg ²
Compresión perpendicular a la fibra	325 lb/plg ²
Peso seco aparente	50 lb/plg ²
Elasticidad	1,600,000 lb/plg ²
Esfuerzo al corte	100-120 lb/plg ²
Esfuerzo de flexión	1000-1200 lb/plg ²

Fuente: **Parker Harry. Diseño simplificado de armaduras de techos para arquitectos y constructores Pág. 152**

Carga muerta

$$C_m = (2 \text{ plg} \times (12 \text{ plg} / 144 \text{ plg}^2)) \times 50 \text{ lb/pie}^3$$

$$C_m = 8.33 \text{ lb/pie}$$

$$C_m = 12.42 \text{ kg/m}$$

Luz de diseño 0.6 metros

$$M_1 = \frac{WL^2}{10} \text{ Tramos continuos según A.C.I.}$$

$$M_1 = 0.447 \text{ kg-m}$$

Carga viva

$$Cv = (345.87 \text{ kg/m}^2) / (3 \text{ piezas/m})$$

$$Cv = 115.29 \text{ kg/m}$$

$$M2 = 115.29 \times 0.6^2 / 10$$

$$M2 = 4.15 \text{ kg-m}$$

$$\text{Momento total} = M1 + M2$$

$$\text{Momento total} = 4.60 \text{ kg-m}$$

Verificación de la sección

$$V = \left(W C_m \times \frac{L}{2} \right) + \left(W C_v \times \frac{L}{2} \right)$$

$$V = (12.24 \times 0.6 / 2) + (115.29 \times 0.6 / 2)$$

$$V = 42.61 \text{ kg}$$

Por corte

$$V_c = (3/2 V) / \text{Área}$$

$$V_c = 4,127.85 \text{ kg/m}^2$$

$$V_c < \text{Esfuerzo de corte de la madera}$$

$$4,127.85 \text{ kg/m}^2 < 84,502.34 \text{ kg/m}^2$$

Entonces si chequea

Por flexión

$$F = MC/I$$

$$F = \frac{5.114 \text{ kg} - m \times 0.0254 \text{ m}}{\frac{1}{12} (0.3048) \times (0.0508)^3}$$

$$F = 39,011.35 \text{ kg/m}^2$$

$$F < \text{Esfuerzo de flexión de la madera}$$

$$84,502.34 \text{ kg/m}^2 < 845,023.4 \text{ kg/m}^2$$

Entonces si chequea

4.8. Cable principal

Se utilizará un cable acerado especial para puentes de tipo cable con cordón múltiple.

Para este caso se utilizará cable estructural con norma ASTM A603 con un esfuerzo nominal a la tensión de $220,000 \text{ lb/plg}^2 = 15,500 \text{ kg/cm}^2$

Se usarán 4 cables de $\frac{1}{2}$ "

De La ecuación proporcionada por la D.G.C. se tiene que:

$$T = \frac{WL}{2} \times \sqrt{\frac{1+L^2}{16f^2}}$$

Donde:

$$\begin{aligned} L &= 22.80 \text{ m} \\ W &= 777.77 \text{ kg/m} \\ f' &= 2.5\% \times \text{longitud} \\ f' &= 0.025 \times 22.8 \\ f' &= 0.57 \\ f &= 0.9 + f' \\ f &= 1.47 \text{ m} \end{aligned}$$

$$T = 34,413.705 \text{ kg}$$

Para diseño de anclajes se tiene que

$$T/2 = 17,206.85 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Esfuerzo del cable} &= \text{esfuerzo} \times \text{factor de seguridad} \\ &= 15,500 \times 065 \\ &= 10,075.02 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Esfuerzo de Tensión} = P/A$$

Donde:

$$\begin{aligned} P &= \text{Tensión máxima de diseño} \\ A &= \text{Área necesaria del cable} \\ A &= (34,413.705 \text{ kg}) / (10,075.02 \text{ kg/cm}^2) \\ A &= 3.415 \text{ centímetros cuadrados} \end{aligned}$$

4 cables de ½"

$$4 \times 1.27 \text{ cm}^2 = 5.067 \text{ cm}^2 \text{ Área que cubren 4 cables de ½"}$$

Revisión

$$\begin{aligned} \text{Esfuerzo de tensión} &= P/A \\ &= 34,413.705 \text{ kg} / 5.067 \text{ cm}^2 \\ &= 6,791.73 \text{ kg} / \text{cm}^2 \end{aligned}$$

Entonces

$$\begin{aligned} \text{Esfuerzo de tensión} &< \text{Esfuerzo permisible de cable} \\ 6,791.73 \text{ kg/cm}^2 &< 10,075.02 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Entonces el cable a utilizar si resiste.

4.9. Cable de pasamanos

Ya que el cable de pasamanos no resistirá ninguna carga mas que la de la persona que se apoyará en dicho cable y la carga propia del cable que podría ser despreciable en relación a la resistencia del cable, sin embargo se calculara para efectos de seguridad.

Carga muerta

$$\text{Cable estructural ½" } = 5 \text{ lb/m } = 2.273 \text{ kg/m}$$

Carga viva

$$\text{Peso del apoyo de una persona } = 30.90 \text{ kg/m}$$

Determinamos carga última

$$C_u = 1.4C_m + 1.7 C_v$$

$$C_u = 55.712 \text{ kg/m}$$

Esta carga última esta calculada para un solo lado del puente en el sentido longitudinal, por lo tanto, el área de acero se diseñará para un solo lado del puente.

$$T = \left[\frac{WL}{2} \right] \times \sqrt{\frac{1+L^2}{16f^2}}$$

$$T = 9,567.606 \text{ kg}$$

$$T = 9.568 \text{ ton}$$

$$\text{Esfuerzo de tensión} = P/A$$

Donde

P = Carga que resistirá el cable

A = Área necesaria para resistir la carga

$$\text{Esfuerzo de tensión} = 10,075.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 9,567.606 \text{ kg} / 10,075.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 0.95 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de un cable de } \frac{1}{2}'' = 1.27 \text{ cm}^2$$

Revisión

$$\text{Esfuerzo de tensión} = P/A$$

$$= 9,567.606 \text{ kg} / 1.27 \text{ cm}^2$$

$$= 7,533.55 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto

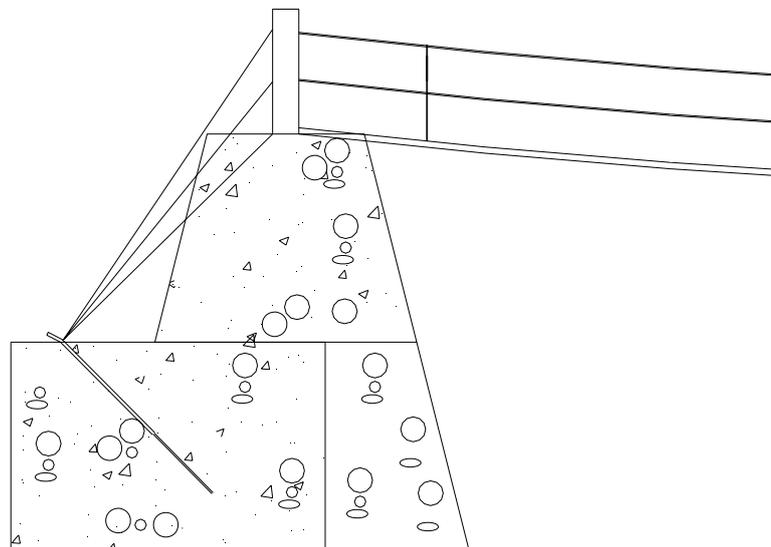
$$\text{Esfuerzo de tensión} < \text{Esfuerzo permisible de cable}$$

$$7,533.55 \text{ kg/cm}^2 < 10,075.02 \text{ kg/cm}^2$$

4.10. Diseño del sistema anclaje-torre

Debido a las condiciones del terreno extremadamente quebradas, no se pudo diseñar torres y anclajes por separados por lo que se realizó un sistema en el que tanto la torre como el anclaje formaran un solo elemento a continuación se detallara dicho sistema.

Figura 2. Sistema anclaje-torre



$$\text{Peso del suelo} = W_s = 1,700 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Peso del concreto} = W_c = 2,400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Factor de deslizamiento} = F.S. = 2$$

$$\text{Ángulo de cable} = \emptyset = 45^\circ$$

$$\text{Coeficiente de Ranking} = K_p = 5.83$$

$$K_p = (1 + \text{seno } 45^\circ) / (1 - \text{seno } 45^\circ)$$

$$K_p = 5.83$$

$$\emptyset = \text{tangente}^{-1} (2/2)$$

$$\emptyset = 45^\circ$$

Dado que la tensión del cable esta dada en un ángulo de 45° se hace necesario encontrar componentes de la tensión en X y Y.

$$T_x = T \cos \emptyset = (17,206.85 \text{ kg})(\cos 45^\circ) = 12.167 \text{ ton}$$

$$T_y = T \sin \emptyset = (17,206.85 \text{ kg})(\sin 45^\circ) = 12.167 \text{ ton}$$

$$K_a = \text{empuje activo} = 1 / 5.83 = 0.1715$$

Presiones horizontales

$$P_{act} = K_a \times W_s \times H$$

$$P_{act} = 1,166.2 \text{ kg/m}^2$$

Donde:

P_{act} = presión activa

K_a = empuje activo

W_s = peso específico del suelo

H = altura del sistema

P_{pas} = presión pasiva = despreciable

$$P_{aq} = K_a \times q = 0.1715 \times 176.13 \text{ kg/m}^2 = 30.21 \text{ kg/m}^2$$

Donde:

P_{aq} = presión pasiva

q = sobrecarga (peso de hombre y animal con carga)

Cargas totales

$$W_{act} = \frac{1}{2} \text{ base} \times \text{altura} = \frac{1}{2} (P_{act}) \times (4\text{m}) = 2,332.4 \text{ kg}$$

$$W_{aq} = \text{base} \times \text{altura} = (P_{aq}) \times (4\text{m}) = 120.84 \text{ kg}$$

Donde:

W_{act} = carga activa

Cargas de tensión

$$W_{Tx} = T_x / \text{ancho de sistema} = 4,866.83 \text{ kg}$$

$$W_{Ty} = T_y / \text{ancho de sistema} = 4,866.83 \text{ kg}$$

Donde:

W_{Tx} = Carga de tensión en sentido vertical

W_{Ty} = Carga de tensión en sentido horizontal

Momentos de volteo

Haciendo sumatoria de momentos

$$M (W_{act}) = (2,332.4\text{kg}) ((4/3) \text{ m}) = 3,109.866 \text{ kg-m}$$

$$M (W_{aq}) = (120.84\text{kg}) ((4/2) \text{ m}) = 241.68 \text{ Kg-m}$$

$$M_{Tx} = 4,866.83 \text{ kg} \times 2\text{m} = 9,733.67 \text{ kg-m}$$

$$M_{Ty} = 4,866.83 \text{ kg} \times 3.75 \text{ m} = 18,250.61 \text{ kg-m}$$

Tabla VI. Momento de volteo

Sección	Altura	Presión	Empuje W	Brazo	Momento MV
1.00	2.00	1,166.20	2,332.40	1.33	3,109.87
2.00	4.00	30.21	120.84	2.00	241.68
3.00	1.00	4,866.73	4,866.73	2.00	9,733.47
4.00	0.00	4,866.73	0.00	3.75	18,250.25
Sumatoria:			7,319.97		31,335.26

Tabla VII. Momento estabilizante

Seccion	Dimension		Área	Peso Vol.	Peso WE	B.P. (m)	Momento ME
	Base	Alto					
1	0.30	1.20	0.36	2,400.00	864.00	1.75	1,512.00
2	1.50	2.00	3.00	2,800.00	8,400.00	1.75	14,700.00
3	0.50	2.00	1.00	2,800.00	2,800.00	2.67	7,466.67
4	0.50	2.00	1.00	2,800.00	2,800.00	0.83	2,333.33
5	3.87	2.00	7.74	2,800.00	21,672.00	2.44	52,771.32
6	0.50	2.00	1.00	2,800.00	2,800.00	0.33	933.33
7	1.37	2.00	2.74	1,700.00	4,658.00	3.69	17,164.73
8	0.50	2.00	1.00	1,700.00	1,700.00	2.83	4,816.67
Base total.	4.37						
Sumatoria					45,694.00		101,698.05

Revisión por deslizamiento

Para el chequeo por deslizamiento debemos asegurarnos que la estructura no se deslizará por lo que el resultado de dividir el peso estabilizante con el empuje y multiplicado por el 50% de seguridad debe de ser 1.5, por lo que:

$$0.5 \times (45,694 / 7319.97) > 1.5$$

$$3.12 > 1.5 \quad \text{si chequea}$$

Chequeo por volteo

Este chequeo se obtiene del cociente entre el momento estabilizante con el momento de volteo y este resultado no debe ser mayor a 1.5, así:

$$101,698.05 / 31,335.36 > 1.5$$

$$3.25 > 1.5 \quad \text{si chequea}$$

Revisión por capacidad soporte del suelo

$$P = (W / A) \times ((1 \pm (6e/b)) \quad \text{donde:} \quad \begin{aligned} W &= \text{peso estabilizante} \\ A &= \text{área base} \\ e &= \text{excentricidad} \\ e &= (b/2) - a \\ a &= (ME - MV) / W \\ ME &= \text{momento estabilizante} \\ MV &= \text{momento de volteo} \\ b &= \text{base del sistema} \\ P &= \text{carga en kilogramos} \end{aligned}$$

entonces:

$$a = 1.54$$

$$e = 0.65$$

$$P. \text{ máxima} = 19,718.09$$

$$P. \text{ mínima} = 1,194.50$$

Para este chequeo tenemos que considerar que la carga máxima debe ser menor o igual que el valor soporte del suelo, este dato nos indica si el suelo resiste o no la carga que se le aplicará y la presión mínima debe ser mayor que cero para que la estructura no se levante.

Así:

$$P. \text{ máxima} \leq 20,000$$

$$19,718.09 \leq 20,000 \quad \text{sí chequea}$$

$$P. \text{ mínima} > 0$$

$$1,194.5 > 0 \quad \text{sí chequea}$$

Podemos concluir que el sistema calculado si cumple con todas las condiciones para poder ser construido.

Se calcula la longitud de desarrollo de los anclajes

$$L_d = 0.67 l_d$$

$$l_d = 0.06 \times A_v \times f_y / f'_c \quad \text{donde}$$

L_d = longitud de desarrollo final

l_d = longitud de desarrollo

A_v = área de varilla

f_y = fluencia del acero

f'_c = resistencia del concreto

$$L_d = 0.67 \times (0.06 \times (5.07/100)) \times \frac{2810}{\sqrt{210}}$$

$$L_d = 0.4 \text{ m} \times F_m'$$

F_m' = Factor de modificación ACI para concreto ciclópeo

$$F_m' = 2$$

$$L_d = 0.80 \text{ m}$$

4.11. Tensores

Los cables tensores son utilizados para darle estabilidad al puente contra cargas de viento y, según la D.G.C., para los tensores debe utilizarse los valores siguientes:

$$h < 9.00 \text{ m} \quad P_v = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$h > 9.99 \text{ m} \quad p_v = 150 \text{ kg/m}^2$$

Para este caso se utilizará la primera opción y un factor de seguridad de 1.6.

$$P_{vu} = \text{fuerza de viento última}$$

$$P_{vu} = 1.6 \times 100 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{vu} = 160 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned}
W_{cu} &= \text{carga \u00faltima} \\
W_{cu} &= 1.4 \text{ Cm} \\
W_{cu} &= 1.4 \times 66.36 \text{ kg/m}^2 \\
W_{cu} &= 92.94 \text{ kg/m}^2 \\
W_{total} &= (P_{vu} + W_{cu}) \times 1 \text{ m} \\
W_{total} &= 252.94 \text{ kg/m}
\end{aligned}$$

Calculando tensi\u00f3n en el cable

$$\begin{aligned}
T &= W_{total} \times L/2 \\
T &= 2,883.52 \text{ kg}
\end{aligned}$$

$$\text{Esfuerzo del acero} = P/A$$

Donde $A = \text{ \u00c1rea necesaria}$

$P = \text{ Carga en kilogramos}$

Esfuerzo nominal del cable = 10,075.02 kg/cm²

$$A = 2,883.52 \text{ kg} / 10,075.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 0.29 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se necesita un \u00e1rea de acero de 0.29 cent\u00edmetros cuadrados y esto dividido 4 cables como m\u00ednimo para que se mantenga la simetr\u00eda y efectividad para contrarrestar las fuerzas de viento y sismo pero como no existe un cable de di\u00e1metro tan bajo podremos concluir que no es necesaria la utilizaci\u00f3n de tensores tal y como lo indica la D.G.C. que para puentes menores de 33 metros no ser\u00e1 necesaria la utilizaci\u00f3n de tensores laterales.

4.12. Cuantificación de materiales y elaboración de presupuesto

4.12.1. Cuantificación de materiales

PROYECTO: PUENTE LA DANTA				
No. 1 Limpia, chapeo		Unidad		m ²
		Precio Unitario		Q 10.00
Material	Unidad	Cantidad	P. U.	Total
Herramienta	global	1	Q 400.00	Q 400.00
Total de materiales				Q 400.00
Mano de obra	Unidad	Cantidad	P. U.	Total
Limpia y chapeo	m ²	600	Q 8.00	Q 4,800.00
Total de mano de obra				Q 4,800.00
Total de materiales		Q	400.00	
Total de mano de obra		Q	4,800.00	
Imprevistos		Q	780.00	
Total		Q	5,980.00	\$ 797.33

No. 2 Movimiento de tierra a mano		Precio Unitario		Q 50.00
		Unidad		m ³
Material	Unidad	Cantidad	P. U.	Total
Herramienta	global	1	Q 1,600.00	Q 1,600.00
Total de materiales				Q 1,600.00
Mano de obra	Unidad	Cantidad	P. U.	Total
Excavación	m ³	96	Q 26.00	Q 2,496.00
Total de mano de obra				Q 2,496.00
Total de materiales		Q	1,600.00	
Total de mano de obra		Q	2,496.00	
Imprevistos		Q	614.40	
Total		Q	4,710.40	\$ 628.05

PROYECTO: PUENTE LA DANTA					
No. 3 Anclajes			Unidad	U	
			Precio Unitario	Q 23,595.00	
Material	Unidad	Cantidad	P. U.		Total
Arena	M ³	18.00	Q	99.00	Q 1,782.00
Piedrin	M ³	36.00	Q	181.97	Q 6,550.92
Cemento	saco	315.00	Q	54.55	Q 17,183.25
Piedra bola	M ³	15.00	Q	-	Q -
Tubo H.G. 4"	Unidad	3.00	Q	1,619.75	Q 4,859.25
Hierro No. 8	qq	8.98	Q	545.12	Q 4,897.33
Alambre de amarre	Libra	3.00	Q	6.81	Q 20.43
Total de materiales					Q 35,293.18
Mano de obra	Unidad	Cantidad	P. U.		Total
Levantado de muro	M ³	41	Q	140.00	Q 5,740.00
Total de mano de obra					Q 5,740.00
Total de materiales		Q	35,293.18		
Total de mano de obra		Q	5,740.00		
Imprevistos		Q	6,154.98		
Total		Q	47,188.16		\$ 6,291.75

No. 4 Torres			Unidad	U	
			Precio Unitario	Q 14,161.00	
Material	Unidad	Cantidad	P. U.		Total
Arena	M ³	9.00	Q	99.00	Q 891.00
Piedrin	M ³	18.00	Q	181.97	Q 3,275.46
Cemento	saco	154.00	Q	54.55	Q 8,400.70
Piedra bola	M ³	7.00	Q	-	Q -
Tubo H.G. 4"	Unidad	2.00	Q	1,619.75	Q 3,239.50
Hierro No. 8	qq	11.01	Q	545.12	Q 5,999.24
Alambre de amarre	Libra	3.00	Q	6.81	Q 20.43
Madera	Pie-Tabla	108.00	Q	4.80	Q 518.40
Total de materiales					Q 21,826.33
Mano de obra	Unidad	Cantidad	P. U.		Total
Levantado de muro	M ³	20	Q	140.00	Q 2,800.00
Total de mano de obra					Q 2,800.00
Total de materiales		Q	21,826.33		
Total de mano de obra		Q	2,800.00		
Imprevistos		Q	3,693.95		
Total		Q	28,320.27		\$ 3,776.04

PROYECTO: PUENTE LA DANTA				
No. 5 Sistema de piso			Unidad	Global
			Precio Unitario	Q 14,173.00
Material	Unidad	Cantidad	P. U.	Total
Tablones de Ciprés 2" * 12" * 6.9'	U	75	Q 80.00	Q 6,000.00
Tratamiento de Madera	Gl	7	Q 158.50	Q 1,109.50
Brochas de 4"	U	4	Q 15.00	Q 60.00
Clavos de 6"	Lb.	300	Q 7.18	Q 2,154.00
Total de materiales				Q 9,323.50
Mano de obra	Unidad	Cantidad	P. U.	Total
Colocación de piso	Global	1	Q 3,000.00	Q 3,000.00
Total de mano de obra				Q 3,000.00
Total de materiales		Q	9,323.50	
Total de mano de obra		Q	3,000.00	
Imprevistos		Q	1,848.53	
Total		Q	14,172.03	\$ 1,889.60

PROYECTO: PUENTE LA DANTA				
No. 6 Superestructura			Unidad	MI
			Precio Unitario	Q 457.00
Material	Unidad	Cantidad	P. U.	Total
Cable diámetro 1/2"	MI	247	Q 24.20	Q 5,977.40
Hierro de péndolas diámetro 3/8"	qq	1.00	Q 504.35	Q 504.35
Abrazaderas diámetro 1/2"	U	101	Q 5.50	Q 555.50
Guarda Cable	U	17	Q 4.90	Q 83.30
Malla de Gallinero de 1m	MI	48.00	Q 8.55	Q 410.40
Alambre Galvanizado de Amarre	Lb	23.00	Q 6.81	Q 156.63
Total de materiales				Q 7,687.58
Mano de obra	Unidad	Cantidad	P. U.	Total
Colocación cableado	Global	1	Q 800.00	Q 800.00
Colocación de malla	MI	48.00	Q 8.00	Q 384.00
Colocación de péndolas	U	36	Q 5.00	Q 180.00
Total de mano de obra				Q 1,364.00
Total de materiales		Q	7,687.58	
Total de mano de obra		Q	1,364.00	
Imprevistos		Q	1,357.74	
Total		Q	10,409.32	\$ 1,387.91

PROYECTO: PUENTE LA DANTA				
No. 7 Columnas			Unidad	MI
			Precio Unitario	Q 1,450.00
Material	Unidad	Cantidad	P. U.	Total
Arena	M³	0.19	Q 99.00	Q 18.41
Piedrín	M³	0.37	Q 181.97	Q 67.68
Cemento	Saco	3.31	Q 54.55	Q 180.63
Alambre de amarre	Lb	2	Q 6.81	Q 13.62
Hierro No. 4	qq	7.00	Q 507.63	Q 3,553.41
Hierro No. 2	qq	3.00	Q 459.72	Q 1,379.16
Madera	Pie-Tabla	67.00	Q 4.80	Q 321.60
Clavo de 2"	Lb	2.00	Q 7.18	Q 14.36
Total de materiales				Q 5,548.88
Mano de obra	Unidad	Cantidad	P. U.	Total
Hechura de columnas	global	1	Q 500.00	Q 500.00
Total de mano de obra				Q 500.00
Total de materiales		Q	5,548.88	
Total de mano de obra		Q	500.00	
Imprevistos		Q	907.33	
Total		Q	6,956.21	\$ 927.49

PROYECTO: PUENTE LA DANTA				
No. 8 Relleno y compactación			Unidad	M³
			Precio Unitario	Q 30.00
Material	Unidad	Cantidad	P. U.	Total
Herramienta	Global	1	Q -	Q -
Total de materiales				Q -
Mano de obra	Unidad	Cantidad	P. U.	Total
Relleno y compactación	M³	38	Q 26.00	Q 988.00
Total de mano de obra				Q 988.00
Total de materiales		Q	-	
Total de mano de obra		Q	988.00	
Imprevistos		Q	148.20	
Total		Q	1,136.20	\$ 151.49

4.12.2. Integración de costos

PROYECTO: PUENTA LA DANTA				
RESUMEN DE COSTOS DIRECTOS				
TOTAL DE MATERIALES	Q	81,679.47	\$	10,677.05
TRANSPORTE	Q	3,500.00	\$	457.52
TOTAL DE MANO DE OBRA	Q	21,688.00	\$	2,835.03
SUBTOTAL	Q	106,867.47	\$	13,969.60
IMPREVISTOS 15%	Q	15,505.12	\$	2,026.81
TOTAL COSTO DIRECTO	Q	122,372.59	\$	15,996.42

PROYECTO: PUENTE LA DANTA				
RESUMEN DE COSTOS POR REGLONES DE TRABAJO				
LIMPIA Y CHAPEO	Q	5,200.00	\$	679.74
MOVIMIENTO DE TIERRA	Q	4,096.00	\$	535.42
ANCLAJES	Q	41,033.18	\$	5,363.82
TORRES	Q	24,626.33	\$	3,219.13
SISTEMA DE PISO	Q	12,323.50	\$	1,610.92
SUPERESTRUCTURA	Q	9,051.58	\$	1,183.21
COLUMNAS	Q	6,048.88	\$	790.70
RELLENO Y COMPACTACIÓN	Q	988.00	\$	129.15
TRANSPORTE Y FLETES	Q	3,500.00	\$	457.52
SUBTOTAL	Q	106,867.47	\$	13,969.60
IMPREVISTOS 15%	Q	15,505.12	\$	2,026.81
TOTAL	Q	122,372.59	\$	15,996.42

Costo unitario **122,372.59/22.8m** = **Q. 5,367.21 por metro**

Nota: Dentro del presente presupuesto únicamente se detallan, costos directos de la obra.

5. EVALUACIÓN Y DISEÑO DE ELEMENTOS Y SERVICIOS EN MAL ESTADO DE LA ESCUELA TIPO FEDERACIÓN

5.1. Antecedentes

5.1.1. Breve historia

Diseñadas en forma de círculo, media luna o rectángulo, las escuelas tipo federación marcaron la historia del país. De 1,945 a 1,951 fueron construidos 21 establecimientos.

No sólo sus construcciones marcaron la historia, sino su filosofía para adaptar la enseñanza a las necesidades de maestros y estudiantes.

Las escuelas tipo federación fueron uno de los legados más valiosos que dejó el doctor Juan José Arévalo durante su gobierno.

Cabe mencionar que Arévalo ha sido el único maestro que ha ocupado la Presidencia y que se ha identificado con los problemas de la educación.

5.1.2. Caracterización del edificio

En el diseño, construcción y equipamiento de las escuelas tipo federación influyó la respuesta al conflicto universal entre la arquitectura y la pedagogía.

La idea de crear estos establecimientos radica también en la autonomía del aula, incluidas salas de trabajo, patios y servicios sanitarios para cada grupo de estudiantes, y habitaciones adecuadas para maestros y autoridades.

Las escuelas Federación fueron construidas durante el gobierno del doctor Juan José Arévalo, entre los años 1946 y 1950. Dichas escuelas fueron construidas en la Ciudad capital, departamentos y municipios tanto en áreas urbanas como rurales, mediante las variantes siguientes: escuela mínima, rectangular, circular, cuadrante, hemicíclo y combinada. Con el transcurso del tiempo estas escuelas fueron ampliadas sin criterios arquitectónicos, de restauración y de ingeniería que garantizaran los propósitos pedagógicos para los que fueron construidas. Desde ese tiempo funcionan sin que se les proporcione mantenimiento preventivo, oportuno y adecuado, razón por la cual la infraestructura física se encuentra deteriorada.

5.1.3. Población estudiantil y sus necesidades

La población estudiantil en este establecimiento es sumamente densa aproximadamente son 450 niñas y 600 niños entre 5 y 14 años, y la mayor parte de estos son de escasos recursos por lo que acuden a dicha escuela siendo esta la única escuela gubernamental del pueblo, la capacidad de esta no es apta para esta cantidad tan significativa de alumnos, por lo que se ven en la necesidad de enseñar en dos jornadas, de este modo se reduce la cantidad de alumnos por jornada.

5.1.4. Planteamiento de la problemática a resolver

Se realizó un diagnóstico acerca de las instalaciones y sus servicios básicos con el propósito de obtener indicadores sobre las reparaciones más importantes y/o diseños que serán necesarios para la restauración de las instalaciones.

5.2. Diagnóstico

5.2.1. Sistema hidráulico

5.2.1.1. Sistema de agua potable

El sistema de agua potable hasta hace unos años se encontraba en condiciones aceptables, sin embargo, con el transcurrir del tiempo se ha deteriorado de sobremanera a tal punto de no abastecer a los servicios sanitarios mucho menos poseer abundante agua para la cocina o para las áreas de jardinería. Esto se da tanto por la vida útil del servicio como también por conexiones ilícitas dentro del sistema que abastece a la escuela, de tal manera que tomando en cuenta este factor tan importante se propone un sistema nuevo tanto para sustituir toda la red de distribución como también un diseño de un tanque elevado de distribución con el objeto de abastecer con abundante agua a toda la población estudiantil inclusive en las horas de mayor afluencia poblacional.

5.2.1.2. Drenajes

Este servicio al igual que el de agua potable se encuentra en pésimas condiciones ya que hay puntos dentro del ramal principal que se obstruyen en época de invierno principalmente y en otros puntos el sistema a colapsado completamente, de tal manera que se propaga la contaminación ambiental y la salud de los niños está en grave peligro.

5.2.1.3. Artefactos hidráulicos

Algunos artefactos hidráulicos están totalmente destruidos principalmente por el tiempo que han prestado servicio por lo que se propone la sustitución de estos en su totalidad ya que dentro de la salud y la seguridad se encuentra un factor muy importante que es la higiene y esta se puede obtener únicamente si se cuenta con los servicios adecuados para las necesidades de todo ser humano.

5.2.2. Sistema estructural, obra gris y accesorios

5.2.2.1. Columnas

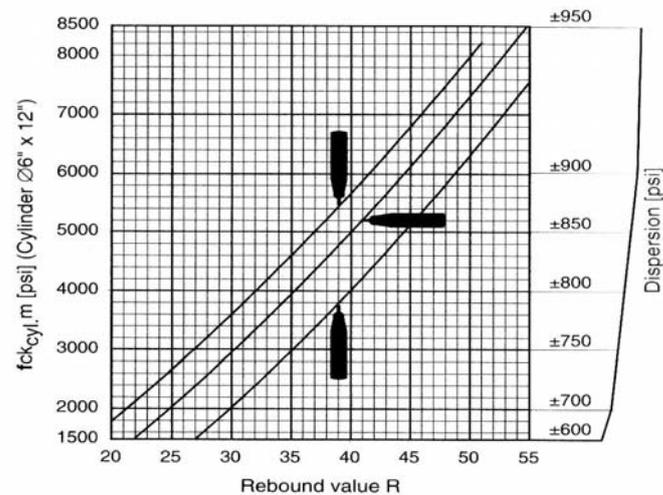
Se realizó un análisis a las columnas de mayor exposición las cuales se les aplicó una prueba no destructiva de impacto para obtener la resistencia a la compresión de las mismas y a pesar de la avanzada edad se encuentran en condiciones estructurales aceptables para seguir prestando el servicio. A continuación se detalla dicha prueba y sus resultados.

Tabla VIII. Lecturas de martillo de impacto

MARTILLO DE IMPACTO								
Elemento	COLUMNAS SALÓN DE USOS MÚLTIPLES				COLUMNAS CORREDOR			
Posición	HORIZONTAL				HORIZONTAL			
No. Elemento	1	2	3	4	5	6	7	8
Lectura No.1	36	34	32	34	30	32	30	32
Lectura No.2	34	30	36	36	32	36	30	28
Lectura No.3	34	30	32	34	33	32	34	28
Lectura No.4	32	30	30	30	34	30	32	32
Lectura No.5	32	30	36	30	35	30	34	30
Lectura No.6	36	32	30	30	33	30	34	30
Lectura No.7	36	36	36	36	32	34	34	34
Lectura No.8	34	30	32	30	36	32	32	32
Lectura No.9	30	30	30	34	32	34	34	34
Lectura No.10	30	36	30	30	30	34	36	34
Lectura No.11	30	32	30	32	30	34	36	34
Lectura No.12	32	30	32	30	30	32	32	32
Lectura No.13	33	30	33	30	34	34	35	34
Lectura No.14	34	30	34	30	32	36	34	36
Lectura No.15	35	32	35	32	34	36	36	36
Lectura No.16	33	33	33	33	34	32	32	32
Lectura No.17	32	34	32	34	34	35	30	35
Lectura No.18	36	35	36	35	36	34	34	34
Lectura No.19	32	33	32	33	34	36	36	36
Lectura No.20	30	32	30	32	36	32	30	32
Promedio TOTAL	33	32	32	32	33	32	33	31

Figura 3. A.S.T.M. Gráfico para interpretar mediciones con martillo de impacto. Pág. 305

Conversion Curves, Concrete Test Hammer Model N/NR
Concrete pressure resistance of a cylinder after 14 - 56 days



Según el método de número de rebotes de concreto endurecido, ASTM C805 y a la gráfica de calibración del martillo, la resistencia que corresponde al promedio de los impactos realizados en la posición indicada es de 3400 psi equivalente a 240 kg/cm², por lo tanto, las condiciones de resistencia de las columnas son aceptables.

5.2.2.2. Muros

Gran parte de los muros existentes se encuentran en malas condiciones sin embargo, en su mayoría son daños superficiales por lo que únicamente se retocarán de forma externa.

5.2.2.3. Ventanas

Para cambiar de una forma total la exterioridad de la escuela será necesario obtener cambios en todo el sistema de cristalería incluyendo sus respectivos marcos, sin embargo, ya que el costo de esto sería demasiado elevado y tomando en cuenta que el financiamiento del proyecto aún no se tiene plena seguridad de su origen y considerando que los aspectos físicos no son de principal necesidad únicamente se propone el cambio de los cristales dañados del edificio.

5.2.2.4. Revestimiento

Algunos de los revestimientos se encuentran en total deterioro por lo que se propone y se detalla el presupuesto generalizado de estas reparaciones, los lugares mas afectados son los externos como la fachada y los corredores.

5.2.2.5. Puertas

En su mayoría las puertas están dañadas sin embargo por medio de patrocinadores dentro del municipio hace algunos años se hicieron algunas puertas de metal, tomando en cuenta que estas son mucho mas resistentes se propone cambiar las puertas que se encuentran en malas condiciones y se detallan en el presupuesto final.

5.2.3. Sistema de techo

5.2.3.1. Losas

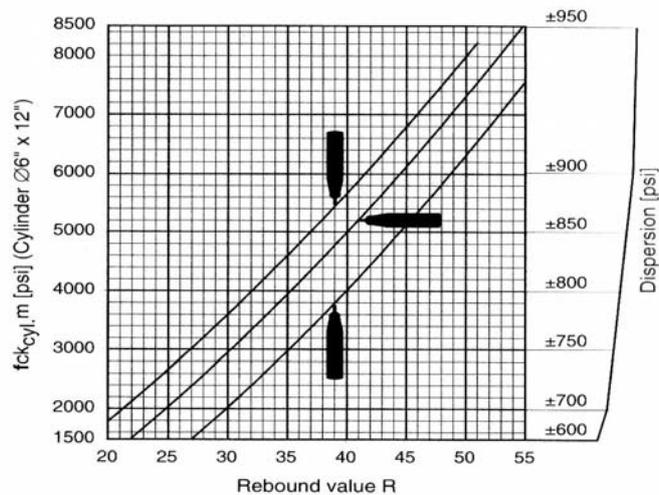
Algunos de los techos de los diferentes ambientes de la escuela son losas de concreto tal es el caso de la dirección, las aulas de la media luna y una parte del salón de usos múltiples, a estas losas también se les practicó una prueba no destructiva basándonos en el método de número de rebotes de concreto endurecido, ASTM C805, y a la gráfica de calibración del martillo.

Tabla IX. Lecturas de martillo de impacto 2

MARTILLO DE IMPACTO								
Elemento	LOSA DE SALÓN DE USOS MÚLTIPLES				LOSA AULAS Y CORREDOR			
Posición	VERTICAL HACIA ARRIBA				VERTICAL HACIA ARRIBA			
No. elem.	1	2	3	4	5	6	7	8
Lectura No.1	36	34	34	34	34	34	34	32
Lectura No.2	34	38	36	36	34	36	34	32
Lectura No.3	34	36	34	34	34	34	36	32
Lectura No.4	33	36	34	34	36	36	32	32
Lectura No.5	33	34	36	34	34	38	34	34
Lectura No.6	36	32	34	34	38	36	34	34
Lectura No.7	36	36	36	36	38	34	34	34
Lectura No.8	34	34	34	38	36	34	32	36
Lectura No.9	33	34	34	34	34	34	34	34
Lectura No.10	33	36	34	36	34	38	36	34
Lectura No.11	34	32	34	34	34	34	36	34
Lectura No.12	38	34	38	34	34	32	32	36
Lectura No.13	38	34	36	34	36	36	35	34
Lectura No.14	34	34	34	36	34	36	34	36
Lectura No.15	36	36	35	34	38	38	36	36
Promedio TOTAL	34	35	35	35	35	35	34	33

Figura 4. A.S.T.M. Gráfico para interpretar mediciones con martillo de impacto. Pág. 305

Conversion Curves, Concrete Test Hammer Model N/NR
Concrete pressure resistance of a cylinder after 14 - 56 days



Según el método de número de rebotes de concreto endurecido ASTM C805 y a la gráfica de calibración del martillo, la resistencia que corresponde al promedio de los impactos realizados en la posición indicada es de 3000 psi equivalente a 210 kg/cm^2 , por lo tanto, las condiciones de resistencia de la columnas son aceptables. Sin embargo, en algunos lugares existen filtraciones de agua, las cuales no afectan directamente a la resistencia del concreto por lo que únicamente se recomienda la aplicación de algún aditivo impermeabilizante en la parte superior de las mismas.

5.2.3.2. Vigas

Con una resistencia aproximada de 230 kg/cm² las vigas de concreto están en buenas condiciones al igual que la losa sin embargo las vigas de madera, están relativamente dañadas por polilla pudiéndoseles aplicar una medida aislante contra la pudrición ya que este aún no se ha deteriorado por completo ya que se realizaron algunos cambios de piezas dañadas hace 3 años aproximadamente con la ayuda de vecinos y la municipalidad, por lo tanto la medida sería de tipo preventiva con el propósito de evitar que éstas se sigan deteriorando.

5.2.3.3. Tendales

En general el sistema de techo esta relativamente bien ya que hace algunos años con la colaboración del pueblo en general y la municipalidad se realizó una renovación de las áreas más afectadas del sistema de techo de madera, por lo que la única medida a realizar sería una de tipo preventiva aplicándosele tratamiento contra la pudrición.

5.2.3.4. Láminas

Algunas láminas están seriamente dañadas ya que estas se encuentran al servicio desde hace muchos años, y nunca se les ha prestado ningún tipo de medida de mantenimiento, en el presupuesto general se detalla el número de estas y el costo de instalación.

5.2.4. Sistema de piso

Todo el piso en general debe de ser renovado, pero el costo de esto sería demasiado elevado pudiendo con esto construir más aulas ó construir una escuela de bajas dimensiones en otro lugar ya que en algunos años el espacio en esta escuela será inapropiado para la población estudiantil, sin embargo los materiales con los que está construido el sistema de piso es de mucha calidad y aún no se ha deteriorado en la mayoría de las áreas, únicamente el piso esta empañado y la medida del cambio sería únicamente por estética y ya que esto no es una de las necesidades fundamentales del alumnado únicamente se realizarán algunos recapeos con concreto liso y de color para poder seguir prestando el servicio de una manera funcional.

5.2.5. Área recreativa

El área recreativa en general se mantiene en buen estado aunque las canchas de baloncesto se inundan por carecer de drenes adecuados, esto sucede principalmente en época de invierno, en el diseño posteriormente presentado de sistema de drenajes se detalla la medida que se tomará para que esto no siga sucediendo y estas canchas presten el servicio de una manera efectiva y óptima.

5.2.6. Pintura general

Todo el color que inicialmente tenía la escuela se ha desvanecido porque hace mucho tiempo que no se a renovado la pintura y como es común las areas mas afectadas son las externas excluyendo un poco la fachada principal ya que a esta se le aplicó una mano de pintura hace aproximadamente 4 años sin embargo se calculó y presupuesto pintura general, tanto pintura de aceite para exteriores como pintura de agua para interiores, con el propósito fundamental de proteger los muros y columnas como también para darle un aspecto mas agradable a la vista.

5.2.7. Fachada

Como ya se mencionó la fachada principal fue reparada hace aproximadamente 4 años por lo que únicamente se le aplicará pintura general al igual que todos los ambientes de la escuela.

5.3. Diseño de sistema de agua potable

Siendo el agua la prioridad fundamental para los niños y en general para todo ser humano este informe se enfoca principalmente en la renovación de dicho sistema y poder así garantizar la salud y el bienestar tanto de alumnos como de todo aquel que haga uso de las instalaciones del establecimiento en mención.

El diseño se desarrolló pensando en abastecer a la población estudiantil durante toda la jornada de estudios ya que el actual servicio únicamente los abastece por dos horas en la mañana y dos en la tarde, partiendo de esto y cumpliendo con las especificaciones técnicas que conlleva un sistema de abastecimiento de agua potable para áreas rurales se realizó el diseño.

5.3.1. Población futura o de diseño

La diversidad de métodos existentes para el cálculo de la población futura, es muy grande, para el diseño del presente sistema de agua potable, se utilizará el método geométrico, este método se adapta correctamente al crecimiento de nuestro país.

La fórmula es:

$$Pf = Pa (1+(i/100))^n$$

De donde:

Pf = Población futura

Pa = Población actual

i = tasa de crecimiento en porcentaje

n = período de diseño (en años)

Sustituyendo:

$$Pf = 1200(1+0.5/100)^{21}$$

Pf = 1333.20 Habitantes

5.3.2. Dotación

La dotación es la cantidad de agua que se le asigna a cada persona por vivienda, estos valores de dotación oscilan para el área rural y de clima cálido, entre 90 a 120 litros/habitante/día, este dato se encuentra en función del clima, tipo de comunidad y el gasto que registra cada habitante según normas de la Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales (UNEPAR).

En este caso la dotación siendo un sistema de abastecimiento para una escuela únicamente la dotación se tomo como sigue:

3 galones por tancada (capacidad de tanque de retrete)

1 galón por lavado de manos

Asumiendo que los niños irán dos veces al baño por día.

Entonces tenemos que 8 gal/ habitante/día = 30 litros/habitante/día

5.3.3. Caudal medio de diseño para la red de distribución

Se denomina de esta manera, ya que es el consumo diario registrado durante un año, para efectos de diseño el caudal medio se calculará de la siguiente manera:

$$Q_m = (\text{Dot} \times P_f) / 86,400$$

$$Q_m = 0.4672 \text{ Litros/segundo}$$

Donde

Pf = población futura

Dot = Dotación en Litros/Habitante/Día

86,400 segundos que tiene el día

5.3.4. Factor hora máximo (FHM)

El factor hora máxima se utiliza como seguridad, este valor oscila para el área rural entre 1.8 y 2.0, tomando en cuenta la población a servir, el gasto que ésta representa y el clima del lugar se tomará un valor de 2.00. Esto debido a que el lugar relativamente cálido, todas las personas consumen una mayor cantidad de líquidos, por esto se hace necesario tomar el valor mayor según normas de la Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales (UNEPAR).

5.3.5. Caudal hora máximo (QHM)

Este es el caudal máximo registrado durante una hora de observaciones en distintas comunidades, se encuentra mediante la ecuación:

$$QHM = (QM \times FHM)$$

$$QHM = (0.4672 \times 2)$$

$$QHM = 0.9345 \text{ Litros/segundo}$$

5.3.6. Potencia de la bomba

Cálculo de la potencia de la bomba

Datos generales para el diseño de la bomba:

* Pf = **1230 habitantes (alumnos)**

(Ya que aquí la vida útil de la bomba es de cinco años se hace necesario el cálculo de una nueva población futura).

* Dotación = **30 Its/hab/viv**

* FDM (factor de día máximo) este factor se encuentra entre un rango de 1.2 a 1.8, para el presente diseño debido al área, clima y población a servir

tomaremos un valor de FDM = **1.2**, ya que con este únicamente se diseñará la bomba y la línea de impulsión y esta solamente funcionará por algunas horas, entonces no es necesario aplicar un factor muy alto y con este cumple la necesidad requerida para el diseño.

* Horas de bombeo = **8 horas**

* Altura del tanque elevado = **5 metros**

* Caudal medio de diseño de bomba $Q_m = 1.42 \text{ lts / seg}$

* Caudal de conducción hacia el tanque (Q_c) = FDM * Q_m

$$Q_c = 1.2 \times 0.4672 \text{ lts/seg} = \mathbf{0.56 \text{ lts/seg}}$$

* Caudal de Bombeo (Q_b) = (24 horas/horas de bombeo) * Q_c

$$Q_b = (24/8) * 0.56 = \mathbf{1.68 \text{ lts/seg}}$$

*Volumen de tanque (V_T) = (Q_c)(0.30)x(86400/1000) = **15 m³**

Diseño de la línea de Impulsión C.D.T. :

Diámetro de la tubería de impulsión

$$\varnothing = 1.8675 \times Q_b^{1/2}$$

$$\varnothing = 2.42 \text{ plg} = 3 \text{ pulgadas}$$

Velocidad a conducir

$$V = 1974 \times Q_b / \varnothing^2$$

$$V = 1.6582 \text{ m/seg}$$

Tubería de impulsión

Pérdidas por fricción (H_f) en tubería de impulsión

$$H_f = \frac{(1743.811 \times L \times Q_b^{1.85})}{(150^{1.85} \times D^{4.87})}$$

$$H_f = 0.01018$$

Pérdidas por Velocidad (H_{fv}) en tubería

$$H_{fv} = 1.6582^2/2g$$

$$H_{fv} = 0.14014 \text{ m}$$

Vel = velocidad

g = gravedad

Pérdidas menores (Hm) en tubería

$$H_m = k \times \text{vel}^2 / 2g \quad \text{donde:}$$

$$H_m = 1.149 \text{ m}$$

$$K = 8.2$$

$$CDT1 = \sum H_f + H = 5.646 \text{ m}$$

$$CDT2 = \sum H_f + H = 6.2993 \text{ m}$$

$$P1 = CDT \times Q_b / 76 \times \xi = 0.1782 \text{ HP}$$

$$P2 = CDT \times Q_b / 76 \times \xi = 0.1989 \text{ HP}$$

ξ = Eficiencia de la bomba (se asume una eficiencia de la bomba del 70 %).

Potencia de la bomba a utilizar 0.5 caballos de fuerza

Después de la selección de la bomba, se deben especificar los siguientes puntos:

Tipo de bomba y fabricante.

Tamaño de la bomba.

Tamaño de la conexión de la succión y tipo (de borde, roscada, etc.)-

Tamaño y tipo de la conexión de la descarga.

Velocidad de operación.

Especificaciones de la alimentación.

Tipo de acoplamiento fabricante y número del modelo.

Características de montaje.

Materiales y accesorios especiales que se requieran si los hay.

Diseño del sellado de la flecha y materiales del sellado.

Estos datos generales de la bomba propuesta para éste proyecto se detallan en el presupuesto general desglosado por renglones para el diseño del sistema de agua potable de la escuela tipo federación No. 1.

5.3.7. Cavitación

Cuando se bombea agua, si la presión en cualquier punto de la tubería de aspiración o de la bomba misma, llega a reducirse a un valor igual al de la presión de su vapor, se forma burbujas de aire en el seno del líquido. Cuando se desplazan hasta puntos de mayor de presión en su recorrido por la bomba, estas burbujas estallan violentamente por la acción llamada implosión.

La formación y el estallido de estas burbujas de vapor se denominan cavitación. Esta puede interferir con el funcionamiento de la bomba y también dañar parte de la misma, al producir agujeramiento o vibración excesiva.

La cavitación se manifiesta cuando la carga hidráulica sobre la entrada de la bomba es muy pequeña para la operación específica que está realizando. Cuando el agua hace su entrada al mecanismo de la bomba la carga debe ser suficientemente alta para que en el interior de la bomba, cuando la velocidad aumenta y la presión disminuye esta última no pueda descender hasta el punto de vaporización, en ningún lugar del recorrido del agua. De aquí parte la definición del NPSH el cual es un parámetro para evitar la cavitación en la bomba.

5.3.8. Carga neta positiva de succión (NPSH)

El término NPSH, se encuentra en la literatura técnica en inglés y quiere decir “Net Positive Suction Head” que se traduce como carga neta positiva de succión. Se define como la altura manométrica en pies o metros, leída en la brida de aspiración de la bomba y referida al eje de ella, menos la tensión del vapor del líquido en pies o metros y más la carga de velocidad en pies o metros de líquido en la misma brida de entrada en la bomba.

Para una instalación de bombeo existe dos NPSH:

“NPSH Requerido”, característico de la bomba y otro.

“NPSH Disponible”, del lado de aspiración de la instalación, por las condiciones de funcionamiento.

NPSH requerido

Es una función del tipo de bomba y caudal. No depende teóricamente del líquido, pero varía con el caudal y la velocidad. Es la diferencia mínima requerida entre la altura práctica de aspiración y la tensión de vapor del líquido para evitar que haya vaporizaciones entre la brida de aspiración y la entrada al primer impulsor de la bomba.

Este término deberá ser proporcionado por el fabricante de la bomba.

NPSH disponible

Es la diferencia entre la altura de aspiración absoluta y tensión de vapor en las condiciones de funcionamiento. Varía con el caudal y para una altura geométrica y tensión de una altura determinada, disminuye cuando las pérdidas por fricción aumentan. La NPSH disponible está expresada como:

$$\text{NPSH} = h_{\text{atm}} \pm h_s - h_v - h_f - \Sigma h_l$$

En donde:

h_{atm} : Presión atmosférica en metros ó pies.

h_s : Altura total de aspiración en metros ó pies, negativa si la bomba se encuentra por encima del nivel de bombeo y positiva si se encuentra por debajo del mismo.

h_v : Tensión o presión del vapor de agua expresada en metros o pies.

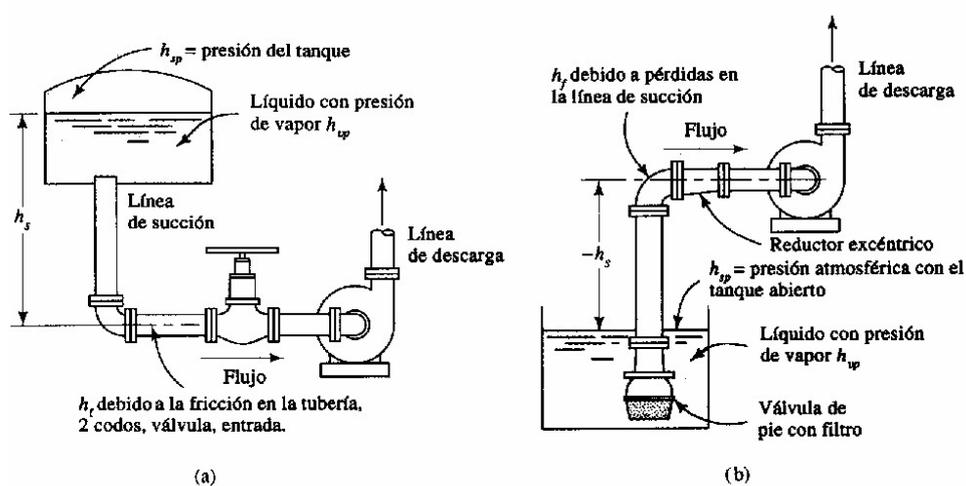
h_f : Pérdida por fricción en la tubería de succión expresada en metros o pies.

Σh_i : Pérdidas totales en accesorios que estén ubicados en la tubería de succión.

$h_{atm} + h_s$: Será el valor de la altura total de aspiración.

Remitirse a la siguiente figura para ilustrar los términos:

Figura 5. Detalles de la línea de succión de una bomba



Sobrepresión por golpe de ariete

El caso más importante de golpe de ariete en una línea de descarga de bombas accionadas por motores eléctricos, se verifica luego de una interrupción de energía eléctrica.

En este caso, debido a la inercia de las partes rotativas de los conjuntos elevadores, inmediatamente después de la falta de corriente, la velocidad de las bombas comienza a disminuir, reduciéndose rápidamente el caudal.

La columna líquida continúa subiendo por la tubería de descarga hasta el momento en que la inercia es vencida por la acción de la gravedad. Durante este período se verifica una descompresión en el interior de la tubería.

Enseguida, ocurre una inversión en el sentido del flujo y la columna líquida vuelve a las bombas.

No existiendo válvulas de retención, las bombas comenzarían, entonces a funcionar como turbinas, girando en sentido contrario.

Con excepción de los casos en que la altura de elevación es pequeña, con descarga libre, en las líneas de bombeo son instaladas válvulas de retención o válvulas check, con el objeto de evitar el retorno de líquido a través de las bombas. Con la corriente líquida al retornar a la bomba, encontrando la válvula de retención cerrada ocasiona el choque y la compresión del fluido, lo cual da origen a una onda de sobrepresión (golpe de ariete).

Si la válvula check funciona normalmente cerrándose en el momento preciso, el golpe de ariete no alcanzará el valor correspondiente a dos veces la altura manométrica.

Si, al contrario, la válvula check no cierra rápidamente la columna líquida retornará, pasando a través de la bomba y con el tiempo, pasará a adquirir velocidades más altas elevándose considerablemente el golpe de ariete, en el momento en el que la válvula funcione (pudiendo alcanzar el 300 % de la carga estática, dependiendo del tiempo de cierre).

El cálculo riguroso del golpe de ariete en una instalación de bombeo exige el conocimiento previo de datos relativos a los sistemas de bombeo, que influyen en el fenómeno:

- El momento de inercia de las partes rotativas de la bomba y del motor ($\text{kg} \cdot \text{m}^2$);
- Características internas de la bomba (efectos sobre la disipación de energía, funcionamiento como turbina);
- Condiciones de la bomba en la rama de descarga y comportamiento de la onda de presión.

Antes de adquiridas y conocidas las bombas, apenas se puede hacer una consideración del golpe de ariete, con base en datos admitidos o aproximados.

5.3.9. Medidas contra el golpe de ariete

Con el objeto de limitar el golpe de ariete en las instalaciones de bombeo, pueden ser tomadas las siguientes medidas de protección:

- Instalaciones de válvulas de retención o válvulas check, para cierre, de buena calidad;
- Empleo de tubos capaces de resistir la presión máxima prevista (generalmente dos veces la presión estática);

- Adopción de aparatos que limiten el golpe, tales como válvulas de alivio, etc.
- Limitación de la velocidad en las tuberías.
- Cierre lento de válvulas o registros, construcción de piezas que no permitan la obstrucción muy rápida.
- Empleo de válvulas o dispositivos mecánicos especiales, válvulas de alivio cuyas descargas impiden valores excesivos de presión.

5.3.10. Tanque de distribución

5.3.10.1. Volumen de almacenamiento

Un diseño adecuado bajo normas indica que el volumen de este tanque de distribución deberá ser entre un 25 % y un 35 % del caudal medio diario, esto en función del clima y sin considerar eventualidades.

Según la fórmula general:

$$\text{Vol} = (Q_m)(0.30)(86400)/1000$$

$$\text{Vol} = 11.92$$

Entonces se utilizará un tanque de 15 m³

5.3.10.2. Diseño del tanque elevado de distribución

El tanque elevado de distribución tiene la función principal que es; cubrir la demanda de agua en horas de mayor consumo.

Dentro del presente estudio realizado para la escuela tipo federación de Palencia, la altura a la que se diseñará el tanque será de 5 metros, dentro de esto se tiene previsto que se cumpla con las normas que exigen claramente que la presión mínima en la red de distribución debe ser de 5 metros columna de agua (m.c.a.), para el caso más desfavorable dentro del sistema, y de 40 metros columna de agua (m.c.a.) para el caso en que se tenga la presión máxima.

Este tanque será construido de estructura metálica, a base de columnas y rigidizantes.

VOLUMEN DEL TANQUE: como se calculó anteriormente el volumen para el tanque deberá ser de 15.00 metros cúbicos.

PARTES DE UN TANQUE ELEVADO: los tanques elevados son por lo regular de forma cilíndrica, por trabajar de mejor forma, apoyándose al terreno por medio de una torre de soporte de altura previamente establecida, la cual descansará a la vez en su cimentación.

5.3.10.2.1. Torre de soporte:

Los tanques elevados se apoyan sobre el terreno por medio de una torre, ésta deberá ser construida generalmente por 4 columnas con una ligera inclinación y una serie de elementos rigidizantes diseñados a compresión y tensión.

Las columnas tendrán una inclinación sobre el eje vertical del 25% de la altura del tanque, como se detalla a continuación: $L = h * \%$

De donde:

L = distancia de inclinación con respecto al eje horizontal

h = altura total del tanque en metros

% = porcentaje de inclinación de las columnas de la torre

$L = 5 * 25\% = 1.25$ metros

Entonces por medio del teorema de Pitágoras, se tiene que la base del tanque será de 3.46 metros (ver plano de dimensionamiento del tanque).

Para la separación entre arriostres deberá considerarse que el primero debe encontrarse a una altura sobre el nivel del suelo de 0.50 a 1.00 metros, dividiendo posteriormente el resto de la altura para obtener la distancia entre arriostres. Según especificaciones técnicas del American Institute Of Steel Construction (A.I.S.C.), para un tanque de 14 a 18 metros de altura se determinará una distancia de 3.25 a 4.50 metros entre arriostres.

Para el presente diseño no se especifica la distancia mínima entre arriostres, por lo que se tomará la primera ubicación del arriostre a 0.65 metros y luego se colocarán a 2.25 metros cada uno (ver plano de dimensionamiento del tanque).

5.3.10.2.2. Cimentación del tanque

Básicamente, la cimentación del tanque estará constituida por un sistema de zapatas reforzadas en ambos sentidos, así también como la colocación de un cimiento corrido para lograr obtener una buena base para el tanque.

Las columnas del tanque elevado irán colocadas sobre unos pedestales de concreto y éstos a su vez sobre las zapatas de la cimentación, conectadas mediante un sistema de cimiento corrido sencillo.

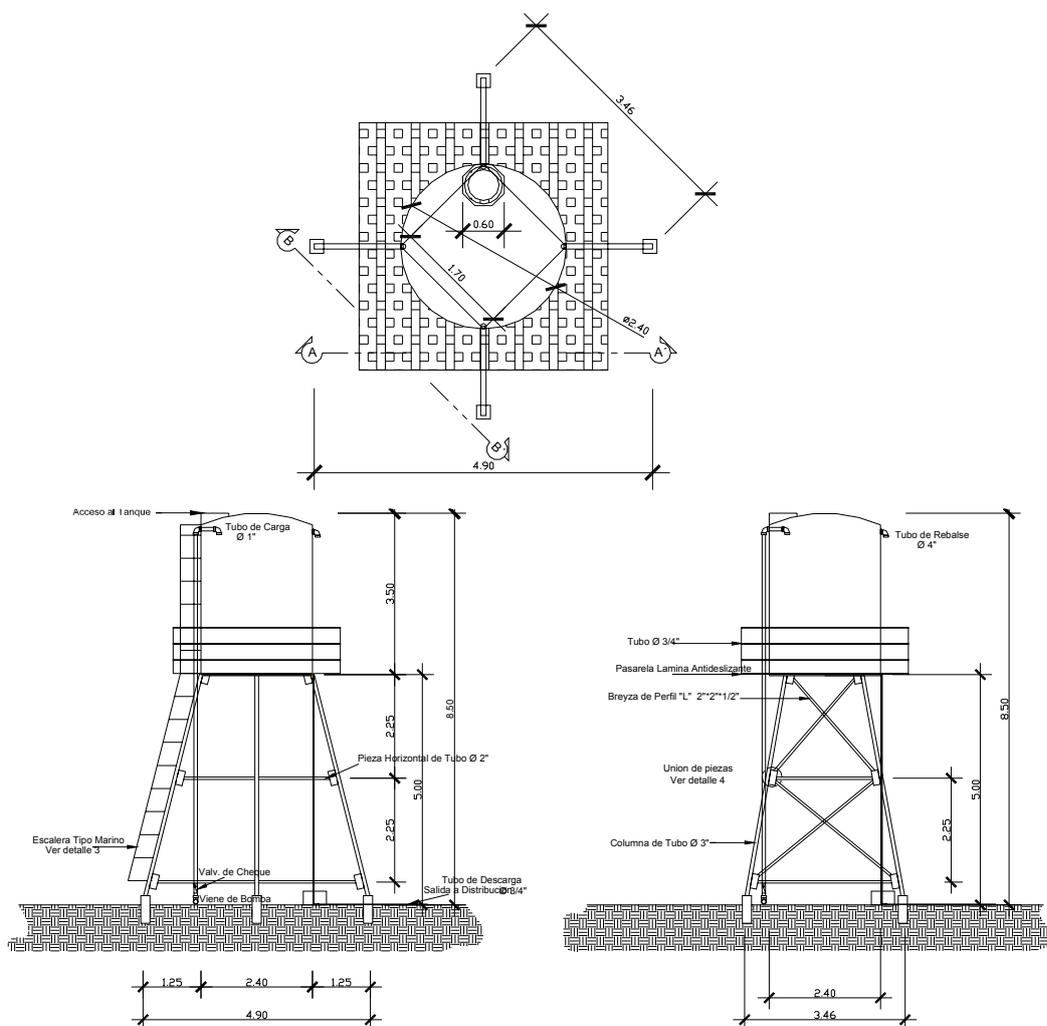
Las fuerzas que actuarán directamente sobre la cimentación son:

- Peso propio de la estructura del tanque
- Peso total del agua (tomando en cuenta como caso crítico cuando el tanque se encuentre completamente lleno)

- Fuerza provocadas por viento y sismo

Para tener una idea más clara del sistema ver plano de dimensiones del tanque el cual se encuentra en la página siguiente.

Figura 6. Ilustración de tanque elevado



La carga ejercida sobre las torres de soporte serán las siguientes:

Peso del agua

$$P_w = (\text{Vol} \times \gamma_{\text{agua}})$$

$$P_w = ((\pi r^2 h) \times \gamma_{\text{agua}})$$

De donde: P_w = carga ejercida por el agua a todo el tanque

π = constante para el cálculo del área de un círculo

r = radio del tanque en metros

h = altura del tanque en metros

γ = peso específico del agua (1,000 kg/m³)

Entonces de esta fórmula se obtiene la carga ejercida, igual a:

$$P_w = (3.1416 \times 1.20^2 \times 3.32)$$

$$P_w = 71,209.43 \text{ kg.}$$

NOTA: El tanque será rotoplast de 15000 lts con un peso de 150kg

Aproximadamente, por lo que el peso total será como sigue:

$$P_{\text{total}} = 15,150$$

Para determinar la carga exacta y con un margen de seguridad aproximaremos a 16,000 kg.

-Entonces como se tienen cuatro columnas cada una de éstas tendrá una carga de 4,000 Kg ó 4 toneladas.

Ya que estas columnas se encuentran inclinadas, estarán en función de una carga resultante, la cual se calcula dividiendo el valor total de carga dentro del ángulo de inclinación de cada columna. El ángulo de inclinación de las columnas se calcula de la siguiente manera:

Figura 7. Ángulo de inclinación de columnas

Ángulo de inclinación

$$\beta = \tan^{-1}(1.25/5)$$

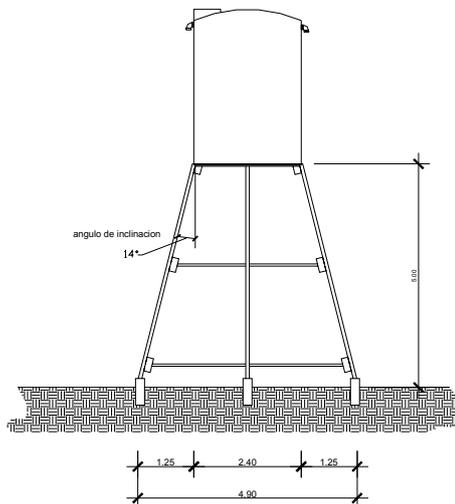
$$\beta = 14^\circ$$

Entonces La Carga resultante (Cr)

Será:

$$Cr = 4 \text{ ton} / \cos 14^\circ$$

$$Cr = 4.12 \text{ ton/columna}$$



5.3.10.2.3. Fuerza de sismo

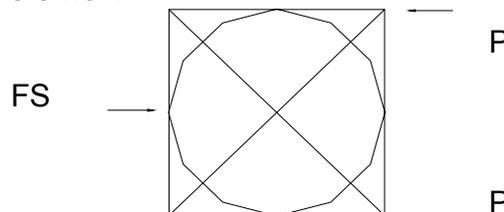
Debido a la altura de este tanque que es relativamente corta y las cantidades de peso no son muy elevadas, se recomienda para el cálculo de la fuerza de sismo tomar un valor del 20% de la carga total aplicada sobre el tanque.

$$\text{Fuerza de sismo (FS)} = 20\% * \text{carga total}$$

$$FS = 0.20 * 16 \text{ Toneladas} = 3.2 \text{ Toneladas}$$

Esta fuerza actuará en dos sentidos como se muestra en la figura:

Figura 8. Fuerza de sismo 1



Entonces sumando fuerzas en el sentido horizontal:

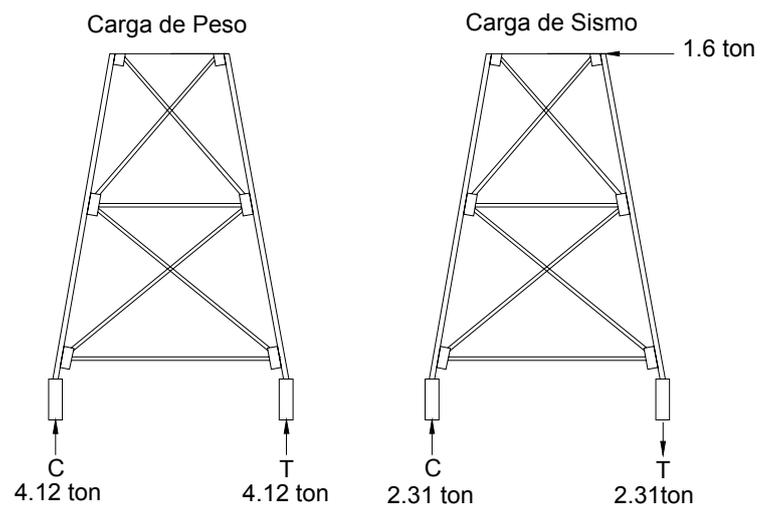
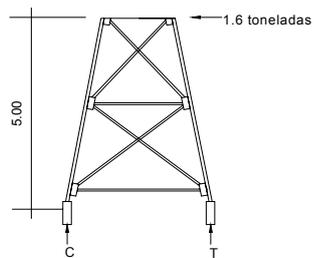
$$FS = 2P \quad \text{despejando}$$

$$P = FS/2$$

$$P = 3.2/2$$

$$P = 1.6 \text{ Ton}$$

Figura 9. Fuerza de sismo 2



Momento de sismo (MS) = Carga P * Altura del tanque

Sumatoria de momentos en el punto C será igual a cero y serán positivos en el sentido de las agujas del reloj.

$$\sum M_c = 0$$

$$-8 + T(3.46) = 0$$

$$T = 2.31 \text{ ton}$$

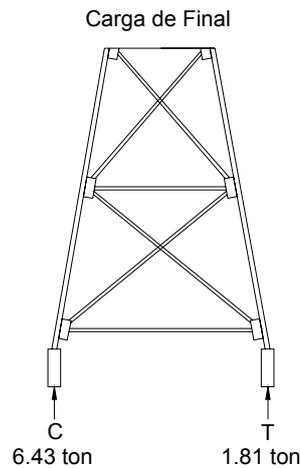


Figura 10. Momento de sismo

Sumatoria de fuerzas en el punto c

$$\sum F_c = 0 \text{ positivo para arriba}$$

$$4.12 + 2.31 = 6.43 \text{ ton}$$

$$\sum F_T = 0 \text{ positivo para arriba}$$

$$4.12 - 2.31 = 1.81 \text{ ton}$$

5.3.10.2.4. Columnas del tanque

Para el diseño de las columnas del tanque se propone la utilización de un tubo redondo, ya que mediante éste se logra una excelente resistencia a la torsión, una misma rigidez en todas las direcciones del tubo y por último su precio es accesible para los compradores, y este tipo de tubería es el más utilizado para este tipo de estructuras.

El manual del AISC contiene las dimensiones de estas secciones y éste también las clasifica en standard, extra fuerte y doble extra fuerte, dependiendo del tipo de uso que se le piense dar a cada estructura.

En esta parte se deberán definir los detalles de diseño y longitud de columnas, y se aconseja seguir al pie de la letra las recomendaciones que a continuación se detallan:

- Se deberá suponer una sección tentativa, luego se anotarán todos los datos que aparecen en las tablas del manual AISC.
- Por medio de la fórmula siguiente se debe calcular la relación de esbeltez Kl/r ; siendo l la longitud de la columna y el valor de K será igual a uno.
- Se calculará un F_a (esfuerzo unitario permisible) mediante las tablas de AISC.
- Una vez encontrado el F_a éste se deberá multiplicar por el área de la sección transversal; esta operación dará la carga permisible sobre la sección de la columna de una forma directa.
- Por último, se debe comparar la carga permisible encontrada anteriormente y la carga de diseño, de donde se deberá obtener un valor mayor de carga permisible que de la carga de diseño, y en el caso de no cumplir esta relación, se deberá proponer una sección más grande y seguir las mismas indicaciones que se plantearon anteriormente.

Datos generales para el diseño (según AISC)

Tubo redondo = 4" cédula 40

Carga de diseño = 6.43 ton

Area del tubo = 3.17 pulg²

Radio de giro = 1.51 pulg

Peso por pie lineal = 10.79 lb
 Longitud de columna = 2.25 m = 88.58 plg
 Se calcula la relación de esbeltez:
 $e = Fa \times L / R$
 $e = 59$

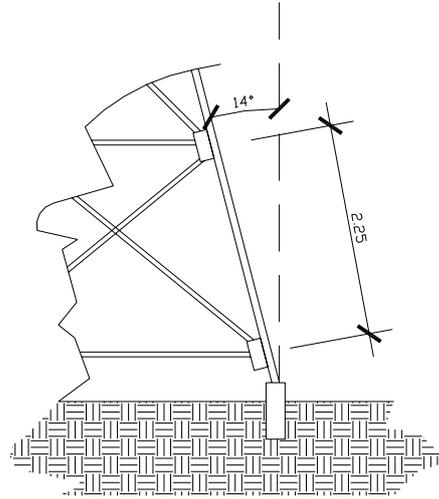


Figura 11. Longitud de columna

Según el manual AISC cuando se tiene una relación de esbeltez igual a la encontrada anteriormente se obtiene un valor $Fa = 17040 \text{ lb/plg}^2$.

Con este valor se calcula la carga permisible (P):

$$P = Fa \times \text{Area}$$

$$P = 54,016.8 \text{ Lb} = 24.55 \text{ Ton}$$

Comparación final

Carga permisible > Carga de diseño

$$24.55 > 6.43$$

SI VERIFICA, POR LO TANTO SE PROPONE LA UTILIZACIÓN DEL TUBO REDONDO DE 3PULGADAS, CÉDULA 40 STANDARD.

5.3.10.2.5. Tensores del tanque

La pieza que se utilizará sujeta a tensión es un problema sencillo en el diseño, como en este caso no existe peligro de pandeo debido a la rigidez del metal, los cálculos se reducen a la simple división de la carga (T) entre el esfuerzo de trabajo a tensión del acero (F_s), lo que da el área neta de la sección transversal que se debe utilizar, luego se selecciona la sección que tenga dicha área.

La pieza a utilizar depende del tipo de su conexión en el extremo que de cualquier otro factor existente, pudiéndose utilizar cualquier otro tipo de perfil que se estime conveniente.

Para los tensores de este tanque se propuso un perfil tipo “L” cuyos datos se encuentran en el manual del American Institute Of Steel Construction (A.I.S.C.).

Datos generales para el diseño:(según tablas AISC)

Carga de diseño = 1.6 toneladas

Dimensiones = 3 pulgadas

Espesor = 3/8 pulgada

Área = 1.36 pulg² = 8.77 cm²

Peso por pie lineal = 4.7 Libras

Radio de giro en “X” y en “Y” = 0.594 pulgadas

Fs = Esfuerzo de trabajo a tensión = 1.14137 Toneladas/cm²

Tensores del Tanque

$$T = P / \cos 39.95^\circ$$

$$T = 1.6 / \cos 39.95^\circ$$

$$T = 2.087 \text{ ton}$$

$$\text{Área} = T / F_s$$

$$\text{Área} = 2,087 / 1,141.37$$

$$\text{Área} = 1.8286 \text{ cm}^2$$

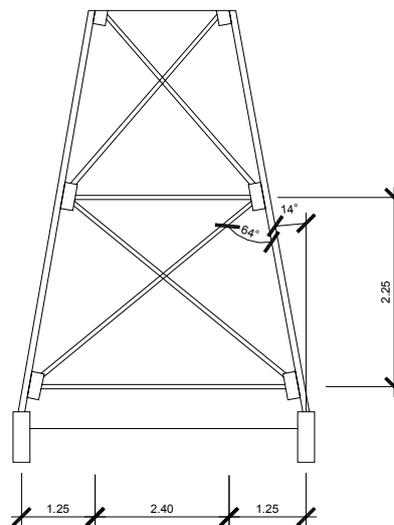


Figura 12. Perfil de torre

Comparación final

Area de perfil > Area requerida

$$8.7741 > 1.8286$$

SI VERIFICA, POR LO TANTO, SE PROPONE LA UTILIZACIÓN DE UN PERFIL TIPO “L”, DE 2 x 2 x 3/8 PULGADAS, NORMA A-36.

5.3.10.2.6. Piezas horizontales del tanque

Estos elementos al igual que los tensores funcionan principalmente para contrarrestar la acción de la fuerza sísmica. La pieza escogida deberá ser analizada por esfuerzos a compresión y flexión, aplicando la fórmula de combinación de esfuerzos.

A continuación se detallan una serie de pasos a seguir, los cuales deberán cumplirse detalladamente para obtener buenos resultados en el diseño del tanque.

- Se deberá suponer una sección tentativa y anotar los datos generales presentados por el manual AISC.
- Se debe calcular la relación de esbeltez Kl/r , siendo l la longitud del elemento y el valor $K = 1$ para este tipo de diseño.
- Se calcula el esfuerzo unitario permisible F_a mediante la relación de esbeltez en las tablas del AISC.
- El esfuerzo de trabajo encontrado se multiplica por el área de la sección propuesta, brindando la carga permisible sobre el elemento.
- Se comparará la carga permisible encontrada anteriormente con la carga de diseño, de esta comparación la carga permisible deberá ser mayor que la carga de diseño, si no cumpliera se deberá proponer una nueva sección, y seguir el mismo procedimiento.

- Luego de la comparación de cargas y que ésta haya cumplido el requisito de ser la permisible mayor que la de diseño se procede a aplicar la fórmula de esfuerzos combinados, y ésta deberá dar un valor menor o igual a uno.

Datos generales para el diseño:(según tablas AISC)

Carga de diseño = 1.6 toneladas

Tubo redondo = 2 pulgadas cédula 40 Standard

A = Área = 1.07 pulg² = 6.09 cm²

P = Carga puntual (1 persona) = 200 Libras

W = Peso por pie lineal = 3.65 Libras

Radio de giro = 0.787 pulgadas

Diámetro externo = 2.375 pulgadas

Diámetro interno = 2.067 pulgadas

C = Distancia al centroide = 1.1875 pulgadas

L = Longitud 1er arriostre = 3.25 m = 128 plg = 10.66 ft

Momento de inercia = 0.666 pulgadas⁴

Fb = Esfuerzo de trabajo a flexión = 0.5*Fy (SEGÚN AISC)

= 0.5*36000 Lb/pulg² = 18,000 Lb/pulg² = 8.18 ton/pulg²

Fa = Esfuerzo unitario permisible

Fs = Esfuerzo de trabajo a tensión

Se calcula la relación esbeltez

$e = K L / r$

$e = 1(128)/0.787 = 162.64$ donde K = 1

Según el American Institute Of Steel Construction (A.I.S.C.), cuando se tiene una relación de esbeltez igual a la encontrada anteriormente, se obtiene un valor de Fa de 5,110 Lb/pulg² = 2.32 ton/pulg²

Con este valor se determina la carga permisible (P):

$P = Fa * Área = 5110 * 1.07 = 5467.7 \text{ Lb} = 2.49 \text{ ton}$

Comparación final:

Carga permisible > Carga de diseño

2.49 toneladas > 1.6 toneladas

Ahora se determina el momento actuante (Ma):

$Ma = [(P * L/4) + (W * L^2/8)]$ donde P=carga puntual (persona)

Ma = 584.85 Lb - pie = 3.19 ton-plg = 0.08 ton-m

Ahora se aplica la fórmula de esfuerzos combinados:

$$-\frac{P}{Fa} \pm \frac{Ma * c}{Fb} \leq 1 \quad \text{Entonces } 0.05 \leq 1$$

SI VERIFICA, POR LO TANTO SE PROPONE LA UTILIZACIÓN DEL TUBO REDONDO DE 2 PULGADAS, CÉDULA 40 STANDARD.

5.3.10.2.7. Colocación de pernos y aplicación de soldadura

La soldadura resiste aproximadamente 2,000 Libras por pulgada cuadrada, para calcular la longitud de soldadura de un miembro, se debe relacionar esta resistencia con la carga actuante en el miembro y la longitud total del mismo, disponible para la soldadura.

La resistencia del acero en corte es aproximadamente de 10,000 Libras por pulgada cuadrada, para calcular la cantidad de pernos de determinado diámetro en una unión, los cálculos se reducen a la simple división de la carga actuante en el miembro y la resistencia máxima del acero en cortante.

Longitud de soldadura:

Carga crítica = T = 2.087 toneladas

Longitud de soldadura = L

Resistencia de soldadura = $R_s = 2000 \text{ lb/plg} = 0.91 \text{ ton/plg}$

$L = T/R_s$

$L = 2.087/0.91$

$L = 2.29 \text{ Plg}$

Dimensionamiento de pernos:

A = área neta necesaria

$F_c = \text{Esfuerzo de corte} = 10000 \text{ lb/plg}^2 = 4.55 \text{ ton/plg}^2$

$\text{Area} = T / F_c = 2.087 / 4.55 = 0.46 \text{ plg}^2$

SEGÚN LAS TABLAS DEL AISC PARA UN PERNO DE ½ PULGADA LE CORRESPONDE UN ÁREA DE 0.1963 PULGADAS CUADRADAS, POR LO TANTO SE USARÁN 4 EN CADA UNIÓN, PARA CUBRIR UN ÁREA DE 0.7854 PULGADAS CUADRADAS.

5.3.10.2.8. Placa base para las columnas del tanque

Es esencial que la base de la columna y la placa estén en contacto absoluto para evitar la falla por punzonamiento en el concreto. La columna se fija a la placa por medio de soldadura y a la vez se fijan a la cimentación usando tornillos de anclaje.

El área de la placa base se encuentra, dividiendo la carga de la columna entre el esfuerzo unitario de compresión permisible (F_p) del concreto, que puede ser de $0.25f'_c$ cuando toda el área está cubierta por la placa e igual a $0.375f'_c$, cuando el área de la placa es un tercio del área del concreto.

Para un tipo de concreto usado comúnmente de $f'_c = 3,000 \text{ lb/pulg}^2$ (210 kg/cm^2), el esfuerzo permisible (F_p) puede ser de 750 ó 1,125 lb/pulg^2 , dependiendo del área a cubrir de la placa.

El espesor de la placa se determina suponiendo que se comporta como un voladizo invertido, cuyo momento máximo se localiza en el borde de la columna.

Sección de la placa:

$$F_p = 0.25 * 3,000 \text{ lb/pulg}^2 = 750 \text{ lb/pulg}^2 = 0.341 \text{ ton/pulg}^2$$

Pt = carga total = peso total del tanque lleno (Cr) + peso total de la torre

PESO DE LA TORRE:

Peso = Longitud total del elemento * Peso por pie lineal

Peso total de columnas = 67.56 pies* 7.58 Lb/pie = 512.1 Lb

Peso piezas horizontales = 83.44 pies* 3.65 Lb/pie = 304.57 Lb

Peso de los tensores = 163.74 pies*4.7 Lb/pie = 769.6 Lb

PESO TOTAL DE LA TORRE = 1,586.27 Lbs = 0.72 ton

TOTAL (Pt) = (Cr + Peso total de la torre) / 4 = (0.72 ton+15.15 ton)/4

(Pt) = 3.97 toneladas

Área de la placa (A):

$$A = Pt / F_p$$

$$A = 3.97 / 0.341$$

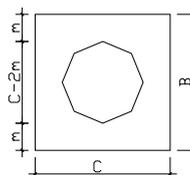
$$A = 11.63 \text{ plg}^2$$

Lado de la placa = $11.63^{1/2} = 3.41$ aproxima a 4 pulg

SE PROPONE UNA PLACA DE:

4 PULGADAS DE ANCHO (B)

4 PULGADAS DE LARGO (C)



Espesor de placa:

Fb = Esfuerzo de trabajo a flexión = 0.5*Fy (SEGÚN AISC)

$$= 0.5 \cdot 36000 \text{ Lb/pulg}^2 = 18,000 \text{ Lb/pulg}^2 = 8.18 \text{ ton/pulg}^2$$

t = espesor de placa

p = carga sobre la placa

m = proyección de la placa fuera de la columna

$$P = Pt/(B \cdot C) \quad P = 3.97/16 \quad P = 0.11 \text{ ton/plg}$$

$$t = [(3 \cdot p \cdot m)^{1/2} / Fb]$$

$$t = 0.72 \text{ Pulgadas}$$

SE PROPONE LA UTILIZACIÓN DE UNA PLACA CUADRADA DE 6*6 PULGADAS, CON UN ESPESOR DE ¾ DE PULGADA.

5.3.10.2.9. Pedestal de cimentación

Los pedestales se utilizan frecuentemente como elementos de transición entre columnas metálicas y las zapatas. Las razones más comunes para el uso de pedestales son las siguientes:

Se busca distribuir la carga en la parte superior de la zapata; esto puede aliviar la intensidad de la presión de apoyo directa en la zapata, o simplemente puede permitir una zapata más delgada con menos refuerzo.

Permitirá que la columna termine en una elevación más alta y no permitir el contacto de ésta con el suelo y evitar la corrosión, además en casos donde se tienen que colocar zapatas a profundidades más bajas es aún más importante.

Dimensión del pedestal

Se tomará una sección de 0.2*0.2 metros, para poder determinar la altura se tomará el criterio de $h = (3 * a)$ de donde $h =$ altura del pedestal y $a =$ ancho de la sección propuesta para el pedestal, entonces $h = 3 * a = 3 * 0.2 = 0.6$ metros de altura.

Refuerzo para el pedestal

Se buscará determinar una relación de esbeltez para saber qué tipo de columna se diseñará, ya sea corta, intermedia o larga, el American Concrete Institute (A.C.I.) Capitulo 10.10 señala los siguientes parámetros:

Si: Esbeltez \leq 21 Columna corta
 21 \leq Esbeltez \leq 100 Columna intermedia
 Esbeltez \geq 100 Columna larga

Para calcular la esbeltez de una columna, se debe aplicar la siguiente fórmula:

$$\text{Esbeltez} = k \frac{l}{r}$$

K = Factor de pandeo, se tomará igual a 1 por la magnitud tan pequeña del elemento a diseñar.

L = Longitud libre entre apoyos más alejados

r = Radio de giro de la sección

Para determinar el radio de giro el ACI especifica:

$r = 0.3 * b$ para columnas cuadradas o rectangulares

$r = 0.25 * d$ para columnas circulares donde d = diámetro

Entonces la relación de esbeltez para este caso quedará:

$$\text{Esbeltez} = 1(0.6)/0.06$$

Entonces es considera una columna CORTA

Una vez determinado el tipo de columna a diseñar, el American Concrete Institute (A.C.I.) en el Capítulo 10.3-3 señala la siguiente fórmula para el cálculo de la resistencia última, tomando en cuenta que se despreciará el momento causado por la componente horizontal de la carga total de la columna debido a que el ángulo de inclinación de la columna metálica transmisora de la fuerza es muy pequeño.

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

P_u = Resistencia última de la columna

ϕ = Factor de compresión igual a 0.75 SEGÚN ACI 10.3-3

A_g = Área de la sección de la columna en cm^2

A_s = Área de acero en cm^2

f'_c = Resistencia nominal del concreto 210 Kg/cm^2

F_y = Resistencia a fluencia del acero 2818.19 kg/cm^2

Entonces el A_s se tomará como el acero mínimo, para el cual el American Concrete Institute (A.C.I.) especifica un 1% del área de la sección.

$$P_u = 0.75(0.85 * 210(900 - 9) + (2818.19 * 9))$$

$$P_u = 61469.07 \text{ Kg} = 135231.95 \text{ Lb} = 61.47 \text{ ton}$$

Comparando:

P_u columna propuesta > P_u total de cada columna

$$61.47 \text{ ton} > 6.43 \text{ ton}$$

Para el refuerzo a corte, el manual ACI señala un espaciamiento mínimo menor o igual a la mitad del diámetro efectivo y un recubrimiento mínimo de 2.5 centímetros en cada lado.

$$\text{Espaciamiento } S = \frac{d}{2}$$

$$d = \text{Lado de la sección} - (2 * 2.5) = (20) - 5 = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Espaciamiento } S = 15/2 = 7.5 \text{ cm se aproxima a } 10.$$

Entonces el armado será de 4 varillas de ½ pulgada y estribos de No. 3 a cada 10 cms.

5.3.10.2.10. Cimiento corrido o viga de amarre

Para evitar un corrimiento entre las zapatas, se hace necesaria la colocación de un cimiento corrido simple armado con 3 varillas de 3/8 y eslabones de ¼ a cada 0.20 centímetros y fundido con concreto en una proporción de 1:2:3 para obtener una resistencia adecuada.

5.3.10.2.11. Zapatas

El diseño de una zapata se basa generalmente en las siguientes consideraciones:

- Las fuerzas laterales siguiendo un criterio más conservador en el diseño, podrán reducirse a una fuerza concentrada FS aplicada a una altura H, esta fuerza concentrada dará lugar a un momento flector respecto de la base, que producirá esfuerzos de tensión sobre las columnas del lado en que se considere que actúe la fuerza lateral y a compresión sobre las columnas opuestas.

Para el cálculo de la estabilidad, se obtendrá primero el momento de volteo respecto a la base de apoyo.

$$M.V = FS * H \qquad M.e = PT * L$$

De donde:

M.V = Momento de volteo

Me = Momento estabilizante

FS = Fuerza de sismo

H = Altura desde la base del pedestal de la zapata hasta la mitad del depósito

PT = Peso total de la estructura

L = Separación entre dos columnas consecutivas

Al tener fuerzas laterales actuando, dan origen al momento de volteo, este momento provoca el desplazamiento del peso de la estructura del eje de soporte a una distancia Xu.

$$Xu = \frac{M.V}{PT}$$

La estabilidad del conjunto estará asegurada, cuando se cumpla la siguiente condición:

$$Xu \leq \frac{L}{16}$$

Donde L es el diámetro a centro de columnas y también cuando la relación entre el momento estabilizante y el de volteo sea mayor o igual que 1.50.

$$C.E = \frac{Me}{M.V.}$$

Donde C.E = coeficiente de estabilidad mayor a 1.5

- Presión máxima de apoyo. La suma de la carga impuesta sobre la zapata y el peso de la misma no debe exceder el límite para la presión de apoyo sobre el material sustentante. El área total requerida en planta de la zapata se determina sobre esta base.
- Control del asentamiento. Cuando las zapatas descansan sobre un suelo altamente comprensible, puede ser necesario seleccionar las áreas de zapatas que garanticen un asentamiento uniforme de todas las columnas.
- Tamaño de la columna. Cuanto más grande sea la columna, tanto menores serán los esfuerzos cortantes, de flexión y de adherencia en la zapata.
- Límite de los esfuerzos cortantes para el concreto. Para zapatas de planta cuadrada, esto constituye la única condición crítica de esfuerzo para el concreto. Para reducir la cantidad requerida de esfuerzo, el peralte de la zapata se establece generalmente muy arriba del que se requiere por flexión para el concreto.

- Esfuerzo de flexión y límites de las longitudes de desarrollo para las varillas. Esto se considera con base en el momento desarrollado en la parte volada de la zapata en la cara de la columna.

El diseño de una zapata se basa generalmente en las siguientes consideraciones:

- Las fuerzas laterales siguiendo un criterio más conservador en el diseño, podrán reducirse a una fuerza concentrada FS aplicada a una altura H, esta fuerza concentrada dará lugar a un momento flector respecto de la base, que producirá esfuerzos de tensión sobre las columnas del lado en que se considere que actúe la fuerza lateral y a compresión sobre las columnas opuestas.

Para el cálculo de la estabilidad, se obtendrá primero el momento de volteo respecto a la base de apoyo.

$$M.V = FS * H \qquad M.e = PT * L$$

De donde:

M.V = Momento de volteo

Me = Momento estabilizante

FS = Fuerza de sismo

H = Altura desde la base del pedestal de la zapata hasta la mitad del depósito

PT = Peso total de la estructura

L = Separación entre dos columnas consecutivas

Al tener fuerzas laterales actuando, dan origen al momento de volteo, este momento provoca el desplazamiento del peso de la estructura del eje de soporte a una distancia Xu.

$$Xu = \frac{M.V}{PT}$$

La estabilidad del conjunto estará asegurada, cuando se cumpla la siguiente condición:

$$X_u \leq \frac{L}{16}$$

Donde L es el diámetro a centro de columnas y también cuando la relación entre el momento estabilizante y el de volteo sea mayor o igual que 1.50.

$$C.E = \frac{M_e}{M.V.}$$

Donde C.E = coeficiente de estabilidad mayor a 1.5

- Presión máxima de apoyo. La suma de la carga impuesta sobre la zapata y el peso de la misma no debe exceder el límite para la presión de apoyo sobre el material sustentante. El área total requerida en planta de la zapata se determina sobre esta base.
- Control del asentamiento. Cuando las zapatas descansan sobre un suelo altamente comprensible, puede ser necesario seleccionar las áreas de zapatas que garanticen un asentamiento uniforme de todas las columnas.
- Tamaño de la columna. Cuanto más grande sea la columna, tanto menores serán los esfuerzos cortantes, de flexión y de adherencia en la zapata.
- Límite de los esfuerzos cortantes para el concreto. Para zapatas de planta cuadrada, esto constituye la única condición crítica de esfuerzo para el concreto. Para reducir la cantidad requerida de esfuerzo, el peralte de la zapata se establece generalmente muy arriba del que se requiere por flexión para el concreto.
- Esfuerzo de flexión y límites de las longitudes de desarrollo para las varillas. Esto se considera con base en el momento desarrollado en la parte volada de la zapata en la cara de la columna.

PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA

Peso del pedestal = Volumen * Peso concreto = $(0.2*0.2*0.6)m^3*(2,400 \text{ kg/cm}^3)$

Peso del pedestal = 57.6 Kg = 0.0576 Ton

Peso total (PT) = Peso del depósito + Peso de la torre + Peso de pedestales

Peso total (PT) = (15.15 ton)+(3.97 ton)+(4*0.057 ton)

Peso total (PT) = 19.35 ton

VERIFICANDO EL VOLTEO

La carga de sismo última se tomará como $FS = 10\% * PT$

$FS = 0.10 * (4.84 \text{ ton}) = 0.48 \text{ ton}$

$H = \text{Altura del tanque} + \text{Altura del pedestal} + \text{Altura a la mitad del tanque}$

$H = (5 \text{ m}) + (0.6 \text{ m}) + (3.5/3 \text{ m}) = 6.76 \text{ metros}$

$M.V = FS * H$

$M.V = (0.48 \text{ ton}) * (6.76 \text{ m}) = 3.25 \text{ ton-m}$

$Me = PT * \text{Longitud entre columnas}$

$Me = (4.84 \text{ ton}) * (3.46 \text{ m}) = 16.75 \text{ ton-m}$

Revisión por coeficiente de estabilidad

$CE = Me/MV$

$CE = 16.75/3.25 = 5.15 \geq 1.5$

Si verifica

Revisión de desplazamiento Xu

$Xu = M.V / PT$

$Xu = 3.25 \text{ ton-m} / 4.84 \text{ ton}$

$Xu = 0.67 \text{ m}$

$L/6 = 4.90/6$

$$L/6 = 0.82$$

$$0.82 \geq X_u \quad \text{Si verifica}$$

CÁLCULO DE CARGAS

Datos :

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_y = 2,818.19 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Valor soporte del suelo } V_s = 15 \text{ ton/m}^2$$

(Según datos encontrados en la comunidad de otros estudios hechos en el lugar para proyectos de gran magnitud)

$$\text{Sección de columna} = (0.2 \text{ m}) * (0.2 \text{ m})$$

La carga viva CV será el peso del contenido del tanque lleno, el cual es de 15 Ton, y la carga muerta CM, la constituye el peso del del depósito, el peso de las columnas, el peso de los tensores, el peso de los elementos horizontales y el peso de los pedestales, como se indica a continuación:

$$\text{Peso del del depósito} = 150 \text{ Kg} = 0.15 \text{ ton}$$

$$\text{Peso total de la torre} = 4,198 \text{ kg} = 4.198 \text{ ton}$$

$$\text{CARGA MUERTA TOTAL} = 4.35/4 \text{ ton}$$

DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATA

$$\text{Área de la zapata} = 1.2 \frac{PT}{V_s}$$

De donde:

$$PT = \text{Carga de trabajo} = (CM+CV)$$

$$1.20 = \text{porcentaje de incremento por flexión}$$

$$V_s = \text{Valor soporte del suelo}$$

$$\text{Área de la zapata} = 1.2 (4.84\text{ton}/15\text{ton/m}^2)$$

$$\text{Área de la zapata} = 0.39 \text{ m}^2$$

Entonces para determinar el lado:

Área de la zapata = Lado al cuadrado

de donde

$L = (0.39 \text{ m}^2)^{1/2} = 0.62 \text{ m}$, se aproxima a $L = 0.65 \text{ m}$

CARGA DE DISEÑO

$$Pb = \frac{Pu}{\text{Área_Zapata}}$$

De donde:

$Pb = \text{Carga de diseño}$

$Pu = 1.4(\text{CM}) + 1.7(\text{CV})$

Entonces:

$Pu = 1.4(1.09 \text{ ton}) + 1.7(3.75 \text{ ton}) = 7.9 \text{ ton}$

$Pd = Pu/\text{area zapata}$

$Pd = 7.9 \text{ ton} / 0.42 \text{ m}^2 = 18.81 \text{ ton/m}^2$

VERIFICANDO EL CORTE POR FLEXIÓN

$$Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$Vu = Pd * \text{Área}$$

De donde:

$Vc = \text{Resistencia última al corte del concreto}$

$Vu = \text{Esfuerzo de corte actuante}$

$Azap = \text{Area zapata}$

$Apunz = \text{Area punzonamiento} = (d + \text{lado analizado de columna})^2$

$d = \text{peralte de zapata}$

se deberá verificar que $Vc > Vu$

$$Vc = 0.85 * 0.53 * (fc)^{1/2} * b * d / 1000$$

$$Vu = Pd * \text{lado analizado} * d'$$

Y el valor de **d** se establece por pruebas en estas fórmulas, hasta que cumplan la condición de que $Vc > Vu$

Tabla X. Peralte de zapata

Peralte	Vc	Vact
5	2.122	2.140
10	4.243	1.528
12	5.092	1.284

Entonces se utilizará un peralte para la zapata de 0.12m.

VERIFICANDO EL CORTE POR PUNZONAMIENTO

$$V_c = 0.85 * 1.06 * f_c^{1/2} * b_o * d$$

$$V_u = P_d * (\text{Área zapata} - \text{Área Punzonamiento})$$

De donde:

Vc = Resistencia última al corte del concreto

Vu = Esfuerzo de corte actuante

bo = perímetro punzonante

$$b_o = 4 * (\text{Lado de la columna} + d)$$

$$\text{Área punzonamiento} = \text{Ladocolumna} + d$$

se deberá verificar que $V_c > V_u$

$$V_c = 0.85 * 1.06 * (f_c)^{1/2} * b_o * d$$

$$V_u = P_d(A_{zap} - A_{punz})$$

Y el valor de **d** se establece por pruebas en estas fórmulas, hasta que cumplan la condición de que $V_c > V_u$

Tabla XI. Revisión de corte de zapata

Peralte	Vc	Vact
5	6.528	6.772
10	15.668	6.254
12	20.055	6.021

Entonces se utilizará un peralte para la zapata de 0.12m.

NOTA: Si se utilizara el peralte de 10cm funcionaría ya que chequea al corte por flexión y al corte por punzonamiento, sin embargo, al calcular el espesor de la zapata nos da como resultado 18.135cm, ya que este es un numero no muy fácil de utilizarlo en la construcción optamos por utilizar un peralte de 12cm y con esto obtendríamos un espesor de 20.135cm aprox. 20cm.

Luego,
$$t = d + \frac{\phi}{2} + r$$

Donde: t = altura de la zapata

ϕ = diámetro de la varilla propuesta (1/2")

r = recubrimiento

Entonces:

$$t = 12 + 1.27/2 + 7.5$$

$$t = 20.135 \text{ aprox. } 20\text{cm}$$

Corrección de d:

$$d = (20) - (1.27/2) - (7.5) = 11.865 \text{ aprox. } 11\text{cm}$$

ARMADO FINAL DE LA ZAPATA

Éste se tomará a rostro para diseñar el refuerzo.

$$M = Pd * \frac{L^2}{2}$$

De donde:

Pd = Carga de diseño

L = Distancia desde el extremo de la zapata hasta el rostro de la columna

$$M = 18.81 * 0.225^2 / 2 = 0.47 \text{ ton-m} = 470 \text{ Kg-m}$$

Con este momento se obtiene el área de acero requerida A_s , de la fórmula siguiente:

As = Área de acero requerida

$$As = (b * d) - \sqrt{(b * d)^2 - \left(\frac{Mu * b}{0.003825 * f'c}\right) * \frac{0.85 f'c}{Fy}}$$

$$As = 0.00677 \text{ cms}^2$$

$$As_{\min} = 14.01 * b * \frac{d}{Fy}$$

$$\mathbf{As_{\min} = 3.5877 \text{ cms}^2}$$

$$As_{\text{temp}} = 0.002 * b * t$$

$$\mathbf{As_{\text{temp}} = 0.002 * 65 * 20 = 2.6 \text{ cms}^2}$$

$$As_{\text{máx}} = \rho_{\text{máx}} * b * d \quad \rho_{\text{máx}} = \text{Según tablas}$$

$$\mathbf{As_{\text{máx}} = 0.01858 * 0.65 * 11 = 13.2847 \text{ cms}^2}$$

Ahora se comparan las áreas de acero y se concluye para proponer el acero:

Como el área de acero mínimo es mayor que el acero requerido, se utilizará el acero mínimo para realizar el armado de las zapatas.

$$(4) \text{ Varillas No 4} = 4 * 1.27 \text{ cms}^2 = 5.08 \text{ cms}^2 \quad (\text{En ambos sentidos})$$

Con este acero propuesto se cumple con el área de acero requerido para el diseño de las zapatas.

5.3.11. Diseño de la red de distribución del sistema

La red de distribución del presente sistema, será en base al método de ramales abiertos. Los criterios básicos serán los siguientes:

1.- Se tomará como base el caudal medio de diseño de la red de distribución.

2.- En base al caudal medio se calculará el caudal de hora máxima (QHM) y con éste se diseñará la red.

3.- Los factores básicos a tomar en cuenta serán los siguientes:

- En cada nudo del sistema, el caudal de entrada es igual al caudal de salida.

- Caudal de distribución = Variable dependiendo de cada ramal a analizar

- Factor hora máxima de 2.00

- Diámetro de tubería 1"

Diseño de la red de distribución:

Datos:

Total de conexiones = Σ artefactos = 66 unidades

Dotación = 30.28 Lt/habitante/día

FDM = factor día máximo = 1.2 según Unepar

FHM = factor hora máximo = 2 según Unepar

Pf = 603 habitantes

$Q_m = (\text{dot} \times P_f) / 86,400 = 0.2113$ litros/seg

$Q_c = (\text{FDM} \times Q_m) = 0.2535$ litros/seg

$Q_d = \text{caudal de distribución} = (\text{FHM} \times Q_m) = 0.4226$ litros/seg

$Q_v = \text{caudal por vivienda} = \text{caudal de conexiones}$

$Q_v = Q_d / \text{No. conexiones} = 0.4226 / 66 = 0.006403$ Lt / seg / vivienda

TRAMO DE A-B:

Datos básicos para el diseño:

Caudal de distribución = 0.4226 lts/seg

Caudal unitario por viviendas del tramo = 0.4226 lts/seg

No se tiene ninguna conexión en este tramo pero luego de este se encuentra toda la red de distribución por lo cual se analiza como si existieran todas las conexiones.

$$Q_{ramal} = (Q_v \times \text{No. Conexiones})$$

$$Q_{ramal} = 0.0064 \times 0 = 0$$

Caudal instantáneo = $k\sqrt{n-1}$ donde $k = 0.15$ para menos de 55 viviendas o uso predial

$k = 0.20$ para mas de 55

viviendas

$$\text{Caudal instantáneo} = 0.15 \times \sqrt{(0-1)} = 0 \text{ lts/seg}$$

Entonces el tramo se diseñará con:

$$\text{Longitud} = 7.8695 \text{ metros}$$

$$Q \text{ diseño para este tramo} = 0.4226 \text{ lts/seg}$$

$$C \text{ (coeficiente de Hazen Williams)} = 150 \text{ (para PVC)}$$

Hf (Pérdidas propuestas según topografía) = Cota terreno inicial – Cota terreno final

$$H_f = 100.33 - 100.15 = 0.18 \text{ metros}$$

Ahora utilizando la formula de Hazen-Williams:

$$D = \sqrt[4.87]{\frac{1743.811141 * Q_{tramo}^{1.852} * Longitud}{C^{1.852} * H_f}}$$

$$D = 1.08 \text{ pulgadas}$$

Ahora se calculan las pérdidas reales mediante:

$$H_f = \frac{1743.811141 * Q_{tramo}^{1.852} * Longitud}{C^{1.852} * \phi^{4.87}}$$

$$H_f = 0.2628 \text{ metros}$$

TRAMO B-C:

Datos básicos para el diseño:

Caudal unitario por conexión del tramo = $0.0064 * 15 = 0.096$ lts/seg

Caudal instantáneo = $k\sqrt{n-1}$ donde $k = 0.15$ para menos de 55 viviendas

$k = 0.20$ para mas de 55 viviendas

Caudal instantáneo = 0.56 lts/seg

Entonces el tramo se diseñará con:

Longitud = 64.97 metros

Q diseño para este tramo = $0.357 - 0.096 = 0.26$ lts/seg

C (coeficiente de Hazen Williams) = 150 (para PVC)

Hf (Pérdidas propuestas según topografía) = Cota terreno inicial – Cota terreno final

Hf = $100.15 - 99.80 = 0.35$ metros

Ahora utilizando la fórmula de Hazen-Williams:

$$D = \sqrt[4.87]{\frac{1743.811141 * Q_{tramo}^{1.852} * Longitud}{C^{1.852} * Hf}}$$

D = 1.03 pulgadas

Ahora se calculan las pérdidas reales mediante:

$$Hf = \frac{1743.811141 * Q_{tramo}^{1.852} * Longitud}{C^{1.852} * \phi^{4.87}}$$

Hf = 0.42 metros

Tabla XII. Resumen de cálculo hidráulico 1

Tramos		Constante	Longitud	Caudal (Qi)	Diámetro Necesario	Caudal por ramal	Diámetro Real	Perdida (Hf)	Coef. Rug. ©
A	B	1743.8110	7.8695		1.0808	0.0000	1.0000	0.2628	150.00
B	C	1743.8110	16.9098	0.5600	1.0365	0.0960	1.0000	0.4167	150.00
C	D	1743.8110	35.3900	0.5800	0.7279	0.1020	1.0000	0.4899	150.00
D	E	1743.8110	28.9200	0.5200	1.0613	0.0830	1.0000	0.1603	150.00
E	F	1743.8110	27.6500	0.5000	0.6464	0.0760	1.0000	0.0394	150.00
B	G	1743.8110	20.9300	0.2600	0.4636	0.0250	1.0000	0.0213	150.00
G	H	1743.8110	69.1400	0.3400	0.4186	0.0380	1.0000	0.0273	150.00
								1.4177	

Cota Inicial	Cota Final	Hf de Terreno	No. De Vivienda	Vivienda Faltante	Caudal de tramo	Piezom	VELOCIDAD
100.33	100.1500	0.1800	0.0000	66.00	0.4226	105.0672	0.83
100.15	99.8000	0.3500	15.0000	56.00	0.3586	104.6505	0.71
99.80	97.5000	2.3000	16.0000	41.00	0.2625	104.1606	0.52
97.50	97.3800	0.1200	13.0000	25.00	0.1601	104.0003	0.32
97.38	97.0500	0.3300	12.0000	12.00	0.0768	103.9609	0.15
100.15	99.2500	0.9000	4.0000	10.00	0.0640	105.0459	0.13
99.25	97.3500	1.9000	6.0000	6.00	0.0384	105.0185	0.08
		6.0800					

5.4. Diseño del sistema de drenajes

Se hizo necesario realizar un diseño en el que se renovara por completo el sistema de alcantarillado de la escuela ya que el actual se encuentra parcialmente deteriorado, así también se renovarán todos los artefactos hidráulicos ya que están en malas condiciones.

Se partió realizando la nivelación del terreno para poder así obtener la pendiente del terreno en cada tramo, estos niveles se hicieron utilizando el método empírico con manguera ya que se carecía de un nivel topográfico y por ser un sistema para una escuela los tramos son cortos y carecen de errores significativos en el diseño del mismo, sin embargo las mediciones se realizaron con el mayor cuidado y en espacios que no excedían de 5 metros.

Este diseño se realizará como un sistema combinado

Tramo de 1-2

$$S\% = ((Co - Cf) / DH) \times 100$$

Dónde

S % = pendiente de terreno

Co = cota de terreno inicial

Cf = cota de terreno final

DH = distancia horizontal

$$S\% = ((100 - 97.55) / 29.39) \times 100 = 8.33\%$$

Elementos en primer tramo = 18

$$\text{Factor Harmond} = \frac{18 + \sqrt{\frac{p}{1000}}}{4 + \sqrt{\frac{p}{1000}}}$$

Dónde

p = No. De elementos hidráulicos = 18

Factor Harmond actual = 4.39

Factor Harmond futuro = 4.39

Factor de caudal medio según INFOM = 0.0030

Con los datos anteriores procedemos a la obtención de los caudales de diseño actual y futuro.

$$Q_{da} = \text{No. Elementos acumulados} \times F_{Ha} \times F_{qm}$$

$$Q_{df} = \text{No. Elementos acumulados} \times F_{Hf} \times F_{qm}$$

Donde

$$Q_{da} = \text{caudal de diseño actual}$$

$$Q_{df} = \text{caudal de diseño futuro}$$

$$F_{Ha} = \text{factor de Harmond actual}$$

$$F_{Hf} = \text{factor de Harmond futuro}$$

$$F_{qm} = \text{factor de caudal medio}$$

$$Q_{da} = 0.2369$$

$$Q_{df} = 0.2369$$

Teniendo los caudales de diseño se procede a calcular el caudal de diseño para aguas pluviales considerando el área de escorrentía en Ha (hectáreas).

Datos

$$A = \text{área en hectáreas} = 0.00$$

$$C = \text{coeficiente de escorrentía} = 0.90$$

$$T = \text{período acumulativo} = 12 \text{ minutos}$$

$$I = \text{intensidad de lluvia} = 4604 / T + 24$$

$$Q_d = \text{caudal de diseño} = CIA / 360$$

$$I = 127.8889 \text{ mm/ hora}$$

$$Q_d = 0.00 \text{ lts/seg}$$

Se calcula un caudal combinado unificando los caudales de diseño de alcantarillado sanitario con alcantarillado pluvial así:

$$Q_{\text{comb}} = Q_{df} + Q_d = 0.2369 \text{ lts/seg}$$

Proponiendo un diámetro de tubería de 4 pulgadas y una pendiente de tubo de 3.5% encontramos

$$\text{Velocidad a sección llena} = V = 1.62 \text{ m/seg}$$

$$\text{Caudal a sección llena} = Q = 13.11 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{da}/Q = 0.01807 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{df}/Q = 0.01807 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{\text{comb}}/Q = 0.01807 \text{ lts/seg}$$

Según tablas del INFOM tenemos que para una pendiente de 3.5% y un diámetro de tubería de 4" la velocidad de la tubería a sección llena es de 1.62 m/seg por lo que se relacionamos esta velocidad con una velocidad "x" de diseño, esto para saber si nos encontramos dentro de los límites de velocidad de tal manera que la tubería no se sedimente ni tampoco colapse por velocidad, nos debe de dar como resultado:

$$v/V = 0.388 \text{ para actual}$$

$$v/V = 0.388 \text{ para futuro}$$

$$v/V = 0.388 \text{ para combinado}$$

Partiendo de este dato obtenemos velocidades de diseño

$$V = 0.63 \text{ para actual, futuro y combinado}$$

Entonces procedemos a encontrar cotas invert

$$CIS = CT - H_{min}$$

$$CIS = CIE - \text{especificaciones (0.003 para igual diámetro)}$$

$$CIE = (CIS - \% \text{ tubo} \times DH) / 100$$

Obtenemos la cota Invert de salida y de entrada de el tramo 1-2 respectivamente y adicional a eso la altura necesaria de los pozos de visita. Ya que si analizamos el segundo pozo, la pendiente de terreno es demasiada pronunciada, por lo que iniciamos dándole la altura mínima a la cota Invert de salida del tramo es decir al segundo pozo.

Entonces

CIE = cota de terreno final – 1mt

CIE = 96.55 mt

CIS = cota de terreno final + (DH x S% tubo)

CIS = 98.58 mt

Altura de pozo = cota de terreno inicial – CIS

Altura de pozo = 1.42 mt

Tabla XIII. Resumen de cálculo hidráulico 2

DE	A	COTAS DE TERRENO		DH	S% TERRENO
		INICIO	FINAL		
1.00	2.00	100.00	97.55	29.39	8.3362
2.00	3.00	97.55	97.50	14.40	0.3472
3.00	4.00	97.50	97.38	29.75	0.4034
4.00	6.00	97.38	97.38	16.77	0.0000
5.00	6.00	99.25	97.38	80.38	2.3264
6.00	7.00	97.38	97.25	17.21	0.7554
Φ"	S% TUBO	COTAS INVERT		ALTURA DE POZOS	
		SALIDA	ENTRADA	INICIAL	FINAL
4.00	3.50	98.58	96.55	1.42	1.00
4.00	3.50	96.52	96.02	1.03	1.48
4.00	2.00	95.99	95.39	1.51	1.99
4.00	2.00	95.36	95.03	2.02	2.35
4.00	4.00	98.25	95.03	1.00	2.35
4.00	2.00	95.00	94.66	2.38	2.59

El resumen final del cálculo hidráulico se encuentra en el anexo No. 1

5.5. Cuantificación de materiales y elaboración de presupuestos

5.5.1. Presupuesto de tanque de distribución

PROYECTO: Mejoramiento Escuela Tipo Federación				
Tanque elevado de distribución				
No. 1 Limpia, chapeo		Unidad	m ²	
		Precio Unitario	Q	9.00
Material	Unidad	Cantidad	P. U.	Total
Herramienta	global	1	Q 400.00	Q 400.00
Total de materiales				Q 400.00
Mano de obra	Unidad	Cantidad	P. U.	Total
Trazo y estaqueado	ml	30	Q 4.88	Q 146.40
Limpia y chapeo	m ²	100	Q 2.28	Q 228.00
Total de mano de obra				Q 374.40
Total de materiales		Q	400.00	
Total de mano de obra		Q	374.40	
Imprevistos		Q	116.16	
Total		Q	890.56	\$118.74

No. 2 Movimiento de tierra a mano		Precio Unitario	Q	46.00
		Unidad	m ³	
Material	Unidad	Cantidad	P. U.	Total
Herramienta	global	1	Q 200.00	Q 200.00
Total de materiales				Q 200.00
Mano de obra	Unidad	Cantidad	P. U.	Total
Excavación	m ³	15	Q 26.00	Q 390.00
Total de mano de obra				Q 390.00
Total de materiales		Q	200.00	
Total de mano de obra		Q	390.00	
Imprevistos		Q	88.50	
Total		Q	678.50	\$ 90.47

PROYECTO: Mejoramiento Escuela Tipo Federación				
Tanque elevado de distribución				
No. 3 Zapatas	Unidad		M ³	
	Precio Unitario		Q	9,990.00
Material	Unidad	Cantidad	P. U.	Total
Cemento	Saco	2.98	Q 54.55	Q 162.62
Arena	M ³	0.17	Q 99.00	Q 16.51
Piedrin de 3/4"	M ³	0.25	Q 181.97	Q 45.85
Hierro No. 4	Qq	5	Q 507.63	Q 2,538.15
Alambre de amarre	Lb	3	Q 6.00	Q 18.00
Madera	pie-tabla	0	Q 4.80	Q -
Clavo de 2"	Lb	0	Q 7.17	Q -
				Q -
Total de materiales				Q 2,781.14
Mano de obra	Unidad	Cantidad	P. U.	Total
Armado	U	4	Q 25.00	Q 100.00
Hacer y colocar concreto	M ³	0.338	Q 162.50	Q 54.93
Total de mano de obra				Q 154.93
Total de materiales		Q	2,781.14	
Total de mano de obra		Q	154.93	
Imprevistos		Q	440.41	
Total		Q	3,376.47	\$ 450.20

PROYECTO: Mejoramiento Escuela Tipo Federación				
Tanque elevado de distribución				
No. 4 Solera de amarre	Unidad		ml	
	Precio Unitario		Q	268.00
Material	Unidad	Cantidad	P. U.	Total
Cemento	Saco	12.51	Q 54.55	Q 682.44
Arena	M ³	0.70	Q 99.00	Q 69.30
Piedrin de 3/4"	M ³	1.06	Q 181.97	Q 192.42
Hierro No. 4	Qq	7	Q 507.63	Q 3,553.41
Alambre de amarre	Lb	3	Q 6.00	Q 18.00
Madera	pie-tabla	0	Q 4.80	Q -
Clavo de 2"	Lb	0	Q 7.17	Q -
Hierro No. 2	Qq	2	Q 459.72	Q 919.44
Total de materiales				Q 5,435.00
Mano de obra	Unidad	Cantidad	P. U.	Total
Armado	MI	23.64	Q 1.06	Q 25.06
Hacer y colocar concreto	M ³	1.4184	Q 27.22	Q 38.61
Total de mano de obra				Q 63.67

Total de materiales	Q	5,435.00	
Total de mano de obra	Q	63.67	
Imprevistos	Q	824.80	
Total	Q	6,323.47	\$ 843.13

PROYECTO: Mejoramiento Escuela Tipo Federación				
Tanque elevado de distribución				
No. 5 Pedestal	Unidad		ml	
	Precio Unitario		Q	7,368.00
Material	Unidad	Cantidad	P. U.	Total
Cemento	Saco	0.85	Q 54.55	Q 46.19
Arena	M³	0.05	Q 99.00	Q 4.69
Piedrin de 3/4"	M³	0.07	Q 181.97	Q 13.02
Hierro No. 4	Qq	3	Q 507.63	Q 1,522.89
Alambre de amarre	Lb	2	Q 6.00	Q 12.00
Madera	pie-tabla	83	Q 4.80	Q 398.40
Clavo de 2"	Lb	3	Q 7.17	Q 21.51
Pernos No. 8	U	16	Q 18.00	Q 288.00
Hierro No. 3	Qq	3	Q 504.35	Q 1,513.05
Total de materiales				Q 3,819.75
Mano de obra	Unidad	Cantidad	P. U.	Total
Armado	MI	0.9	Q 4.52	Q 4.07
Colocar formaleta	MI	0.6	Q 7.15	Q 4.29
Hacer y colocar concreto	M³	0.096	Q 162.50	Q 15.60
Total de mano de obra				Q 23.96
Total de materiales		Q	3,819.75	
Total de mano de obra		Q	23.96	
Imprevistos		Q	576.56	
Total	Q	4,420.27	\$	589.37

PROYECTO: Mejoramiento Escuela Tipo Federación				
Tanque elevado de distribución				
No. 6 Estructura Metálica	Unidad	Cantidad	Unidad	U
			Precio Unitario	Q54,733.69
Material			P. U.	Total
Placa base de acero de 6"x 6"x 3/4"	U	4	Q 65.00	Q 260.00
Tuercas de 1"	U	16	Q 3.00	Q 48.00
Pernos diámetro 1/2"x 2 1/2"	U	128	Q 1.50	Q 192.00
Tuercas de 1/2"	U	128	Q 1.50	Q 192.00
Tubo circular de 3" cedula 40	U	7	Q 1,619.75	Q11,338.25
Tubo circular de 2" cedula 40	U	11	Q 545.00	Q 5,995.00
Perfil Tipo "L" de 2"x 2"x 3/8" cedula 40 norma A-36	U	17	Q 240.00	Q 4,080.00
Lámina de acero antideslizante de 1/4"	U	6	Q 288.00	Q 1,728.00
Electrodo 7011 punta café	Lb	5	Q 22.00	Q 110.00
Electrodo 7013 punta café	Lb	5	Q 26.00	Q 130.00
Pintura anticorrosiva	Galón	2	Q 158.13	Q 316.26
Tubo negro diametro 3/4" para barandal y escalera	U	28	Q 78.75	Q 2,205.00
Tanque tipo rotoplast de capacidad de 15000 lt	U	1	Q 14,500.00	Q14,500.00
Total de materiales				Q41,094.51
Mano de obra	Unidad	Cantidad	P. U.	Total
Fabricación de torre, pasarela y escalera	U	1	Q 6,500.00	Q 6,500.00
Total de mano de obra				Q 6,500.00
Total de materiales		Q	41,094.51	
Total de mano de obra		Q	6,500.00	
Imprevistos		Q	7,139.18	
Total		Q	54,733.69	\$ 7,297.82

PROYECTO: Mejoramiento Escuela Tipo Federación					
Tanque elevado de distribución					
No. 7 Línea de impulsión	Unidad			U	
	Precio Unitario			Q	1,789.43
Material	Unidad	Cantidad	P. U.		Total
Bomba de 0.5 H.P.	U	1	Q	550.00	Q 550.00
Válvula de cheque de 1"	U	2	Q	72.50	Q 145.00
Tubo P.V.C. de 1"	U	2	Q	26.93	Q 53.86
Codo P.V.C. de 90° de 1"	U	3	Q	1.25	Q 3.75
Bushing reductor 1" a 1/2"	U	1	Q	8.00	Q 8.00
Válvula de succión (pichacha) de 1"	U	1	Q	85.00	Q 85.00
Válvula de paso de 1"	U	2	Q	69.96	Q 139.92
Codo P.V.C. de 90° de 1"	U	5	Q	1.25	Q 6.25
Grifo de 1/2"	U	1	Q	20.00	Q 20.00
Tee P.V.C. de 1"	U	1	Q	2.75	Q 2.75
Codo P.V.C. de 90° de 1/2"	U	2	Q	1.25	Q 2.50
Cemento solvente	1/8 galón	1	Q	19.00	Q 19.00
Cable eléctrico calibre 12	metro	3	Q	3.00	Q 9.00
Flaponera como interruptor	U	1	Q	108.00	Q 108.00
cinta de aislar	U	1	Q	12.00	Q 12.00
Cinta para rosca (teflón)	U	1	Q	16.00	Q 16.00
Total de materiales					Q 1,181.03
Mano de obra	Unidad	Cantidad	P. U.		Total
Instalación de tubería impulsión	U	1	Q	250.00	Q 250.00
Instalación de bomba	U	1	Q	125.00	Q 125.00
Total de mano de obra					Q 375.00
Total de materiales		Q	1,181.03		
Total de mano de obra		Q	375.00		
Imprevistos		Q	233.40		
Total		Q	1,789.43		\$ 238.59

Resumen de tanque elevado de distribución

PROYECTO: Mejoramiento Escuela Tipo Federación

Tanque elevado de distribución

LIMPIA Y CHAPEO	Q	774.40	\$	103.25
MOVIMIENTO DE TIERRA	Q	590.00	\$	78.67
ZAPATAS	Q	2,936.06	\$	391.48
SOLERA DE AMARRE	Q	5,498.67	\$	733.16
PEDESTAL	Q	3,843.71	\$	512.49
ESTRUCTURA METÁLICA	Q	47,594.51	\$	6,345.93
LÍNEA DE IMPULSION	Q	1,556.03	\$	207.47
SUBTOTAL	Q	62,793.38	\$	8,372.45
IMPREVISTOS 15%	Q	1,221.63	\$	162.88
TOTAL TANQUE ELEVADO	Q	64,015.01	\$	8,535.33

PROYECTO: Mejoramiento Escuela Tipo Federación

Tanque elevado de distribución

TOTAL DE MATERIALES	Q	54,911.43	\$	7,321.52
TOTAL DE MANO DE OBRA	Q	7,881.95	\$	1,050.93
SUBTOTAL	Q	62,793.38	\$	8,372.45
IMPREVISTOS 15%	Q	1,221.63	\$	162.88
TOTAL TANQUE ELEVADO	Q	64,015.01	\$	8,535.33

5.5.2. Presupuesto de red de distribución y fontanería

PROYECTO: Mejoramiento Escuela Tipo Federación				
Red de distribución y fontanería				
No. 1 Limpia, chapeo		Unidad	m ²	
		Precio Unitario	Q	20.00
Material	Unidad	Cantidad	P. U.	Total
Herramienta	global	1	Q 400.00	Q 400.00
Total de materiales				Q 400.00
Mano de obra	Unidad	Cantidad	P. U.	Total
Trazo y estaqueado	ml	215	Q 4.88	Q 1,049.20
Limpia y chapeo	m ²	100	Q 2.28	Q 228.00
Total de mano de obra				Q 1,277.20
Total de materiales		Q	400.00	
Total de mano de obra		Q	1,277.20	
Imprevistos		Q	251.58	
Total		Q	1,928.78	\$ 257.17

No. 2 Movimiento de tierra a mano			Precio Unitario	Q 7.00
			Unidad	m ³
Material	Unidad	Cantidad	P. U.	Total
Madera de pino rustico	pie-tabla	25	Q 4.80	Q 120.00
Herramienta	global	1	Q 200.00	Q 200.00
Total de materiales				Q 320.00
Mano de obra	Unidad	Cantidad	P. U.	Total
Excavación	ml	215	Q 4.06	Q 872.90
Relleno y compactación	ml	215	Q 2.00	Q 430.00
Total de mano de obra				Q 872.90
Total de materiales		Q	320.00	
Total de mano de obra		Q	872.90	
Imprevistos		Q	178.94	
Total		Q	1,371.84	\$ 182.91

PROYECTO: Mejoramiento Escuela Tipo Federación				
Red de distribución y fontanería				
No. 3 Red de distribución	Unidad		U	
	Precio Unitario		Q 50,124.52	
Material	Unidad	Cantidad	P. U.	Total
Tubo P.V.C. 160 PSI de 1"	U	38	Q 36.93	Q 1,403.34
Tee P.V.C. de 1"	U	14	Q 2.75	Q 38.50
Tubo P.V.C. de 1/2"	U	12	Q 26.93	Q 323.16
Codo P.V.C. de 45° de 1"	U	6	Q 1.25	Q 7.50
Bushing reductor 1" a 1/2"	U	14	Q 8.00	Q 112.00
Sanitarios	U	28	Q 548.18	Q 15,349.04
Válvula de paso de 1"	U	9	Q 69.96	Q 629.64
Codo P.V.C. de 90° de 1"	U	16	Q 1.25	Q 20.00
Grifo de 1/2"	U	12	Q 20.00	Q 240.00
Tee P.V.C. de 1/2"	U	35	Q 2.06	Q 72.10
Codo P.V.C. de 90° de 1/2"	U	96	Q 1.25	Q 120.00
Cemento solvente	galón	1	Q 450.00	Q 450.00
Urinaros	U	9	Q 656.00	Q 5,904.00
Lavamanos	U	16	Q 467.51	Q 7,480.16
Coplas de 1"	U	24	Q 4.50	Q 108.00
Adaptadores macho 1/2"	U	45	Q 1.50	Q 67.50
Adaptadores hembra 1/2"		45	Q 1.50	Q 67.50
Pilas	U	5	Q 560.00	Q 2,800.00
Cinta para rosca (teflón)	U	4	Q 16.00	Q 64.00
Total de materiales				Q 35,256.44
Mano de obra	Unidad	Cantidad	P. U.	Total
Instalación de artefactos hidráulicos	U	58	Q 109.00	Q 6,322.00
Instalación de tubería	ml	215	Q 9.34	Q 2,008.10
Total de mano de obra				Q 8,330.10
Total de materiales			Q 35,256.44	
Total de mano de obra			Q 8,330.10	
Imprevistos			Q 6,537.98	
Total		Q	50,124.52	\$ 6,683.27

Resumen de red de distribución y fontanería

PROYECTO: Mejoramiento Escuela Tipo Federación

Red de distribución y fontanería

LIMPIA Y CHAPEO	Q	1,677.20	\$	223.63
MOVIMIENTO DE TIERRA	Q	1,192.90	\$	159.05
RED DE DISTRIBUCIÓN				
E INSTALACIONES HIDRÁULICAS	Q	43,586.54	\$	5,811.54
SUBTOTAL	Q	46,456.64	\$	6,194.22
IMPREVISTOS 15%	Q	430.52	\$	57.40
TOTAL RED DE DISTRIBUCIÓN	Q	46,887.16	\$	6,251.62

PROYECTO: Mejoramiento Escuela Tipo Federación

Red de distribución y fontanería

TOTAL DE MATERIALES	Q	35,976.44	\$	4,796.86
TOTAL DE MANO DE OBRA	Q	10,480.20	\$	1,397.36
SUBTOTAL	Q	46,456.64	\$	6,194.22
IMPREVISTOS 15%	Q	430.52	\$	57.40
TOTAL RED DE DISTRIBUCIÓN	Q	46,887.16	\$	6,251.62

5.5.3. Presupuesto de sistema de drenajes

PROYECTO: Mejoramiento Escuela Tipo Federación				
Sistema de drenajes				
No. 1 Limpia, chapeo			Unidad	m ²
			Precio Unitario	Q 20.00
Material	Unidad	Cantidad	P. U.	Total
Herramienta	global	1	Q 400.00	Q 400.00
Total de materiales				Q 400.00
Mano de obra	Unidad	Cantidad	P. U.	Total
Trazo y estaqueado	ml	215	Q 4.88	Q 1,049.20
Limpia y chapeo	m ²	100	Q 2.28	Q 228.00
Total de mano de obra				Q 1,277.20
Total de materiales		Q	400.00	
Total de mano de obra		Q	1,277.20	
Imprevistos		Q	251.58	
Total		Q	1,928.78	\$ 257.17

PROYECTO: Mejoramiento Escuela Tipo Federación				
Sistema de drenajes				
No. 2 Movimiento de tierra a mano			Precio Unitario	Q 69.00
			Unidad	m ³
Material	Unidad	Cantidad	P. U.	Total
Madera de pino rustico	pie-tabla	25	Q 4.80	Q 120.00
Herramienta	Global	1	Q 200.00	Q 200.00
Total de materiales				Q 320.00
Mano de obra	Unidad	Cantidad	P. U.	Total
Excavación	MI	223	Q 31.94	Q 7,122.62
Relleno y compactación	MI	223	Q 26.22	Q 5,847.06
Total de mano de obra				Q 12,969.68
Total de materiales		Q	320.00	
Total de mano de obra		Q	12,969.68	
Imprevistos		Q	1,993.45	
Total		Q	15,283.13	\$ 2,037.75

PROYECTO: Mejoramiento Escuela Tipo Federación				
Sistema de drenajes				
No. 3 Sistema de drenajes		Unidad	U	
		Precio Unitario	Q 29,842.26	
Material	Unidad	Cantidad	P. U.	Total
Tubo P.V.C. de 4"	U	36	Q 65.00	Q 2,340.00
Tee P.V.C. de 4"	U	19	Q 12.00	Q 228.00
Tubo P.V.C. de 3"	U	12	Q 48.00	Q 576.00
Codo P.V.C. de 45° de 4"	U	2	Q 16.00	Q 32.00
Bushing reductor 4" a 3"	U	4	Q 18.00	Q 72.00
Coplas de 4"	U	36	Q 9.00	Q 324.00
Codo P.V.C. de 90° de 3"	U	70	Q 7.50	Q 525.00
Codo P.V.C. de 90° de 4"	U	4	Q 12.00	Q 48.00
Yee P.V.C. de 3"	U	2	Q 9.00	Q 18.00
Tee P.V.C. de 3"	U	26	Q 9.25	Q 240.50
Coplas de 3"	U	12	Q 5.50	Q 66.00
Cemento solvente	galón	1	Q 450.00	Q 450.00
Cemento gris	saco	71	Q 54.55	Q 3,873.05
Arena	M ³	4	Q 99.00	Q 396.00
Piedrin de 3/8"	M ³	5.00	Q 181.97	Q 909.85
Hierro No. 3	qq	18.00	Q 504.35	Q 9,078.30
Alambre de amarre	Lb	20	Q 6.00	Q 120.00
Block de 10 cm	U	750.00	Q 3.79	Q 2,842.50
				Q -
Total de materiales				Q 22,139.20

Mano de obra	Unidad	Cantidad	P. U.	Total
Colocación de tubería de P.V.C. de 4"	MI	223	Q 9.34	Q 2,082.82
Hechura de caja atrapagrassa	U	1	Q 99.06	Q 99.06
Hechura de recolector	global	1	Q 125.00	Q 125.00
Hechura de cajas de registro	U	11	Q 99.06	Q 1,089.66
Hechura de cajas de recolectoras	U	5	Q 82.81	Q 414.05
				Q -
Total de mano de obra				Q 3,810.59
Total de materiales		Q	22,139.20	
Total de mano de obra		Q	3,810.59	
Imprevistos		Q	3,892.47	
Total		Q	29,842.26	\$ 3,978.97

Resumen de sistema de drenajes

PROYECTO: Mejoramiento Escuela Tipo Federación

Sistema de drenajes

LIMPIA Y CHAPEO	Q	1,677.20	\$	223.63
MOVIMIENTO DE TIERRA	Q	13,289.68	\$	1,771.96
SISTEMA DE DRENAJES	Q	25,949.79	\$	3,459.97
SUBTOTAL	Q	40,916.67	\$	5,455.56
IMPREVISTOS 15%	Q	2,245.03	\$	299.34
TOTAL SISTEMA DE DRENAJES	Q	43,161.70	\$	5,754.89

PROYECTO: Mejoramiento Escuela Tipo Federación

Sistema de drenajes

TOTAL DE MATERIALES	Q	22,859.20	\$	3,047.89
TOTAL DE MANO DE OBRA	Q	18,057.47	\$	2,407.66
SUBTOTAL	Q	40,916.67	\$	5,455.56
IMPREVISTOS 15%	Q	2,245.03	\$	299.34
TOTAL SISTEMA DE DRENAJES	Q	43,161.70	\$	5,754.89

5.5.4. Presupuesto de reparaciones

PROYECTO: Mejoramiento Escuela Tipo Federación				
Red de distribución y fontanería				
No. 1 Reparaciones y acabados			Unidad	U
			Precio Unitario	Q 71,222.60
Material	Unidad	Cantidad	P. U.	Total
Pintura de aceite	galón	12	Q 207.33	Q 2,487.96
Pintura de agua	galón	62	Q 134.02	Q 8,309.24
Cristales de 0.35x0.40 mt	U	125	Q 5.42	Q 677.50
Puertas de Metal de 2.20x1.00 mt	U	8	Q 750.00	Q 6,000.00
Cemento	saco	148.18	Q 54.55	Q 8,083.00
Arena	M³	8.29	Q 99.00	Q 820.79
Piedrin de 3/8	M³	12.52	Q 181.97	Q 2,279.07
Pintura para concreto	bolsa	10	Q 80.00	Q 800.00
Cal Hidratada	bolsa	83.00	Q 24.46	Q 2,030.18
arena blanca cernida	M³	8.00	Q 88.88	Q 711.04
				Q -
Total de materiales				Q 32,198.78
Mano de obra	Unidad	Cantidad	P. U.	Total
Repello de areas afectadas	M²	175	Q 8.50	Q 1,487.50
Pintura de aceite y agua general	M²	4201.17	Q 6.50	Q 27,307.61
Intalación de puertas	global	1	Q 267.63	Q 267.63
Reparaciones de areas demolidas	m³	16.8	Q 17.63	Q 296.18
Instalacion de cristales	U	125	Q 3.00	Q 375.00
Reparacion del sistema electrico	global	1	Q 2,000.00	Q 2,000.00
Total de mano de obra				Q 29,733.92
Total de materiales		Q	32,198.78	
Total de mano de obra		Q	29,733.92	
Imprevistos		Q	9,289.90	
Total		Q	71,222.60	\$ 9,496.35

Resumen de reparaciones

PROYECTO: Mejoramiento Escuela Tipo Federación

Reparaciones				
REPARACIONES Y ACABADOS	Q	61,932.69	\$	8,257.69
SUBTOTAL	Q	61,932.69	\$	8,257.69
IMPREVISTOS 15%	Q	9,289.90	\$	1,238.65
TOTAL TANQUE ELEVADO	Q	71,222.60	\$	9,496.35

PROYECTO: Mejoramiento Escuela Tipo Federación

Reparaciones				
TOTAL DE MATERIALES	Q	32,198.78	\$	4,293.17
TOTAL DE MANO DE OBRA	Q	29,733.92	\$	3,964.52
SUBTOTAL	Q	61,932.69	\$	8,257.69
IMPREVISTOS 15%	Q	9,289.90	\$	1,238.65
TOTAL TANQUE ELEVADO	Q	71,222.60	\$	9,496.35

5.5.5. Integración de costos

PROYECTO: Mejoramiento Escuela Tipo Federación

INTEGRACION DE COSTOS				
TANQUE ELEVADO DE DISTRIBUCIÓN	Q	62,793.38	\$	8,372.45
RED DE DISTRIBUCION Y FONTANERIA	Q	46,456.64	\$	6,194.22
SISTEMA DE DRENAJES	Q	40,916.67	\$	5,455.56
REPARACIONES	Q	61,932.69	\$	8,257.69
FLETES	Q	4,500.00	\$	600.00
SUBTOTAL	Q	216,599.39	\$	28,879.92
IMPREVISTOS 15%	Q	13,187.08	\$	1,758.28
TOTAL MEJORAMIENTO ESCUELA	Q	229,786.46	\$	30,638.20

PROYECTO: Mejoramiento Escuela Tipo Federación

Tanque elevado de distribución				
TOTAL DE MATERIALES	Q	145,945.85	\$	19,459.45
TOTAL DE MANO DE OBRA	Q	66,153.54	\$	8,820.47
FLETES	Q	4,500.00	\$	600.00
SUBTOTAL	Q	216,599.39	\$	28,879.92
IMPREVISTOS 15%	Q	13,187.08	\$	1,758.28
TOTAL MEJORAMIENTO ESCUELA	Q	229,786.46	\$	30,638.20

Nota: Dentro del presente presupuesto únicamente se detallan, costos directos de la obra.

CONCLUSIONES

1. La salud es lo más importante en todo momento. Tomando esto como base se diseñaron ambos proyectos, ya que el puente proporcionará a los de la comunidad Dulce Nombre la viabilidad adecuada para acceder a los centros de salud más cercanos, así también el agua potable y la conducción de las aguas servidas proporcionarán a los niños de la Escuela Tipo Federación una higiene adecuada y apropiada.
2. Ambos proyectos no están expuestos a ningún tipo de riesgo amenazador, pero fue necesario diseñarlos, para que resistan, toleren y sobrelleven las condiciones a las que puedan ser sometidos por las cargas de viento, sismo, vivas y muertas.
3. Debido a la topografía quebrada en el lugar donde se realizará el puente se hizo necesaria la implementación de un sistema anclaje-torre ya que si se diseñaba por separado el movimiento de suelo sería prácticamente imposible de realizar.
4. Los anclajes y las torres se diseñaron con concreto ciclópeo, ya que estructuralmente es la única alternativa para contrarrestar todas las cargas a las que sería sometido dicho puente.
5. La ejecución de ambos proyectos vendrían a satisfacer algunas de las necesidades de las comunidades del municipio como evitarles emprender un largo viaje para llegar a los centros de salud, esto sería con la

construcción del puente y en el caso de la escuela obtener una educación mas digna y en condiciones seguras y saludables.

6. El servicio de agua potable en la escuela es muy escaso, abasteciendo a la escuela del vital líquido aproximadamente 6 horas y solo por la mañana, por lo que con este sistema se contribuirá a mantener habilitado dicho servicio las 24 horas
7. Pensando en el costo del tanque de distribución y en las condiciones de salud, se propone tipo rotoplast evitando así contaminación del agua por oxidación del metal si se realizara con estructura metálica.
8. El proyecto del mejoramiento de la escuela es de costo elevado, por lo que puede realizarse de forma fraccionada, es decir que podríamos pensar en la ejecución de lo más urgente que es el agua potable.
9. El área en la que se construirá el puente siempre fué transitada por las personas de la comunidad, por lo que dicho puente únicamente mejorará las condiciones de seguridad de las personas, por lo tanto la contaminación y el impacto ambiental no variará.
10. El costo unitario del puente en de Q.5,367.21 por metro lineal, tomando una comparativa de otros puentes de la región central se encuentra dentro de lo que llamaríamos costo viable.
11. Con la construcción de ambos proyectos se contribuirá al desarrollo humano y bienestar social y económico de la población.

RECOMENDACIONES

1. En ambos proyectos se debe capacitar de forma paralela a la ejecución, a las personas que laboren directamente en ellos, se deberá contar con la supervisión constante de un ingeniero que conozca a fondo la forma en que se ejecutarán las obras, así como brindarles información detallada a todos los vecinos de las comunidades sobre la descripción de cada proyecto para que al momento que ellos notasen alguna anomalía, la puedan la puedan informar y poder así evitar problemas posteriores.
2. Será necesario un replanteo en los costos de cada proyecto, si las tasas de inflación del país varían.
3. Impulsar programas de educación para los estudiantes de la Escuela Tipo Federación, con el fin de que la población a beneficiar tome conciencia del cuidado y uso adecuado del agua; así como de todo el proyecto.
4. Tanto al puente como al tanque elevado aplicarles aislantes contra la contra la corrosión a las partes de metal como también contra la pudrición a las partes de madera, refiriéndose con esto al sistema de piso del puente así como también realizar pruebas en ambos proyectos por lo menos una vez al año para asegurar que la vida útil de los proyectos cumplan satisfactoriamente.
5. Es necesaria la reforestación del área donde se construirá el puente ya que carece de vegetación y esto nos ayuda a solidificar el suelo en donde se construirá la cimentación de este.

6. Como medida de mantenimiento se hacen necesarias inspecciones especiales que consisten en evaluar todas las estructuras, tan pronto como sea posible, después de estar sometidas a la acción de grandes crecidas, incendios, sismos o cualquier otro hecho que tienda a poner en peligro el buen comportamiento de las mismas.

7. Se hace necesaria la limpieza del tanque de distribución de la escuela periódicamente y por lo menos dos veces por año, para evitar sedimentación en la tubería.

BIBLIOGRAFÍA

1. American Institute of Steel Construction
Manual para Arquitectos, Ingenieros y Constructores de edificios y otras estructuras de acero (A.I.S.C.).
2. Cabrera Cortés, José Ricardo. Investigación respecto de puentes colgantes recomendables en el área rural.
Trabajo de graduación, Facultad de Ingeniería
Guatemala, 1994
3. Comisión de Diseño Estructural en Hormigón Armado y Albañilerías.
Código de diseño de hormigón armado, basado en el American Concrete Institute. (ACI-318-95)
pertenciente a la Corporación de Desarrollo Tecnológico de la Cámara Chilena de la Construcción. 1995
4. Unidad de investigación y planificación educativa (USIPE). Criterios y normativos para el diseño de edificios escolares.
División de infraestructura física
Ministerio de Educación.
5. De León García, Laura Marina. Propuesta del diseño, ejecución y mantenimiento del puente peatonal colgante , sobre el río Pampoch, uniendo la aldea Pasau con el municipio de Cubulco, departamento de Baja Verapaz.
Trabajo de graduación, Facultad de Ingeniería
Guatemala, 1996
6. Dirección General de Caminos. Especificaciones generales para la construcción de carreteras y puentes.
Guatemala, noviembre 2002
7. García, Nery William. Método práctico de presupuestos en construcción.
Guatemala, 2000
8. Instituto de Fomento Municipal. Guía para el diseño de abastecimiento de agua potable a zonas rurales.
Guatemala 1997

9. Pérez Soto, Herwin José. Diseño de la línea de conducción del sistema de abastecimiento de agua potable del caserío García y diseño del puente vehicular en la aldea La Puerta del municipio de Gualán, departamento de Zacapa.
Trabajo de graduación, Facultad de Ingeniería
Guatemala, 2005

10. Tejeda Reyes, Christian Emilio. Diseño del sistema de agua potable para la aldea El Paraíso y escuela para párvulos de la aldea Ciudad Pedro de Alvarado, del municipio de Moyuta, departamento de Jutiapa.
Trabajo de graduación, Facultad de Ingeniería
Guatemala, 2005

APÉNDICE 1
CÁLCULOS HIDRAULICOS

TABLA DE CALCULO DE PRESIONES

Tramos		Constante	Longitud	Caudal (Qi)	Diametro Necesario	Caudal por ramal	Diametro Real	Perdida (Hf)	Coef. Rug. ©	Cota Inicial	Cota Final	Hf de Terreno	No. De Vivienda	Vivienda Faltante	Caudal de tramo	Piezom	VELOCIDAD
A	B	1743.8110	7.8695		1.0808	0.0000	1.0000	0.2628	150.00	100.33	100.1500	0.1800	0.0000	66.00	0.4226	105.0672	0.83
B	C	1743.8110	16.9098	0.5600	1.0365	0.0960	1.0000	0.4167	150.00	100.15	99.8000	0.3500	15.0000	56.00	0.3586	104.6505	0.71
C	D	1743.8110	35.3900	0.5800	0.7279	0.1020	1.0000	0.4899	150.00	99.80	97.5000	2.3000	16.0000	41.00	0.2625	104.1606	0.52
D	E	1743.8110	28.9200	0.5200	1.0613	0.0830	1.0000	0.1603	150.00	97.50	97.3800	0.1200	13.0000	25.00	0.1601	104.0003	0.32
E	F	1743.8110	27.6500	0.5000	0.6464	0.0760	1.0000	0.0394	150.00	97.38	97.0500	0.3300	12.0000	12.00	0.0768	103.9609	0.15
B	G	1743.8110	20.9300	0.2600	0.4636	0.0250	1.0000	0.0213	150.00	100.15	99.2500	0.9000	4.0000	10.00	0.0640	105.0459	0.13
G	H	1743.8110	69.1400	0.3400	0.4186	0.0380	1.0000	0.0273	150.00	99.25	97.3500	1.9000	6.0000	6.00	0.0384	105.0185	0.08
								1.4177				6.0800					

TABLA DE DATOS PARA EL DISEÑO DE ALCANTARILLADO COMBINADO

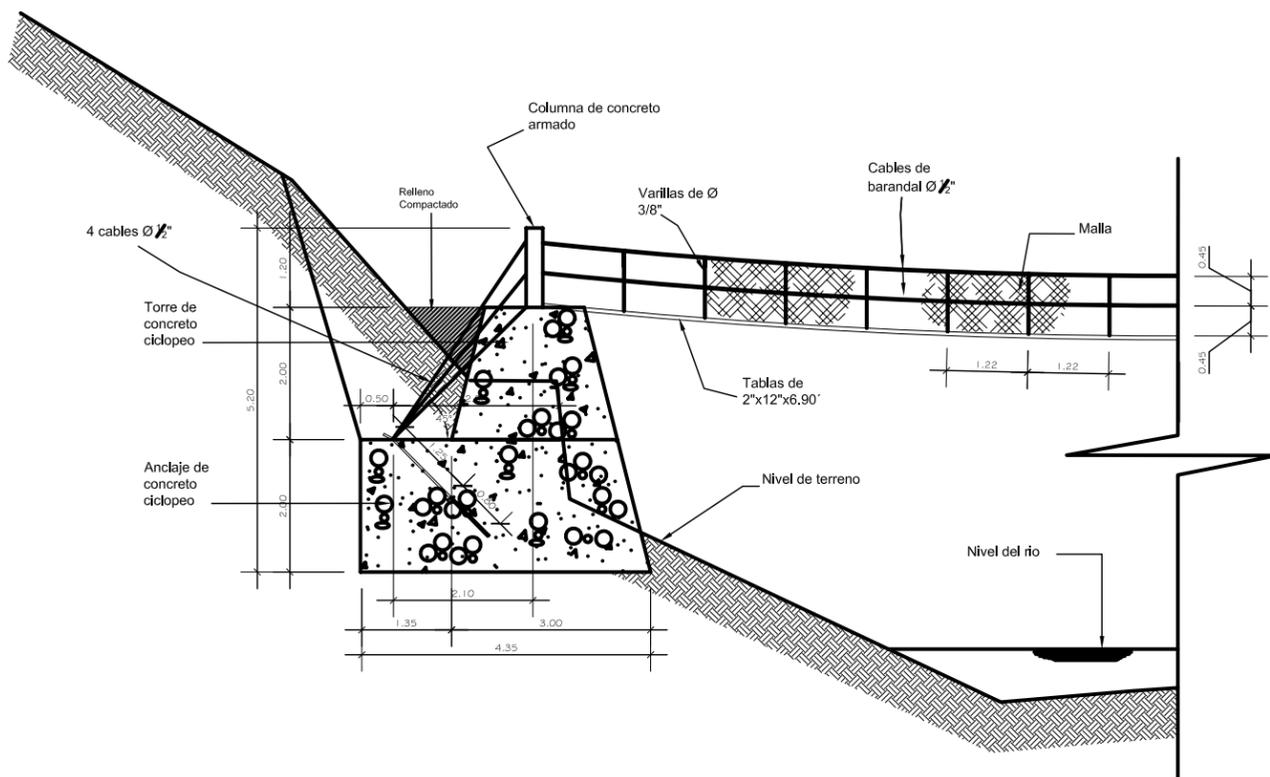
DE	A	COTAS DE TERRENO		DH	S% TERRENO	ALCANTARILLADO SANITARIO				Fqm	q. DE DISEÑO			
		INICIO	FINAL			ELEMENTOS HIDRAULICOS		FACTOR HARMOND			ACTUAL	FUTURO	ACTUAL	FUTURO
						LOCAL	ACUM	ACTUAL	FUTURO					
1.00	2.00	100.00	97.55	29.39	8.3362	18.00	18.00	4.39	4.39	0.0030	0.2369	0.2369		
2.00	3.00	97.55	97.50	14.40	0.3472	-	18.00	4.39	4.39	0.0030	0.2369	0.2369		
3.00	4.00	97.50	97.38	29.75	0.4034	13.00	31.00	4.35	4.35	0.0030	0.4048	0.4048		
4.00	6.00	97.38	97.38	16.77	0.0000	13.00	44.00	4.33	4.33	0.0030	0.5710	0.5710		
5.00	6.00	99.25	97.38	80.38	2.3264	13.00	13.00	4.40	4.40	0.0030	0.1717	0.1717		
6.00	7.00	97.38	97.25	17.21	0.7554	1.00	58.00	4.30	4.30	0.0030	0.7484	0.7484		

ALCANTARILLADO PLUVIAL										q/Q				
AREA		T. (MIN)	C	I.(mm/h)	q.DISEÑO	q. COMB.	Φ"	S% TUBO	SECCION LLENA		SANITARIO		COMBIN.	
LOCAL	ACUM								V	Q	ACTUAL	FUTURO		
-	-	12.00	0.90	127.8889	0.0000	0.2369	4.00	3.50	1.62	13.11	0.01807	0.01807	0.01807	1,2
0.10	0.10	12.00	0.90	127.8889	0.0319	0.2688	4.00	3.50	1.62	13.11	0.01807	0.01807	0.02050	2,3
0.09	0.19	12.00	0.90	127.8889	0.0601	0.4649	4.00	2.00	1.22	9.91	0.04085	0.04085	0.04691	3,4
0.05	0.24	12.00	0.90	127.8889	0.0753	0.6463	4.00	2.00	1.22	9.91	0.05762	0.05762	0.06521	4,6
0.15	0.15	12.00	0.90	127.8889	0.0487	0.2204	4.00	4.00	1.73	14.01	0.01226	0.01226	0.01573	5,6
0.03	0.42	12.00	0.90	127.8889	0.1350	0.8834	4.00	2.00	1.22	9.91	0.07552	0.07552	0.08914	6,7

v DE DISEÑO			d/D			COTAS INVERT		ALTURA DE POZOS	
SANITARIO		COMBIN.	SANITARIO		COMBIN.	SALIDA	ENTRADA	INICIAL	FINAL
ACTUAL	FUTURO		ACTUAL	FUTURO					
0.63	0.63	0.63	0.10	0.10	0.10	98.58	96.55	1.42	1.00
0.63	0.63	0.65	0.10	0.10	0.10	96.52	96.02	1.03	1.48
0.60	0.60	0.62	0.14	0.14	0.15	95.99	95.39	1.51	1.99
0.67	0.67	0.69	0.17	0.17	0.18	95.36	95.03	2.02	2.35
0.60	0.60	0.64	0.08	0.08	0.09	98.25	95.03	1.00	2.35
0.73	0.73	0.75	0.19	0.19	0.20	95.00	94.66	2.38	2.59

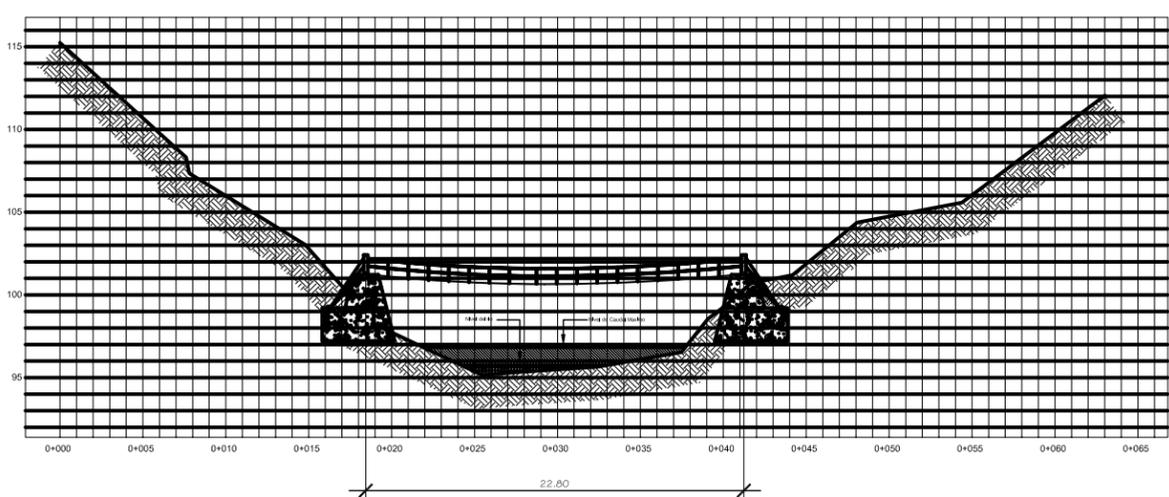
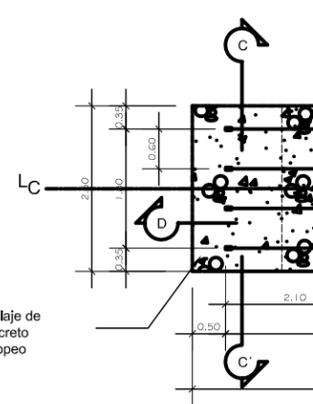
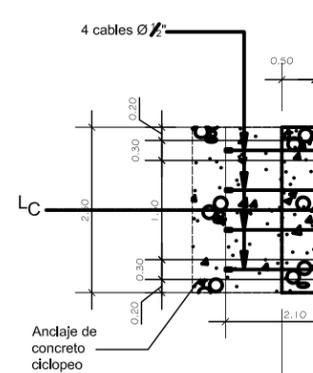
v/V		
SANITARIO		COMBIN
ACTUAL	FUTURO	
0.38800	0.38800	0.38800
0.38800	0.38800	0.40100
0.49500	0.49500	0.51100
0.54800	0.54800	0.56800
0.34800	0.34800	0.36800
0.59600	0.59600	0.61500

APÉNDICE 2
PLANOS PUENTE PEATONAL COLGANTE



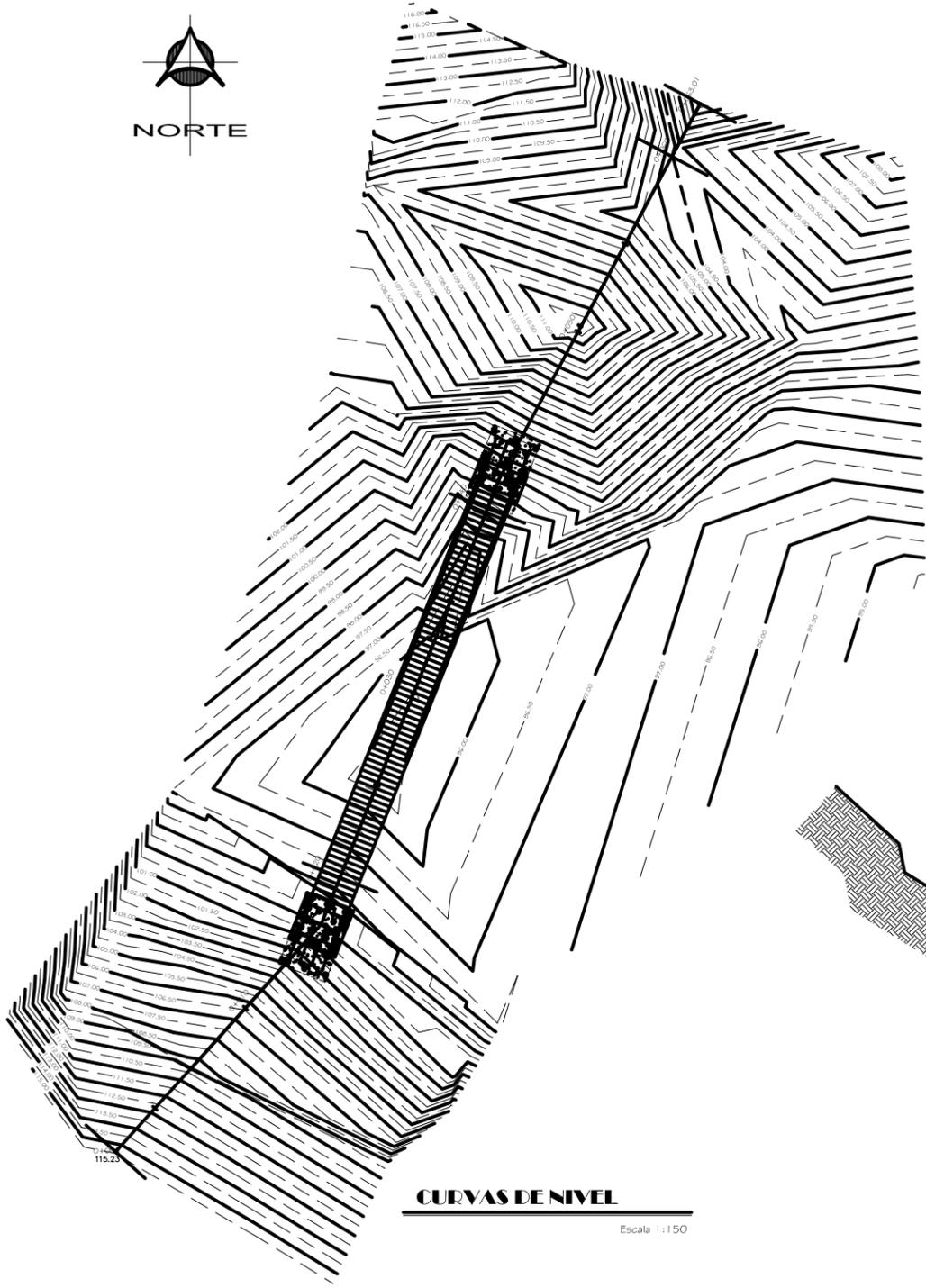
PERFIL DE ANCLAJE Y TORRE

Escala 1:50



PERFIL TERRENO PUENTE LA DANTA

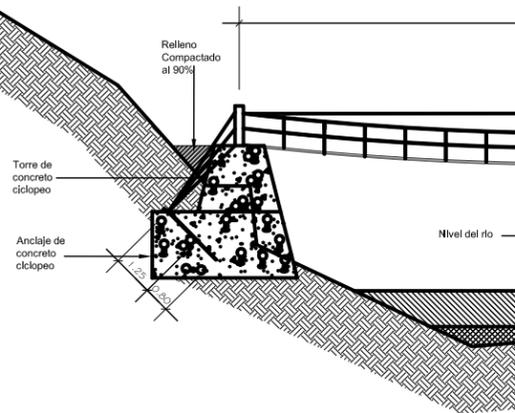
ESCALA 1:200



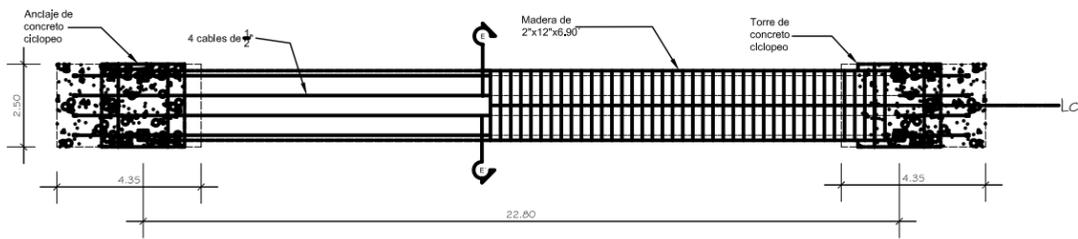
CURVAS DE NIVEL

Escala 1:150

SIMBOLOGIA	
	Curva indice
	Curva suplementaria
	Curva suplementaria 0.50
0+000.00	Caminamiento
94.72	Nivel de terreno

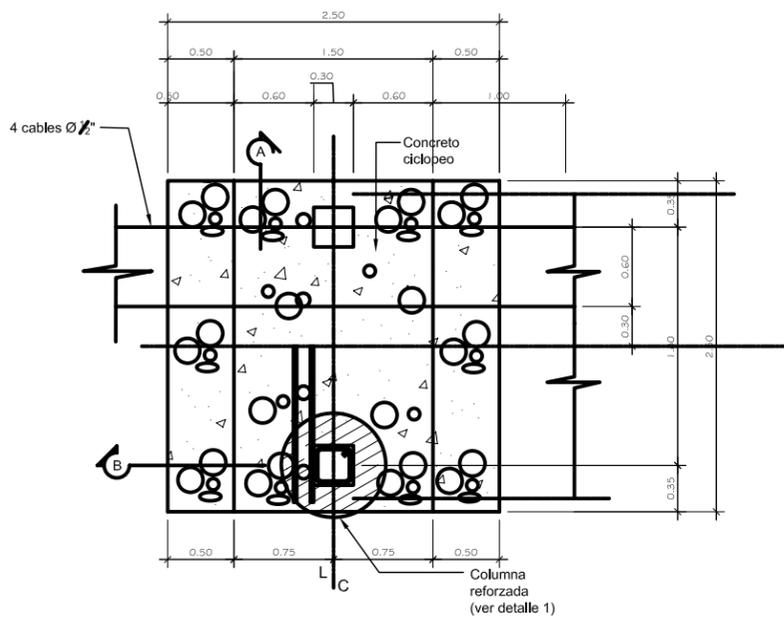


PERFIL



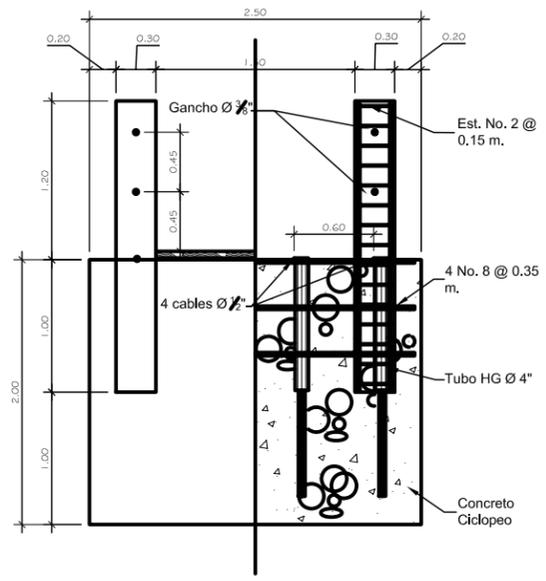
PLANTA DE PUENTE

Escala 1:100



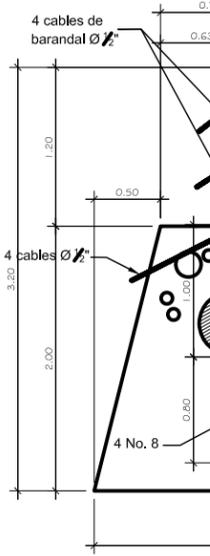
PLANTA DE TORRE

Escala 1:25

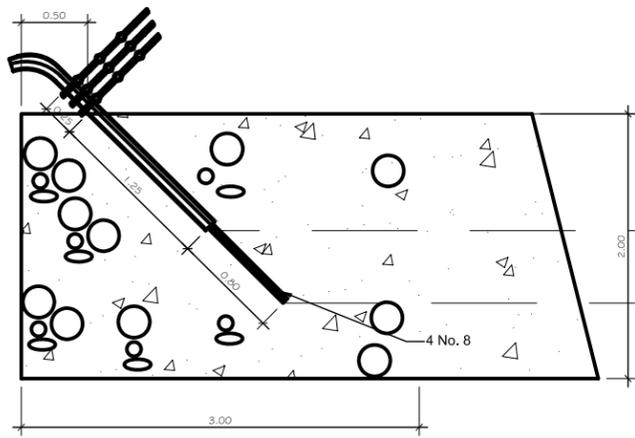


SECCION A - A DE LA TORRE

Escala 1:25

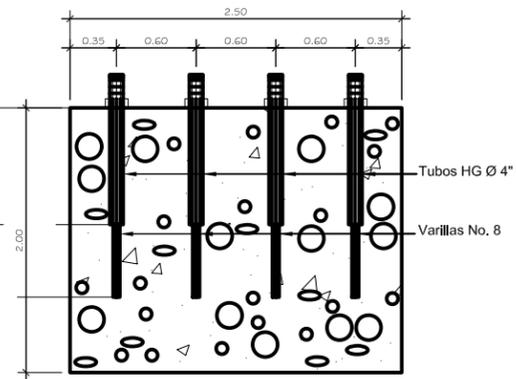


SECCION B - B DE LA TORRE



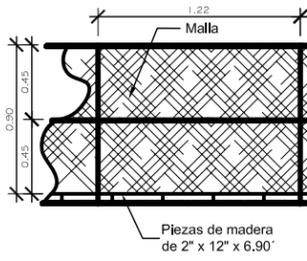
SECCION D - D DE ANCLAJE

Escala 1:25

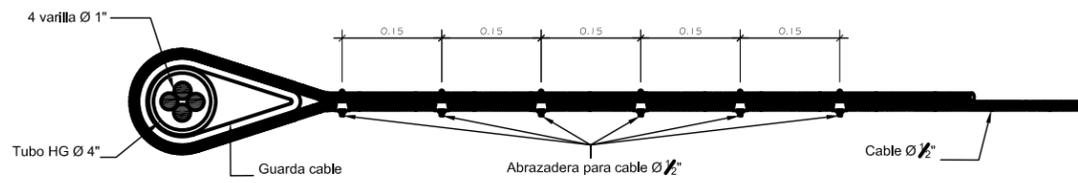


SECCION C - C DE ANCLAJE

Escala 1:50



DETALLE DE BARANDA

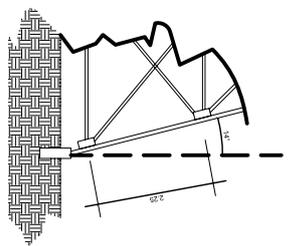
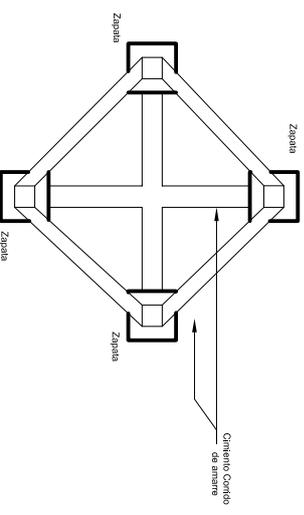
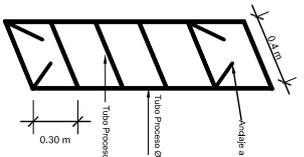
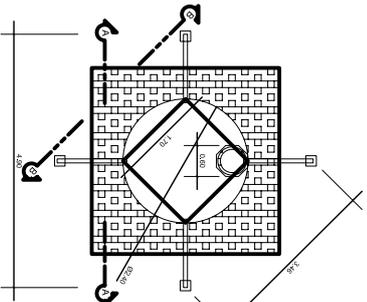


DETALLE 3

Escala 1:10

DESCRIPCION	DETALLE
Estrbos para columnas de las torres	I
Barra para los anclajes de cables principales. 4 Barras No. 8 por anclaje	II
Tubo de HG para paso de los cables atraves de las columnas	III
Barras para los barandales. Barras No. 3 @ 1.22 metros lados	IV

APÉNDICE 3
PLANOS ESCUELA TIPO FEDERACIÓN

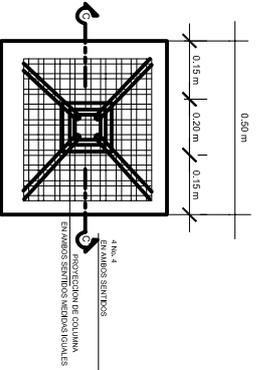
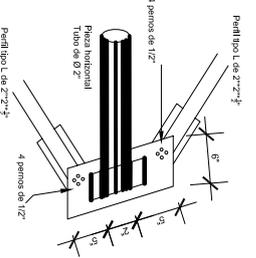
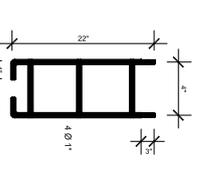
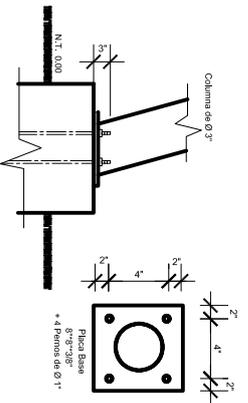


PLANTA DEL TANQUE
ESCALA 1:50

DETALLE ESCALERA HORIZONTAL
SIN ESCALA

CRISTALIZACIÓN DEL TANQUE
SIN ESCALA

DETALLE COLUMNAS
ESCALA 1:50

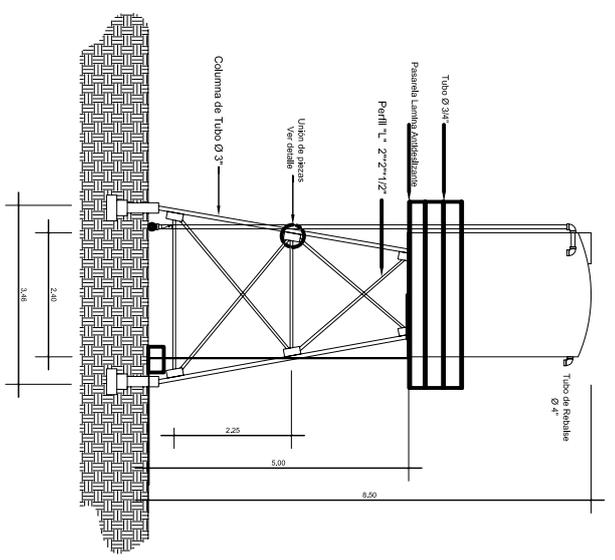
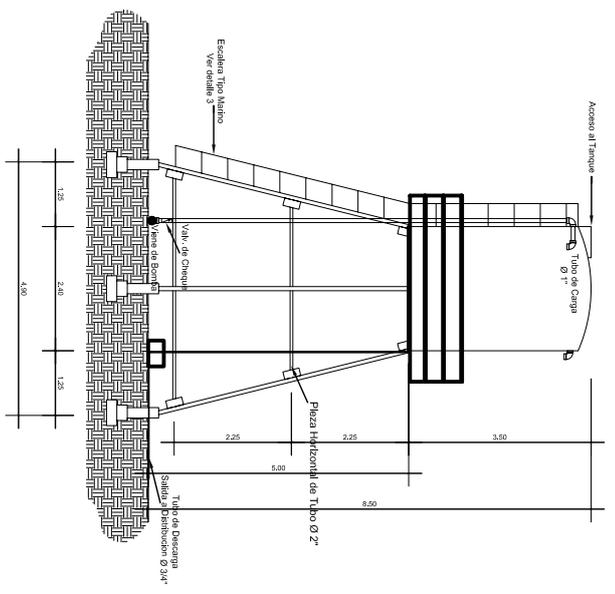


DETALLE DE ANCLAJE DE COLUMNA
SIN ESCALA

DETALLE DE COLUMNA
SIN ESCALA

DETALLE DE REINFORZOS
SIN ESCALA

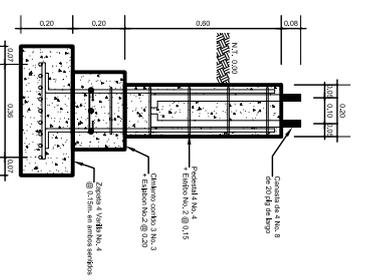
PLANTA DE ZAPATA
SIN ESCALA



ESPECIFICACIONES

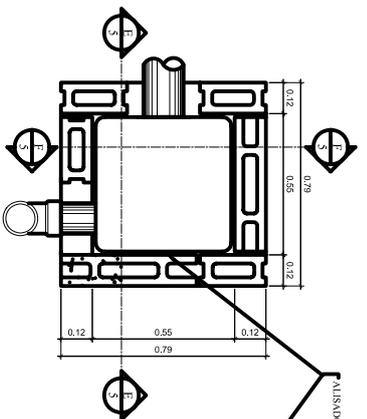
- EL TANQUE DE DISTRIBUCIÓN SERÁ DE TIPO ROTOPLAST DE 15.000 LITROS
- EL PERIF. UTILIZADO PARA LOS TENSORES SERÁ PERIF. TPO L. DE 2" X 2" X 3" DE
- NOMIA ASTM A36
- EL PERIF. DEBEN SER TUBO DE ACERO DE 2" DE DIAMETRO CERRADO Y 3" DE
- LAS COLUMNAS DE LA ESTRUCTURA SERÁN DE TUBO CIRCULAR DE 3" DE DIAMETRO
- CERRADO
- LA PASARELA SERÁ DE LAMINA ANTIDESLIZANTE DE 3" X 3"
- LA SOLDADURA DEBERÁ TENER UNA RESISTENCIA DE 2000 PSI
- TODA LA ESTRUCTURA METÁLICA DEBERÁ APLICARSELE INTINTURA ANTICORROIVA
- EL CONCRETO DEBERÁ TENER UNA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE 3000 PSI
- LA BOMBA SERÁ DE 1/2 HP
- EL MOTOR DEBERÁ TENER UNA VALVULA DE CHEQUEO CON EL FIN DE REDUCIR EL GOLPE
- DE ARRETE
- SE INSTALARÁ UN INTERRUPTOR DE CORRIENTE ELECTRICA A LA BOMBA
- LA DESGARGA DE LA BOMBA SERÁ DE TUBERIA DE PVC DE 1" CON VALVULA DE PASO
- AUTOMATICA
- EL MOTOR DEBERÁ TENER UNA VALVULA DE PASO AUTOMATICA
- NUESTRO SISTEMA IMPLEMENTADO TENDRA CONCRETO TAMBIEN EN LOS TANQUES
- CON SUS RESPECTIVAS LLAVES DE PASO CON EL OBJETO DE CERRAR EL FLUJO EN
- CUALQUIER MOMENTO
- EL MATERIAL DE LOS TENSORES DEBERÁ SER COMO TAMBIEN DEL MANEJO DE
- DISTRIBUCION

SECCION C-C PERIF. ASTAL
ESCALA 1:10

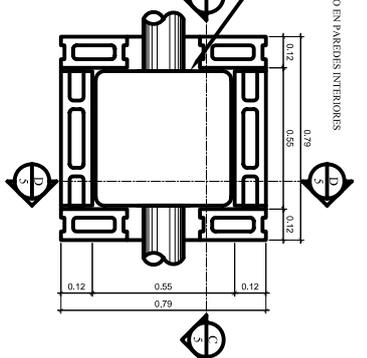


UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
E.D.S.

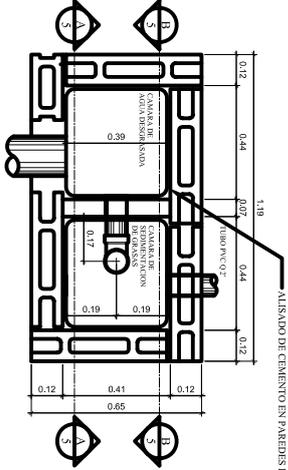
CIERNA MUNICIPAL DE SAN JUAN DE LA PALMERA	PROYECTO MECANISMO DE ESCALERA	PROYECTO MECANISMO DE ESCALERA	PROYECTO MECANISMO DE ESCALERA
NUMERO DE PLAN	NUMERO DE PLAN	NUMERO DE PLAN	NUMERO DE PLAN
FECHA	FECHA	FECHA	FECHA
PROYECTISTA	PROYECTISTA	PROYECTISTA	PROYECTISTA
REVISOR	REVISOR	REVISOR	REVISOR
APROBADO	APROBADO	APROBADO	APROBADO
FECHA	FECHA	FECHA	FECHA
PROYECTISTA	PROYECTISTA	PROYECTISTA	PROYECTISTA
REVISOR	REVISOR	REVISOR	REVISOR
APROBADO	APROBADO	APROBADO	APROBADO
FECHA	FECHA	FECHA	FECHA



PLANTA CAJA DE DESHUEO PRINCIPAL

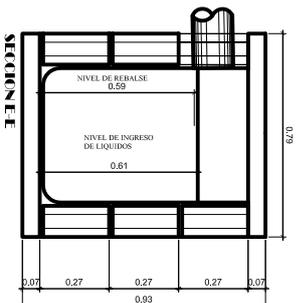
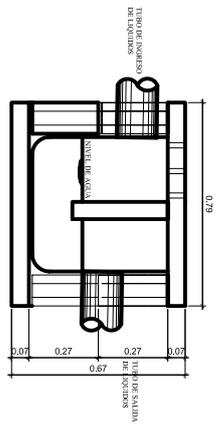


PLANTA CAJA DE DESHUEO SECUNDARIA

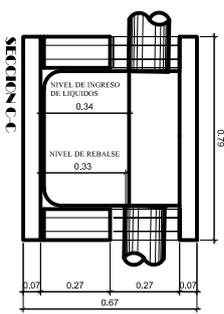


PLANTA CAJA ATRABAGAYASA

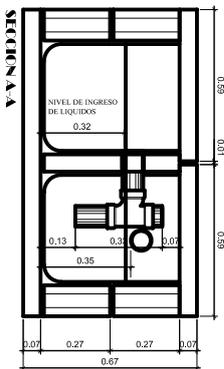
CAJASITÓN



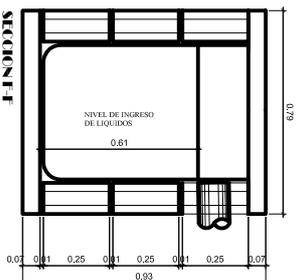
SECCION EE



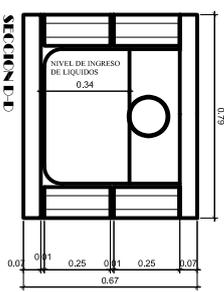
SECCION CC



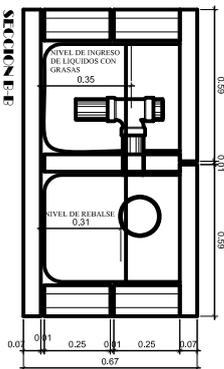
SECCION AA



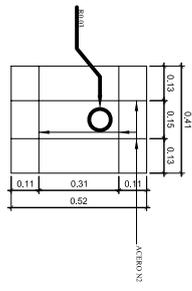
SECCION FF



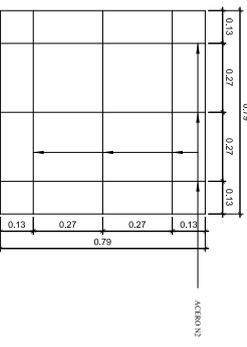
SECCION DD



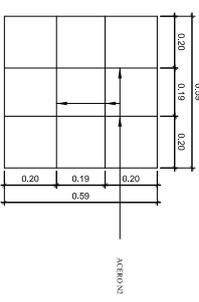
SECCION EE



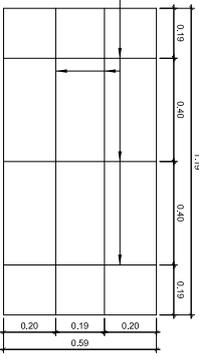
DETALLE DE COXINA DE CONCRETO
PARA CAJA ATRABAGAYASA



PLANTA DE LA BASE DE CONCRETO
PARA CAJAS DE DESHUEO



PLANTA DE LA BASE DE CONCRETO
PARA CAJA ATRABAGAYASA



PLANTA DE LA BASE DE CONCRETO
PARA CAJA ATRABAGAYASA

UNIVERSIDAD CALISTO FERRER
FACULTAD DE INGENIERIA
E.I.S.

OFICINA ADMINISTRATIVA DE INVESTIGACION	DEPARTAMENTO DE INGENIERIA
MUNICIPALIDAD DE PALCACHA	INSTITUTO VICE-RECTORAL DE INVESTIGACION
PROYECTO: MEJORAMIENTO DE ESCUELA	PROYECTO: MEJORAMIENTO DE ESCUELA
PLANTA DE LA BASE DE CONCRETO	PLANTA DE LA BASE DE CONCRETO
FECHA: 15/11/2023	FECHA: 15/11/2023
PROFESOR: DR. ALBERTO ANTONIO	PROFESOR: DR. ALBERTO ANTONIO