



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

**DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE PUENTE VEHICULAR, ALDEA
EL BIJAGUAL Y EDIFICIO PARA ESCUELA SECUNDARIA, CASERÍO
SUNZAPOTE, MORAZÁN, EL PROGRESO**

Dony Alexander Gómez Fuentes

Asesorado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta

Guatemala, octubre de 2007

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE PUENTE VEHICULAR, ALDEA
EL BIJAGUAL Y EDIFICIO PARA ESCUELA SECUNDARIA, CASERÍO
SUNZAPOTE, MORAZÁN, EL PROGRESO.**

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

POR:

DONY ALEXANDER GÓMEZ FUENTES

ASESORADO POR ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHAETA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, OCTUBRE DE 2007

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE LA JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
VOCAL I	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Inga. Alba Maritza Guerrero de López
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Ing. Kenneth Issur Estrada Ruiz
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Alejandro Castañón López
EXAMINADOR	Inga. Christa Classon de Pinto
EXAMINADOR	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE PUENTE VEHICULAR, ALDEA
EL BIJAGUAL Y EDIFICIO PARA ESCUELA SECUNDARIA, CASERÍO
SUNZAPOTE, MORAZÁN EL PROGRESO,**

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, el 6 de junio de 2007.

Dony Alexander Gómez Fuentes



Ref.EPS.SUMAAO.0033.2007

Guatemala,
8 de octubre de 2007

Ingeniera
Norma I. Sarmiento de Serrano
Directora de la
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala.

Respetable Ingeniera de Serrano.

Por medio de la presente, envié a usted el informe final correspondiente a la Práctica de Ejercicio Profesional Supervisado titulado: DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE PUENTE VEHICULAR, ALDEA EL BIJAGUAL Y EDIFICIO PARA ESCUELA SECUNDARIA, CASERÍO SUNZAPOTE, MORAZÁN, EL PROGRESO .

Este trabajo lo desarrolló el estudiante universitario DONY ALEXANDER GÓMEZ FUENTES quien fue asesorado y supervisado por el suscrito.

Por lo que, habiendo cumplido con los objetivos y los requisitos de ley, solicito darle el trámite correspondiente.

Sin otro particular, me es grato suscribirme de usted.

Atentamente.

"ID Y ENSEÑAD A TODOS"


Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
Ingeniero Civil
Supervisor de Ingeniería Civil





Guatemala,
15 de octubre de 2007

Ingeniero
Fernando Amilcar Boiton Velásquez
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Boiton.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE PUENTE VEHICULAR, ALDEA EL BIJAGUAL Y EDIFICIO PARA ESCUELA SECUNDARIA, CASERÍO SUNZAPOTE, MORAZÁN, EL PROGRESO**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Dony Alexander Gómez Fuentes, 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

A handwritten signature in dark ink, appearing to read 'Ronald Galindo', written over a horizontal line.

Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.



Guatemala, 9 de octubre de 2007
Ref. EPS. C. 631.10.07

Ing. Fernando Amilcar Boiton Velásquez
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Boiton Velásquez.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE PUENTE VEHICULAR, ALDEA EL BIJAGUAL Y EDIFICIO PARA ESCUELA SECUNDARIA, CASERÍO SUNZAPOTE, MORAZÁN, EL PROGRESO"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **DONY ALEXANDER GÓMEZ FUENTES**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"


Inga. Norma Ileana Sarmiento Zecena
Directora Unidad de EPS



NISZ/jm



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 Dony Alexander Gómez Fuentes, titulado DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE PUENTE VEHICULAR, ALDEA EL BIJAGUAL Y EDIFICIO PARA ESCUELA SECUNDARIA, CASERÍO SUNZAPOTE, MORAZÁN, EL PROGRESO, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Fernando Amilcar Boiton Velásquez



Guatemala, octubre 2007.

/bbdeb.

AGRADECIMIENTOS A:

Dios

Por ser la fuente de sabiduría, la luz en mi camino; por estar conmigo en todo momento, protegerme todos estos años y por haberme permitido lograr este triunfo, mil gracias te doy de corazón.

Mis padres

Israel Manuel Gómez Monterroso
Octavia Marina Fuentes de Gómez
Quienes con todo su amor, paciencia, apoyo y todos sus consejos han logrado hacer de mí la persona que ahora soy, son el regalo más importante que Dios me ha dado.

Mis hermanas

Vicky Janneth Gómez Fuentes
Heydi Liseth Gómez Fuentes
Por ser mis mejores amigas, por todo el apoyo incondicional brindado y por el cariño que me han demostrado, Dios las bendiga.

Mis amigos

Por los momentos compartidos en esta casa de estudios y el apoyo brindado en distintas actividades.

Ing. Manuel Arrivillaga

Por la paciencia y apoyo como asesor del Ejercicio Profesional Supervisado.

La Universidad de San Carlos de Guatemala

Por ser la casa de estudio que abrió sus puertas del saber, para lograr este triunfo.

La Municipalidad de Morazán del departamento de El Progreso

Por permitirme realizar mi Ejercicio Profesional Supervisado.

Mis Amigos de Morazán

Por los momentos compartidos durante mi estancia, siendo ésta una experiencia gratificante para mi vida.

La iglesia Eben-Ezer

Por darme la oportunidad de ser parte de su ministerio.

ACTO QUE DEDICO A:

Dios	Fuente de toda sabiduría
Mis padres	Israel Manuel Gómez Monterroso Octavia Marina Fuentes de Gómez
Mis hermanas	Vicky Janneth Gómez Fuentes Heydi Liseth Gómez Fuentes
Mis abuelitos	Santiago Gómez (†) Cristina Monterroso Hermelindo Fuentes Valeria Gómez
Mi bisabuelo	Daniel Gómez
Mis tios	Miguel, Carlos, Pedro, Marcos, Francisca, Lusiana, Elena e Ismael Gómez; Ruperto, Edwin, Araceli y Edgar Fuentes
Mis primos	En general
Mis amigos	En general
Mi patria	Guatemala

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS.....	IX
GLOSARIO.....	XV
RESUMEN.....	XXI
OBJETIVOS	XXIII
INTRODUCCIÓN.....	XXV

1. MONOGRAFÍA DE MORAZÁN, EL PROGRESO

1.1. Investigación preliminar.....	1
1.2. Generalidades	1
1.2.1. Localización y extensión territorial.....	1
1.2.2. Población.....	2
1.2.3. Ubicación geográfica y colindancia.....	3
1.2.4. Clima y zonas de vida.....	3
1.3. Topografía y suelo	4
1.4. Organización comunitaria.	4
1.5. Condiciones sanitarias.....	4
1.6. Aspectos económicos.....	6
1.6.1. Producción.....	6
1.6.2. Técnicas de producción.....	7

1.7. Aspectos de infraestructura.....	8
1.7.1. Infraestructura básica.....	8
1.7.1.1. Acceso y vías de comunicación.....	9
1.7.1.2. Servicios públicos.....	10
1.7.1.3. Vivienda.....	10
1.7.2. Infraestructura social.....	11
1.7.2.1. Salud.....	11
1.7.2.2. Educación.....	11

2. DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE PUENTE VEHICULAR, ALDEA EL BIJAGUAL

2.1. Descripción del proyecto	13
2.2. Levantamiento topográfico.....	13
2.3. Estudio hidrológico	14
2.3.1 Crecientes	14
2.3.1.1. Cálculo de caudales máximos para el diseño del puente.....	15
2.3.1.1.1. Método racional.....	15
2.3.1.1.2. Método sección pendiente.....	17
2.3.1.1.3. Cálculo del caudal máximo.....	19
2.4. Estudio de suelos	19
2.5. Especificaciones para el diseño	20
2.6. Descripción de solución propuesta.....	20
2.7. Diseño del puente vehicular para la aldea El Bijagual	21
2.7.1. Datos para el diseño	21

2.7.2. Diseño de la superestructura	21
2.7.2.1. Diseño de la losa	22
2.7.2.1.1. Espesor de la losa	22
2.7.2.1.2. Cálculo de momentos.....	23
2.7.2.1.3. Cálculo de peralte.....	26
2.7.2.1.4. Cálculo de refuerzo.....	26
2.7.2.1.5. Diseño de banquetas.....	29
2.7.2.2. Diseño de diafragmas..	29
2.7.2.3. Diseño de vigas	31
2.7.2.3.1. Cálculo del momento por sobrecarga.....	32
2.7.2.3.2. Cálculo del momento por carga muerta.....	36
2.7.2.3.3. Cálculo del momento debido al impacto.....	37
2.7.2.3.4. Cálculo del momento total.....	37
2.7.2.3.5. Cálculo del refuerzo.....	38
2.7.2.3.6. Diseño a corte.....	40
2.7.3. Diseño de la subestructura.....	44
2.7.3.1. Diseño de cortina.....	45
2.7.3.1.1. Empuje de la tierra (E).....	46
2.7.3.1.2. Fuerza longitudinal (FL).....	46
2.7.3.1.3. Fuerza del sismo (EQ).....	47
2.7.3.1.4. Grupos de cargas	47
2.7.3.1.5. Calculando el refuerzo	48
2.7.3.1.6. Refuerzo por corte.....	49
2.7.3.2. Diseño de la viga de apoyo	50
2.7.3.2.1. Diseño de apoyos de neopreno.....	52
2.7.3.3. Diseño del estribo.....	55
2.7.3.3.1. Cálculo del momento del volteo.....	56
2.7.3.3.2. Cálculo del momento estabilizante.....	57
2.7.3.3.3. Revisión del muro sin superestructura.....	58

2.7.3.3.4. Revisión del muro con superestructura y carga viva.....	60
2.8. Presupuesto.....	62
2.9. Cronograma de ejecución.....	64
2.10. Evaluación de impacto ambiental.....	65
2.10.1. Definición.....	65
2.10.2. Evaluación ambiental de proyectos.....	65
2.10.3. Identificación de impactos.....	66
2.10.4. Medidas de mitigación	66
2.11. Evaluación socioeconómica.....	67
2.11.1. Valor Presente Neto (VPN).....	67
2.11.2. Tasa Interna de Retorno (TIR).....	70

3. DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE EDIFICIO PARA ESCUELA SECUNDARIA, CASERÍO SUNZAPOTE

3.1. Descripción del proyecto.....	73
3.2. Levantamiento topográfico.....	73
3.3. Estudio de suelos.....	74
3.4. Normas para el diseño de edificios escolares.....	74
3.5. Espacio educativo.....	75
3.5.1. Aulas teóricas.....	75
3.6. Diseño arquitectónico.....	75
3.6.1. Distribución de ambientes	75
3.6.2. Altura del edificio.....	76
3.7. Tipo de estructura a diseñar... ..	76

3.8.	Distribución de cargas	77
3.8.1.	Carga viva.....	77
3.8.2.	Carga muerta.....	77
3.8.3.	Carga de sismo	77
3.9.	Diseño estructural.....	77
3.9.1.	Diseño de techo.....	77
3.9.1.1.	Datos para el diseño.....	78
3.9.1.2.	Cálculo de costanera.....	79
3.9.1.2.1.	Integración de cargas.....	79
3.9.1.2.2.	Cálculo de separación de costanera.....	81
3.9.1.3.	Cálculo de viga.....	85
3.9.1.3.1.	Cálculo del momento resistente para la viga.....	86
3.9.1.3.2.	Integración de cargas para la viga metálica.....	87
3.9.1.3.3.	Cálculo del peso de la viga.....	87
3.9.1.3.4.	Separación de vigas.....	89
3.9.1.4.	Cálculo de pernos.....	89
3.9.2.	Diseño de muro	93
3.9.2.1.	Integración de cargas.....	93
3.9.2.2.	Chequeo a compresión.....	95
3.9.2.3.	Chequeo a flexión.....	96
3.9.2.4.	Chequeo por corte.....	100
3.9.3.	Diseño de columnas	103
3.9.3.1.	Cálculo de la carga que llega a la columna.....	103
3.9.3.2.	Cálculo de armado de columna.....	104
3.9.4.	Diseño de cimiento.....	106
3.9.4.1.	Integración de cargas.....	106
3.9.4.2.	Determinación de la base.....	108

3.9.4.3. Chequeo a corte simple.....	109
3.9.4.4. Chequeo a flexión.....	110
3.9.4.5. Cálculo del refuerzo.....	111
3.9.5. Diseño de zapatas.....	112
3.9.5.1. Integración de cargas.....	113
3.9.5.2. Cálculo de área de zapata.....	114
3.9.5.3. Chequeo por corte simple.....	116
3.9.5.4. Chequeo por corte punzonante.....	117
3.9.5.5. Cálculo del refuerzo.....	119
3.10. Presupuesto.....	121
3.11. Cronograma de ejecución.....	123
3.12. Evaluación del impacto ambiental.....	124
3.12.1. Definición.....	124
3.12.2. Evaluación ambiental de proyectos.....	124
3.12.3. Identificación de impactos.....	125
3.12.4. Medidas de mitigación	125
3.13. Evaluación socioeconómica.....	126
3.13.1. Valor Presente Neto (VPN).....	126
3.13.2. Tasa Interna de Retorno (TIR).....	128
CONCLUSIONES.....	131
RECOMENDACIONES.....	133
BIBLIOGRAFÍA.....	135
APÉNDICE.....	137

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1. Croquis del Municipio de Morazán, El Progreso.....	2
2. Área de sección del río	18
3. Geometría de la superestructura	22
4. Refuerzo de diafragmas (exterior e intermedio)	31
5. Diagrama de posición de cargas para obtener momentos máximos	32
6. Diagrama de camión en lugar crítico	33
7. Diagrama de cuerpo libre de carga viva	34
8. Diagrama de cargas para obtener momento máximo	35
9. Diagrama de carga muerta	36
10. Detalle de elevación de viga principal	39
11. Detalle de sección de viga	39
12. Diagrama de posición de carga que producen corte máximo	40
13. Diagrama de corte de diseño	42
14. Geometría de la cortina y de la viga de apoyo	45
15. Esquema de armado de la viga de apoyo	51
16. Diagramas de presiones del estribo	55
17. Relación de triángulos para obtener la presión de la cota de cimentación.....	56
18. Esquema de ingresos y egresos económicos para puente vehicular.....	69
19. Variación del VPN debido a la TIR.....	70
20. Detalle de costanera	79
21. Detalle de viga	85

22. Área de chequeo a corte simple.....	116
23. Área de chequeo de punzonamiento.....	117
24. Esquema de ingresos y egresos económicos para edificio escolar	128
25. Variación del VPN debido a la TIR.....	129

TABLAS

I	Cálculo de momento de volteo	57
II	Cálculo de momento estabilizante.....	58
III	Resumen del presupuesto del puente vehicular aldea El Bijagual, municipio de Morazán, El Progreso.....	63
IV	Cronograma de ejecución del puente vehicular aldea El Bijagual, municipio de Morazán, El Progreso.....	64
V	Iteraciones para el cálculo de ρ	99
VI	Resumen del presupuesto del edificio escolar	122
VII	Cronograma de ejecución del edificio escolar.....	123

LISTA DE SÍMBOLOS

@	A cada
At	Área total
AASHTO	<i>American Association of Highways and Transportation Officials</i>
ACI	<i>American Concrete Institute</i>
Ag	Área gruesa, área total de la sección
AISC	<i>American Institute Steel Constructions</i>
Apro	Área propuesta
As	Área de acero de refuerzo
Aslong	Refuerzo longitudinal
Asmáx	Área de acero máximo permitido
Asmín	Área de acero mínimo permitido
Ast	Área de acero por temperatura
Au	Ancho útil en diseño de puente
Az	Área de zapata
B	Base para el cálculo de excentricidad
bo	Sección crítica de punzonamiento
bv	Ancho de vigas
B	Base de zapata
Bd	Base de diafragma exterior
Bv	Base de la viga
Cl	Cemento líquido
Cu	Cohesión del suelo
CV	Carga viva o de servicio
d	Peralte

dL	Peralte efectivo en losa
DH	Distancia horizontal
e	Excentricidad
E	Empuje en cortina (kg*m)
Ec	Ecuación
Em	Módulo de rigidez de mampostería
E.P.S	Ejercicio Profesional Supervisado
EQ	Fuerza de sismo
Es	Módulo de rigidez del acero
Est.	Estación
f'c	Resistencia nominal del concreto
0.40*f'c	Tensión admisible en concreto
Fact. Inf.	Factor de infiltración
FI	Fuerza de longitud (kg)
fs	Tensión admisible en el acero
Fs	Carga de sismo
FH	Fuerza horizontal
FHA	Instituto de Fomento de Hipotecas Asegurada
Fy	Resistencia del acero
h	Altura
H	Profundidad de cimiento para puente
Ha.	Hectáreas
Hd	Peralte de diafragma exterior
H-15-44	Sobrecarga, camión standard
Hv	Peralte de viga, altura de viga
I	Inercia
INE	Instituto Nacional de Estadística
Im	Momento debido al impacto
L	Luz entre distintos puntos

LC	Longitud de curva
Lf	Longitud de fuerza
Lm/3	Longitud mayor entre tres
Mcm+	Momento positivo por carga muerta
Mcm-	Momento negativo por carga muerta
Mcv	Momento por carga viva
Mcv+	Momento positivo por sobrecarga transversal
Mcv-	Momento negativo por sobrecarga transversal
ME	Momento estabilizante
ME3	Momento para verificar el muro con sismo y sin carga viva
Mr	Momento resistente en viga de acero
Ms	Momento por fuerza de sismo
Mv	Momento de volteo en kg-m
ME/MV	Relación para el cálculo de volteo
ml	Metros lineales
msnm	Metros sobre el nivel del mar
m/s	Metros por segundo
MT	Momento total
Mu	Momento último
MuL	Momento de carga última en losa
M²	Representa metro cuadrado, extensión
M³	Representa metro cúbico, volumen
P	Presión
P.O.	Punto observado
PTz	Peso total de zapata (kg/m ²)
Q	Carga de viento sin factor (kg/m ²)
PV	Carga de viento afectada por factor
Q	Presión del suelo

Ro	Ro balanceado
S	Módulo de sección
Ss	Espaciamiento entre estribos
Sc	Espaciamiento entre costaneras
St	Espaciamiento entre tendales
S	Pendiente
t	Espesor de losa
Tpc	Total peso en columna
TP	Total peso de cubierta
TPc	Peso total de columnas
Ø	Ángulo de fricción interna del suelo
V	Velocidad de viento (km/h)
Va	Corte actuante
Vmáx	Corte máximo
Vol	Volumen
Vr	Corte resistente
Vrc	Corte nominal del concreto
Vs o μ	Valor soporte del suelo
W	Peso total del estribo
Wbar	Peso del barandal
Wc	Peso del concreto armado
Wcc	Peso del concreto ciclópeo
Wcim	Peso de cimienta
Wcol	Peso de columna
Wcos	Peso de costanera
WL	Peso de losa
Wm	Peso de muro
Wt	Carga total (integración de cargas)
Wv	Peso de viga de acero

Wz	Peso de zapata
0.5*W/E	Relación para el cálculo del deslizamiento
Z	Desplante o profundidad de cimentacion
γ o W_s	Peso volumétrico del suelo
γ_{as}	Peso específico de acero
γ_{mamp}	Peso específico de mampostería
θ	Reductor de carga a compresión
ρ	Cuantía de acero
ρ_h	Refuerzo horizontal, a corte
ρ_v	Refuerzo vertical, a flexión
Σ	Representa sumatoria
\$	Valor de proyectos en dolares
▶◀	Indica pendiente en techo
↔	Indica pendiente en tubería

GLOSARIO

Acera o banquetta	Espacio más elevado de la capa de rodadura donde circulan los peatones.
Acero de refuerzo	Cantidad de acero requerido para un esfuerzo determinado.
Altimetría	Procedimiento utilizado para definir las diferencias de nivel existentes entre puntos distintos de terreno o construcción.
Canal de rejillas	Son unidades que tienen como función retener los sólidos gruesos por medio de rejillas o barras y están constituidas por dispositivos de retención y dispositivos de remoción.
Carga muerta	Es la carga que permanece constante a través del tiempo sobre la estructura.
Carga viva	Carga no permanente sobre la estructura.
Caudal	Es un volumen de agua que circula en un determinado tiempo.
Cota de cimentación	Altura donde se construyen los cimientos referidos a un nivel determinado.

Cota del terreno	Altura de un punto del terreno referido a un nivel determinado.
Deflexión	Deformación de los elementos estructurales. Se presentan en forma curva con respecto al eje longitudinal.
Deslizamiento	Fuerza que tiende a deslizar horizontalmente el muro.
Desplante	Es la profundidad a la que se diseña el cimiento o zapata, desde la superficie horizontal del terreno hasta la parte superior del elemento.
Diafragma	Utilizada como elemento estructural para evitar la deformación de las vigas y rigidizar la superestructura.
Empuje	Fuerza ejercida por el suelo a la estructura
Estribo	Muro que soporta la superestructura y transmite su peso al suelo.
Excentricidad	Distancia comprendida entre el centro de masa y el centro de rigidez de una estructura.

Fosa séptica	Unidad destinada para el tratamiento primario de las aguas residuales, consisten en una o dos cámara para detener las aguas negras, por un período de tiempo establecido.
Fuerza de sismo	Carga inducida por un sismo, que provoca esfuerzos en la superestructura.
Impacto	Carga provocada por el impacto del camión estandarizado sobre la superestructura.
Losa	Elemento estructural plano que soporta directamente las cargas y las transmite a diferentes apoyos.
Medidas de mitigación	Conjunto de acciones y obras a implementarse para reducir, atenuar o eliminar el impacto de las amenazas, mediante la disminución de la vulnerabilidad de los sistemas y sus componentes.
Momento	Magnitud resultante del producto del valor de una fuerza por su distancia a un punto de referencia.

Pendiente	Es la inclinación necesaria con respecto a la horizontal, diseñada para que el agua se desplace libremente haciendo uso de la fuerza de gravedad; así como para el desgüe en techos, por inclinación en las armaduras.
Periodo de diseño	Es el tiempo durante el cual un sistema dará un servicio satisfactorio a la población.
Planimetría	Es la proyección del terreno sobre un plano horizontal imaginario y que toma un punto de referencia para su orientación.
Pozo de absorción	Son unidades que tienen la función de dar tratamiento a las aguas provenientes de una fosa séptica.
Puente	Estructura que permite el tránsito de un punto a otro, a través de cualquier interrupción.
Punzonamiento	Efecto producido por una fuerza transmitida sobre una superficie pequeña, obligando a ésta a penetrar en el interior del elemento o pieza a que pertenece.
Rigidez	Flexibilidad de una barra, su poca flexibilidad nos da un valor máximo de esfuerzo aplicado a la barra.

Sobrecarga	Carga adicional a la aplicada, que se toma como factor de seguridad.
Subestructura	Es un conjunto de elementos, que han sido diseñados para soportar la superestructura de un puente y transmitir las cargas al suelo.
Superestructura	Conjunto de elementos, diseñados para soportar las cargas del tránsito y transmitir las a la subestructura.
Topografía	Es la ciencia que determina las dimensiones y el contorno (características tridimensionales) de la superficie de la tierra a través de la medición de distancias, direcciones y elevaciones.
Viga	Elemento estructural que se utiliza para soportar cargas.
Volteo	Es el momento de la fuerza horizontal, que tienden a voltear el estribo respecto al borde exterior.

RESUMEN

El presente trabajo de graduación es el resultado obtenido del Ejercicio Profesional Supervisado realizado en el municipio de Morazán, departamento de El Progreso, donde se describe la planificación y el procedimiento seguido en el diseño de un puente vehicular, y un edificio escolar de mampostería reforzada.

Al inicio del trabajo del Ejercicio Profesional Supervisado se realizó un estudio monográfico y diagnóstico del municipio de Morazán, con énfasis en la aldea El Bijagual y el caserío Sunzapote, en el cual se recopila las necesidades más importantes de estas comunidades, las que se verán en el capítulo uno.

La parte técnica y profesional se recopila en el capítulo dos y tres. Donde se abarcan las especificaciones de diseño que se utilizaron para elaborar los proyectos. Para cada uno, se presenta el presupuesto, los cálculos y los planos correspondientes.

Las comunidades mencionadas serán beneficiadas y tendrán un mejor futuro, tanto en educación como en economía, con el mejoramiento de vías de acceso.

OJETIVOS

General

- Diseñar y planificar el puente vehicular de la aldea El Bijagual y el edificio para la escuela secundaria del caserío Sunzapote, del municipio de Morazán, El Progreso.

Específicos

1. Desarrollar una investigación monográfica y diagnóstica en la cual se identifiquen y se prioricen las necesidades de infraestructura y servicios básicos de la cabecera municipal y comunidades de Morazán, El Progreso.
2. Mejorar la calidad de vida de los pobladores actuales y futuros, al llevarse a cabo la ejecución de los proyectos posterior al estudio respectivo.
3. Colaborar con el desarrollo de las poblaciones al reducir el índice de analfabetismo en el caserío Sunzapote, por falta de una estructura física donde puedan recibir formación escolar.
4. Contribuir a la proyección social de la Universidad de San Carlos de Guatemala, a través de la Facultad de Ingeniería, desarrollando los proyectos mencionados como parte del Ejercicio Profesional Supervisado.

INTRODUCCIÓN

Guatemala es un país que se encuentra, evidentemente, en vías de desarrollo. Ésto dificulta suplir las necesidades de infraestructura y hacen éstas deficientes las comunidades del país. Tal es el caso de las vías de comunicación y la educación, las que por falta de visión gubernamental no se realizan como es manifiesto en las comunidades de la aldea El Bijagual y el caserío Sunzapote. Éstos son sólo unos de los muchos ejemplos de problemas a los que se enfrentan las familias del área rural.

Es por ello que se dio prioridad, por solicitud de las comunidades y de la municipalidad, al desarrollo del Diseño y planificación de puente vehicular, aldea el Bijagual y edificio para escuela secundaria, caserío Sunzapote, Morazán, El Progreso.

El proyecto se realiza en dos partes, y queda estructurada así: en la primera parte, se presenta la investigación monográfica del municipio de Morazán, la cual incluye aspectos de la aldea El Bijagual y el caserío Sunzapote; en la segunda parte, se presenta el trabajo técnico-profesional, que incluye el diseño y la planificación del puente vehicular para la aldea El Bijagual, y el edificio escolar para el caserío Sunzapote, formado por dos aulas. El diseño de las estructuras se hará con base a criterios científicos y profesionales. Por último, se incluyen las conclusiones y recomendaciones pertinentes para la realización del proyecto.

1. MONOGRAFÍA DE MORAZÁN, EL PROGRESO

1.1 Investigación preliminar

El municipio de Morazán se conocía en tiempos coloniales con el nombre de Toco y Tzima, vocablo quiché que significa avispa negra. Se le daba esa denominación por estar localizado en el Valle de Toco y en donde abundan los panales con miel. Por acuerdo gubernativo de fecha 15 de septiembre del año 1887 pasó a llamarse Morazán, en honor al General Francisco Morazán, de origen hondureño.

1.2 Generalidades

1.2.1 Localización y extensión territorial

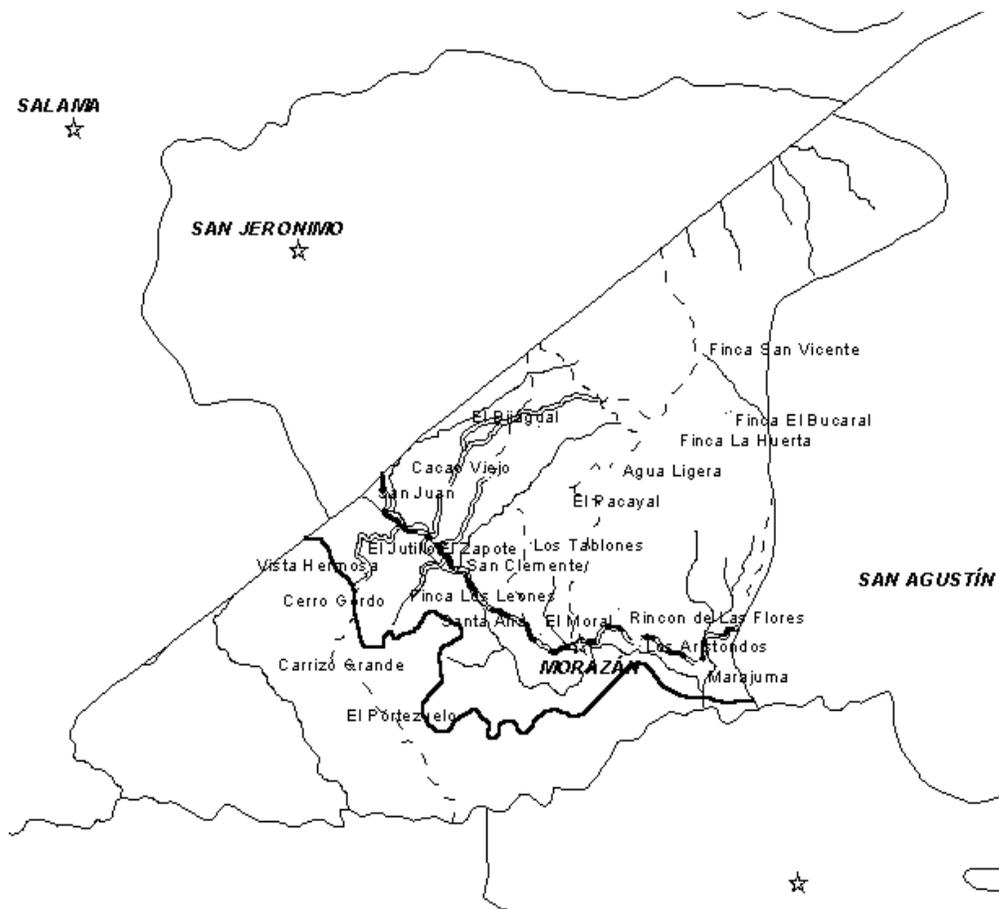
Se localiza a 102 kilómetros de la ciudad de Guatemala y a 31 kilómetros de Guastatoya, cabecera del departamento.

Además su extensión es de 329 kilómetros cuadrados.

1.2.2 Población

Posee una población de 11,318 habitantes, de los cuales el 49.39% son de sexo femenino y el 50.61% son de sexo masculino. La tasa de crecimiento, a nivel municipal, se tiene un estimado en 3.14 %, dato que ha sido proporcionado por el centro de salud del municipio. Este bajo crecimiento indica la presencia de factores como morbilidad y mortalidad.

Figura 1. Croquis del Municipio de Morazán, El Progreso



Fuente: Encarta Premium 2007.

1.2.3 Ubicación geográfica y colindancias

Este municipio colinda al norte; con el municipio de San Jerónimo Baja Verapaz, al este con San Agustín Acasaguastlán, al sur con Sanarate y Guastatoya y, al oeste con el municipio de Salama del departamento de Baja Verapaz, como se muestra en la figura 1.

Su cabecera municipal, como punto de referencia, se localiza a una latitud norte de 14°55'56" y una longitud oeste de 90°08'36", está situada a una altitud de 349.5 metros sobre el nivel del mar.

1.2.4 Clima y zonas de vida

Morazán cuenta con un clima cálido en el casco urbano, pero hay comunidades de que pasan los 5,000 pies sobre el nivel del mar, lo que los hace tener su temperatura relativamente fría y húmeda. Entre éstos se encuentran las comunidades de; Las Crucitas, La Laguna, Sunzapote, Los Tablones, El Pacayal, Piedras Grandes, Sacabasto, El Bijagual y San Juan.

La temperatura promedio, para el municipio de Morazán es de 28 grados centígrados. Con una mínima de 20 grados y una máxima de 40 grados, temperaturas alcanzadas en los meses de enero y junio, respectivamente.

Su precipitación pluvial media anual es de 470 milímetros, con un máximo de 44 días de lluvia irregular, presentada de los meses de mayo a noviembre y una humedad relativa de 67%.

1.3 Topografía y suelo

Su topografía es irregular, el tipo de suelo es arcilloso con abundante piedra.

1.4 Organización comunitaria

Integrado por el alcalde municipal y su corporación municipal, así mismo por los representantes de cada una de las comunidades, como los alcaldes auxiliares y presidentes de comités de desarrollo.

1.5 Condiciones sanitarias

Morazán es un municipio, en el cual se observa ha alcanzado un grado de desarrollo, mejorando la calidad de sus habitantes, y cuenta con los siguientes servicios:

- Sistemas de agua: éste tiene como asignación una cobertura del 92.72 %, aunque posee grandes dificultades en época de verano en la cual tiende a escasear. Por lo que se han visto en la necesidad de sectorar la designación del vital líquido con servicios proporcionados por medio de extracción de pozo mecánico o bien por gravedad, entre; salones, comercios y demás infraestructura con que cuenta el municipio.
- Drenajes: se tiene conocimiento que es prestado por la municipalidad con una cobertura de 506 usuarios a nivel del casco urbano, en tanto que a nivel rural no se presta este servicio. Lo cual indica una cobertura del 22.87 % a nivel municipal.
- Letrinización: se cuenta con dos sistemas. Uno es mediante pozo ciego y el otro es mediante letrinas secas, el cual consiste en dos o tres letrinas con su respectiva caseta y que se utilizan de manera rotativa, a manera que las excretas se puedan utilizar como abono orgánico.
- Plantas de tratamiento de aguas servidas: no se cuenta con una planta de tratamiento para destinar las aguas servidas.
- Plantas de potabilización: cuenta únicamente con una planta de potabilización de aguas para consumo humano, la cual presta el servicio al casco urbano.
- Disposición de desechos sólidos: la cabecera municipal es la única con un botadero de basura, localizado a 4 kilómetros en las afueras de este municipio, específicamente en el kilómetro 104 ruta a las Verapaces.

1.6 Aspectos económicos

1.6.1 Producción

- Suelo: por poseer una topografía un tanto quebrada, su suelo en la mayor parte es apta para la actividad forestal, más sin embargo posee suelos considerados de buen nutriente, situándose estos en su mayoría en proximidades de los ríos y riachuelos del municipio donde se desarrollan actividades productivas con buen grado de rentabilidad para los agricultores.
- La totalidad de suelo en uso es de 32,914.55 hectáreas, por investigación propia e interpolaciones del IGN, INAB y MAGA, es lo reverente a que el mayor potencial de uso del suelo esta concentrado en la actividad agrícola el cual tienen una potencialidad del 52.73%, el siguiente en importancia es para la actividad forestal con un total del 17.66%, seguidamente por estar constituido el municipio en la Sierra de las Minas, y para áreas bajo protección con un 16.53% para preservar los mantos acuíferos, como lo son nacimientos de los ríos y demás fuentes de agua.
- Producción agrícola: como se puede observar la actividad agrícola es la que absorbe el mayor porcentaje de la población, también es de mencionarse que los suelos del municipio se prestan para desarrollar tal actividad.

- Pecuaria: en cuanto a la actividad pecuaria en especial a la producción de ganado vacuno, equinos, bovinos, cabrinos, dicha actividad no esta muy desarrollada en el municipio. Respecto a la producción de gallinas, patos y demás aves de corral esta actividad se ha desarrollado con énfasis en el consumo familiar y en algunos casos para la venta local.
- Minería y actividades extractivas: la mayoría es desarrollada en canteras ubicadas a inmediaciones de la ruta al atlántico, y en la montaña de la sierra de las Minas.
- Servicios financieros: únicamente existe una empresa que presta este servicio, siendo esta la Cooperativa de ahorro y crédito Guayacán R. L.

1.6.2 Técnicas de producción

En el municipio existen diversidades de formas mediante el cual, campesinos o comunitarios se dedican a realizar sus actividades agrícolas pecuarias y artesanales siendo éstas de la manera siguiente:

- Individual: realizada en su mayoría por micro parcelario en actividades agrícolas, así mismo por aquellas personas que se dedican a la actividad pecuaria y que no exceden de las diez cabezas de ganado o de otra especie en el ámbito artesanal cuando la mayoría produce para la subsistencia.

- Familiar: regularmente se cuenta con mayor cantidad de terreno para las actividades agrícolas o mayor número de animales de crianza de diversas especies en el caso de la actividad artesanal cuando la producción esta destinada al comercio local con cierto porcentaje de ganancia o productividad
- Por cooperativas o asociaciones: en este sentido se han congregado de tal manera con un único objetivo siendo este el eficientar la producción de mejorar su acceso al mercado obteniendo con ello mayores utilidades o ganancias. Actualmente existen dos cooperativas, destinando sus esfuerzos al cultivo del limón y productos derivados del mismo, como lo es el té de limón.

1.7 Aspectos de infraestructura

1.7.1 Infraestructura básica

Dentro de este aspecto se cuenta con carretera asfaltada desde la ciudad capital hacia la cabecera municipal con una distancia de 102 kilómetros exactos, con un tiempo de recorrido de 2 hora con 15 minutos aproximadamente, así mismo con caminos de terracería y vecinales. Además con servicios como; energía eléctrica, agua potable o entubada, drenajes, puentes vehiculares, peatonales y salones de usos múltiples.

1.7.1.1 Acceso y vías de comunicación

- Sistema vial: compuesto por carretera asfaltada con una longitud de 35 kilómetros, que de la ciudad capital conduce hacia la cabecera municipal, mediante la Ruta al Atlántico. Asimismo, cuenta con caminos de terracería de 59.5 kilómetros, que de la cabecera municipal conducen hacia las distintas aldeas, en relación a los caminos vecinales cuenta con unos 92.18 kilómetros hacia distintos caseríos del municipio, los cuales son transitables tanto en época de verano como de invierno.
- Transporte: es cubierta por distintos servicios de transporte de carga y pasajeros, de tipo colectivo como lo son pick-ups, buses extra urbanos y microbuses urbanos, que de la cabecera municipal conducen hacia los demás municipios del departamento.
- Comunicaciones: cuenta con medios de comunicación como lo son servicio de correos, servicio de telefonía de tipo residencia y móvil, sistema de radio de onda corta, servicio de televisión por cable, servicio de radiodifusoras (Estéreo Río Grande, Motagua Estéreo y Progresiva).
- Puentes: no se cuenta en todas sus comunidades debido a la larga distancia de ubicación de sus aldeas y es de suma importancia mencionar, que una de las principales fuentes para desarrollo municipal y comunal es la construcción de puentes, que para el caso de El Bijagual, se puede recalcar que necesita de esta vía de acceso para las comunidades aledañas a este lugar.

1.7.1.2 Servicios públicos

- Energía eléctrica: se cuenta con una cobertura del 94.60 %, tomando en cuenta que se tiene conocimiento de la existencia de 2,168 casas de habitación y de las cuales 2,051 poseen ya energía eléctrica. Mediante la red de tendido eléctrico de la empresa municipal de electricidad de Guastatoya y DEORSA, la cual se suministra del la red nacional de electrificación.
- Hospitales: no cuenta con hospital, existiendo únicamente a nivel departamental, ubicado en Guastatoya, cabecera municipal.
- Clínicas: respecto a las clínicas médicas, el municipio cuenta con 2 clínicas privadas.

1.7.1.3 Vivienda

Está compuesto por un aproximado de 2,212 viviendas, de los cuales el 92.38 % es de uso familiar (propias) y un 7.62 % son de alquiler. Caso que sucede en su mayoría en el área urbana. La totalidad de viviendas que concentra el casco urbano asciende al 24.68 % de la totalidad de viviendas del municipio, lo que representa un 75.32 % en el área rural con un total de 1,706 viviendas.

En el área urbana prevalece las construcciones con paredes de block y techo de lámina de zinc o bien de losa de concreto, aunque en las áreas en las afueras del casco urbano, se observan casa de bareque, tabla o de otra índole.

1.7.2 Infraestructura social

1.7.2.1 Salud

Actualmente, la cobertura en salud para el municipio está por debajo de los estándares normales de atención. Únicamente se cuenta con un centro de salud tipo B constituido en la cabecera municipal. Y con tres puestos de salud ubicados en las comunidades de; El Coyote, Marajuma y Los Tablones.

1.7.2.2 Educación

Por cada 100 personas en edad escolar el 40.20 % son analfabetas, según datos proporcionados por la coordinación departamental de CONALFA (datos al 31 de diciembre del año 2000). Debido a estos informes la municipalidad programó que se hicieran estudios para ver que comunidades están afectadas de esta forma, y se logró observar que se necesitaría un edificio escolar para nivel secundario en el caserío Sunzapote.

2. DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE PUENTE VEHICULAR, ALDEA EL BIJAGUAL

2.1 Descripción del proyecto

El proyecto tiene como fin solucionar el problema de la vía de acceso entre las aldeas Cacao Viejo, Providencia y Piedras Grandes, siendo éstas las más cercanas a la aldea El Bijagual. Dichas aldeas son perjudicadas por la crecida del río El Bijagual en épocas de invierno, quedándose incomunicadas entre sí, razón por la cual la municipalidad solicitó el estudio, previo a la planificación de un puente vehicular sobre este río, para solventar el problema que ha afectado por varios años a las comunidades aledañas al lugar y a la aldea misma.

Siendo así este puente de tipo vehicular de concreto reforzado, de una vía que soportara una carga viva de H 15-44 siguiendo las normas AASHTO.

2.2 Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico es una herramienta indispensable en el diseño de puentes, ya que esto permite representar gráficamente los posibles puntos de ubicación de la obra y la geometría de las partes del puente. Entre las cuales se encuentran los levantamientos;

Planimétrico, utilizando el método de conservación del azimut.

Altimétrico, utilizando una nivelación simple.

2.3 Estudio hidrológico

2.3.1 Crecientes

Las crecientes en un río pueden dividirse en tres tipos los cuales se muestran a continuación:

- Crecida normal: la que mantiene el río y varía muy poco.
- Crecida máxima: es la que ocurre casi anualmente en el invierno.
- Crecida máxima extraordinaria: ocurre cuando se da un fenómeno natural (lluvias muy intensas)

En el diseño de un puente se debe considerar la creciente máxima. Generalmente se coloca la superestructura a dos metros de la creciente máxima.

Para el cálculo de los caudales que puedan tener los ríos, existen varios métodos entre los cuales tenemos: aforo directo con molinete, vertederos, volumétrico, aforo químico, sección-pendiente, etc.

2.3.1.1 Cálculo de caudales máximos para el diseño del puente

En el diseño del puente se considera la creciente máxima, determinada por el método racional que se presenta a continuación.

2.3.1.1.1 Método racional

$$Q = \frac{CIA}{3.6}$$

Donde Q es el caudal pico de la escorrentía que se genera a la salida de una cuenca de área A por efecto de un aguacero de intensidad constante I, que tiene una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca. C es el coeficiente de escorrentía; su valor está comprendido entre cero y uno, y depende de la morfometría de la cuenca y de su cobertura.

La fórmula es dimensional, de manera que las unidades deben utilizarse correctamente. Cuando el caudal se da en m³/s, la intensidad en mm/h y el área en km².

Datos:

$$A = 12 \text{ km}^2$$

$$C = 0.3 \text{ (según características generales de la cuenca)}$$

Tiempo de concentración (Tc)

$$T_c = \frac{L^{1.2}}{45H^{0.2}A^{0.1}}$$

$$T_c = \frac{7214.3^{1.2}}{45 \times 38^{0.2} \times 12^{0.1}} = 357.05 \text{ min}$$

Intensidad de lluvia (i)

Para Tr = 10 años

$$i_{10} = \frac{1280}{(T_c + 6)^{0.721}}$$

$$i_{10} = \frac{1280}{(357.05 + 6)^{0.721}} = 18.26 \text{ mm/h}$$

Para Tr = 25 años

$$i_{25} = \frac{1225}{(T_c + 6)^{0.696}}$$

$$i_{25} = \frac{1225}{(357.05 + 6)^{0.696}} = 20.25 \text{ mm/h}$$

Para Tr = 100 años

$$i_{100} = \frac{1205}{(T_c + 6)^{0.686}}$$

$$i_{100} = \frac{1205}{(357.05 + 6)^{0.686}} = 21.13 \text{ mm/h}$$

Se toma el valor de 21.13 mm/h para calcular el caudal de crecida máxima.

Cálculo de caudal Q

$$Q = \frac{0.3 \times 21.13 \text{ mm/h} \times 12 \text{ km}^2}{3.6} = 21.12 \text{ m}^3 / \text{s}$$

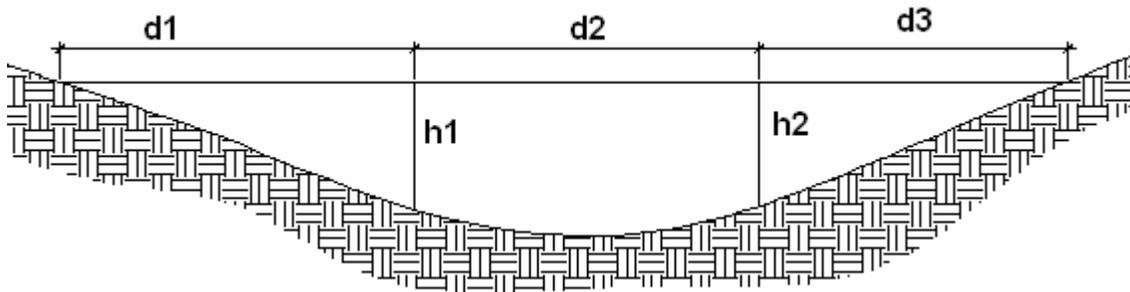
2.3.1.1.2 Método de sección-pendiente

Método utilizado en lugares donde no es posible recabar información suficiente para un cálculo confiable.

Para obtener la crecida máxima se procede a consultar a los habitantes del lugar, buscar señales que han dejado las crecidas anteriores y a la búsqueda en archivos o crónicas locales.

Al definir una altura de crecida, se obtiene el valor del área de la sección, para ello se calcula el área de influencia de cada sección parcial.

Figura 2. Área de sección del río



$$A_1 = \left(\frac{d1}{2} + \frac{d2}{2} \right) * h1$$

$$A_2 = \left(\frac{d2}{2} + \frac{d3}{2} \right) * h2$$

$$A_{total} = A_1 + A_2$$

Luego se obtiene el valor de la velocidad V por medio de la fórmula de *Manning*:

$$V = \frac{1}{N} * R^{2/3} * S^{1/2}$$

Donde:

V= Velocidad (m/s)

R= Radio hidráulico

S= Pendiente

N= coeficiente de rugosidad

Para el cálculo de la pendiente se recorrió a los datos obtenidos del levantamiento topográfico.

2.3.1.1.3 Cálculo del caudal máximo

Datos:

$$\text{Área} = 12.50 \text{ m}^2$$

$$\text{Pendiente} = 0.8\%$$

$$\text{Coeficiente de rugosidad} = 0.04$$

$$\text{Perímetro mojado} = 17.12 \text{ m}$$

Cálculos:

$$R = \frac{A}{P_m} = \frac{12.50}{17.12} = 0.73 \text{ m}$$

$$V = \frac{1}{0.04} * 0.73^{2/3} * 0.008^{1/2} = 1.81 \text{ m/s}$$

$$Q = V * A = 1.81 * 12.5 = 22.63 \text{ m}^3 / \text{s}$$

El caudal obtenido servirá para determinar la altura mínima del puente y el área de descarga, por lo tanto la altura mínima del puente es de 2.00 m sobre la crecida máxima.

2.4 Estudio de suelos

La calidad del suelo se logró obtener por medio del ensayo de compresión triaxial y diagrama de *Mohr*, mediante la prueba de no consolidado y no drenado, para obtener los parámetros de corte de la muestra inalterada de 1 pie cúbico, que se extrajo del lugar correspondiente a una cota de cimentación de 1.50 m y para el para diseño se utilizara 1.80 m.

Por los resultados obtenidos se dedujo que el suelo es limo arcillo arenoso color café, en base a esto y a cálculos realizados con el método propuesto por el *Dr. Karl Terzaghi* se logró un valor soportes de 24,442 kg/m².

2.5 Especificaciones para el diseño

Para el diseño de los diferentes elementos se utilizan las normas AASHTO y del ACI. Teniendo en cuenta que el ancho del camino es de aproximadamente 6m, la accesibilidad al sitio no es buena, el tipo de carga esperada será de un camión de dos ejes H 15-44 de la AASHTO.

2.6 Descripción de la solución propuesta

El puente estará conformado por una superestructura de concreto armado; consiste en una losa plana, banquetas laterales, 3 vigas principales y 3 diafragmas. La subestructura estará conformada por estribos de concreto ciclópeo; además, contará con una viga de apoyo de concreto armado. En conjunto conformará una estructura de 16 metros de largo y 6 metros de ancho.

2.7 Diseño del puente vehicular para la aldea El Bijagual

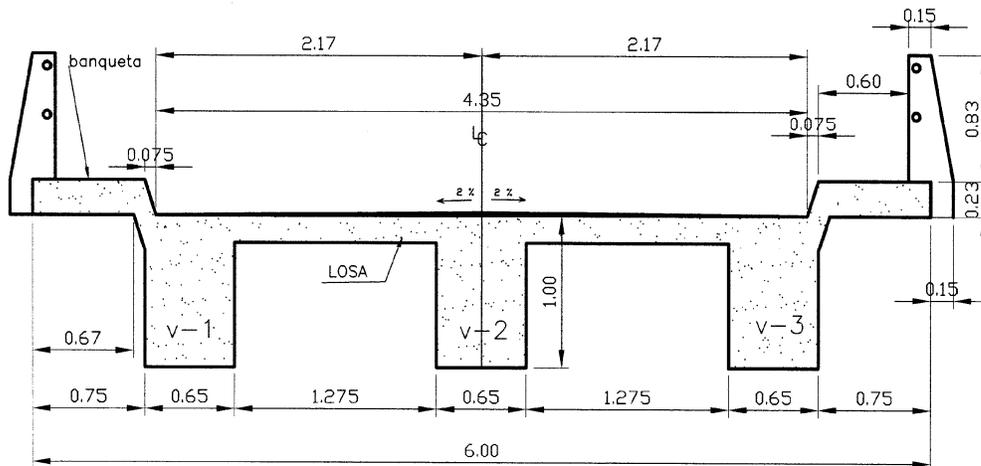
2.7.1 Datos para el diseño

Luz libre	15.00m
Luz eficaz	16.00m
Ancho total	6.00m
Ancho útil	4.35m
Esfuerzo máximo del concreto	$f'c=210 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo de fluencia del acero	$f_y=2,810 \text{ kg/cm}^2$
Peso volumétrico de concreto ciclópeo	$w_{cc}=2,500 \text{ kg/m}^3$
Peso volumétrico de concreto armado	$w_c=2,400 \text{ kg/m}^3$
Peso volumétrico del suelo	$w_s=1,900 \text{ kg/m}^3$
Capacidad soporte del suelo	$V_s=24,442 \text{ kg/m}^2$
Profundidad de cimentación (para diseño)	$h=1.80 \text{ m}$
Sobrecarga	H15 - 44=12,000 lb

2.7.2 Diseño de la superestructura

La superestructura estará compuesta por; losa de rodadura, 3 vigas principales, 3 diafragmas y banquetas laterales.

Figura 3. Geometría de la superestructura



2.7.2.1 Diseño de la losa

2.7.2.1.1 Espesor de la losa

Según especificación AASHTO 8.9.2, para losas con refuerzo principal perpendicular a la dirección del tráfico se recomienda:

$$T = 1.2 * \frac{(L + 3.05)}{30} \geq 0.17m$$

Donde:

T= espesor

L= luz libre entre vigas

$$T = 1.2 * \frac{(1.275 + 3.05)}{30} = 0.17\text{m}$$

Por criterio se utilizará un espesor de 20 cm.

2.7.2.1.2 Cálculo de momentos

Los momentos que se analizarán son: momento por carga muerta, sobrecarga e impacto; obteniendo con ello el momento total con el cual se procederá al cálculo del refuerzo. A continuación se describirán cada uno de ellos:

- **Momento debido al peso muerto**

El momento debido a la carga muerta se obtiene por medio de la siguiente fórmula:

$$M_{cm} = \frac{W_{cmu} * S^2}{10} \quad \text{ó} \quad M_{cm} = \frac{W_{cmu} * L}{2}$$

Donde:

W_{cmu} = carga muerta última

S = luz libre entre vigas = 1.275 m

L = luz de voladizo = 0.75

$$W_{cm} = W_c * T * 1$$

$$W_{cm} = 2,400 * 0.20 * 1 = 480 \text{ kg/m de ancho}$$

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

$$W_{cm} = 480 + 40 = 520 \text{ kg/m de ancho}$$

$$M_{cm} = \frac{520 * 1.275^2}{10} = 84.53 \text{ kg-m}$$

$$M_{cm} = \frac{520 * 0.75}{2} = 195.00 \text{ kg-m}$$

- **Momento debido a la sobrecarga**

Según especificación AASHTO 3.24.3 caso A, para refuerzo principal perpendicular a la dirección del tráfico, el momento por carga viva está dado por:

$$M_{cv} = \left[\frac{0.8 * (S + 2)}{32} \right] * P_{15}$$

Siendo:

$$S = \text{luz libre entre vigas (pies)} = 1.275 \text{ m} = 4.18 \text{ ft}$$

$$P = \text{peso del eje más pesado (lb)} = 12,000 \text{ lb}$$

$$M_{cv} = \left[\frac{0.8 * (4.18 + 2)}{32} \right] * 12,000 = 1,854 \text{ lb-ft} = 256.96 \text{ kg-m}$$

- **Momento debido al impacto**

El momento debido al impacto está especificado como una fracción de la carga viva y puede ser menor o igual al 30% de la misma, según AASHTO 3.8.2.1.

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

Donde:

I= fracción de impacto

L= longitud del tramo

$$I = \frac{15}{1.275 + 38} = 0.38$$

Como $38\% > I_{\text{máx}}$ entonces utilizar $I_{\text{máx}} = 30\%$

- **Momento último**

Según AASTHO 1.2.22; la formula se integra de la siguiente manera:

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

$$M_u = 1.3 * [195 + \frac{5}{3} * (256.96 * 1.30)] = 977.27 \text{ kg} - \text{m}$$

2.7.2.1.3 Cálculo del peralte

El cálculo o chequeo del peralte se determina de la siguiente manera:

$$d = t - \text{Rec.} - \frac{1}{2} * \phi$$

ϕ =diámetro de varilla a utilizar

t = espesor de losa

Rec= Recubrimiento mínimo

Por criterio se utilizara varilla No. 4

$$d = 20\text{cm} - 2.5\text{cm} - \frac{1}{2} * 1.27\text{cm} = 16.86 \text{ cm}$$

2.7.2.1.4 Cálculo de refuerzo

Para calcular el área de acero se utilizara la siguiente formula:

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

Donde:

$$Mu = 977.27 \text{ kg-m}$$

$$d = 16.86 \text{ cm}$$

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

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

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

$$A_s = \left[100 * 16.86 - \sqrt{(100 * 16.86)^2 - \frac{977.27 * 100}{0.003825 * 210}} \right] * \frac{0.85 * 210}{2810}$$

$$A_s = 2.32 \text{ cm}^2$$

Al determinar el $A_{s_{\min}}$ y $A_{s_{\max}}$ se verificará si el A_s está en el rango, según norma ACI.

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} * b * d$$

$$\rho_{\min} = \frac{14.1}{F_y}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{2810} * 100 * 16.86 = 8.43 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = 0.5 * \rho_{\text{bal}} * b * d$$

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{\beta_1 * 0.85 * f'_c}{f_y} * \frac{6090}{f_y + 6090} = 0.037$$

$$A_{s_{\max}} = 0.5 * 0.037 * 100 * 16.86 = 31.20 \text{ cm}^2$$

- **Cálculo del refuerzo transversal cama inferior**

Como el $A_s < A_{smin}$ entonces utilizaremos el $A_{smin} = 8.43 \text{ cm}^2$

Utilizando refuerzo # 4, el armado quedará distribuido de la siguiente manera: No. 4 @ 15 cm perpendicular al tráfico.

- **Cálculo de refuerzo transversal cama superior**

Se calcula el refuerzo por temperatura

$$A_{s_{temp}} = 0.002 * b * T$$

$$A_{s_{temp}} = 0.002 * 100 * 20 = 4 \text{ cm}^2$$

Utilizando refuerzo No. 4, el armado quedará distribuido de la siguiente manera: No. 4 @ 30 cm perpendicular al tráfico

- **Cálculo de refuerzo longitudinal cama superior e inferior**

La AASHTO (3.24.10.2) recomienda que el refuerzo deba ser el 67% como máximo del refuerzo transversal.

$$A_s = 0.67 * A_{s_{trans}} = 0.67 * 8.43 = 5.65 \text{ cm}^2$$

Proponiendo armado No. 4 @ 20 cm

2.7.2.1.5 Diseño de banqueta

El diseño de la banqueta, en este caso, se tomara con base en el diseño de la losa, ya que el refuerzo transversal de esta, se prolongará hasta cubrir el área transversal de la acera, de la misma manera el refuerzo longitudinal seguirá el mismo patrón, al momento de armar la banqueta se coloca de forma paralela al tráfico y una separación igual al de una de las camas de la losa, quedando el armado de la banqueta de la siguiente manera:

En la cama inferior No. 4 @ 15 cm transversal

En la cama superior No. 4 @ 20 cm transversal

En ambas camas No. 4 @ 20 cm longitudinal

2.7.2.2 Diseño de diafragmas

La especificación de AASHTO 8.12.2 indica, serán colocados diafragmas en los extremos de las vigas T y de las vigas rectangulares, a menos que otros medios sean suministrados, para resistir cargas laterales y mantener la geometría de la sección.

La especificación AASHTO 8.12.2 dice, que en construcción, un diafragma intermedio es recomendado en el punto de máximo momento positivo para luces mayores de 40 pies (12.19 m).

Debido a que la luz del puente es de 16 m si se utilizará diafragma intermedio.

Por especificación AASHTO el predimensionamiento de la sección de los diafragmas se hará con la siguiente fórmula.

- **Diafragma exterior e intermedio**

$$H = 0.5 * h_{\text{viga}} = 0.5 * 1.00 = 0.50\text{m}$$

$$B = 0.5 * b_{\text{viga}} = 0.5 * 0.65 = 0.32\text{m}$$

El ancho para los diafragmas generalmente es de 30 cm, por lo que se tiene peralte 50 cm y base 30 cm.

Según especificación AASHTO, el refuerzo será equivalente al acero mínimo requerido por la sección, tanto en cama inferior como superior.

El espaciamiento entre estribos(S), es de $0.5*d$

$$S = 0.5 * 50 = 25\text{cm}$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{14.1}{2810} * 30 * 50 = 7.53\text{cm}^2$$

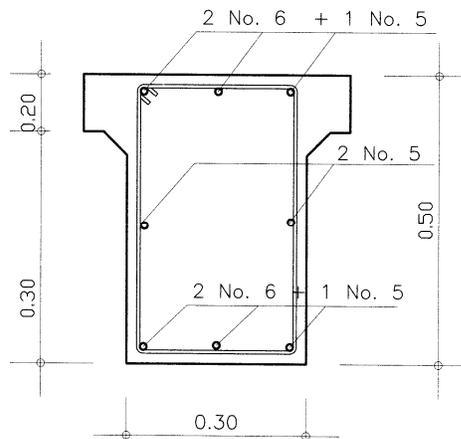
Proponiendo armado:

2 No. 6 y 1 No. 5 + est No. 3 @ 25 cm

Por razones de seguridad distribuimos acero adicional al equivalente de $1.6129 \cdot 3.28 \cdot (\text{peralte de diafragma}/100)$.

As adicional = 2.65 cm^2 ; para el cuál se propone armado 2 No. 5 @ 25 cm

Figura 4. Refuerzo de diafragmas (exterior e intermedio)



2.7.2.3 Diseño de vigas

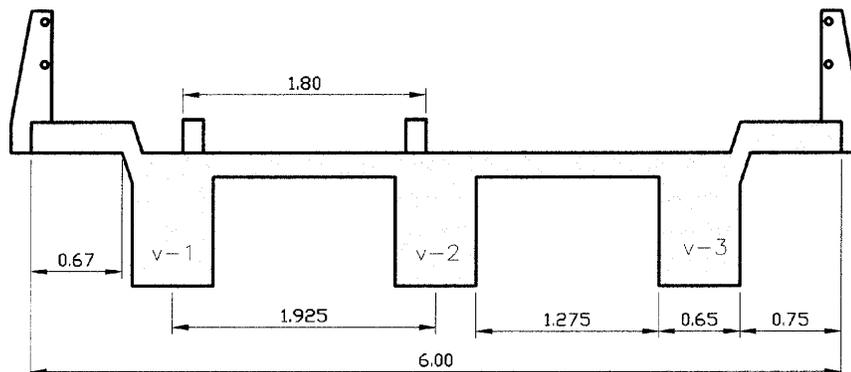
Debido al predimensionamiento de la sección de viga, se establecieron las dimensiones basándose en la luz de las mismas; se recomienda un peralte no menor a $L/16$ y la base no deberá de ser menor que el peralte sobre 3.5, de acuerdo a este criterio, se establecieron las dimensiones siguientes:

Base = 0.65 m y peralte = 1.00 m

2.7.2.3.1 Cálculo del momento por sobrecarga

Según especificación AASHTO, puesto que la separación entre ejes de vigas, $S = 2 \text{ m} > 1.80 \text{ m}$, entonces la carga sobre cada viga será la reacción de carga por rueda.

Figura 5. Diagrama de posición de cargas para obtener momentos máximos



La fracción de la carga de la rueda que absorbe cada viga es:

$S/1.75$; en donde S es la separación máxima entre vigas, que para el caso es 1.275 m.

$$\text{fracción de carga} = \frac{S}{1.75} = \frac{1.275}{1.75} = 0.72$$

La carga por rueda se obtiene de la siguiente manera:

$$\text{Carga}_{\text{rueda trasera}} = P * \text{fracción de carga} * \text{factor de carga última}$$

$$P = 12,000 \text{ lb} = 5,443.11 \text{ kg (eje más pesado)}$$

$$\text{Carga}_{\text{rueda trasera}} = 5,443.11 * 0.72 * 1.7 = 6,662.36 \text{ kg}$$

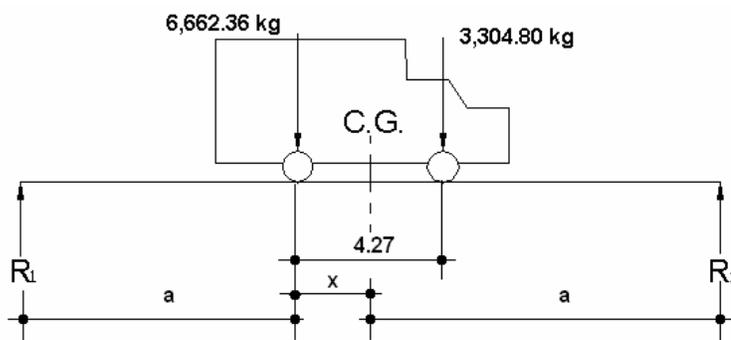
$$\text{Carga}_{\text{rueda delantera}} = P * \text{fracción de carga} * \text{factor de carga última}$$

$$P = 6,000 \text{ lb} = 2,700 \text{ kg}$$

$$\text{Carga}_{\text{rueda delantera}} = 2,700 * 0.72 * 1.7 = 3,304.80 \text{ kg}$$

Los momentos máximos debido a la sobrecarga se calculan respecto al siguiente diagrama de carga, para el lugar crítico.

Figura 6. Diagrama de camión en lugar crítico



Por el cual se encuentra el valor de $x = b$, es necesario hacer sumatoria de momento, y de esa manera identificar a que distancia se localiza el centro de gravedad.

$$M_{CG} = 0$$

$$6,662.36 * X = 3,304.80 * (4.27 - X)$$

$$X = 1.42 \text{ m}$$

De esta manera se determina el valor de a, despejando la siguiente igualdad:

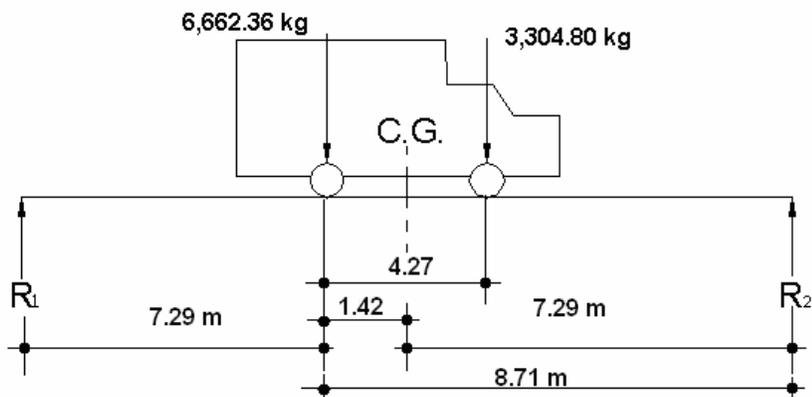
$$2a + x = 16$$

$$2a + 1.42 = 16$$

$$a = 7.29 \text{ m (va de } R_1 \text{ a B).}$$

Teniendo la distancia, se hace el diagrama de cuerpo libre

Figura 7. Diagrama de cuerpo libre de carga viva



Contando con las distancias se procede a analizar por estática el diagrama de cargas de la figura 7, para obtener la reacción que existe en el apoyo 2.

$$M_{R1} = 0$$

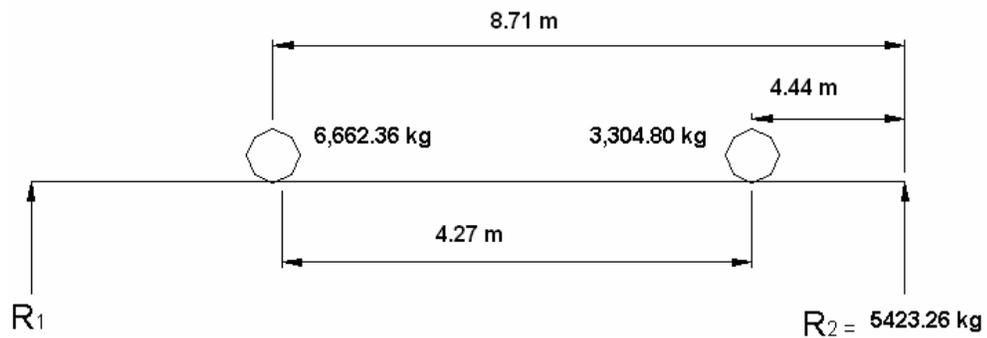
$$16 * R_1 = 8.71 * 6,662.36 + 4.44 * 3,304.80$$

$$R_1 = 4543.90 \text{ kg}$$

$$R_2 = 5423.26 \text{ kg}$$

Para el momento máximo, se hace un corte en la sección donde se aplica la carga mayor y se hace el análisis del momento.

Figura 8. Diagrama de cargas para obtener momento máximo



$$M_{\text{máx}} = 5,423.26 * 8.71 - 3,304.80 * 4.27 = 33,125.06 \text{ kg} - \text{m}$$

2.7.2.3.2 Cálculo del momento por carga muerta

El momento debido a la carga muerta es la sumatoria de los momentos que actúan en la viga.

$$W_{\text{losa}} = 520 \text{ kg/m de ancho}$$

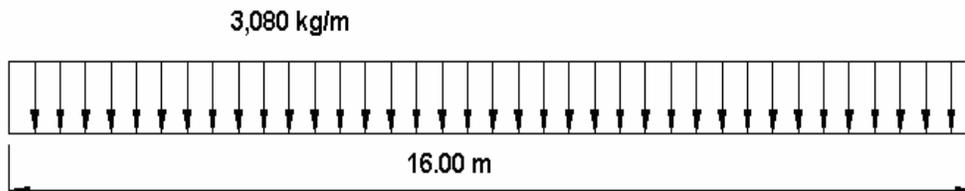
$$W_{\text{viga}} = b * h * \gamma_{\text{cr}} = 0.65 * 1.00 * 2,400 = 1,560 \text{ kg/m de ancho}$$

$$W_{\text{diafragma}} = \frac{b * h * \gamma_{\text{cr}}}{N_{\text{vigas}}} = \frac{0.30 * 0.50 * 2400}{3} = 120 \text{ kg/m de ancho}$$

$$P_{\text{total sobre viga}} = 2,200 \text{ kg/m} * 1.4 = 3,080 \text{ kg/m}$$

El momento máximo se calcula respecto al siguiente diagrama.

Figura 9. Diagrama de carga muerta



$$M_{\text{máx}} = \frac{W_{\text{cmu}} * L^2}{8} = \frac{3080 * 16^2}{8} = 98,560 \text{ kg - m}$$

2.7.2.3.3 Cálculo del momento debido al impacto

Del concepto de impacto que se menciona con anterioridad se logra obtener:

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

$$I = \frac{15}{16 + 38} = 0.277 < 0.30 \text{ por criterio utilizar } 0.27$$

2.7.2.3.4 Cálculo del momento total

El momento total se obtiene mediante la siguiente formula:

$$M_{\text{total}} = 1.3 * [M_{\text{cm}} + \frac{5}{3} * (M_{\text{cv}} * I * Fd)]$$

Donde:

Fd = factor de distribución = fracción de carga = 0.72

I = impacto

$$M_{\text{total}} = 1.3 * [98,560 + \frac{5}{3} * (33,125.06 * 1.27 * 0.72)]$$

$$M_{\text{total}} = 193,755.37 \text{ kg-m}$$

2.7.2.3.5 Cálculo del refuerzo

Para el refuerzo en el centro de la viga se tiene:

$$M = 193,755.37 \text{ kg-m}$$

$$b = 65 \text{ cm}$$

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

$$d = 95 \text{ cm}$$

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

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

$$A_s = \left[65 * 95 - \sqrt{(65 * 95)^2 - \frac{193,755.37 * 65}{0.003825 * 210}} \right] * \frac{0.85 * 210}{2810}$$

Se obtiene:

$$A_s = 91 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{mín}} = 30.98 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{máx}} = 114.23 \text{ cm}^2$$

Como $A_{s\text{máx}} > A_s > A_{s\text{mín}}$, si chequea

El armado quedará de la siguiente manera:

Cama inferior: 16 No. 8 + 3No. 7

Cama intermedia: 0.25 pulg.² * cada ft de peralte de la viga = 2No. 6

Cama superior: 33%*(A_s) = 0.33*91 = 30.03 cm²; 6 No. 8 + 1 No. 6

Figura 10. Detalle de elevación de viga principal

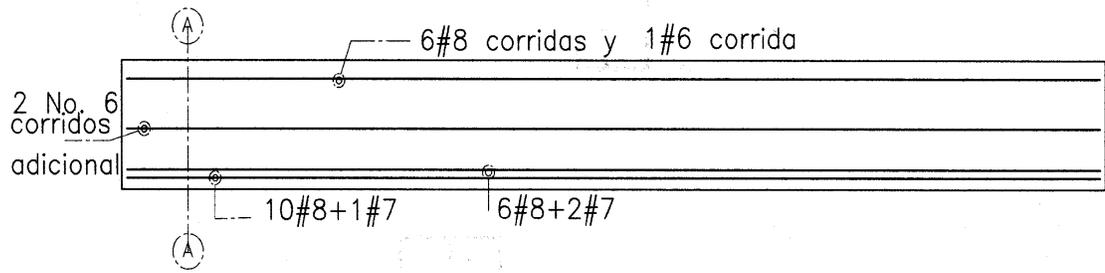
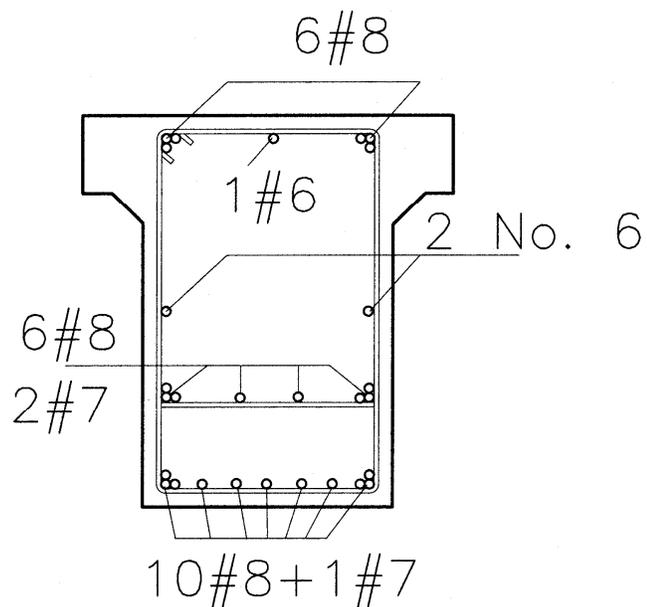


Figura 11. Detalle de sección de viga



2.7.2.3.6 Diseño a corte

- **Esfuerzo por carga muerta**

El esfuerzo cortante máximo se obtiene en los apoyos y se calcula por medio de la siguiente fórmula:

$$V_{\text{máx}} = W * \frac{L}{2} + P = 3080 * 16/2 + 360$$

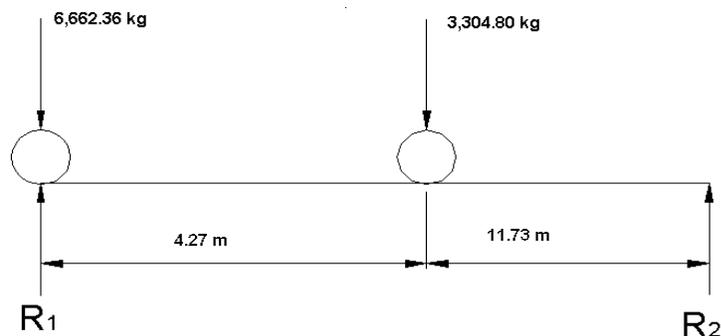
$$V_{\text{máx}} = 3080 * \frac{16}{2} + 360$$

$$V_{\text{máx}} = 25,000 \text{ kg}$$

- **Esfuerzo por sobrecarga**

El esfuerzo por sobrecarga se calcula por medio de la reacción que la estructura tiene cuando el camión está ingresando al puente.

Figura 12. Diagrama de posición de carga que producen corte máximo



Realizando sumatoria de momentos en R_2 igual a cero; se obtiene la reacción R_1 que a su vez es $V_{\text{máx}}$.

$$R_1 * 16 = 6,662.36 * 16 + 3,304.80 * 11.73$$

$$R_1 = 9,085.19 \text{ kg} = V_{\text{max}}$$

- **Esfuerzos cortantes totales**

$$V_{\text{total máx}} = 1.3 * [V_{\text{cm}} + \frac{5}{3} * (V_{\text{cv}} * l)]$$

$$V_{\text{total máx}} = 1.3 * [25,000 + \frac{5}{3} * (9085.19 * 1.30)]$$

$$V_{\text{total máx}} = 58,089.95 \text{ kg}$$

- **Cálculo de refuerzo**

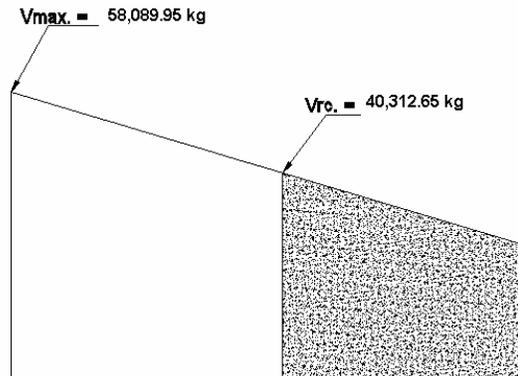
Con base al diagrama de corte real y con la siguiente fórmula, se calcula la fuerza última de resistencia del concreto a corte:

$$V_{\text{cr}} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * (b * d)$$

$$V_{\text{cr}} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * (65 * 95)$$

$$V_{\text{cr}} = 40,312.65 \text{ kg}$$

Figura 13. Diagrama de corte de diseño



Por medio del diagrama de corte de diseño se obtiene el corte máximo ($V_{m\acute{a}x}$). Una vez determinados estos esfuerzos V_{rc} y $V_{m\acute{a}x}$; se calcula el esfuerzo cortante que será absorbido por el acero, el cual se obtiene por medio de la siguiente fórmula:

$$V_s = V_{m\acute{a}x} - V_{rc}$$

$$V_s = 58,089.95 \text{ kg} - 40,312.65 \text{ kg} = 17,777.30 \text{ kg}$$

Comprobando límites de espaciamiento:

$$\text{Si } \phi * 1.1 * \sqrt{f'c} * (b * d) < V_s < 2.1 * \sqrt{f'c} * (b * d)$$

$$\text{Entonces } S_{m\acute{a}x} = d/4$$

$$V_s < \phi * 1.1 * \sqrt{f'_c} * (b * d)$$

$$\text{Entonces } S_{\text{máx}} = \frac{d}{2}$$

Calculando:

$$\phi * 1.1 * \sqrt{f'_c} * (b * d)$$

$$0.85 * 1.1 * \sqrt{210} * (65 * 95) = 83,667.77 \text{ kg}$$

$$2.1 * \sqrt{f'_c} * (b * d)$$

$$2.1 * \sqrt{210} * (65 * 95) = 187,916.92 \text{ kg}$$

Como $V_s = 17,777.30 < 83,667.77 \text{ kg}$

$$S_{\text{máx}} = \frac{d}{2} = \frac{95}{2} = 40 \text{ cm}, \text{ por criterio se utilizara } 0.32 \text{ m}$$

- **Cálculo del espaciamiento**

Para su cálculo se utiliza la siguiente fórmula:

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

Utilizando refuerzo No. 3:

$$S = \frac{2 * 0.71 * 2810 * 95}{17,777.30} = 21.32 \text{ cm}$$

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

Para determinar la longitud que cubre el espaciamiento en los extremos se realiza de la siguiente manera:

$$\frac{V_{\text{máx}}}{4} = \frac{V_{\text{rc}}}{X}$$

Donde:

X = longitud en los extremos donde el espaciamiento será de 20 cm

$$\frac{58,089.95}{4} = \frac{40,312.65}{X}$$

$$X = 2.80 \text{ m}$$

14 estribos @ 20 cm y la parte restante estribos @ 32 cm

Según especificación ACI, el primer escribo debe colocarse a $S / 2$ y posteriormente deben colocarse a un espaciamiento de S

2.7.3 Diseño de la subestructura

Estará compuesta por los elementos siguientes: cortina, viga de apoyo y estribos.

2.7.3.1 Diseño de la cortina

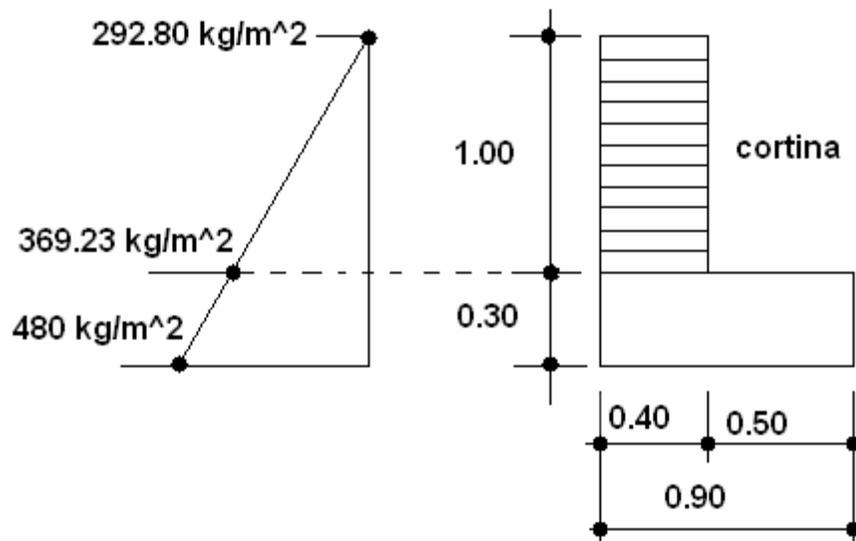
Sirve para detener el relleno en sentido longitudinal, se considera empotrada a la viga de apoyo y el alto depende de la viga principal del puente.

En ellas actúan las fuerzas de: empuje de la tierra (E), fuerza longitudinal (FL), y la fuerza de sismo (EQ), según AASTHO 1.2.22.

La estructura no debe diseñarse para menos de un equivalente líquido a 480 kg/m^3 , según AASTHO 1.1.19.

Para la geometría de las cortinas se tomó en cuenta el espesor de la losa, la pendiente y el espesor del apoyo de la superestructura.

Figura 14. Geometría de la cortina y de la viga de apoyo



2.7.3.1.1 Empuje de la tierra (E)

Se debe incrementar la altura del relleno en 0.61 m.

$$E = 292.80 * 1.00 + 369.23 * \frac{1.00}{2} = 292.80 + 184.61 = 477.41 \text{ kg/m}$$

2.7.3.1.2 Fuerza longitudinal (FL)

Según AASTHO 1.2.13, la fuerza longitudinal será el 5% de la carga viva y su centro de gravedad a 1.8 sobre la superficie de la rodadura.

$$Cv = 5\% * P_{15}$$

$$Cv = 0.05 * 15,000$$

$$Cv = 750 \text{ kg}$$

$$FL = \frac{Cv}{L}$$

$$FL = \frac{750}{1.80}$$

$$FL = 417 \text{ kg}$$

$$b = 1.00 \text{ m}$$

2.7.3.1.3 Fuerza del sismo (EQ)

Según criterio de la sección de puentes de la Dirección General de Caminos de Guatemala, se utiliza el 8%. El punto de aplicación se localiza en el centro de gravedad, actuando horizontalmente.

2.7.3.1.4 Grupos de cargas

$$W_{\text{cortina}} = \gamma_{\text{cr}} * b * h$$

$$W_{\text{cortina}} = 2400 * 0.40 * 1.00$$

$$W_{\text{cortina}} = 960 \text{ kg}$$

$$EQ = 0.08 * 960 = 76.80 \text{ kg}$$

El punto de aplicación se localiza en $b = \frac{1}{2} * 1.00 = 0.50 \text{ m}$ al centro de gravedad.

Según AASTHO 1.2.22, para calcular el momento de diseño se utilizan los siguientes grupos de carga.

Grupo I : esfuerzo 100%	$M = E * b + FL * b$
Grupo III : esfuerzo 125%	$M = E * b + FL * b$
Grupo VII : esfuerzo 133%	$M = E * b + EQ * b$

Grupo I: esfuerzo 100%

$$M_I = \frac{1}{2} * 292.80 + \frac{1}{3} * 184.61$$

$$M_I = 207.94 \text{ kg-m}$$

Grupo III: esfuerzo 125%

$$M_{III} = 1.3 * (E + FL)$$

$$M_I = E = 207.94 \text{ kg-m}$$

$$FL = 417 * 1.00 = 417 \text{ kg-m}$$

$$M_{III} = 1.3 * (207.94 + 417) = 812.41 \text{ kg-m}$$

Grupo VII: esfuerzo 133%

$$M_{VII} = 1.3 * (E + EQ * b)$$

$$M_{VII} = 1.3 * (207.94 + 76.80 * 0.50)$$

$$M_{VII} = 320.24 \text{ kg-m}$$

El grupo III es el momento máximo $M_{\text{máx}} = 812.41 \text{ kg-m}$

2.7.3.1.5 Cálculo del refuerzo

Datos:

$$M = 812.41 \text{ kg-m}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$d = 97.5 \text{ cm}$$

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

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

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

$$A_s = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{mín}} = 19.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{máx}} = 72.15 \text{ cm}^2$$

Como $A_s < A_{s\text{mín}}$, se utilizará $A_{s\text{mín}} = 19.56 \text{ cm}^2$

Proponiendo armado; 6 varillas # 6 + 2 #5 para un área real de 21.04 cm^2

2.7.3.1.6 Refuerzo por corte

Grupo III

$$V = 1.3 * (E + FL)$$

$$V = 1.3 * (477.41 + 417) = 1,162.73 \text{ kg}$$

Grupo VII

$$V = 1.3 * (E + EQ)$$

$$V = 1.3 * (477.41 + 76.80) = 720.47 \text{ kg}$$

La mayor de las cargas corresponde al grupo III.

$$V_{\text{máx}} = 1,162.73 \text{ kg}$$

$$V_{\text{rc}} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 40 * 97.5$$

$$V_{\text{rc}} = 25,460.62 \text{ Kg}$$

Debido a que $V_{\text{rc}} > V_{\text{máx}}$, el concreto resiste

$$S_{\text{máx}} = \frac{d}{2} = \frac{97.5}{2} = 48.75$$

$$S = 40 \text{ cm}$$

Utilizar varilla # 3 @ 25 cm.

2.7.3.2 Diseño de la viga de apoyo

Esta se diseñará por aplastamiento y el refuerzo longitudinal es por temperatura.

$$A_{s_{\text{tem}}} = 0.002 * b * h$$

$$A_{s_{\text{tem}}} = 0.002 * 90 * 30$$

$$A_{s_{\text{temp}}} = 5.40 \text{ cm}^2$$

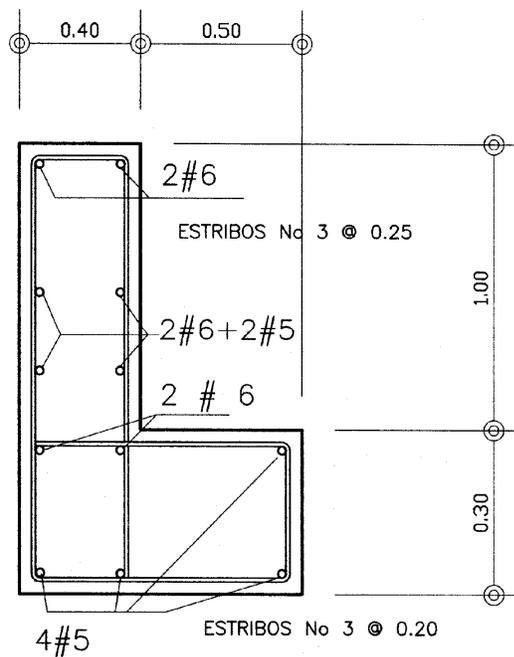
Utilizar armado 4 # 5 cubriendo un área real de 7.88 cm^2

Para el refuerzo transversal se colocan estribos de acero corrugado, a una distancia no menor que $h/2$.

$$S = \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

Proponiendo armado No. 3 @ 20 cm

Figura 15. Esquema de armado de la viga de apoyo



2.7.3.2.1 Diseño de apoyos de neopreno

Los apoyos del puente serán de neopreno de dureza shore 60 reforzados con placas metálicas. El esfuerzo máximo permisible por compresión se obtiene mediante la expresión:

$$\sigma_r = \frac{8 * a * b}{t * (a + b)}$$

$$\sigma_r = \frac{P}{a * b}$$

$$\frac{\Delta L}{2} \leq 0.5 \text{ Apoyos móviles o libremente apoyados}$$

Dónde:

ΔL = máximo desplazamiento horizontal

a,b = dimensiones del apoyo

σ_r = esfuerzo máximo permisible a compresión del apoyo

σ_f = esfuerzo admisible del acero. (Esfuerzos de trabajo)

σ_a = esfuerzo a compresión del apoyo

t = espesor de una lámina de 1.3 cm.

T = espesor total del elastómero

Datos:

L = 16 m

a = 50 cm

$$b = 65 \text{ cm}$$

$$P = 34,621.44 \text{ [lb]} = 15,704.02 \text{ [kg]}$$

$$CM = 1,146.40 \text{ [lb/pie]} = 520 \text{ [kg/m]}$$

$$CV+I = 7,805.10 \text{ [lb/pie]} = 3,538.02 \text{ [kg/m]}$$

$$T = 6.5 \text{ mm}$$

- Revisando el esfuerzo por compresión

$$\sigma_r = \frac{8 * 50 * 65}{1.3 * (50 + 65)} = 173.91 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_r = \frac{15,704.02}{50 * 65} = 4.83 \text{ kg/cm}^2$$

Como el esfuerzo $\sigma_r > \sigma_a$ si cumple

- Cálculo del desplazamiento horizontal (L=16 m)

Deformación total por esfuerzo, se utiliza la ley de hooke $\sigma_f = 1700 \text{ kg/cm}^2$

$$\Delta eT = \frac{\sigma_f}{E} * L$$

$$\Delta eT = \frac{1700}{2.1E6} * 1,600 = 1.29 \text{ cm}$$

Deformación por carga muerta:

$$\Delta e_{CM} = \frac{T * CM}{CM + (CV + I)}$$

$$\Delta e_{CM} = \frac{6.5 * 520}{520 + (3538.02)} = 0.83 \text{ cm}$$

Deformación por contracción de fraguado y contracción diferida:

$$\Delta c = 0.000165 * L = 0.000165 * 1600 = 0.26 \text{ cm}$$

Deformación por temperatura:

$$\Delta c = 0.000011 * D^0 * L$$

$$\Delta t = 0.000011 * 10 * 1600 = 0.18 \text{ cm}$$

Deformaciones máximas

$$\text{Contracción} = \Delta e_{CM} - (\Delta c + \Delta t) = 0.83 - (0.26 + 0.18) = 0.39 \text{ cm}$$

$$\text{Dilatación} = (\Delta e_T + \Delta t) - \Delta c = (1.29 + 0.18) - 0.26 = 1.21 \text{ cm}$$

$$\text{Máximo desplazamiento horizontal del apoyo } \Delta L = 1.51 \text{ cm}$$

Espesor de apoyos

Se usan 2 placas de elastómero de 13 mm + dos placas de acero de 2 mm + un placa de acero en medio de 33 mm = 3.3 cm.

$$\frac{\Delta L}{T} = \frac{1.51}{3.3} = 0.46 \leq 0.5, \text{ apoyos móviles o libremente apoyados}$$

2.7.3.3 Diseño del estribo

En este caso el estribo a diseñar será de concreto ciclópeo, obteniendo con esto la ventaja de que su diseño es más simple, ya que consiste en asumir su sección y luego verificar tres condiciones: deslizamiento, volteo y presiones.

La geometría del estribo será la siguiente:

Figura 16. Diagramas de presiones del estribo

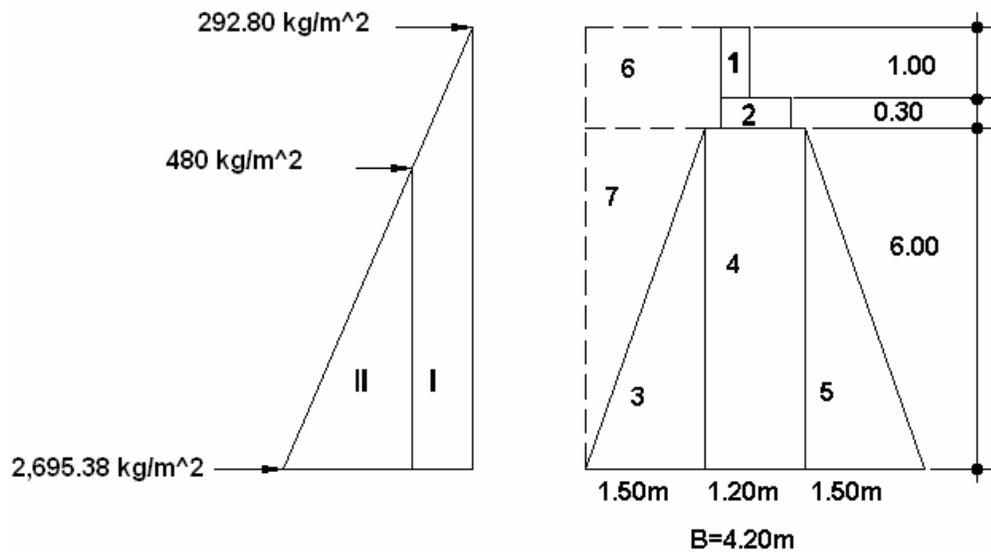
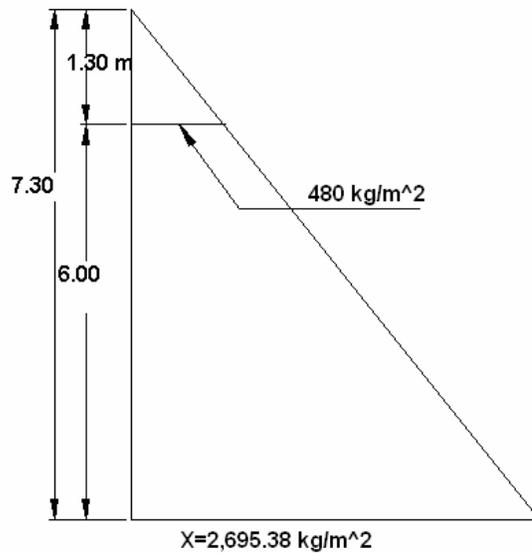


Figura 17. Relación de triángulos para obtener la presión de la cota de cimentación



2.7.3.3.1 Cálculo del momento de volteo

El momento de volteo es producto del empuje de la tierra sobre el estribo y se determina de la siguiente manera:

Sección I:

$$\text{Empuje} = \text{Presión} \cdot h$$

$$\text{Empuje} = 292.8 \cdot 7.30 = 2,137.44 \text{ kg}$$

$$B_p = \frac{h}{2} = \frac{7.30}{2} = 3.65 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = E * Bp$$

$$M = 2,137.44 * 3.65 = 7,801.66 \text{ kg} - \text{m}$$

Para la sección II se tiene:

Tabla I. Cálculo de momento de volteo

Sección	Altura (m)	Presión	Empuje(kg)	Bp(m)	Momento (kg-m)
I	7.3	292.8	2,137.45	3.65	7,801.66
II	3.65	2,695.38	9,838.14	2.43	23,906.68
		E=	11,975.58	MV=	31,708.34

2.7.3.3.2 Cálculo del momento estabilizante

Es producido por el peso de la estructura y el relleno.

Sección I

$$A_1 = b * h$$

$$A_1 = 0.40 * 1.00 = 0.40 \text{ m}^2$$

$$W = b * h * \gamma_{cr,cc \text{ y } s}$$

$$W_1 = 0.40 * 1.00 * 2,400 * 1 = 960 \text{ kg}$$

$$Bp_1 = 1.50 + 0.15 + 0.50 + \frac{40}{2} = 2.35 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 960 * 2.35 = 2,256 \text{ kg} - \text{m}$$

Para las secciones sobrantes se tiene:

Tabla II. Cálculo del momento estabilizante

Sección	Área (m ²)	$\gamma_{cr,cc}$ y s (kg/m ³)	WE(kg) (Peso)	Bp (m)	M (kg – m)
1	0.40	2400	960	2.35	2,256
2	0.27	2400	648	1.95	1,360.80
3	4.5	2500	11,250	3	36,000
4	7.20	2500	18,000	1.95	37,800
5	4.50	2500	11,250	0.90	11,250
6	2.145	1900	4,075.50	3.15	13,754.81
7	4.50	1900	8,550	3.45	31,635

$$W = 54,733.50$$

$$ME = 134,056.61$$

2.7.3.3 Revisión del muro sin superestructura

Las verificaciones se harán para un muro de contención por gravedad.

$$\text{Volteo} = \frac{ME}{MV} > 1.5$$

$$\text{Deslizamiento} = 0.5 * \frac{W}{E} > 1.5$$

$$P = \frac{W}{A} * \left[1 \pm \left(\frac{6 * e}{b} \right) \right] > 0 < V_s$$

En donde:

MV = momento de volteo

ME = momento estabilizante

W = peso propio de la estructura

E = empuje

A = área = B*b

e = excentricidad = b / 2 - a

a = (ME - MV) / W

b = base

B = modulo de sección por metro lineal

P = presiones

- **Revisión de volteo**

$$\frac{ME}{MV} = \frac{134,056.61}{31,708.34} = 4.23 > 1.5$$

- **Revisión de deslizamiento**

$$D = 0.5 * \frac{W}{E} = 0.5 * \frac{54,733.50}{11,975.58} = 2.28 > 1.5$$

La estructura resistirá por si sola el volteo y el deslizamiento ya que ambos chequeos son mayores a 1.5

- **Revisión de presiones**

$$a = \frac{ME - MV}{W} = \frac{134,056.61 - 31,708.34}{54,733.50} = 1.87\text{m}$$

3a > b; significa que no existen presiones negativas.

3a = 5.61m > 4.20 si chequea

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{4.20}{2} - 1.87 = 0.23$$

$$P_{\text{máx}} = \frac{54,733.50}{4.20 * 1} * \left[1 \pm \left(\frac{6 * 0.23}{4.20} \right) \right]$$

P máxima = 17,314.66 kg /m² < Vs (valor soporte del suelo), si chequea

P mínima = 16,888.04 > 0 no hay presiones negativas

2.7.3.3.4 Revisión del muro con superestructura y carga viva

Este chequeo se realiza para verificar si el muro resiste al agregarle el peso de las estructuras que deberá soportar.

- **Carga muerta y viva**

La carga muerta y viva es la misma que se cálculo para la viga de apoyo:

$$CM_u = CM * 1.4$$

$$CV_u = CV * 1.7$$

$$CM_u = 9,048 * 1.4 = 12,667.20 \text{ kg}$$

$$CV_u = 5,832.82 * 1.7 = 9,915.79 \text{ kg}$$

$$CM + CV = 22,582.99 \text{ kg}$$

Brazo = 2.10 m (punto medio de la base)

$$ME_1 = (CM + CV) * \text{brazo}$$

$$ME_1 = 22,582.99 * 2.10 = 47,424.28 \text{ kg} - \text{m}$$

$$MET = ME_1 + ME$$

$$MET = 47,424.28 + 134,056.61 = 181,480.89 \text{ kg} - \text{m}$$

Revisión de presiones:

$$a = \frac{MET - MV}{(CM + CV) + WE}$$

$$a = \frac{181,480.89 - 31,708.34}{22,582.99 + 54,733.50} = 1.94\text{m}$$

$$e = \frac{4.20}{2} - 1.94 = 0.16$$

$$P_{\text{máx}} = \frac{WE + (CM + CV)}{A} * \left[1 \pm \left(\frac{6 * e}{b} \right) \right]$$

$$P_{\text{máx}} = \frac{54,733.50 + (22,582.99)}{4.20 * 1} * \left[1 \pm \left(\frac{6 * 0.16}{4.20} \right) \right]$$

P máxima < Vs, si chequea

$$P_{\text{mín}} = \frac{54,733.50 + (22,582.99)}{4.20 * 1} * \left[1 \pm \left(\frac{6 * 0.16}{4.20} \right) \right]$$

P mínima > 0 si chequea

Como la presión máxima es menor que la capacidad soporte del suelo y la presión mínima es mayor que cero, el muro resistirá las presiones.

2.8 Presupuesto

En la integración del presupuesto del puente vehicular de la aldea El Bijagual se consideraron los siguientes aspectos.

1. Costos directos: la mano de obra calificada, no calificada, las prestaciones laborales aplicando un promedio de los salarios que se pagan en la región.

2. Costos indirectos: la supervisión técnica, costos de administración y la utilidad.
3. Materiales: para el efecto se cotizaron de acuerdo al lugar y la fecha en la que se realizó el estudio.

Tabla III. Resumen del presupuesto del puente vehicular aldea El Bijagual, municipio de Morazán, El Progreso.

NOMBRE DEL PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DE PUENTE VEHICULAR						
#	RENGLÓN	CANT	U.	PRECIO UNITARIO	TOTAL	DOLARES
1	Trabajos preliminares	1	global	Q13,926.2	Q 13,926.22	\$ 1,822.80
2	Estribos con alas	646.93	m ³	Q 988.70	Q639,616.50	\$ 83,719.50
3	Viga de poyo +cortina	12.00	ml	Q1,086.26	Q 13,035.18	\$ 1,706.18
4	Vigas principales	48.00	ml	Q1,641.09	Q 78,772.32	\$ 10,310.51
5	Diafragmas	18.00	ml	Q 436.08	Q 7,849.49	\$ 1,027.42
6	Losa de rodadura	72.00	m ²	Q 973.98	Q 70,126.27	\$ 9,178.83
7	Banqueta	32.00	ml	Q 725.42	Q 23,213.31	\$ 3,038.39
8	Barandal+drenaje	14.00	ml	Q 413.52	Q 5,789.31	\$ 757.76
Total					Q852,329.05	\$111,561.39
Tipo de cambio: \$1.00 americano a Q.7.64						

2.10 Evaluación de impacto ambiental

2.10.1 Definición

Un estudio de evaluación de impacto ambiental, es un documento que describe pormenorizadamente las características de un proyecto o actividad, que se pretende llevar a cabo o su modificación. Debe proporcionar antecedentes fundados para la predicción, identificación e interpretación de su impacto ambiental y describir la o las acciones que ejecutara para impedir o minimizar sus efectos significativamente adversos.

2.10.2 Evaluación ambiental de proyectos

La Ley N° 19,300 sobre Bases Generales del Medio Ambiente, promulgada en 1994, establece exigencias ambientales para los proyectos de inversión y determina cuáles de ellos deben someterse al Sistema de Evaluación de Impacto Ambiental (SEIA), a través de un Estudio de Impacto Ambiental (EIA) o de una Declaración de Impacto Ambiental (DIA). Esta decisión es responsabilidad final de la Comisión Regional o Nacional del Medio Ambiente, según corresponda, así como también la administración del sistema y la coordinación de los organismos del Estado involucrados para los efectos de obtener los permisos o pronunciamientos requeridos.

2.10.3 Identificación de impactos

Este proyecto no tendrá impacto ambiental negativo permanente, ya que sólo sucederá durante la época de construcción, donde el suelo sufrirá un leve cambio por ser removido al momento de la excavación y éste a su vez provocará polvo en ocasiones, debido a las condiciones del clima, como el viento, evaporación, etc.

Otro impacto negativo no permanente, es la contaminación auditiva para los habitantes del lugar y lugares aledaños; así como, al personal que realizaran los trabajos, esto se deberá por los ruidos bruscos provocados por las excavaciones realizadas por maquinaria y los peones.

2.10.4 Medidas de mitigación

Las medidas de mitigación son consideraciones expuestas en forma de planes descriptivos sobre las acciones a tomar, para contrarrestar y mitigar los efectos causados por los impactos negativos.

Uno de los factores importantes es la protección a los trabajadores, para lo cual se deberá disminuir la exposición de éstos a polvos ocasionados por el uso del cemento, agregado grueso y arena, ya que los efectos pueden ser dañinos a la salud.

Por lo tanto deberán emplear durante sus labores: mascarilla para el polvo y olores, protectores auditivos tipo tapón, cascos, cinturones para aplicación de fuerzas extremas, guantes de caucho y botas antideslizantes, debido a que estarán en un área vulnerable al deslizamiento ocasionadas por lluvias y el río.

Para evitar accidentes de trabajo y enfermedades, los trabajadores deben ser instruidos en normas de seguridad industrial e higiene, debido a que en numerosas ocasiones ellos cuentan con el equipo de seguridad pero por comodidad o simplemente por no creerlo necesario, no los emplean.

2.11 Evaluación socioeconómica

2.11.1 Valor presente neto (VPN)

Es una alternativa para toma de decisiones de inversión, lo cual permite determinar de ante mano si una inversión vale la pena o no poder realizarla, y no hacer así malas inversiones que provoquen en un futuro pérdidas, es muy utilizado por dos razones: la primera porque es de muy fácil aplicación y la segunda porque todos los ingresos y egresos futuros se transforman al presente y así puede verse fácilmente, si los ingresos son mayores que los egresos.

El valor presente neto puede desplegar tres posibles respuestas, las cuales pueden ser:

$$\text{VPN} < 0 \quad ; \quad \text{VPN} = 0 \quad ; \quad \text{VPN} > 0$$

Cuando el VPN<0, y el resultado es un valor negativo muy grande alejado de cero, nos esta alertando que el proyecto no es rentable. Cuando el VPN=0 nos esta indicando que exactamente se esta generando el porcentaje de utilidad que se desea, y cuando el VPN>0, esta indicando que la opción es rentable y que inclusive podría incrementarse el porcentaje de utilidad.

Las fórmulas del VPN son:

$$P = F \left[\frac{1}{(1+i)^n - 1} \right]$$

$$P = A \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} \right]$$

P = Valor de pago único en el valor inicial a la operación, o valor presente.

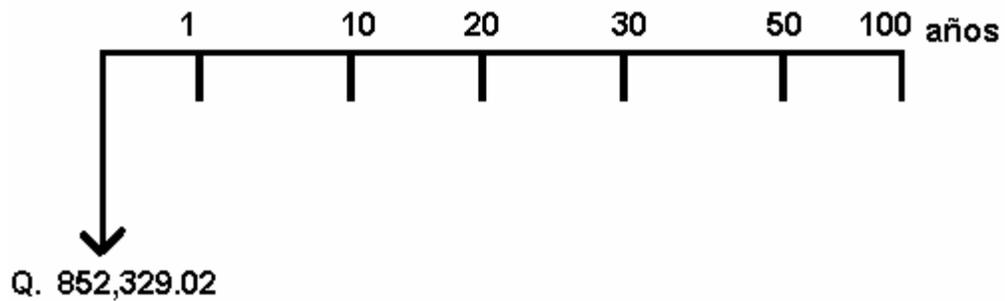
F = Valor de pago único al final del período de la operación, o valor de pago futuro.

A = Valor de pago uniforme en un período determinado o valor de pago constante o renta, de ingreso o egreso.

i = Tasa de interés de cobro por la operación, o tasa de utilidad por la inversión a una solución.

n = Período de tiempo que pretende la duración de la operación.

Figura 18. Esquema de ingresos y egresos económicos para puente vehicular



$$\text{VPN} = \text{Ingresos} - \text{Egresos}$$

$$\text{VPN} = 0 - 852,329.02$$

$$\text{VPN} = -852,329.02$$

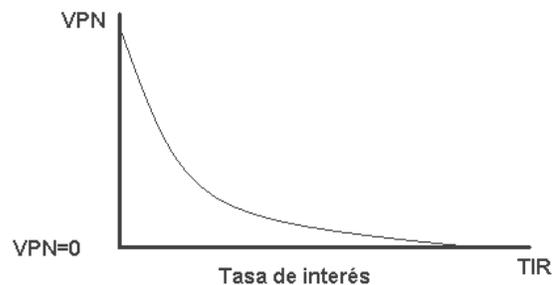
Como el VPN es menor que cero, nos indica que el proyecto no es rentable.

Esto es debido a que, por ser un proyecto de carácter social, no se estipulan ingresos.

2.11.2 Tasa Interna de Retorno (TIR)

La tasa interna de retorno, como su nombre lo indica es el interés que hace que los ingresos y los egresos tengan el mismo valor, cuando se analiza una alternativa de inversión.

Figura 19. Variación del VPN debido a la TIR



La tasa interna de retorno puede calcularse mediante las ecuaciones siguientes:

$$a) (P-L) * (R/P, i\%, n) + L*i + D = I$$

Donde:

P = Inversión inicial

L = Valor de rescate

D = Serie uniforme de todos los costos

I = Ingresos anuales

b) Valor presente de costos = Valor presente de ingresos

c) Costo anual = Ingreso anual

En las tres formas, el objetivo es satisfacer la ecuación, a través de la variación de la tasa de interés. La tasa de interés que cumpla con la igualdad, es la tasa interna de retorno del proyecto que se está analizando.

Como puede observarse en las tres fórmulas mencionadas, todas requieren de un valor de ingreso, y para este proyecto, por ser de carácter social, no se prevé ningún tipo de ingreso, por lo que no se puede hacer el cálculo de la TIR mediante el uso de estas fórmulas. Lo que procede para este caso, es tomar el valor de la TIR igual a 4.5%, la cual representa el costo que el Estado debe desembolsar para la ejecución de dicho proyecto.

Esta tasa fue calculada tomando en cuenta la tasa libre de riesgo de Guatemala que corresponde a la inversión en títulos públicos que actualmente pagan esa cantidad y es lo que le cuesta al Estado captar esos fondos para invertirlos en obra pública.

3. DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE EDIFICIO PARA ESCUELA SECUNDARIA, CASERÍO SUNZAPOTE

3.1 Descripción del proyecto

Una de las principales necesidades de la población del caserío Sunzapote es la construcción de una escuela secundaria. Lo que la comunidad pide es un edificio escolar de un nivel, que cuente con dos aulas, dirección, tienda/cocina, bodega y servicio sanitario.

3.2 Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico es una herramienta indispensable para conocer los niveles del terreno donde se desea construir, ya que esto permite representar gráficamente los posibles puntos de ubicación de la obra y la geometría de las partes de nuestra estructura. Entre las cuales se encuentran los levantamientos;

Planimétrico, utilizando el método de conservación del azimut.

Altimétrico, utilizando una nivelación simple.

3.3 Estudio de suelos

Con base al ensayo triaxial del tipo no consolidado y no drenado, que se efectuó a la muestra de suelo inalterada de un pie cúbico, se determino que el suelo es limo arcillo arenoso color café con una capacidad soporte de 20 T/m², por lo que se estimo que la profundidad de la cota de cimentación deberá ser por lo menos de 80 centímetros.

3.4 Normas para el diseño de edificios escolares

Las normas que se pueden tomar para el diseño de edificios escolares como un criterio general son las siguientes:

- Área requerida por alumno: según normas de diseño, se sugiere de 1.35 m²/alumno para el área rural y 1.50 m²/alumno para el área urbana.
- Iluminación: la iluminación es natural o artificial, debe ser abundante y uniformemente distribuida. Es recomendable el aprovechamiento óptimo de la luz natural, por esa razón se recomienda que el área de ventanas sea el 25% al 30% de la superficie del piso.

- Ventilación: la dirección de los vientos en Guatemala es de norte a sur y viceversa, por lo que el área de ventilación debe estar orientada en este sentido, para proveer una ventilación cruzada, el área recomendable de ventilación debe ser el 50% del área de ventanas.

3.5 Espacios educativos

3.5.1 Aulas teóricas

La experiencia pedagógica ha demostrado que las aulas de dimensión cuadrada, son las que mejor se adaptan a la forma educativa de los alumnos, tanto por la flexibilidad en su distribución como en el amueblamiento, por lo que presenta cualidades aceptables en cuanto a capacidad visual y auditiva.

3.6 Diseño arquitectónico

3.6.1 Distribución de ambientes

Se tomara como base las dimensiones que ha de tener el edificio a construir, con respecto a la capacidad mínima de alumnos que ha de recibir, y alcanzar el máximo de alumnos que ha de albergar en el futuro. La distribución de ambientes en el edificio será de dos aulas seguida una de otra.

Con la limitación de los recursos económicos, para la construcción del edificio se tomo el criterio de 1.35 m²/alumno. Para dimensionar las aulas, se adopto una capacidad de 20 alumnos en cada aula.

3.6.2 Altura del edificio

Por tener un techo de caída de 2 aguas, la altura no es uniforme por tal razón en la parte central tendrá una altura de 4.21 m de piso a cielo en todo el sentido longitudinal y en los lados laterales un promedio de 3.09 m.

3.7 Tipo de estructura a diseñar

Por ser un edificio de un nivel, lo más recomendable, por economía, tiempo y la facilidad de adquirir los materiales en el lugar de construcción, será una estructura de mampostería reforzada de block, con una cubierta de lámina de zinc, calibre 26, cimiento corrido y zapatas, asegurando así su permanencia de tiempo de vida útil en 30 años. Debido a que la distribución de ambientes producto de la geometría del terreno dio como resultado la separación de la tienda/cocina más bodega, se diseñara únicamente el área de las aulas, dirección, y baños, esto se debe a que será el mismo procedimiento para su diseño.

3.8 Distribución de cargas

3.8.1 Carga viva

La carga viva a aplicar será de 80 kg/m^2 , por ser el techo de lámina de zinc.

3.8.2 Carga muerta

Las cargas muertas son las que están integradas por el peso propio de la lámina, la costanera, el tendal y además aquellas que se le aplican a las costaneras y a los tendales.

3.8.3 Carga de sismo

Para el cálculo se utilizó el criterio del código UBC, el cual considera un 20% de la carga total, en lugares donde existe una vulnerabilidad sísmica.

3.9 Diseño estructural

3.9.1 Diseño de techo

El techo consiste en una cubierta de lámina de zinc calibre 26, con artesón de metal de dos aguas, con una pendiente del 25 %.

Para las costaneras se acepta una sección de 2”*4” de metal perfil C, espaciadas a 0.95 m y para las vigas, una sección de 4”*4”, con costanera doble de metal perfil C a una separación de 2.40 m.

3.9.1.1 Datos para el diseño

Tipo de costanera	Metal perfil C
Peso propio de la costanera	2.55 kg/m
Pendiente	25%
Separación entre costanera	0.95 m
Separación de vigas	2.40 m
Traslape de cubierta	20 cm sentido longitudinal 10 cm sentido transversal
Dimensiones de láminas	
Ancho	0.80 m (ancho útil 70 cm)
Longitud	3.05 m (longitud útil 285 cm)
Sección de costanera	2” * 4”
Sección de viga	4” * 4”
Peso específico de acero (γ)	$7.85 \text{T/m}^3 = 7,850 \text{ kg/m}^3$

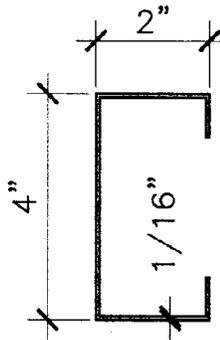
3.9.1.2 Cálculo de costanera

3.9.1.2.1 Integración de cargas

- Carga muerta

W Lámina	= 4.92	kg/m ²
W Instalaciones	= 0.59	kg/m ² (12% de W _{lámina})
W _{C.M.}	= 5.51	kg/m ²

Figura 20. Detalle de costanera



$$C = \left[\frac{(\text{alto}) + 2(\text{base})}{100} \right] * \text{espesor} * \gamma_{\text{acero}}$$

$$C = W_{\text{cos}} = \left[\frac{(0.1016) + 2(0.0508)}{100} \right] * 0.16 * 7,850 = 2.55 \text{ kg/m}$$

- **Carga viva**

Carga viva de servicio = CV = 80.00 kg/m²

Utilizaremos esta carga viva por razones de que el techo será de lámina de zinc.

La carga viva puede ser la carga de servicio o bien la carga de viento, se tomará la de mayor valor, el procedimiento es el siguiente:

Carga de viento

$$q = 0.005 V^2$$

V = mayor velocidad del viento registrada para Guatemala

$$V = 110 \text{ km/h}$$

$$q = 0.005 * (110)^2$$

$$q = 60.5 \text{ kg/m}^2$$

Sin embargo la carga de viento debe afectarse por un factor, producto del contacto que la fuerza ejerce sobre la estructura, esto se debe a la existen de aberturas (ventanas) en el edificio escolar, cuando el viento golpea externamente la edificación el factor es 0.8, y cuando el viento produce contacto en el interior de la estructura el factor toma el valor de 0.5, para este caso como suceden ambas situaciones, se tomará como factor el promedio de ambos.

PV = factor * q = carga de viento

factor = 0.8 golpe externo

factor = 0.5 golpe interno

factor promedio = factor golpe externo + factor golpe interno

$$\text{factor promedio} = 0.80 + 0.50 = 1.30$$

$$PV = \text{factor promedio} * q$$

$$PV = 1.3 * 60.5 \text{ kg/m}^2$$

$$PV = 78.65 \text{ kg/m}^2$$

$$CV = 80.00 \text{ kg/m}^2$$

$$CV > PV$$

Como la carga de servicio es mayor a la carga de viento se toma la mayor.

3.9.1.2.2 Cálculo de separación de costaneras

$$w = \text{separación} * (W_{cm} + W_{cv}) + W_{\text{costanera}}$$

$$w = \text{separación} * (5.51 \text{ kg/m}^2 + 80 \text{ kg/m}^2) + 2.55 \text{ kg/m} \text{ (Ecuación I)}$$

La luz mayor en esta edificación es de 7.15 m .

$$L = \frac{\text{luz mayor}}{3}$$

$$L = \frac{7.15}{3} = 2.38 \text{ m}$$

- **Cálculo de momento**

$$M = \frac{W * L^2}{8} = \frac{W * (2.38)^2}{8}$$

$$M = 0.71 * w \quad (\text{Ecuación II})$$

- **Cálculo del momento resistente**

$$f = \frac{Mc}{I} = \frac{M}{S} \text{ despejando; } S = \frac{I}{C}$$

Donde:

M = momento

I = inercia

S = modulo de sección

C= distancia desde la base al eje neutro de la costanera

Por teorema de ejes paralelos se calcula la inercia con:

$$\Sigma I = \frac{bh^3}{12} + Ad^2$$

$$I = \frac{(t)(alto)^3}{12} * 2 + \left[\frac{(alto)(t)^3}{12} + (alto)(t)(base)^2 \right] * 2$$

$$I = \frac{(0.160)(10.16)^3}{12} * 2 + \left[\frac{(10.16)(0.160)^3}{12} + (10.16)(0.16)(5.08)^2 \right] * 2$$

$$I = 111.87 \text{ cm}^4$$

- **Cálculo del módulo de sección**

$$S = \frac{I}{C}$$

$$S = \frac{111.87 \text{ cm}^4}{5.08 \text{ cm}} = 22.02 \text{ cm}^3$$

- **Cálculo del momento resistente**

Del código del Instituto Americano para Construcciones de Acero (*American Institute Steel Constructions*) AISC, se obtiene $F_b = 0.6 F_y$

$$F_y = 30 \text{ ksi}$$

$$1 \text{ ksi} = 70.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 30 \text{ ksi} * 70.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = 0.6 * 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = 1260 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_r = S \cdot F_b$$

$$M_r = 22.02 \text{ cm}^3 \times 1260 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_r = 27,748.76 \text{ kg-cm}$$

$$M_r = 277.49 \text{ kg-m}$$

- **Igualando ecuaciones I y II**

$$M = 0.71 \cdot w \text{ (Ecuación II)}$$

$$w = \text{separación} \cdot (5.51 \text{ kg/m}^2 + 80 \text{ kg/m}^2) + 2.55 \text{ kg/m} \text{ (Ecuación I)}$$

$$0.71 \cdot (\text{separación} \cdot (5.51 \text{ kg/m}^2 + 80 \text{ kg/m}^2) + 2.55 \text{ kg/m}) = M_r$$

$$85.51 \cdot 0.71 \cdot \text{separación} = M_r - 2.55 \cdot 0.71$$

$$60.71 \cdot \text{separación} = 277.49 - 1.81$$

$$60.71 \cdot \text{separación} = 275.68$$

$$\text{separación} = \frac{275.68}{60.71} = 4.54 \text{ m}$$

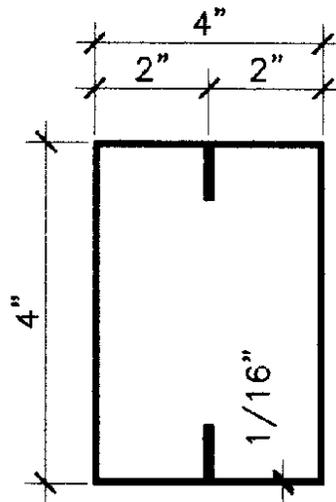
Al colocar las costaneras a una separación de 4.54 m, la cubierta corre el riesgo de flexionarse, por fines constructivos se optara por colocarlas a cada 0.95m.

3.9.1.3 Cálculo de la viga

La viga es el elemento encargado de soportar el peso propio de la cubierta, de las costaneras y de su peso propio para transmitirlo a los muros.

Se toma como una viga simplemente apoyada, conformada por la unión de dos costaneras.

Figura 21. Detalle de viga



Debido a que la viga está formada por la unión de dos costaneras, la inercia y el módulo de sección serán el doble del dato calculado para una costanera.

$$I = 223.74 \text{ cm}^4$$

$$S = 44.04 \text{ cm}^3$$

$$F_b = 1260 \text{ Kg/cm}^2$$

- **Cálculo del peso de la costanera**

Con la separación calculada para la costanera, igual a 0.95 m, se tiene;

$$C = \left[\frac{(alto) + 2(base)}{100} \right] * espesor * \gamma_{acero}$$

$$C = 2.55 \text{ kg / m}$$

$$W_{\text{costanera}} = \frac{C}{\text{separación}} = \frac{2.55 \text{ kg/m}}{0.95 \text{ m}}$$

$$W_{\text{costanera}} = 2.7 \text{ kg/m}^2$$

3.9.1.3.1 Cálculo del momento resistente para la viga

$$M_r = S \times F_b$$

$$M_r = 44.04 \text{ cm}^3 * 1260 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_r = 55,490.40 \text{ kg-cm}$$

$$M_r = 554.90 \text{ kg-m}$$

3.9.1.3.2 Integración de cargas para la viga metálica

- **Carga muerta**

$$W_{CM} = W_{lámina} + W_{costanera} + W_{instalaciones}$$

$$W_{instalaciones} = 12\% \text{ del } W_{lámina}$$

$$W_{CM} = 4.92 + 2.70 + 0.59 \quad (\text{kg/m}^2)$$

$$W_{CM} = 8.21 \text{ kg/m}^2$$

- **Carga viva**

$$W_{CV} = 80.00 \text{ kg/m}^2$$

- **Carga total**

$$W_{CV} + W_{CM} = 88.21 \text{ kg/m}^2$$

3.9.1.3.3 Cálculo del peso de la viga

$$W_{viga} = W_{costanera} * 2 = 2.70 * 2 = 5.40 \text{ kg/m}$$

$$w = \text{separación} * (W_{CV} + W_{CM}) + W_{VIGA}$$

$$w = 4.54 \text{ m} * (88.21 \text{ kg/m}^2) + 5.40 \text{ kg/m}$$

$$w = 405.87 \text{ kg/m}$$

Igualando el momento para una viga simplemente apoyada con el momento resistente, se tiene;

$$M = \frac{w * L^2}{8}$$

$$M_r = S * F_b$$

$$\frac{w * L^2}{8} = S * F_b$$

$$\frac{w * L^2}{8} = S * F_s$$

$$L = 2.38 \text{ m}$$

Despejando F_s ;

$$F_s = \frac{w * L^2}{8 * S}$$

$$F_s = \frac{405.87 * 2.38^2}{8 * 44.04} * 100$$

$$F_s = 652.55 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_s < F_b$$

$F_s = 652.55 \text{ kg/cm}^2$ es menor a $F_b = 1260 \text{ kg/cm}^2$, si chequea

3.9.1.3.4 Separación de vigas

- Igualando ecuaciones I y II

$$M = 0.71 * w \quad (\text{Ecuación II})$$

$$w = \text{separación} * (W_{CV} + W_{CM}) + W_{VIGA}$$

$$w = \text{separación} * (W_{CV} + W_{CM}) + 5.40 \text{kg/m} \quad (\text{Ecuación I})$$

$$0.71 * (\text{separación} * (88.21 \text{ kg/m}^2) + 5.40 \text{ kg/m}) = Mr$$

$$88.21 * 0.71 * \text{separación} = 554.90 - 5.40 * (0.71)$$

$$62.63 * \text{separación} = 551.06$$

$$\text{separación} = \frac{551.06}{62.63}$$

$$\text{separación} = 8.80 \text{ m}$$

Al colocar las vigas a una separación de 8.80 m, la cubierta corre el riesgo de flexionarse, por fines constructivos se optara por colocarlas a cada 2.40 m mínimo y a un máximo de 3.50 m.

3.9.1.4 Cálculo de pernos

$$L=2.38 \text{ m}$$

$$\text{Separación promedio entre costaneras} = 0.95 \text{ m}$$

$$w = \text{separación} * (W_{CV} + W_{CM}) + W_{VIGA}$$

$$w = 0.95m * (88.21 \text{ kg/m}^2) + 5.40 \text{ kg/m}$$

$$w = 89.20 \text{ kg/m}$$

- **Tensión en apoyos**

$$T = w * L$$

$$T = 89.20 * 2.38 = 212.29 \text{ kg}$$

$$F_y = 2,100 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{pt} = 0.5 * F_y$$

$$F_{pt} = 0.5 * 2,100 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{pt} = 1,050 \text{ kg/cm}^2$$

$$T = A * f_s$$

Despejando A:

$$A = \frac{T}{f_s}$$

$$A = \frac{T}{f_s = F_{bt}} = \frac{212.29}{1,050}$$

$$A = 0.20 \text{ cm}^2$$

Se usaran pernos de 3/8", $A_{3/8} = 0.71 \text{ cm}^2$

$$\text{No. de pernos} = \frac{A_{\text{total}}}{A_{\text{perno}}}$$

$$\text{No. de pernos} = \frac{0.20 \text{ cm}^2}{0.71 \text{ cm}^2}$$

$$\text{No. de pernos} = 0.28 < 1$$

$$\text{No. de pernos} = 1 \text{ perno de } \varnothing 3/8''$$

Pero por razones de seguridad se utilizarán 3 pernos de $\varnothing 3/8''$ por empalme en el sentido transversal de la lámina.

- **Revisando acciones en apoyos de piezas de metal**

$$w = \text{separación} * (W_{\text{CV}} + W_{\text{CM}}) + W_{\text{VIGA}}$$

$$w = 4.54 \text{ m} * (88.21 \text{ kg/m}^2) + 5.40 \text{ kg/m}$$

$$w = 405.87 \text{ kg/m}$$

$$V = \frac{w * l}{2}$$

$$l = \text{luz máxima} = 7.15 \text{ m}$$

$$V = \frac{405.87 \text{ kg/m} * 7.15 \text{ m}}{2}$$

$$V = 1450.99 \text{ kg}$$

$$P = A_c * f$$

Despejando A_c

$$A_c = \frac{P}{f}$$

Donde:

$$F_c = 0.4 * F_y$$

$$F_c = 0.4 * 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_c = 840 \text{ kg / cm}^2$$

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

$$A = \frac{1,449.91 \text{ kg}}{840 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A = 1.73 \text{ cm}^2$$

$$\text{No. de pernos} = \frac{A_{\text{total}}}{A_{\text{perno}}}$$

$$\text{No. de pernos} = \frac{1.73 \text{ cm}^2}{0.71 \text{ cm}^2} = 2.43 > 1$$

$$\text{No. de pernos} = 3 \text{ pernos de } \varnothing 3/8''$$

Pero por razones de seguridad se utilizarán 8 pernos de $\varnothing 3/8''$, para empalme en el sentido longitudinal de la lámina.

3.9.2 Diseño de muro

Este edificio consta de 5 tipos de muros, que se diferencian por su longitud, altura, cantidad de ventanas y puertas; deben de diseñarse independientemente, estos están localizados en; el eje D, eje 5, eje C y eje A, respectivamente. Ver apéndice.

Como el procedimiento y el método para el diseño de los muros será el mismo, por fines de ejemplificar diseñaremos el muro1, que corresponde al eje D.

Para esta estructura que tiene diafragma flexible encima, el corte y momento por sismo se calcula por área tributaria.

$W_{total} = \text{Peso a sostener}$

$W_{total} = W_{cm} + W_{cv}$

3.9.2.1 Integración de cargas

- **Carga muerta**

$W_{cm} = W_{lámina} + W_{cost} + W_{inst} + W_{VIGA}$

$W_{\text{costanera}} = \frac{W_{\text{cos}}}{l}$; donde l es la separación entre costaneras y es igual a 0.95 m.

$W_{\text{costanera}} = \frac{W_{\text{viga}}}{L}$; donde la separación L es la luz del muro 1 igual a 7.15 m, se divide en tres ya que existen dos vigas entre los muros, ver detalle de techos en anexos.

$$W_{\text{cm}} = 4.92 + 2.70 + 0.59 + 2.30 \quad \text{kg/m}^2$$

$$W_{\text{cm}} = 10.51 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{cv}} = 80 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{cv}} + W_{\text{cm}} = 90.51 \text{ kg/m}^2$$

Para un muro exterior de Aulas

$$L_{\text{muro}} = 7.15 \text{ m}$$

$W_1 =$ Carga Distribuida

$$P = W_{\text{total}} * \text{ancho tributario} * \text{largo del muro}$$

$$P = 90.51 * 2.38 * 7.15$$

$$W_1 = 1540.21 \text{ kg}$$

- **Carga de sismo para el muro**

Según especificaciones de UBC se debe considerar un 20% de la carga total en lugares donde existe una vulnerabilidad sísmica.

$$F_s = 20\%W_1$$

$$F_s = 0.20 * 1540.21 \text{ kg}$$

$$F_s = 308.04 \text{ kg}$$

- **Momento generado por la fuerza de sismo**

$$M_s = F_s * h$$

h muro = 5.16 m se considera por ser el muro más alto

$$M_s = 308.04 \text{ kg} * 5.16 \text{ m}$$

$$M_s = 1,589.49 \text{ kg-m}$$

3.9.2.2 Chequeo a compresión

$$f_c = \frac{P}{A}$$

Amuro = espesor del muro x largo del muro

$$\text{Amuro} = 15 \text{ cm} \times 715 \text{ cm} = 10,725 \text{ cm}^2$$

$$f_c = \frac{W_1}{A_{\text{muro}}}$$

$$f_c = \frac{1,573.48 \text{ kg}}{10,725 \text{ cm}^2}$$

$$f_c = 0.15 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.15 \text{ kg/cm}^2 < < f_u = 25 \text{ kg/cm}^2$$

Esto indica que le muro soportara la carga a compresión.

3.9.2.3 Chequeo a flexión

Hay un procedimiento conocido como técnica universal de diseño a flexión elástica llamando $F_b = f_b$ permisible y a $F_s = f_s$ permisible.

El momento basado en el esfuerzo a compresión de la mampostería es $M = bd^2 (jk/2) F_b$, puede despejarse $(2/jk) = (bd^2) * F_b/M$

De la misma forma ya que el momento basado en el esfuerzo del acero es $M = bd^2 (\rho*j)*F_s$, puede despejarse $n*\rho*j = n*M*(b*d^2) * F_s$.

Entonces, pueden tabularse valores de $(2/j*k)$ y de $(n*\rho*j)$ y de ellos despejar el valor de (ρ) .

$$\begin{aligned}
 E_m &= 400 * f'm && \text{cuando} && f'm < 50 \\
 E_m &= 600 * f'm && \text{cuando} && f'm > 50 \\
 E_m &= 800 * f'm && \text{cuando} && f'm > 100
 \end{aligned}$$

$$k = \sqrt{(\rho * n)^2 + (2 * \rho * n)} - \rho * n$$

Se calcula el acero requerido, asumiendo un valor para f_u de 25 kg/cm^2 , esfuerzo a compresión del block.

$$\begin{aligned}
 f_u &= && = 25 \text{ kg/cm}^2 \\
 f'm &= 0.7 * f_u && = 17.5 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_b &= 0.3 * f'm && = 5.25 \text{ kg/cm}^2 \\
 E_m &= 400 f'm && = 7000 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_s &= 0.5 f_y && = 1405 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{donde } f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

- **Calculando el valor de n**

$$n = \frac{E_{\text{acero}}}{E_{\text{mampostería}}}$$

$$n = \frac{2 * 10^6 \text{ kg/cm}^2}{7,000 \text{ kg/cm}^2}$$

$$n = 286$$

Por mampostería

$$\frac{2}{jk} = \frac{bd^2 fb}{M}$$

$$\frac{2}{jk} = \frac{15\text{cm} * (715\text{cm})^2 * 5.25\text{kg/cm}^2}{158,949\text{kg} - \text{m}} = 254$$

Por acero

$$n\rho j = \frac{nM}{bd^2 F_s}$$

$$n^* \rho^* j = \frac{286 * 158,949\text{kg} - \text{m}}{15\text{cm} * (715\text{cm})^2 * 1405\text{kg/cm}^2}$$

$$n^* \rho^* j = \mathbf{0.0042}$$

Se asume un valor de $n^* \rho^*$, para calcular el valor de k , de j y los valores de $\frac{2}{jk}$ y $n^* \rho^* j$, que se obtienen por medio de iteraciones.

Tabla V. Iteraciones para el cálculo de ρ

$\rho \cdot n$	k	j	(2/jk)	$n \cdot \rho \cdot j$
0.00170000	0.05663430	0.98112190	35.99378554	0.00166791
0.00170100	0.05665046	0.98111651	35.98370985	0.00166888
0.00170200	0.05666663	0.98111112	35.97364305	0.00166985
0.00170300	0.05668279	0.98110574	35.96358512	0.00167082
0.00170400	0.05669894	0.98110035	35.95353605	0.00167180
0.00170500	0.05671509	0.98109497	35.94349583	0.00167277
0.00170600	0.05673124	0.98108959	35.93346444	0.00167374
0.00170700	0.05674737	0.98108421	35.92344188	0.00167471
0.00170800	0.05676351	0.98107883	35.91342812	0.00167568
0.00170900	0.05677964	0.98107345	35.90342316	0.00167665
0.00171000	0.05679576	0.98106808	35.89342697	0.00167763
0.00425200	0.08806311	0.97064563	23.39781345	0.00412719
0.00427800	0.08831952	0.97056016	23.33193837	0.00415206

$$n \cdot \rho = 0.00425200$$

$$n = 286$$

$$\rho = \frac{0.004252}{n} = \frac{0.004252}{286} = 0.000015$$

Cálculo de As requerido, con cuantía calculada;

$$As = \rho \cdot b \cdot d$$

$$As = 0.000015 \cdot 15 \text{ cm} \cdot 715 \text{ cm}$$

$$As = 0.16 \text{ cm}^2$$

Como el área de acero calculada es menor al área de acero mínimo, entonces, los muros de mampostería reforzada se diseñaran con refuerzo mínimo de acuerdo con las normas del Instituto de Fomento de Hipotecas (FHA).

Recomienda ubicar columnas principales con 4 varillas No. 3, estribos No. 2 @ 0.20 m al centro de la luz. Así mismo para marcos de puertas y ventanas se recomiendan columnas intermedias.

3.9.2.4 Chequeo por corte

$$F_s = 308.04 \text{ kg}$$

$$A_{\text{muro}} = 15\text{cm} * 715\text{cm} = 10,725 \text{ cm}^2$$

$$f_u = \frac{308.04\text{kg}}{10,725\text{cm}^2} = 0.029 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Si f_u es $\ll 0.50$ utilizar refuerzo mínimo

Como lo establece el Código Uniforme de la Edificación en su sección 2106.1.12.4, todos los muros deberán reforzarse con refuerzo vertical y horizontal.

La suma de las áreas correspondientes al refuerzo horizontal y vertical debe ser como mínimo 0.002 veces el área bruta de la sección transversal del muro, y el área mínima del refuerzo en cualquiera de las dos direcciones no deber ser menor a 0.0007 veces el área bruta de sección transversal del muro.

- Refuerzo horizontal

$$\rho_h = \frac{A_{sh}}{d * t} \geq 0.0009$$

- Refuerzo Vertical

$$\rho_v = \frac{A_{sh}}{d * t} \geq 0.0007$$

d= longitud del muro

t = espesor del muro

- **Diseño a flexión**

$$A_{s_{vertical}} = 0.0007 * 715\text{cm} * 15\text{cm}$$

$$A_{s_{vertical}} = 7.51\text{cm}^2 \text{ requerido}$$

Usando varillas No. 3 (0.71 cm²) tenemos:

$$No_{\text{varillas}} = \frac{As_{\text{vertical}}}{A_{\text{varilla propuesta}}}$$

$$No_{\text{varillas}} = \frac{7.51\text{cm}^2}{0.71\text{cm}^2} = 10.57$$

No_{varillas} = 11 varillas a lo largo del muro

Por ser un muro de más de 4.00 m de largo se usarán cuatro columnas, cada una con 4 varillas No. 3 y estribos No. 2 @ cada 0.15 m, para totalizar 12 varillas No. 3. Cubriendo así un área de acero real de 8.52 cm² a lo largo del muro, ver apéndice.

- **Diseño a corte**

$$As_{\text{horizontal}} = 0.0009 * 715\text{cm} * 15\text{cm}$$

$$As_{\text{horizontal}} = 9.65\text{cm}^2$$

Usando varillas No. 3 (0.71 cm²) tenemos

$$No_{\text{varillas}} = \frac{As_{\text{horizontal}}}{A_{\text{varilla propuesta}}}$$

$$No_{\text{varillas}} = \frac{9.65\text{cm}^2}{0.71\text{cm}^2} = 13.59 \approx 14 \text{ varillas de } \text{Ø}3/8''$$

Para ligar el refuerzo horizontal a las unidades de mampostería es necesario el uso de elementos de concreto; solera inferior o hidrófuga, solera intermedia y solera superior o de corona, cada una con 4 varillas No. 3, por el alto del muro deberá ser necesaria una solera intermedia que funcionara como sillar con 2 varillas No. 3, lo que totaliza 14 varillas, ver apéndice.

3.9.3 Diseño de columnas

3.9.3.1 Cálculo de la carga que llega a la columna

$$w = W(\text{separación}) + CV(\text{separación}) + W_{\text{viga}} = \text{separación}(W + CV) + W_{\text{viga}}$$

Donde:

$$\text{Separación} = 4.54 \text{ m}$$

$$W_{\text{CM}} = \text{peso carga muerta} = 5.51 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{CV}} = \text{peso de la carga viva} = 80 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{viga}} = \text{peso de la viga} = 5.40 \text{ kg/m}$$

$$w = \text{separación} * (W_{\text{CM}} + W_{\text{CV}}) + W_{\text{viga}}$$

$$w = 4.54 * (85.51) + 5.40$$

$$w = 393.61 \text{ kg/m}$$

$$P = \frac{wl}{2}$$

$$l = 3.93 \text{ m} \quad (\text{h de columna del eje D})$$

$$P = \frac{393.61 \text{ kg/m} * 3.93 \text{ m}}{2}$$

$$P = 772.85 \text{ kg}$$

$$f_c = \frac{P}{A}$$

Asumiremos un área gruesa de 0.15m * 0.15m el equivalente a 225 cm²

$$f_c = \frac{772.85}{225}$$

$$f_c = 3.43 \text{ kg/cm}^2$$

3.9.3.2 Cálculo de armado de columna

Se han consultado las normas del Instituto de Fomento de Hipotecas Aseguradas (FHA), las cuales recomiendan poner columnas principales con 4 varillas No. 3, con estribos No.2 a cada 0.15 m.

Asumiendo el valor de $\rho = 1\% = 0.01$

$$\rho * A_g = 0.01 * (225 \text{ cm}^2)$$

$$\rho * A_g = 2.25 \text{ cm}^2$$

Si se utiliza 4 varillas No. 3, el área de acero es 2.84 cm²

$$\rho = \frac{2.84\text{cm}^2}{225\text{cm}^2}$$

$$\rho = 0.0126$$

Usando un reductor de carga a compresión

$$P_0 = \theta [0.85f'_c(A_g - A_s) + f_y A_s]$$

Donde $\theta = 0.70$ y $\theta = 0.75$

$$P_0 = 0.70 * 0.75 * [0.85 * 210 * (255 - 2.84) + 2810 * 2.84]$$

$$P_0 = 25,008.88 \text{ kg}$$

$$P = 772.85 \text{ kg}$$

$$P_0 \gg P$$

Entonces basta con colocar 4 varillas No. 3 en cada columna, las cuales deberían de ir en los extremos y al centro de los muros grandes con estribos No. 2 @ 15 cm, así mismo, colocar columnas intermedias para marcos de puertas y ventanas.

3.9.4 Diseño de cimiento

El cimiento a utilizar es del tipo corrido de 0.40 m de ancho y 0.20 m de espesor, con zapatas en la parte del corredor columna tipo C, como se indica en los planos (ver apéndice).

3.9.4.1 Integración de cargas

- Peso del muro

$$W_{\text{muro}} = \text{alto} * \text{ancho} * \gamma_{\text{mampostería}}$$

Donde

$$\text{ancho} = 0.15 \text{ m}$$

$$\text{alto} = 5.16 \text{ m es el muro más}$$

$$\gamma_{\text{mampostería}} = 1,800 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{\text{muro}} = 5.16 \text{ m} * 0.15 \text{ m} * 1,800 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{\text{muro}} = 1,393.2 \text{ kg/m}$$

- Peso del cimiento

ancho=0.40 m

alto = 0.20 m

$$\gamma_{\text{concreto reforzado}} = 2,400 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{\text{cimiento}} = \text{alto} * \text{ancho} * \gamma_{\text{cr}}$$

$$W_{\text{cimiento}} = 0.40\text{m} * 0.20\text{m} * 2,400\text{kg/m}^3$$

$$W_{\text{cimiento}} = 192 \text{ kg/m}$$

- Peso que tributa al muro

$$W_{\text{que tributa al muro}} = (W_{\text{lámina}} + W_{\text{costanera}} + W_{\text{instal}} + W_{\text{viga}}) * a$$

Donde:

a = ancho tributario que se utilizo para espaciamento de costanera

$$a = 2.38 \text{ m}$$

$$W_{\text{cos}} = 2.7 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{vig}} = 5.40 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{que tributa al muro}} = (4.92+2.7+0.59+5.40)*2.38$$

$$W_{\text{que tributa al muro}} = 32.39 \text{ kg/m}$$

- Peso de la carga viva

$$W_{\text{CV}} = \text{CV} * a$$

$$W_{\text{C.v.}} = 80 \text{ kg/m}^2 * 2.38 \text{ m}$$

$$W_{\text{C.v.}} = 190.40 \text{ kg/m}$$

- Peso total de muro

$$W_{\text{muro}} = 1.4 * W_{\text{CM}} + 1.7 * W_{\text{CV}}$$

$$W_{\text{muro}} = 1.4 * (1393.2\text{kg/m} + 192\text{kg/m} + 32.39\text{kg/m}) + 1.7 * (190.40\text{kg/m})$$

$$W_{\text{muro}} = 2,264.63 \text{ kg/m} + 323.68 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{muro}} = 2,588.31 \text{ kg/m}$$

3.9.4.2 Determinación de la base

Donde:

b= ancho del cimiento

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

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

$$V_{ss}=F_s = 20,000 \text{ Kg/m}^2$$

$$F_s = \frac{P}{A}$$

$$A = \frac{P}{F_s}$$

$$A = b * l$$

l = peralte de cimiento

Donde

$$l = \frac{P}{F_s}$$

$$l = \frac{2,588.31 \text{kg/m}}{20,000 \text{kg/m}^2}$$

$$l = 0.12 \text{ m}$$

$$l < 2t$$

$$t = \text{espesor del muro} = 0.15 \text{ m}$$

$$0.12 < 2t = 2(0.15) = 0.30 \text{ m}$$

Para efectos de diseño se asumirá un ancho de cimiento de 0.40 m y peralte de 0.125 m.

3.9.4.3 Chequeo a corte simple

Aquí se verificara si los valores de peralte obtenido y base asumida cumplen, para que el corte actuante sea menor al corte resistente.

$$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c}$$

$$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} = 6.53 \text{kg/cm}^2$$

$$V_a = \frac{P}{A}$$

$$V_a = \frac{2588.31\text{kg/m}}{(40 * 12.5)} = 5.17\text{kg/cm}^2$$

$V_a \ll V_r$ Si chequea

3.9.4.4 Chequeo a flexión

Tomando los datos de 0.40 m. de base, 0.125 m. de peralte y 0.075 m de recubrimiento se tiene:

$$W = \frac{P}{b}$$

Donde:

P = peso del muro intermedio

b = base del cimiento

$$W = \frac{2588.31\text{kg/m}}{0.40\text{m}} = 6,470.77\text{kg/m}$$

- Cálculo del momento

$$M = \frac{WL^2}{2}$$

$$L = \frac{b - \text{grosor de muro}}{2}$$

$$L = \frac{0.40 - 0.15}{2} = 0.125\text{m}$$

$$M = \frac{6,470.77\text{kg/m} * (0.125\text{m})^2}{2} = 50.55\text{kg} - \text{m}$$

3.9.4.5 Cálculo del refuerzo

$$Mu = 50.55 \text{ kg-m}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$d = 12.5 \text{ cm}$$

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

$$As = \left[(40 * 12.5) - \sqrt{\left((40 * 12.5)^2 - \frac{(50.55 * 40)}{0.003825 * 210} \right)} \right] * 0.85 * \frac{210}{2810}$$

$$As = 0.16 \text{ cm}^2 \text{ acero requerido}$$

- Cálculo del refuerzo mínimo

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

$$As_{\min} = \frac{14.1}{2,810} * 40 * 12.5 = 2.50\text{cm}^2$$

$A_s \ll A_{s_{\min}}$, entonces se toma el valor de $A_{s_{\min}} = 2.50 \text{ cm}^2$

Asumiendo acero número 3

$$N_{\text{varillas}} = \frac{A_{s_{\min}}}{A_{\text{varilla propuesta}}}$$

$$N_{\text{varillas}} = \frac{2.50 \text{ cm}^2}{0.71 \text{ cm}^2} = 3.52 \cong 3 \text{ varillas No.3}$$

Se propone un armado de 3 varillas No. 3 con eslabones No. 2 @ 0.20 m, ver apéndice.

3.9.5 Diseño de zapatas

Están ubicadas en la parte del pasillo, son 6 zapatas, por razones de ejemplificar, se diseñara una zapata, debido a que llevan el mismo procedimiento.

Se tomara como columna crítica las que se localizan en el corredor, con una sección de 0.15 m * 0.15 m y una altura de 3.92 m, h aproximada del eje D.

Se toman como datos:

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

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

$$\gamma_s = V_s = 20,000 \text{ kg/m}^2$$

3.9.5.1 Integración de carga

La integración de carga se toma para la columna crítica en el corredor.

Longitud del corredor = 20.60 m

$$W_{\text{total de cubierta}} = 865.71\text{kg}$$

$$W_{\text{total de columna}} = \text{Área}_{\text{gruesa}} * h_{\text{col}} * \gamma_{\text{cr}}$$

$$W_{\text{total de columna}} = 0.15\text{m} * 0.15\text{m} * 3.92\text{m} * 2400\text{kg/m}^3 = 211.68\text{kg}$$

No. de columnas del tramo calculado = 6

$$W_{\text{cada columna}} = \frac{W_{\text{total de cubierta}}}{6} = \frac{865.71\text{kg}}{6} = 144.28\text{kg}$$

$$W_{\text{total sobre zapata}} = W_{\text{total de columna}} + W_{\text{cada columna}}$$

$$W_{\text{total sobre zapata}} = 211.68\text{kg} + 144.28 = 355.97\text{kg}$$

Se asumen zapatas con las siguientes dimensiones:

b=0.40, a=0.40 y h=0.20 m

$$W_{zapata} = b * h * a * \gamma_{cr}$$

$$W_{zapata} = 0.40m * 0.20m * 0.40m * 2,400kg/m^3$$

$$W_{zapata} = 76.80kg$$

$$W_{total} = W_{zapata} + W_{total \text{ sobre la zapata}}$$

$$W_{total} = 76.80kg + 355.97kg = 432.77kg$$

3.9.5.2 Cálculo de área de zapata

$$A = \frac{P}{\mu} = \frac{W_{total}}{Vs}$$

$$A = \frac{432.77kg}{20,000kg/m^2}$$

$$A = 0.029m^2$$

$$A_{propuesta} = 0.40 * 0.40 = 0.16m^2$$

$$A \ll A_{propuesta}$$

El área propuesta es mayor que la calculada, por lo que las dimensiones asumidas están correctas.

- Estimación de la presión de suelo

Donde:

$$Q = \frac{P}{A_z}$$

P = peso de la columna crítica

A_z = área de la zapata

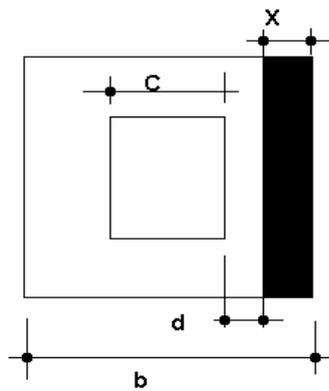
Q=es la presión que se estimara, para el suelo

$$Q = \frac{355.97\text{kg}}{(0.40 * 0.40)\text{m}^2}$$

$$Q = 2,224.81 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

3.9.5.3 Chequeo por corte simple

Figura 22. Área de chequeo a corte simple



Donde:

x = distancia de chequeo de corte simple

h = base de la zapata

Q = presión del suelo

d = peralte = 12 cm

c = grosor de columna

$$V_r = 0.85 * 0.53 * (bd) * \sqrt{f'c}$$

$$V_{ac} = x * h * Q$$

$$x = \frac{b}{2} - \frac{c}{2} - d = \frac{40}{2} - \frac{15}{2} - 12 = 0.5 \text{ cm}$$

$$V_r = 0.85 * 0.53 * (40 * 12) * \sqrt{210} = 3,133.62\text{kg}$$

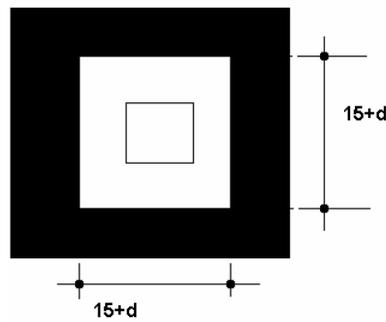
$$V_{ac} = 0.005 * 0.40 * 2,224.81 = 4.45\text{kg}$$

$$V_{ac} \ll V_r$$

Las dimensiones de la zapata cumplen con el chequeo por corte simple.

3.9.5.4 Chequeo por corte punzonante

Figura 23. Área de chequeo de punzonamiento



$$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

b_o = perímetro de sección crítica de punzonamiento

$$b_o = 4(15 + d)$$

$$b_o = 4(15 + 12)$$

$$b_o = 108\text{cm}$$

$$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 108 * 12$$

$$V_r = 8,460.76 \text{ kg}$$

$$V_a = (b * a - \left[\frac{15 + d}{100} \right]^2) * Q$$

$$V_a = (0.40 * 0.40 - \left[\frac{15 + 12}{100} \right]^2) * 2224.81$$

$$V_a = 193.78 \text{ kg}$$

$$V_r \gg V_a$$

$$8460.76 \text{ kg} \gg 193.78 \text{ kg}$$

Las dimensiones de la zapata cumplen el chequeo punzonante.

3.9.5.5 Cálculo del refuerzo

Datos

$$b = 40$$

$$d = 12$$

$$M = \frac{WL^2}{2}$$

$$M = \frac{Ql^2}{2}$$

$$M = \frac{2,224.81 * (0.40)^2}{2}$$

$$M = 177.98 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

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

$$A_s = \left[(40 * 12) - \sqrt{\left((40 * 12)^2 - \frac{(177.98 * 40)}{0.003825 * 210} \right)} \right] * 0.85 * \frac{210}{2810}$$

$$A_s = 0.59 \text{ cm}^2$$

- Refuerzo mínimo

$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{2810} * 40 * 12$$

$$A_{s_{\min}} = 2.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s < A_{s_{\min}}$$

Como el A_s es menor al área de $A_{s_{\min}}$, utilizaremos para el diseño el $A_{s_{\min}}$.

Proponiendo acero No. 3

$$N_{\text{varillas}} = \frac{A_{s_{\min}}}{A_{\text{varilla propuesta}}}$$

$$N_{\text{varillas}} = \frac{2.41}{0.71} = 3.39 \approx 4 \text{ varillas}$$

Por criterio la zapata se reforzará con 4 varillas de 3/8" de 0.40m de longitud, en ambos sentidos, ver apéndice.

Utilizando el mismo método y procedimiento, se diseñó la cimentación, la zapata, muro y columnas para el muro perimetral, dando como resultado, una zapata de 0.40*0.40*0.20 m, un cimiento del tipo corrido de 0.40*.20 m y columnas de 0.15*0.15 m de sección, ver apéndice, plano No. 19, del edificio escolar.

3.10 Presupuesto

En la integración del presupuesto del edificio escolar para el caserío Sunzapote se consideraron los siguientes aspectos.

- a. Costos directos: la mano de obra calificada, no calificada, las prestaciones laborales aplicando un promedio de los salarios que se pagan en la región.
- b. Costos indirectos: la supervisión técnica, costos de administración y la utilidad.
- c. Materiales: para el efecto se cotizaron de acuerdo al lugar y la fecha en la que se realizó el estudio.

Tabla VI. Resumen del presupuesto del edificio escolar

NOMBRE DEL PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DE ESCUELA SECUNDARIA						
#	REGLON	Cant.	U	PRECIO UNITARIO	TOTAL	EN DOLARES
1	Trabajos preliminares	1	global	Q 15,074.55	Q15,074.55	\$ 1,973.11
2	Cimiento corrido	89.35	ml	Q 156.80	Q14,010.09	\$ 1,833.78
3	Solera de humedad	89.35	ml	Q 108.29	Q 9,675.81	\$ 1,266.47
4	Solera intermedia U de 15	80.75	ml	Q 94.67	Q 7,644.60	\$ 1,000.60
5	Solera intermedia 0.15*.20	50.55	ml	Q 108.29	Q 5,474.11	\$ 716.51
6	Solera de corona	89.35	ml	Q 118.11	Q10,553.29	\$ 1,381.32
7	Dintel (puertas)	10.15	ml	Q 118.11	Q 1,198.84	\$ 156.92
8	Sillar tipo 1	5.25	m	Q 85.38	Q 448.24	\$ 58.67
9	Columna tipo 1(0.15*0.20)	15.28	ml	Q 136.05	Q 2,078.87	\$ 272.10
10	Columna tipo 2 (0.15*0.15)	183.00	ml	Q 129.64	Q23,723.45	\$ 3,105.16
11	Columna tipo 3 (0.10*0.15)	27.06	ml	Q 103.24	Q 2,793.68	\$ 365.66
12	block de 0.15*0.20*0.40	378.00	m ²	Q 136.22	Q51,492.99	\$ 6,739.92
13	Estructura y cubierta	1.00	global	Q 37,553.65	Q37,553.65	\$ 4,915.40
14	Piso de concreto alisado	206.60	m ²	Q 91.47	Q18,898.36	\$ 2,473.61
15	Puerta de aula, tienda y bodega	4	u	Q 2,044.92	Q 8,179.68	\$ 1,070.64
16	Puertas de administración (dirección)	1	u	Q 2,044.92	Q 2,044.92	\$ 267.66
17	Ventanería	32	m ²	Q 754.82	Q24,154.22	\$ 3,161.55
18	Electricidad fuerza	17	u	Q 625.40	Q10,631.78	\$ 1,391.59
19	Electricidad iluminación	1	global	Q 7,171.55	Q 7,171.55	\$ 938.68
20	Acometida	2	u	Q 3,575.97	Q 7,151.93	\$ 936.12
21	Estufa de gas con cilindro de 35 libras	1	u	Q 4,688.55	Q 4,688.55	\$ 613.68
22	Muebles fijos de cocina	1	global	Q 5,885.80	Q 5,885.80	\$ 770.39
23	Pila de dos lavaderos	1	global	Q 1,702.82	Q 1,702.82	\$ 222.88
24	Baños lavables y componentes	1	global	Q 35,883.46	Q35,883.46	\$ 4,696.79
25	Muro perimetral de block y malla	1	global	Q 91,209.50	Q91,209.50	\$11,938.42
TOTAL :					Q399,324.76	\$52,267.64

Tipo de cambio: \$ 1.00 americano a Q 7.64

3.12 Evaluación de impacto ambiental

3.12.1 Definición

Un estudio de evaluación de impacto ambiental, es un documento que describe pormenorizadamente las características de un proyecto o actividad, que se pretende llevar a cabo o su modificación. Debe proporcionar antecedentes fundados para la predicción, identificación e interpretación de su impacto ambiental y describir la o las acciones que ejecutara para impedir o minimizar sus efectos significativamente adversos.

3.12.2 Evaluación ambiental de proyectos

La Ley N° 19,300 sobre Bases Generales del Medio Ambiente, promulgada en 1994, establece exigencias ambientales para los proyectos de inversión y determina cuáles de ellos deben someterse al Sistema de Evaluación de Impacto Ambiental (SEIA), a través de un Estudio de Impacto Ambiental (EIA) o de una Declaración de Impacto Ambiental (DIA). Esta decisión es responsabilidad final de la Comisión Regional o Nacional del Medio Ambiente, según corresponda, así como también la administración del sistema y la coordinación de los organismos del Estado involucrados para los efectos de obtener los permisos o pronunciamientos requeridos.

3.12.3 Identificación de impactos

Este proyecto no tendrá impacto ambiental negativo permanente, ya que sólo sucederá durante la época de construcción, donde el suelo sufrirá un leve cambio por ser removido al momento de la excavación y éste a su vez provocará polvo en ocasiones, debido a las condiciones del clima, como el viento, evaporación, etc.

Otro impacto negativo no permanente, es la contaminación auditiva para los habitantes del lugar y lugares aledaños; así como, al personal que realizaran los trabajos, esto se deberá por los ruidos bruscos provocados por las excavaciones realizadas por maquinaria y los peones.

3.12.4 Medidas de mitigación

Las medidas de mitigación son consideraciones expuestas en forma de planes descriptivos sobre las acciones a tomar, para contrarrestar y mitigar los efectos causados por los impactos negativos.

Uno de los factores importantes es la protección a los trabajadores, para lo cual se deberá disminuir la exposición de éstos a polvos ocasionados por el uso del cemento, agregado grueso y arena, ya que los efectos pueden ser dañinos a la salud. Por lo tanto deberán emplear durante sus labores: mascarilla para el polvo y olores, protectores auditivos tipo tapón, cascos, cinturones para aplicación de fuerzas extremas, guantes de caucho y botas.

Para evitar accidentes de trabajo y enfermedades, los trabajadores deben ser instruidos en normas de seguridad industrial e higiene, debido a que en numerosas ocasiones ellos cuentan con el equipo de seguridad pero por comodidad o simplemente por no creerlo necesario, no los emplean.

3.13 Evaluación socioeconómica

3.13.1 Valor Presente Neto (VPN)

Este es una alternativa para toma de decisiones de inversión, lo cual permite determinar de ante mano si una inversión vale la pena o no poder realizarla, y no hacer así malas inversiones que provoquen en un futuro perdidas, es muy utilizado por dos razones: la primera porque es de muy fácil aplicación y la segunda porque todos los ingresos y egresos futuros se transforman al presente y así puede verse fácilmente, si los ingresos son mayores que los egresos.

El valor presente neto puede desplegar tres posibles respuestas, las cuales pueden ser:

$$\text{VPN} < 0 \quad ; \quad \text{VPN} = 0 \quad ; \quad \text{VPN} > 0$$

Cuando el VPN<0, y el resultado es un valor negativo muy grande alejado de cero, nos esta alertando que el proyecto no es rentable. Cuando el VPN=0 nos esta indicando que exactamente se esta generando el porcentaje de utilidad que se desea, y cuando el VPN>0, esta indicando que la opción es rentable y que inclusive podría incrementarse el porcentaje de utilidad.

Las fórmulas del VPN son:

$$P = F \left[\frac{1}{(1+i)^n - 1} \right]$$

$$P = A \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} \right]$$

P = Valor de pago único en el valor inicial a la operación, o valor presente.

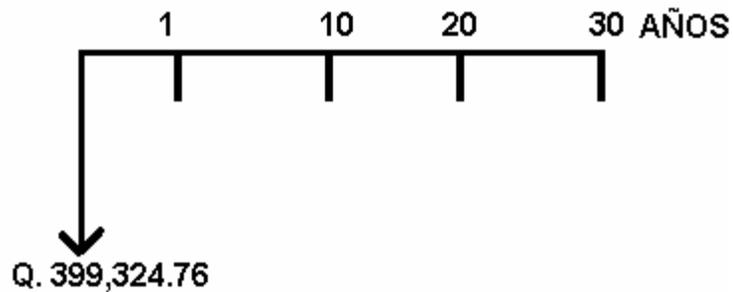
F = Valor de pago único al final del período de la operación, o valor de pago futuro.

A = Valor de pago uniforme en un período determinado o valor de pago constante o renta, de ingreso o egreso.

i = Tasa de interés de cobro por la operación, o tasa de utilidad por la inversión a una solución.

n = Período de tiempo que pretende la duración de la operación

Figura 24. Esquema de ingresos y egresos económicos para edificio escolar



$$\text{VPN} = \text{Ingresos} - \text{Egresos}$$

$$\text{VPN} = 0 - 399,324.76$$

$$\text{VPN} = -399,324.76$$

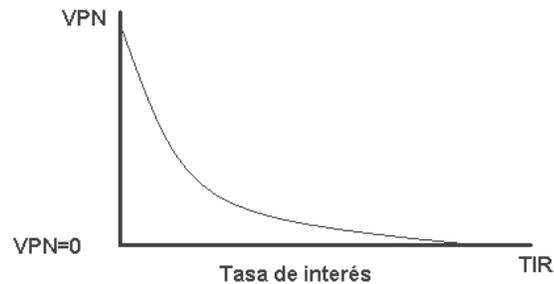
Como el VPN es menor que cero, nos indica que el proyecto no es rentable.

Esto es debido a que, por ser un proyecto de carácter social, no se estipulan ingresos.

3.13.2 Tasa Interna de Retorno (TIR)

La tasa interna de retorno, como su nombre lo indica es el interés que hace que los ingresos y los egresos tengan el mismo valor, cuando se analiza una alternativa de inversión.

Figura 25. Variación del VPN debido a la TIR



La tasa interna de retorno puede calcularse mediante las ecuaciones siguientes:

$$a) (P-L) * (R/P, i\%, n) + L*i + D = I$$

Donde:

P = Inversión inicial

L = Valor de rescate

D = Serie uniforme de todos los costos

I = Ingresos anuales

$$b) \text{Valor presente de costos} = \text{Valor presente de ingresos}$$

$$c) \text{Costo anual} = \text{Ingreso anual}$$

En las tres formas, el objetivo es satisfacer la ecuación, a través de la variación de la tasa de interés. La tasa de interés que cumpla con la igualdad, es la tasa interna de retorno del proyecto que se está analizando.

Como se puede observarse en las tres fórmulas mencionadas, todas requieren de un valor de ingreso, y para este proyecto, por ser de carácter social, no se prevé ningún tipo de ingreso, por lo que no se puede hacer el cálculo de la TIR mediante el uso de estas fórmulas. Lo que procede para este caso, es tomar el valor de la TIR igual a 4.5%, la cual representa el costo que el Estado debe desembolsar para la ejecución de dicho proyecto.

Esta tasa fue calculada tomando en cuenta la tasa libre de riesgo de Guatemala que corresponde a la inversión en títulos públicos que actualmente pagan esa cantidad y es lo que le cuesta al Estado captar esos fondos para invertirlos en obra pública.

CONCLUSIONES

1. Se realizó el estudio económico para ambos proyectos, en el que se observa un resultado negativo, lo que los hacen no rentables. Esto se debe a que son una inversión de tipo social, para los cuales el estado los subsidia.
2. El costo total de ejecución de cada proyecto es: para el puente vehicular Q. 852,329.05, dando un precio de Q. 8,878.42 por m². Para el edificio escolar Q. 399,324.76 con un precio de Q. 2,300 por m², respectivamente, en comparación en el área de la cabecera municipal de Morazán los precios de construcción oscilan entre Q. 1,900.00 a Q. 2,500.00 el m² para el edificio, y Q. 8,500.00 a Q. 8,900.00 el m² para el puente, por lo tanto como ambos valores se encuentran en el rango, se concluye que los proyectos son factibles para su ejecución.
3. Para la construcción de los proyectos no se causará impacto negativo permanente en la flora, fauna y bosque, del lugar. Esto se debe a que sólo sucederá durante la época de construcción, donde el suelo sufrirá un leve cambio por ser removido al momento de la excavación. Cumpliendo así con las normas del Ministerio de Ambiente para la ejecución de proyectos de infraestructura.
4. Los diseños de ambos proyectos cumplen con las expectativas planteadas por el municipio, por lo que las soluciones propuestas son factibles, de acuerdo con las necesidades planteadas.

RECOMENDACIONES

1. Realizar capacitaciones a las personas de las comunidades a beneficiar, para que puedan desempeñar los trabajos relacionados con cada uno de los proyectos a realizar y velar por el buen desarrollo de los mismos.
2. Asignar a un profesional encargado de velar por el cumplimiento de las especificaciones indicadas en los planos para que el proyecto en ejecución pueda alcanzar su objetivo para los cuales fueron diseñados.
3. Proporcionar mantenimiento a los proyectos a construir, efectuándolos a cada año. Siendo éstos el cambio de piedrabela por socavación, pintura anticorrosiva para barandal, puertas y malla en cerco perimetral, cambio de postes prefabricados para barandal, cambio de láminas en el edificio, así como la respectiva limpieza en ambas edificaciones. Para que puedan ser funcionales a lo largo de los años, alcanzando a largo plazo su tiempo de vida útil al servicio de las comunidades a beneficiar.
4. Es aconsejable si la obra no es construida a corto plazo, actualizar los precios de los materiales, pues en el mercado actual se dan fluctuaciones constantemente; de modo que deben estimarse correctamente los fondos necesarios para la construcción de ambos proyectos.

BIBLIOGRAFÍA

1. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, Reglamento para las construcciones de concreto estructural y comentario. ACI 318-2005.
2. AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS, Para diseño y construcción de puentes. AASHTO LRFD Bridge Design Specification 2004.
3. ESTRADA HURTARTE, Gustavo Adolfo. Manual de cuantificación de materiales para urbanizaciones y edificaciones. Tesis de ingeniería Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala. Facultad de ingeniería, Guatemala 1990.
4. HERNÁNDEZ VÉLIZ, Amilcar Rafael, Diseño y planificación del sistema de abastecimiento de agua potable para el municipio de San José y puente vehicular en la comunidad de Corozal, San José, Petén. Tesis de ingeniería civil. Universidad de San Carlos de Guatemala. Facultad de ingeniería, Guatemala 2003.
5. NILSON, Arthur h. y Goerge Winter. DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO. 12 edición México: Editorial McGraw Hill, 1991.
6. ORTIZ MENDOZA, Jorge Luís. Diseño de un edificio de mampostería reforzada. Tesis de Ingeniería Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala. Facultad de ingeniería, Guatemala 1998.

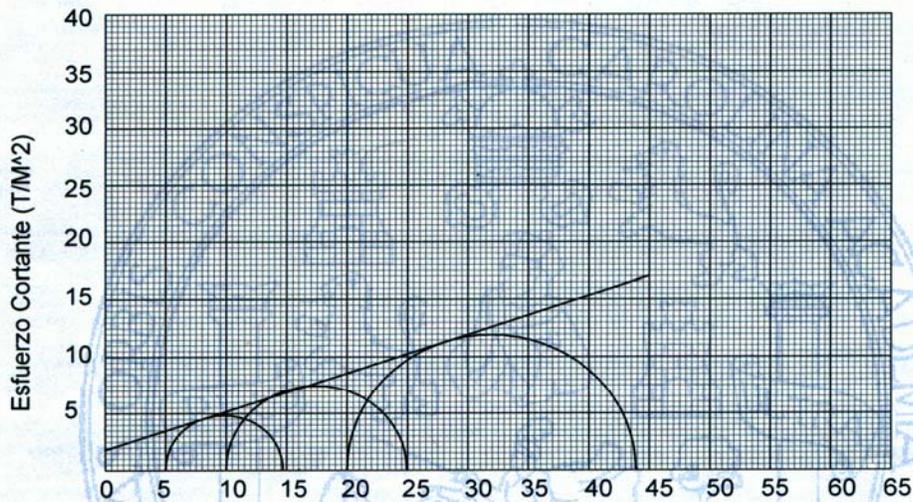
7. TÉLLEZ LIMA, Luís Ernesto. Diseño de sistema de alcantarillado sanitario para la colonia Chinchilla y puente vehicular para la colonia Los Laureles, del municipio de Jalapa, Jalapa. Tesis de Ingeniería Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala. Facultad de ingeniería, Guatemala 2004.

APÉNDICE



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 0304 S.S. O.T.No.: 21,940
 INTERESADO: Dony Alexander Gómez Fuentes
 PROYECTO: Trabajo de Graduación -EPS-
 UBICACIÓN: Aldea el Bijagual, Morazán El Progreso
 pozo: 1 Profundidad: 1,5 Muestra: 1



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 18,72^\circ$ COHESIÓN: $C_u = 1,8 \text{ T/m}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
 DESCRIPCION DEL SUELO: Limo arcillo arenoso color café
 DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"
 OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (T/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(T/m ²)	9,71	14,94	23,87
PRESION INTERSTICIAL u(T/m ²)	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA Er (%)	2,0	3,5	5,5
DENSIDAD SECA (T/m ³)	1,58	1,58	1,58
DENSIDAD HUMEDA (T/m ³)	2,11	2,11	2,11
HUMEDAD (%H)	33,3	33,3	33,3



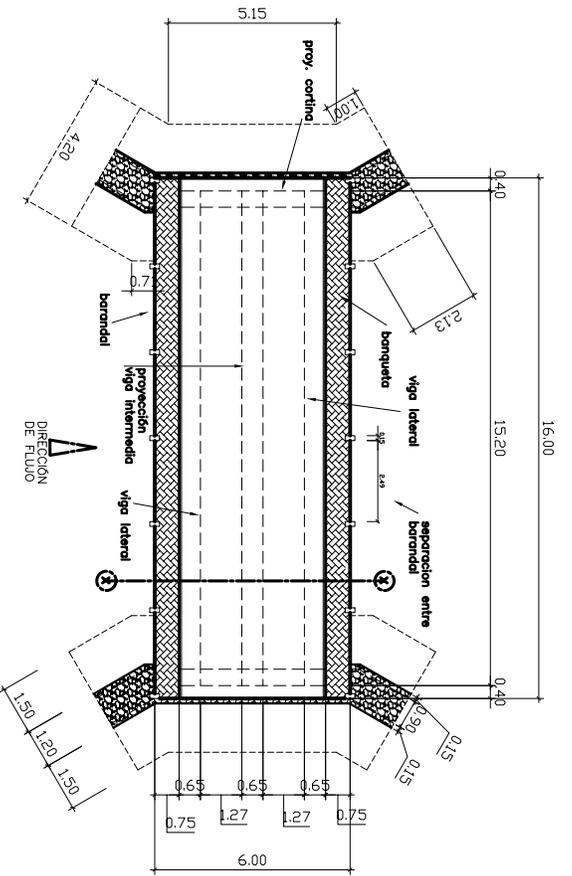
Ing. Oswaldo Romeo Escobar Álvarez
DIRECTOR. CII/USAC

[Handwritten signature]

Atentamente,



[Handwritten signature]
Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos



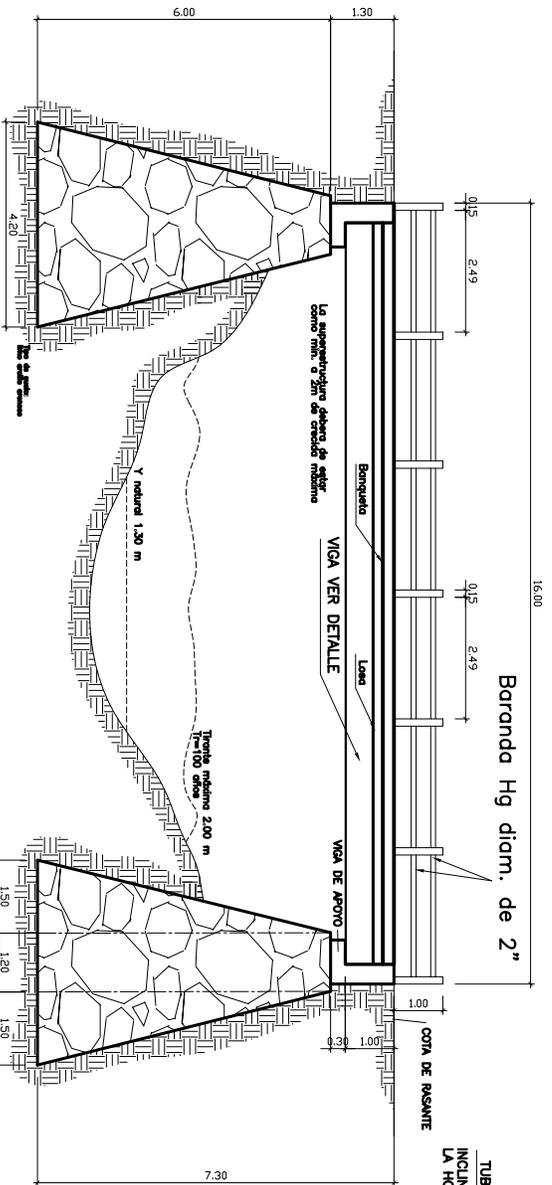
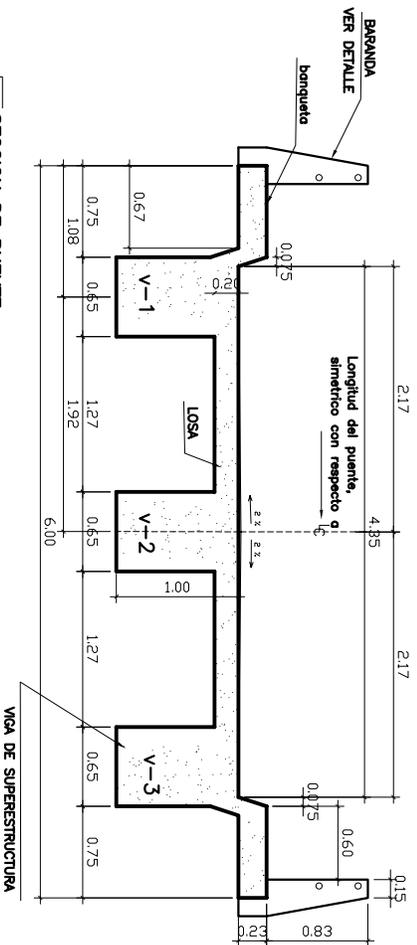
PLANTA ACOTADA

ESCALA 1:75

SECCION DE PUENTE

X-X

ESCALA 1:20

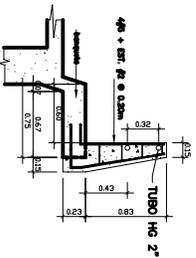


VISTA LATERAL

ESCALA 1:50

DETALLE DE PASAMANOS

ESCALA 1:25



DETALLE DE DRENAJE

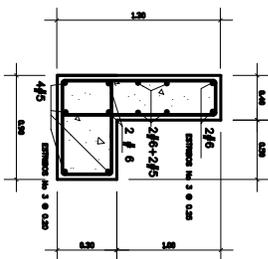
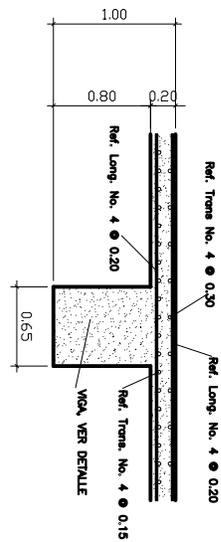
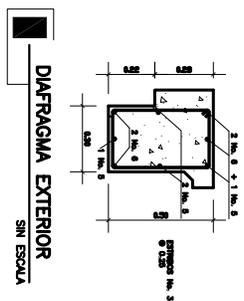
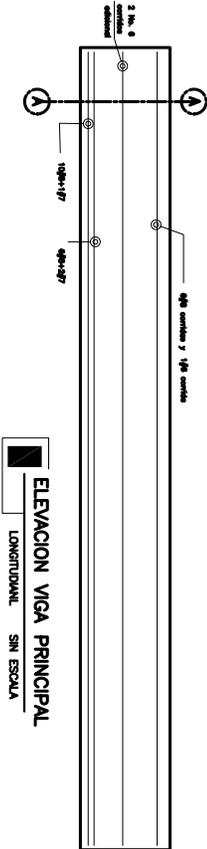
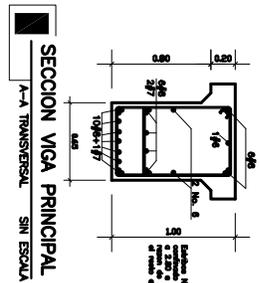
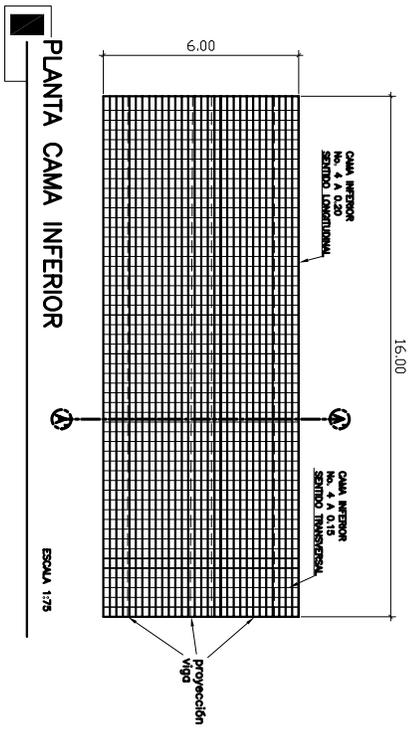
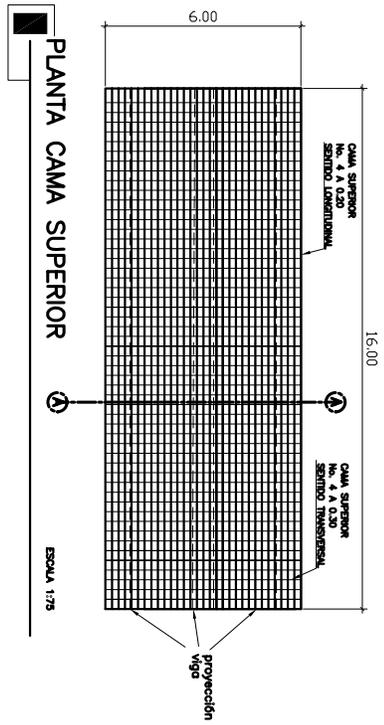
ESCALA 1:20



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

RECTOR	INGENIERO	DR. ROYAL ALEXANDER GONZALEZ
VICERECTOR	INGENIERO	DR. ALVARO ELIABEN CAN
DECANO	INGENIERO	DR. ROYAL ALEXANDER GONZALEZ
PROFESOR	INGENIERO	DR. ROYAL ALEXANDER GONZALEZ
ASISTENTE	INGENIERO	DR. ROYAL ALEXANDER GONZALEZ
ESTUDIANTE	INGENIERO	DR. ROYAL ALEXANDER GONZALEZ

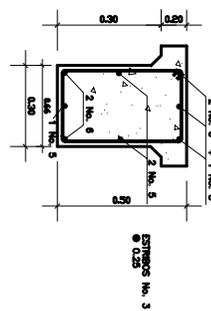
PROFESOR	INGENIERO	DR. ROYAL ALEXANDER GONZALEZ
ASISTENTE	INGENIERO	DR. ROYAL ALEXANDER GONZALEZ
ESTUDIANTE	INGENIERO	DR. ROYAL ALEXANDER GONZALEZ
PROFESOR	INGENIERO	DR. ROYAL ALEXANDER GONZALEZ
ASISTENTE	INGENIERO	DR. ROYAL ALEXANDER GONZALEZ
ESTUDIANTE	INGENIERO	DR. ROYAL ALEXANDER GONZALEZ



ARMADO DE LOSA ENTRE VIGAS
A-A A'-A' ESCALA 1: 20

DETALLE ARMADO DE CORTINA Y DE VIGA DE APOYO
SIN ESCALA

DIAPHRAGMA INTERMEDIO
SIN ESCALA



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

REGION SOPORTE DE INVESTIGACION Y DESARROLLO TECNICO
ROSA ALEXANDER EDUARDO HUERTAS

PROFESOR ASISTENTE
MORANZIN ROBERTO
ALUMNO ELABORADOR
HUERTAS ROSA ALEXANDER EDUARDO

INDICADA
LICENCIADO A 2007

PLANTA DE ARMADO
SECCION Y ELEVACIONES

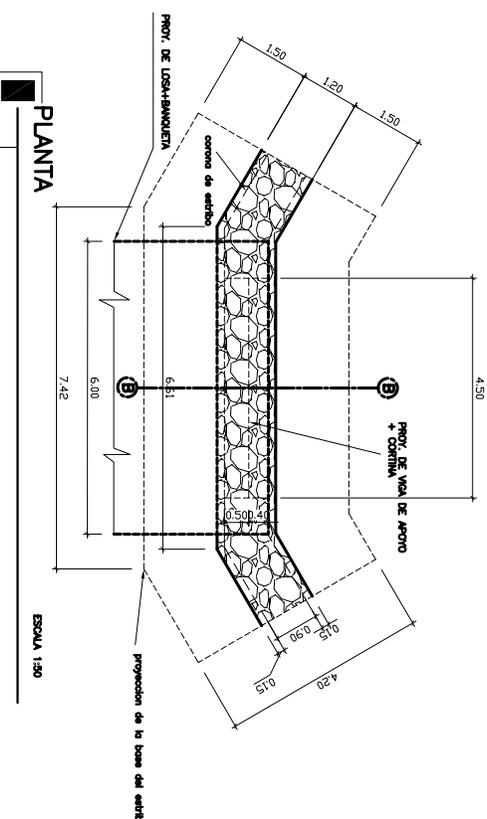
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
REGION SOPORTE DE INVESTIGACION Y DESARROLLO TECNICO
ROSA ALEXANDER EDUARDO HUERTAS

PROFESOR ASISTENTE
MORANZIN ROBERTO
ALUMNO ELABORADOR
HUERTAS ROSA ALEXANDER EDUARDO

INDICADA
LICENCIADO A 2007

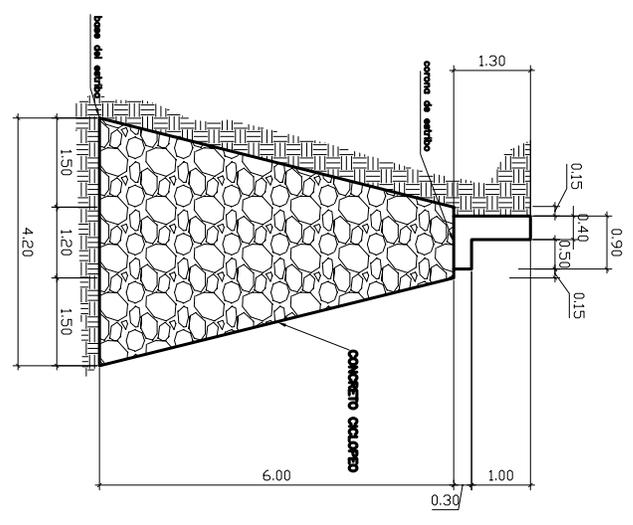
PLANTA DE ARMADO
SECCION Y ELEVACIONES

Nº DE HOJA
3



PLANTA

ESCALA 1:50



SECCION DE ESTRIBO+VIGA DE APOYO Y CORTINA

SIN ESCALA

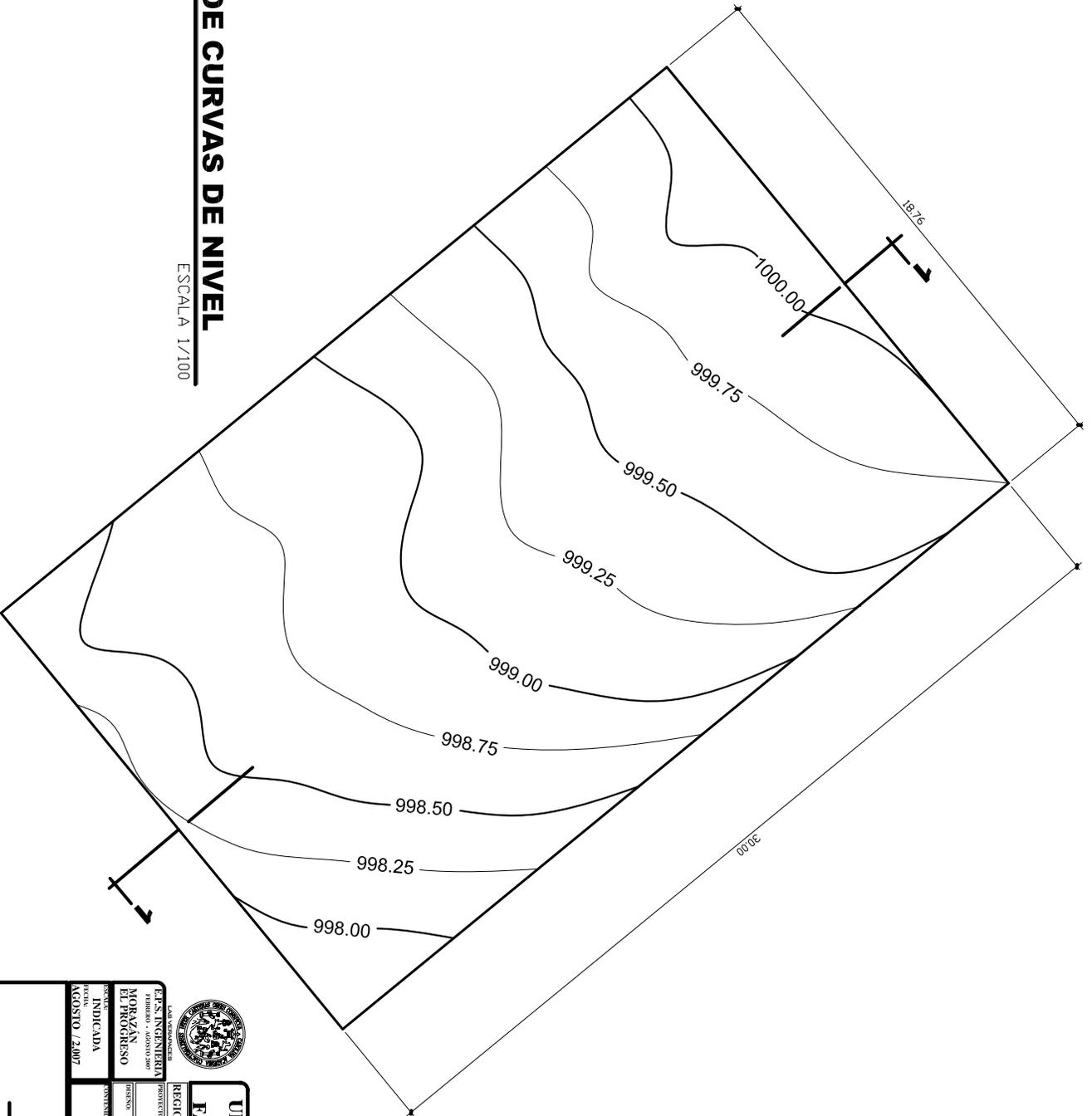
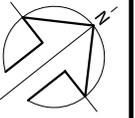
B-B

ESPECIFICACIONES:
 DISEÑO A BASE DE NORMA ASHTO+ACI
 CONSTRUCCION : ESPECIFICACIONES PARA CONSTRUCCION DE PUERTAS Y CIMENTOS DE LA D.G.C. ULTIMA EDICION DISPONIBLE.
 MATERIALES : H 15-44 (ASHTO) DE LA SECCION 317.7A, Cap. 23 (CAMION DE DOS EJES).
 CONCRETO SEGUN ESPECIFICACIONES D.G.C SECCION 504.
 A. COMPRESION DE 352 kg/cm² (5000 lb./pulg²) A LOS 28 DIAS.
 B. RESTO DE LA SUPERESTRUCTURA A LOS 28 DIAS.
 ACERO DE REFUERZO:
 SE UTILIZARA ACERO DE REFUERZO DE GRADO 60 EN FORMA DE BARRAS CORRUGADAS DE ACUERDO CON LAS ESPECIFICACIONES M-51-54 DE LA ASHTO Y A-905-501 DE LA ASHTA Y LAS ESPECIFICACIONES PARA VARILLA CORRUGADA SEGUN NORMA ASTM M 615 PARA LOS ACEROS DE GRADO 60. EL REQUERIMIENTO DE REFORZAMIENTO DE LAS BARRAS DE REFUERZO:
 PARA LOSAS EXPUESTAS AL TIEMPO EN LA SUPERFICIE DE CONTACTO CON EL SUELO DE 150 mm EN LOS CASOS Y PARA ENTERRADAS 2.5 cm. EL REFORZAMIENTO SE MEDIRA DEL ROSNO DE LA BARRA A LA SUPERFICIE DEL CONCRETO.
 TODAS LAS ARMAS EXPUESTAS SERAN BISELADAS 2cm. A MENOS QUE SE INDIQUE OTRA COSA.
 LAS FORMULAS Y ACABADOS DEL CONCRETO SE HAN DE HACER SEGUN LA SECCION 505 DE LA D.G.C. LA PARTE SUPERIOR DE LAS VIGAS DEBERA DEJARSE RIGIDAS.
 LOS TRABAJOS DEBERAN HACERSE SEGUN LAS ESPECIFICACIONES 1.3.1.4 DE LA ASHTO (EDICION 1977) EN EL CUAL QUEDA ESTABLECIDO UNA LONGITUD DE DESARROLLO EN FUNCION DE LAS RESISTENCIAS DEL CONCRETO, ACERO DE REFUERZO Y EL AREA DE LA BARRA DE REFUERZO.
 LOS GANCHOS SE DOBLARAN SEGUN LAS ESPECIFICACIONES 209 DE D.G.C.
 CEMENTO TIPO PORTLAND REQUISITO 504.4 (a), (b), (c) O SIMILARES.
 AGREGADOS FINOS Y GRUESOS REQUISITO 504.04 (a) y (b).
 ADMOS. REQUISITO 504.05.
 DEBERA SER LIMPIA DE ACEITES, ADOLOS, ALCALIS Y OTRAS SUSTANCIAS PERJUDICIALES.
 LA PIEDRA NO MENOR DE 0.30 mts. PUEDE CONSTRUIR EN PIEDRA PARTIDA O DE CANTO REDONDO DE BUENA CALIDAD EN SU SUPERFICIE EXTERIOR. LA PIEDRA DEBE SER DEGRANULADA EN TALLERES DE PULIDO Y DEBEN SER RIGIDAS, GRANES, Y OTROS DEFECTOS ESTRUCTURALES QUE TENDAN A REDUCIR LA RESISTENCIA A LA INTENSIDAD.
 TODAS LAS PLACAS DE LOS APOYOS SON DE MEDIANO DUREZA 60 Y DIMENSIONES 3.50m-4.0m-0.13 m (SOBRE VIGA DE APOYO)

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
 FACULTAD DE INGENIERIA

PROFESOR	INGENIERO	INGENIERO	INGENIERO
DR. ROBERTO ALVARADO	DR. ROBERTO ALVARADO	DR. ROBERTO ALVARADO	DR. ROBERTO ALVARADO
ASISTENTE	ASISTENTE	ASISTENTE	ASISTENTE
DR. ROBERTO ALVARADO	DR. ROBERTO ALVARADO	DR. ROBERTO ALVARADO	DR. ROBERTO ALVARADO

INDICADA	INDICADA	INDICADA
INDICADA	INDICADA	INDICADA
INDICADA	INDICADA	INDICADA



PLANTA DE CURVAS DE NIVEL

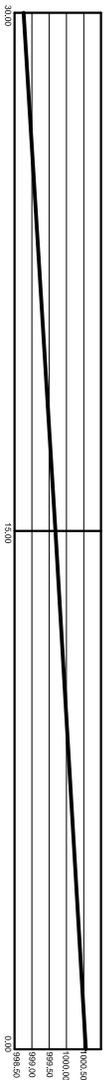
ESCALA 1/100



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA

LAS VEGAS, GUATEMALA									
E.I.T.S. INGENIERIA MORAZAN									
FABRILLO - AGOSTO 2007									
EL PROGRESO									
INDICADA	INDICADA								
PROYECTO	PROYECTO								
AGOSTO / 2007	AGOSTO / 2007								
REGION NOR-ORIENTE									
PROYECTO: CONSTRUCCION DE EDIFICIO PARA ESCUELA									
SECUNDARIA CASERIO SINZAPOTE									
DISEÑADO POR: DONY ALEXANDER GOMEZ ELENTES									
E.P.S. 1		E.P.S. 2		E.P.S. 3		E.P.S. 4		E.P.S. 5	
PLANTA DE CURVAS DE NIVEL		PLANTA DE CURVAS DE NIVEL		PLANTA DE CURVAS DE NIVEL		PLANTA DE CURVAS DE NIVEL		PLANTA DE CURVAS DE NIVEL	

No. DE HOJA	
2	
19	



PERFIL 1-1

ESCALA 1/100



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA

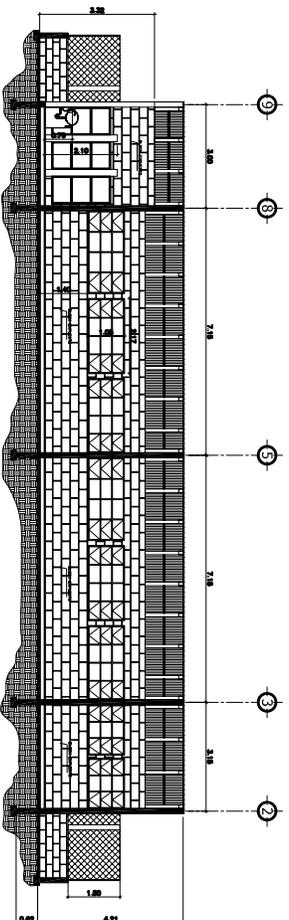
LAB. VIGILANCIAS
 E-1'S INGENIERIA MORAZAN
 FABRILIO - AGOSTO 2007
 EL PROGRESO

REGION NOR-ORIENTE DONY ALEXANDER GOMEZ ELENTES
 PROYECTO: CONSTRUCCION DE EDIFICIO PARA ESCUELA
 SECUNDARIA CASERIO SINZAPOTE

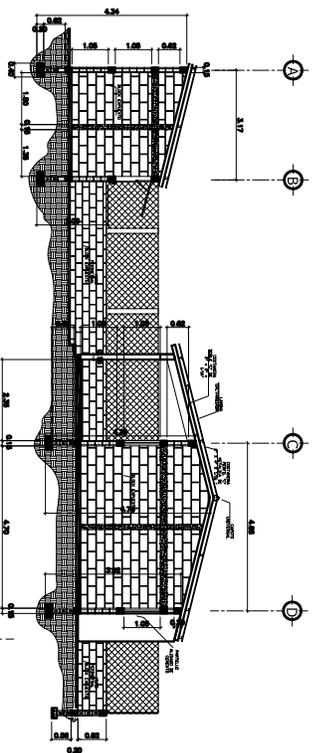
INDICADA
 ESCALA: 1/200
 FECHA: AGOSTO / 2007

PERFIL 1-1

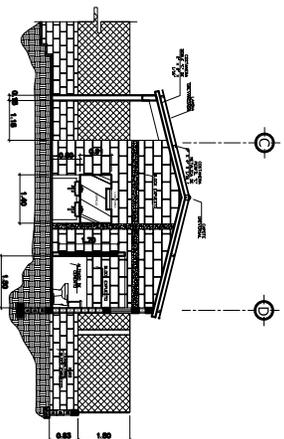
No. DE HOJA
 3 / 19



SECCION B-B'
ESCALA 1:50



SECCION A-A'
ESCALA 1:50



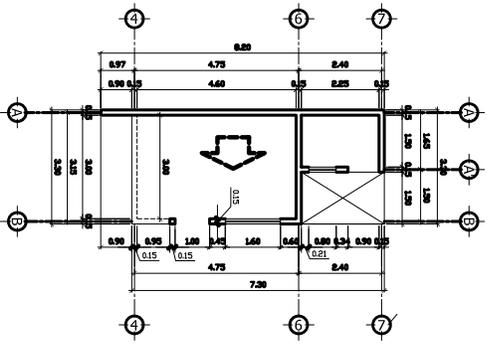
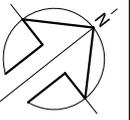
SECCION C-C'
ESCALA 1:50



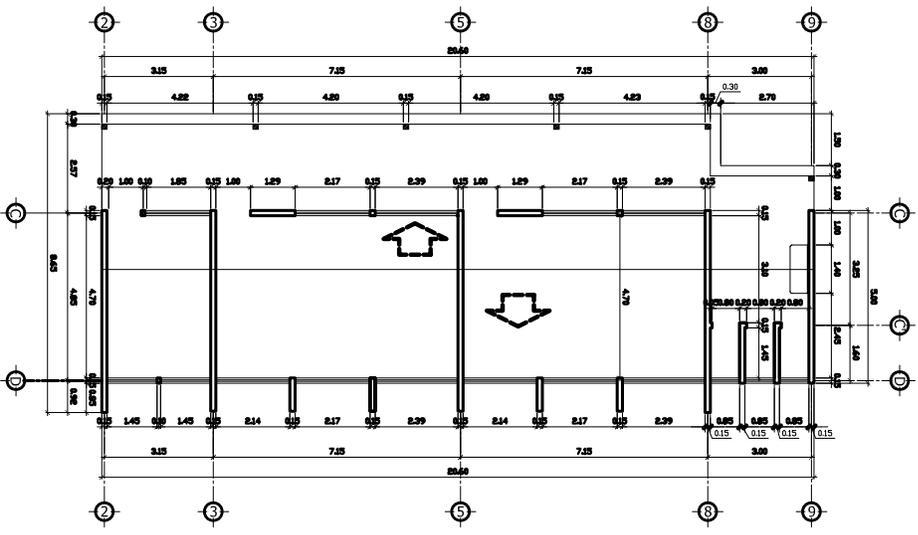
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA

LAS VIGANERIAS		REGION NOR-ORIENTE		DONY ALEXANDER GÓMEZ ELENTES	
E.I.T.S. INGENIERIA MORAZAN		PROYECTO		CONSTRUCCION DE EDIFICIO PARA ESCUELA	
EL PROGRESO		SECUNDARIA CASERIO SINZAPOTE		E.P.S.	
INDICADA		CONSTRUIDA		E.P.S.	
MORAZAN		E.P.S.		E.P.S.	
NOVOSTO / 2007		PLANO DE SECCIONES		E.P.S.	

No. DE HOJA		5 / 19
19		



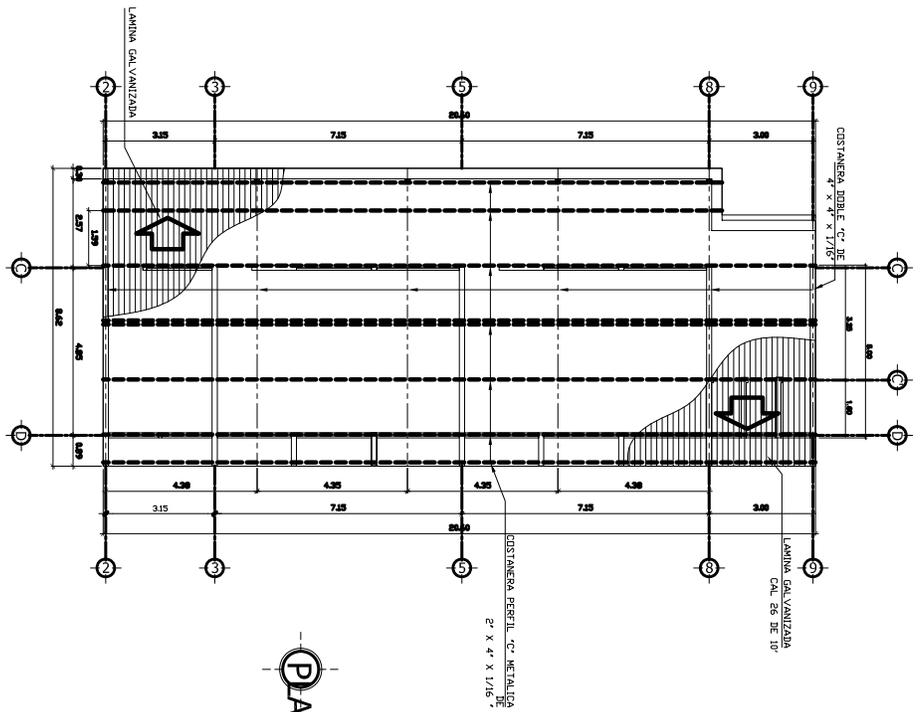
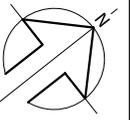
PLANTA ACOTADA
ESCALA 1:50



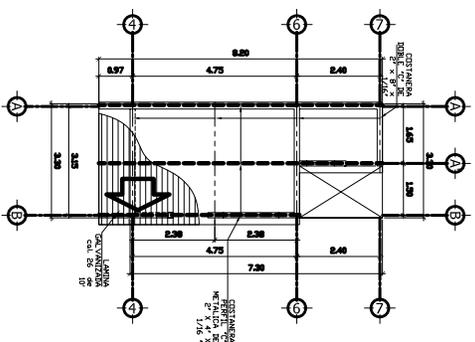
PLANTA ACOTADA
ESCALA 1:50



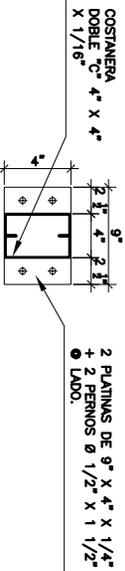
LAS VEGAS UNIVERSIDAD DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA	
REGIÓN NOR-ORIENTE CONSTRUIR PARA EL FUTURO SECCIONARIA CASERIO SINZAPOTE	PLAN DE CORTAS
PROYECTO: CONSTRUIR PARA EL FUTURO E.P.S.	OBJETIVO: CONSTRUIR PARA EL FUTURO E.P.S.
PROMOTOR: CONSTRUIR PARA EL FUTURO E.P.S.	BENEFICARIO: CONSTRUIR PARA EL FUTURO E.P.S.
INGENIERO: CONSTRUIR PARA EL FUTURO E.P.S.	TITULO: CONSTRUIR PARA EL FUTURO E.P.S.
ESCALA: CONSTRUIR PARA EL FUTURO E.P.S.	FECHA: CONSTRUIR PARA EL FUTURO E.P.S.
INDICADA: CONSTRUIR PARA EL FUTURO E.P.S.	PLAN DE CORTAS
PROYECTO: CONSTRUIR PARA EL FUTURO E.P.S.	PLAN DE CORTAS
FECHA: CONSTRUIR PARA EL FUTURO E.P.S.	PLAN DE CORTAS



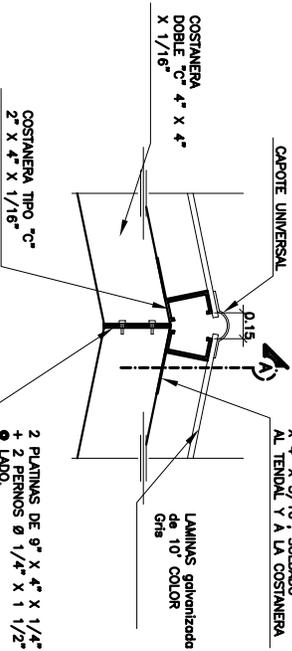
PLANO DE TECHOS (Salones + S.S.)
ESCALA 1:50



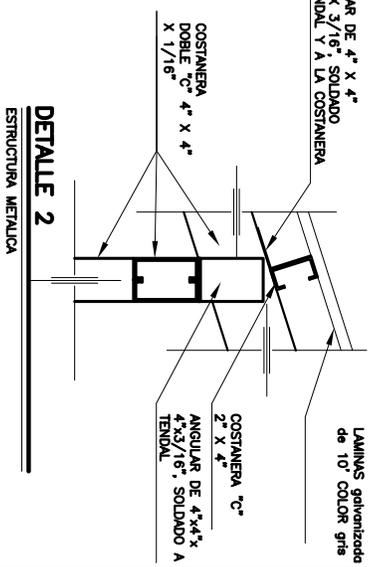
PLANO DE TECHOS (Tienda/Codina + Bodega)
ESCALA 1:50



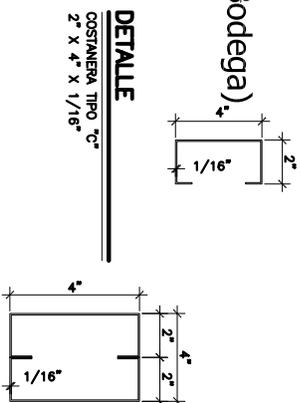
SECCION A-A
ESTRUCTURA METALICA



DETALLE 1
ESTRUCTURA METALICA



DETALLE 2
ESTRUCTURA METALICA

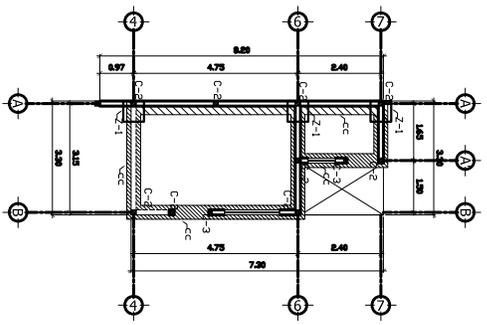
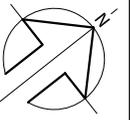


DETALLE
COSTANERA DOBLE C-4 X 4 X 1/16



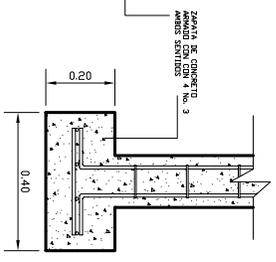
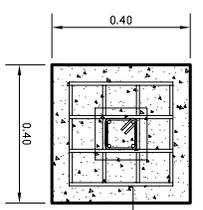
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

LAS ORGANIZACIONES		REGION NOR-ORIENTE		DR. DONY ALEXANDER GOMEZ ELENTES	
E.S. INGENIERIA MORAZAN		PROYECTO		CONSTRUCCION DE EDIFICIO PARA ESCUELA	
E.S. INGENIERIA EL PROGRESO		SECCIONARIA		CASERIO SINZAPOTE	
INDICADA		DISEÑO		E.P.S.	
ACOSTO / 2007		CONSTRUCION		E.P.S.	
		DETALLE		E.P.S.	
		DETALLE DE CUBIERTA METALICA		E.P.S.	

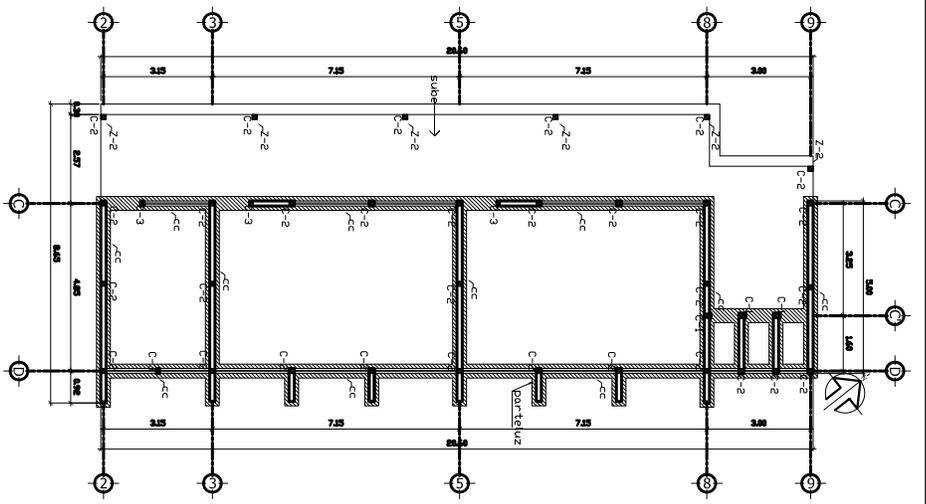


PLANO DE ESTRUCTURAS
ESCALA 1:50

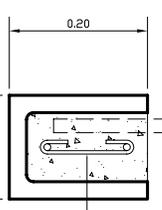
NOMENCLATURA	
Z-1	Tipo de Zapata
C-1	Tipo de Columna
CC	Cimiento Corrido



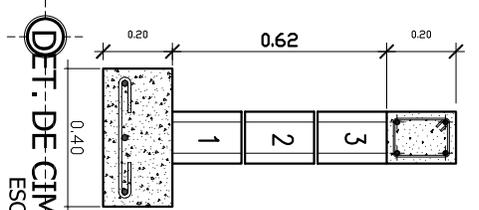
DETALLE DE ZAPATA
ESC. 1/10



PLANO DE ESTRUCTURAS
ESCALA 1:50

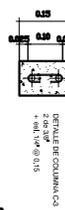


SOLERA DE BLOCK "U"
ESC. 1/5

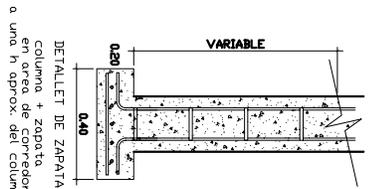


DET. DE CIMENTO
ESCALA 1:10

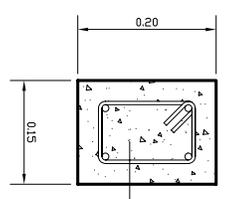
3 No. 3/8"
+ est. 1/4" @ 20cms.



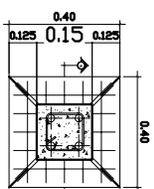
DET. DE COLUMNAS
ESCALA 1:10



DETALLE DE ZAPATA Z-2
Columna + zapata
en area de corredor
a una h aprox. del columna de eje D



DET. SOLERA DE HUMEDAD
ESC. 1/5

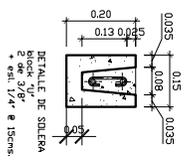
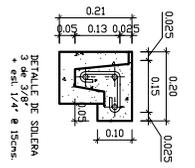
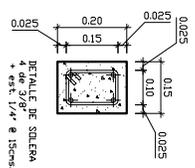
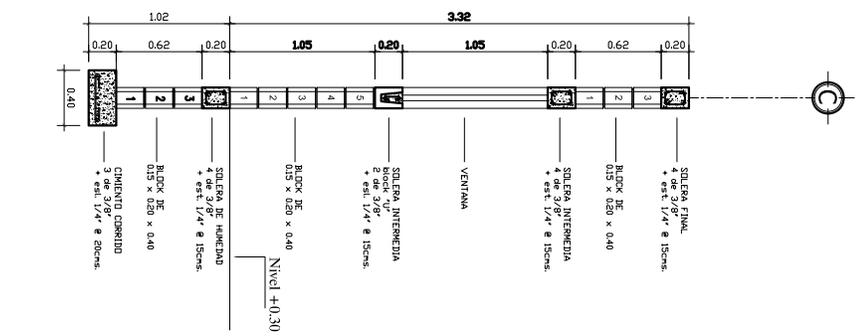
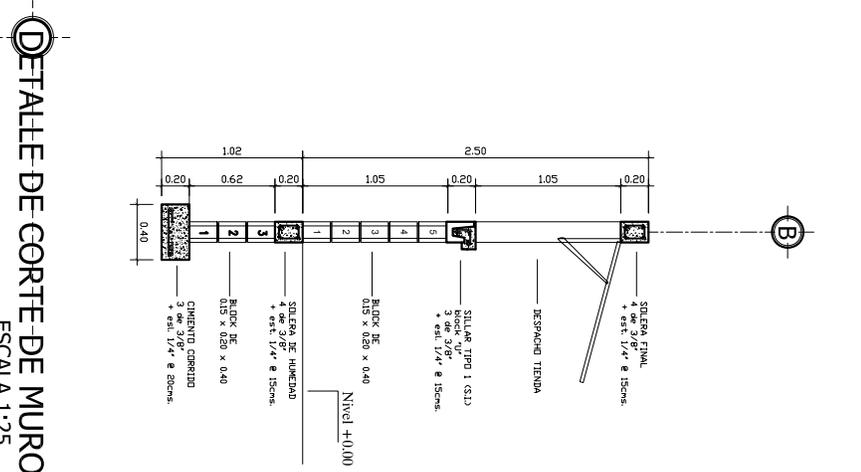
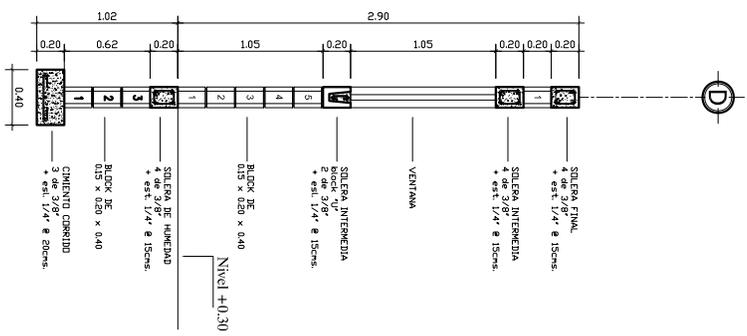
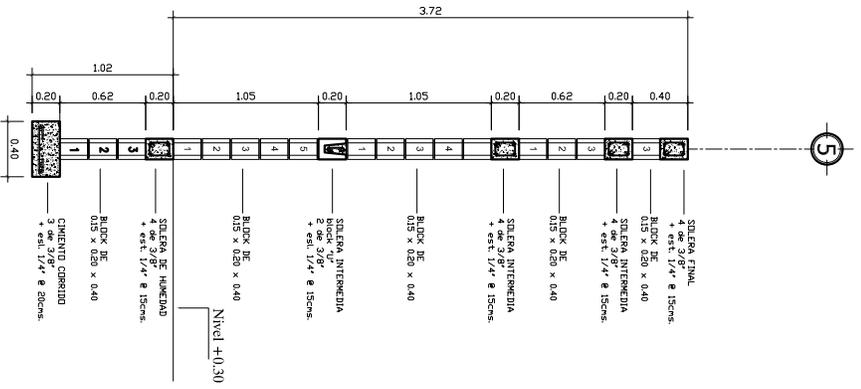


DETALLE DE ZAPATA Z-2
4 de 3/8" @ 0.10
en ambos sentidos

SOLERA HIPERFLUGA de 0.15 X 0.20
4 No. 3 Y EST. No. 2 @ 0.15



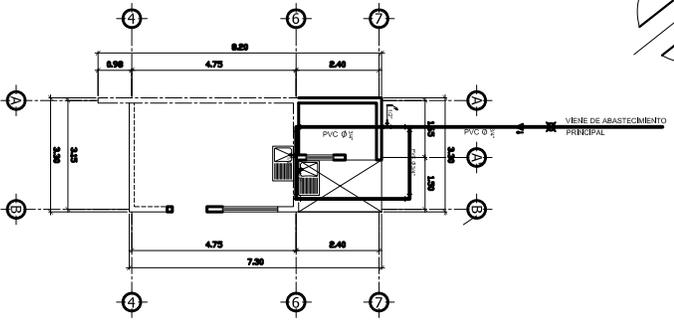
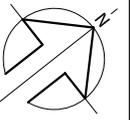
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
REGION NOR-ORIENTE
DIGNO ALEXANDER GOMEZ ELENTES
PROYECTO: CONSTRUCCION DE EDIFICIO PARA ESCUELA SECUNDARIA CASERIO SINZAPOTE
DISEÑO: E.P.S.
DIRECCION: E.P.S.
CONSULTOR: E.P.S.
REVISOR: E.P.S.
EJECUTOR: E.P.S.
BARRERA: E.P.S.
INDICADA
MORAZAN
ET. PROGRESO
E.P.S.
INDICADA
MORAZAN
E.P.S.
INDICADA
MORAZAN



DETALLES DE SOLERA
ESCALA 1:10

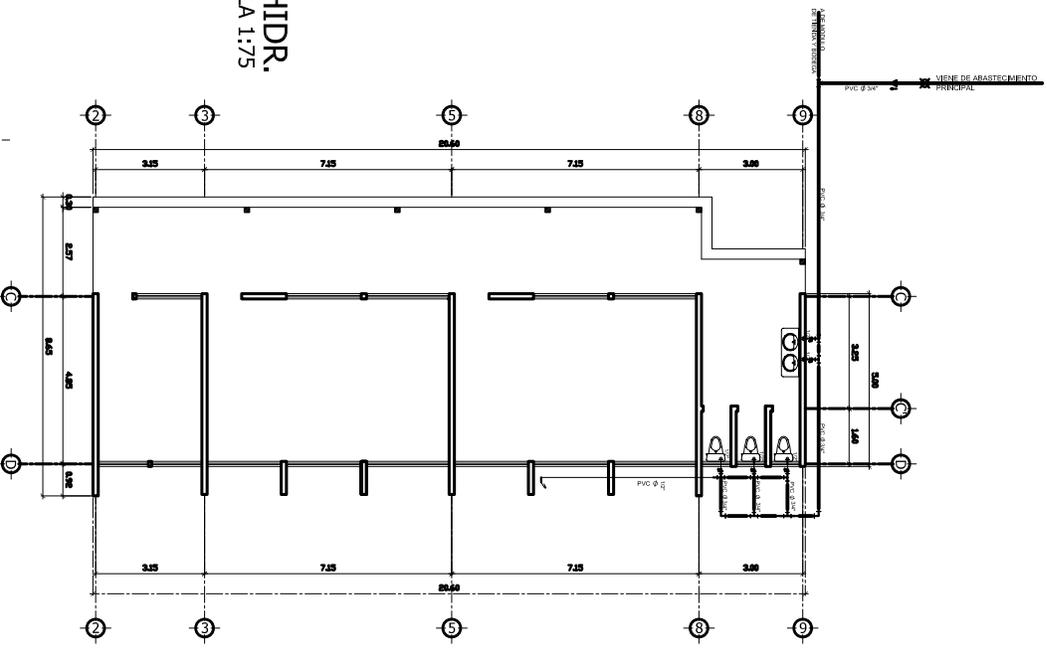
DETALLE DE CORTE DE MURO
ESCALA 1:25

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS FACULTAD DE INGENIERIA	
LAS VEGUAS ENGENIERIA MORAZAN EL PROGRESO		DONY ALEXANDER GONZALEZ FUENTES CONSTRUCCION DE EDIFICIO PARA ESCUELA SECCIONDARIA CASERIO SINZAPOTE	
INDICADA	INDICADA	E.P.S.	E.P.S.
PROYECTO / 2007	PROYECTO / 2007	CONSTRUCION	CONSTRUCION
DETALLE DE MUROS Y DETALLE DE SOLERAS		No. DE HOJA 11 19	



PLANO INSTALACIONES HIDR.
ESCALA 1:75

NOMENCLATURA	
┌┐	Indica codo de 90°
┌┐┌	Indica Tee
○	Indica codo de 90° en elevación
∇	Llave de chequeo
∠	Grifo
⊗	Llave de paso
—	Tubería de pvc 3/4"
—	Indica diametro de tubería
—	Tubería de pvc 1/2"



PLANO INSTALACIONES HIDR.
ESCALA 1:75

ESPECIFICACIONES:

LA TUBERIA UTILIZADA SERA DE (PVC) LA CUAL DEBERA TENER, COMO MINIMO UNA PRESION DE 160 (PSI).
 LOS ACCESORIOS DEBEN TRABAJAR A UNA PRESION MINIMA DE (160 PSI).
 TODA LA INSTALACION DE TUBERIA SE DEBERA PROBAR SU RESISTENCIA SOMETIENDOLA A UNA PRESION INTERNA POR AGUA ANTES DE EFECTUAR EL RELLENO DE ZANJAS.
 LA TUBERIA PODRA IR SUSPENDIDA DEL TECHO UTILIZANDO PARA SU FIJACION ABRAZADERAS DE FORMA CIRCULAR CUYA CUNA SE AJUSTARA AL DIAMETRO QUE SOPORTA.
 TODOS LOS DIAMETROS DE TUBERIA ESTAN INDICADOS EN LOS PLANOS LOS CUALES DEBEN SER RESPETADOS.
 LA INDICACION DEFINITIVA, DE LAS TUBERIAS SE HARA CON Poca VARIACION DE LA INDICADA EN LOS PLANOS, DESPLAZANDOSE UNICAMENTE PARA SALVAR OBSTACULOS ESTRUCTURALES Y DRENAJES.

NOTA:

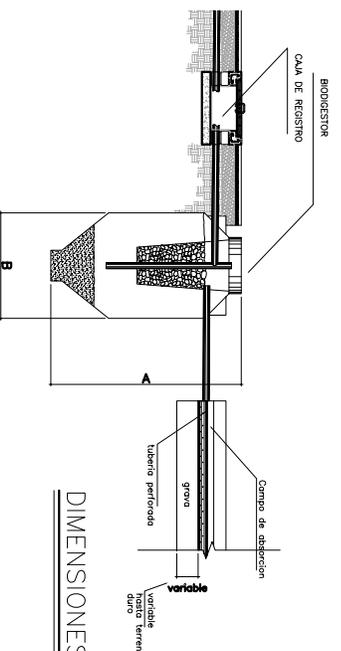
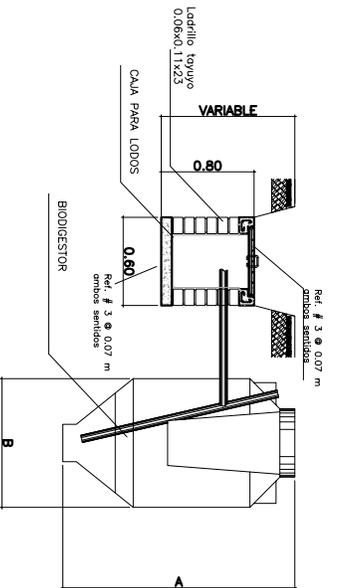
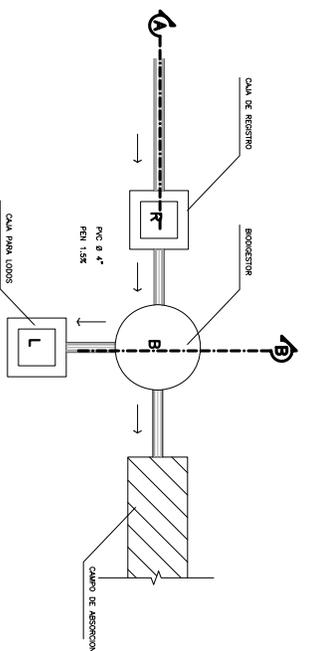
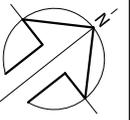
PARA CADA ACCESORIO SE UTILIZARA UNA LLAVE DE PIE O DE PARED ESTO SE HARA PARA PODER MANTENIMIENTO A LOS ARTEFACTOS EN CUALQUIER MOMENTO SIN NECESIDAD DE CERRAR LAS VALVULAS. SE INCLUIRA UNA VALVULA POR CADA INODORO Y LAVAMANOS.
 PARA LA INSTALACION DE TOMA DE LOS INODOROS Y LAVAMANOS SE UTILIZARA UNA MANGUERA PLANTUCA CON ANILLOS DE ACERO.
 LA TUBERIA RECOMENDADA SEGUN CALCULO HINTEER SERA DE 1/2" POR SER LA QUE CUMPLE MEJOR LOS REQUERIMIENTOS DE DISEÑO.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

REGION NOR-ORIENTE DONY ALEXANDER GONZALEZ ELENTES
 CONSTRICCION DE EDIFICIO PARA ESCUELA SECUNDARIA CASERO SINZAPOTE
 E.P.S. E.P.S. E.P.S. E.P.S. E.P.S.

LABORATORIO DE INGENIERIA MORAZAN EL PROGRESO
 PLANO DE INSTALACIONES (Inst. Hidraulica)
 AÑO 2017 / 2017



DIMENSIONES BIODIGESTOR

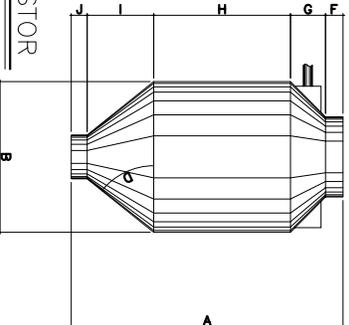
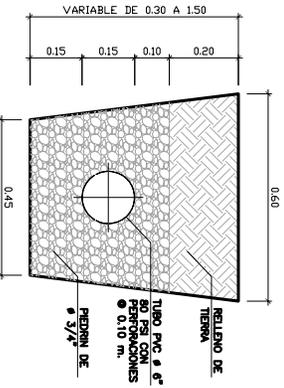


TABLA DE ESPECIFICACIONES BASICAS

TAMANO	UNIDAD	600	700	1300	3000	7000
CINCEPITO	UNIDAD	600	700	1300	3000	7000
PESD	kg.	20	20	29	126	182
A	mts.	1.55	1.55	1.87	2.10	2.55
B	mts.	0.86	0.98	1.10	2.00	2.40
C	mts.	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
D	0	45	45	45	45	45
E Ø TAPA	0	18	18	18	18	18
F	mts.	0.10	0.10	0.09		
G	mts.	0.20	0.20	0.24		
H	mts.	0.78	0.78	0.98		
I	mts.	0.38	0.38	0.53		
J	mts.	0.09	0.09	0.03		
CUBIERTA	kg.	2.70	2.70	2.70	5	5



DETALLE DE CAMPO DE ABSORCION

LAB. VICERRECTORIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
FACULTAD DE INGENIERIA

REGION NOR-ORIENTE
 CONSTRUCCION DE EDIFICIO PARA ESCUELA
 SECUNDARIA CASERIO SINZAPOTE

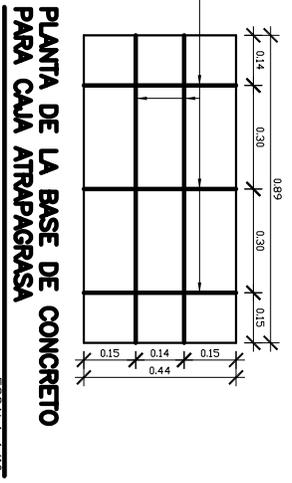
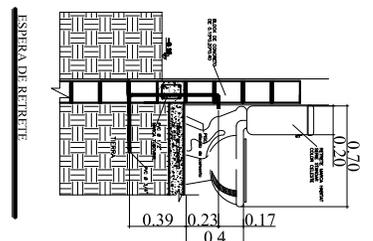
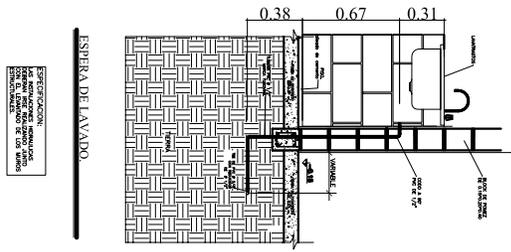
PROYECTO: E.P.S.
 DISEÑO: E.P.S.
 EJECUCION: E.P.S.
 MONITOREO: E.P.S.

INDICADA
 DETALLE + INSTALACION
 BIODIGESTOR Y SINADDERO

FECHA: FEBRERO - AGOSTO 2007

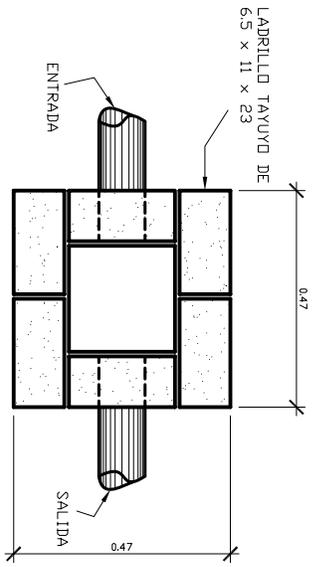
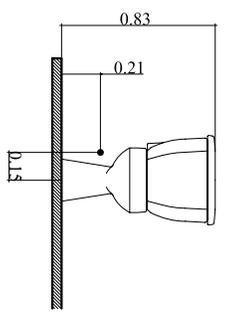
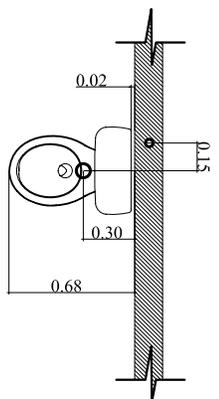
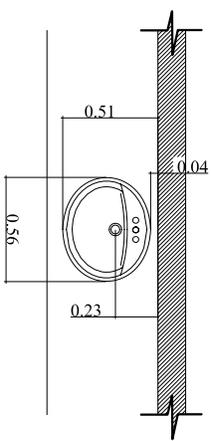
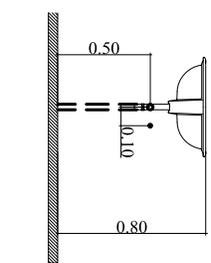
NO. DE HOJA
14
19

DETALLE DE ESPERAS
SIN ESCALA

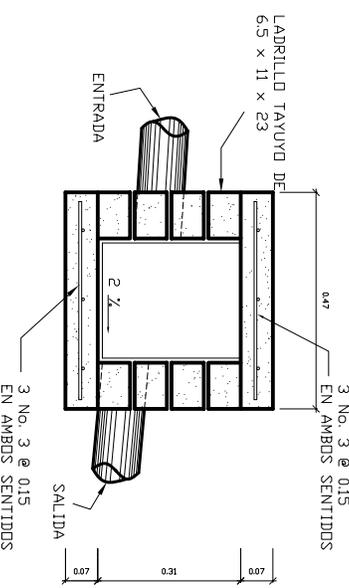


ESPECIFICACION:
REBAR PARA MORTAJA EN CONCRETO #4 (1.9 CM) EN 100 CM

NOTAS:
NOTA IMPORTANTE:
LA ALTURA DE INSTALACION DE LA TUBERIA DE AGUA POTABLE SERA DE +3.15



CAJA DE REGISTRO
ESCALA 1/7.5

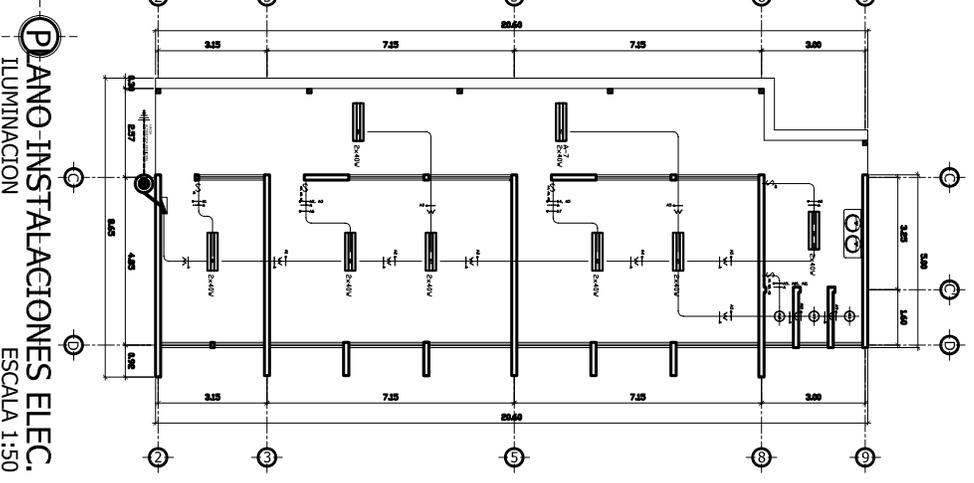
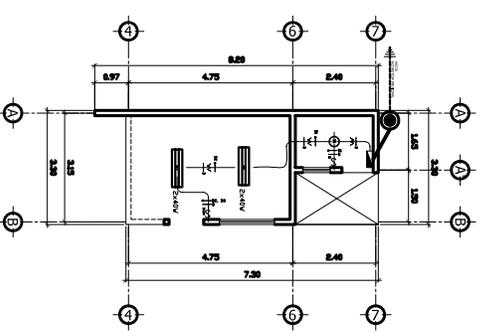
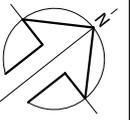


SECCION A-A
ESCALA 1/7.5

DETALLE DE INST. SANITARIAS
SIN ESCALA



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA	
REGION NOR-ORIENTE	PROFESOR PONTY ALEXANDER GOMEZ ELENTES
PROYECTO	CONSTRUCCION DE EDIFICIO PARA ESCUELA SECUNDARIA, CASERIO SUNZAPOTE
CONTRATISTA	E.P.S.
INDICADA	DETALLE DE INSTALACIONES SANITARIAS (Esperas)
INDICADA	AGOSTO / 2007



CALCULO FLIPON

CIRC.	USO	No. UNID.	W/UNID.	AWG	VOLTAJE	AMPERIOS	CALIBRE CABLE	FLIPON
A	ILUMINACION	11	160	10	110	16	12	20
B	ILUMINACION	3	160	10	110	4.36	12	15
TOTAL		14	320			20.36		

NOMENCLATURA	
	Lampara en cielo, plafonera
	Cable retorno
	Cable neutro
	Indica ubicar en cielo
	Indica ubicar en piso
	Interruptor Simple
	Tablero de distribucion
	Armonida
	Lampara Fluorescente

ESPECIFICACIONES:

- *EL TABLERO SE DEBERA COLOCAR EN UN LUGAR ACCESIBLE
- *LAS CAJAS DEBERAN COLOCARSE AL RAZ DEL MURO CONTANDO CON EL ACABADO FINAL.
- *PARA ENTUBAR LOS ALAMBRES SE UTILIZARA POLIDUCTO, TANTO EN TOMACORRIENTES COMO EN ILUMINACION.
- *EL ALAMBRE DE CARGA VIVA SERA ROJO, Y EL NEUTRO NEGRO.
- *LOS APAGADORES Y TAPADERAS SERAN DE LA MARCA BITTICINO
- *LAS PLAFONERAS SERAN PLASTICAS DE MARCA BITTICINO
- *LA CORRIENTE SERA MONOFASICA.
- *EL CALIBRE SE UTILIZARA SEGUN CALCULO CON FORRO TW
- *LOS FLIPONES SERAN UTILIZADOS SEGUN CALCULO.
- *LA ACOMETIDA SERA DE ACUERDO A LAS NORMAS ESTABLECIDAS POR EL REGLAMENTO DE LA EMPRESA ELECTRICA.
- *LAS CAJAS RECTANGULARES DEBERAN ESTAR NIVELADAS.
- *EN LAS UNIONES DE CAYA CON POLIDUCTO DEBERA UTILIZARSE COPLAS DEL MISMO DIAMETRO.
- *LO MINIMO QUE DEBERA ESTAR ENTERRADO EL POLIDUCTO ES 0.20M.
- *LA ALTURA DE LOS INTERRUPTORES DEBERA SER 1.20M SOBRE NIVEL DE PISO TERMINADO.
- *LA ALTURA DE LOS TOMACORRIENTES DEBERA SER DE 0.30 SOBRE NIVEL DE PISO TERMINADO.
- *LA TUBERIA PARA LAS INSTALACIONES DEBERA SER DE 3/4" Y 1".
- *LA ALTURA DEL TABLERO DE DISTRIBUCION SERA DE 1.50M.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

REGION NOR-ORIENTE DONY ALEXANDER GOMEZ ELENTES
PROFESOR
CONSTRICCION DE EDIFICIO PARA ESCUELA SECUNDARIA CASERO SINZAPOTE

INDICADA	INDICADA	INDICADA	INDICADA
PROYECTO	PROYECTO	PROYECTO	PROYECTO
FECHA	FECHA	FECHA	FECHA
NO. DE HOJA	16		
	19		

