



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

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO  
PARA LA ALDEA LA MAJADA Y DISEÑO DEL PUENTE  
VEHICULAR DE LA ALDEA ESCALÓN, SAN JACINTO,  
CHIQUMULA**

**Julio Adolfo Noguera Morales**

**Asesorado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta**

**Guatemala, octubre de 2010**

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO  
PARA LA ALDEA LA MAJADA Y DISEÑO DEL PUENTE  
VEHICULAR DE LA ALDEA ESCALÓN, SAN JACINTO,  
CHIQUMULA**

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

POR:

**JULIO ADOLFO NOGUERA MORALES**

ASESORADO POR EL ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHAETA.

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE  
**INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, OCTUBRE DE 2010

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



**NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

DECANO	Ing. Murphy Olympo 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	Br. Luis Pedro Ortíz de León
VOCAL V	Agr. José Alfredo Ortíz Herincx
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Rafael Enrique Morales Ochoa
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

## **HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR**

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

### **DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA LA MAJADA Y DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR DE LA ALDEA ESCALÓN, SAN JACINTO, CHIQUIMULA,**

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, el 16 septiembre de 2009.

---

Julio Adolfo Noguera Morales



UNIDAD DE E.P.S.

Guatemala 30 de octubre de 2009.  
Ref.EPS.DOC.1563.10.09.

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

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Júlio Adolfo Noguera Morales** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **9712203**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA LA MAJADA Y DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR DE LA ALDEA ESCALÓN, SAN JACINTO, CHIQUIMULA”**.

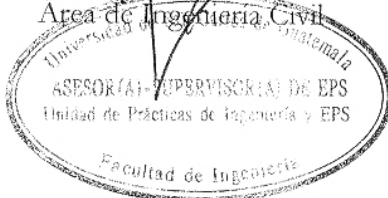
En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

*“Id y Enseñad a Todos”*

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



c.c. Archivo  
MAAO/ra

Universidad de San Carlos de Guatemala  
Facultad de Ingeniería



**UNIDAD DE E.P.S.**

Guatemala, 30 de octubre de 2009.  
Ref.EPS.D.763.10.09

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

Estimado Ingeniero Samuels Milson.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA LA MAJADA Y DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR DE LA ALDEA ESCALÓN, SAN JACINTO, CHIQUIMULA"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Julio Adolfo Noguera Morales**, 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 Zeceña de Serrano  
Directora Unidad de EPS

NISZ/ra





Guatemala,  
4 de noviembre de 2009

FACULTAD DE INGENIERIA

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

Estimado Ing. Samuels.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA LA MAJADA Y DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR DE LA ALDEA ESCALÓN, SAN JACINTO, CHIQUIMULA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Julio Adolfo Noguera Morales, quien contó con la asesoría del Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

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



FACULTAD DE INGENIERIA  
DEPARTAMENTO  
DE  
HIDRAULICA  
USAC

/bbdeb.



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



Guatemala,  
2 de agosto 2010

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

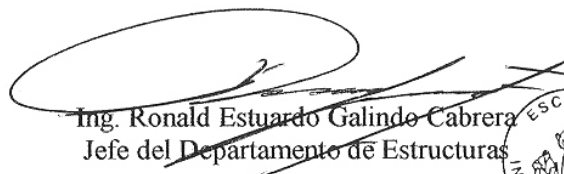
Estimado Ing. Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA LA MAJADA Y DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR DE LA ALDEA ESCALÓN, SAN JACINTO, CHIQUIMULA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Julio Adolfo Noguera Morales, quien contó con la asesoría del Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

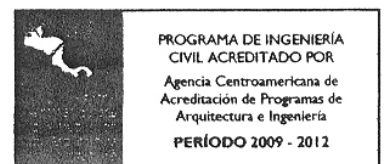
  
Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera  
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA  
DEPARTAMENTO  
DE  
ESTRUCTURAS  
USAC

/bbdeb.

Más de 130<sup>Años</sup> de Trabajo Académico y Mejora Continua



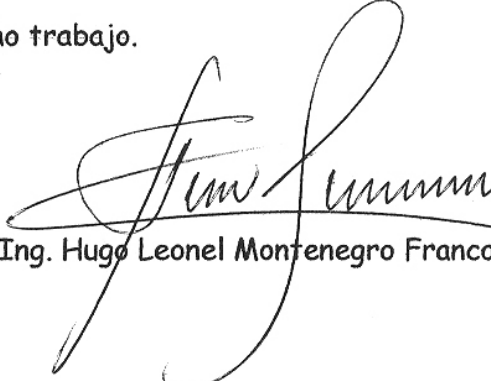




UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
www.ingenieria-usac.edu.gt



El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. 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 Julio Adolfo Noguera Morales, titulado DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA LA MAJADA Y DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR DE LA ALDEA ESCALÓN, SAN JACINTO, CHIQUIMULA, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

  
Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, octubre de 2010

/bbdeb.



DTG. 316.2010

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA LA MAJADA Y DISEÑO DEL PUENTE VEHÍCULAR DE LA ALDEA ESCALÓN, SAN JACINTO, CHIQUIMULA**, presentado por el estudiante universitario **Julio Adolfo Noguera Morales**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:

Ing. Murphy Olympo Paiž Recinos  
Decano

Guatemala, 12 de octubre de 2010

/gdech



## **DEDICATORIA A:**

- Dios**                      Todopoderoso, reconociendo que toda la vida y todo don perfecto provienen de él.
- Mis padres**              Por ser mi mejor ejemplo a seguir y brindarme apoyo incondicional siempre. Este logro es de ustedes más que mío y no hubiera sido posible sin su amor y esfuerzo, muchas gracias.
- Mi esposa**                Gracias por darme los dos mejores motivos de mi vida.
- Mis hijas**                 Por dibujar en mi rostro una sonrisa en los momentos más difíciles.
- Mis hermanos**          Por los sabios consejos, apoyo y cariño en todo momento.
- Mis familiares**          Con los que comparto este triunfo y orgullo.
- Mis amigos**              Por las vivencias, que hicieron mi estadía en la universidad un tiempo placentero.

## **AGRADECIMIENTOS A:**

**La Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala.**

**Mis padres** Por el arduo trabajo realizado con el fin de proporcionarme el recurso para alcanzar mis metas. Y no desfallecer hasta verme realizarlas.

**Mi esposa** Por haberme dado el privilegio de ser padre y estar conmigo en todo momento, gracias.

**El ingeniero** Manuel Arrivillaga, por su gran apoyo y consejos, para la elaboración de este trabajo, pero sobre todo por la paciencia y amistad demostrada, de todo corazón muchas gracias.

**El Alcalde de San Jacinto** Por haberme permitido la realización de mi E.P.S. en dicha municipalidad.

**El coordinador de la O.M.P.** Por su apoyo y colaboración en la realización de esta tesis, además de su incondicional amistad.

# ÍNDICE GENERAL

**ÍNDICE DE ILUSTRACIONES**

**LISTA DE ABREVIATURAS**

**LISTA DE SÍMBOLOS**

**GLOSARIO**

**RESUMEN**

**OBJETIVOS**

**INTRODUCCIÓN**

## **1. FASE DE INVESTIGACIÓN**

1.1 Monografía de San Jacinto	1
1.1.1 Localización geográfica	1
1.1.2 Accesos y comunicaciones	2
1.1.3 Topografía del lugar	3
1.1.4 Aspecto climáticos	3
1.1.5 Actividades y servicios públicos	3

## **2 FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL**

2.1 Diseño del sistema de alcantarillado sanitario	5
2.1.1 Levantamiento topográfico	5
2.1.1.1 Planimetría	5
2.1.1.2 Altimetría	5
2.1.2 Cálculo para la demanda de la población	6
2.1.3 Población actual	6
2.1.4 Período de diseño	7
2.1.5 Población de diseño	7
2.1.6 Método de incremento geométrico	8

2.1.7	Tipos de sistema de alcantarillado	9
2.1.8	Sistema de alcantarillado sanitario	9
2.1.9	Sistema de alcantarillado separativo	9
2.1.10	Sistema de alcantarillado combinado	9
2.2	Cálculo de caudales	10
2.2.1	Velocidad de flujo	10
2.2.2	Tirante o profundidad del flujo	11
2.2.3	Caudal	11
2.2.3.1	Caudal domiciliar	11
2.2.3.1.1	Factor de retorno	12
2.2.3.1.2	Caudal de conexiones ilícitas	12
2.2.3.1.3	Intensidad de lluvia	13
2.2.3.1.4	Coefficiente de escorrentía	13
2.2.3.2	Caudal de infiltración	13
2.2.3.3	Caudal comercia	14
2.2.3.4	Caudal industrial	14
2.2.4	Factor de caudal medio	15
2.2.5	Caudal máximo	15
2.2.6	Factor de Hardmond	16
2.2.7	Caudal de diseño	16
2.2.8	Factor de área	16
2.2.9	Área tributaria	17
2.2.10	Pendientes máximas y mínimas	17
2.2.11	Fórmula de Manning	18
2.2.11.1	Fórmula de Manning-Strickler	19
2.2.11.2	Fórmula de Pavlovski	20
2.2.12	Consideraciones en el diseño	21
2.2.13	Velocidades de arrastre	21
2.2.14	Velocidades máximas y mínimas de diseño	21
2.3	Cálculo de cotas invert	22

2.4	Diámetro de tuberías	23
2.5	Pozos de visita	23
2.6	Conexiones domiciliarias	24
2.7	Caja o candela	26
2.8	Tubería secundaria	26
2.9	Metodología de cálculo	27
2.10	Administración del mantenimiento preventivo del sistema	30
2.10.1	Operación del sistema	30
2.10.2	Mantenimiento del sistema	31
2.11	Presupuesto del sistema de drenaje sanitario	32
2.12	Riesgo y mitigación del proyecto	32
2.12.1	Concepto	32
2.12.2	Mitigación de los efectos naturales	33
2.12.3	Daños producidos por terremotos	34
2.12.4	Riesgo de alteración del agua en las redes de agua	35

### **3 DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EL ESCALÓN**

3.1	Levantamiento topográfico	37
3.2	Estudio Hidrológico	37
3.2.1	Método de sección-pendiente	38
3.2.2	Cálculo del caudal máximo	39
3.3	Estudio de suelos	41
3.4	Diseño del puente vehicular	44
3.4.1	Datos y especificaciones	44
3.4.2	Diseño estructural del puente	46
3.4.3	Diseño de la superestructura	47
3.4.3.1	Diseño de la losa	47
3.4.3.1.1	Espesor de la losa	48
3.4.3.1.2	Cálculo de momentos	48

3.4.3.1.3	Cálculo de peralte	51
3.4.3.1.4	Cálculo de refuerzo	51
3.4.3.2	Diseño de vigas	59
3.4.3.2.1	Cálculo del momento por sobrecarga	60
3.4.3.2.2	Cálculo del momento por carga muerta	64
3.4.3.2.3	Cálculo del momento debido al impacto	70
3.4.3.2.4	Cálculo del momento total	70
3.4.3.2.5	Cálculo del refuerzo longitudinal	72
3.4.3.2.6	Diseño del refuerzo a corte	80
3.4.3.2.7	Diseño de diafragmas	86
3.4.3.2.8	Diseño de barandal y postes	90
3.4.3.2.9	Diseño de banqueteta	98
3.4.4	Diseño de subestructura	102
3.4.4.1	Diseño de cortina	102
3.4.4.1.1	Empuje del suelo	103
3.4.4.1.2	Fuerza longitudinal	104
3.4.4.1.3	Fuerza de sismo	105
3.4.4.1.4	Cálculo de refuerzo	106
3.4.4.1.5	Cálculo de refuerzo a corte	108
3.4.4.2	Diseño de viga de apoyo	109
3.4.4.3	Diseño de apoyos de neopreno	116
3.4.4.4	Diseño de estribos	118
3.4.4.4.1	Revisión del muro con sismo (sin carga viva)	129
3.4.5	Planos presupuesto	130
3.4.6	Presupuesto	130
3.4.7	Especificaciones técnicas	131
3.4.8	Cronograma de ejecución	131



<b>CONCLUSIONES</b>	<b>133</b>
<b>RECOMENDACIONES</b>	<b>135</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	<b>137</b>
<b>APÉNDICE</b>	

## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

### FIGURAS

1. Detalle conexiones domiciliarias	25
2. Detalle dos conexiones domiciliarias	25
3. Sección geométrica de superestructura puente vehicular	47
4. Sección geométrica de losa de puente vehicular	47
5. Dimensionamiento de viga principal puente vehicular	60
6. Diagrama de cargas de diseño de HS-15 puente vehicular	61
7. Diagrama de carga viva principal puente vehicular	61
8. Diagrama de momento por carga viva de viga principal puente vehicular	62
9. Diagrama de carga viva de viga principal	63
10. Diagrama corte por carga viva de viga principal puente vehicular	64
11. Integración de carga muerta de viga principal puente vehicular	64
12. Integración de carga muerta de diafragmas de viga principal	65
13. Diagrama de carga muerta de viga principal puente vehicular	66
14. Diagrama de cuerpo libre de carga muerta de viga principal	67
15. Diagrama de momento por carga muerta de viga principal	68
16. Diagrama corte por carga viva de viga principal	69
17. Modelo para el refuerzo longitudinal viga principal	73
18. Chequeo de ductibilidad de acero en compresión	76
19. Armado de viga principal puente vehicular	80
20. Diagrama de esfuerzos cortantes últimos de viga principal	81
21. Dimensionamiento de diafragma externo puente vehicular	86
22. Armado de diafragma externo puente vehicular	88
23. Dimensionamiento de diafragma interno puente vehicular	89

24. Armado de diafragma interno puente vehicular	90
25. Dimensionamiento poste y barandal puente vehicular	91
26. Dimensionamiento sección de poste puente vehicular	91
27. Modelo de carga viva poste puente vehicular	92
28. Armado refuerzo principal poste puente vehicular	97
29. Sección de armado poste puente vehicular	98
30. Dimensionamiento banqueta puente vehicular	98
31. Modelo de carga muerta banqueta puente vehicular	99
32. Cargas vivas banqueta puente vehicular	100
33. Modelo de carga viva banqueta puente vehicular	100
34. Armado banqueta puente vehicular	101
35. Dimensionamiento cortina puente vehicular	102
36. Diagrama de ruedas fuerza longitudinal cortina puente vehicular	105
37. Diagrama de cargas actuantes cortina puente vehicular	106
38. Dimensionamiento viga de apoyo puente vehicular	109
39. Módulo de carga muerta viga de apoyo puente vehicular	110
40. Modelo de carga viva, viga de apoyo puente vehicular	111
41. Modelo de integración de cargas actuantes viga de apoyo	112
42. Modelo de reacción viga de apoyo puente vehicular	112
43. Diagrama de cargas últimas de apoyo puente vehicular	114
44. Diagrama de esfuerzo cortante de apoyo puente vehicular	115
45. Armado de viga de apoyo + cortina puente vehicular	115
46. Dimensionamiento estribo puente vehicular	119
47. Equivalencia de sobre carga estribo puente vehicular	122
48. Diagrama de fuerzas actuantes estribo puente vehicular	124
49. Diagrama de cargas estribo puente vehicular	125

## TABLAS

I. Coeficientes de rugosidad	20
II. Datos de ensayo triaxial de suelo puente vehicular	42
III. Integración de carga muerta losa puente vehicular	48
IV. Factores de carga para diseño puente vehicular	48
V. Datos para diseño de refuerzo de losa puente vehicular	53
VI. Momentos por carga viva de viga principal puente vehicular	62
VII. Integración de carga muerta de viga principal puente vehicular	64
VIII. Momentos por carga muerta de viga principal puente vehicular	68
IX. Esfuerzo cortantes por carga muerta de viga principal puente vehicular	69
X. Momentos últimos de viga principal puente vehicular	71
XI. Datos para diseño de refuerzo a flexión de viga principal puente vehicular	73
XII. Esfuerzos cortantes últimos de viga principal puente vehicular	81
XIII. Datos para diseño de refuerzo a corte de viga principal puente vehicular	81
XIV. Espaciamiento de estribos de viga principal puente vehicular	85
XV. Integración de carga muerta de postes y barandal puente vehicular	92
XVI. Integración de carga muerta distribuida banqueta puente vehicular	99
XVII. Integración de carga muerta puntual banqueta puente vehicular	99
XVIII. Carga muerta cortina puente vehicular	102
XIX. Datos de diseño para cortina puente vehicular	103
XX. Momentos actuantes cortina puente vehicular	106
XXI. Carga muerta sobre viga de apoyo puente vehicular	110
XXII. Datos de diseño de estribos puente vehicular	119
XXIII. Momentos que producen volteo de estribos puente vehicular	125
XXIV. Momentos estabilizantes de estribo puente vehicular	126



## LISTA DE ABREVIATURAS

<b>Símbolo</b>	<b>Significado</b>
<b>INFOM</b>	Instituto de Fomento Municipal
<b>DGOP</b>	Dirección General de Obras Públicas
<b>INE</b>	Instituto Nacional de Estadística
<b>Q dom</b>	Caudal domiciliar
<b>Q ci</b>	Caudal de conexiones ilícitas (lt/seg)
<b>C</b>	Coefficiente de escorrentía
<b>I</b>	Intensidad de lluvia (mm/hr)
<b>A</b>	Área
<b>Pf.</b>	Población futura
<b>Pa.</b>	Población actual
<b>EL.</b>	Elevación
<b>BM</b>	Banco de marca
<b>PVC</b>	Cloruro de polivinilo
<b>P.C.V.</b>	Principio de curva vertical
<b>P.T.V.</b>	Principio de tangente vertical
<b>P.B.C.V.</b>	Punto bajo de curva vertical
<b>P.A.C.V.</b>	Punto alto de curva vertical
<b>P.I.V.</b>	Punto de intersección vertical
<b>D. A.</b>	Diferencia aritmética
<b>P</b>	Pendiente
<b>Q inf.</b>	Caudal de infiltración
<b>FH</b>	Factor de Hardmond
<b>m</b>	Metros
<b>Fqm</b>	Factor de caudal medio

**M/s**

Metros por segundo

**Pm**

Perímetro mojado (m)

## LISTA DE SÍMBOLOS

<b>Símbolo</b>	<b>Significado</b>
<b>Q</b>	Caudal (l/s)
<b>V</b>	Velocidad (m/s)
<b>S</b>	Pendiente (%)
<b>N</b>	Coefficiente de rugosidad
<b>Ci</b>	Cota Invert (m)
<b>H min.</b>	Profundidad mínima de la tubería (m)
<b>Et</b>	Espesor de la tubería
<b>Lt / Hab/ Dia</b>	Litros por habitante por día
<b>Ø</b>	Diámetro
<b>R</b>	Tasa de crecimiento
<b>N</b>	Período de diseño





## GLOSARIO

<b>Azimut</b>	El azimut verdadero de una visual a un objeto terrestre, es el ángulo formado por su dirección horizontal y la del norte verdadero, determinado de forma astronómica. El azimut se mide en el plano horizontal en el sentido de las agujas del reloj.
<b>Aeróbico</b>	Condición en la cual hay presencia de aire u oxígeno libre.
<b>Aguas servidas</b>	Igual a aguas negras.
<b>Anaeróbico</b>	Condición en la cual hay ausencia de aire u oxígeno libre.
<b>Bacteria</b>	Grupo de organismos microscópicos unicelulares, rígidos y carentes de clorofila, que desempeñan una serie de procesos de tratamiento, incluyendo: oxidación biológica, digestión, nitrificación y desnitrificación.

**Banco de marca**

Es el lugar que tiene un punto fijo, cuya elevación se toma como referencia para determinar la altura de otros puntos.

**Candela**

Receptáculo donde se reciben las aguas negras provenientes del interior de la vivienda y que conduce al sistema de drenaje.

**Cimiento**

Parte del edificio que está debajo de la tierra, sobre la cual descansa un elemento estructural encargado de recibir pesos de muros, techos, etc., los cuales son transmitidos al suelo.

**Canon de agua**

Volumen de agua que se utiliza en un mes en una vivienda (establecido por la Municipalidad).

**Coagulación**

Aglomeración de partículas coloidales (<0.001mm.) y dispersas (0.001 a 0.01 mm.) en coágulos visibles, con la adición de un coagulante.

<b>Colector</b>	Conjunto de tuberías, canales, pozos de visita y obras accesorias que sirven para el desalojo de aguas negras o aguas de lluvia (pluviales).
<b>Coliformes</b>	Bacterias gram negativas, de forma alargada, capaces de fermentar lactosa, con producción de gas a la temperatura de 35 ó 37 °C (Coliformes totales). Aquellas que tienen las mismas propiedades a la temperatura de 44 ó 44.5 °C se denominan coliformes fecales.
<b>Costanera</b>	Maderos largos como vigas menores o cuartones, que cargan sobre la viga principal, que forma el caballete de un cubierto o de un edificio
<b>Cota <i>Invert</i></b>	Cota o altura de la parte inferior interior del tubo ya instalado.
<b>Demanda bioquímica de oxígeno (DBO)</b>	Cantidad de oxígeno usado en la estabilización de la materia orgánica bajo condiciones de tiempo y temperatura

especificados (generalmente cinco días y 20 °C).

**Demanda química de oxígeno (DQO)**

Medida de la cantidad de oxígeno requerido para oxidación química de la materia orgánica (carbonácea) del agua residual, usando como oxidantes sales inorgánicas de permanganato o dicromato en una prueba que dura dos horas.

**Depuración de aguas residuales**

Término usado para significar la purificación o remoción de sustancias objetables de las aguas residuales, como por ejemplo: DBO, DQO, bacterias, materiales tóxicos, etc. Se aplica exclusivamente a procesos de tratamiento de líquidos. El término tratamiento de aguas residuales es preferible para aplicación a líquidos y lodos.

**Descarga**

Lugar donde se vierten las aguas negras provenientes de un colector; esta agua tiene que estar tratada para poder desfogarla.

<b>Desfogar</b>	Salida del agua de desecho en un punto determinado.
<b>Efluente del emisario</b>	Caudal de aguas negras que salen de la alcantarilla.
<b>Etareos</b>	Clasificación por edades y sexos.
<b>Excretas</b>	Residuos de alimento que después de hecha la digestión, despiden el cuerpo por el ano.
<b>Fétido</b>	Que arroja mal olor.
<b>Filtro percolador</b>	Proceso de tratamiento secundario, formado por un medio filtrante de piedra gruesa o de material sintético, sobre el cual se distribuye el agua residual que percola hacia abajo. La película de microorganismos que crece en el medio de contacto metaboliza la materia orgánica del desecho y se desprende, siendo removida en el proceso de sedimentación secundaria.

<b>Mampostería</b>	Obra hecha con compuestos (bloque, ladrillo, etc.) colocados y ajustados unos con otros.
<b>Monografía</b>	Breve descripción sobre las características físicas, económicas, sociales y culturales de una región o pueblo.
<b>Mortero</b>	Argamasa o mezcla usados en albañilería (arena, cemento).
<b>Parásito</b>	Organismos protozoarios y helmintos que habitando en el intestino pueden causar enfermedades. Los helmintos pueden ser de forma plana y redonda (nematodos). Estos últimos son los de mayor significación en aguas residuales.
<b>Porcentaje de escorrentía</b>	Porcentaje del agua pluvial que va a la alcantarilla.
<b>Tirante</b>	Altura de las aguas negras dentro de la alcantarilla.





## RESUMEN

A través del Ejercicio Profesional Supervisado, se atendieron las necesidades de dos comunidades, siendo éstas la Aldea La Majada y El Escalón, en el municipio de San Jacinto, Chiquimula. La primera comunidad necesita la construcción de un drenaje sanitario para 169 casas y la segunda la construcción de un puente vehicular de 42 m de longitud.

En la aldea la Majada se diseñó la red de drenaje sanitario, así como sus pozos de visita necesarios para su correcto funcionamiento. Para este proyecto se propone la utilización de una tubería de PVC.

El puente vehicular presenta un diseño basado en las normas AASHTO, ACI y especificaciones de la Dirección General de Caminos. El puente saltará un obstáculo de 42 mts de longitud y será de 5.50 mts de ancho. De esta manera, se permitirá la circulación correcta de los vehículos y la estabilidad de la estructura.

El mismo contiene la descripción del servicio técnico profesional, que muestra las diferentes actividades realizadas, entre las cuales se mencionan: antecedentes del proyecto, levantamiento topográfico, diseño de caudales y parámetros de diseño.

El diseño del puente y el diseño hidráulico para el drenaje, son la parte fundamental del presente proyecto que describe el cálculo técnico realizado, llevando un orden y descripción de cada paso en el diseño de drenajes y diseño geométrico del puente, así como la integración del presupuesto para cada proyecto.



# OBJETIVOS

## Generales

1. Diseñar un drenaje sanitario para la calle principal de la aldea La Majada, comunidad de San Jacinto, Chiquimula.
2. Diseñar el puente vehicular de El Escalón, ubicado en San Jacinto, Chiquimula. Para ello se establecen todas las etapas para realizarlo a través del uso de las normas apropiadas.

## Específicos

1. Diseñar un sistema de alcantarillado sanitario adecuado y eficiente para la aldea, La Majada, ya que actualmente no cuenta con dicho servicio, por lo cual las aguas negras no tienen una disposición final correcta.
2. Mejorar el tránsito vehicular por medio de la implementación del puente, a fin de garantizar el fácil acceso de los usuarios y mayor fluidez de vehículos.
3. Proporcionar un documento a la Municipalidad de San Jacinto que contenga información detallada, para la construcción adecuada de cada uno de los proyectos de infraestructura que se plantean.



## INTRODUCCIÓN

El presente informe es el resultado del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.) de la Facultad de Ingeniería, de la Universidad de San Carlos de Guatemala, realizado en la Municipalidad de San Jacinto, departamento de Chiquimula.

La Majada se ha caracterizado por el rápido aumento poblacional, y si se tiene en cuenta, que uno de los factores que contribuyen a la contaminación del agua superficial, subterránea y medio ambiental, es la mala disposición de las aguas negras, dando como consecuencia inmediata para el ser humano la propagación de enfermedades. Es bajo esta circunstancia en donde crece la necesidad de la aplicación de proyectos científicos que ayuden a reducir las condiciones desfavorables de vida y ambientales

El presente trabajo también contiene el diseño del puente para la aldea El Escalón, ubicado en San Jacinto, detallando los cálculos, normas utilizadas y graficas de los proyectos, con base en las normas AASHTO y ACI.

Se muestra en forma detallada todo el proceso que requiere el diseño de un puente y se describe la solución que se implemento para cada problemática que se suscita en las comunidades respectivas, al carecer de una vía adecuada para transitar de un lugar a otro.



# **1. FASE DE INVESTIGACIÓN**

## **1.1 Monografía de San Jacinto**

Se sabe que el poblado de San Jacinto, tiene este nombre desde que fue fundado por los españoles, se supone que los antiguos habitantes del municipio de Quezaltepeque, utilizaban dicho lugar como cementeras. Dicho territorio era conocido como CHIOTAPAT vocablo chortí del que no se ha podido establecer su significado. Posteriormente se llamó San Jacinto, erigiéndose una ermita en honor a dicho santo, cuyo día se celebra el 17 de agosto de cada año. El territorio del Estado comprende: al norte, todos los pueblos del partido de Chiquimula con Izabal y el castillo de San Felipe en el Golfo Dulce, Verapaz y el Petén. El municipio de San Jacinto tiene una extensión aproximada de 60 Kilómetros cuadrados. Al hacer una exhaustiva investigación de campo relacionada la extensión de San Jacinto se estableció que es aceptada por el Instituto Geográfico Nacional y la Corporación Municipal.

### **1.1.1 Localización geográfica**

El municipio se encuentra ubicado a una altura 490 metros sobre el nivel del mar, su ubicación geográfica con respecto al planeta es la siguiente: Latitud Norte 14° 40' 35"; Longitud Oeste 89° 30' 08", San Jacinto se encuentra en las hojas cartográficas de Chiquimula 2660, a escala de 1: 50,000. El nombre geográfico oficial del municipio de San Jacinto es *SAN JACINTO* y sus colindancias según las hojas cartográficas donde aparece son las siguientes:

<b>NORTE</b>	<b>San Juan Ermita y Chiquimula (Chiquimula)</b>
<b>SUR</b>	<b>Olopa y Quezaltepeque (Chiquimula)</b>
<b>ESTE</b>	<b>San Juan Emita y Olopa (Chiquimula)</b>
<b>OESTE</b>	<b>Ipala, San José la Arada y Chiquimula (Chiquimula)</b>

### **1.1.2 Accesos y comunicaciones**

La principal vía de comunicación que cruza el municipio de San Jacinto es la Ruta Nacional Interamericana CA-10, que recorre de Chiquimula a Esquipulas. Debido a que las carreteras que comunican a la cabecera municipal con sus aldeas son de terracería, resulta difícil su acceso en épocas lluviosas. Algunas aldeas se pueden comunicar entre si por medio de veredas u puentes colgantes.

La comunicación vial de San Jacinto con otros municipios se realiza por medio de las carreteras centroamericana y nacional, asfaltadas y en buen estado. El municipio se comunica a distintos lugares como la cabecera departamental (Chiquimula), por medio de la carretera CA-10; a Jocotan, por medio la carretera nacional No. 21 a Quezaltepeque por medio de esta misma carretera. El pueblo se comunica con sus aldeas por medio de carreteras de terracería o bien por medio de veredas. Actualmente en la mayoría de las aldeas se comunican por medio de puentes vehiculares, ya que en la mayor parte de aldeas se han introducido carreteras con sus respectivos puentes en donde sean necesarios



### **1.1.3 Topografía del lugar**

Presenta una topografía suavemente inclinada, y la población está asentada la mayor parte sobre cerros.

### **1.1.4 Aspectos climáticos**

La estación meteorológica más cercana de San Jacinto está situada en Esquipulas, por esto los datos de la temperatura de San Jacinto son aproximados.

El clima es tropical seco; por lo tanto la temperatura suele ser relativamente altas en la cabecera departamental. Entre los meses de marzo y abril las medias máximas anuales están entre los 33° y 38° C, mientras que las mínimas están entre los 16° y los 20° C. No se conocen las heladas o temperaturas bajas extremas. Su precipitación pluvial es de 600 mm/año. El territorio presenta una altura promedio de 650 m sobre el nivel del mar.

### **1.1.5 Actividades y servicios públicos**

Las aldeas cuentan con el servicio de energía eléctrica domiciliar y alumbrado público. También cuentan con un manantial como fuente para abastecerse de agua potable.



## **2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL**

### **2.1 Diseño del sistema de alcantarillado sanitario**

#### **2.1.1 Levantamiento topográfico**

##### **2.1.1.1 Planimetría**

El levantamiento planimétrico sirve para localizar la red dentro de las calles, ubicar los pozos de visita y en general ubicar todos aquellos puntos de importancia.

Para el levantamiento planimétrico se utilizó el método de conservación de azimut con vuelta de campana, para poligonal abierta por tener la ventaja de que permite conocer el error de cierre.

##### **2.1.1.2 Altimetría**

El desarrollo del presente estudio requirió de un levantamiento topográfico del perfil del terreno, para determinar las diferentes elevaciones y pendientes del mismo. El levantamiento que se realizó en este caso fue de primer orden, por tratarse de un proyecto de drenajes, en el que la precisión de los datos es muy importante. Se realizó una nivelación trigonométrica para lo cual se utilizó un teodolito SOKKIA DT6 electrónico de 0°00'20" de precisión, plomada, estadía marca MYZOX, plegable en 4 partes de 1 metro y cinta métrica. El método de nivelación trigonométrica es funcional para distancias menores a 300 metros.

### **2.1.2 Cálculo para la demanda de la población**

El sistema de alcantarillado debe adecuarse a un funcionamiento eficiente durante un período determinado. En este caso se adoptó un período de diseño de 31 años. Para encontrar la cantidad de habitantes que utilizarán el servicio en el período establecido, se utilizó el método de incremento geométrico, por ser uno de los que más se aproxima a la realidad del crecimiento de poblaciones en vías de desarrollo, situación que se presenta en este poblado.

$$Pf = Po * (1 + r)^n$$

Donde:

$Pf$  = Población buscada

$Po$  = Población del último censo

$r$  = Tasa de crecimiento

$n$  = Período de diseño

Utilizando el método geométrico se evaluó el crecimiento de la población a servir, y se encontraron los porcentajes de las tasas de crecimiento a nivel de aldea, que según el Instituto Nacional de Estadística (INE), es de 2.47 % anual.

### **2.1.3 Población actual**

La población a beneficiar en el proyecto del sistema de alcantarillado es la aldea La Majada con 1014 personas.

#### **2.1.4 Período de diseño**

El período de diseño, como ya se mencionó, es de 31 años. Se adoptó este período de tiempo, tomando en cuenta los recursos económicos con los que cuentan la aldea, la vida útil de los materiales y las normas del Instituto de Fomento Municipal (INFOM).

#### **2.1.5 Población de diseño**

Se tomará como tal el tiempo en el cual la obra funcionará satisfactoriamente, por lo tanto hay que tener en cuenta:

- Vida útil de las estructuras, tomando en cuenta: antigüedad, desgaste y daño.
- Crecimiento poblacional
- Desarrollo de la obra en sus primeros años

Para el período de diseño del proyecto se tomó en cuenta 30 años, pero descontando un año para la aprobación de su ejecución quedaron 29 años libres de período.

Recomendaciones:

Colector principal .....	30 - 40 años
Planta de tratamiento .....	20 - 30 años
Línea de descarga .....	10 - 15 años
Equipo electro-mecánico .....	8 - 10 años

### 2.1.6 Método de incremento geométrico

El sistema de alcantarillado debe adecuarse a un funcionamiento eficiente durante un período determinado; en este caso se adoptó un período de diseño de treinta años por indicación de las normas de diseño que se utilizan en el país. Para calcular la cantidad de habitantes que utilizará el servicio en un período establecido, se aplicó la fórmula de incremento de población que a continuación se describe:

- Incremento geométrico:

$$P_f = P_a(1+t)^n$$

$P_f$  = habitantes

Donde:  $P_f$  = población futura (habitantes)

$P_a$  = población actual (habitantes)

$n$  = período de diseño (30 años)

$t$  = tasa de crecimiento (1.025)

Utilizando el método geométrico se evaluó el crecimiento de la población a servir, se estimó un porcentaje de crecimiento para el diseño de 1.025%, tomando en cuenta los dos últimos censos.

Las poblaciones en vías de desarrollo crecen a un ritmo geométrico o exponencial, por lo tanto este método responde más a la realidad. Al calcular la curva de crecimiento de población se puede estar arriba de la realidad y se estaría sobre diseñando; pero tal situación, si no es benéfica, tampoco haría fallar el sistema.

### **2.1.7 Tipos de sistema de alcantarillado**

Son los conductos por los cuales corren las aguas negras, pluviales o ambas, que provienen de las calles, casas, industrias, comercios, etc.

Se tienen tres tipos de sistemas de alcantarillado, la elección dependerá de los estudios que se realicen y de las condiciones que se presenten, tanto económicas, como físicas y funcionales.

### **2.1.8 Sistema de alcantarillado sanitario**

Es el que conduce aguas negras únicamente.

### **2.1.9 Sistema de alcantarillado separativo**

Se diseñan dos redes independientes, una para que transporte las aguas negras y la otra, las aguas provenientes de las lluvias. Es importante que las casas y edificios cuenten con tuberías separadas y así se recolecten las aguas de la forma en que se espera funcione este sistema.

### **2.1.10 Sistema de alcantarillado combinado**

Se diseña para que transporte aguas negras y las aguas provenientes de la lluvia.

## **2.2. Cálculo de caudales**

El cálculo de los diferentes caudales que componen el flujo de aguas negras, se efectúa mediante la aplicación de diferentes factores, en los cuales interviene la población, tales como:

- Dotación de agua potable por habitante por día.
- Utilización del agua en las viviendas.
- Uso del agua en el sector industrial y su dotación.
- Uso del agua en el sector comercial y su dotación.
- Intensidad de lluvia en la población.
- Estimación de las conexiones ilícitas.
- Cantidad de agua que se puede infiltrar en el drenaje.
- Las condiciones socio-económicas de la población.

### **2.2.1. Velocidad del flujo**

La velocidad del flujo está determinada por la pendiente del terreno, el tipo y diámetro de la tubería que se utiliza. La velocidad del flujo se determina por la fórmula de Manning y las relaciones hidráulicas de  $v/V$ ; donde “V” es la velocidad a sección llena y “v” es la velocidad de flujo, que por norma debe ser mayor de 0.40 metros por segundo, para que no exista sedimentación en la tubería y por lo tanto algún taponamiento y su valor debe ser menor o igual que 4.0 metros por segundo, para que no exista erosión o desgaste, estos datos se aplican para tubería de PVC.



### **2.2.2. Tirante o profundidad del flujo**

Corno ya se mencionó, la altura del tirante del flujo debería ser mayor del 10% del diámetro de la tubería y menor del 75% de la misma; estos parámetros aseguran su funcionamiento como canal abierto, así como su funcionalidad para el arrastre de los sedimentos.

### **2.2.3. Caudal**

El caudal que puede transportar el drenaje está determinado por diámetro, pendiente y velocidad del flujo dentro de la tubería. Por norma se supone que el drenaje funciona como un canal abierto, es decir, que no funciona a presión. El tirante máximo de flujo se obtiene de la relación  $d/D$ , donde “d” es la profundidad o altura del flujo y “D” es el diámetro interior de la tubería, esta relación debe ser mayor de 0.10 para que exista arrastre de las excretas y menor de 0.75 para que funcione como un canal abierto.

#### **2.2.3.1 Caudal domiciliar**

El agua que ha sido utilizada para limpieza o producción de alimentos, es desechada y conducida a la red de alcantarillado, el agua de desecho doméstico está relacionada con la dotación y suministro de agua potable. Una parte de ésta no será llevada al alcantarillado, como la que se usa en el riego de los jardines y en el lavado de vehículos; de tal manera que el valor del caudal domiciliar está afectada por un factor que varía entre 0.70 a 0.80, el cual queda integrado de la siguiente manera:

$$Q_{DOM} = \frac{Dot * No. hab * Fact. Re torno}{86400}$$

Dot	=	Dotación (lts/hab/día)
Núm. hab	=	Número de habitantes.
Qdom	=	Caudal domiciliar (lts/seg)

### 2.2.3.1.1. Factor de retorno

El factor de retorno, como ya se mencionó, es el porcentaje de agua, que después de ser usada vuelve al drenaje, en este caso se considera un 70 % de factor como retomo.

### 2.2.3.1.2. Caudal de conexiones ilícitas

Es producido por las viviendas que conectan las tuberías del sistema de agua pluvial al alcantarillado sanitario sin ninguna autorización. Se estima un porcentaje de viviendas que puedan realizar conexiones ilícitas, que varía de 0.5 a 2.5 por ciento. Éste se calcula por medio de la fórmula del método racional, ya que tiene relación con el caudal producido por las lluvias.

$$Q_{Conex. Ilíc} = \frac{CiA}{360} = \frac{Ci (A\%)}{360}$$

Donde:

Qconex.ilic = Caudal (m<sup>3</sup>/seg).

C = Coeficiente de escorrentía, el que depende de las condiciones del suelo y topografía del área a integrar.

I = Intensidad de lluvia (mm/hora).

A = Área que es factible de conectar (Has).

A% = Porcentaje de patios y techos.

### **2.2.3.1.3 Intensidad de la lluvia**

Es la cantidad de lluvia que cae en un área por unidad de tiempo, se expresa en milímetros por hora.

### **2.2.3.1.4 Coeficiente de escorrentía**

Es la cantidad de agua que escurre, en función de la permeabilidad de la superficie del suelo.

### **2.2.3.2 Caudal de infiltración**

Es el caudal que se infiltra en el alcantarillado, el cual depende de las profundidades del nivel freático del agua, y de la tubería, de la permeabilidad del terreno, el tipo de junta, la calidad de mano de obra utilizada y de la supervisión técnica de la construcción. Puede calcularse de dos formas: en litros diarios por hectárea o litros diarios por kilómetro de tubería, se incluye la longitud de la tubería de las conexiones domiciliarias, asumiendo un valor de 6.00 m por cada casa; la dotación de infiltración varía entre 12000 u 18000 litros/km/día.

$$Q_{\text{Inf}} = \frac{(Dot * (mts.Tubo + No.Casas * 6 mts) / 1000)}{86400}$$

Dot = Dotación (Hs/kilómetro/día)

Núm. Casas = Número de casas

### 2.2.3.3. Caudal comercial

Es el agua desechada por las edificaciones comerciales como: comedores, restaurantes, hoteles, etc., por lo general la dotación comercial varía según el establecimiento a considerar, pero puede estimarse entre 600 y 3,000 lts/comercio/día.

$$Q_{\text{Com.}} = \frac{\text{No. Comercio} * \text{Dot.}}{86400}$$

Qcom = Caudal Comercial

### 2.2.3.4. Caudal industrial

Es el agua de desechos de las industrias, como fábricas de textiles, licoreras, refrescos, alimentos, etc. Igual que para el caso anterior, si no se cuenta con el dato de la dotación de agua suministrada, se puede estimar dependiendo del tipo de industria, entre 1,000 y 18,000 lts/industria/día.

$$Q_{\text{Ind.}} = \frac{\text{No. Industrias} * \text{Dot.}}{86400}$$

Q<sub>Ind.</sub> = Caudal Industrial

#### 2.2.4. Factor de caudal medio

Una vez obtenido el valor de los caudales anteriormente descritos, se procede a integrar el caudal medio ( $Q_{\text{medio}}$ ) del área a drenar, que al ser distribuido entre el número de habitantes se obtiene un factor de caudal medio (fqm), el cual varía entre el rango de 0.002 a 0.005. Si el cálculo del factor se encuentra entre esos dos límites, se utiliza el calculado; en cambio si es inferior o excede, se utiliza el límite más cercano, según sea el caso.

$$Q_{\text{medio}} = Q_{\text{Dom}} + Q_{\text{Com}} + Q_{\text{Ind}} + Q_{\text{Inf}} + Q_{\text{Conectic}}$$

$$\text{fqm} = \frac{Q_{\text{medio}}}{\# \text{habit.}}$$

$$0.002 < \text{fqm} < 0.005$$

En el caso de la aldea Pajc6, no se tom6 en cuenta el caudal industrial y comercial debido a que no se conectar6n; ya que se estima muy poco probable la instalaci6n de f6bricas o comercios en el lugar.

#### 2.2.5. Caudal m6ximo

Para calcular el caudal m6ximo que fluye por las tuber6as, en un momento dado, hay que afectar el caudal medio por un factor conocido como factor de flujo, el cual suele variar entre 1.5 a 4.5, de acuerdo al tama6o de la poblaci6n. El c6mputo de dicho factor se puede hacer por diversas formas, pero la m6s usada es el valor obtenido por la f6rmula de Hardmond.

### 2.2.6. Factor de Hardmond

Es el valor estadístico, que determina la probabilidad del número de usuarios que estarán haciendo uso simultáneo del servicio; está dado de la siguiente manera:

$$FH = \frac{18 + \sqrt{P}}{4 + \sqrt{p}}$$

Donde:

P = Población futura acumulada en miles.

### 2.2.7. Caudal de diseño

Para realizar la estimación de la cantidad de agua negra que transportará el alcantarillado en los diferentes puntos donde esta fluye, primero se tendrán que integrar los valores que describen en la fórmula siguiente:

$$Q_{Dis} = \text{Núm. Habit.} * FH * Fqm$$

Donde:

Núm. Habit. = Número de habitantes futuros acumulados.

FH = Factor de Hardmond.

Fqm = Factor de caudal medio.

### 2.2.8. Factor de área

El factor de área es la relación entre el área total a drenar, y la longitud total de la tubería del drenaje. Debe estar comprendido entre los valores de 0.0035 a 0.0055, sus dimensiones son hectáreas por metro.

### **2.2.9. Área tributaria**

Se considera como área tributaria la longitud que se encuentra entre los pozos de visita, contribuyendo al caudal que pasa por ese sector, hasta unirse a otro tramo. El área acumulada comprenderá sumar cada tramo conforme se lleve el diseño de cada uno de éstos, siguiendo la ruta elegida para cada sector determinado.

### **2.2.10. Selección de ruta**

Al realizar la selección de ruta que seguirá el agua se debe considerar:

- a) Iniciar el recorrido en los puntos que tengan las cotas más altas y dirigir el flujo hacia las cotas más bajas.
- b) Para el diseño, en lo posible, se debe seguir la pendiente del terreno, con esto se evitará una excavación profunda y disminuir así costos de excavación.
- c) Acumular los caudales mayores en tramos cuya pendiente del terreno sea pequeña y evitar de esta manera que la tubería se le dé otra pendiente, ya que se tendría que colocar la tubería más profunda.
- d) Evitar, en lo posible, dirigir el agua en contra de la pendiente del terreno.

### 2.2.11. Pendientes máximas y mínimas

La pendiente mínima en los colectores es la que provoca velocidades iguales o mayores a 0.40 mts/seg, y la pendiente máxima la que provoca velocidades menores o iguales a 4.00 mts/seg.

### 2.2.12. Fórmula de Manning

Para efecto de cálculo se considera el régimen permanente uniforme, esto es, flujo permanente, en el cual la velocidad media permanece constante; las ecuaciones fundamentales son:

$$Q = V * A \qquad Rh = \frac{A}{p}$$

Q	=	caudal (m <sup>3</sup> /s)
A	=	area hidráulica (m <sup>2</sup> )
P	=	perímetro mojado (m)
Rh	=	radio hidráulico (m)
V	=	velocidad (m/s)

La fórmula de Manning es experimental y se deriva de la fórmula de Chezy:

Fórmula de Chezy:  $V = C * (Rh * S)^{1/2}$

$$Q = A * C * (Rh * S)^{1/2}$$

El valor constante C está dado a su vez por otras fórmulas propuestas por diferentes investigadores; por ejemplo: está la fórmula de Kutter, en la cual



C depende de algunas constantes: del radio hidráulico, pendiente y del coeficiente de rugosidad.

$$C = \frac{(23 + (\frac{0.00155}{S}) + \frac{1}{n})}{(1 + (23 + \frac{0.00155}{S})) * (\frac{n}{Rh})^{1/2}}$$

S = pendiente (m/m)

n = coeficiente de rugosidad

Manning da valores a la constante C mediante la siguiente fórmula:

$$C = \frac{1}{n} * (Rh)^{\frac{1}{6}}$$

Que al sustituirla en la de Chezy, produce la fórmula que lleva su nombre, la cual es una de las fórmulas más usadas en el cálculo de alcantarillado.

$$V = C * (Rh * S)^{\frac{1}{2}} \quad \text{Chezy}$$

$$V = \frac{1}{n} * Rh^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} \quad \text{Manning}$$

$$Q = A * C * (Rh * S)^{\frac{1}{2}} \quad \text{Chezy}$$

$$Q = \frac{1}{n} * A * Rh^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} \quad \text{Manning}$$

### 2.2.11.1. Fórmula de Manning-Strickler

Esta fórmula es muy parecida a la anterior, salvo que el coeficiente n se transforma en la constante K y toma otros valores:

$$C = K * Rh^{\frac{1}{6}}$$

K = coeficiente de rugosidad de Manning-Strickler

Rh = radio hidráulico

### 2.2.11.2. Fórmula de Pavlovski

$$C = \frac{1}{n} * Rh^y$$

Y depende de Rh y n donde:

Rh = radio hidráulico

n = coeficiente de rugosidad

c = factor de resistencia de la fórmula de Chezy

La mayor parte de alcantarillados se proyectan como canales abiertos, en los cuales el agua circula por acción de la gravedad y sin ninguna presión, pues la superficie libre líquido está libre en contacto con la atmósfera. Puede suceder que el canal esté cerrado, como el caso de los conductos que sirven de alcantarillado para que circule el agua de desecho y que eventualmente se produzca alguna presión debido a la formación de gases.

**Tabla I. Coeficientes de rugosidad**

<b>Material</b>	<b>n</b>
Tubos de cemento < 24" diámetro	0.015
Tubos de cemento > 24" diámetro	0.013
Tubos PVC y asbesto cemento	0.009
Tubos de hierro fundido	0.013
Tubos de metal corrugado	0.021
Zanjas	0.020
Canales recubiertos con piedra	0.030

### 2.2.12. Consideraciones en el diseño.

Se deben considerar las siguientes especificaciones hidráulicas:

- a)  $Q$  diseño  $<$   $Q$  sección llena
- b) La velocidad debe de estar comprendida entre  **$0.40 \leq v \leq 4.00$  (m/seg)**  
 $0.40 \leq v$  para que existan fuerzas de tracción y arrastre de los sólidos.  
 $V \leq 4.00$  para evitar deterioro de la tubería debido a la fricción producida por velocidad y la superficie de la tubería.
- c) El tirante debe estar entre:

$$0.10 \leq \frac{d}{D} \leq 0.90$$

Con los anteriores parámetros se evita que la tubería trabaje a presión.

### 2.2.13. Velocidades de arrastre

Velocidad mínima con la que los sólidos no se sedimentan en la alcantarilla. Ésta se obtiene haciendo que el tirante se encuentre en un rango de  $0.10 < d/D < 0.90$  y una pendiente adecuada.

### 2.2.14. Velocidades máximas y mínimas de diseño

Los proyectos de alcantarillado de aguas negras deben diseñarse de modo que la velocidad mínima de flujo, trabajando a cualquier sección, sea 0.40 mts/seg. No siempre es posible mantener esa velocidad, debido a que existen ramales que sirven a sólo unas cuantas casas y producen flujos bastante bajos; en tales casos, se proporcionará una pendiente que dé la velocidad mínima de

0.40 mts/seg., a la descarga máxima estimada, y una velocidad no menos de 0.40 m/seg durante escurrimientos bajos.

a

Las velocidades mínimas fijadas no permiten la decantación de los sólidos, pero también, las velocidades altas producen efectos dañinos, debido a que los sólidos en suspensión hacen un efecto abrasivo a la tubería, por tal razón se recomienda que la velocidad máxima de diseño sea de 4.00 mts/seg.

### **2.3. Cálculo de cotas invert**

Cuando se está trabajando en el diseño se tiene que calcular la profundidad a la que se va a instalar la tubería inicial, para esto se toma en cuenta la profundidad mínima según el reglamento de la Dirección General de Obras Públicas (DGOP) e Instituto de Fomento Municipal (INFOM) el cual será de 1.20 mts. En lugares donde no pasan vehículos pesados y de 1.40 donde transitan vehículos pesados. En el proyecto se ha tomado una profundidad inicial y mínima de 1.20 mts.

Teniendo esta información inicial, el cálculo de las cotas invert se obtienen restando a la cota de terreno la altura inicial del primer pozo para obtener la primera que sería cota invert de salida y para encontrar la cota invert de entrada se obtiene mediante la diferencia de cota invert de salida menos pendiente de diseño por la distancia.

## **2.4. Diámetro de tuberías**

El diámetro mínimo de tubería que se utiliza para el diseño del alcantarillado sanitario es de 6 pulgadas, esto se debe a requerimientos de flujo, y limpieza; de esta manera se evitarán obstrucciones en la tubería. Esta especificación es adoptada para tubería de PVC, ya que en tubería de cemento, el diámetro mínimo es de 8 pulgadas. Para este diseño en particular se seleccionó un diámetro mínimo de 6 pulgadas, ya que se utilizará tubería de PVC.

## **2.5. Pozos de visita**

Los pozos de visita son parte de las obras accesorias de un alcantarillado y son empleadas como medio de inspección y limpieza. Según las normas para construcción de alcantarillados, se recomienda colocar pozos de visita en los siguientes casos:

- a) En toda intercepción de colectores.
- b) Al comienzo de todo colector
- c) En todo cambio de sección o diámetro.
- d) En todo cambio de dirección o de pendiente
- e) En tramos rectos, a distancias no mayores de 100 a 120 metros.
- f) En las curvas de colectores visitables, a no más de 30 metros.

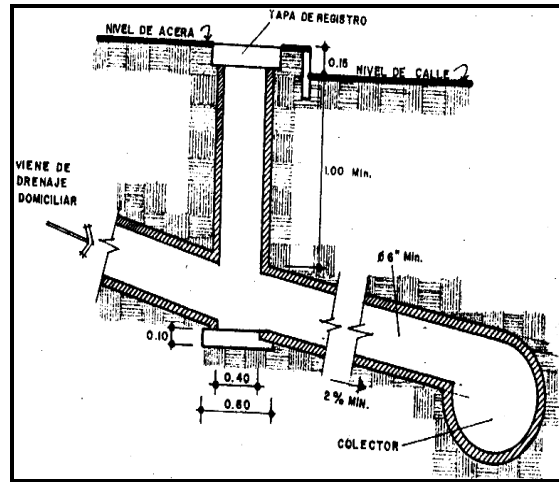
## **2.6. Conexiones domiciliarias**

Una conexión domiciliar es un tubo que lleva las aguas servidas desde una vivienda o edificio a una alcantarilla común o a un punto de desagüe. Ordinariamente al construir un sistema de alcantarillado, se acostumbra establecer y dejar prevista una conexión en Y o en T en cada lote edificado o en cada lugar donde haya que conectar un desagüe doméstico. Las conexiones deben taparse e impermeabilizarse para evitar la entrada de aguas subterráneas y raíces. En colectores pequeños es más conveniente una conexión en Y, ya que proporciona una unión menos violenta de los escurrimientos que la que se conseguiría con una conexión en T.

Sin embargo, la conexión en T es más fácil de instalar en condiciones difíciles. Una conexión en T bien instalada es preferible a una conexión en Y mal establecida. Es conveniente que el empotramiento con el colector principal se haga en la parte superior para impedir que las aguas negras retornen por la conexión doméstica cuando el colector esté funcionando a toda su capacidad.

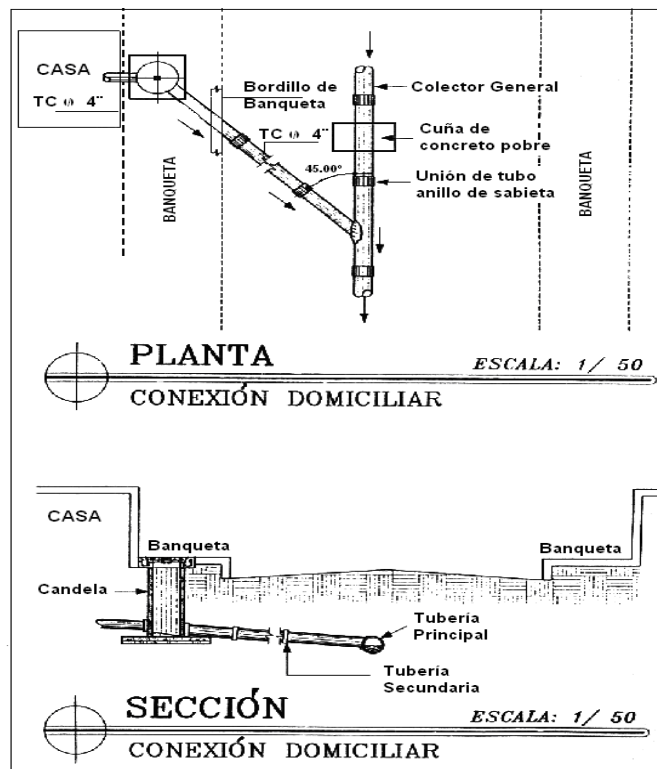
La conexión doméstica se hace por medio de una caja de inspección, construida de mampostería o con tubos de cemento colocados en una forma vertical (candelas), en la cual se une la tubería proveniente del drenaje de la edificación a servir, con la tubería que desaguará en el colector principal. La tubería entre la caja de inspección y el colector debe tener un diámetro no menor a 0.15 m (6") y debe colocarse con una pendiente del 2% como mínimo.

**Figura 1. Detalle conexiones domiciliarias**



Fuente: Ricardo Antonio Cabrera,  
Tesis Apuntes de Ingeniería Sanitaria 2, Pág. 26

**Figura 2. Detalle dos conexiones domiciliarias**



Fuente: Juan Adolfo Orozco, Tesis Diseño de Drenaje Sanitario  
Aldea San Pedro Petz departamento de San Marcos, Pág. 26

## **2.7. Caja o candela**

La conexión se realiza por medio de una caja de inspección, construida de mampostería o con tubos de concreto colocados verticalmente. El lado menor será de 45 centímetros. y si fuese circular, tendrá un diámetro no menor de doce pulgadas; en ambos casos deben estar impermeabilizadas por dentro y tener una tapadera para realizar inspecciones.

El fondo tiene que ser fundido de concreto, dejando la respectiva pendiente para que las aguas fluyan por la tubería secundaria, hasta llegar al alcantarillado central. La altura mínima de la candela será de un metro.

## **2.8. Tubería secundaria**

La conexión de la candela domiciliar con la tubería central se hará por medio de la tubería secundaria, la cual tendrá un diámetro mínimo de 6 pulgadas, en tubería de concreto y de 4 pulgadas en tubería de PVC. Debe tener una pendiente mínima de 2 %.

Al realizar el diseño de alcantarillado deben considerarse las alturas en las cuales se encuentran las viviendas, con relación a la alcantarilla central, y con esto no profundizar demasiado la conexión domiciliar; aunque en algunos casos ésta resulta imposible por la topografía del terreno, debiendo considerarse otras formas de realizar dicha conexión.

Los sistemas que permitan un mejor funcionamiento del alcantarillado, se utilizarán en situaciones en las cuales el diseñador lo considere conveniente; debido a sus características y a las condiciones físicas donde se construirá.



Algunos de estos sistemas son: tubería de ventilación, tanques de lavado, sifones invertidos, disipadores de energía, pozos de luz, etc.

## 2.9. Metodología de cálculo

Especificaciones para el diseño de drenaje aldea La Majada:

Población total de municipio (censo 1994 INE)	430 habitantes
Población total de municipio (censo 2002 INE)	889 habitantes
Población actual	1014 habitantes
Período de diseño	30 años
Densidad de vivienda	6 habitante/casa
Dotación de agua potable	210 lit/hab/día
Factor de retorno	0.70
Material a utilizar	Tubería P.V.C.
Coeficiente de rugosidad	0.009

$$\text{Tasa de crecimiento} = \left( \frac{\text{Censo2002}}{\text{Censo1994}} \right)^{\frac{1}{n}} - 1 = \left( \frac{889}{430} \right)^{\frac{1}{30}} - 1 = 0.01025 = 1.025\%$$

### Análisis del tramo 1 - 2:

Cota terreno inicio:	500.00 m
Cota terreno final:	496.68 m
Distancia:	30.00 mts
Viviendas del tramo:	4
Viviendas acumuladas:	4
Población actual = 4 X 6 = 24 habitantes	
Población futura = 24 * (1.025) <sup>30</sup> = 50 habitantes	

$$\text{Pendiente del terreno} = \left( \frac{500.0 - 496.68}{30} \right) * 100 = 11.07 \%$$

Se tomaron en cuenta las poblaciones actuales y futuras, para que el sistema funcione correctamente al inicio y al final del período de diseño, cumpliendo con los criterios adoptados.

#### Análisis de situación actual

$$Q_{\text{dom}} = \frac{(210 \text{ lit/hab/día} * 24 \text{ hab} * 0.70)}{86400} = 0.0408 \text{ lit/seg}$$

$$Q_{\text{inf}} = \frac{109000 * (29.68 + (15X6))}{86400 * 1000} = 0.1505 \text{ lit/seg}$$

$$Q_{\text{lic}} = 1.8002 * 0.0863 = 0.1505 \text{ lit/seg}$$

$$Q_{\text{sanitario}} = 0.179 + 0.1505 + 0.1505 = 0.48 \text{ lit/seg}$$

$$F_{\text{qm}} = 0.48 / 105 = 0.0046$$

Chequeo  $F_{\text{qm}} > 0.002$  OK

$$FH = \left( \frac{18 + (105/1000)^{1/2}}{4 + (105/1000)^{1/2}} \right) = 1.29$$

$$Q_{\text{dis}} = 0.0046 * 1.29 * 105 = 0.92 \text{ lit/seg}$$

#### Análisis de situación futura

$$FH = \left( \frac{18 + (220/1000)^{1/2}}{4 + (220/1000)^{1/2}} \right) = 0.98$$

$$Q_{\text{dis}} = 0.0046 * 0.98 * 220 = 0.99 \text{ lit/seg}$$

Utilizando un diámetro de 6 pulgadas y una pendiente igual a la del terreno, que en este caso es de 6.38% para evitar exceso de excavación, se

tiene que, utilizando la fórmula de Manning, se calcula la velocidad y el caudal a sección llena del tubo, donde:

$$v = \frac{0.0254 * D^{2/3} * S^{1/2}}{n} = \frac{0.00254 * (6)^{2/3} * (0.0638)^{1/2}}{0.013} = 2.1996 \text{ m/seg}$$

$$Q = V * A = 2.1996 * (\pi * (6/2)^2) * 0.64516 = 40.12 \text{ lit/seg}$$

$$q/Q \text{ actual} = 0.01500$$

$$q/Q \text{ futuro} = 0.0248$$

$$V_{\text{actual}} = 0.36 * 2.1996 = 0.80 \text{ m/seg}$$

$$V_{\text{futuro}} = 0.42 * 2.1996 = 0.93 \text{ m/seg}$$

De acuerdo con estos resultados, se comprueba que se cumplen los rangos de velocidades máximas y mínimas.

Cota invert inicial = Cota de terreno inicial – h altura de pozo

$$\text{Cota invert inicial} = 189.713 - 1.20 = 188.513$$

Cota invert final = Cota final – h altura de pozo

$$\text{Cota invert final} = 187.82 - 1.20 \text{ m} = 186.62$$

El ancho de zanja se toma dependiendo de las alturas de los pozos.

El volumen de excavación es igual al producto del ancho de zanja, por el promedio de altura de pozos por la distancia horizontal.

$$\text{Volumen} = [(1.2 + 1.20) * 29.68 * 0.90]/2 = 32.05 \text{ m}^3$$

Los demás tramos se diseñan de la misma forma. (tabla en anexo).

## **2.10 Administración del mantenimiento preventivo del sistema**

La responsabilidad de mantenimiento estará a cargo del comité pro-mejoramiento de la comunidad, este comité tendrá una unidad operativa, conformada de preferencia por personas que hayan participado en la construcción del alcantarillado.

Estos a su vez tendrán que promover y coordinar todo tipo de actividad con la comunidad que se relacione con la conservación y/o mejoramiento del medio ambiente, así como supervisar el uso y dar mantenimiento preventivo, correctivo al sistema de alcantarillado sanitario.

### **2.10.1. Operación del sistema**

Es el conjunto de acciones externas que se realizan a todos los elementos del sistema para que estén en perfecta operación y estos elementos son:

- Línea central y/o secundaria
- Pozos de visita
- Conexiones domiciliarias

## 2.10.2 Mantenimiento del sistema

Es el conjunto de acciones internas en las cuales se realizan mantenimiento para prevenir daños y reparaciones en el sistema. A continuación se enumeran los posibles problemas y acciones a tomar.

Elemento .....	Línea central y/o secundaria
Inspección .....	En pozos de visita
Posible problema .....	Taponamiento parcial o total
Acciones a seguir .....	Prueba de corrimiento de flujo
Elemento .....	Pozos de visita
Inspección .....	En tapadera y en el interior
Posibles problemas .....	Estado de escalones, acumulación de residuos
Acciones a seguir .....	Cambio de tapadera y limpieza de pozos
Elemento .....	Conexiones domiciliarias
Inspección .....	General de la unidad
Posibles problemas .....	Estado físico y taponamientos
Acciones a seguir .....	Cambio de candelas domiciliarias y quitar tapones.

## 2.11 Presupuesto del sistema de drenaje sanitario

### INTEGRACIÓN DE COSTOS

MATERIALES NO LOCALES	Q544,647.21	\$ 68,080.90
MATERIALES LOCALES	Q15,300.00	\$ 1,912.50
MANO DE OBRA NO CALIFICADA	Q124,200.00	\$ 15,525.00
MANO DE OBRA CALIFICADA	Q240,200.00	\$ 30,025.00
<b>COSTOS DIRECTOS</b>	<b>Q924,347.21</b>	<b>\$ 115,543.40</b>
MAQUINARIA Y EQUIPO	Q158,500.00	\$ 19,812.50
GASTOS ADMON SUPERVISIÓN	Q74,728.30	\$ 9,341.04
TRANSPORTES	Q18,850.00	\$ 2,356.25
IMPREVISTOS/FLUCTUACIÓN	Q53,377.36	\$ 6,672.17
<b>SUMA INDIRECTOS</b>	<b>Q305,455.66</b>	<b>\$ 38,181.96</b>
<b>TOTAL</b>	<b>Q1,229,802.87</b>	<b>\$ 153,725.36</b>

## 2.12 Riesgo y mitigación del proyecto

### 2.12.1. Concepto

La reducción de desastres es la suma de todas las acciones que pueden aplicarse para reducir la vulnerabilidad de un sistema a las amenazas naturales.

Estas soluciones incluyen el correcto ordenamiento territorial, con el desarrollo de mapas de riesgo, para asegurar que la gente se asiente donde es seguro; así como la adopción de códigos de construcción apropiados y técnicas de ingeniería que respondan a evaluaciones locales de riesgo.

Algunas de las medidas a tomar para reducir la vulnerabilidad, es realizar obras para mitigar los impactos de los fenómenos naturales a la infraestructura

y servicios básicos; planes de contingencia por medio de mapas de vulnerabilidad y planes de contingencia específicos del sector o los planes generales de instituciones a cargo del manejo integral de emergencias.

Como medida para la reducción de desastres, en otros lugares, debido a la carencia de información acerca de las zonas vulnerables, al inicio de la época de invierno se mantiene un sistema de alerta mediante inspecciones y equipos para tener presencia en las zonas afectadas en menos de una hora.

Gracias a un mapa de vulnerabilidad se podrían economizar recursos para responder a emergencias. Así mismo, es necesario elaborar un estudio profundo de las necesidades y prioridades de obras de ingeniería necesarias para reducir la vulnerabilidad de los servicios básicos y las carreteras. La posibilidad de ofrecer y recibir asistencia técnica en materia de reducción de vulnerabilidad también corresponde a una medida fundamental.

Es necesario subrayar la importancia de contar con perfiles de vulnerabilidad de infraestructura y servicios básicos de otros lugares que cuenten con las características semejantes a la del lugar en cuestión.

### **2.12.2. Mitigación de los efectos de los desastres naturales**

Los sistemas de alcantarillado de las áreas urbanas y rurales son especialmente vulnerables a los peligros naturales. Estos sistemas son extensos y pueden hallarse en mal estado. Cuando el agua potable se contamina como resultado de un desastre o colapso en el sistema de alcantarillado, el riesgo de que la población contraiga enfermedades aumenta y la higiene se deteriora rápidamente. A menudo, resulta difícil valorar las consecuencias indirectas para la salud y el costo de la reparación del sistema es, en general, muy elevado.

Las autoridades encargadas del funcionamiento y mantenimiento de los sistemas de alcantarillado deben contar con estrategias para reducir la vulnerabilidad de estos sistemas a los desastres naturales y con procedimientos para restablecer rápida y eficazmente el servicio en tales casos. Al igual que para los establecimientos de salud, el análisis de vulnerabilidad es el primer paso para identificar y cuantificar el impacto potencial de los desastres sobre el rendimiento y los componentes del sistema.

El proceso es complicado porque los sistemas de alcantarillado se extienden a lo largo de zonas muy amplias, están compuestos por una variedad de materiales y expuestos a diversos tipos de desastres, tales como aludes, inundaciones, vientos fuertes, erupciones volcánicas o terremotos.

### **2.12.3. Daños producidos por terremotos**

El sismo actúa con fuerzas de inercia sobre las construcciones que se levantan sobre el nivel del suelo; en cambio las estructuras enterradas (tuberías) se mueven con el suelo y experimentan deformaciones que pueden provocar daños en sus componentes; para las estructuras aéreas se dan deformaciones sin llegar a la ruptura, gracias a las juntas flexibles y los tensores. Los terremotos ocasionan daños en las tuberías y/o en sus uniones rígidas; esto implica que se pueden esperar menores daños en las tuberías relativamente más flexibles como el PVC, y mayores en las tuberías rígidas, como las de mortero comprimido, hormigón, hierro fundido, asbesto y cemento, especialmente si tiene uniones rígidas.

Los daños en las tuberías de agua potable y drenaje sanitario producen, por lo común, afloramiento de agua en zonas cercanas a la roturas de tubos o



uniones; para determinar su magnitud y alcance y poder hacer las reparaciones habrá que excavar y poner al descubierto las tuberías rotas.

Sin embargo, es posible que la alta permeabilidad del suelo en que se produjeron las roturas o la presión baja del agua oculte zonas de roturas que talvez se podrían detectar posteriormente.

El análisis de las estadísticas disponibles sobre las amenazas y sus consecuencias conduce a establecer una marcada diferencia entre dos grupos de problemas. El primero es la peligrosidad e intensidad de las acciones esperadas; y el segundo, la vulnerabilidad de las obras hechas por el hombre para soportar, con daños tolerables, tales acciones.

#### **2.12.4. Riesgo de alteración del agua en las redes de agua**

Existe riesgo de alteración del sistema hídrico cuando se rompen simultáneamente las tuberías de las redes de agua potable y las de alcantarillado sanitario, porque es posible que algo de las aguas servidas se mezcle o penetre a la red de agua potable. Ello se debe a que usualmente las tuberías de agua potable y alcantarillado sanitario se construyen en forma paralela, por las mismas calles y a pocos metros entre sus ejes.

Así, pueden existir roturas cercanas en ambas tuberías que posibiliten la entrada de aguas servidas a la red de agua potable, especialmente si es considerable el volumen de aguas servidas vertidas al terreno.

En algunas oportunidades existen aguas subterráneas superficiales que cubren las redes de agua potable y de alcantarillado. Si el sismo produce

roturas o fugas en la red de alcantarillado, se contaminara la capa freática. Por su parte, esa capa superficial puede contaminar el agua potable de la red a través de roturas en la misma o por infiltración hacia la red de agua potable por juntas no herméticas si en esa red se producen presiones negativas.

Todas las infraestructuras son proyectadas tomando en consideración las amenazas naturales de tipo geológico, meteorológico y características del área en el cual se encuentra ubicado el sistema.

Muchos de los problemas relativos a los sistemas se deben a fenómenos naturales que no se consideraron en la etapa de concepción, diseño, construcción y operación del sistema. Por esta razón, es de gran importancia para evaluar la vulnerabilidad de los sistemas existentes y por construir.

Los planes de emergencia se fundamentan en el mejor conocimiento posible de la vulnerabilidad del sistema, en cuanto a las deficiencias en la capacidad de prestación de servicios u operatividad, debilidades físicas de los componentes ante las solicitudes externas y debilidades de organización ante las eventuales emergencias que se puedan ocasionar.

De una manera general, a la identificación y cuantificación de estas debilidades se le denomina Análisis de Vulnerabilidad, y es el proceso mediante el cual se determina el comportamiento esperado del sistema y de su organización, por ejemplo, el personal con experiencia en operación, mantenimiento, diseño y construcción, para atender emergencias.

### **3 DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EL ESCALÓN**

#### **Descripción del proyecto**

El proyecto consiste en un puente de dos vías, de 20.00 metros de largo y un ancho de rodadura de 5.50 mts. Está compuesto de una sección de viga y losa, simplemente apoyada, vigas de apoyo, estribos de concreto ciclópeo y sus barandales de protección, basándose para su diseño, en las normas AASHTO y ACI para los elementos de concreto.

#### **3.1 Levantamiento topográfico**

Es la base principal para el diseño del puente, puesto que proporciona la información necesaria para determinar la geometría, altura, posición y ubicación del mismo. Para realizar el estudio topográfico se procedió a medir y orientar con respecto al norte magnético, ubicando estaciones a cada 10.00 metros, con el objeto de recabar la información de planimetría necesaria. Los datos de campo fueron procesados en gabinete, permitiendo así dibujar el eje central del puente, ubicando en cada punto las cotas del terreno, para luego plotear las curvas de nivel. Se utilizó el equipo siguiente:

- 1 Teodolito marca Salmoiraghi 4150
- 1 Cinta métrica de 50m.
- 1 Estadal de 4.00 mts.
- Estacas.

## **3.2 Estudio hidrológico**

### **Determinación de la crecida máxima**

La crecida máxima es un factor importante en el diseño del puente, pues proporciona la información para determinar las dimensiones de la obra y así evitar que sean destruidas por la corriente de agua en época de lluvia. Existen varios procedimientos para estimar el caudal en las crecidas máximas; pero en el presente estudio se seleccionó el método de sección pendiente, por la falta de información hidrológica que existe en el lugar.

#### **3.2.1. Método de sección-pendiente**

Este método es utilizado para determinar la crecida máxima de un río, cuando no se cuenta con la información hidrológica necesaria. Para determinar la crecida por este método, es necesario establecer la máxima altura de agua alcanzada por una corriente en el pasado, ya sea buscando señales que han dejado grandes crecidas, información que proporcionan los habitantes del lugar o investigando en los archivos o en las crónicas locales. Determinada la altura máxima, se obtiene el valor del área "A" de la sección de la corriente de la misma forma como se hace en aforos, para poder obtener el caudal máximo por medio de la fórmula  $Q=V*A$ . El valor de la velocidad "V" de la corriente se obtiene por medio de la fórmula de Manning.

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

V = Velocidad en [m/s]

R = Radio hidráulico [m]

$$R = \frac{\text{Área}}{\text{Perímetro mojado}}$$

S = Pendiente [%]

n = Coeficiente de rugosidad = 0.10 (tipo de suelo canal de tierra fuerte)

### 3.2.2. Cálculo del caudal máximo

#### Cálculo de la pendiente

Cota mayor = 998.50 [m]

Cota menor = 996.927 [m]

Longitud = 72.43 [m]

$$S = \frac{\text{cota mayor} - \text{cota menor}}{\text{longitud del cauce}}$$

$$S = \frac{998.50 - 996.927}{72.43}$$

S = 2.17 [%]

### **Cálculo del área y perímetro mojado**

(Fue determinado utilizando herramientas de dibujo computacional con base al perfil de la línea central)

$$A = 19.677 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$P = 29.641 \text{ [m]}$$

### **Cálculo del radio hidráulico**

$$R = \frac{19.677}{29.641}$$

$$R = 1.20 \text{ [m]}$$

### **Cálculo de caudal máximo**

$$V = \frac{1}{0.1} (0.6638)^{2/3} (0.0217)^{1/2}$$

$$V = 1.125 \text{ [m/s]}$$

$$Q = A * V$$

$$Q = 19.677 * 1.1215$$

$$Q = 22.07 \text{ [m}^3\text{/s]}$$

El cálculo del caudal sirve para determinar alturas mínimas de los puentes y áreas de descarga. Con base en la cantidad de agua que puede pasar en momentos críticos se puede determinar la geometría y materiales para la construcción de la subestructura. Tomando en cuenta que la sección del río en la crecida máxima es de 1.00 [m] con un área de desalojo de 19.677 [m<sup>2</sup>], la superestructura se diseñó con una luz de 20 metros en la línea central y una altura de 2 metros libres de la altura hasta la parte inferior de la viga principal.

### **3.3 Estudio del suelo**

Es necesario conocer las características propias del suelo en donde se ubicará la sub-estructura de un puente, para determinar las dimensiones geométricas que tendrá la cimentación que se utilizará para soportar la superestructura y para asegurar que la estructura no tenga asentamientos importantes y que la misma no sea inestable.

Se debe de explorar el suelo hasta encontrar un estrato firme para cimentar y determinar el valor soporte del mismo; se debe determinar el peso que tiene el suelo y que provocará fuerzas de empuje en la cimentación de manera que podamos analizar la estabilidad de la misma.

Básicamente los ensayos que se deben de realizar para la construcción de un puente son:

- Sondeo dinámico
- Ensayo de compresión triaxial
- Gravedad específica

Se debe de tomar en cuenta también que es necesario verificar dónde se encuentra el nivel freático en el talud.

Debido a que la municipalidad cuenta con limitados recursos, solo se realizó el ensayo de compresión triaxial.

El método utilizado para el cálculo del valor soporte fue el del Dr. Karl Terzaghi que ha demostrado ser lo suficientemente aproximado para todos los casos en el campo de su aplicación práctica.

Datos de ensayo triaxial para el cálculo del valor soporte

**Tabla 2 . Datos de ensayo triaxial de suelo puente vehicular**

Base ( <b>B</b> )	1.00	[m]
$\gamma$ Suelo	1.92	[T/ m <sup>3</sup> ]
$\phi$ ángulo de fricción interna	15.00	[°]
Carga última ( <b>Cu</b> )	19.10	[T/ m <sup>2</sup> ]
Desplante ( <b>D</b> )	2.10	[m]

**Ángulo en radianes**

$$\theta_{rad} = \frac{\theta * \pi}{180}$$
$$= 0.2618 \text{ rad}$$



### Factor de flujo de carga

$$Nq = \frac{e^{\left(\frac{3}{2} * \pi - \theta_{rad}\right) \tan \theta}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\theta}{2}\right)}$$

$$Nq = 4.44 \text{ T/ m}^2$$

### Factor de flujo de carga última

$$Nc = \cot \theta * (Nq - 1)$$

$$Nc = 5.17 \text{ T/ m}^2$$

### Factor de flujo de carga $N\gamma$

$$N\gamma = 2 * (Nq + 1) * \tan \theta$$

$$N\gamma = 1.84 \text{ T/ m}^2$$

Nota: este valor debe colocarse cero si es arcilla pura.

### Capacidad portante última

$$q_o = 0.4 * \gamma_{suelo} * B * N\gamma + 1.3CNc + \gamma_{suelo} * D * Nq$$

$$q_o = 138.31 \text{ T/ m}^2$$

### Capacidad portante neta última

$$q_{on} = q_o - \gamma_{suelo} * D$$

$$q_{on} = 134.28 \text{ T/ m}^2$$

## Capacidad soporte de diseño

Factores de seguridad  $1.50 < f_c < 3.00$

Factor de seguridad utilizado 3.00

$$q_d = \frac{q_{on}}{f_c}$$

$$q_d = 44.76 \text{ T/ m}^2$$

La capacidad de soporte del suelo es bastante alta por las características del suelo, no se tendrá ningún problema en colocar la cimentación en el estrato seleccionado.

### 3.4 Diseño del puente vehicular "El Escalón"

#### 3.4.1 Datos y especificaciones

#### Criterio y especificaciones para el diseño de puentes de concreto de sección en viga y losa

Para efectos de diseño, se aplicará lo siguiente:

1. Recubrimientos: AASHTO 8.22 medido del rostro de la barra a la superficie del concreto: 8 [cm.] para cimientos y muros, 5 [cm.] Para losas arriba 5 y 2.5 [cm.] abajo, 5 [cm.] para columnas y vigas.
2. Longitud de desarrollo: AASHTO 8.24.1.2 se proporcionará a todas las barras la longitud necesaria a partir del punto donde se requieren por

diseño, siendo ésta la mayor de la profundidad efectiva del elemento, 15 diámetros de la barra a la luz/20.

3. Traslapes: AASHTO 8.25 D.G.C. 509.080 se calculan con base a la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de uniones mecánicas para las barras No.11, de tal modo que desarrolle un 125% del  $F_y$  nominal de la barra, siguiendo la especificación AASHTO 8.33.2, evitando localizarlas en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea, deberán colocarse alternos a cada 60 [cm.]
4. Ganchos: AASHTO 8.23.2.2 los dobleces deben ser hechos en frío y un equivalente a 6 diámetros en su lado libre cuando se trata de 180 grados, ó 12 diámetros cuando se trata de 90 grados.

**Para la superestructura se debe tomar en cuenta:**

1. La acera y el barandal se deben construir posteriormente a que las vigas se hayan deflectado libremente.

**Para la subestructura se debe tomar en cuenta:**

1. Los estribos deben ser diseñados para la capacidad soporte establecida en el estudio de suelo y a la profundidad definida.
2. Deberá evitarse la explotación de los bancos de materiales circundantes a las riberas del río.
3. No se debe permitir la destrucción de los bancos de materiales, de manera que las excavaciones sean del tamaño estrictamente necesario para acomodar los estribos.

4. Proporcionarse adecuado drenaje a los estribos para evitar sobrepresiones.

<b>DATOS DEL DISEÑO</b>
-------------------------

Luz	20	m		
Ancho de rodadura	5.5	m		
Ancho de Carril	2.75	m		
Ancho de calzada	7.2	m		
Ancho total	9.2	m		
Esfuerzo máximo del concreto $f'c$	281	kg/cm <sup>3</sup>	4000	Psi
Esfuerzo de fluencia del acero $f_y$	2810	kg/cm <sup>3</sup>	40000	Psi
Peso de concreto armado	2400	kg/m <sup>3</sup>	150	lb/pie <sup>3</sup>
Peso de concreto ciclópedo	2500	kg/m <sup>3</sup>	156	lb/pie <sup>3</sup>
Peso de asfalto	2240	kg/m <sup>3</sup>	140	lb/pie <sup>3</sup>
Carga viva de diseño	HS-15-44			
Velocidad de diseño geométrico	30	kph	19	mi/hr

### 3.4.2 Diseño estructural del puente

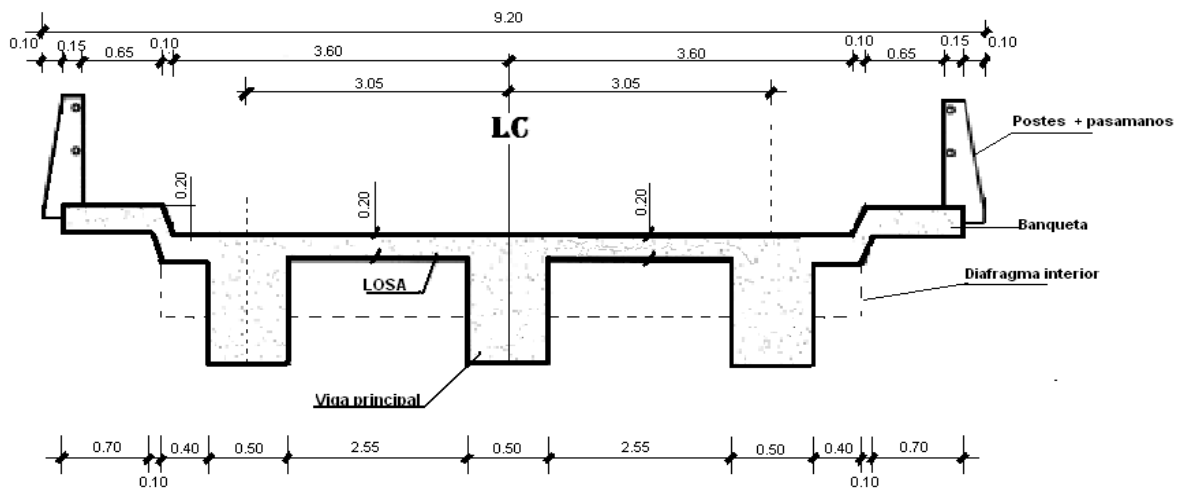
El diseño estructural consiste en los siguientes elementos de la superestructura conformada por losa, banquetas, postes y pasamanos, vigas principales, diafragmas internos y externos. La subestructura está conformada por viga de apoyo que incluye la cortina, estribos y aproches. Los estribos serán construidos de concreto ciclópedo y todos los demás elementos serán de concreto armado hecho en obra.

La superestructura funciona estructuralmente como un modelo simplemente soportado donde los momentos flexionantes en el apoyo son iguales a cero. La carga viva que transita por la estructura transmite su peso hacia la losa, posteriormente esta a las vigas principales y luego a la viga de

apoyo, para que finalmente sean transmitidas por los estribos hacia el suelo sustentante.

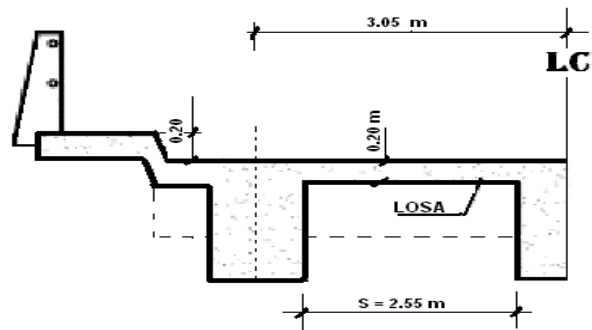
### 3.4.3 Diseño de la superestructura

Figura 3. Sección geométrica de superestructura puente vehicular



#### 3.4.3.1. Diseño de la losa

Figura 4. Sección geométrica de losa de puente vehicular



### 3.4.3.1.1. Espesor de la losa

El espesor de la losa para puentes de concreto reforzado tiene que ser mayor de 17cm y el refuerzo principal tiene que ser paralelo al tráfico. El espesor de la losa se determinó por la siguiente fórmula.

$$t = 1.2 \left( \frac{L + 3.05}{30} \right) \quad [\text{AASHTO 8.9.2}]$$

donde:

t = espesor de losa [cm]

L = separación libre entre vigas [m]

$$t = 1.2 \left( \frac{2.55 + 3.05}{30} \right)$$

t = 0.224 [cm]

Se adoptó 0.20 [cm].

### 3.4.3.1.2. Cálculo de momentos

Integración de cargas

#### Carga muerta

Tabla III. Integración de carga muerta losa puente vehicular

	$\gamma$ [Lb/pie <sup>3</sup> ]	Alto [pie]	Total [Lb/pie <sup>2</sup> ]
<b>Losa</b>	150	0.6560	98.40
<b>Asfalto</b>	140	0.1667	23.34
<b>Total carga muerta</b>			121.74

**Carga viva** [AASHTO 3.7.5]

HS-15 AASHTO figure 3.7.7.A [STANDARD TRUCK]

Se aplica en un 100% por ser puente de 2 vías [AASHTO 3.12.1]

Carga **P = 12000 [Lb]**

**S = 8.36 [pie]**

- **Momento por carga muerta**

$$M_{cm} = \frac{1}{10} W_m * L^2 \quad [\text{AASHTO 3.3.6}]$$

$$M_{cm} = \frac{1}{10} (121.73)(8.36)^2$$

$$M_{cm} = 851.00 \text{ [Lb/pie}^2\text{]}$$

- **Momento por carga viva**

$$M_{cv} = 0.8 \left( \frac{s+2}{32} \right) P \quad [\text{AASHTO 3.24.3.1}]$$

$$M_{cv} = 0.8 \left( \frac{8.36 + 2}{32} \right) 12,000$$

$$M_{cv} = 3108.00 \text{ [Lb/pie}^2\text{]}$$

- **Impacto (incremento a carga viva [%])**

$$I = \frac{50}{L + 125} \quad [\text{AASHTO 3.8.2}]$$

donde:

I = impacto máximo 30%

L = longitud del miembro donde se produce el máximo esfuerzo = S

$$I = \frac{50}{8.36 + 125}$$

$$I = 0.3749 > 0.30$$

Usar I = 0.30 = 30%

- **Combinación de cargas**

Realizando la combinación de cargas encontramos el momento último para diseñar la losa a flexión.

$$Mu = \gamma[\beta_d * M_{cm} + \beta_L(M_{cv} + I)] \quad [\text{AASHTO 8.22.1}] \text{ Grupo [I]}$$

[AASHTO 8.22.1]

Tabla iV . Factores de carga para diseño puente vehicular

Factores de carga para diseño	
$\Gamma$	1.3
$B_d$	1.0
$B_c$	1.0
$\beta_L$	1.67



Aplicándole los factores de carga a la expresión anterior:

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

$$Mu = 1.3 [851 + 1.67(3180 + 0.30 * 3180)]$$

$$Mu = 9860.50 \text{ [Lb-pie]}$$

$$Mu = 118.326 \text{ [KLb-plg]}$$

### Recubrimientos en losas

Por encima 2 [pulg] = 0.05 [m]

Por debajo 1 [pulg] = 0.025 [m]

#### 3.4.3.1.3. Cálculo de peralte

El peralte adoptado para la losa es 0.20 [cm].

#### 3.4.3.1.4 Cálculo de refuerzo

El refuerzo en la losa consistirá en dos camas de acero; cama superior e inferior. Cada cama tendrá refuerzo en sentido transversal y longitudinal, en forma de parrilla como comúnmente se conoce. Para el cálculo de acero en la losa se utiliza la siguiente expresión:

$$Mu \phi = \phi \rho b d^2 f_y \left( 1 - \frac{0.59 f_y \rho}{f' c} \right) \quad [\text{ACI 318-99}]$$

donde:

$M_u \phi$  = momento último de diseño [Klb-pulg]

$\phi$  = factor para elementos a flexión ACI 318-99

$\rho$  = porcentaje de acero

b = ancho unitario [pulg]

$f_y$  = esfuerzo de tensión del acero [Ksi]

$f'_c$  = esfuerzo de compresión del concreto [Ksi]

d = espesor efectivo de diseño [pulg], es calculado de la forma siguiente:

$$d = [\text{espesor losa}] - [\text{recubrimiento}] - [\text{diámetro de barra}]$$

$$d = 7.87 - 1 - 1/2 \text{ [pulg]}$$

Al calcular el porcentaje de acero con el momento último de diseño se toman en cuenta los requerimientos del código ACI 318-99 de cuantía de acero en elementos sometidos a flexión, son los siguientes:

**Porcentaje de acero máximo en zona sísmica:**

$$\rho_{max} \leq 0.5 \rho_{bal} \quad [\text{ACI 318-99}]$$

$$\leq 0.025$$

$$\rho_{max} \leq 0.0247$$

**Porcentaje de acero en balance, para producir una falla balanceada:**

$$\rho_{bal} = \frac{0.85 f'_c \beta_1}{f_y} * \frac{87}{87 + f_y}$$

$\beta_1 = 0.85$  para concreto de 4000 [Psi] y menor

$$\rho_{bal} = 0.04949$$

**Porcentaje de acero mínimo, para proveerle ductilidad a la estructura:**

$$\rho_{min} \geq \frac{200}{f_y}$$
$$\rho_{min} \geq 0.005$$

Para el diseño de los diferentes refuerzos en las distintas camas de la losa se utilizarán los siguientes datos:

**Tabla V. Datos para diseño de refuerzo de losa puente vehicular**

<b>Datos de diseño para refuerzo de losa</b>		
<b>Ø</b>	0.90	[factor de reducción]
<b>b</b>	12.00	[pulg]
<b>f<sub>y</sub></b>	40000	[Psi]
<b>f'<sub>c</sub></b>	4000	[Psi]
<b>d</b>	6.37	[pulg]

- **Cálculo de refuerzo transversal cama inferior**

Este refuerzo es perpendicular al tráfico.

$$M_{u\emptyset} = 9860.50 \text{ [Lb-pie]}$$

$$M_{u\emptyset} = 118.326 \text{ [KLb-pulg]}$$

Utilizando el procedimiento de la sección 2.2.8.1.4 para el cálculo del área de acero se tiene:

$$\rho = 0.007042 \text{ (chequea acero máximo y mínimo)}$$

Para el cálculo del **área de acero** de la losa tomando en cuenta el ancho unitario, la cuantía de acero y el espesor efectivo, se tiene la siguiente expresión:

$$A_s = \rho * (\text{ancho unitario}) * \text{espesor}$$

$$A_s = 0.6605 \text{ [pulg}^2\text{]}$$

Para determinar la **separación y el diámetro de varillas** a utilizar se realiza de la siguiente forma, utilizando el ancho unitario, el área de acero y el área de la varilla propuesta:

**Área de acero calculada**\_\_\_\_\_ **30.48 [cm]**

**Área de acero de varilla propuesta**\_\_\_\_\_ **(separación de varilla)**

Combinación de varillas

Núm. 3 @ 5.076 [cm]

Núm. 4 @ 9.23 [cm].

Núm. 5 @ 14.30 [cm].

Núm. 6 @ 20.30 [cm].

**Para el diseño se utilizaron varillas Núm. 6 @ 20.30 [cm].**

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

Este refuerzo es paralelo al tráfico.

Par el momento por carga viva calculamos nuevamente el momento último utilizando el siguiente criterio:

$$E = (4 + 0.06 * S) \text{ [AASHTO 3.24.3.2]}$$

$$E < 7$$

donde:

S = separación libre entre vigas [pie]

$$E = (4 + 0.06 * 8.364)$$

E = 4.5 chequeo correcto

Momento por carga viva para un camión tipo HS-20

$$M_{cv HS20} = 900S \quad \text{[AASHTO 3.24.3.2]}$$

$$M_{cv HS20} = 900(8.364)$$

$$M_{cv HS-20} = 7527.60 \text{ [Lb-pie]}$$

Momento por carga viva para un camión tipo HS-20

$$M_{cv HS15} = \frac{3}{4} M_{cv HS20} \quad \text{[AASHTO 3.24.3.2]}$$

$$M_{cv HS15} = \frac{3}{4} (7527.6)$$

$$M_{cv HS-15} = 5645.70 \text{ [Lb-pie]}$$

Combinando cargas tenemos:

$$M_u = 1.3[M_{cm} + M_{cv}]$$

$$M_u = 1.3[851 + 5645.7]$$

Mu = 8445.71 [Lb-pie]

Mu = 101.3485 [Klb-plg]

Utilizando el procedimiento de la sección 2.2.8.1.4 para el cálculo del área de acero se tiene:

$$\rho = 0.005994 \text{ (chequea acero máximo y mínimo)}$$

Para el cálculo del **área de acero** de la losa tomando en cuenta el ancho unitario, la cuantía de acero y el espesor efectivo, se tiene la siguiente expresión:

$$As = \rho * (\text{ancho unitario}) * \text{espesor}$$

$$As = 0.5660 \text{ [pulg}^2\text{]}$$

Para determinar la **separación y el diámetro de varillas** a utilizar se realiza de la siguiente forma, utilizando el ancho unitario, el área de acero y el área de la varilla propuesta:

**Área de acero calculada** \_\_\_\_\_ **30.48 [cm]**

**Área de acero de varilla propuesta** \_\_\_\_\_ **(separación de varilla)**

Combinación de varillas

Núm. 3 @ 5.92 [cm]

Núm. 4 @ 10.77 [cm].

Núm. 5 @ 16.69 [cm].

Núm. 6 @ 24.00 [cm].

**Para el diseño se utilizaron varillas Núm. 6 @ 24.00 [cm].**

- **Refuerzo longitudinal cama superior**

Este refuerzo es paralelo al tráfico.

Para el cálculo de este refuerzo se toma un porcentaje del área del acero longitudinal de la cama inferior como se muestra:

$$\% = \frac{100}{\sqrt{S}} \quad [\text{AASHTO 3.24.10.2}]$$

$$\% = \frac{100}{\sqrt{8.364}} = 34.58\%$$

Tomando el 34.58% del área de acero longitudinal de la cama inferior tenemos:

$$A_s = 0.1957 \text{ [pulg}^2\text{]}$$

Combinación de varillas

Núm. 3 @ 17.13 [cm]

Núm. 4 @ 31.15 [cm].

**Para el diseño se utilizaron varillas Núm. 4 @ 31.00 [cm].**

### **Cálculo de refuerzo transversal cama superior**

Este refuerzo es perpendicular al tráfico.

Para el cálculo de este refuerzo se toma un porcentaje del área del acero transversal de la cama inferior como se muestra:

$$\% = \frac{220}{\sqrt{S}} < 67\% \quad [\text{AASHTO 3.24.10.2}]$$

$$\% = \frac{220}{\sqrt{8.364}} = 76.07\% \text{ usar } 67\%$$

Tomando el 67.00% del área de acero transversal de la cama inferior tenemos:

$$A_s = 0.4425 \text{ [pulg}^2\text{]}$$

Combinación de varillas

Núm. 3 @ 7.58 [cm]

Núm. 4 @ 13.78 [cm].

Núm. 5 @ 21.35 [cm].

Núm. 6 @ 30.31 [cm].

**Para el diseño utilizo varillas Núm. 4 @ 14.00 [cm].**



### 3.4.3.2. Diseño de vigas

A continuación se presenta el proceso de diseño y cálculo para la viga principal, constará de acero principal armado con estribos rectangulares:

#### Dimensionamiento:

- Peralte de viga principal

$$H = \frac{\text{Longitud}}{16} \quad [\text{AASHTO 8.11.2}]$$

$$H = \frac{20}{16}$$

$$H = 1.25 \text{ [m]}$$

$$H = 4.10 \text{ [pie]}$$

- Base de viga principal

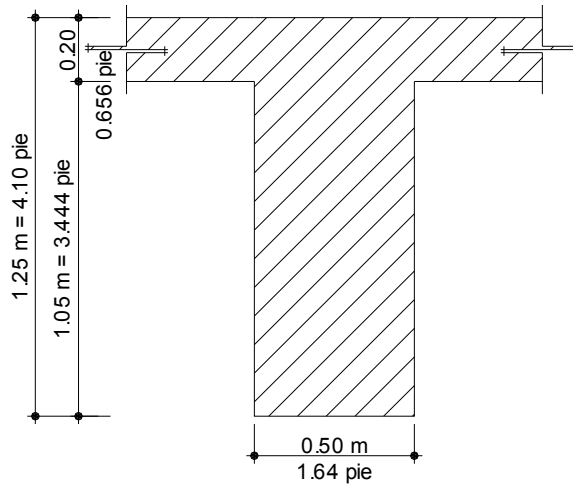
$$b = \frac{H}{3.5}$$

$$b = \frac{1.25}{3.5}$$

$$b = 0.375 \text{ [m]}$$

Adoptó una dimensión de base de **0.50 [m]**, por congestión de acero.

**Figura 5. Dimensionamiento de viga principal puente vehicular**

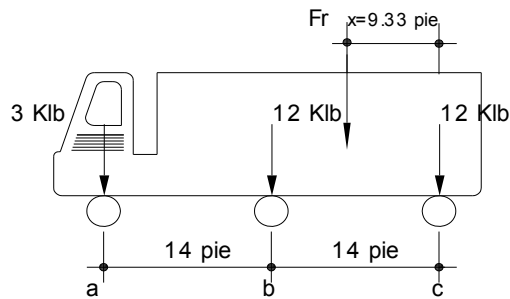


### **3.4.3.2.1. Cálculo del momento por sobrecarga**

El cálculo de momento por carga viva se basa en la siguiente suposición: **“el momento flexionante bajo una carga determinada es máximo cuando en el punto medio entre la carga y la resultante de las cargas existen en el vano coincide con el punto medio del claro”**.

Utilizando la carga de diseño HS-15 AASHTO figura 3.7.7.A [STANDARD TRUCK], realizando estática en el camión tenemos una fuerza resultante y la distancia en donde se aplica esta carga:

**Figura 6. Diagrama de cargas de diseño de HS-15 puente vehicular**



$$\Sigma \text{Fuerzas } Y = 0$$

$$\mathbf{Fr = 27 [Klb]}$$

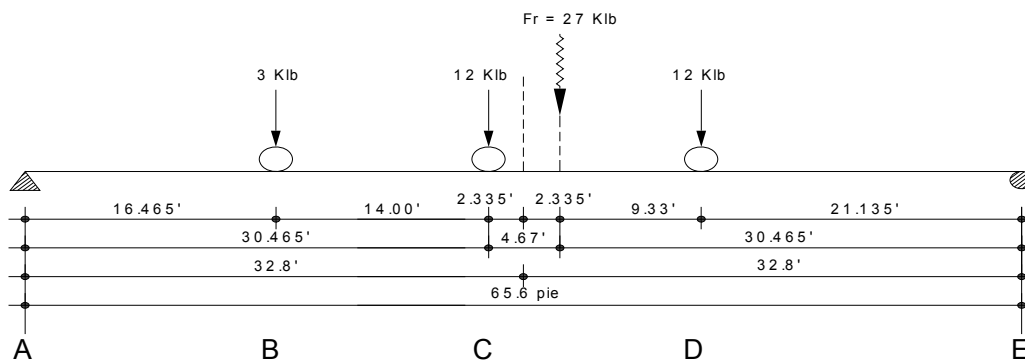
$$\Sigma \text{Momento en } c = 0$$

$$X = [12(14) + 3(28)]/27$$

$$\mathbf{X = 9.33 [pie]}$$

Con esta información y la suposición podemos construir el modelo de carga viva de la viga principal.

**Figura 7. Diagrama de carga viva de viga principal puente vehicular**



$$\Sigma M_E = 0$$

$$R_a(65.6) = 27(30.465)$$

$$\mathbf{R_a = 12.54 [Klb]}$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$R_e = 27 - 12.54$$

$$R_e = 14.46 \text{ [Klb]}$$

Teniendo las reacciones construimos una ecuación general de momentos para este modelo:

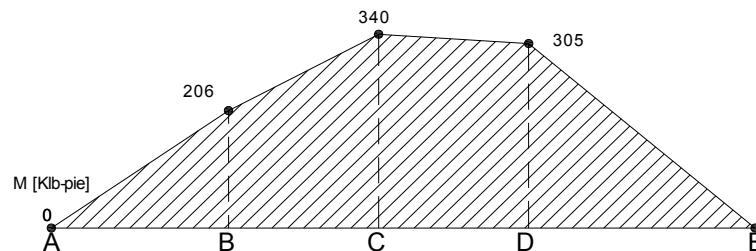
$$M(ad)cv = -12.54x + 3 \langle x - 16.465 \rangle + 12 \langle x - 30.465 \rangle + 12 \langle x - 44.465 \rangle$$

Con base a esta ecuación general de momentos valuamos distancias correspondientes a los puntos A, B, C, D y E, encontramos el momento y trazamos el diagrama de momentos:

**Tabla VI. Momentos por carga viva de viga principal puente vehicular**

Punto	Momento [M]
	[Klb-pie]
A	0
B	206.47
C	340.03
D	305.59
E	0

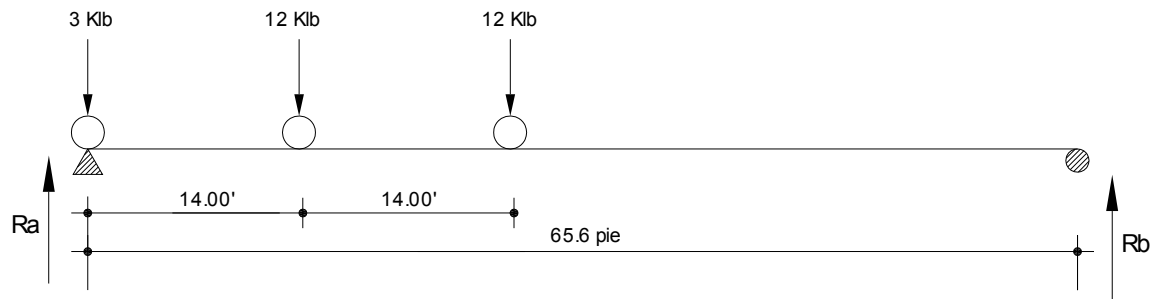
**Figura 8. Diagrama de momento por carga viva de viga principal puente vehicular**



El cálculo de estos momentos nos servirá para la combinación de carga viva y carga muerta y posteriormente para el cálculo del refuerzo de acero principal de la viga.

Para determinar el esfuerzo cortante en la viga nos basamos en el siguiente criterio “**el corte máximo ocurre cuando la carga mayor esta en un apoyo**”, como lo muestra la siguiente figura:

**Figura 9. Diagrama de carga viva de viga principal donde se produce el mayor esfuerzo cortante puente vehicular**



Encontrado las reacciones en los extremos tenemos:

$$\Sigma M_b = 0$$

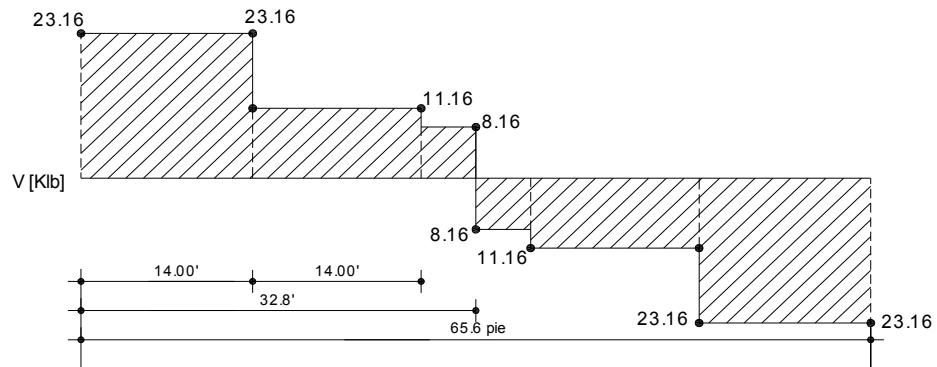
$$R_a(65.6) = 12(65.6) + 12(65.6 - 14) + 3(65.6 - 28)$$

$$R_a = 1519.2 / 65.6$$

$$R_a = 23.16 \text{ [Klb]}$$

El corte máximo ocurre en Ra. Calculamos el corte en los puntos donde se aplican las cargas como se muestra en la figura.

**Figura 10. Diagrama corte por carga viva de viga principal puente vehicular**

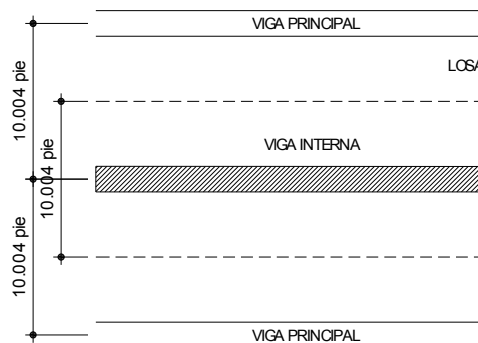


### 3.4.3.2.2. Cálculo del momento por carga muerta

#### Integración de cargas

Incluye el peso propio de: viga la principal, losa, carpeta asfáltica (opcional), diafragmas internos y externos. El análisis se realiza para la viga interior como se muestra en la figura.

**Figura 11. Integración de carga muerta de viga principal puente vehicular**



La carga muerta la calculamos en la siguiente tabla:

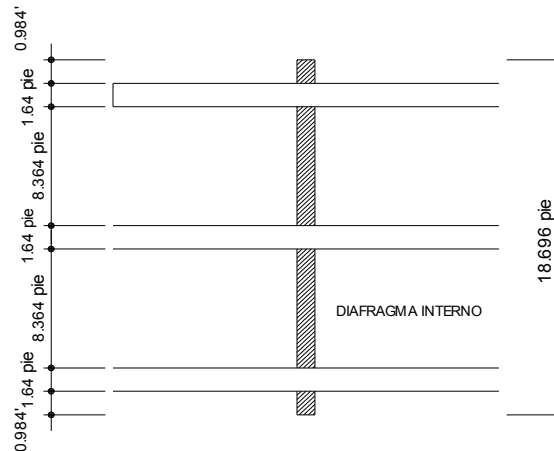
**Tabla VII. Integración de carga muerta viga principal puente vehicular**

	$\gamma$ Material	Alto	Ancho	Carga Muerta
	[Lb/pie <sup>3</sup> ]	[pie]	[pie]	[Lb/pie]
Viga	150	3.444	1.64	847.22
Losa	150	0.656	10.004	984.38
Asfalto	140	0.167	10.004	233.39
<b><math>\Sigma=</math></b>				<b>2065.00</b>

### Peso debido a los diafragmas

Las cargas de los diafragmas se toman como puntuales y son 1/3 de la carga total.

**Figura 12. Integración de carga muerta de diafragmas de viga principal puente vehicular**



- **Diafragma interior**

$$P_{\text{puntual}} = 150(1) (2.296) (18.696)$$

$$P_{\text{total}} = 6438.90 \text{ [Lb]}$$

$$P_{\text{real}} = \frac{1}{3}(6438.90) \text{ [Lb]}$$

$$P = 2146.30 \text{ [Lb]}$$

- **Diafragma exterior**

$$P_{\text{puntual}} = 150(1) (1.312) (18.696)$$

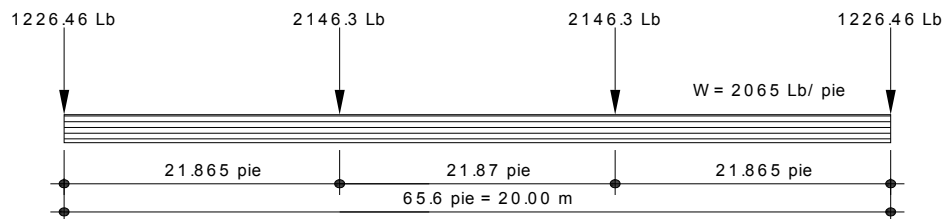
$$P_{\text{total}} = 3679.37 \text{ [Lb]}$$

$$P_{\text{real}} = \frac{1}{3}(3679.37) \text{ [Lb]}$$

$$P = 1226.46 \text{ [Lb]}$$

Tomando en cuenta los cálculos anteriores construimos el modelo de carga muerta.

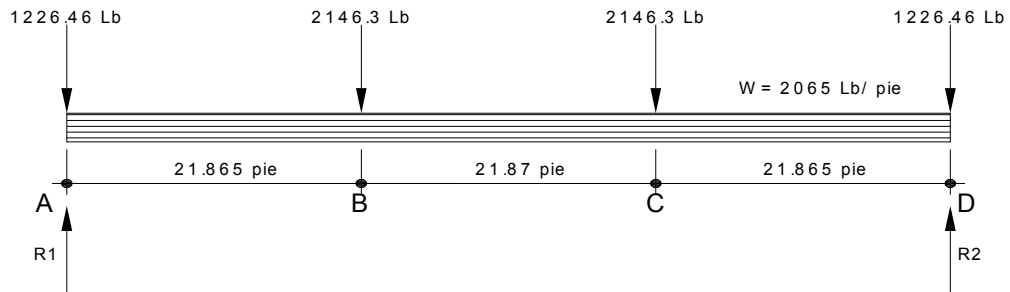
**Figura 13. Diagrama de carga muerta de viga principal puente vehicular**



El diagrama de cuerpo libre servirá para determinar las reacciones del modelo y poder generar una ecuación general de momentos para la carga muerta.



**Figura 14. Diagrama de cuerpo libre de carga muerta de viga principal puente vehicular**



$$\Sigma F_y = 0$$

$$R_1 + R_2 = 1226.46(2) + 2146.30(2) + 2065(65.6)$$

$$R_1 + R_2 = 142209.54 \text{ [lb]}$$

$$\Sigma M_D = 0$$

$$R_1 + R_2 = 1226.46(2) + 2146.30(2) + 2065(65.6)$$

$$R_1(65.6) = \frac{2065}{2}(65.6)^2 + 2146.31(21.865) + 2146.31(43.735) + 1226.46(65.6)$$

$$R_1 = 71104.77 \text{ [Lb]}$$

$$R_2 = 71104.77 \text{ [Lb]}$$

Con los datos anteriores construimos la ecuación general de momentos.

$$M(ad) \text{ cm} = \left[ 2065 \frac{x^2}{2} + 1226.26x - 71,104.77x + 2146.31 \langle x - 21.865 \rangle + 2146.31 \langle x - 43.735 \rangle \right]$$

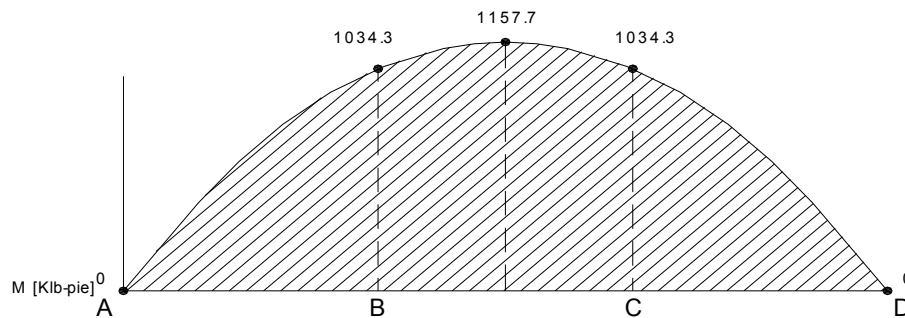
Con base a esta ecuación general de momentos valuamos distancias correspondientes a los puntos A, B, C y D; encontramos el momento y trazamos el diagrama de momentos:

**Tabla VIII. Momentos por carga muerta de viga principal puente vehicular**

Punto	Momento [M]
	[Klb-pie]
A	0
B	1034.30
M max.	1157.70
C	1034.30
D	0

El momento máximo ocurre entre el punto medio de B y C.

**Figura 15. Diagrama de momento por carga muerta de viga principal puente vehicular**



Ahora calculamos los esfuerzos cortantes a que está sometida la viga y trazamos el diagrama de corte.

$$V_A = 71104.77 - 1226.46$$

$$V_A = 69878.31 \text{ [Lb]}$$

$$V_B = 69878.31 - 2065(21.865)$$

$$V_B = 24727.085 \text{ [Lb]}$$

$$V_B = 24727.085 - 2146.31$$

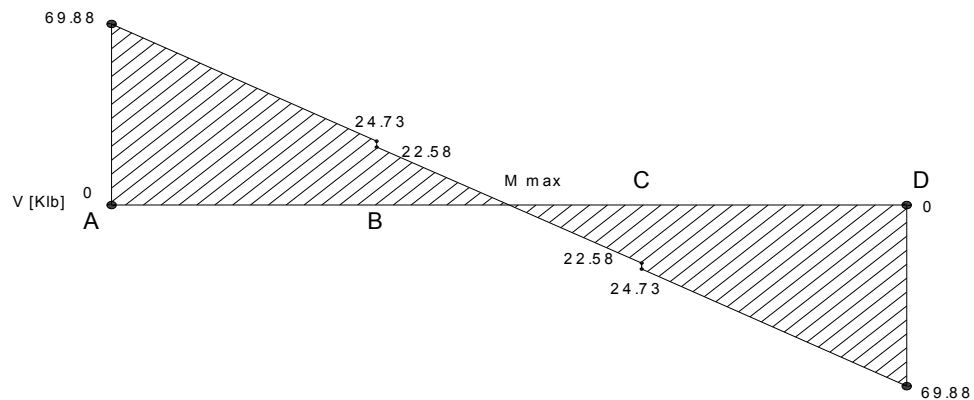
$$V_B = 22580.77 \text{ [Lb]}$$

Los esfuerzos cortantes en B y C son iguales por simetría, de igual forma los de A y D.

**Tabla XXIV. Esfuerzos cortantes por carga muerta de viga principal puente vehicular**

Punto	Vu
	[Klb]
A	69.88
B	24.73
B	22.58
M max.	0
C	-22.58
C	-24.73
D	-69.88

**Figura 16. Diagrama corte por carga viva de viga principal puente vehicular**



### 3.4.3.2.3. Cálculo del momento debido al impacto

El momento debido al impacto será integrado mas adelante, en esta sección se calculará el porcentaje de incremento de estas fuerzas.

- **Impacto (incremento a carga viva [%])**

$$I = \frac{50}{L + 125} \quad [\text{AASHTO 3.8.2}]$$

donde:

I = Impacto máximo 30%

L = Longitud del miembro (longitud de la viga) [pie]

$$I = \frac{50}{65.6 + 125}$$

$$I = 0.23 < 0.30$$

Usar I = 0.23 = 23%

### 3.4.3.2.4. Cálculo del momento total

Consiste en la combinación de los momentos por carga viva, muerta, y de impact, adicionando un factor de distribución de carga viva que se calcula de la siguiente forma:

$$FD = \frac{10}{6} = 1.67$$

Se calcularan los momentos de carga viva y carga muerta con las ecuaciones generales de momento y luego se realiza la combinación. Se muestra en el siguiente cálculo el momento mayor existente en la viga.

$$Mu = 1.3 \left[ M_{cm} + \frac{5}{3} (M_{cv} * FD + M_{cv} * I) \right] \text{ [AASHTO 8.22.1] Grupo [I]}$$

donde:

$$M_{cm} = 1157.7 \text{ [Klb-pie]}$$

$$M_{cv} = 340 \text{ [Klb-pie]}$$

$$I = 23\% \text{ de carga viva}$$

$$Mu = 1.3 \left[ 1157.7 + \frac{5}{3} (340 * 1.67 + 340 * 0.23) \right]$$

$$\mathbf{Mu = 2904.80 \text{ [Klb-pie]}}$$

Este momento se utilizó para el diseño del refuerzo principal de la viga.

**Tabla X. Momentos últimos de viga principal puente vehicular**

<b>MOMENTOS A DISTINTAS DISTANCIAS DEL APOYO</b>				
<b>DISTANCIA</b>		<b>M [carga muerta]</b>	<b>M [carga viva]</b>	<b>M [ultimo combinado]</b>
[pie]	[m]	[Klb-pie]	[Klb -pie]	[Klb -pie]
22.96	7.00	1057.76	310.08	2651.564
19.68	6.00	975.32	284.55	2439.3135
16.40	5.00	868.30	237.12	2104.934
13.12	4.00	739.07	189.69	1741.6815
9.84	3.00	587.63	142.26	1349.556

### 3.4.3.2.5. Cálculo del refuerzo longitudinal

Inicialmente se diseñará la viga principal como simplemente reforzada, pero si no cumple los requerimientos será diseñada doblemente reforzada con los requerimientos de ACI 318-99. El proceso que se muestra a continuación es para el momento mayor que existe en la viga principal. También se calculará el área de acero en distintos puntos de la viga, con el fin de proporcionar el armado necesario y así economizar acero. Para el cálculo del refuerzo longitudinal se utiliza la siguiente expresión:

$$Mu \phi = \phi \rho b d^2 f_y \left( 1 - \frac{0.59 f_y \rho}{f' c} \right) \text{ [ACI 318-99]}$$

donde:

$Mu \phi$  = momento último de diseño [Klb-pulg]

$\phi$  = factor para elementos a flexión ACI 318-99

$\rho$  = porcentaje de acero

$b$  = ancho de la viga [pulg]

$f_y$  = esfuerzo de tensión del acero [Ksi]

$f'c$  = esfuerzo de compresión del concreto [Ksi]

$d$  = espesor efectivo de diseño [pulg], es calculado de la forma siguiente:

Suponiendo 3 camas de acero # 11 y estribos # 4

$d$  = [peralte de viga]-[recubrimiento+diámetro de estribo+diámetro de barra # 11 cama 1+espacio entre barras principales+medio diámetro de barra # 11 cama 2]

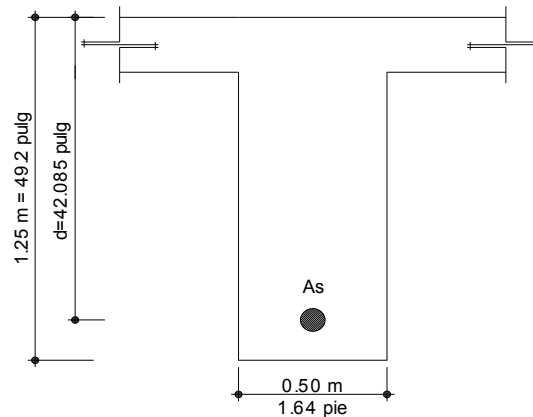
$$d = 49.2 - [1.50+0.50+1.41+3.00+1.41/2] \text{ [pulg]}$$

$$d = 42.085 \text{ [pulg]}$$

Tabla XI. Datos para diseño de refuerzo a flexión de viga principal puente vehicular

Datos de diseño de refuerzo principal de viga		
$\emptyset$	0.90	[factor a flexión]
<b>b</b>	19.68	[pulg]
<b>fy</b>	40000	[Lb/pulg <sup>2</sup> ]
<b>f'c</b>	4000	[Lb/pulg <sup>2</sup> ]
<b>d</b>	42.085	[pulg]
$\rho_{bal}$	0.04949	[%] zona sísmica ACI-318 99
$\rho_{min}$	$\geq 0.005$	[%] zona sísmica ACI-318 99
$\rho_{max}$	$\leq 0.0247$	[%] como simplemente reforzada

Figura 17. Modelo para el refuerzo longitudinal viga principal puente vehicular



- **Diseño de viga principal como simplemente reforzada**

Teniendo el momento máximo:

$$M_{u\emptyset} = 2904.80 \text{ [Klb-pie]}$$

$$M_{u\emptyset} = 34857.60 \text{ [KLb-pulg]}$$

Utilizando los datos y el proceso anterior para el cálculo del área de acero se tiene:

$$\rho = 0.03501 > 0.0247$$

(La cuantía de acero es mayor a la cuantía máxima de acero para una viga simplemente reforzada por lo que para cumplir los requerimientos de ductilidad del ACI es necesario diseñarla doblemente reforzada, o sea con refuerzo en la zona compresiva de la sección)

- **Diseño de viga principal doblemente reforzada**

El diseño de una viga doblemente reforzada viene dada por el momento 1 en zona de tensión y el momento en zona compresiva que forman el momento último como se muestra:

$$M_u = M_{u1} + M_{u2}$$

Los momentos anteriores forman un área de acero que sumadas nos da el área total de refuerzo longitudinal en la viga.

$$A_{s_{total}} = A_{s1} + A_{s2}$$

Para el cálculo del **área de acero** de la losa tomando en cuenta el ancho unitario, la cuantía de acero y el espesor efectivo, se tiene la siguiente expresión:

$$A_s = \rho * (\text{Base de viga}) * d$$

El área de acero 1  $A_{s1}$  se calcula tomando la cuantía de acero máxima para una viga simplemente reforzada, esta área de acero será en la zona de tensión.



**$A_{s1} = \rho_{m\acute{a}x}bd$**  como viga simplemente reforzada

$$A_{s1} = 0.024747(19.68)(42.085)$$

$$A_{s1} = 20.4573 \text{ [Pulg}^2\text{]}$$

Utilizando **13 barras Núm. 11** tenemos un área de 20.28 [Pulg<sup>2</sup>].

$$\mathbf{A_{s1} = 20.28 \text{ [Pulg}^2\text{]}}$$

**Chequeo de ductilidad de acero en compresión**

$$a = \frac{A_{s1}f_y}{0.85f'_c b}$$

$$a = \frac{20.28 * 40}{0.85(4)(19.68)} = 12.12 \text{ [pulg]}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$\beta_1 = 0.85 \text{ para concreto de 4000 [Psi]}$$

$$c = \frac{12.12}{0.85} = 14.26 \text{ [pulg]}$$

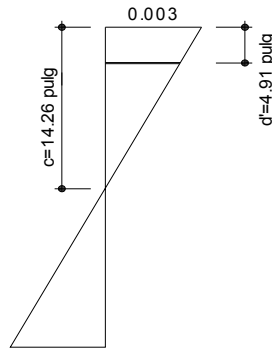
Suponiendo 2 camas de acero # 11 y estribos # 4

$d' =$  [recubrimiento + diámetro de estribo + diámetro de barra # 11 cama  
1 + espacio medio entre barras principales]

$$d' = [1.50+0.50+1.41+1.5] \text{ [pulg]}$$

$$d' = 4.91 \text{ [pulg]}$$

**Figura 18. Chequeo de ductilidad de acero en compresión  
viga principal puente vehicular**



Fluencia del acero

$$\epsilon_s = \frac{f_y}{29000}$$

$$\epsilon_s = \frac{40}{29000} = 0.00137$$

Fluencia del acero en compresión

$$\epsilon'_s = \left( \frac{c - d'}{c} \right) 0.003$$

$$\epsilon'_s = \left( \frac{14.26 - 4.91}{14.26} \right) 0.003$$

$$\epsilon'_s = 0.00197 \gg 0.00137$$

La fluencia del acero en compresión es mayor a la fluencia del acero. Esto quiere decir que el acero fluye en compresión el chequeo es correcto.

Con base al chequeo anterior tenemos la certeza de que el acero está trabajando bien en compresión, calculamos el  $Mú_1$  con la siguiente expresión:

$$Mú_1 = \phi A_s f_y \left( d - \frac{c}{2} \right)$$

$$Mú_1 = 0.90(20.28)40 \left( 42.085 - \frac{14.26}{2} \right)$$

$$Mú_1 = 25519.95 \text{ [KLb-pulg]}$$

$$Mú_1 = 2126.66 \text{ [KLb-pie]}$$

Ahora calculamos el  $Mú_2$  con la siguiente expresión:

$$Mú_2 = Mú - Mú_1$$

$$Mú_2 = 34857.60 - 25519.95$$

$$Mú_2 = 9337.65 \text{ [KLb-pulg]}$$

$$Mú_2 = 778.1375 \text{ [KLb-pie]}$$

Ahora calculamos el área de acero para el  $Mú_2$  con la siguiente expresión

$$Mú_2 = \phi A' s f_y (d - d')$$

$d'$  = espesor efectivo de diseño en zona compresiva [pulg], es calculado de la forma siguiente:

Realizando el chequeo para determinar si  $A's$  es igual a  $As_2$ .

$$\phi A' s f_y (d - d') = \phi A s_2 f_y (d - d')$$

$$A' s = A s_2$$

El acero fluye en tensión y compresión. Entonces el área de acero es:

$$A s_2 = \frac{9337.65}{0.90(40)(42.085 - 4.91)}$$

$$A s_2 = 6.9772 \text{ [Pulg}^2\text{]}$$

Utilizando **5 barras Num. 11** tenemos un área de 7.8 [pulg<sup>2</sup>].

$$A s_2 = 7.8 \text{ [pulg}^2\text{]}$$

El área total de acero esta dada por:

$$A s_{total} = A s_1 + A s_2$$

$$A s_{total} = 20.28 + 7.8 \text{ [pulg}^2\text{]}$$

$$A s_{total} = 28.08 \text{ [pulg}^2\text{]}$$

Chequeo de cuantía de acero máxima en una viga doblemente reforzada.

$$\rho_{m\acute{a}xDR} \leq 0.5\rho_{bal} + \rho' \left( \frac{f' s}{f_y} \right) \quad [\text{ACI 318-99}]$$

$$\rho = \frac{A s_{total}}{bd}$$

$$\rho = \frac{28.08}{(42.085)(19.68)} = 0.0339035$$

$$\rho' = \frac{As_2}{bd}$$

$$\rho' = \frac{7.8}{(42.085)(19.68)} = 0.0094176$$

$$\frac{f's}{fy} = 1$$

$$\rho_{\text{máxDR}} \leq 0.5(0.04949) + 0.0094176(1)$$

$$\rho_{\text{máxDR}} = 0.0341626$$

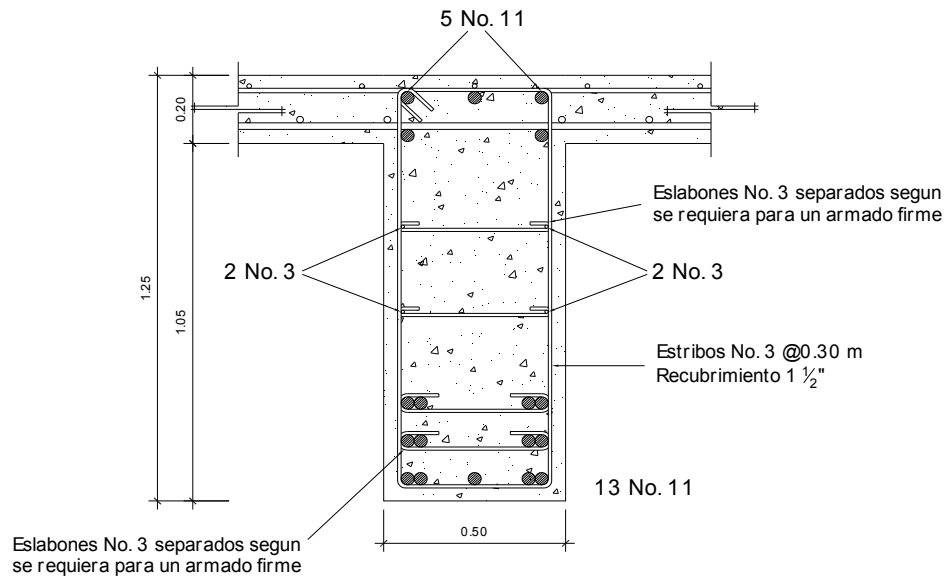
$$\rho_{\text{máxDR}} = 0.03390 \leq 0.03416$$

El diseño del área de acero para la viga principal cumple los requerimientos para zona sísmica de ACI 318-99.

Este cálculo de área de acero es para la viga principal donde ocurre el mayor momento, sin embargo, es necesario calcular el área de acero a distintos puntos del apoyo. En la siguiente tabla se muestra el área de acero a distintas distancias.

Adicionalmente al armado de la viga principal se le colocan barras de acero # 3, en la zona intermedia de la viga debido a la retracción del fraguado del concreto y también por área mínima de acero por pie de alto en la sección. Utilizando un criterio conservador se puede decir que este acero adicional sirve para contrarrestar el fenómeno de exceso de agregado fino en el concreto.

**Figura 19. Armado de viga principal puente vehicular**

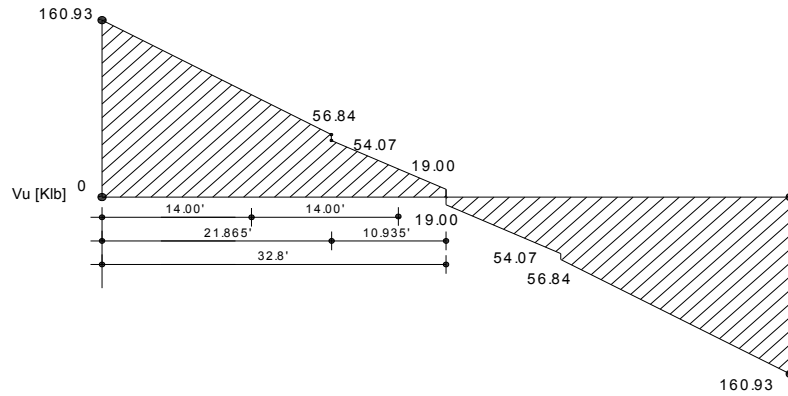


### **3.4.3.2.6. Diseño del refuerzo a corte**

El refuerzo a corte de la viga consiste en refuerzo transversal de la viga por medio de estribos de acero, estos además de reforzar la viga a corte también sirven para el armado del refuerzo principal. Se realiza el diseño en base a los requerimientos del ACI 318-99.

En base a los diagramas de esfuerzos cortantes por carga viva y carga muerta en la viga, realizando la combinación de cargas se obtiene la envolvente de corte se ilustra en el siguiente diagrama:

**Figura 20. Diagrama de esfuerzos cortantes últimos de viga principal puente vehicular**



Basados en este diagrama calculamos los esfuerzos cortantes a distintas distancias del apoyo.

**Tabla XII. Esfuerzos cortantes últimos de viga principal puente vehicular**

<b>x</b>	<b>Vu</b>
[pie]	[Klb]
0	160.93
14	66.45
21.865	56.84
21.865	54.07
32.8	19.00

**Tabla XIII. Datos para diseño de refuerzo a corte de viga principal puente vehicular**

<b>Datos de diseño de refuerzo a corte de viga</b>		
<b>Ø</b>	0.85	[factor para corte y torsión]
<b>b</b>	19.68	[pulg]
<b>fy</b>	40000	[Lb/pulg <sup>2</sup> ]
<b>f'c</b>	4000	[Lb/pulg <sup>2</sup> ]
<b>d</b>	42.085	[pulg]
<b>Vuc</b>	0.1075	[Klb/pulg <sup>2</sup> ]

El refuerzo a corte esta dado por la resistencia al corte proporcionado por el concreto más el proporcionado por el acero.

$$Vu = Vuc + Vus$$

Resistencia a corte proporcionada por el concreto

$$Vu_{concreto} = \phi 2\sqrt{f'c}$$

$$Vu_{concreto} = (0.85)2\sqrt{4000}$$

$$Vu_{concreto} = 0.1075 \text{ [Klb/pulg}^2\text{]}$$

Resistencia a corte proporcionada por el concreto

$$Vu_{acero} = \frac{\phi Avfy}{bS}$$

donde:

$\phi$  = factor de reducción para corte y torsión

b = ancho de viga [pulg]

Av = área de acero de estribo en las barras verticales (2 patas) [pulg<sup>2</sup>]

S = espaciamiento de estribo [pulg]

El refuerzo a corte viene dado por:

$$Vu \leq \phi Vn$$

$$Vu \leq \phi 2\sqrt{f'c} + \frac{\phi Avfy}{bS}$$



El espaciamiento máximo será:

$$S_{max} \leq \frac{d}{2}$$

$$S_{max} \leq 21.04 \text{ [pulg]}$$

Este espaciamiento se adoptará cuando se cumpla la siguiente condición:

$$Vú_{concreto} = \phi 10 \sqrt{f'c}$$

El corte inducido será:

$$Vú = \frac{V}{bd}$$

donde:

V = corte determinado por el diagrama de corte [Klb]

Chequeo de corte a una distancia [d]

**% pendiente del gráfico de corte = 4.67**

$$V_{ad} = V - \% \text{ pendiente del gráfico de corte} * d$$

$$V_{ad} = 160.93 - 4.67 \left( \frac{42.085}{2} \right)$$

$$V_{ad} = 144.23 \text{ [Klb]}$$

Encontrando el V último

$$V_u = \frac{V}{bd}$$

$$V_u = \frac{144.23}{42.085(19.68)} = 0.17414 \text{ [Klb/pulg}^2\text{]}$$

$$V_{us} = V_u - V_{uc}$$

$$V_{us} = 0.17414 - 0.1075$$

$$V_{us} = 0.06664 \text{ [Klb/pulg}^2\text{]} \text{ este es el corte requerido por el acero}$$

Se proponen estribos # 3  $A_v = 0.22$  [Pulg<sup>2</sup>] por tomarse dos barras verticales que tiene el estribo y se encuentra el espaciamiento a la distancia  $d$  del rostro del apoyo.

$$S = \frac{\phi A_v f_y}{b V_{u \text{ acero}}}$$

$$S = \frac{0.85(0.22)(40)}{19.68(0.06664)}$$

$$S = 5.70 \text{ [pulg]}$$

Invirtiendo el procedimiento anterior, se diseñará para un espaciamiento fijo  $S$  y se determinará la distancia del rostro del apoyo donde cambiará de espaciamiento y el corte que está inducido en esa sección. Se muestra en la siguiente tabla:

**Tabla XIV. Espaciamientos de estribos de viga principal puente vehicular**

<b>S</b>	<b>Vu</b>	<b>Longitud donde cambia S a partir del apoyo</b>
[Pulg]	[Klb]	[pie]
5.00	152.00	2.00
7.00	134.02	5.65
8.00	129.00	6.83
10.00	120.53	8.49
12.00	115.00	9.58
16.00	108.00	11.00

Finalmente, el armado queda de la siguiente forma iniciando en el apoyo hacia el centro de la viga:

1er. Estribo @ 5.00 [cm] + 5 estribos @ 12.70 [cm] + 7 estribos @ 18.00 [cm] + 1 estribo @ 20.00 [cm] + 2 estribos @ 25 [cm] + 2 estribos @ 30.00 [cm] + 1 estribo @ 40.00 [cm] + resto de estribos @ 50 [cm]

La otra mitad de la viga será armada de igual forma a partir del apoyo.

Además, de los estribos rectangulares se adicionan eslabones donde se requiera, únicamente para estabilidad de armado.

### 3.4.3.2.7. Diseño de diafragmas

La función de los diafragmas es evitar el desplazamiento lateral de las vigas principales, no tienen ninguna función de carga ya que la carga es absorbida totalmente por las vigas principales. El puente consta de 2 diafragmas externos, que son próximos a la viga de apoyo y 2 diafragmas internos que son distribuidos en la luz de la viga principal.

- **Diseño de diafragmas externos**

#### Dimensionamiento

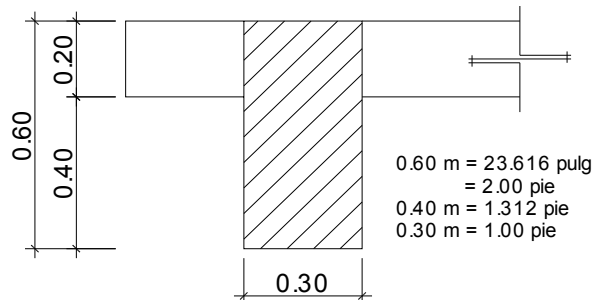
El peralte del diafragma esta dado por:

$$h_{\text{diafragma externo}} = \frac{1}{2} H_{\text{viga principal}}$$

$$h_{\text{diafragma externo}} = \frac{1}{2} (1.25) = 0.625 \text{ [m]}$$

Se adoptará un peralte de 0.60 [m] y una base de 0.30 [m].

**Figura 21. Dimensionamiento de diafragma externo puente vehicular**



## Diseño a flexión

El diseño de los diafragmas será para soportar su propio peso por lo que se le dará la cuantía mínima para proveerle ductilidad en flexión.

$$\rho_{mín} \geq \frac{200}{f_y}$$

$$\rho_{mín} \geq 0.005$$

Utilizando la expresión:

$$A_s = \rho_{mín} b d$$

donde:

b = ancho del diafragma [pulg]

d = espesor efectivo de diseño [pulg], es calculado de la forma siguiente:

Suponiendo 1 cama de acero # 8 y estribos # 3

d = [peralte de diafragma]-[recubrimiento+diámetro de estribo+medio diámetro de barra # 8]

$$d = 23.616 - [1.50 + 0.375 + 1.00/2] \text{ [pulg]}$$

$$d = 21.241 \text{ [pulg]}$$

$$A_s = 0.005(21.616)(12)$$

$$A_s = 1.27 \text{ [pulg}^2\text{]}$$

Se propone 3 barras de acero # 6 como refuerzo principal, adicionalmente barras # 3 en la parte media de la sección y 2 barras # 4 en la parte superior

## Diseño a corte

El diseño de los diafragmas será para soportar su propio peso, por lo que se le dará el espaciamiento máximo el refuerzo a corte. Esta dado por:

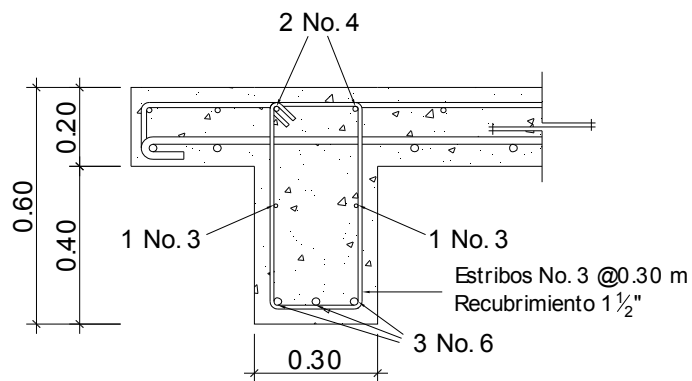
$$S_{m\acute{a}x} = \frac{Avfy}{50b}$$

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{0.22(40000)}{50(12)}$$

$$S_{m\acute{a}x} = 14.67 \text{ [pulg]}$$

Se adopta el espaciamiento de los estribos # 3 @ 30 [cm].

Figura 22. Armado de diafragma externo puente vehicular



- **Diseño de diafragmas internos**

## Dimensionamiento

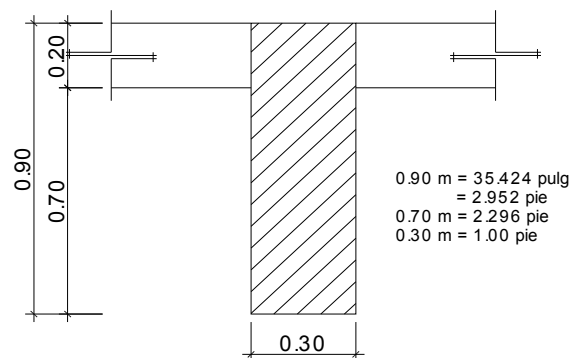
El peralte del diafragma es dado por:

$$h_{\text{diafragma interno}} = \frac{3}{4} H_{\text{viga principal}}$$

$$h_{\text{diafragma interno}} = \frac{3}{4} (1.25) = 0.93 \text{ [m]}$$

Se adoptará un peralte de 0.90 [m] y una base de 0.30 [m].

**Figura 23. Dimensionamiento de diafragma interno puente vehicular**



### Diseño a flexión

El diseño de los diafragmas será para soportar su propio peso, por lo que se le dará la cuantía mínima para proveerle ductilidad en flexión, utilizando las mismas expresiones para el diafragma externo. Únicamente variando  $d$  el espesor efectivo de diseño.

$d$  = espesor efectivo de diseño [pulg], es calculado de la forma siguiente:

Suponiendo 1 cama de acero # 9 y estribos # 3

$d$  = [peralte de diafragma]-[recubrimiento+diámetro de estribo+medio diámetro de barra # 9]

$d$  = 35.424-[1.50+0.375+1.126/2] [pulg]

$d$  = 32.986 [pulg]

$$A_s = 0.005(32.986)(12)$$

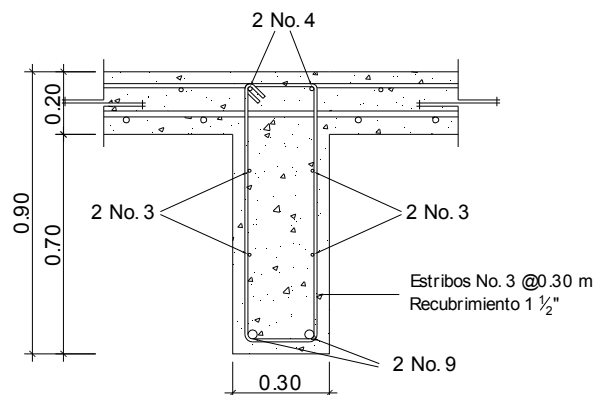
$$A_s = 1.979 \text{ [pulg}^2\text{]}$$

Se proponen 2 barras de acero # 9 como refuerzo principal, adicionalmente barras # 3 en la parte media de la sección y 2 barras # 4 en la parte superior.

### Diseño a corte

Se adopta el espaciamiento de los estribos # 3 @ 30 [cm] (el cálculo es igual al diafragma externo).

**Figura 24. Armado de diafragma interno puente vehicular**

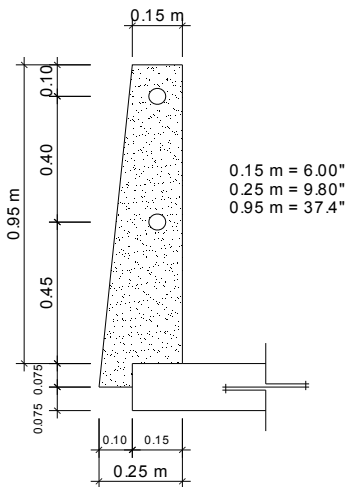


### 3.4.3.2.8. Diseño de barandal y postes

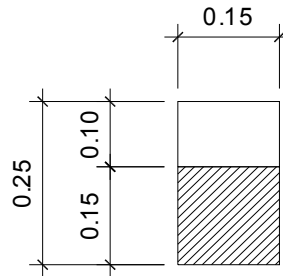
Los postes serán de concreto reforzado y el barandal de tubo circular de hierro galvanizado de diámetro 2 [pulg]. Las dimensiones se muestran a continuación:



**Figura 25. Dimensionamiento poste y barandal puente vehicular**



**Figura 26. Dimensionamiento sección de poste puente vehicular**



Inicialmente se puede determinar el acero longitudinal mínimo por el porcentaje de la sección bruta que esta entre 0.01–0.08 [ACI 318-99 10.9.1].

Área de la sección

$$A_g = 6 * 6 = 36 \text{ [pulg}^2\text{]}$$

Área de acero preliminar utilizando un 1.5%

$$A_s = A_g * \% \text{ acero}$$

$$A_g = 0.015 * 36 = 0.56 \text{ [pulg}^2\text{]}$$

Se propone 4 barras de acero # 4 = 0.80 [pulg<sup>2</sup>]

- Integración de cargas

### Carga muerta

Tabla XV. Integración de carga muerta de postes y barandal puente vehicular

	$\gamma$ Material	$\gamma$ Material	Alto	Ancho	Largo	Carga Muerta
	[[Lb/pie]	[Lb/pie <sup>3</sup> ]	[pie]	[pie]]	[pie]	[Lb]
Postes		150	3.44	0.68	0.50	129.00
Tubo HG $\varnothing$ 2"	3.68				6.56	24.14
					<b><math>\Sigma</math>=</b>	<b>153.14</b>

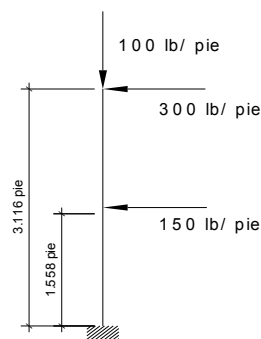
### Carga viva

Vertical 100 [Lb/pie]

Horizontal 300 [Lb/pie] ubicada a 3.116 [pie] de la base

Horizontal 150 [Lb/pie] ubicada a 1.558 [pie] de la base

Figura 27. Modelo de carga viva poste puente vehicular



## Cálculo de momentos

### Vertical

Carga total mayorada

$$Pú = 1.4Cm + 1.7Cv$$

$$Pú = 1.4 (153.14) + 1.7 (100)$$

$$Pú = 384.396 \text{ [Lb]}$$

Carga permanente

$$Pú = 1.4Cm$$

$$Pú = 1.4 (153.14)$$

$$Pú = 214.396 \text{ [Lb]}$$

### Horizontal

Momento en base al modelo de carga viva del poste.

$$M = 300 (3.116) + 150 (1.558)$$

$$M = 1168.5 \text{ [Lb-pie]}$$

Momento mayorado de carga viva del poste.

$$Mú = 1.7 (1168.50)$$

$$Mú = 1986.45 \text{ [Lb-pie]}$$

- **Diseño de postes a flexo compresión.**

Revisión de esbeltez. Si la columna es corta tendrá que cumplir la siguiente condición:

$$\frac{Kl_u}{r} < 22$$

donde:

K = 2 (un extremo libre y otro empotrado)

r = 0.30\*Longitud de la sección [pulg]

lu = longitud efectiva del miembro [pulg]

$$\frac{2(37.4)}{0.3(6)} = 41.55 > 22$$

Esto indica que es una columna esbelta. Para ello se debe encontrar un magnificador de momento [AASTHO 8.16.5.2.7]

Para este amplificador es necesario calcular la rigidez a flexión de un elemento a compresión, que esta dada por:

$$EI = \frac{Ec * I_g}{2.5} \left( \frac{1}{1 + \beta d} \right)$$

donde:

EI = rigidez a flexión de un elemento a flexión

Ig = inercia del elemento

$$I_g = \frac{1}{12}bh^3$$

$$I_g = \frac{1}{12}(6)(6)^3 = 108 \text{ [Pulg}^4\text{]}$$

$E_c$  = Módulo de elasticidad del concreto

$$E_c = 57000\sqrt{f'c}$$

$$E_c = 57000\sqrt{4000} = 3.6 \times 10^6 \text{ [Lb/pulg}^2\text{]}$$

$\beta_d$  = Razón entre la máxima carga axial permanente mayorada y la máxima carga axial total mayorada.

$$\beta_d = \frac{Pú_{axial\ permanente}}{Pú_{axial\ total}}$$

$$\beta_d = \frac{214.396}{384.396} = 0.5577$$

Calculando (EI) tenemos:

$$EI = \frac{3.6 \times 10^6 * 108}{2.5} \left( \frac{1}{1 + 0.5577} \right)$$

$$EI = 99975012.82 \text{ [Lb-pulg}^2\text{]}$$

El amplificador de momento esta dado por:

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{Pú}{\phi Pc}}$$

donde:

$\delta$  = amplificador de momento [%]

$P_u$  = carga total mayorada.

$\phi$  = 0.7 (factor de reducción para columnas reforzadas con estribos)

$P_c$  = carga critica. Esta dada por

$$P_c = \frac{\pi^2 * EI}{(Kl_u)^2}$$

$$P_c = \frac{\pi^2 * 99975012.82}{(2 * 37.4)^2}$$

$$P_c = 176355.1 \text{ [Lb]}$$

Con los datos anteriores calculamos el amplificador de momento.

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{384.396}{0.70 * 176355.1}}$$

$$\delta = 1.00312$$

Se tomará un magnificador mínimo de 5% recomendado por el ACI 318-99.

$$\delta = 1.05$$

Momento último

$$M_u = 1.05 (1986.45) \text{ [Lb-pie]}$$

$$\mathbf{M_u = 2085.77 \text{ [Lb-pie]}}$$

Criterio: el momento es demasiado grande en comparación a la carga axial, por lo que se proyecta una falla similar a la de una viga,

prácticamente solo trabajará a flexión y se puede asumir que trabajará como un voladizo.

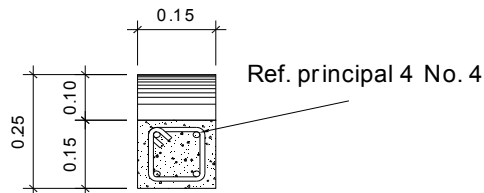
### Cálculo de área de acero principal

Utilizando el procedimiento de la sección 2.2.8.2.5 encontramos:

$$\rho = 0.0059$$

Esta cuantía de acero no cumple con los requerimientos del ACI, por lo que tomo el área calculada preliminarmente. Se propone **4 barras de acero # 4** = 0.80 [pulg<sup>2</sup>]

Figura 28. Armado refuerzo principal poste puente vehicular



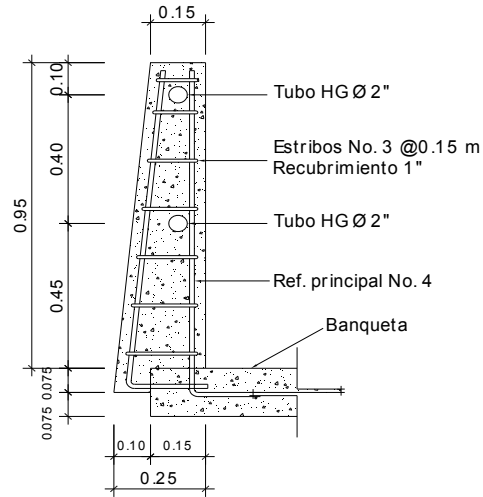
### Cálculo de acero a cortante

Separación de estribos será:

16 diámetros de barra principal	=	8 [pulg]	=20.32 [cm]
48 veces el diámetro del estribo	=	18 [pulg]	=45.00 [cm]
Menor dimensión de la columna	=	6 [pulg]	=15.00 [cm]

Se utilizará una separación de 15.00 [cm], con estribos # 3 (se utilizan # 3 para barras longitudinales menores a # 10).

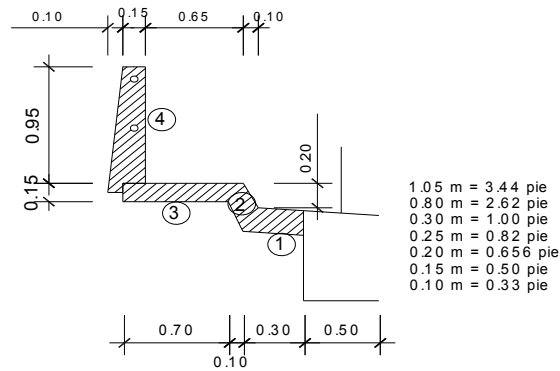
**Figura 29. Sección de armado poste puente vehicular**



### 3.4.3.2.9. Diseño de banqueta

#### Dimensionamiento

**Figura 30. Dimensionamiento banqueta puente vehicular**



La dimensión 1 que es parte que va empotrada a la viga, varia en el recorrido de la banqueta por lo que se toma un valor promedio de 0.30 [m] con fines de diseño.



## Integración de cargas

### Carga muerta

Las cargas muertas que actúan sobre la banqueta son distribuidas y una carga puntual como se muestra en las siguientes tablas.

Tabla XVI. Integración de carga muerta distribuida banqueta puente vehicular

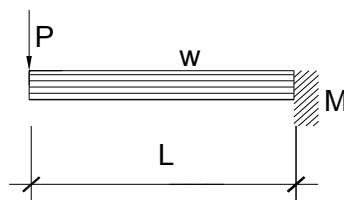
		$\gamma$ Material	Alto	Ancho	Carga Muerta
		[Lb/pie <sup>3</sup> ]	[pie]	[pie]	[Lb/pie]
1	Viga	150	0.656	1.00	98.4
2	Losa	150	0.656	0.33	32.47
3	Asfalto	150	0.50	2.62	196.50
<b><math>\Sigma=</math></b>					<b>323.37</b>

Tabla XVII. Integración de carga muerta puntual banqueta puente vehicular

		$\gamma$ Material	Alto	Área	Carga Muerta
		[Lb/pie <sup>3</sup> ]	[pie]	[pie <sup>2</sup> ]	[Lb]
4	Poste	150	3.44	$\frac{0.52+0.82}{2}$	<b>340.56</b>

Con estas cargas construimos un modelo de voladizo de la banqueta.

Figura 31. Modelo de carga muerta banqueta puente vehicular



Realizando sumatoria de momentos en el empotramiento idealizado que en este caso sería la viga principal tenemos el momento debido a carga muerta

$$M_{cm} = \frac{wL^2}{2} + wL$$

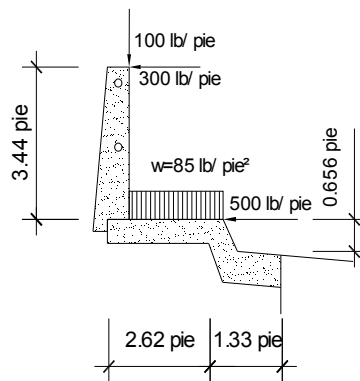
$$M_{cm} = \frac{327.37}{2}(3.936)^2 + 340.56(3.936)$$

$$M_{cm} = 3876.27 \text{ [Lb-pie]}$$

### Carga viva

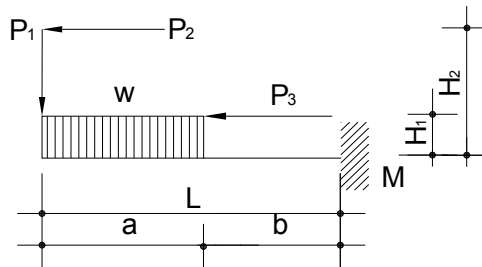
Las cargas vivas que actúan sobre la banqueta son distribuidas y cargas puntuales como se muestra en la siguiente figura.

**Figura 32. Cargas vivas banqueta puente vehicular**



Con las cargas actuantes construimos un modelo de carga viva.

**Figura 33. Modelo de carga viva banqueta puente vehicular**



Realizando sumatoria de momentos en el empotramiento idealizado que en este caso sería la viga principal tenemos el momento debido a carga viva

$$M_{cv} = w * a \left( b - \frac{a}{2} \right) + P_1 L + P_2 H_2 + P_3 H_1$$

$$M_{cv} = 85(2.62) \left( 1.33 - \frac{2.62}{2} \right) + 100(3.936) + 300(3.44) + 500(0.656)$$

$$M_{cv} = 2341.53 \text{ [Lb-pie]}$$

Utilizando una combinación de momentos por carga muerta y por carga viva encontramos el momento último.

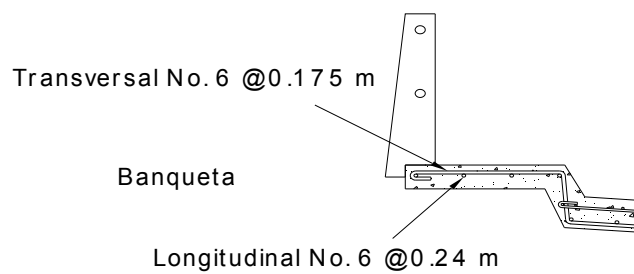
$$M_u = 1.3 \left[ M_{cm} + \frac{5}{3} M_{cv} \right]$$

$$M_u = 1.3 \left[ 3876.27 + \frac{5}{3} (2341.53) \right]$$

$$M_u = 10112.46 \text{ [Lb-pie]}$$

Criterio: este momento es casi igual al momento último que actúa en la losa principal por lo que tomo el mismo refuerzo de la losa, además es importante este criterio porque en la construcción el armado de la losa – banqueteta será más homogéneo.

**Figura 34. Armado banqueteta puente vehicular**



### 3.4.4 Diseño de subestructura

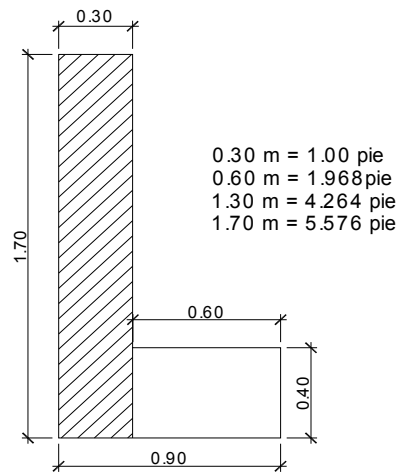
La subestructura constará de la viga de apoyo, conformada por la cortina y la viga de apoyo. También los estribos son parte de la subestructura. El proceso de diseño es detallado a continuación.

#### 3.4.4.1. Diseño de cortina

La función de la cortina es retener el empuje debido al suelo de relleno del aproche, separa al suelo de la viga principal, se construye conjuntamente con la viga de apoyo, pero se calculará cada elemento por separado. El diseño será a flexión.

#### Dimensionamiento

Figura 35. Dimensionamiento cortina puente vehicular



Las dimensiones de la cortina están basadas en la altura de la viga principal.

## Integración de cargas

### Carga muerta

Tabla XVIII. Carga muerta cortina puente vehicular

	$\gamma$ Material	Alto	Ancho	Carga Muerta
	[Lb/pie <sup>3</sup> ]	[pie]	[pie]	[Lb/pie]
Cortina	150	4.264	1.00	639.60

### Carga viva

HS-15 AASHTO figure 3.7.7.A [STANDARD TRUCK]

**P = 12000 [Lb] por llanta**

#### 3.4.4.1.1. Empuje del suelo

El empuje del suelo esta dado por el empuje activo propio del suelo y el empuje debido a sobrecarga, este consiste a la equivalencia del peso del camión tipo, con una altura de 2 pies ubicada en el punto medio de la cortina.

Tabla XIX. Datos de diseño para cortina puente vehicular

$\gamma$ Suelo	1300	[Kg/ m <sup>3</sup> ]	81	[Lb/ pie <sup>3</sup> ]
$\emptyset$ ángulo de fricción	28	[°]		
Vs Valor soporte	20	[T/ m <sup>3</sup> ]		

Es importante señalar que se propone una densidad y ángulo de fricción de suelo para relleno (aprosches), ya que este empuje estará actuando sobre la cortina.

### Factor de empuje activo del suelo

$$K_a = \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi}$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(28^\circ)}{1 + \text{sen}(28^\circ)} = 0.3610$$

### Empuje activo de suelo

$$E_{\text{suelo activo}} = \frac{K_a * \gamma_{\text{suelo}} * H^2}{2}$$

$$E_{\text{suelo activo}} = \frac{0.36 * 81 * 5.576^2}{2}$$

$$E_{\text{suelo activo}} = 453.32 \text{ [Lb/ pie]}$$

### Empuje debido a sobrecarga

$$E_{\text{suelo sobre carga}} = K_a * \gamma_{\text{suelo}} * h * H$$

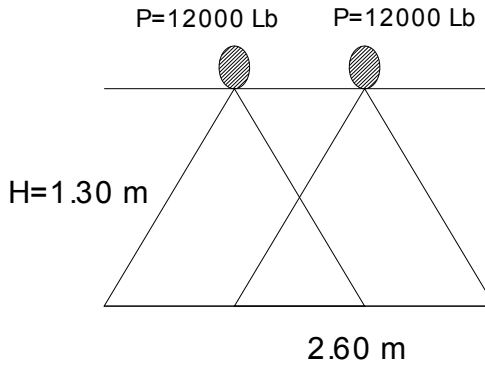
$$E_{\text{suelo sobre carga}} = 0.36(81)(2)(5.576)$$

$$E_{\text{suelo sobre carga}} = 325.19 \text{ [Lb/ pie]}$$

#### 3.4.4.1.2. Fuerza longitudinal

Es el 5% de carga viva aplicada a 6 pies de la parte superior de la cortina.

Figura 36. Diagrama de ruedas fuerza longitudinal cortina puente vehicular



Se calcula de la siguiente forma:

$$FL = 0.05 \text{ Carga viva}$$

$$FL = 0.05 \left( \frac{P}{2H} \right)$$

$$FL = 0.05 \left( \frac{12000}{2(1.30 * 3.28)} \right)$$

$$FL = 70.36 * 4 \text{ llantas}$$

$$FL = 281.43 \text{ [Lb/ pie]}$$

### 3.6.1.3. Fuerza de sismo

Se tomará el 12% de la carga muerta de la cortina.

$$Fs = 0.12 W$$

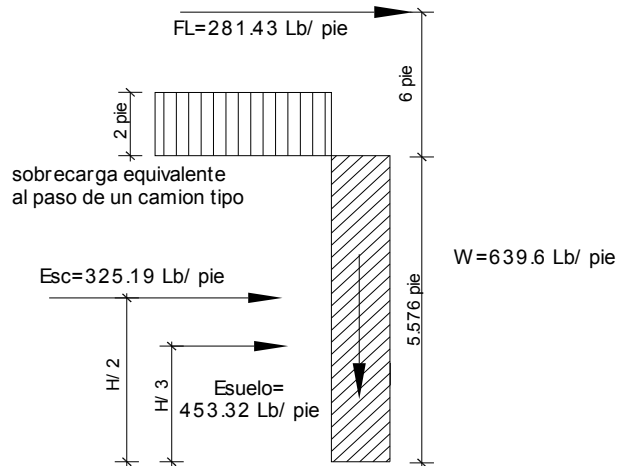
$$Fs = 0.12(639.6)$$

$$Fs = 76.752 \text{ [Lb/ pie]}$$

### 3.4.4.1.4. Cálculo de refuerzo

Para calcular el refuerzo es necesario calcular los momentos debidos a las cargas anteriores.

**Figura 37. Diagrama de cargas actuantes cortina puente vehicular**



### Cálculo de momentos

**Tabla XX. Momentos actuantes cortina puente vehicular**

Descripción	Fuerza	Brazo	Momento
	[Lb/pie]	[pie]	[Lb/pie-pie]
Fuerza longitudinal	281.43	(5.576+6)	3257.83
Sismo	76.752	$\frac{5.576}{2}$	213.98
Empuje suelo activo	453.32	$\frac{5.576}{3}$	906.63
Empuje suelo sobrecarga	325.19	$\frac{5.576}{2}$	842.57

El momento del suelo es la suma de los momentos de empuje activo y de sobrecarga.



## Combinación de cargas

Para la combinación de cargas se utilizaron las siguientes, se tomará la combinación mayor para el diseño.

$$Mú = 1.3[ME_{suelo} + M_{sismo}] \quad [\text{AASHTO 8.22.1} \text{ Grupo [III]}]$$

$$Mú = 1.3[(906.63 + 842..57) + 3257.83]$$

$$Mú = 6509.139 \text{ [Lb/pie-pie]}$$

$$Mú = 1.3[ME_{suelo} + MFL] \quad [\text{AASHTO 8.22.1} \text{ Grupo [IV]}]$$

$$Mú = 1.3[(906.63 + 842..57) + 213.98]$$

$$Mú = 2552.134 \text{ [Lb/pie-pie]}$$

Por ser el mayor se toma  $Mú = 6509.139 \text{ [Lb/pie-pie]}$

El refuerzo a flexión se calcula de igual forma que la sección 2.2.8.2.5.

Cambiando únicamente:

b = alto de la cortina [pulg]

d = espesor efectivo de diseño [pulg].

$$b = 66.912 \text{ [pulg]}$$

$$d = 8.058 \text{ [pulg]}$$

Se obtiene:

**$\rho = 0.0028783$  usar acero mínimo**

$$A_s = 0.005(66.912)(8.058)$$

**$A_s = 2.696$  [pulg<sup>2</sup>]**

Utilizar refuerzo principal **9 barras # 5** = 2.79 [pulg<sup>2</sup>] se adiciona 6 # 4 para formar el estribo.

#### **3.4.4.1.5. Cálculo de refuerzo a corte**

La cortina principalmente trabaja a flexión por lo que se tomará el espaciamiento máximo para el refuerzo a corte. Se utilizarán estribos # 3 y el espaciamiento es:

$$S_{m\acute{a}x} \leq \frac{d}{2}$$

$$S_{m\acute{a}x} \leq 15.00 \text{ [cm]}$$

El armado final de cortina se muestra en la sección 2.2.9.2.

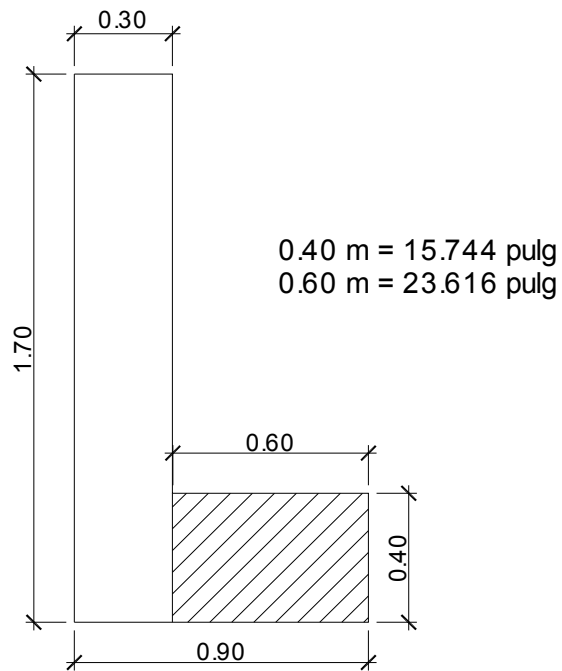
### 3.4.4.2. Diseño de viga de apoyo

Esta viga soportará todo el peso de la estructura, esta carga recibida será transmitida directamente a los estribos y posteriormente al suelo. Cada estribo cuenta con una viga de apoyo por lo que el peso total de la superestructura se dividirá en los dos estribos.

#### Dimensionamiento

Tendrá una longitud de 7.50 metros

Figura 38. Dimensionamiento viga de apoyo puente vehicular



#### Integración de cargas

La viga de apoyo será diseñada con el peso total de la superestructura.

## Carga muerta

Tabla XXI. Carga muerta sobre viga de apoyo puente vehicular

	$\gamma$ Material	Ancho	Alto	Largo	Unidad	Peso total
	[Lb/pie <sup>3</sup> ]	[pie]	[pie]	[pie]	[u]	[Lb]
Losa	150	23.616	0.656	65.6	1	152442.22
Asfalto	140	23.616	0.164	65.6	1	35569.85
Postes	150	$\frac{0.50+0.82}{2}$	3.44	0.50	30	5108.40
Mordiente	150	0.333	0.656	65.6	2	4260.33
Banqueta	150	2.62	0.50	65.6	2	25780.80
Diafragma externo	150	1.00	1.312	23.616	2	9295.26
Diafragma interno	150	1.00	2.296	23.616	2	16266.70
Viga principal	150	1.64	3.444	65.6	3	166733.68
					<b><math>\Sigma =</math></b>	<b>415457.26</b>

### Carga por cada viga de apoyo

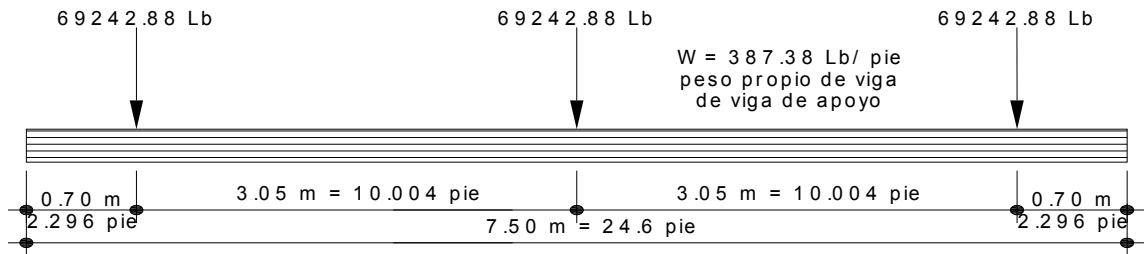
$$\frac{415457.255}{2 \text{ vigas de apoyo}} = 207728.62 \text{ [Lb]}$$

**Carga puntual en cada viga principal que transmite toda la carga de la superestructura.**

$$\frac{207728.62}{3 \text{ vigas principales}} = 69242.88 \text{ [Lb]}$$

Con esta última carga construimos el diagrama de carga muerta.

**Figura 39. Modelo de carga muerta viga de apoyo puente vehicular**



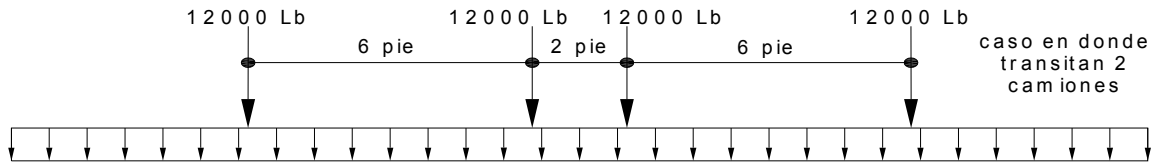
**Carga viva**

Distribución de carga viva =  $4(12000)/24.6 = 1951.22 \text{ [Lb/pie]}$

Carga de impacto =  $0.30 \text{ CV} = 585.36 \text{ [Lb/pie]}$

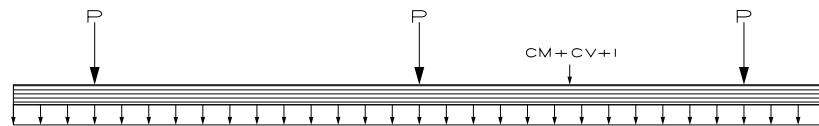
Carga centrífuga =  $0.2777 \text{ CV} = 541.85 \text{ [Lb/pie]}$

**Figura 40. Modelo de carga viva viga de apoyo puente vehicular**



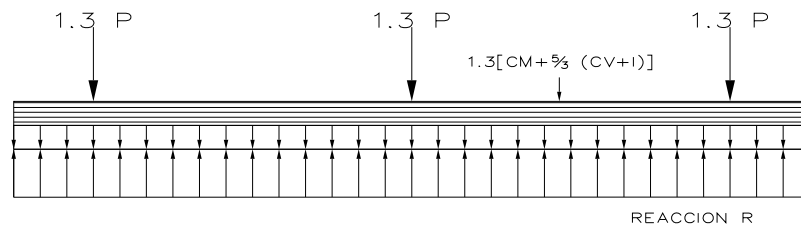
Teniendo las cargas vivas y la carga muerta se puede ver como funcionará la integración de cargas con el siguiente modelo.

**Figura 41. Modelo de integración de cargas actuantes viga de apoyo puente vehicular**



La viga prácticamente trabajará por aplastamiento únicamente, entonces esta tendrá una reacción distribuida como lo muestra el siguiente modelo.

**Figura 42. Modelo de reacción viga de apoyo puente vehicular**



Con sumatoria de fuerzas en el eje y encontramos la reacción.

$$1.3P = 1.3(69242.88)$$

$$1.3P = 90015.74 \text{ [Lb]}$$

Realizando la combinación de cargas tenemos.

$$Cu = 1.3 \left[ CM + \frac{5}{3}(CV + I) + CF \right]$$

$$Cu = 1.3 \left[ 387.38 + \frac{5}{3}(1951.22 + 585.36) + 541.85 \right]$$

$$C_u = 6703.82 \text{ [Lb/pie]}$$

Debido a que la viga de apoyo tendrá un soporte continuo que será el estribo, su reacción será distribuida a lo largo del estribo.

$$R = \frac{P(3)}{L} + W$$

$$R = \frac{90015.74(3)}{24.6} + 6703.82$$

$$R = 17681.35 \text{ [Lb/pie]}$$

$$R_{\text{distribuida}} = R - W$$

$$R_{\text{distribuida}} = 17681.35 - 6703.82$$

$$R_{\text{distribuida}} = 17681.35 - 6703.82$$

$$R_{\text{distribuida}} = 10977.53 \text{ [Lb/pie]}$$

Teniendo las reacción distribuida y las cargas últimas mayoradas podemos construir el diagrama de cargas últimas y posteriormente el diafragma de esfuerzo cortante sobre la viga de apoyo.

La viga de apoyo no trabaja a flexión, por lo que solo se diseñará a corte debido al aplastamiento y el refuerzo longitudinal será el mínimo.

### **Cálculo de acero longitudinal**

El refuerzo longitudinal se calcula de igual forma que la sección 2.2.8.2.5.

Cambiando únicamente:

$b$  = ancho de la viga de apoyo [pulg]

$d$  = espesor efectivo de diseño [pulg].

$$b = 23.616 \text{ [pulg]}$$

$$d = 11.81 \text{ [pulg]}$$

Se obtiene:

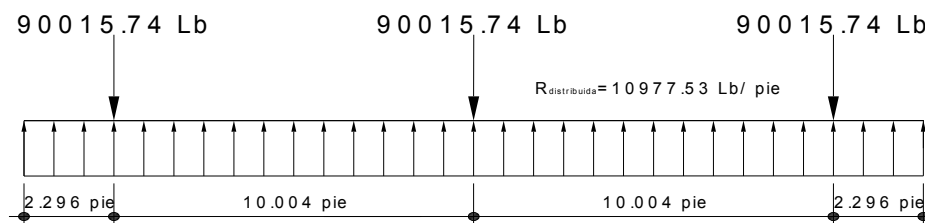
$\rho = 0.005$  cuantía mínima de acero

$$A_s = 0.005(35.424)(11.81)$$

**$A_s = 2.092$  [pulg<sup>2</sup>]**

Utilizar refuerzo principal **7 barras # 5**. Se adiciona 4 # 4 para formar el estribo.

**Figura 43. Diagrama de cargas últimas de apoyo puente vehicular**



### Cálculo de acero a corte

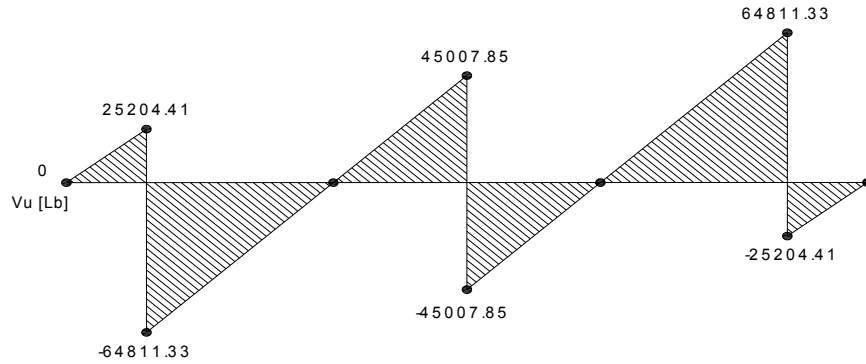
Utilizando el procedimiento de la sección 2.2.8.2.6 y con base al diagrama de esfuerzos cortantes, tomando en cuenta estribos rectangulares con acero # 4 con  $A_v = 0.40$  [pulg<sup>2</sup>], se obtiene una separación:



$S = 11.72$  [cm]

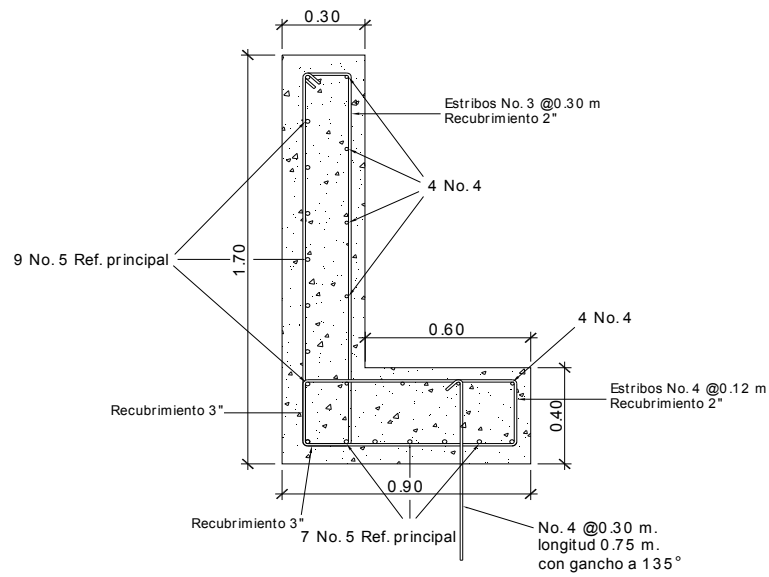
Tomando  $S = 12.00$  [cm] en toda la viga de apoyo con estribos # 4

Figura 44. Diagrama de esfuerzo cortante de apoyo puente vehicular



Se adiciona acero # 4 de longitud 75 [cm], separadas a cada 30 [cm]. Con el fin de anclar la viga de apoyo con el estribo.

Figura 45. Armado viga de apoyo + cortina puente vehicular



### 3.4.4.3 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:

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

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

$$\frac{\Delta L}{T} \leq 0.5 \text{ apoyos móviles o libremente apoyados}$$

Dónde:

$\Delta L$  = máximo desplazamiento horizontal

a,b = dimensiones del apoyo

$\sigma_r$  = esfuerzo máximo permisible a compresión del apoyo

$\sigma_f$  = esfuerzo admisible del acero. (Esfuerzos de trabajo)

$\sigma_a$  = esfuerzo a compresión del apoyo

t = espesor de una lámina de 1.3 cm.

T = espesor total del elastómero

Datos:

L = 20 m

a = 60 cm

b = 50 cm

$$P = 69,242.88 \text{ [lb]} = 31,418.27 \text{ [kg]}$$

$$CM = 387.38 \text{ [lb/pie]} = 576.50 \text{ [kg/m]}$$

$$CV+I = 2536.58 \text{ [lb/pie]} = 3774.95 \text{ [kg/m]}$$

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

- **Revisando el esfuerzo por compresión**

$$\sigma_r = \frac{8 * 50 * 60}{1.3 * (50 + 60)} = 167.83 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$\sigma_a = \frac{31,418.27}{50 * 60} = 10.47 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

El esfuerzo es  $\sigma_r > \sigma_a$ .

- **Calculo del desplazamiento horizontal (L=20 m)**

Deformación total por esfuerzo, se utiliza la ley de hooke  $\sigma_f = 1700$  [kg/cm<sup>2</sup>]:

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

$$\Delta e_T = \frac{1700 * 2000}{2.1E6} = 1.62 \text{ cm}$$

Deformación por carga muerta:

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

$$\Delta e_{CM} = \frac{1.31 * 576.50}{576.50 + 3774.95} = 0.77 \text{ cm}$$

Deformación por contracción de fraguado y contracción diferida:

$$\Delta c = 0.000165 * L = 0.33 \text{ cm}$$

Deformación por temperatura:

$$\Delta t = 0.000011 * D^{\circ} * L$$

$$\Delta t = 0.000011 * 10 * 2000 = 0.22 \text{ cm}$$

- **Deformaciones máximas**

Contracción =  $\Delta e_{CM} - (\Delta c + \Delta t) = 0.77 - (0.33 + 0.22) = 0.22 \text{ cm}$ .

Dilatación =  $(\Delta e_T + \Delta t) - \Delta c = (1.62 + 0.22) - 0.33 = 1.52 \text{ cm}$ .

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 3 mm = 33 mm = 3.3 cm.

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

#### **3.4.4.4. Diseño de estribos**

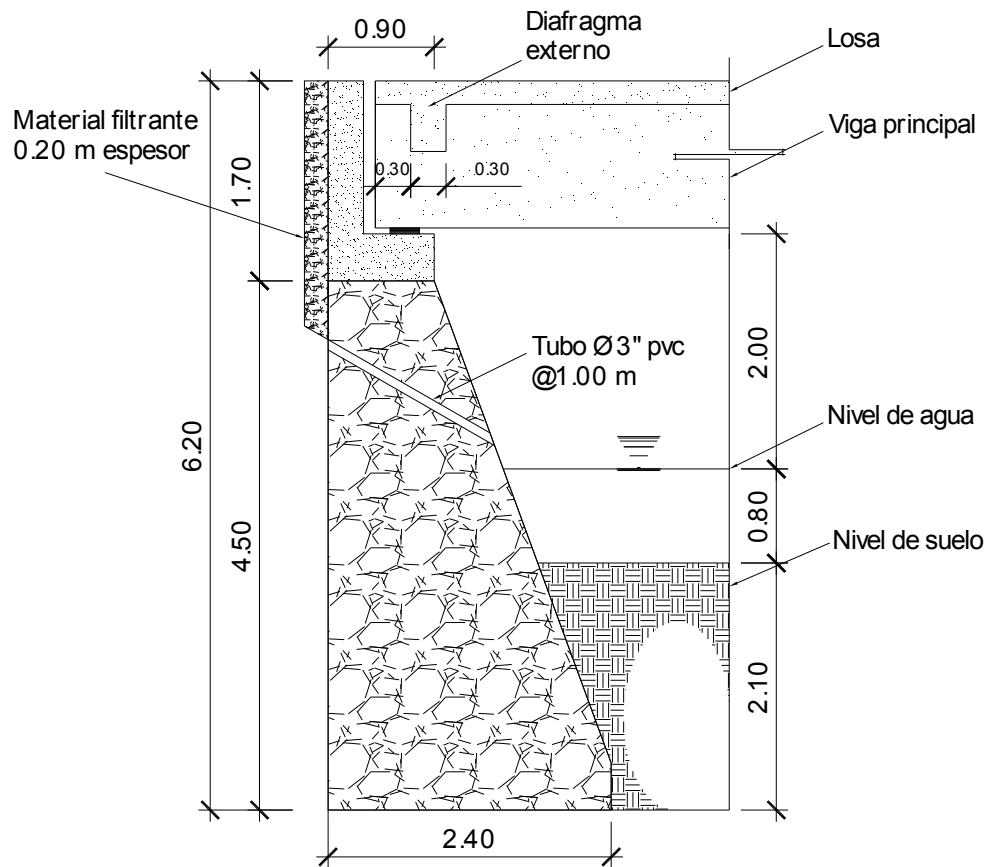
El diseño de los estribos será por el sistema de muros de gravedad, construidos con concreto ciclópeo.

Tabla XXII. Datos de diseño de estribos puente vehicular

$\gamma$ Suelo relleno de aproches	1300	[Kg/ m <sup>3</sup> ]
$\gamma$ Concreto	2400	[Kg/ m <sup>3</sup> ]
$\gamma$ Concreto ciclópeo	2500	[Kg/ m <sup>3</sup> ]
$\phi$ ángulo de fricción suelo relleno	28	[°]
Vs Valor soporte suelo sustentante	161.38	[T/ m <sup>3</sup> ]
Impacto	0.30	[%]

## Dimensionamiento

Figura 46. Dimensionamiento estribo puente vehicular



## Integración de cargas

### Carga muerta

- **Superestructura** = 12566.76 [Kg/ m]

- **Cortina**

$$W_c = 0.30 (1.30) (2400)$$

$$W_c = 936 \text{ [Kg/ m]}$$

- **Viga de apoyo**

$$W_v = 0.40 (0.90) (2400)$$

$$W_v = 864 \text{ [Kg/ m]}$$

- **Muro**

$$W_{1m} = 0.90 (4.50) (2500) = 10125 \text{ [Kg/ m]}$$

$$W_{2m} = 1.50 (4.50)/2 (2500) = 8437.5 \text{ [Kg/ m]}$$

$$W_{1m} = 0.40 (2.40) (2500) = 2400 \text{ [Kg/ m]}$$

- **Carga viva**

$$C_v = 2 (30000) = 60000 \text{ [Lb]} = 27272.73 \text{ [Kg]}$$

$$C_v = \frac{27272.73 \text{ [Kg]}}{7.50 \text{ [m]}} = 3636.36 \text{ [Kg/m]}$$

$$7.50 \text{ [m]}$$

$$C_v = \frac{3636.36 \text{ [Kg/m]}}{2} = 1818.18 \text{ [Kg/m]}$$

2

- **Carga de impacto**

$$C_v = 0.30 (1818.18) = 545.45 \text{ [Kg/m]}$$

- **Carga debido al frenado**

Se toma un 10% de carga viva aplicada a 4 pies de la parte superior de la cortina.

$$C_v = 0.10 (1818.18) = 181.82 \text{ [Kg/m]}$$

- **Empuje del suelo**

Se compone del empuje de suelo activo, empuje del suelo pasivo. Además, se adiciona el empuje debido a sobrecarga de una camión tipo, esta carga funciona como empuje del suelo.

Factor de empuje activo

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi}$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(28^\circ)}{1 + \text{sen}(28^\circ)} = 0.3610$$

Factor de empuje pasivo

$$Kp = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi}$$

$$Kp = \frac{1 + \text{sen}(28^\circ)}{1 - \text{sen}(28^\circ)} = 2.77$$

- **Empuje por sobrecarga**

Es la carga debida del camión fuera de la superestructura, y se tomará como una carga concentrada.

$$P = 24000 \text{ [Lb]} = 10889.29 \text{ [Kg]}$$

$$\text{Área de influencia } A = 7.50 \text{ [m]} * 4.27 \text{ [m]} = 32.025 \text{ [m}^2\text{]}$$

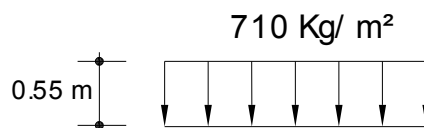
$$4.27 \text{ [m]} = 14 \text{ [pie]} \text{ distancia de eje a eje del camión tipo}$$

$$E_{\text{sobre carga}} = \frac{10889.29(2)}{31.025} = 680.05$$

$$E_{\text{sobre carga}} = 680.05 + 30 = 710 \text{ [Kg/m}^2\text{]}$$

$$h = \frac{710}{1300} = 0.55 \text{ [m]}$$

**Figura 47. Equivalencia de sobre carga estribo puente vehicular**





El empuje por sobrecarga esta dado por:

$$E_{\text{sobre carga}} = K_a * \gamma_{\text{suelo relleno}} * H_{\text{muro}} * h_{\text{carga}}$$

$$E_{\text{sobre carga}} = 0.36(1300)(6.20)(0.55)$$

$$E_{\text{sobre carga}} = 1467.18 \text{ [Kg/m]}$$

- **Empuje de suelo activo debido al relleno (aproche)**

$$E_{\text{suelo activo}} = K_a * \gamma_{\text{suelo relleno}} * \frac{H_{\text{muro}}^2}{2}$$

$$E_{\text{suelo activo}} = 0.36 * 1300 * \frac{6.20^2}{2}$$

$$E_{\text{suelo activo}} = 8894.96 \text{ [Kg/m]}$$

- **Empuje de suelo pasivo**

$$E_{\text{suelo pasivo}} = K_p * \gamma_{\text{suelo relleno}} * \frac{h_{\text{pasiva}}^2}{2}$$

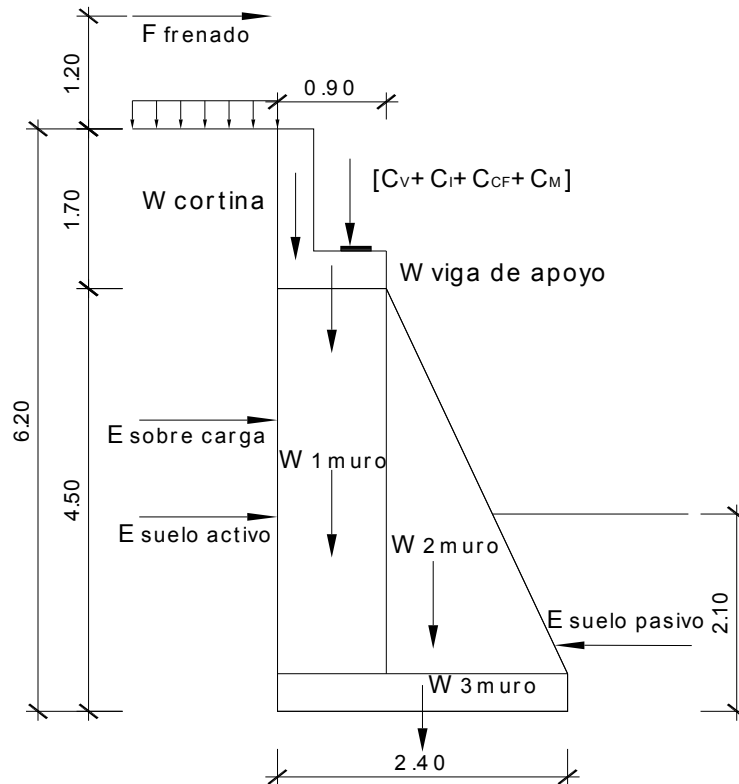
$$h_{\text{pasiva}} = \text{desplante de cimentación} = 2.10 \text{ [m]}$$

$$E_{\text{suelo pasivo}} = 2.77 * 1300 * \frac{2.10^2}{2}$$

$$E_{\text{suelo pasivo}} = 7940.21 \text{ [Kg/m]}$$

Teniendo estas fuerzas actuantes construimos el diagrama de carga del estribo.

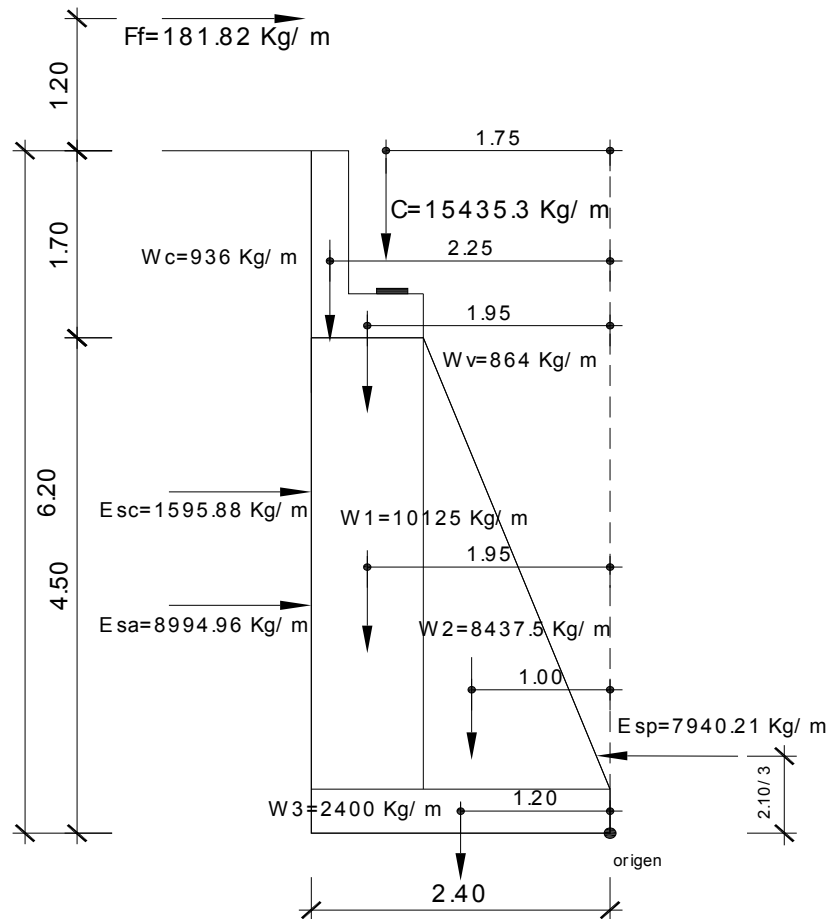
**Figura 48. Diagrama de fuerzas actuantes estribo puente vehicular**



- **Cálculo de momento de volteo**

Estos son los momentos que tienen que soportar el muro. Para el cálculo de momentos de volteo y estabilizantes utilizaremos el siguiente diagrama. Se muestra una tabla donde se calcula el momento, debido a las fuerzas volteantes.

**Figura 49. Diagrama de cargas estribo puente vehicular**



**Tabla XXIII. Momentos que producen volteo de estribo puente vehicular**

Cargas que producen Volteo		Carga [Kg/m]	Brazo [m]	Momento al pie del muro [Kg-m/m]
Fuerza de frenado	[Ff]	181.82	6.20+1.20	1345.468
Empuje por sobrecarga	[Esc]	1595.88	$\frac{6.20}{2}$	4947.228
Empuje activo del suelo	[Esa]	8994.96	$\frac{6.20}{3}$	18589.583
<b><math>\Sigma =</math></b>				<b>24882.28</b>

- **Cálculo de momento estabilizante**

Estos son los momentos ayudaran a estabilizar el muro, se muestran en la siguiente tabla:

**Tabla XXIV. Momentos estabilizantes de estribo puente vehicular**

<b>Cargas estabilizantes</b>		<b>Carga [Kg/m]</b>	<b>Brazo [m]</b>	<b>Momento al pie del muro [Kg-m/m]</b>
Carga total	[C]	15435.3	1.75	27011.78
Peso de cortina	[Wc]	936.0	2.25	2106.00
Peso de viga de apoyo	[Wv]	864.0	1.95	1684.80
Peso muro 1	[W1m]	10125.0	1.95	19743.75
Peso muro 2	[W2m]	8437.5	1.00	8437.50
Peso muro 3	[W3m]	2400.0	1.20	2880.00
Empuje de suelo pasivo	[Esp]	7940.2	$\frac{2.10}{3}$	5558.14
<b>Σ=</b>				<b>67421.965</b>

- **Revisión del muro sin superestructura**

Revisando el muro con superestructura y carga viva nos da una perspectiva clara de que las dimensiones del estribo funcionan correctamente, siendo ésta la condición mas crítica, podemos decir que la revisión del muro sin superestructura y que los chequeos serán correctos.

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

Esta es la condición más crítica a que estará sometido el muro, por lo que se realizará los siguientes chequeos.

### Chequeo por volteo

$$F_{sv} \geq 1.5$$

$$F_{sv} = \frac{\Sigma M_{\text{estabilizante}}}{\Sigma M_{\text{volteante}}}$$

$$F_{sv} = \frac{67421.965}{24882.28} = 2.71 > 1.50$$

Si cumple el chequeo por volteo.

### Chequeo por deslizamiento

$$F_{SD} \geq 1.5$$

$$F_{SD} = \frac{15435.3 + 936_864 + 10125 + 8437.5 + 2400}{181.82 + 1595.88 + 8994.96}$$

$$F_{SD} = \frac{46138}{10772.66} = 4.28 > 1.50$$

Si cumple el chequeo por deslizamiento.

### Chequeo de presiones en la base del muro

Encontramos la excentricidad de la carga:

$$e = \left| \frac{L}{2} - a \right|$$

$$e = \left| \frac{2.40}{2} - 1.1137 \right|$$

$$e = 0.0863$$

$$a = \frac{M_{\text{estabilizante}} - M_{\text{volteante}}}{W_{\text{total}}}$$

$$a = \frac{67421.965 - 24882.28}{38197.8}$$

$$a = 1.1137 \text{ [m]}$$

### Chequeo de presiones máxima y mínima en la base del muro

$$q = \frac{W}{L * b} \pm \frac{W * e}{S}$$

donde:

q = presiones máxima y mínima [T/m<sup>2</sup>]

W = Carga total del muro [T]

L = Longitud de la base del muro [m]

e = excentricidad [m]

S = módulo de sección [m<sup>3</sup>]

$$q = \frac{38197.80}{2.40 * 1.00} \pm \frac{38197.80 * 0.0863}{\frac{1}{6}(2.40)^2 * 1.00}$$

$$q_{\text{max}} = 19349.57 \text{ [T/m}^2\text{]}$$

$$q_{\text{min}} = 12481.92 \text{ [T/m}^2\text{]}$$

No existen presiones negativas, y no sobrepasa el valor soporte dado por el estudio de triaxial de suelo, por lo tanto el cheque es correcto.

#### **3.4.4.4.1. Revisión del muro con sismo (sin carga viva)**

Revisando el muro con superestructura y carga viva da una perspectiva clara de que las dimensiones del estribo funcionan correctamente, siendo ésta la condición más crítica, se puede decir que la revisión del muro utilizando las combinaciones de carga y asumiendo una fuerza de sismo equivalente a 12% de carga viva el muro que sí funcionará y los chequeos son correctos.

#### **3.4.5. Planos**

Los planos constructivos del puente vehicular es el producto final del proceso de campo y de cálculo descrito anteriormente, además se toman en cuenta para su elaboración escalas adecuadas, redacción clara y concisa para que el constructor y el supervisor tengan una guía clara del proyecto y como debe construirse y tenga un funcionamiento adecuado que el proyectista planificó.

El juego de planos del puente vehicular contiene lo siguiente:

- Planta general topográfica.
- Planta de ubicación de la estructura.
- Perfil de ubicación de la estructura.
- Planta general de la superestructura.
- Planta de estructura de losa.
- Detalles geométricos de la sección.

- Detalles estructurales.
  - Losa (sección de armado)
  - Vigas (armados, secciones y especificaciones)
  - Diagrafmas (secciones)
  - Postes + pasamanos (secciones, vistas y drenaje)
  - Viga de apoyo + cortina (sección y vista)
  - Estribos (secciones y vistas)
- Otros detalles y vistas.

(ver anexo planos constructivos).

### 3.4.6 Presupuesto

A continuación se muestra un resumen del presupuesto por renglones generales.

#### COSTO TOTAL PUENTE ALDEA EL ESCALÓN

1	MATERIALES NO LOCALES	Q	571,550.75	\$	<b>71,443.84</b>
2	MATERIALES LOCALES	Q	193,862.00	\$	<b>24,232.75</b>
3	MANO DE OBRA NO CALIFICADA	Q	362,625.00	\$	<b>45,328.13</b>
4	MANO DE OBRA CALIFICADA	Q	656,050.00	\$	<b>82,006.25</b>
5	<b>SUMA DIRECTOS</b>	<b>Q</b>	<b>1,784,087.75</b>	<b>\$</b>	<b>223,010.97</b>
6	MAQUINARIA Y EQUIPO	Q	172,000.00	\$	<b>21,500.00</b>
7	TRANSPORTES	Q	42,300.00	\$	<b>5,287.50</b>
8	GASTOS ADMINISTRATIVOS	Q	77,072.21	\$	<b>9,634.03</b>
9	IMPREVISTOS / FLUCTUACION	Q	113,559.27	\$	<b>14,194.91</b>
10	SUPERVISION	Q	70,367.88	\$	<b>8,795.99</b>
11	<b>SUMA INDIRECTOS</b>	<b>Q</b>	<b>475,299.36</b>	<b>\$</b>	<b>59,412.42</b>
12	<b>SUMA DIRECTOS E INDIRECTOS</b>	<b>Q</b>	<b>2,259,387.11</b>	<b>\$</b>	<b>282,423.39</b>



### 3.4.7 Especificaciones técnicas

Son parámetros constructivos de materiales y procedimientos a seguir en la construcción, por ejemplo tipo de tubería a utilizar, cemento, proporciones de concreto, acero de refuerzo, etc. Para la construcción del puente vehicular serán adoptadas las especificaciones generales para la construcción de carreteras y puentes. Guatemala 2001, de la Dirección General de Caminos.

### 3.4.8 Cronograma de ejecución

Es la secuencia lógica de las actividades de ejecución del proyecto. Es importante señalar que este cronograma toma tiempos aproximados de ejecución por lo que estará sujeto a cambios, se muestra en forma resumida en la siguiente figura.

## CRONOGRAMA DE EJECUCION Y FINANCIERO

PROYECTO: CONSTRUCCIÓN PUENTE VEHICULAR DE UNA VÍA, 42 METROS LINEALES, ALDEA EL ESCALÓN, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA.

FASES	CATORCENAS													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10				
TRAZADO Y NIVELADO, REPLANTEO TOPOGRÁFICO											Q	39,347.14	\$	4,918.39
ESCAVACION ESTRUCTURA Y ROCA PARA ANCLAJES											Q	117,383.88	\$	14,672.99
HECHURA DE 2 ZAPATAS DE 4X5X2.50											Q	204,635.31	\$	25,579.41
HECHURA DE ZAPATAS 4 ALETONES DE 3X5X2.5											Q	283,047.07	\$	35,380.88
LEVANTADO DE COLUMNAS ENTRADA Y SALIDA											Q	239,452.66	\$	29,931.58
LEVANTADO DE 4 ALETONES DE 5 MTS. LARGO Y 7.30 ALTO											Q	200,735.69	\$	25,091.96
HECHURA DE VIGAS CABEZAL											Q	199,561.98	\$	24,945.25
VIGAS TIPO T											Q	210,752.19	\$	26,344.02
DRAGADO											Q	79,907.10	\$	9,988.39
PROTECCIÓN Y POZOS PROVICIONALES											Q	69,030.00	\$	8,628.75
RELLENO DE APROCHES											Q	162,891.02	\$	20,361.38
BARANDALES Y BANQUETAS											Q	135,194.65	\$	16,899.33
LOZAS ARMADAS											Q	317,448.42	\$	39,681.05
<b>TOTAL</b>											<b>Q</b>	<b>2,259,387.11</b>	<b>\$</b>	<b>282,423.39</b>



## CONCLUSIONES

1. La planificación y diseño de sistema de drenaje contribuirá a resolver necesidades de saneamiento en la aldea La Majada, beneficiando a 1014 habitantes.
2. El costo unitario del drenaje de la aldea La Majada es de Q 586.00 /m siendo este el equivalente a Q1200.00/habitantes.
3. El costo de cada proyecto se desglosa de la siguiente manera:

- Drenaje sanitario : Q 1,229,802.87≈ \$.153,725.36
- Puente vehicular : Q2,259,387.11 ≈ \$.282,423.39

En los anteriores costos, el cambio de dólar se calculó a Q8.00, en tales costos se integró materiales, herramienta y mano de obra no calificada. El precio lineal del drenaje sanitario y el m<sup>2</sup> construcción del puente se encuentra bastante cercano respecto a los precios que se manejan en la cabecera departamental.

4. Los posibles riesgos ambientales que podría provocar la ejecución de los proyectos se consideran impactos ambientales de poca magnitud, debido a que en los mismos no existen operaciones que indiquen lo contrario.
5. El diseño del puente vehicular cumple con los requerimientos técnicos de diseño con base en las necesidades del lugar. Y beneficia en promedio a 150 vehículos que permanentemente transitan en el lugar.



## RECOMENDACIONES

1. Para el diseño sanitario no se tomaron en cuenta algunas casas, debido a la lejanía de su ubicación respecto al área urbana de la aldea y las condiciones topográficas en las que se encuentran. Por lo que se recomienda que para dichas casas se construyan pozos de absorción, que cumplan con los parámetros de diseño propuestos.
2. Hacer con frecuencia inspecciones a los elementos de los sistemas de alcantarillado sanitario, así como a la subestructura y superestructura del puente para reportarlas, y tomar en cuenta las reparaciones lo más pronto posible, a efecto de que no surjan problemas de mucho costo.
3. El Comité Pro-mejoramiento, con la colaboración de la municipalidad, debe concientizar a los vecinos a evitar que conecten las aguas pluviales al sistema de aguas negras, para que éste funcione adecuadamente
4. Los costos hechos a los proyectos se basan en precios de materiales adquiridos localmente.
5. Tomar en cuenta la incidencia de los desastres en los proyectos, porque de esta manera se podrá tener un parámetro de los diversos daños que pueden sufrir, por lo tanto, es ideal establecer planes para la reducción de vulnerabilidad y procedimientos para el restablecimiento y funcionamiento a la brevedad posible.



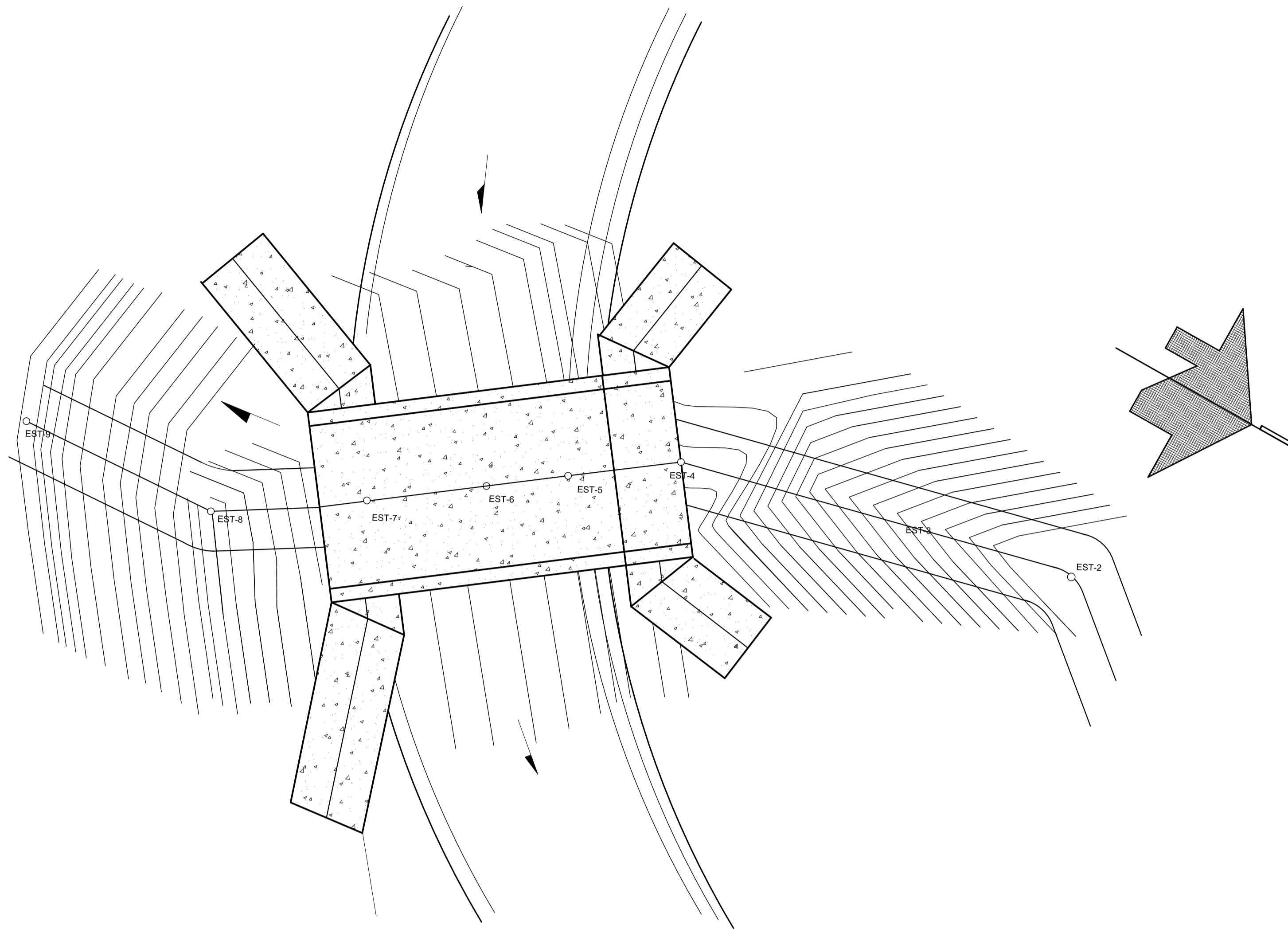
## BIBLIOGRAFÍA

1. *AASHTO LRFD Bridge Design Specification 2002*. **Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD**
2. Dirección General de Caminos, Ministerio de Comunicaciones y Obras Públicas. **Especificaciones generales para la construcción de carreteras y puentes**. (Guatemala 2001)
3. García Alfaro, Juan Pablo. **Diseño de carretera y puente vehicular, tramo que conduce desde la cabecera municipal de Fraijanes hasta la ruta departamental número trece**. (Guatemala, Editorial Universitaria, 2005) p. 109.
4. Instituto de Fomento Municipal. **Manual para el diseño de alcantarillados, INFOM**. (Guatemala, 2001)
5. Oficina Municipal de Planificación, Estanzuela Zacapa. **Caracterización del Municipio, Estanzuela 2005**. (Zacapa, Guatemala, 2005) p.98



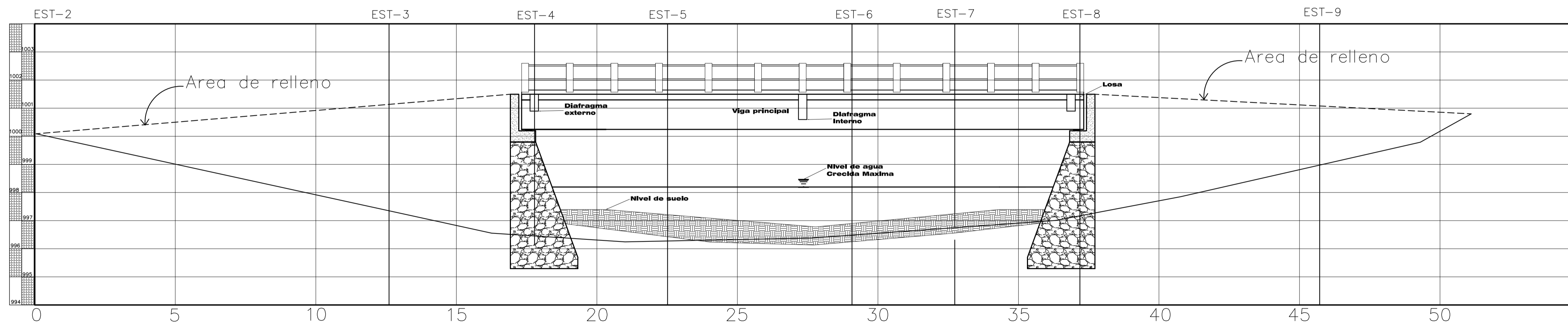


## **APÉNDICE**



**PLANTA UBICACIÓN DEL PUENTE**

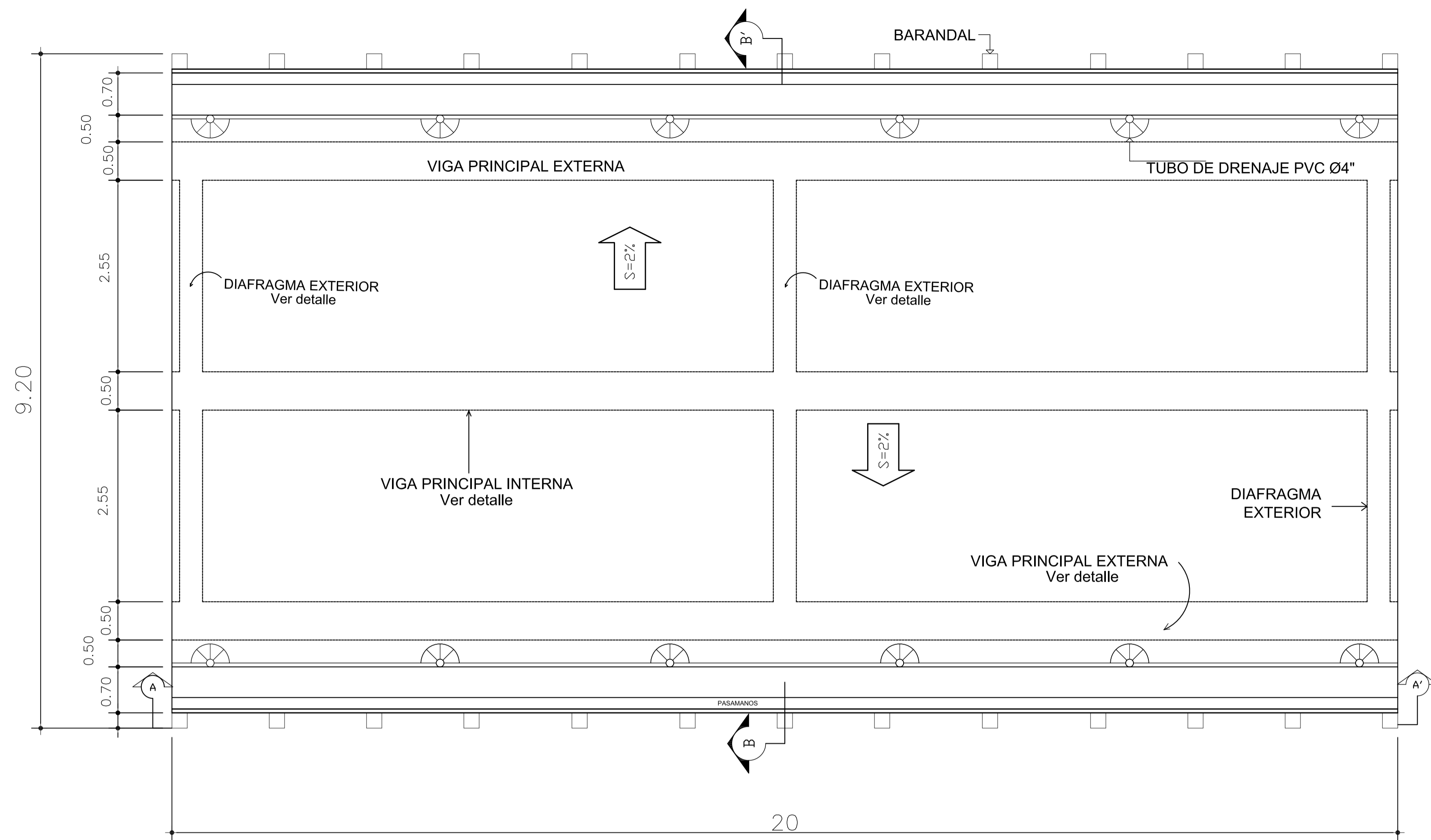
Sin escala



**PERFIL DE LÍNEA CENTRAL**

Sin escala

<b>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</b> FACULTAD DE INGENIERIA		<b>EPS</b> INGENIERIA	
<b>PROYECTO:</b> DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR DE LA ALDEA ESCALÓN, SAN JACINTO, CHIQUIMULA		<b>DISEÑO:</b> JULIO ADOLFO NOGUERA M. <b>CALCULO:</b> JULIO ADOLFO NOGUERA M.	
<b>PLANO DE:</b> UBICACIÓN Y ELEVACIÓN DE LA ESTRUCTURA		<b>DIBUJO:</b> JULIO ADOLFO NOGUERA M.	
<b>REVISÓ:</b> Ing. Alfredo Arrivillaga	<b>APROBO:</b> 	<b>FECHA:</b> ENERO 2008	
<b>ESCALA:</b> INDICADA	<b>Supervisor de EPS:</b> Ing. Alfredo Arrivillaga		<b>HOJA NO.:</b> 1 <b>TOTAL:</b> 4

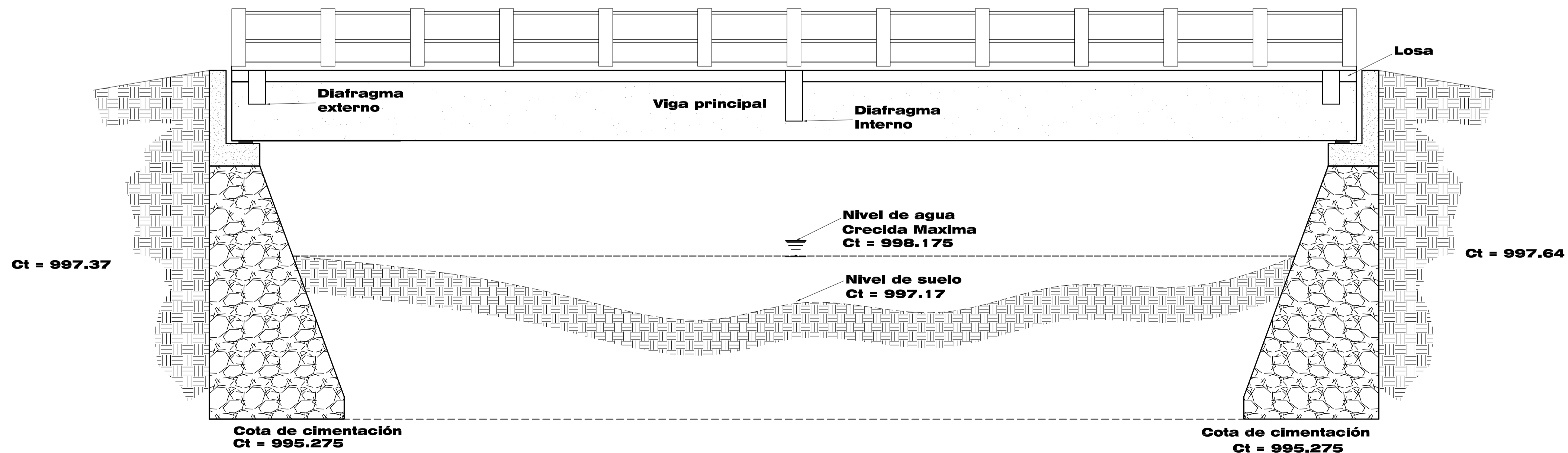


# PLANTA

Escala 1:50

- NOTAS:**
- La excavación de los estribos esta en la cota indicada en los planos.
  - El terreno bajo los estribos debera ser perfectamente apisonado.
  - AGREGADOS**  
La arena deberá estar libre de materia orgánica y de arcillas que puedan reducir la resistencia del concreto.  
El pedrín será de roca triturada, grava de cantera formada de partículas duras, resistentes y limpias.
  - El armado estructural de la viga interna es igual al de la viga externa.
  - Deberán evitarse la explotación de bancos de materiales circundantes a las riveras del río para evitar posibles socavaciones en el futuro.
  - Deberán proporcionarse adecuado drenaje a los estribos para evitar presiones nocivas a la estructura.

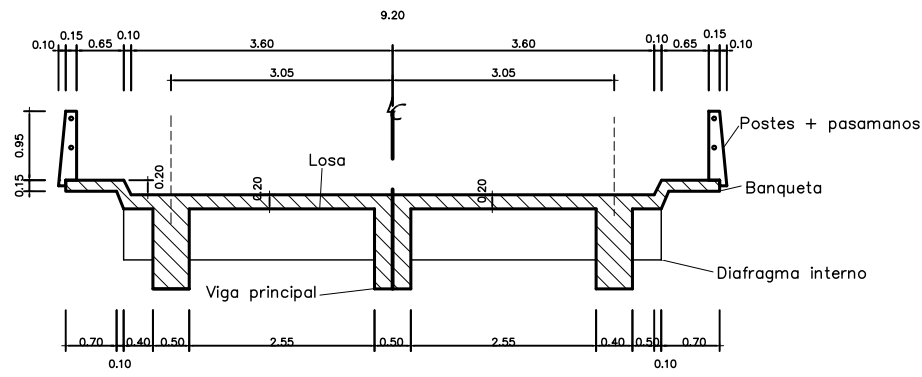
- ESPECIFICACIONES:**
- Concreto ciclópeo:**  
tendrá la siguiente proporción:  
67% Mortero  
33% Piedra bola  
El mortero será en la proporción en volúmen 1:2:3 cemento, arena de río y pedrín de 1/2"
  - CONCRETO:**  
F<sub>c</sub>: 210 kg/cm<sup>2</sup>, 3000 PSI  
Proporción de mezcla cemento arena, pedrín (1:2:3)
  - LOSA:**  
La losa de concreto debe dársele un desnivel de 2% hacia los lados y la superficie debe quedar cernida con cemento arena proporción (1:2).
  - F<sub>y</sub> = 2810 kg/cm<sup>2</sup>.
  - Recubrimientos**  
Para losa en la parte superior 5 cms. y en la parte inferior 2.5 cms.



# ELEVACIÓN LATERAL DE LA ESTRUCTURA

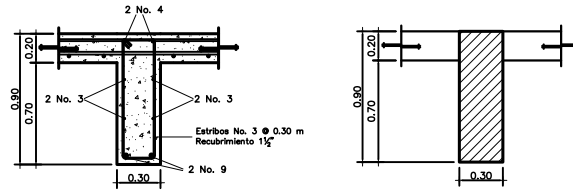
Escala 1:50

<b>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</b> FACULTAD DE INGENIERIA		<b>E P S</b> INGENIERIA
PROYECTO: DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR DE LA ALDEA ESCALÓN, SAN JACINTO, CHIQUIMULA		DISEÑO: JULIO ADOLFO NOGUERA M. CALCULO: JULIO ADOLFO NOGUERA M. DIBUJO: JULIO ADOLFO NOGUERA M.
PLANO DE: PLANTA DE LA LOSA Y ELEVACIÓN LATERAL DEL PUENTE		
REVISO: Ing. Alfredo Arivillaga	APROBO: _____	
ESCALA: INDICADA	FECHA: ENERO 2008	
Ing. Alfredo Arivillaga		Hoja No. <b>2</b> 4



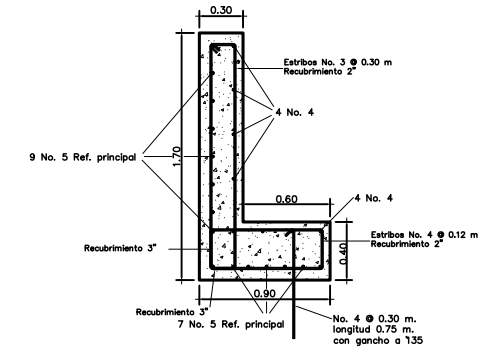
**Sección transversal de superestructura**

Escala 1:50



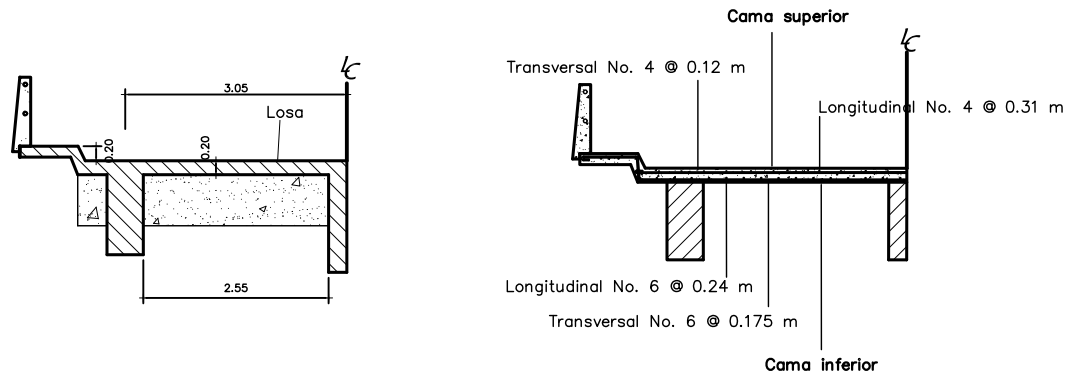
**DIAFRAGMA INTERNO**

ESCALA 1:25



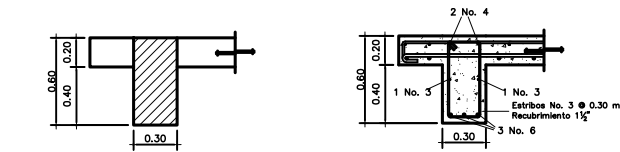
**VIGA DE APOYO + CORTINA**

Escala 1:25



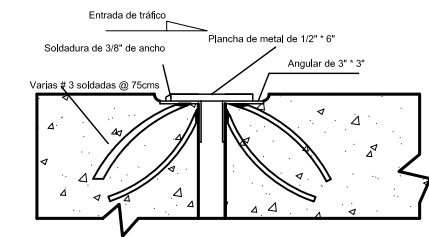
**LOSA**

Escala 1:50



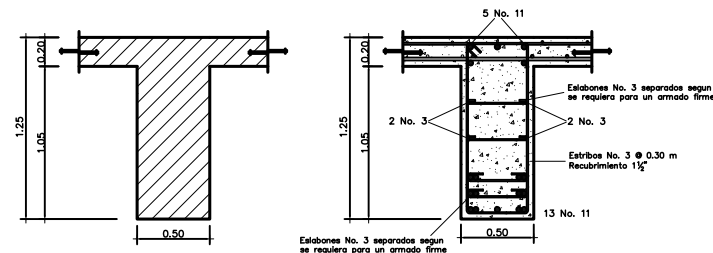
**DIAFRAGMA EXTERNO**

ESCALA 1:25



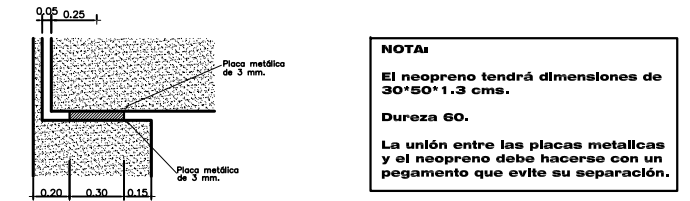
**DETALLE DE JUNTA**

Sin escala



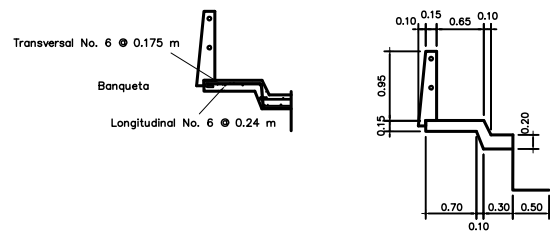
**VIGA PRINCIPAL**

ESCALA 1:25



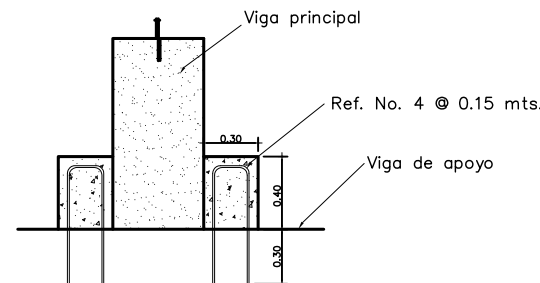
**DETALLE DE NEOPRENO**

Escala 1:20



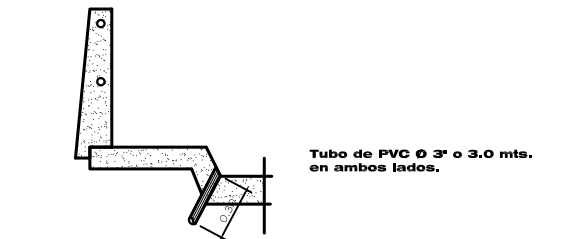
**BANQUETA**

Escala 1:50



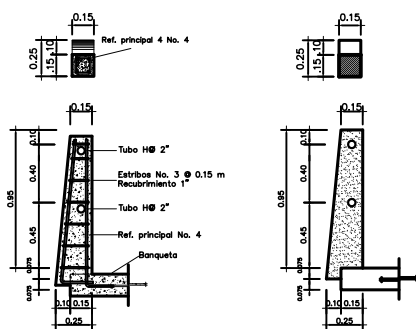
**DETALLE TOPE SISMICO**

ESCALA 1:20



**DETALLE DE DRENAJE**

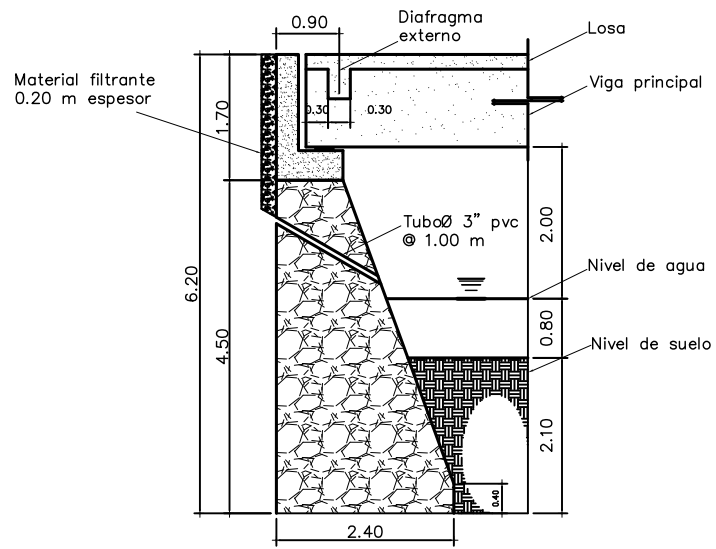
Sin escala



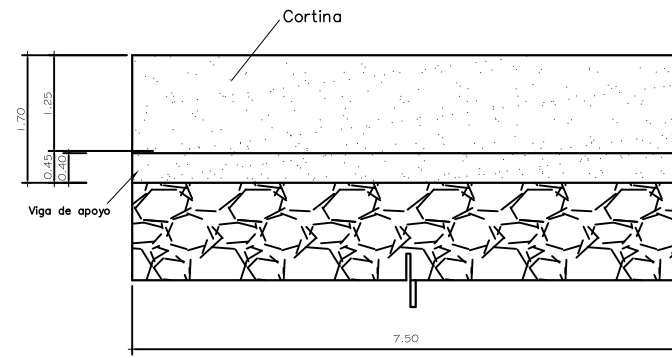
**POSTES + PASAMANOS**

Escala 1:25

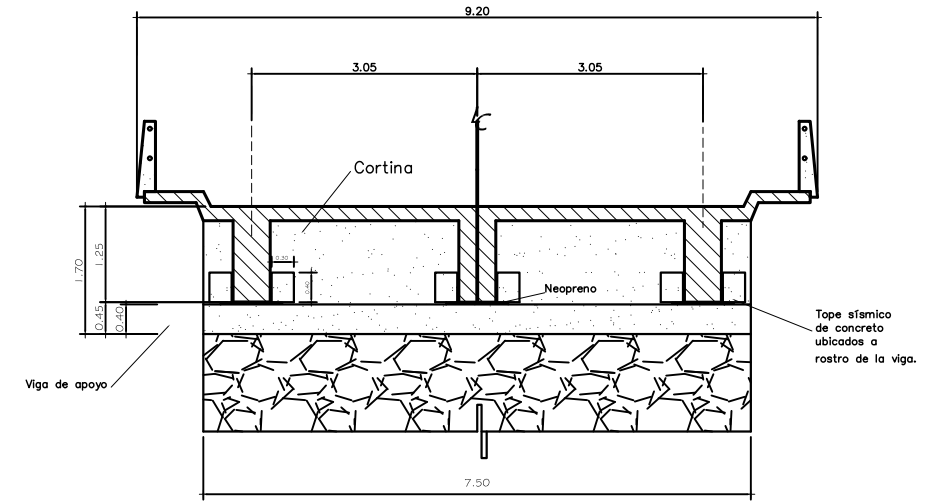
<b>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</b> FACULTAD DE INGENIERIA		<b>EPS</b> INSTITUTO DE INVESTIGACIONES EN INGENIERIA	
PROYECTO: DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR DE LA ALDEA ESCALÓN, SAN JACINTO, CHIQUIMULA	DISEÑO: JULIO ADOLFO NOGUERA M.	CÁLCULO: JULIO ADOLFO NOGUERA M.	
PLANO DE: DETALLES DE LA SUPERESTRUCTURA	DIBUJO: JULIO ADOLFO NOGUERA M.		
REVISÓ: Ing. Alfredo Arriñaga	APROBO: Ing. Alfredo Arriñaga	ESCALA: INDICADA	FECHA: ENERO 2008
		Ing. Alfredo Arriñaga Supervisor de EPS	
		3/4	



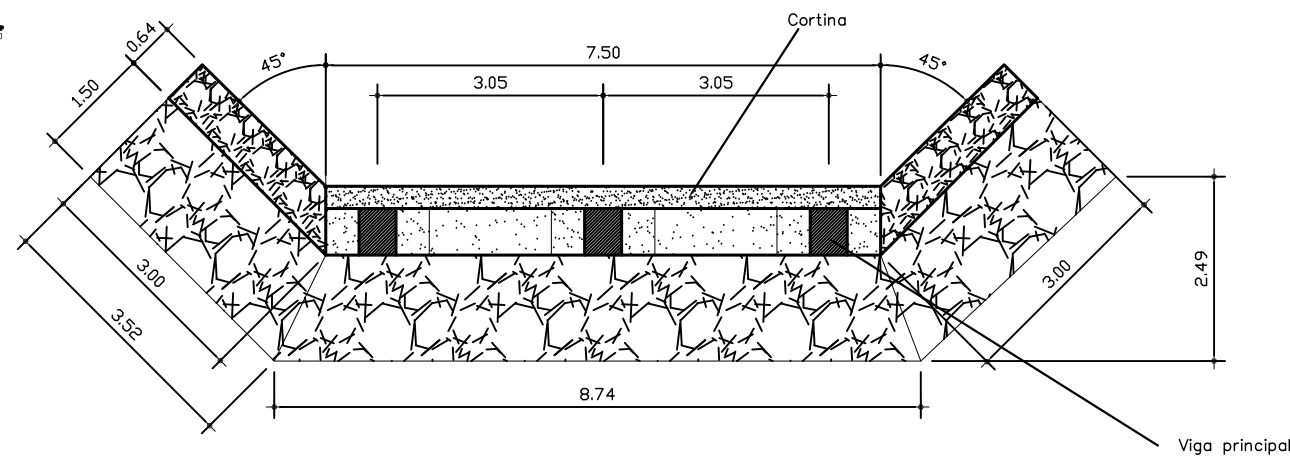
**SECCIÓN DE ESTRIBO**  
Escala 1:50



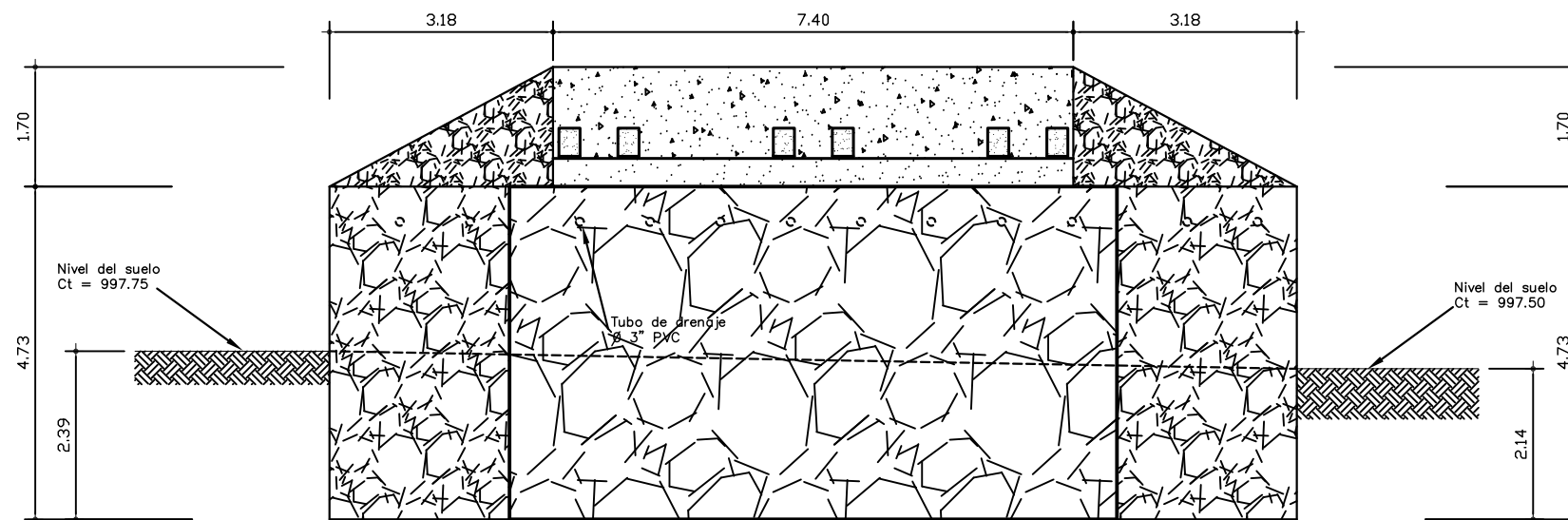
**VISTA FRONTAL VIGA DE APOYO**  
Escala 1:50



**VISTA FRONTAL VIGA DE APOYO + ESTRIBO**  
Escala 1:50




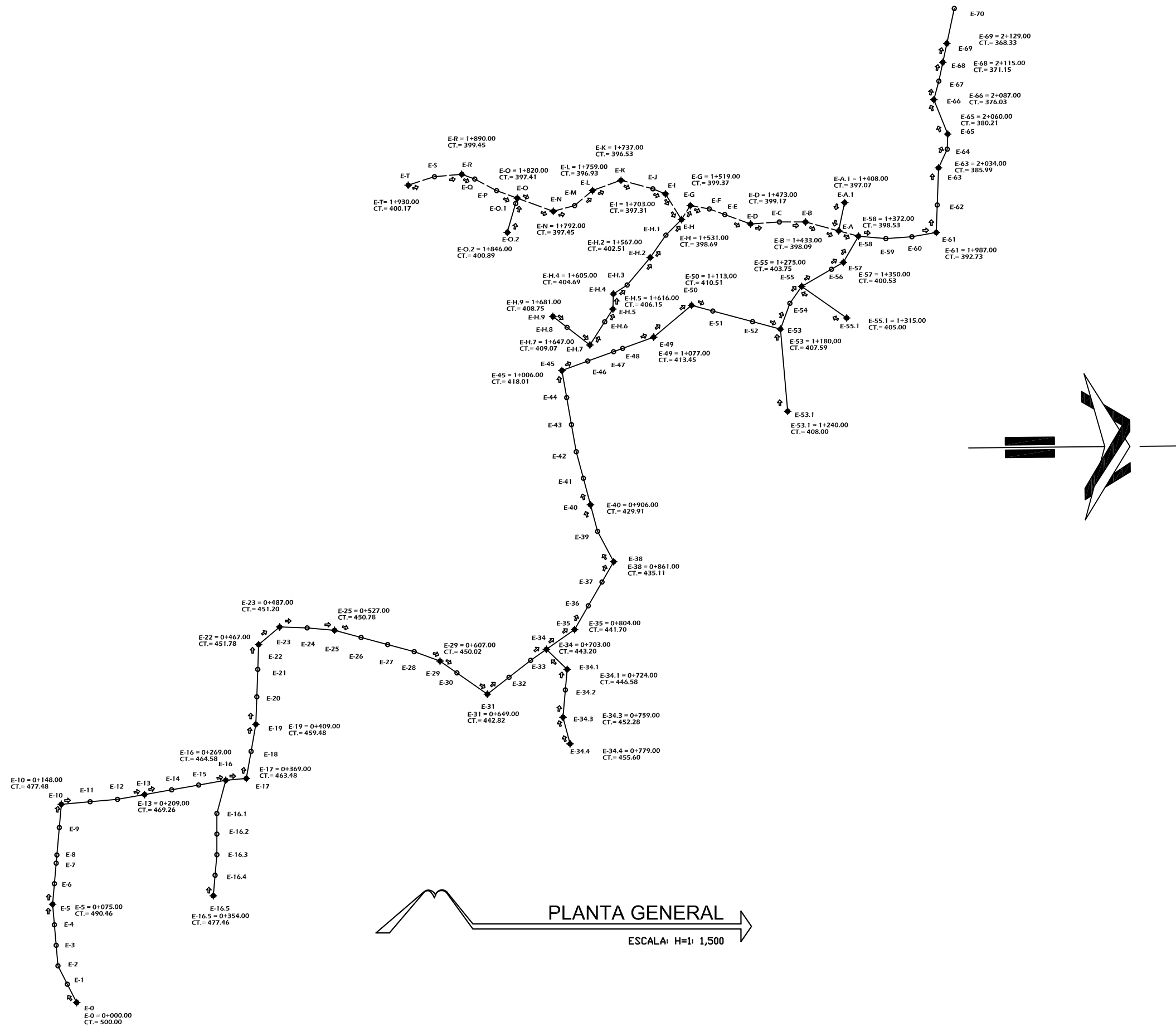
**VISTA DE PLANTA DE ESTRIBO**  
Escala 1:50



**VISTA FRONTAL VIGA DE APOYO + ESTRIBO**  
Escala 1:50

- ESPECIFICACIONES:**
- La excavación de los estribos esta en la cota indicada en los planos.
  - El terreno bajo los estribos debera ser perfectamente apisonado.
  - Deberán evitarse la explotación de bancos de materiales circundantes a las riberas del río para evitar posibles socavaciones en el futuro.
  - Deberán proporcionarse adecuado drenaje a los estribos para evitar presiones nocivas a la estructura.
  - CONCRETO:**  
Fcs 210 kg/cm<sup>2</sup>, 3000 PSI  
Proporción de mezcla cemento arena, pedrín (1:2:3)
  - AGREGADOS**  
La arena deberá estar libre de materia orgánica y de arcillas que puedan reducir la resistencia del concreto.  
El pedrín será de roca triturada, grava de cantera formada de partículas duras, resistentes y limpias.
  - Concreto ciclópeo:**  
tendrá la siguiente proporción:  
67% Mortero  
33% Piedra bola  
El mortero será en la proporción en volumen 1:2:3 cemento, arena de río y pedrín de 1/2"

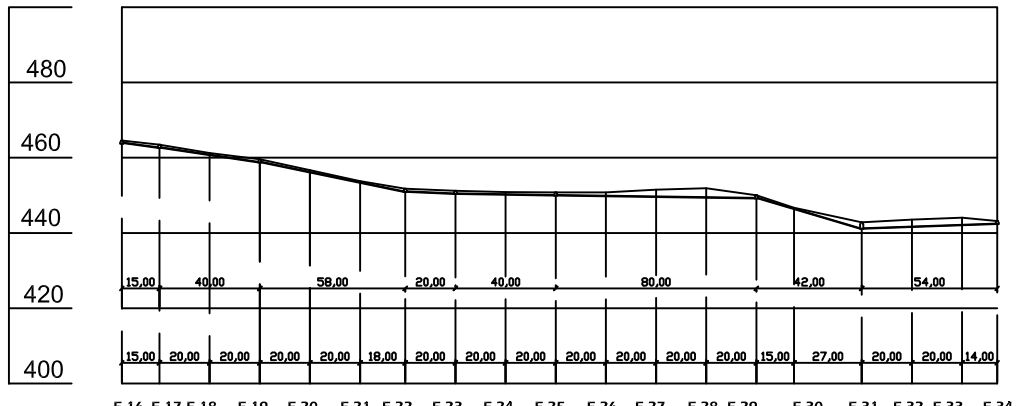
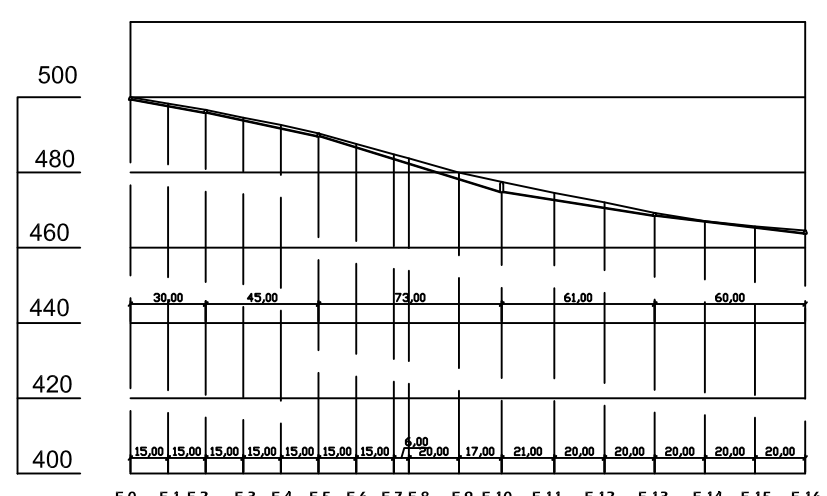
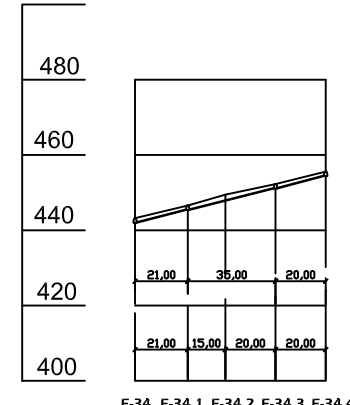
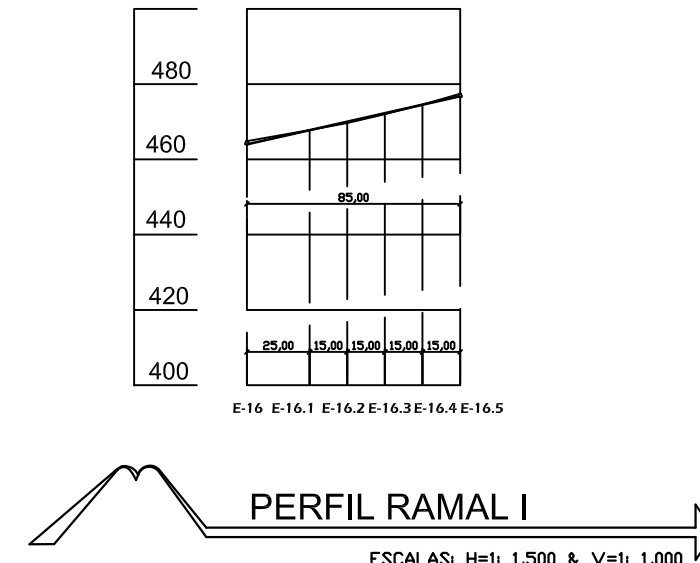
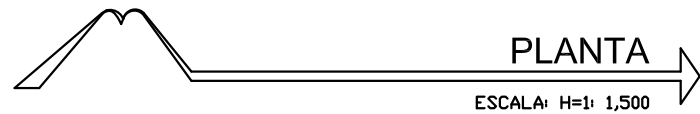
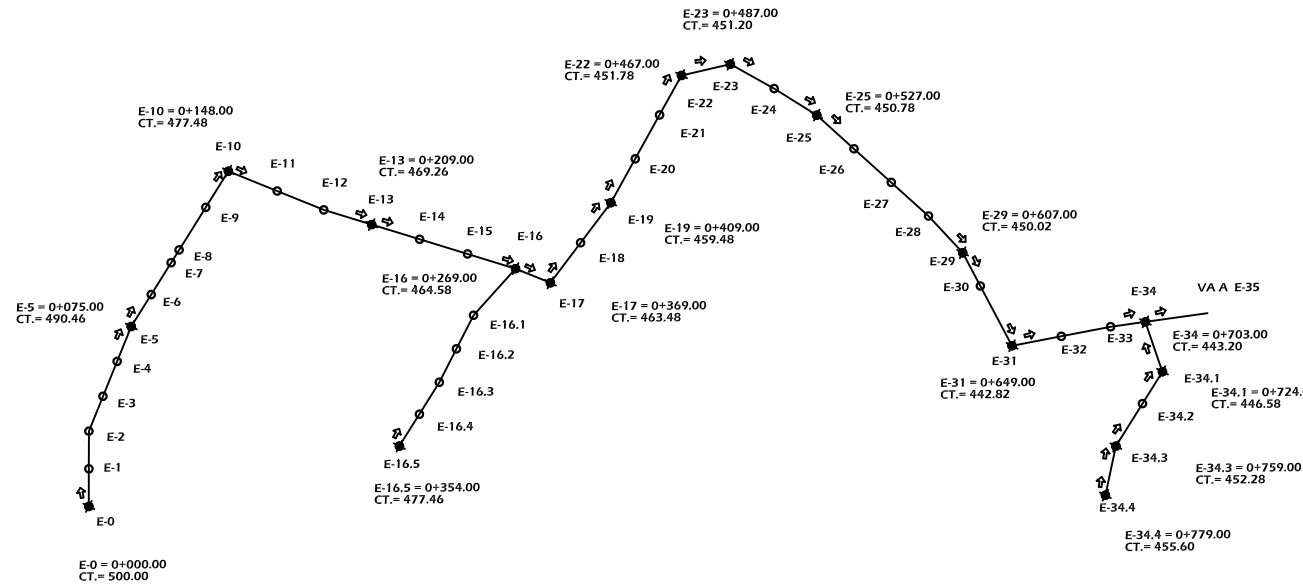
<b>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</b> FACULTAD DE INGENIERIA		<b>EPS</b> INGENIERIA
<b>PROYECTO:</b> DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR DE LA ALDEA ESCALÓN, SAN JACINTO, CHIQUIMULA		<b>DISEÑO:</b> JULIO ADOLFO NOGUERA M. <b>CALCULO:</b> JULIO ADOLFO NOGUERA M. <b>DIBUJO:</b> JULIO ADOLFO NOGUERA M.
<b>PLANO DE:</b> DETALLES DE LA SUPERESTRUCTURA		 Ing. Alfredo Arrivillaga Supervisor de EPS
<b>REVISO:</b> Ing. Alfredo Arrivillaga	<b>APROBO:</b>	
<b>ESCALA:</b> INDICADA	<b>FECHA:</b> ENERO 2008	



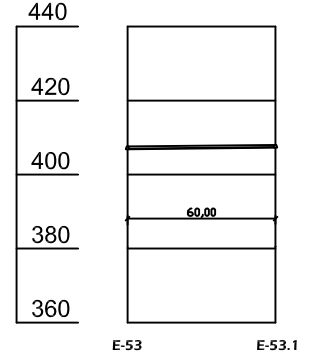
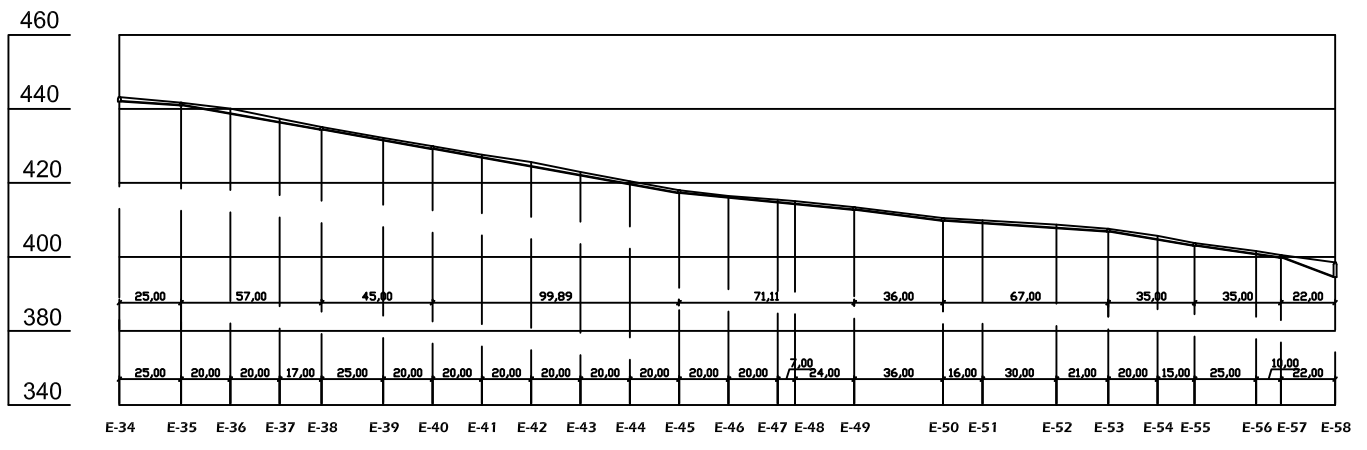
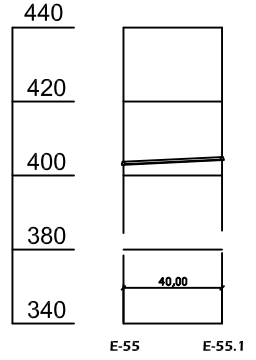
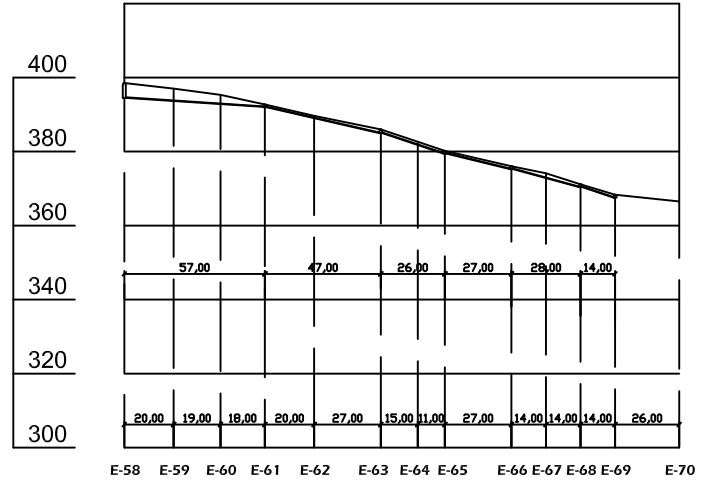
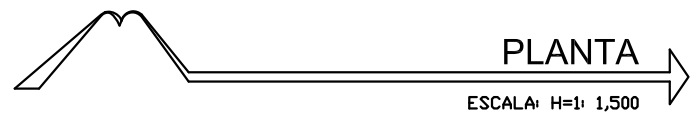
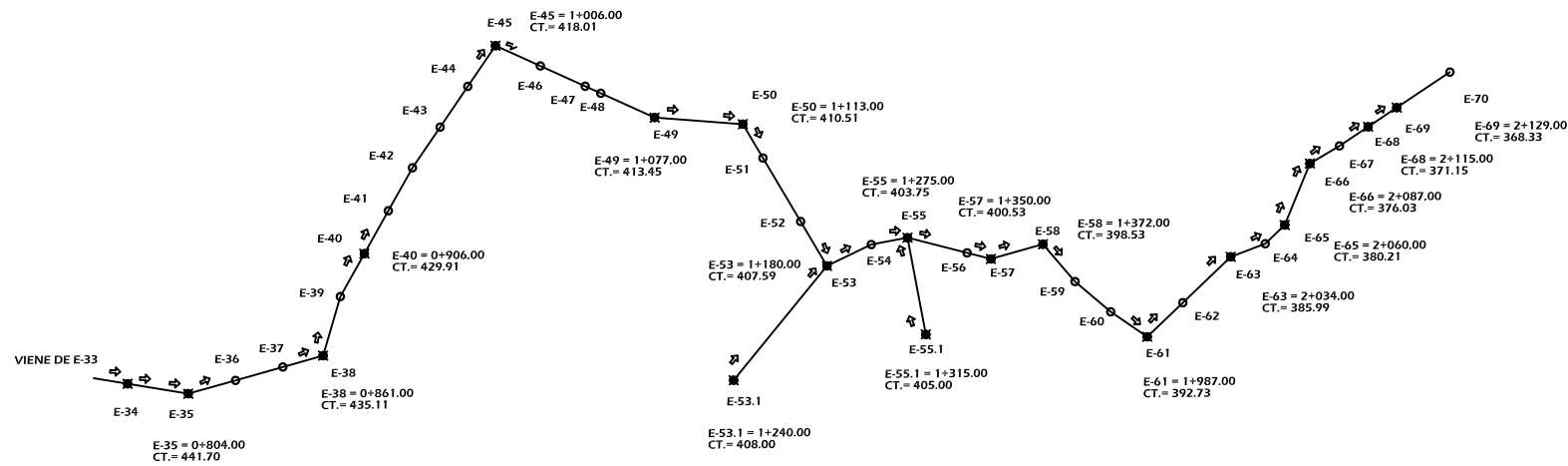
**PLANTA GENERAL**

ESCALA: H=1: 1,500

<b>DIVERSA</b> <small>DISEÑO, CONSTRUCCION EN TODA OBRA CIVIL</small>	<small>PROYECTO:</small> DISEÑO ALDEA LA MAJADA MUNICIPAL DE SAN JACINTO CHIGUINDA	
	<small>CLIENTE:</small> <b>JANK</b>	<small>CONTENIDO:</small> PLANTA GENERAL
<small>CALEDA:</small> <b>JANK</b>	<small>ADMINISTRACION MUNICIPAL 2004 - 2008</small>	<small>HOJA</small> 1 / 4
<small>ESCALA:</small> <b>DIVICADA</b>		
<small>TITULO:</small> <b>CHINO 0007</b>		

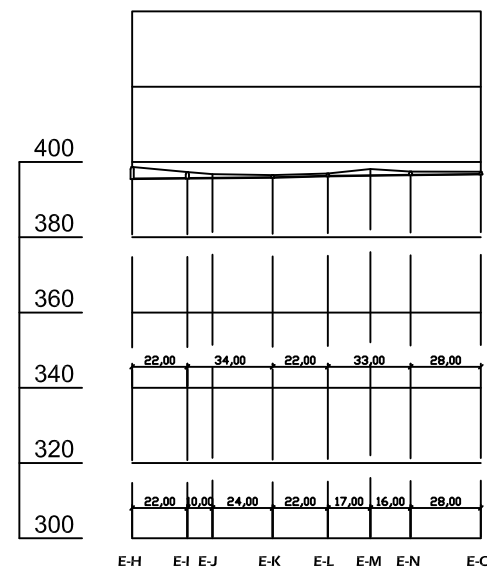
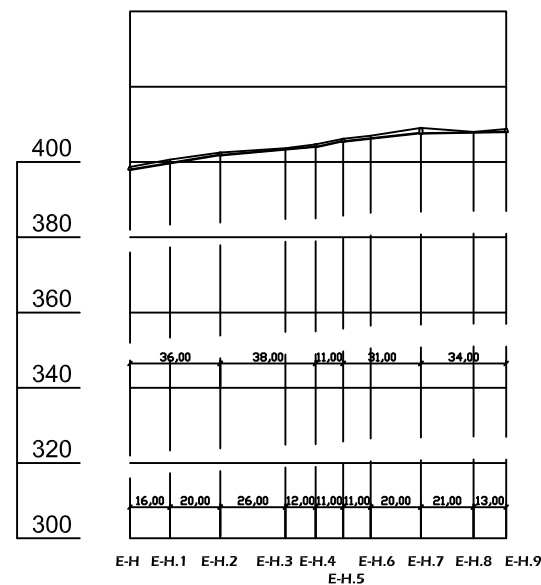
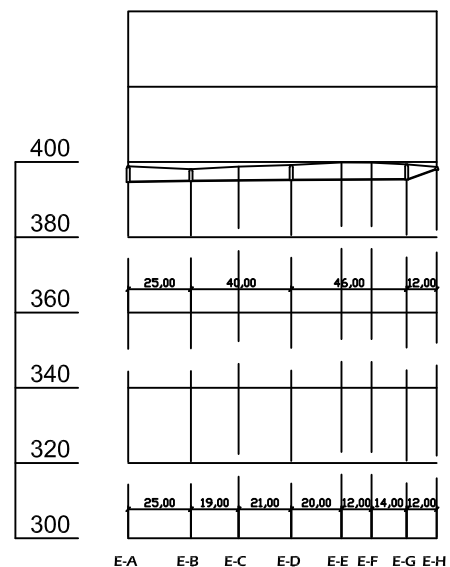
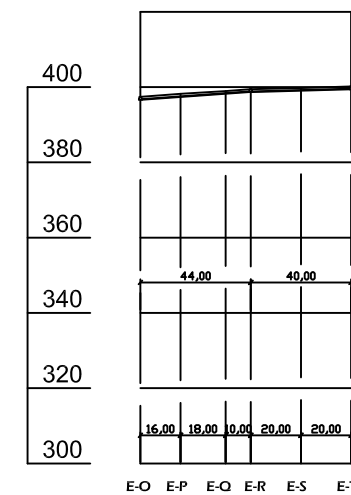
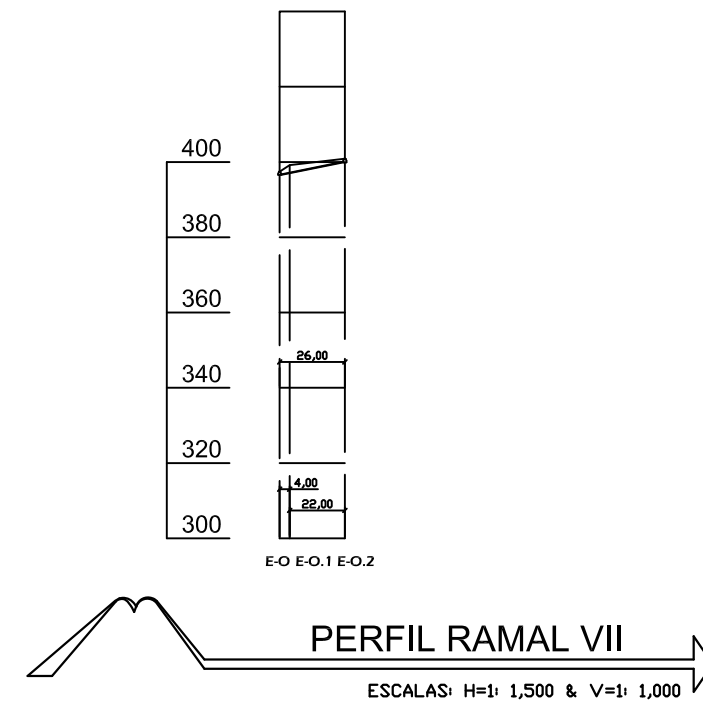
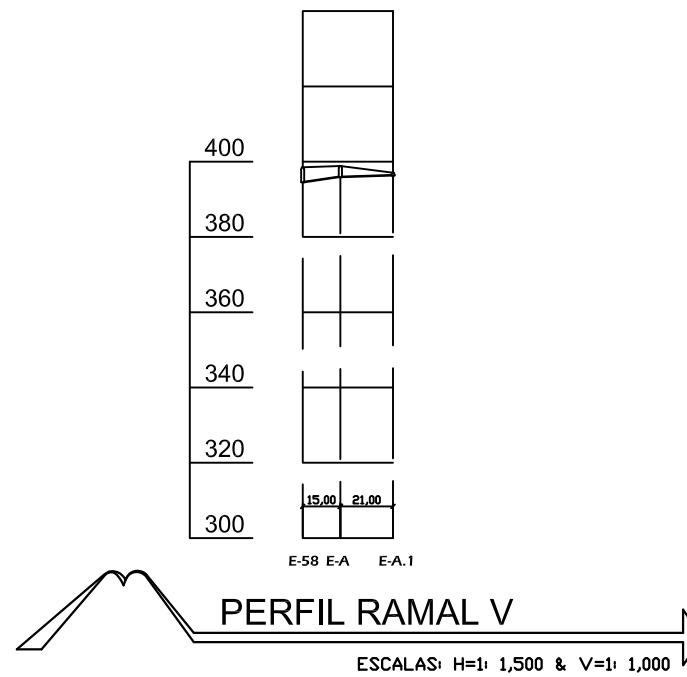
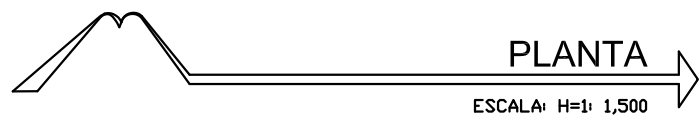
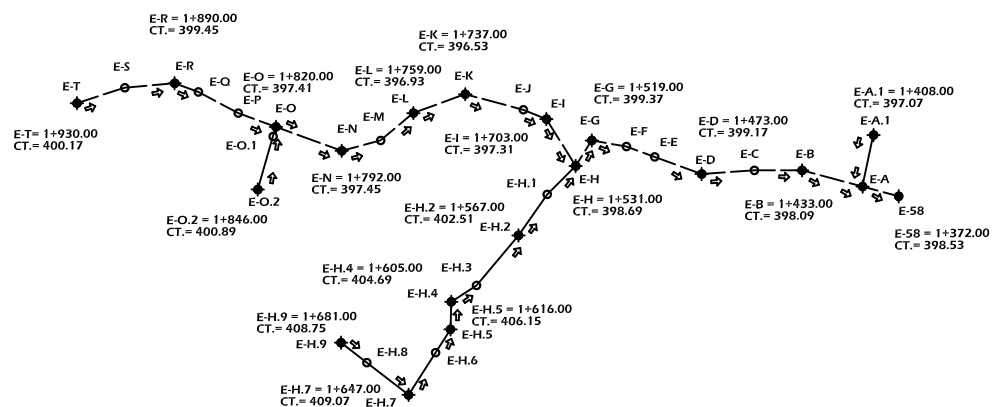
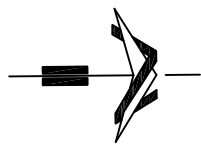


DIVERSA		DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y TODO OBRA CIVIL	
PROYECTO:		DRENAJE ALDEA LA MAJADA MUNICIPIO DE SAN JACINTO CORDOBA	
CONTENIDO:		PLANTA PERFIL	
ADMINISTRACION MUNICIPAL 2014 - 2008	HOJA	3	4
FECHA: ENERO 2007			



DIVERSA	DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y TODO OBRAS CIVIL	
	PROYECTO: DRENAJE ALDEA LA MARCA MUNICIPIO DE SAN JACINTO CHIRIQUÍA	
DISEÑO: JANK CÁLCULO: JANK DIBUJO: JANK ESCALA: BANCADA TÍTULO: CHIRIQUÍA 2007	CONTENIDO: PLANTA PERFIL ADMINISTRACIÓN MUNICIPAL 2004 - 2008	HOJA 3 4





DIVERSA	DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y TODO OBRA CIVIL	
	PROYECTO:	DRENAJE ALDEA LA MAJADA MUNICIPIO DE SAN JACINTO CHIRIQUÍ
DIBUJO: JANK CALCULO: JANK ESCALA: JANK FECHA: DICIEMBRE 2007	CONTENIDO: PLANTA PERFILES ADMINISTRACION MUNICIPAL 2004 - 2008	<b>H.O.J.A</b> 4 / 4