



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

**DISEÑO DE AMPLIACIÓN DE PUENTE VEHICULAR DE 32.00 M PARA
ALDEA SAN JOSÉ CHIQUILAJÁ SECTOR 1 Y PROPUESTA DE PASO A
DESNIVEL DE DOBLE BÓVEDA, 4TA. CALLE Y AV. LAS AMÉRICAS ZONA
1, QUETZALTENANGO**

MILTON NEGLI MORENO PACHECO
Asesorado por: Ing. Ángel Roberto Sic García

Guatemala mayo de 2005

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE AMPLIACIÓN DE PUENTE VEHICULAR DE 32.00 M PARA
ALDEA SAN JOSÉ CHIQUILAJÁ SECTOR 1 Y PROPUESTA DE PASO A
DESNIVEL DE DOBLE BÓVEDA, 4TA. CALLE Y AV. LAS AMÉRICAS ZONA
1, QUETZALTENANGO.**

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

MILTON NEGLI MORENO PACHECO

ASESORADO POR ING. ÁNGEL ROBERTO SIC GARCÍA
AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, MAYO DE 2005

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
VOCAL I	Ing. Murphy Olympo Paíz Recinos
VOCAL II	Lic. Amahán Sánchez Álvarez
VOCAL III	Ing. Julio David Galicia Celada
VOCAL IV	Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
VOCAL V	Br. Elisa Yazminda Vides Leiva
SECRETARIO	Ing. Carlos Humberto Pérez Rodríguez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
EXAMINADOR	Ing. Carlos Salvador Gordillo García
EXAMINADOR	Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz
EXAMINADOR	Inga. Christa Classon de Pinto
SECRETARIO	Ing. Carlos Humberto Pérez Rodríguez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**DISEÑO DE AMPLIACIÓN DE PUENTE VEHICULAR DE 32.00 M
PARA ALDEA SAN JOSÉ CHIQUILAJÁ SECTOR 1 Y
PROPUESTA DE PASO A DESNIVEL DE DOBLE BÓVEDA, 4TA.
CALLE Y AV. LAS AMÉRICAS ZONA 1, QUETZALTENANGO.**

Tema que me fuera aprobado por la dirección de Escuela de Ingeniería Civil,
con fecha 04 de marzo de 2005

MILTON NEGLI MORENO PACHECO

AGRADECIMIENTOS

A Dios, fuente divina que iluminó toda mi vida estudiantil, que derramó bendiciones y me regaló inteligencia para alcanzar el éxito.

A mis padres, en especial a mi madrecita querida, luz de Dios, que me guió y apoyó en los momentos difíciles, y que entregó su fuerza y comprensión para este triunfo, que hoy dedico a ellos.

A mis hermanos Erick y Mario, gracias por su apoyo económico y moral, aunque están en tierras lejanas nunca escatimaron ningún esfuerzo para brindármelo. A Carlos y Clarita infinitas gracias por sus consejos y su apoyo.

A la familia Molina Pacheco y Oroxom Molina, infinitas gracias por haberme dado cobijo, amistad y finas atenciones en mi estancia en su hogar.

A mis cuñados Julio y Leticia, gracias por compartir este triunfo.

A mis sobrinos Amos y Kimberly, gracias por su cariño. En especial a mis sobrinos Febita, Jair y Kenny, perlas de Dios y jóvenes promesas, a los que amo con todo mi corazón.

A todos mis amigos de Universidad, de la municipalidad de Xela, en especial a Rosario Sapón, Ing. Werner Rodas, Miguel Santos, José Ochoa, Carlos Bautista, Alejandro Orozco, Lester Orellana, Noé Paz y Leonardo Morán, gracias por regalarme su tiempo y valiosa colaboración para conseguir este triunfo.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VI
LISTA DE SÍMBOLOS	VIII
GLOSARIO	X
RESUMEN	XII
OBJETIVOS	XIII
INTRODUCCIÓN	XIV
1. INVESTIGACIÓN	
1.1 Monografía	1
1.1.1 Localización geográfica	1
1.1.2 Características de la población	1
1.1.3 Datos generales del municipio	2
1.1.4 Infraestructura existente	2
1.1.5 Aspectos topográficos	3
1.1.6 Clima	3
1.1.7 Servicios públicos	4
1.1.8 Aspectos ambientales	4
1.1.9 Otras actividades	5
2. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL DEL DISEÑO DE LA AMPLIACIÓN DEL PUENTE VEHICULAR	
2.1 Especificaciones técnicas sobre puentes	7
2.1.1 Criterios técnicos	7
2.1.2 Normas aplicables de diseño	8
2.1.3 Recomendaciones de ejecución y supervisión	8

2.2 Estudios topográfico, hidrológico y de suelos	9
2.2.1 Levantamiento topográfico: altimetría y planimetría	9
2.2.2 Estudio hidrológico e hidráulico	10
2.2.3 Localización de crecida máxima y extramáxima	11
2.2.4 Cálculo de velocidad del río	11
2.2.5 Estudio del suelo	11
2.3 Diseño de la superestructura	12
2.3.1 Diseño de losa	12
2.3.1.1 Ancho del puente	12
2.3.1.2 Espesor de la losa	13
2.3.1.3 Cálculo de momentos	14
2.3.1.4 Cálculo de refuerzo	15
2.3.2 Diseño de los pasamanos	17
2.3.2.1 Cálculo de la resistencia de los tubos y los postes	18
2.3.2.2 Cálculo del refuerzo	19
2.3.3 Diseño de la banqueteta	21
2.3.3.1 Integración de carga muerta y carga viva	21
2.3.3.2 Cálculo del refuerzo	22
2.3.4 Diseño de diafragmas	23
2.3.4.1 Diseño de diafragmas internos	24
2.3.4.2 Diseño de diafragmas externos	26
2.3.5 Diseño de vigas principales	27
2.3.5.1 Integración de carga muerta y carga viva	28
2.3.5.2 Cálculo de sobrecarga	30
2.3.5.3 Cálculo de corte y momento por carga muerta	30
2.3.5.4 Cálculo de corte y momento por carga viva	31
2.3.5.5 Cálculo de sobrecarga por impacto	34
2.3.5.6 Cálculo de corte y momento últimos de diseño	34
2.3.5.7 Cálculo de refuerzo a tensión	37

2.3.5.8 Cálculo de refuerzo a corte	36
2.3.6 Diseño de apoyos de neopreno	37
2.4 Diseño de la subestructura	40
2.4.1 Diseño de aleros	40
2.4.1.1 Cálculo de momentos	41
2.4.1.2 Cálculo de empuje de tierra	41
2.4.1.3 Cálculo de refuerzo	43
2.4.2 Diseño de la viga de apoyo	44
2.4.3 Diseño de cortina	45
2.4.3.1 Cálculo de carga muerta y carga viva	45
2.4.3.2 Cálculo de fuerzas horizontales	46
2.4.3.3 Cálculo de empuje de tierra	47
2.4.3.4 Cálculo del refuerzo	48
2.4.4 Diseño del estribo	49
2.4.4.1 Carga muerta y carga viva actuantes	49
2.4.4.2 Cálculo del momento de volteo	53
2.4.4.3 Cálculo del momento estabilizante	54
2.4.4.4 Cálculo del pie	56
2.4.4.5 Cálculo del talón	58
2.4.4.6 Cálculo de la pantalla	59
2.4.5 Diseño de pila central	61
2.4.5.1 Diseño de la viga de apoyo	61
2.4.5.2 Carga muerta y carga viva actuantes	63
2.4.5.3 Cálculo del momento de volteo	67
2.4.5.4 Cálculo del momento estabilizante	68
2.4.5.5 Diseño de la columna central	70
2.4.5.6 Diseño de la zapata principal	76

3. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL DE LA PROPUESTA DE PASO A DESNIVEL	
3.1 Conceptos sobre ingeniería de tránsito que intervienen	85
3.1.1 El automóvil	85
3.1.2 El peatón	86
3.1.3 El conductor	86
3.1.4 Volumen de tránsito	86
3.1.5 Velocidad	87
3.1.6 Corredor urbano	87
3.2 Factores de evaluación del corredor urbano	88
3.2.1 Volumen de tránsito total	88
3.2.2 Personas transportadas por el tipo de unidad	88
3.2.3 Continuidad del corredor	88
3.2.4 Nivel de servicio del corredor	89
3.2.5 La señalización	89
3.2.6 Estacionamiento sobre el corredor	89
3.2.7 Facilidades para el peatón	89
3.3 Estudio topográfico	90
3.3.1 Levantamiento topográfico: altimetría y planimetría	90
3.4 Especificaciones de diseño de la propuesta	90
3.4.1 Especificaciones de las bóvedas	90
3.4.1.1 Materiales de fabricación	90
3.4.1.2 Ensamblaje	91
3.4.1.3 Tipo de bóveda	91
3.4.1.4 Del muro de contención y la cimentación	92
3.4.2 Especificaciones técnicas del relleno estructural	94
3.4.2.1 Calidad de materiales	94
3.4.2.2 Ancho del relleno	94
3.4.2.3 Capas sucesivas	95

3.4.2.4	Materiales de relleno inapropiados	95
3.4.2.5	Consideraciones básicas de compactación	95
3.4.3	Especificaciones de los taludes	96
3.4.3.1	Materiales a usar en la protección	96
3.4.3.2	Consideraciones de la relación geométrica	97
3.4.4	Especificaciones de la defensa metálica sobre el paso	98
3.4.4.1	Materiales de fabricación	98
3.4.4.2	Consideraciones de colocación y ensamblaje	98
3.4.5	Especificaciones de detalles constructivos	99
3.4.5.1	Banquetas y arriates	99
3.4.5.2	Señalización horizontal y vertical	100
3.4.6	Consideraciones sobre pavimento asfáltico a utilizar	102
3.4.6.1	Especificaciones de la sub-rasante	102
3.4.6.2	Capa de sub-base	103
3.4.6.3	Capa de base de grava	105
3.4.6.4	Riego de imprimación	107
3.4.6.5	Carpeta de rodadura	107
3.4.7	Propuesta de movimiento de tierras	108
3.4.8	Consideraciones de propuesta final	110
	CONCLUSIONES	116
	RECOMENDACIONES	117
	BIBLIOGRAFÍA	118
	ANEXOS	119

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Figuras

1. Sección transversal del puente vehicular	13
2. Detalle de cargas aplicadas para diseño de pasamanos	17
3. Detalle de cargas aplicadas para diseño de banqueteta	21
4. Sobrecarga ocasionada por el camión sobre las vigas	30
5. Determinación del centro de gravedad del camión	32
6. Centro de gravedad del camión	33
7. Determinación de la carga crítica de corte	34
8. Detalle de dimensiones de los aleros	40
9. Cargas que actúan sobre los aleros	41
10. Dimensiones de la cortina y la viga de apoyo	44
11. Dimensiones y cargas que actúan sobre el estribo	50
12. Dimensiones de la viga de apoyo de la pila central	61
13. Dimensiones y cargas que actúan sobre la pila central	63
14. Columna rectangular equivalente	72
15. Diagrama de momentos vrs. cargas de la columna central	76
16. Plano de localización de estructura de puente	121
17. Plano de perfil longitudinal de estructura de puente	122
18. Plano de armado de losa y detalles	123
19. Plano de armado de viga, diafragmas, banqueteta y barandales	124
20. Plano de armado de estribos y apoyos de neopreno	125
21. Plano de armado de columna y zapata central	126
22. Plano general de curvas a nivel del paso a desnivel	129
23. Plano general de distribución de vías del paso a desnivel	130

24. Plano general de detalles constructivos del paso a desnivel	131
25. Plano de elevación principal de paso a desnivel	132
26. Plano de detalles de defensa metálica	133

Tablas

I. Integración de cargas muertas que actúan sobre el estribo	50
II. Fuerzas de sismo que actúan sobre el estribo	51
III. Cargas vivas que actúan sobre el estribo	51
IV. Empujes ejercidos por presión de tierra sobre el estribo	52
V. Fuerzas horizontales de empuje que actúan sobre el estribo	52
VI. Cargas de sismo y empuje de tierra que actúan sobre la pantalla	59
VII. Integración de carga muerta que actúa sobre la pila central	64
VIII. Cargas vivas que actúan en la pila central	64
IX. Fuerzas de sismo que actúan sobre la pila central	65
X. Fuerzas de empuje de agua y tierra que actúan sobre la pila central	66
XI. Fuerzas horizontales que actúan sobre la pila central	66
XII. Cargas muertas que actúan sobre la columna	70
XIII. Cargas vivas que actúan sobre la columna	70
XIV. Fuerzas debido a sismo que actúan sobre la columna	71
XV. Fuerzas de empuje que actúan sobre la columna	71
XVI. Fuerzas horizontales que actúan sobre la columna	71
XVII. Presupuesto y cálculo de materiales del puente vehicular	80
XVIII. Integración de costos totales de obra del puente	82
XIX. Cronograma de trabajo físico financiero del puente	83
XX. Resultado de los volúmenes de corte y relleno propuestos	109
XXI. Integración de costos totales por renglón de trabajo del paso	112
XXII. Cronograma de trabajo físico-financiero del paso	114

LISTA DE SÍMBOLOS

ACI	Instituto Americano del Concreto
AASHTO	Asociación Americana de Carreteras y Puentes
A_s	Área de cuantía de acero de refuerzo
A_{smin}	Área de cuantía de acero mínimo
A_{smax}	Área de cuantía de acero máximo
C	Carga
cm	Centímetros
CONAMA	Comisión Nacional del Medio Ambiente
d	Peralte efectivo de un elemento
DGC	Dirección General de Caminos
e	Excentricidad
E_q	Carga sísmica
E_a	Empuje de la corriente del agua
F	Fuerza
<i>f</i>'_c	Esfuerzo de fluencia del concreto
<i>f</i>_y	Esfuerzo de fluencia del acero
h	Altura total
km/hr	Kilómetros por hora
kg/m²	Kilogramos sobre metro cuadrado
kg/m³	Kilogramos sobre metro cúbico
L	Claro o luz considerada a rostro de los elementos
Lb	Libras
Lb/pie²	Libras sobre pie cuadrado
m	metros
M_u	Momento último

m³/seg	metros cúbicos sobre segundo
Max	Máximo
Min	Mínimo
ml	metro lineal
P_f	Carga de frenado
P_{tv}	Carga de temperatura
PSI	Libras sobre pulgada cuadrada
P_u	Carga última
PU	Precio unitario
plg	Pulgada
Q_{min}	Carga admisible mínima del terreno
Q_{max}	Carga admisible máxima del terreno
R	Reacción
t	Peralte total de un elemento
ton	Tonelada métrica
ton/m²	Tonelada métrica sobre metro cuadrado
u	Último
V_s	Valor soporte del suelo
W	Carga
ŷ	Centróide
σ	Esfuerzo
@	A cada
∅	Diámetro
δ	Magnificador de momento

GLOSARIO

Alas, aleros	Unidades destinadas a contener el relleno proveniente del terraplén de aproximación.
Arriate	Espacio destinado para la división de dos carriles en sentido contrario de una carretera.
Banqueta	Espacio destinado para la circulación de peatones construida generalmente de concreto hidráulico.
Bóveda	Elemento estructural en forma de arco, con la altura necesaria para que circulen vehículos a través de ella.
Cauce del río	Lecho de un río que tiene forma geométrica irregular.
Caudal	Volumen de un líquido que pasa por unidad de tiempo.
Cimentación	Elemento estructural que distribuye las cargas provenientes de la superestructura al suelo.
Cota rasante	Altura por donde circulan los vehículos en la carpeta de rodadura, referida a un nivel determinado.
Corredor urbano	Vía muy importante por la cual transita gran cantidad de vehículos diariamente.

Diafragmas	Elementos estructurales que dan rigidez torsional al puente y distribuyen las cargas laterales de viento y sismo.
Estribo	Estructura en los extremos del puente que soportan las cargas de la superestructura y las transmiten al suelo.
Losa	Elemento estructural plano que soporta directamente las cargas provenientes al tráfico y las transmite a los apoyos.
Subestructura	Conjunto de elementos diseñados para soportar las cargas provenientes de la superestructura y transmitir las al terreno de cimentación.
Superestructura	Conjunto de elementos diseñados para soportar las cargas de diseño y transmitir las a la subestructura.
Talud	Superficie inclinada respecto a la vertical, usado para protección de terrenos suaves o irregulares.
Tránsito	Se refiere a los vehículos que circulan por una determinada vía, carretera o camino
Tirante	Altura del agua sobre una sección determinada de un río.
Valor soporte	Capacidad de carga de un suelo, que es dado en unidades de fuerza por unidad de área.
Volteo	Es el momento de la fuerza horizontal, que tiende a voltear a un elemento respecto al borde exterior.

RESUMEN

El trabajo trata sobre el diseño de la ampliación del puente vehicular de aldea San José Chiquilajá sector 1. Se hace una breve descripción y antecedentes, se describen todas las normas aplicables tanto nacionales (libro Azul de la DGC) como internacionales (AASHTO, ACI, ASTM). Se describe la memoria de cálculo del diseño de los elementos de la superestructura y subestructura y además se incluye el presupuesto y cálculo de materiales, integración de costos totales de obra y cronograma físico-financiero.

Se incluye también la propuesta de paso a desnivel de doble bóveda de la 4ta. calle y avenida las Américas zona 1, Quetzaltenango. Se hace una pequeña descripción y antecedentes. Se describe completamente todos los elementos de tránsito que intervienen en la propuesta y así como las normas nacionales (libro Azul de la DGC) e internacionales (AASHTO, ASTM) que se aplican. También se hace la descripción completa de los materiales apropiados e inapropiados, colocación, construcción, ensamblaje y otras consideraciones de la propuesta de las bóvedas, cimentación y muro de protección de las bóvedas, propuesta del relleno estructural, protección de taludes, detalles constructivos, señalización horizontal y vertical. Además se incluyen las consideraciones generales de diseño, colocación, conformación, compactación y acabados del pavimento asfáltico a utilizar en toda la obra.

Se indica la propuesta de movimiento de tierras para relleno y corte, y se incluye el presupuesto y cálculo de materiales, integración de costos totales de obra y cronograma físico-financiero.

OBJETIVOS

Generales

1. Diseñar la ampliación del puente vehicular de 32.00 M para la aldea San José Chiquilajá, Sector 1.
2. Desarrollar la propuesta del paso a desnivel de doble bóveda, intersección cuarta calle y avenida las Américas zona 1, Quetzaltenango.

Específicos

1. Aplicar los conocimientos en el diseño y análisis estructural de puentes vehiculares.
2. Realizar los estudios hidrológicos, hidráulicos, de suelos y los cálculos correctos para la determinación de la estructura adecuada del puente tomando en cuenta la seguridad, funcionalidad y costo.
3. Desarrollar la propuesta de paso a desnivel con doble bóveda, para que con su construcción se logre el descongestionamiento vehicular que se provoca en ese punto.

INTRODUCCIÓN

El hombre desde el comienzo de su existencia necesitó desplazarse de un lugar a otro por diversos motivos, algunas veces para subsistir, otras por necesidad de intercambio con sus semejantes. Encontró obstáculos para realizar su desplazamiento, tales como la presencia de ríos, hondonadas, y otros accidentes geográficos, algunas insalvables con los medios a su alcance. Buscó la manera de vencerlos; inicialmente, en una forma rudimentaria y con el transcurso del tiempo fue perfeccionándolos. Entre las soluciones halladas para vencer las dificultades de desplazamiento encontró los puentes y en una forma mas contemporánea los pasos a desnivel.

En la municipalidad de Quetzaltenango existen muchos proyectos en el casco urbano, uno de ellos es el paso a desnivel de la cuarta calle y avenida las Américas zona 1. Esta propuesta será una opción para que con su construcción futura se desfogue el tránsito que proviene de las zonas 1, 3, 8, 9, 10 y colonias aledañas al sector. Se incluye aquí, el estudio topográfico, el flujo de vías principales y auxiliares, detalles constructivos, propuesta de las bóvedas, movimiento de tierras, presupuesto y cronograma de trabajo.

La aldea San José Chiquilajá está localizada dentro del área de influencia urbana del municipio de Quetzaltenango. A raíz de la construcción del anillo periférico y el pavimentado de la carretera principal, que del centro de la ciudad conduce hacia la aldea, la misma ha experimentado en los últimos años un desarrollo económico, comercial e industrial acelerado.

El puente actual es de 1 solo carril y 35.00 m de longitud construido en 1973. Esta situación ha causado que se produzca congestionamiento al ingreso y salida del puente, causando pérdidas en combustible, tiempo y molestias para los usuarios, quienes deben esperar que se despeje el carril para pasar. El puente actual tampoco cuenta con banquetas para la circulación de peatones, por lo que las condiciones de seguridad son mínimas.

Por ello que se presenta este trabajo que consiste en el diseño de la ampliación del puente vehicular de 32.00 metros de longitud de 1 carril, con banquetas peatonales a ambos lados, el cual será un aporte importante para que se alivie el problema y mejoren las condiciones viales de los usuarios y de seguridad para los peatones.

1. INVESTIGACIÓN

1.1 Monografía

1.1.1 Localización geográfica

El municipio de Quetzaltenango se encuentra en el kilómetro 210 de la ruta interamericana que viene de la ciudad capital. Está situado en la parte Este del departamento, en la región VI o región sur-occidental. Sus coordenadas son latitud 14°50'22" y longitud 91°31'10". Se encuentra a una altura de 2,333 metros sobre el nivel del mar. Colinda al Norte con los municipios de Olintepeque, la Esperanza y San Andrés Xecul (Totonicapán), al Sur con los municipios de Zunil y el Palmar, al Este con los municipios de Zunil, Sálcaja y Almolonga y al Oeste con los municipios de Concepción Chiquirichapa y San Mateo.

1.1.2 Características de la población

El municipio tiene una extensión territorial de 120 kilómetros cuadrados, que representa el 6.2% del área departamental y el 0.11% del país. La población del área urbana es de 111,961 habitantes, divididos en 53,048 hombres y 58,913 mujeres, siendo en su mayoría ladinos, mientras que el área rural es de 16,411 habitantes, divididos en 8,005 hombres y 8,406 mujeres, siendo en su mayoría indígenas. Su división política es de 1 ciudad, 11 zonas, 13 cantones y 2 aldeas (San José Chiquilajá y las Majadas).

Su cultura es eminentemente religiosa, predomina la religión maya, católica y evangélica. Socialmente la división está dividida en cinco clases: ladinos ricos, indígenas ricos, ladinos pobres, indígenas pobres y una clase media definida de indígenas ladinizados y ladinos. La densidad de la población es de 1,018 habitantes por kilómetro cuadrado.

1.1.3 Datos generales del Municipio

Los Quichés le dieron el nombre de “Xelahuh” que en su idioma significa “bajo los diez cerros”, por los diez cerros que lo rodean. Fue erigido en departamento por decreto de la Asamblea constituyente el 16 de septiembre de 1845. La fiesta patronal se celebra el 15 de Septiembre y tiene carácter de Feria Centroamericana. Los idiomas que se hablan son el español predominantemente, el Quiché y el Mam.

El municipio tiene producción industrial, fabricación de tejidos de lana, algodón, cerámica, cervecería y licores, elaboración de harina etc. Producción agrícola como cultivo de maíz, papa, cebolla, zanahoria, remolacha, rábano, lechuga, manzana, melocotones, y otras verduras y frutas. Producción pecuaria basada en el cuidado de ovejas, chivos, terneros y otros. Producción artesanal como hechura de cortes, productos no tradicionales y otros. Producción comercial, venta de artículos eléctricos y para el hogar, venta de granos, etc.

1.1.4 Infraestructura existente

El municipio de Quetzaltenango se encuentra en un lugar privilegiado en lo que se refiere a comunicación con todos los poblados de la región y con el resto de la República, lo que facilita no solo el comercio sino la movilización de personas.

Su principal medio de comunicación es la carretera Interamericana, que atraviesa Sálcaja entronca con Cuatro Caminos, jurisdicción de San Cristóbal Totonicapán, desde donde puede comunicarse con Totonicapán, Huehuetenango y frontera con México, en sentido contrario con Sólola, Chimaltenango, Sácatepequez y ciudad Capital. Además de ello se conecta en la parte occidental con San Marcos y la frontera con México, y la parte sur-occidental con la carretera que comunica a todos los departamentos de la costa sur.

1.1.5 Aspectos topográficos

El terreno del departamento es muy quebrado, lo cual influye en la variedad de climas y temperaturas, pues sus alturas varían desde 2,800 metros sobre el nivel del mar en Sibilia, hasta 350 en Génova. Por tal razón se encuentran cerros muy altos, barrancos, precipicios profundos, valles y llanuras. En su orografía sobresalen los volcanes Santa María, Santiaguito, Cerro Quemado, Siete Orejas, Chicabal y Lacandón, entre otros.

Entre los ríos que cruzan el departamento están Aguacaliente, el Naranja, Ixchol, Quijive, la Esperanza, Sámala, Xéquijel, Nil, el Tambor, Ocosito, Xab, Ayol, las Animas, Cantel, Rosario, Talticá, Pacayá, Zin, el Rincón entre otros.

1.1.6 Clima

El clima del municipio se caracteriza por ser templado, tiene un promedio, de 16°C y según la época del año en:

- De marzo a octubre temperaturas desde los 20°C en el día, y 10°C por las noches.

- De noviembre a febrero desde los 18°C en el día, y temperaturas hasta bajo cero por las noches.

1.1.7 Servicios públicos

El 85% de la población en el área urbana tiene servicios de agua potable, drenajes y energía eléctrica, mientras que en el área rural el 60% cuenta con los mismos. El transporte urbano se cubre por medio de microbuses, que prestan el servicio a las diferentes zonas y cantones de la ciudad, mientras que el transporte extraurbano es cubierto por camionetas, que movilizan productos y personas a los distintos puntos del departamento y de la República.

Se cuenta con servicio de recolección de basura en la ciudad, mientras que en las aldeas, la misma se quema o tira a lugares específicos. Las calles de la ciudad son en un 60% asfaltadas, pavimentadas o adoquinadas, mientras que el resto son de terracería.

1.1.8 Aspectos ambientales

- Zonas protegidas: en el municipio, el cerro el Baúl, y algunos de los cerros y volcanes, debido a su flora y fauna, están declarados como zonas protegidas.
- Aguas residuales domésticas: la mayoría en la ciudad se desfogan al colector municipal. Existen algunas plantas de tratamiento, pero no son suficientes para evitar la contaminación de ríos.
- Procesos industriales: actualmente la oficina regional de CONAMA que funciona en la ciudad, ha implementado un programa de control de desechos industriales, pero existen algunas empresas que no tratan sus aguas antes de desfogarlas al colector municipal.

- Residuos peligrosos: los habitantes de la zona rural o los que se dedican a la agricultura en la ciudad, emplean insecticidas que pueden ser peligrosos para el medio ambiente.
- Desechos sólidos: este problema se da por la contaminación de la basura, que a diario se incrementa, sobre todo en mercados en donde el servicio de extracción es deficiente.
- Vehículos: el aumento de vehículos, tanto particulares, de transporte urbano y extraurbano, causa aumento de emisión de gases tóxicos, esto debido al bajo control que existe por parte de las autoridades respectivas.

1.1.9 Otras actividades

- La ciudad cuenta también con los servicios de correos y telégrafos, empresa de telecomunicaciones Telgua, empresa municipal de aguas, empresa eléctrica municipal, transmisiones televisivas vía satélite a través de empresas de cable, internet, diferentes bancos del sistema, etc.
- Funcionan en la ciudad una gran cantidad de establecimientos de educación, tanto públicos como privados, de nivel primario y secundario, a donde asisten gran cantidad de estudiantes de la ciudad y otros muchos que vienen de los municipios y departamentos aledaños.
- Funciona en la ciudad el Centro universitario de Occidente, extensión de la USAC, Universidades privadas como Rafael Landívar, Mariano Gálvez, Francisco Marroquín, Mesoamericana, etc.
- Existe también en la ciudad el Hospital Regional de Occidente, centro de salud, clínicas y hospitales privados, que dan atención en salud a la población local y no local.

2. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL DEL DISEÑO DE LA AMPLIACIÓN DEL PUENTE VEHICULAR

2.1 Especificaciones técnicas sobre puentes

2.1.1 Criterios técnicos

- Puente: es una estructura que permite conectar el tráfico a través de cualquier interrupción al trazo de una carretera tal como un río, quebrada, cañón, o barranco existente en la zona.
- Superestructura: está compuesta por los barandales, banquetas, losa, diafragmas internos y externos, y vigas principales.
- Subestructura: está compuesta por los elementos que soportan el puente, tales como vigas de apoyo, estribos, pila, columna central y zapata.
- Los puentes por su uso pueden ser divididos en puentes para caminos, ferrocarriles, mixtos, canales y para peatones. Según su duración pueden ser provisionales y definitivos. Por su condición fijos, móviles o desmontables. Por la forma de efectuar el cruce en normal o diagonal; si los puentes cruzan otra vía de comunicación pueden ser de paso superior o de paso inferior.

Para este proyecto el tipo de puente a utilizar es un puente para carretera principal, por su duración es definitivo, por su condición es de apoyos fijos y el cruce es normal. El puente cruza otra vía y es de paso superior.

2.1.2 Normas aplicables de diseño

Los diseños de puentes de concreto o acero para carreteras a menudo se basan en las normas de la última edición de *Standard Specification for Highway Bridges, de la American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO), de la cual toma las especificaciones la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES).

Se tomarán también para el diseño, las especificaciones generales para construcción de puentes y carreteras, de la Dirección General de Caminos, Ministerio de Comunicaciones y Obras Públicas, vigente en la República de Guatemala. Y por último se tomarán algunas normas del American Concrete Institute (Código ACI 318-99).

2.1.3 Recomendaciones de ejecución y supervisión

Según las especificaciones de la Dirección General de Caminos, el espíritu que prevalece es el de que cada elemento debe asumir la responsabilidad que le corresponde, el que diseña es el responsable del diseño, el que construye es el responsable de la construcción y el que supervisa es el responsable de que la construcción se ejecute de conformidad con el diseño aprobado por la Dirección General de Caminos; y de que todos los participantes deben de tener como objetivo primordial, y encausar sus esfuerzos y colaborar hacia la construcción en el tiempo estipulado y de la calidad con que fuera concebida y aprobada.

2.2 Estudios topográfico, hidrológico y de suelos

2.2.1 Levantamiento topográfico: altimetría y planimetría

□ Planimetría

Está definida como el conjunto de trabajos necesarios para representar gráficamente la superficie de la tierra, tomando como referencia el norte para su orientación. En la medición de la planimetría del proyecto se utilizó el método de radiaciones hasta formar una poligonal cerrada, esto con el propósito de encontrar todos los puntos necesarios que formen parte del terreno en cuestión. El método consiste en tomar un azimut inicial referido al norte y radiar todos los puntos necesarios que puedan ser tomados en una estación, para luego trasladarse a otra estación y radiar los siguientes puntos, y así hasta regresar al punto inicial. El aparato que se utilizó fue un teodolito de precisión electrónico marca SOKIA

□ Altimetría

Es la medición de las alturas de una superficie de la tierra, con el fin de representarlas gráficamente, para que junto con la planimetría se defina la superficie en estudio. En el presente trabajo la medición altimétrica se realizó por medio de la lectura de hilos superior, medio e inferior, los que al ser calculados en gabinete dan la cota de terreno de cada punto en cuestión. El aparato que se utilizó fue el mismo mencionado en la planimetría. Los resultados de planimetría y altimetría se presentan en los planos en el anexo.

2.2.2 Estudio hidrológico e hidráulico

El proyecto de un puente para un río exige el conocimiento del caudal en las crecientes máximas extraordinarias, en las crecientes ordinarias y en el verano, la duración de las mismas, los niveles que alcanza el río, las zonas de inundación, la dirección de la corriente en las crecientes; esta información es indispensable cuando se va a definir las características de la obra.

Hay varios procedimientos para estimar el caudal en las crecientes, se mencionará algunos de ellos:

- El primero consiste en utilizar los registros de una estación de aforo próxima al sitio donde se realizará la construcción del puente.
- El segundo método es el de sección y pendiente, éste utiliza fórmulas validas para los ríos, aunque solamente se estará hallando valores próximos a los reales.
- El tercer método es el denominado Método Racional algunos autores lo recomiendan para utilizarlo en hoyas de hasta 25 Km. cuadrados y otros para áreas reducidas, se debe tener mucho cuidado con su aplicación.

En cuanto a los datos del proyecto, no se efectuaron estos estudios, debido a que es una ampliación del puente antiguo. Solamente se localizaron la crecida máxima y extramáxima, que han ocurrido en años anteriores. Se tomó en cuenta que la construcción del puente actual tiene ya 32 años, por lo que en conjunto con la OMP se determinó que se obviarían estos estudios, por considerar fiables los datos del puente antiguo.

2.2.3 Localización de la crecida máxima y extramáxima

Para encontrar estas cotas se tomó en consideración informaciones de orden general, que se obtuvieron de visitas al lugar o entrevistas a los miembros del comité pro-desarrollo y otros, quienes ubicaron los puntos de crecida máxima en años de lluvia intensa, y de la crecida extramáxima, se tomó como parámetro el ocasionado por la tormenta tropical Mitch del año 1999.

De esto se obtuvieron las siguientes cotas, a partir del lecho del río Xéquiuel:

- Cota de crecida máxima: 98.95
- Cota de crecida extramáxima: 100.10

2.2.4 Cálculo de velocidad del río

En cuanto a la velocidad del río, en el año 2000 la municipalidad de Quetzaltenango empezó el estudio del plan maestro de drenajes de la ciudad. Para ello se contrató a una empresa privada, que efectuó el aforo de algunos ríos importantes que atraviesan la ciudad, entre estos, el río Xéquiuel, que es el que interesa para este estudio. De la memoria de actividades que entregó dicha empresa se pudo constatar que la información acerca del mismo arrojó una velocidad promedio de 1.5 m/s; sin embargo, para efectos de diseño, y en concordancia con el ingeniero encargado de servicios públicos, se determinó utilizar una velocidad mínima de 1.70 m/s, ya que dicho estudio fue efectuado en época cercana al invierno.

2.2.5 Estudio del suelo

La elección del tipo de subestructura y cimentación que será utilizada en el proyecto de un puente depende, de una manera importante, de los datos que arroje el estudio de suelos correspondiente.

Generalmente, se plantea el eje central del puente y se realizan las exploraciones correspondientes para determinar las características del estrato del suelo. Estas exploraciones pueden realizarse de diferentes maneras, algunas son perforaciones con barrenas, perforación de pozos a cielo abierto, penetrómetros (perforación estática o dinámica).

Para el estudio del suelo del puente, la municipalidad contrató a una empresa privada, quien efectuó dicho estudio, por medio de perforaciones de pozo a cielo abierto. El informe que entregó dicha empresa, da los siguientes datos indispensables para el diseño de la subestructura:

- Perforación hasta una profundidad de 4.00 metros: suelo arcilloso flojo de mala granulometría con un CBR de 16.33 ton/m².
- Perforación hasta una profundidad de 6.50 metros: suelo limoso con arena fina, de estructura dura con granulometría aceptable, con un CBR de 22.66 ton/m².

Finalmente se tomó como dato de diseño el último, debido a que ofrece mayor seguridad y mayor valor soporte de suelo, aunque esto signifique que la pila central tenga mas profundidad.

2.3 Diseño de la superestructura

2.3.1 Diseño de la losa

2.3.1.1 Ancho del puente

Artículo 3.6.1 de AASHTO: Carril de tráfico. La carga de camión o la carga de vía ocupan un ancho de carril de 10 pies (3.05 m).

Entonces para efectos de diseño, se determinó un ancho de carril de 3.50 metros.

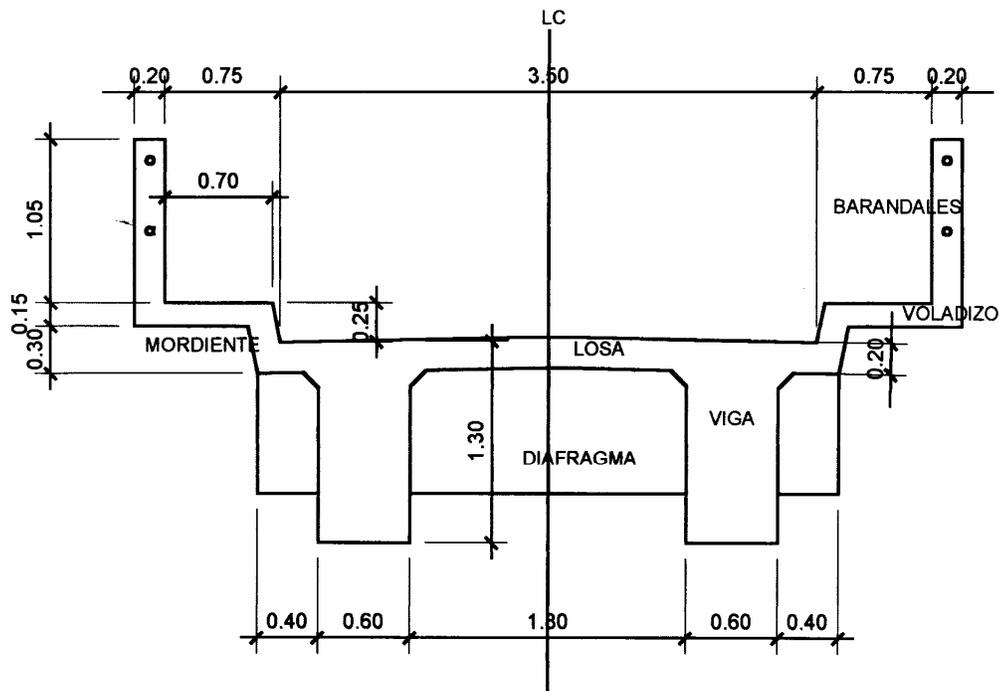
2.3.1.2 Espesor de la losa

Artículo 8.9.2 de AASHTO: Espesor de losa. Para losas continuas con refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito, el espesor de la misma se determinará mediante la siguiente fórmula:

$$t = \frac{L + 3.05}{30} \geq 0.175 \quad \text{donde } L = \text{luz libre entre vigas}$$

$$t = \frac{1.80 + 3.05}{30} = 0.162 \geq 0.175 \quad \text{entonces se toma } t = 0.20 \text{ m}$$

Figura 1. Sección transversal del puente vehicular



2.3.1.3 Cálculo de momentos

□ Carga muerta:

Artículo 3.3.6 de AASHTO. Pesos a considerar en elementos estructurales para puentes (que se utilizará en todos los cálculos respectivos de este proyecto).

Peso del concreto: 2400 kg/m³

Peso del asfalto: 1800 kg/m³

Franja unitaria: 1.00 m

Integrando peso de la carga muerta:

$$W_m = W_{\text{losa}} + W_{\text{asfalto}}$$

$$W_{\text{cm}} = (2400)(0.20)(1.00) + (1800)(0.05)(1.00) = 570.00 \text{ kg/m}$$

Fórmula para momento en voladizo:

$$M = \frac{WL^2}{10} = \frac{(570)(1.80)^2}{10} = 184.68 \text{ kg} - \text{m}$$

□ Carga viva:

Artículo 3.7.4 de AASHTO: Cargas mínimas. En puentes con uno o más carriles con tráfico pesado, se designará una carga HS20 – 44, donde P=16,000 libras (eje mas cargado del peso del camión).

Artículo 3.24.3.1 caso “A” de AASHTO: momento para carga viva con refuerzo perpendicular a la dirección del tránsito:

$$M_{\text{cv}} = \frac{L + 2}{32}(P) \quad \text{fórmula en el sistema inglés}$$

donde L = luz entre vigas en pies

$$M_{\text{cv}} = \frac{5.905' + 2}{32}(16,000) = 3952.50 \text{ Lb} - \text{pie} \cong 546.46 \text{ kg} - \text{m}$$

- Sobrecarga por impacto

Artículo 3.8.2.1 de AASHTO: fórmula para sobrecarga por impacto (que se utilizará en todos los cálculos respectivos de este proyecto).

$$I = \frac{15}{L + 38} \leq 30\% = \frac{15}{1.80 + 38} = 37.7\% > 30\%$$

Entonces: tomar I = 30%

Momento: M_{cv+i}

$$M_{cv+i} = (546.46)(1.30) = 710.40 \text{ kg} - \text{m}$$

- Calcular momento último

Tabla 3.22.1 de AASHTO: fórmula de teoría última o fórmula de factores de carga, para combinación de carga muerta y viva.

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

$$M_u = 1.30[(184.68) + (1.67)(710.40)] = 1779.30 \text{ kg} - \text{m}$$

2.3.1.4 Cálculo del refuerzo

Según sección 8 de AASHTO, y según ASTM, fórmula para el cálculo de área de acero (que se utilizará para el cálculo de todas las áreas de acero):

$$A_s = \left[(bd) - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_{ub}}{(0.003825)(f'_c)}} \right] \left(0.85 \frac{f'_c}{f_y} \right)$$

$$A_s = \left[(16.71)(100) - \sqrt{((16.71)(100))^2 - \frac{(1779.30)(100)}{(0.003825)(210)}} \right] \times \left[0.85 \frac{(210)}{(2810)} \right]$$

Fórmulas de área de acero máximo y mínimo (que se utilizarán para el cálculo de todas las áreas en el proyecto).

$$A_{smin} = \frac{14.1}{f_y} bd \text{ en cm}^2$$

$$A_{smax} = 0.50(\delta_b)(bd) \text{ en cm}^2$$

Se obtiene:

$$A_s = 3.54 \text{ cm}^2 \quad A_{s\text{min}} = 8.39 \text{ cm}^2 \quad A_{s\text{max}} = 30.87 \text{ cm}^2$$

Como $A_{s\text{min}} > A_s$ Entonces se toma $A_{s\text{min}} = 8.39 \text{ cm}^2$

□ Diseñando cama inferior

Se propone varilla No.5 (área No.5 = 1.98 cm^2)

$$S = \frac{(1.98)(100)}{8.38} = 23.63 \text{ cm} \quad \text{entonces tomar } S = 0.23 \text{ m}$$

Acero por temperatura:

Artículo 8.20.1 de AASHTO: fórmula para calcular A_s por temperatura (que se utilizará para el cálculo de todas las áreas en el proyecto).

$$A_{st} = (0.002)bt$$

$$A_{st} = (0.002)(100)(20) = 4.00 \text{ cm}^2$$

Se propone varilla No.4 para espaciamiento:

$$S = \frac{(1.27)(100)}{4.00} = 31.75 \text{ cm} \quad \text{entonces } S = 0.30 \text{ m}$$

Resumen:

Armado para cama inferior de losa:

Colocar varilla No.5 @ 0.23 m + varilla No.4 @ 0.30 m

□ Diseñando cama superior

Artículo 3.24.10.2 de AASHTO: la distribución del refuerzo para cama superior en el caso del refuerzo perpendicular a la dirección del tránsito, debe ser el 67% del refuerzo principal como máximo.

$$A_s = (0.67)(8.39) = 5.62 \text{ cm}^2$$

Se propone varilla No.4 para espaciamiento:

$$S = \frac{(1.27)(100)}{5.62} = 23.62 \text{ cm} \quad \text{entonces } S = 0.23 \text{ m}$$

Resumen:

Armado para cama superior de losa:

Colocar varilla No. 4 @ 0.23 m en ambos sentidos.

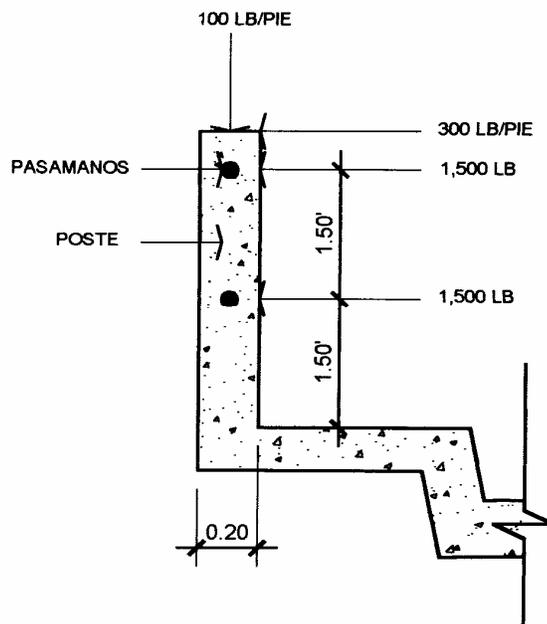
Nota: el armado de la losa del puente, se encuentra en los planos que se adjuntan en el anexo.

2.3.2 Diseño de los pasamanos

Artículo 2.7.1.1.2 de AASHTO: los materiales para los pasamanos pueden ser de concreto, metal o la combinación de ambos.

Artículo 2.7.1.2.1 de AASHTO: los pasamanos deben estar por lo menos a una altura de 9 pulgadas (0.23 m) sobre el nivel de la carpeta de rodadura.

Figura 2. Detalle de cargas aplicadas para diseño de pasamanos



La altura mínima que deben tener los pasamanos es de 42 plg (1.05 m).

Los pasamanos deben diseñarse para soportar una carga de P/4 de la carga estandarizada. AASHTO recomienda una carga vertical de 100 Lb/pie y una carga horizontal de 300 Lb/pie (carga peatonal).

2.3.2.1 Cálculo de la resistencia de los tubos y los postes

- Análisis de la resistencia del tubo (diseñadas como vigas continuas)

Carga de diseño: 150 Lb/pie por cada pasamanos

Largo entre postes: 2.00 m (6.562 pies)

Se propone tubo galvanizado $\varnothing = 2$ plg.

Datos:

$$F = 20,000 \text{ PSI}$$

$$I = 0.665 \text{ plg}^4$$

$$W_{2''} = 3.65 \text{ Lb/pie}$$

$$C = \frac{\varnothing_{\text{ext}}}{2} = 1.1875 \text{ plg}$$

$$\varnothing_{\text{ext}} = 2.375 \text{ plg.}$$

$$\varnothing_{\text{int}} = 2.067 \text{ plg}$$

$$\text{Fórmula de cálculo: } \frac{I}{C}(F) \geq \frac{WL^2}{10} = \frac{0.665}{1.1875}(20000) \geq \frac{(150 + 3.65)(6.562)^2}{10}$$

Entonces: 933.33 Lb-pie > 661.61 Lb-pie cumple bien.

- Análisis de la resistencia de los postes

Sección de los postes: 0.20 m x 0.15 m

Peso del concreto: 2400 kg/m³

Franja unitaria: 1.00 m

Integrando carga muerta:

$$W_{\text{cm}} = 1.30W_{\text{cm}} = (1.30)(2400)(0.15)(0.20)(1.00) = 93.60 \text{ kg.} \cong 206.35 \text{ Lb.}$$

$$W_{\text{tubos}} = (1.30)(3.65')(6.562')(2\text{tubos}) = 62.27 \text{ Lb.}$$

$$W_{\text{vertical}} = (100)(0.6557') = 65.57 \text{ Lb.}$$

$$\text{Entonces: } W_{\text{total}} = (206.35 + 62.27 + 65.57) = 334.19 \text{ Lb} \cong 151.59 \text{ kg.}$$

Integrando carga viva:

$$W_{\text{cv}} = (300)(3.00') = 900 \text{ Lb.}$$

Momento total:

$$M_t = (900)(1.5') + (334.19)(0.246') + (1500)(1.5') + (1500)(3.00')$$

$$M_t = 8,182.21 \text{ Lb} - \text{pie} \cong 1,122.67 \text{ kg} - \text{m}$$

2.3.2.2 Cálculo del refuerzo

□ Diseñando a flexión

Peralte efectivo: se propone varilla No. 4

$$d = t - \frac{\varnothing}{2} - \text{recubrimiento} = 20 - \frac{1.27}{2} - 2.5 = 16.865 \text{ cm}$$

Datos:

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \qquad f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_u = 1,122.67 \text{ kg-m} \qquad b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 16.865 \text{ cm}$$

Se obtiene:

$$A_s = 2.90 \text{ cm}^2 \qquad A_{s\text{min}} = 1.27 \text{ cm}^2 \qquad A_{s\text{max}} = 4.65 \text{ cm}^2$$

Acero a tensión:

$$A_s = 2.90 \text{ cm}^2 \qquad \text{con 3 varillas No.4} = 3.81 \text{ cm}^2 \qquad \text{bien}$$

Acero a compresión:

$$A_{s\text{min}} = 1.27 \text{ cm}^2 \qquad \text{con 2 varillas No.3} = 1.42 \text{ cm}^2 \qquad \text{bien}$$

□ Diseñando a flexocompresión

Al revisar esbeltez de la columna:

$K = 2$ (condición de apoyo libre en un extremo)

$L = 3.00$ pie

$R = 0.25h = (0.25)(0.6557') = 0.20$ pie

Fórmula según código ACI-99 = $\frac{KL}{R} > 22 = \frac{(2)(3)}{0.20} = 30 > 22$ revisa el armado.

□ Diseñando a corte

Corte último: $V_a = (3000 + 900) = 3900$ Lb $\cong 1769.01$ kg.

Corte resistente: según artículo 8.16.6.1.1 de AASHTO (que se utilizará en todos los cálculos respectivos de este proyecto).

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

$$V_r = (0.85)(0.53)(\sqrt{210})(15)(16.865) = 1651.51\text{kg.}$$

Al revisar $V_r > V_a = 1651.51 < 1769.01$ no revisa, reforzar a corte.

Se propone varilla No. 3:

Fórmula para refuerzo a corte (que se utilizará en todos los cálculos respectivos de refuerzo a corte en este proyecto):

$$S = \frac{(2A_v)(f_y)(d)}{V_a - V_r} = \frac{2(0.71)(2810)(16.865)}{1769.01 - 1651.51} = 486.81\text{cm.}$$

$$\text{Entonces tomar } \frac{d}{2} = \frac{16.865}{2} = 8.00 \text{ cm}$$

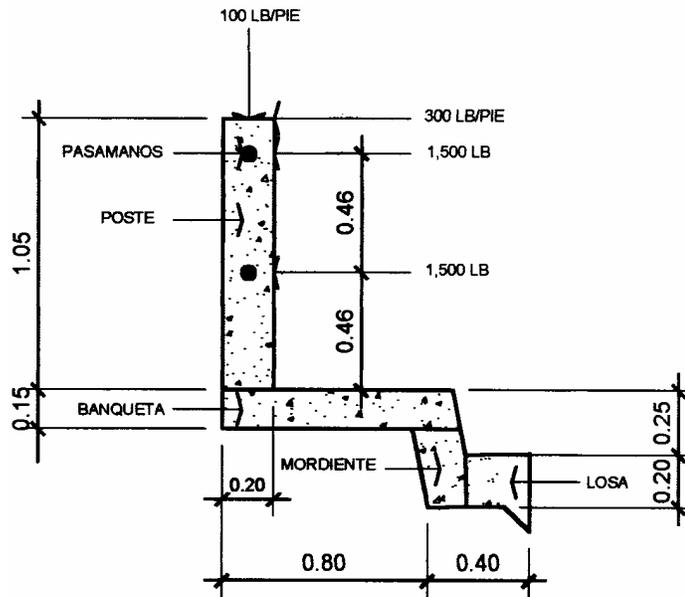
Resumen:

Armado para postes: colocar 3 Ø No.4 + 2 Ø No.3, y estribos No.3 @ 0.08 m

Nota: el armado de los postes, se presenta en los planos adjuntos, en el anexo.

2.3.3 Diseño de la banqueta

Figura 3. Detalle de cargas aplicadas para el diseño de la banqueta



2.3.3.1 Integración de carga muerta y carga viva

- Integración de pesos y momentos por cargas muertas

Pasamanos: $W = 3.65 \text{ Lb/pie}$

$$M = (3.65)(2\text{tubos})(3.607') = 26.33\text{Lb} - \text{pie}$$

Poste: $W = 158.73 \text{ Lb/pie}$

$$M = (158.73)(3.607') = 572.54\text{Lb} - \text{pie}$$

Banqueta: largo = $0.90\text{m} \cong 2.95 \text{ pie}$ espesor = $0.15\text{m} \cong 0.49\text{pie}$

$$M = (150)(2.95')(0.49')(2.46') = 533.39\text{Lb} - \text{pie}$$

Mordiente: largo = $0.30\text{m} \cong 0.98\text{pie}$ espesor = $0.20\text{m} \cong 0.66\text{pie}$

$$M = (150)(0.98')(0.66')(1.10') = 106.72\text{Lb} - \text{pie}$$

Losa:

$$M = [(150)(0.82')(0.66')(0.41')] + [(68)(0.82')(0.164')(0.41')] = 37.00\text{Lb} - \text{pie}$$

Sumatoria de momentos en carga muerta:

$$\sum M_{cm} = (26.33 + 572.54 + 533.39 + 106.72 + 37) =$$

$$\sum M_{cm} = 1,275.98 \text{ Lb} - \text{pie} \cong 176.41 \text{ kg} - \text{m}$$

□ Integración de pesos y momentos por carga viva

Postes horizontalmente:

$$M = (300)(3.28')(3.17') = 3,119.28 \text{ Lb} - \text{pie}$$

Postes verticalmente:

$$M = (100)(0.66')(3.61') = 238.26 \text{ Lb} - \text{pie}$$

Mordiente:

$$M = (500)(0.82')(1.06') = 434.60 \text{ Lb} - \text{pie}$$

Banqueta:

$$M = (85)((2.30')^2)(2.46') = 480.93 \text{ Lb} - \text{pie}$$

Sumatoria de momentos en carga viva

$$\sum M_{cv} = (3119.28 + 238.26 + 434.60 + 480.93) = 4273.07 \text{ Lb} - \text{pie} \cong 590.76 \text{ kg} - \text{m}$$

□ Calcular momento último

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

$$M_u = (1.30)[(176.41) + (1.67)(590.76)] = 1509.32 \text{ kg} - \text{m}$$

2.3.3.2 Cálculo del refuerzo

□ Diseñar acero de refuerzo (proponer varilla No. 5)

$$\text{Peralte efectivo: } d = t - \frac{\emptyset}{2} - \text{recubrimiento} = 15 - \frac{1.59}{2} - 2.5 = 11.705 \text{ cm}$$

Datos:

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

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

$$M_u = 1509.32 \text{ kg-m}$$

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

$$d = 11.705 \text{ cm}$$

Se obtiene:

$$A_s = 5.29 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 5.87 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = 21.63 \text{ cm}^2$$

Como $A_{smin} > A_s$ entonces tomar $A_{smin} = 5.87 \text{ cm}^2$

Espaciamiento:

$$S = \frac{(1.98)(100)}{5.87} = 33.7 \text{ cm} \text{ entonces } S = 0.30 \text{ m}$$

Acero por temperatura: (varillas corridas)

El refuerzo por temperatura se tomará por simetría igual al del armado de la losa, es decir varilla \emptyset No. 4 @ 0.23 m.

Resumen:

Armado del voladizo:

Colocar varilla No.5 @ 0.30 m + varillas corridas No.4 @ 0.23 m.

Nota: el armado del voladizo, se presenta en los planos adjuntos en el anexo.

2.3.4 Diseño de diafragmas

Artículo 8.12.1 de AASHTO: se indica la necesidad de construirlos, cuando se trata de un puente formado con vigas T, como sucede en el caso de la sección de viga y losa.

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

□ Dimensionamiento de los diafragmas

Algunas tesis y libros, recomiendan los siguientes parámetros:

Distribución a lo largo de la luz del puente: cuando $L \geq 15.00$ m, entonces se distribuyen a los tercios de la luz, se tendrá entonces: $\frac{16.00}{3.00} = 5.33$ m.

Ancho de los diafragmas: se recomienda generalmente 0.30 metros como mínimo. Por lo que para efecto de diseño se tomará $b = 0.30$ metros.

Altura de los diafragmas:

➤ Diafragmas externos: mitad de la altura de la viga principal > 0.50 m

Se tendrá: $h = (0.50)(1.30\text{m}) = 0.65\text{m}$ entonces $h = 0.70$ m

➤ Diafragmas internos: $\frac{3}{4}$ de la altura de la viga principal > 0.50 m

Se tendrá: $h = (0.75)(1.30\text{m}) = 0.975$ m entonces $h = 1.00$ m

2.3.4.1 diseño de diafragmas internos

Peso del concreto: 2400 kg/m^3

Largo de la estructura: 2.30 m

□ Peso de la estructura

$$W = (2400)(1.80 + 0.90)(0.30)(0.80) = 1,555.20\text{kg}.$$

□ Refuerzo para cama inferior

Reforzar con área de acero mínima, según lo especificado anteriormente.

La fórmula para calcular acero mínimo estará dada por (que se utilizará en todos los cálculos de área de acero mínimo):

$$A_{smin} = \frac{14.1}{f_y} bd$$

$$A_{smin} = \frac{(14.1)(30)(100)}{2810} = 15.05 \text{ cm}^2$$

Se propone varilla No. 8 (área No. 8 = 5.067 cm²):

$$3(5.067) = 15.201 \text{ cm}^2 \quad \text{entonces colocar 3 No.8}$$

Se busca acero por temperatura para una sección de 0.30 m x 0.80 m

$A_{st} = (0.002)(bt)$, se propone 4 varillas No.4

$$t = \frac{(4)(1.27)}{(0.002)(30)} = 84 \text{ cm} > 80 \text{ cm} \quad \text{esta bien.}$$

Resumen:

Armado de cama inferior:

Colocar 3 varillas No. 8 corridas + 4 varillas No. 4 corridas

□ Refuerzo para cama superior

Se colocará por simetría con el armado de la losa 2 Varillas No.5, aunque debe notarse que el diseño, solamente pide A_{smin} .

□ Diseñando a corte

Fórmula para una viga simplemente apoyada con fuerzas actuando a los tercios de luz:

Corte actuante:

$$V_a = \frac{PL}{3} = \frac{(1555.20)(16)(1.00)}{3} = 8294.40 \text{ kg.}$$

Corte resistente:

$$V_r = (0.85)(0.53)\sqrt{210}(30)(87.36) = 17,109.54 \text{ kg.}$$

Revisar $V_r > V_a = 17,109.54 \text{ kg} > 8294.40 \text{ kg}$. esta bien.

Reforzar con $\frac{d}{2} = \frac{87.36}{2} = 43.68 \text{ cm}$, para seguridad $S = 0.30 \text{ m}$

Resumen:

Refuerzo a corte de la estructura:

Colocar estribos con varillas No.3 @ 0.30 m.

2.3.4.2 Diseño de diafragmas exteriores

□ Peso de la estructura

$$W = (2400)(1.80 + 0.90)(0.30)(0.50) = 972.00 \text{ kg.}$$

□ Refuerzo con acero mínimo para cama inferior

$$A_{smin} = \frac{14.1}{2810}(30)(70) = 10.54 \text{ cm}^2$$

Se propone varilla No. 8 y varilla No. 3:

$$(2)(5.067) + (1)(0.71) = 10.84 \text{ cm}^2 \quad \text{esta bien}$$

Se busca acero por temperatura para una sección de 0.30 m x 0.50 m

Se propone 2 varillas No. 5:

$$t = \frac{2(1.98)}{(0.002)(30)} = 66 \text{ cm} > 50 \text{ cm} \quad \text{esta bien}$$

Resumen:

Armado de cama inferior:

Colocar 2 Ø No. 8 + 1 Ø No. 3 + 2 Ø No. 5 (varillas corridas todas)

□ Cama superior

Se colocará por simetría con el armado de la losa 2 Varillas No. 5, aunque debe notarse que el diseño, solamente pide A_{smin} .

□ Diseñando a corte

Fórmula para una viga simplemente apoyada, con fuerzas actuando a los tercios de luz:

$$V_a = \frac{PL}{3} = \frac{(972.00)(16.00)(1.00)}{3} = 5184.00 \text{ kg.}$$

Corte resistente:

$$V_r = (0.85)(0.53)\sqrt{210}(30)(57.36) = 11,234.01 \text{ kg.}$$

revisar $V_r > V_a = 11,234.01 > 5184.00$ por lo tanto esta bien.

Reforzar con $\frac{d}{2} = \frac{57.36}{2} = 28.68 \text{ cm}$ para seguridad $S = 0.25 \text{ m}$

Resumen:

Refuerzo a corte de la estructura:

Colocar estribos con varillas No. 3 @ 0.25 m

Nota: el armado de los diafragmas internos y externos, se presentan en los planos adjuntos en el anexo.

2.3.5 Diseño de vigas principales

Artículo 3.23.1.1 de AASHTO: al calcular el esfuerzo cortante y las reacciones en el apoyo para las piezas transversales y vigas longitudinales del puente, se considerará que no hay distribución longitudinal de la carga por rueda, ni de la carga por eje o rueda adyacente al apoyo.

Artículo 3.23.1.2 de AASHTO: la distribución lateral de la carga por rueda se hará suponiendo que el piso actúa como viga simplemente apoyada entre vigas.

Artículo 3.23.2.1 de AASHTO: al calcular los momentos flexionantes en las vigas longitudinales, se considerará que no hay distribución longitudinal de las cargas por rueda.

□ Dimensionamiento de las vigas principales

Algunas tesis y libros sobre puentes, recomiendan para dimensionar las vigas principales, los siguientes parámetros:

➤ Peralte se considere de $\frac{L}{16}$ a $\frac{L}{12}$:

Entonces: $\frac{L}{16} = \frac{16}{16} = 1.00 \text{ m}$ se tomará $d = 1.10 \text{ m}$

➤ Para la base tomar 2/5 del peralte de la viga principal:

Entonces: $\frac{2}{5}d = \frac{2}{5}(1.10) = 0.45 \text{ m}$ tomaremos $b = 0.60 \text{ m}$

2.3.5.1 Integración de carga muerta y carga viva

□ Integración de pesos por cargas muertas

Peso del concreto: 150 Lb/pie^3

Pasamanos:

$$W_{\emptyset 2''} = (3.65)(2 \text{ pasamanos}) = 7.30 \text{ Lb/pie}$$

Poste:

$$W = 158.73 \text{ Lb/pie}$$

Banqueta: ancho = $0.90 \text{ m} \cong 2.95 \text{ pies}$ espesor = $0.15 \text{ m} \cong 0.49 \text{ pie}$

$$W = (150)(2.95')(0.49') = 216.83 \text{ Lb/pie}$$

Mordiente: ancho = 0.30 m \cong 0.98 pie espesor = 0.20 m \cong 0.66 pie

$$W = (150)(0.98')(0.66') = 97.02 \text{ Lb/pie}$$

Losa:

luz = 1.90 m \cong 6.23 pie espesor = 0.20 m \cong 0.66 pie

largo = 16 m \cong 52.50 pie capa_asfáltica = 0.05 m \cong 0.164 pie

$$W = [(150)(0.66')(6.23')] + [(68)(0.164')(6.23')] = 685.91 \text{ Lb/pie}$$

Peso propio de la viga: b = 0.60 m \cong 1.97 pie t = 1.10 m \cong 3.61 pie

$$W = (150)(1.97')(3.61') = 1066.76 \text{ Lb/pie}$$

Sumatoria total de cargas:

$$\sum W_t = (7.3 + 158.73 + 216.83 + 97.02 + 685.91 + 1066.76) =$$

$$\sum W_t = 2232.55 \text{ Lb/pie} \cong 3321.88 \text{ kg/m}$$

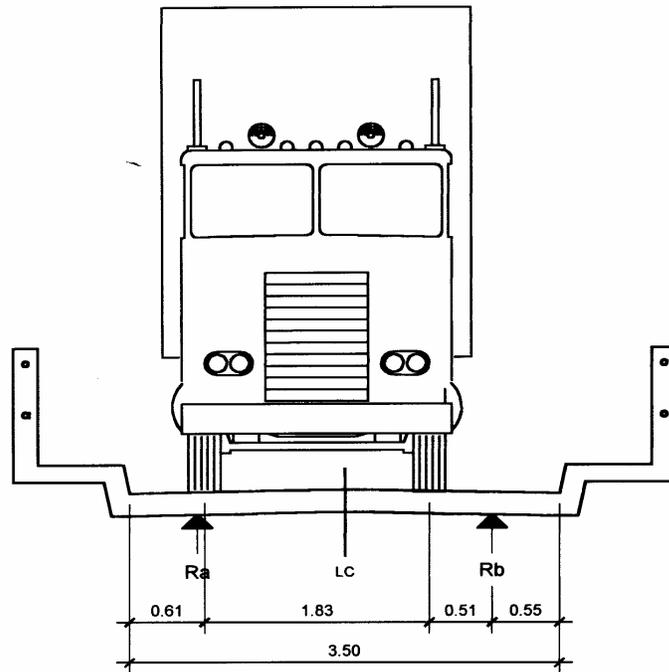
□ Integración de las cargas vivas que actúan sobre las vigas del puente:

La carga viva es ocasionada por el paso de vehículos, también puede existir la ocasionada por el paso de peatones, aunque ésta última no es una carga predominante.

Artículo 3.7.4 de AASHTO: cargas mínimas. Se designará en carreteras principales y/o puentes que soporten tráfico pesado, una carga mínima HS 20, con un peso de 32,000 libras por cada par de ejes.

2.3.5.2 Cálculo de sobrecarga

Figura 4. Sobrecarga ocasionada por el camión sobre las vigas



$P_{\text{del camión}} = 16,000 \text{ Lb}$ (según AASHTO).

Haciendo sumatoria de momentos en la reacción "R_b" se tiene:

$$\sum M_b = 0 \quad \text{entonces: } -0.51P - 2.34P + 2.40R_a = 0$$

Resolviendo: $R_a = 1.19P$, entonces factor de sobrecarga = 1.19

2.3.5.3 Cálculo de corte y momento por carga muerta

□ Momento máximo:

$$M_{\text{max}} = \frac{W_t L^2}{8} + \frac{PL}{3}$$

Donde: W_t = Sumatoria de carga muerta total

L = largo total del puente (en pies)

P = peso del diafragma interior, que es el que carga en la viga

$$M_{\max} = \frac{(2232.55)(52.50')^2}{8} + \frac{(3428.23)(52.50')}{3} =$$

$$M_{\max} = 829,187.72 \text{ Lb} - \text{pie} \cong 114,805.24 \text{ kg} - \text{m}$$

□ Corte máximo:

$$V_{\max} = \frac{WL}{2} + P_i + P_e$$

Donde: P_i = peso total del diafragma interior

P_e = peso total del diafragma exterior

$$V_{\max} = \frac{(2232.55)(52.50')}{2} + 3248.63 + 2143.00 = 64,176.33 \text{ Lb.} \cong 29,109.90 \text{ kg.}$$

2.3.5.4 Cálculo de corte y momento por carga viva

En diferentes tesis y libros sobre puentes, recomiendan 2 métodos para el cálculo de la carga viva, son los siguientes:

El “método del tren de cargas” que dice que el momento máximo ocurre bajo las ruedas de mayor carga, cuando ésta se encuentra tan lejos del soporte, como su centro de gravedad del otro extremo.

El “método de carga de carril estándar” dice que la carga de carril ocupa un ancho de 10' (3.05 m), y el ancho tributario de cada viga corresponde a una fracción de la carga.

□ Análisis de los 2 métodos:

Dada la investigación que se efectuó, se determinó que el segundo método es mucho más conservador, y al ser el primer método el más utilizado para el diseño de puentes, se determinó que para este diseño regirá el “método del tren de cargas”.

□ Para determinar el centro de gravedad del camión

Haciendo sumatoria de momentos en el punto "CG" de la figura 5:

$$\sum M_{cg} = 0 \uparrow +$$

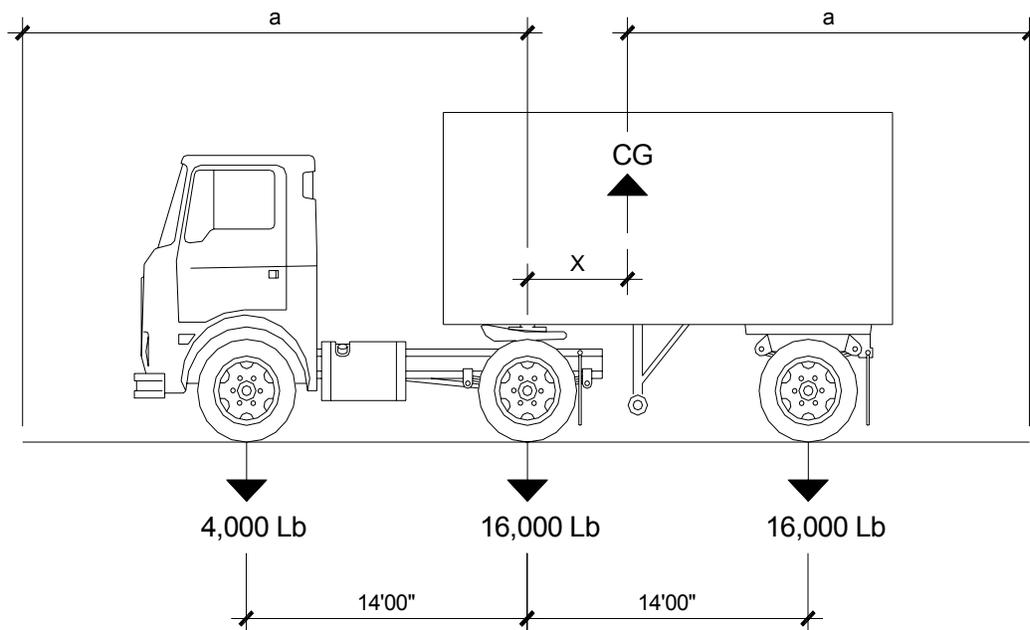
$$M_{cg} = [4000(14' + x)] + (16000x) - [16000(14 - x)] = 0$$

Resolviendo: $x = 4.67$ pie

Se llamará a "a" el punto desde el centro de gravedad (CG), hasta la reacción en el punto "R_b", y se tendrá:

$$2a + 4.67' = 52.50 \quad \text{entonces } a = 23.92 \text{ pie}$$

Figura 5. Determinación del centro de gravedad del camión



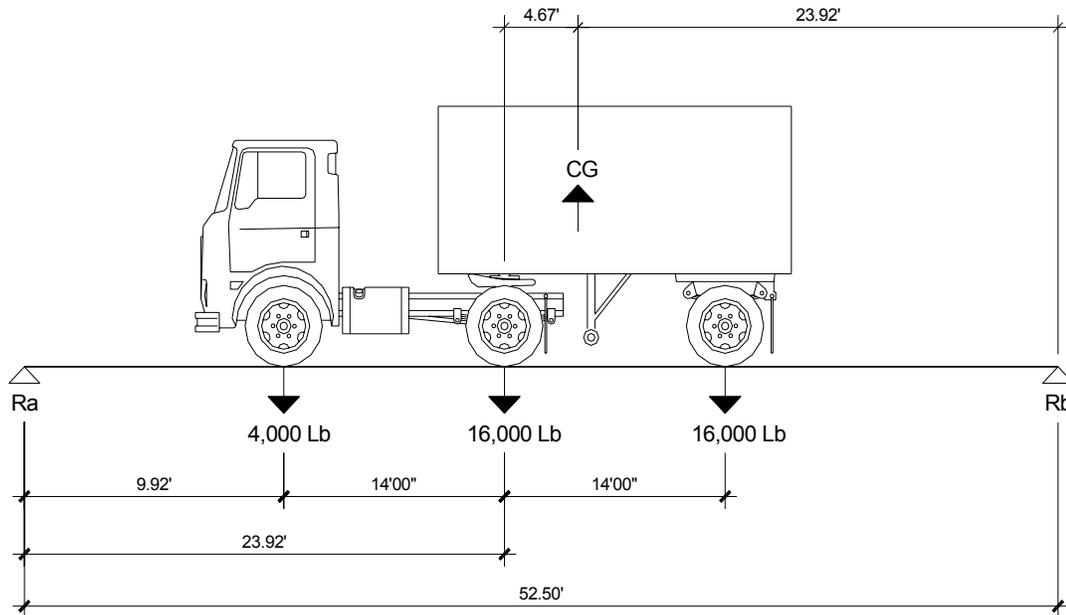
De la figura 6, haciendo sumatoria de momentos respecto al punto "R_a":

$$\sum M_a = 0 \uparrow +$$

$$M_a = (-52.50')(R_b) + (4000)(9.92') + (16000)(23.92') + (16000)(37.92') = 0$$

Resolviendo: $R_b = 19,602.29$ Lb

Figura 6. Centro de gravedad del camión



Haciendo sumatoria de fuerzas verticales:

$$\sum F_v = 0 \downarrow +$$

$$R_a = 36,000 - 19,602.29 = 16,397.71 \text{ Lb}$$

- Calcular momento máximo por carga viva

Haciendo sumatoria de momentos desde el punto “ R_a ”:

$$M_{\max} = (4000)(9.92') + [(16,397.71 - 4000)(23.92')] = 431,817.54 \text{ Lb - pie}$$

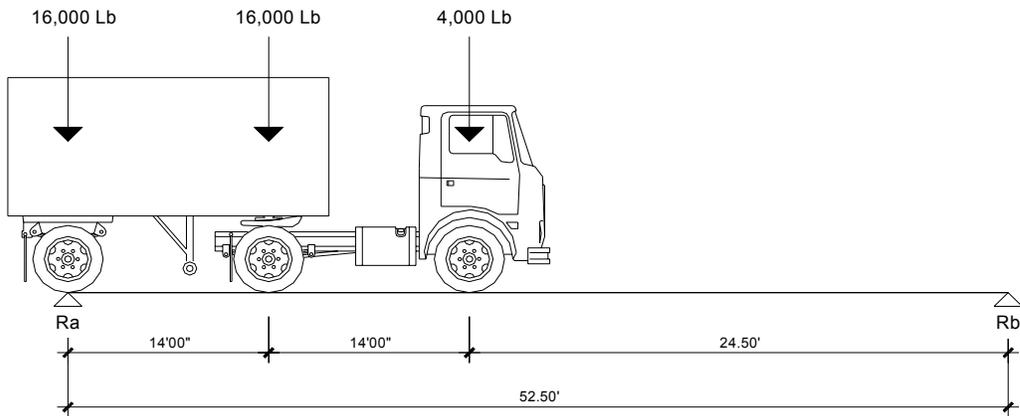
- Calcular corte máximo por carga viva

Haciendo sumatoria de momentos respecto del punto “ R_b ”:

$$\sum M_b = 52.50'R_a = (16000)(52.50') + (16000)(38.50') + (4000)(24.50') = 0$$

Se resuelve: $R_a = V_{\max} = 29,600 \text{ Lb}$.

Figura 7. Determinación de la carga crítica de corte



2.3.5.5 Cálculo de sobrecarga por impacto:

Artículo 3.8.2.1 de AASHTO: $I = \frac{15}{L + 38} \leq 30\%$

$I = \frac{15}{16 + 38} = 27.78\% < 30\%$ entonces $I = 28\%$

2.3.5.6 Cálculo de corte y momento últimos de diseño

$$M_u = 1.3[(M_{cm}) + 5/3(M_{cv} \times SC \times I)]$$

$$V_u = 1.3[(V_{cm}) + 5/3(V_{cv} \times SC \times I)]$$

□ Se calcula momento último de diseño

$$M_u = (1.3)[(829,187.72) + (1.67)(431,817.54)(1.19)(1.28)]$$

$$M_u = 2503,057.07 \text{ Lb} - \text{pie} \cong 346,157.80 \text{ kg} - \text{m}$$

□ Se calcula corte último de diseño

$$V_u = (1.3)[(64,176.33) + (1.67)(29,600)(1.19)(1.28)] = 181,117.12 \text{ Lb} \cong 82,153.35 \text{ kg.}$$

2.3.5.7 Cálculo de refuerzo a tensión

Peralte efectivo: se propone varilla No. 10

$$d = T - \frac{\emptyset}{2} - \text{recubrimiento} = 110 - \frac{3.23}{2} - 4 = 104.38 \text{ cm}$$

Datos:

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

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

$$M_u = 346,157.80 \text{ kg-m}$$

$$b = 60 \text{ cm}$$

$$d = 104.38 \text{ cm}$$

Se obtiene:

$$A_s = 165.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = 31.43 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\max} = 115.86 \text{ cm}^2$$

Revisar $A_{s\min} < A_s < A_{s\max}$

$31.43 \text{ cm}^2 < 165.60 \text{ cm}^2 > 115.86 \text{ cm}^2$, entonces no revisa, calcular viga doblemente reforzada.

□ Cálculo de viga doblemente reforzada

ACI-99 da un método para calcular vigas doblemente reforzadas que a continuación se presenta:

Momento que resiste el $A_{s\max}$:

$$M_{A_{s\max}} = (0.90) \left\{ (115.86)(2810) \left[(104.38) - \left[\frac{(115.86)(2810)}{1.70(210)(60)} \right] \right] \right\} = 261,308.64 \text{ kg-m}$$

Momento que falta por resistir:

$$M_r = 346,157.80 - 261,308.64 = 84,849.16 \text{ kg-m}$$

Acero adicional:

$$A'_s = \left[\frac{(84,849.16)(100)}{0.90} (2810)(104.38) \right] = 32.143 \text{ cm}^2$$

Acero a compresión:

$$A''_s = \frac{32.143}{0.75} = 42.86 \text{ cm}^2$$

- Diseñar cama superior

Para acero corrido tomar A''_s : se propone varilla No. 10 y No. 5

$$(5)(8.174) + (2)(1.981) = 44.82 \text{ cm}^2$$

Resumen de armado de cama superior:

Colocar 5 varillas No. 10 + 2 varillas No. 5 como varillas corridas.

- Diseñar cama inferior

Tomar el 50% del $A_s = (165.60)(0.50) = 82.80 \text{ cm}^2$

Para acero corrido, se proponen 11 varillas No. 10:

$$(11)(8.174) = 89.87 \text{ cm}^2$$

Para rieles: $(165.60 - 89.87) = 75.73 \text{ cm}^2$

Proponiendo varilla No. 10 y No. 5:

$$(8)(8.174) + (6)(1.981) = 77.25 \text{ cm}^2$$

Resumen de armado de cama inferior:

Colocar 11 No.10 como varillas corridas y colocar 8 No.10 + 6 No.5 como rieles.

- Acero por temperatura

$$A_{st} = 0.002bt = 0.002(60)(30) = 3.6 \text{ cm}^2$$

Colocar 4 varillas No. 4 corridas, a cada pie de altura de la viga.

2.3.5.8 Cálculo de refuerzo a corte

Peralte efectivo, se propone varilla No. 3:

$$d = T - \frac{\emptyset}{2} - \text{recubrimiento} = 100 - \frac{0.953}{2} - 4 = 105.52 \text{ cm.}$$

- Corte resistente:

$$V_r = (0.85)(0.53)\sqrt{210}(60)(105.52) = 41,332.39 \text{ kg.}$$

□ Corte actuante:

$V_a = 82,153.35$ kg. (que viene del cálculo de corte último)

revisar $V_r > V_a$

$41,332.39$ kg < $82,153.35$ kg, entonces no resiste, reforzar a corte:

Espaciamiento:

$$S = \frac{2(0.71)(2810)(105.52)}{82,153.35 - 41,332.39} = 10.31 \text{ cm}$$

Resumen para armado de viga a corte:

Colocar doble juego de estribos varilla No. 3 @ 0.20 m

Nota: el armado de las vigas principales, se presenta en planos adjuntos en el anexo.

2.3.6 Diseño de apoyos de neopreno

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

Según la sección 14 división I, y la sección 25 división II de las normas AASHTO se tiene:

Propiedades del acero a utilizar:

1. Tendrá propiedades de alargamiento a la rotura mayor del 23%
2. El esfuerzo de fluencia será mayor de $2,400$ kg/cm²
3. El esfuerzo de rotura será mayor de $4,200$ kg/cm²

Propiedades del elastómetro:

4. El neopreno tendrá características de un módulo de elasticidad a corte G preferiblemente de 10 kg/cm² (dureza SHORE A de 60)

Diseño de los apoyos de elastómero reforzado

Se presenta a continuación el método utilizado en el libro “diseño de puentes de concreto” de José Eusebio Trujillo.

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

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

apoyos móviles o libremente apoyados.

donde:

Δ_L = máximo desplazamiento horizontal

a,b = dimensiones del apoyo

σ_f = esfuerzo admisible del acero (esfuerzos de trabajo)

σ_p = esfuerzo máximo permisible a compresión del apoyo

σ_r = esfuerzo a compresión del apoyo

t = espesor de una lámina (1.3 centímetros)

T = espesor total del elastómetro

datos:

L = 16.00 m

T = 6.5 m

a = 50 cm

b = 30 cm

R = 82.153 ton

$M_{cm} = 114.64$ ton-m

$M_{(cv+i)} = 90.94$ ton-m

- Se revisa el esfuerzo a compresión

$$\sigma_p = \frac{8(50)(30)}{1.3 + (50)(30)} = 115.385 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \frac{R}{ab} = \frac{82,153.34}{(50)(30)} = 54.77 \text{ kg/cm}^2$$

AASHTO recomienda un máximo esfuerzo recomendable de 100 kg/cm², por lo tanto: 54.77 kg/cm² < 100 kg/cm², entonces esta bien.

- Desplazamiento horizontal

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

$$\Delta e_t = \frac{\sigma_f L}{E} = \frac{1700}{29000000} (1600) = 1.30 \text{ cm}$$

- Deformación por carga muerta

$$\Delta e_{cm} = \frac{(\Delta e_t)(M_{cm})}{M_{cm} + M_{cv + i}} = \frac{(1.30)(114.64)}{114.64 + 9094} = 0.723 \text{ cm}$$

- Deformación por contracción de fraguado y contracción diferida

$$\Delta c = 0.000165L = (0.000165)(1600) = 0.264 \text{ cm}$$

- Deformación por temperatura

$$\Delta t = 0.000011D^\circ L = 0.000011(10^\circ)(1600) = 0.176 \text{ cm}$$

- Deformaciones máximas

$$\text{Contracción: } \Delta e_{cm} - (\Delta c + \Delta t) = 0.723 - (0.264 + 0.176) = 0.283 \text{ cm}$$

$$\text{Dilatación: } (\Delta e_t + \Delta t) - \Delta c = (1.30 + 0.176) - 0.264 = 1.212 \text{ cm}$$

Entonces máximo desplazamiento horizontal del apoyo considerado: 1.212 cm.

- Espesor de apoyos

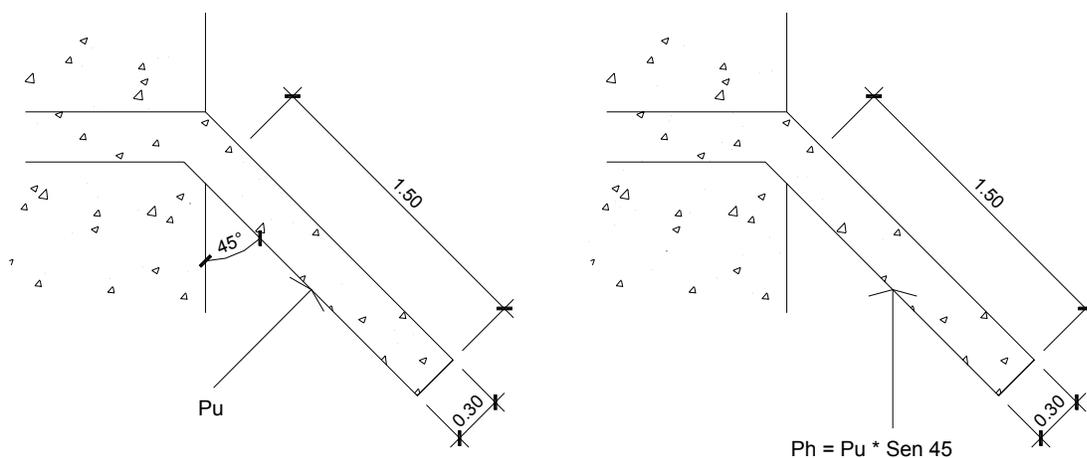
Se usarán dos placas de elastómetro de 13 mm + 2 placas de acero de 2 mm, y una placa de acero de 3 mm = 33 mm = 3.3 cm.

Revisar: $\frac{\Delta L}{T} \leq 0.50 = \frac{1.212}{3.3} = 0.37 < 0.50$, entonces esta bien.

2.4 Diseño de la subestructura

2.4.1 Diseño de aleros

Figura 8. Detalle de dimensiones de los aleros



Datos:

Ancho = 0.30 m

Altura = 2.50 m

Largo = 1.50 m

Peso del concreto: 2,400 kg/m³

- Peso propio del alero: (por metro lineal)

$$W_a = (0.30)(1.50)(2400) = 1080 \text{ kg/m}$$

2.4.1.1 Cálculo de momentos

- Momento en la base producido por la carga muerta

$$M_a = \frac{WL^2}{2} = \frac{(1080)(1.50)^2}{2} = 1215.00 \text{ kg-m}$$

- Momento ocasionado por el sismo

Según Artículo 3.21 de AASHTO: factor de sismo = 0.10

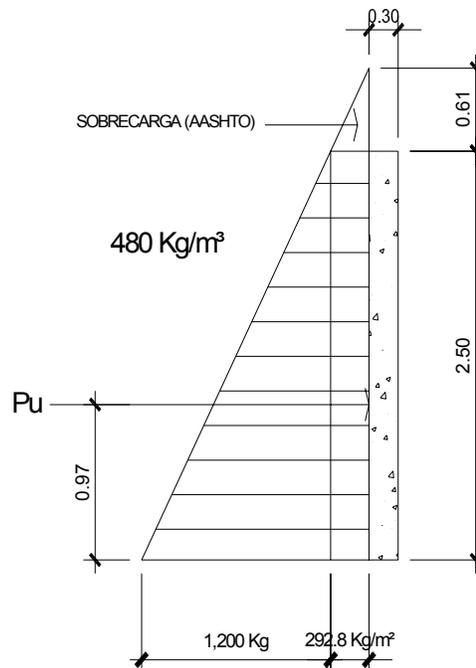
$$M_s = (0.10)(1215.00) = 121.50 \text{ kg-m}$$

2.4.1.2 Cálculo de empuje de tierra

AASHTO recomienda una sobrecarga mínima de 480 kg/m^3 , y además una altura mínima de 2 pies (0.6096 m) para presión de tierra sobre elementos estructurales.

$$(480)(0.61) = 292.80 \text{ kg/m}^2$$

Figura 9. Cargas que actúan sobre los aleros



Presión de tierra resistida: (por metro lineal)

$$(480)(2.50) = 1200 \text{ kg/m}^2$$

De la figura 9, se tiene que la fuerza última es:

$$P_u = (1.00)(292.80)(2.50) + 0.50(1200)(2.50) = 2232.00 \text{ kg.}$$

La fuerza última horizontalmente será: (que es la que nos sirve para cálculos)

$$P_h = P_u \text{Sen}\theta = (2232 \text{ Kg}) \text{Sen}45^\circ = 1578.30 \text{ kg.}$$

de la figura 9, calculando el centróide de aplicación de cargas:

$$Y = \frac{\sum y \times A_i}{\sum A}$$

$$Y = \frac{0.50(292.80)(2.50)^2 + 0.33(2.50) \times 0.50(1200)(2.50)}{(292.80)(2.50) + (0.50)(1200)(2.50)} = 0.97 \text{ m}$$

□ Momento producido por el empuje de la tierra: (por metro lineal)

$$M_o = P_u \times \text{brazo} = \frac{(2232.00)(0.75)}{2.50} = 669.60 \text{ kg} - \text{m}$$

La tabla 3.22.1 de AASHTO indica las diferentes combinaciones de carga, recomendadas para el análisis de una estructura. Para el diseño de la subestructura del puente, de los casos que se van a considerar, los grupos de carga más exigentes son el I, II, III y VII. Para este proyecto se tomaron los grupos de carga II y III, por ser los más utilizados en el diseño de puentes y que regirán en el diseño de toda la subestructura.

□ Calcular el momento total resistido por el alero:

Grupo II

$$M_u = 1.30(E_q + E_t) = 1.30(121.50 + 669.60) = 1028.43 \text{ kg} - \text{m}$$

Grupo III

$$M_u = 1.30[(0.30E_d) + E_t] = 1.30[(0.30)(121.50) + 669.60] = 917.87 \text{ kg-m}$$

2.4.1.3 Cálculo del refuerzo

Peralte efectivo: se propone varilla No. 5

$$d = T - \frac{\emptyset}{2} - \text{recubrimiento} = 30 - \frac{1.59}{2} - 7.5 = 21.705 \text{ cm}$$

Datos:

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

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

$$M_u = 1028.43 \text{ kg-m}$$

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

$$d = 21.705 \text{ cm}$$

Se obtiene:

$$A_s = 1.89 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 10.89 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = 40.52 \text{ cm}^2$$

Como $A_{smin} > A_s$, entonces tomar $A_{smin} = 10.89 \text{ cm}^2$

Espaciamiento:

$$S = \frac{(1.981)(100)}{10.89} = 18.2 \text{ cm} \quad \text{entonces tomar } S = 0.15 \text{ m}$$

Acero por temperatura:

$$A_{st} = 0.002bt = 0.002(100)(30) = 6.00 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varilla No. 4:

$$S = \frac{(1.27)(100)}{6.00} = 21 \text{ cm} \quad \text{entonces tomar } S = 0.20 \text{ m.}$$

Resumen: armado para aleros

Colocar refuerzo principal varilla No. 5 @ 0.15 m + varilla No. 4 @ 0.20 m.

□ Revisar a corte la sección propuesta

Corte resistente:

$$V_r = (0.85)(0.53)\sqrt{210}(100)(21.705) = 14,169.80 \text{ kg.}$$

Corte actuante:

$$V_a = 0.50[(b + h)h] + 0.10(t)(h)(a)(E_c)$$

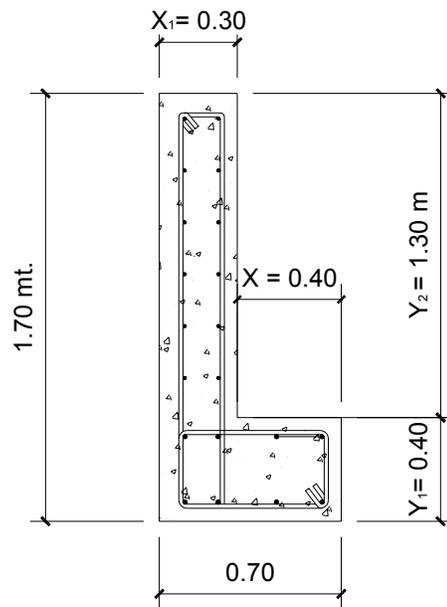
$$V_a = 0.50[(292.80)(1200 + 292.80)] + 0.10(0.30)(2.50)(1.50)(2400) = 1162.80 \text{ kg.}$$

Revisar $V_r > V_a$

$14,168.80 > 1,162.80$, entonces al revisar la sección propuesta esta bien.

2.4.2 Diseño de la viga de apoyo

Figura 10. Dimensiones de la cortina y la viga de apoyo



□ Dimensionamiento de la cortina y la viga de apoyo:

Según el libro “diseño de puentes de concreto” de José Eusebio Trujillo, AASHTO recomienda los siguientes parámetros para dimensionar las vigas de apoyo y las cortinas:

X: debe ser de 2.00 centímetros por cada metro longitudinal del puente:

$$X = (16.00)(0.02) = 0.32 \text{ m, tomaremos } X = 0.40 \text{ m}$$

X_1 : debe ser como mínimo 0.30 m, entonces se toma $X_1 = 0.30$ m

Y_1 : deber ser como mínimo 0.40 m, entonces se toma $Y_1 = 0.40$ m

$$\text{Altura de la viga de apoyo: } \frac{L}{16} = \frac{16}{16} = 1.00 \text{ m}$$

$Y_2 = H_{\text{viga apoyo}} + \text{espesor losa} + \text{espesor de capa asfáltica}$

$$Y_2 = 1.00 + 0.20 + 0.05 = 1.25 \text{ m}$$

□ Calcular acero longitudinal con acero por temperatura

$$A_{st} = 0.002bt = 0.002(100)(40) = 8.00 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento: proponiendo varilla No. 5

$$S = \frac{(1.981)(100)}{8.00} = 0.24 \text{ cm}, \text{ entonces se tomará } S = 0.20 \text{ m}$$

□ Calcular acero transversal

$$A_{smin} = \frac{14.1(70)(40)}{2810} = 14.05 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varilla No. 5: $(8)(1.981) = 15.85 \text{ cm}^2$

Resumen: armado de viga de apoyo

Colocar 8 varillas corridas No. 5 + estribos No. 5 @ 0.20 m.

2.4.3 Diseño de cortinas

Seguirá utilizándose la sobrecarga mínima AASHTO = 480 kg/m³

$$(480)(1.25) = 600 \text{ kg/m}^2$$

2.4.3.1 Cálculo de carga muerta y carga viva

□ Resultantes verticales que actúan en cada viga

$P_u = 82,153.34 \text{ kg}$. (que viene del cálculo de fuerzas últimas en el diseño de vigas).

$P_{\max} = 29,109.90$ kg (que viene del cálculo de fuerzas por carga muerta, en el diseño de vigas).

Longitud del estribo = 5.40 m

- Carga muerta por cada estribo: (por metro lineal)

$$C_m = \frac{(29109.90)(2 \text{ estribos})}{5.40} = 10,781.44 \text{ kg} - \text{m}$$

- Carga viva en losa

Analizando la carga más crítica, que es la carga completa que produce el camión HS 20 sobre el elemento estructural. Se tiene una carga móvil HS 20, el cual lo constituye un camión tipo tractor de 36,000 libras y un remolque de 30,000 libras. En tal caso, la carga para cada estribo será:

$$C = \frac{2(16000 + 4000) + (16000)(2)}{2 \text{ estribos}} = 16,329.33 \text{ kg.}$$

Ahora carga viva por metro lineal de ancho:

$$C_v = \frac{16329.33}{5.40} = 3023.95 \text{ kg/m}$$

2.4.3.2 Cálculo de fuerzas horizontales

- Cálculo de fuerza de frenado

Artículo 3.9 de AASHTO: se deberá considerar del 5-10% de la carga viva, por efectos de frenado. Además el centro de aplicación de dicha fuerza se encuentra a una altura de 6 pies (1.83 m) por arriba del piso de la losa .

$$P_f = (3023.95)(0.10) = 302.40 \text{ kg/m}$$

Se encuentra momento ocasionado por el frenado:

$$M_f = (1.25 + 1.83)(302.40) = 931.40 \text{ kg} - \text{m}$$

- Peso propio de la cortina

$$W_c = (0.30)(1.25)(1.00)(2400) = 900 \text{ kg.}$$

Momento ocasionado por la carga muerta:

$$M_c = (E_q)(\text{brazo})(\text{fuerza}) = (0.10)((0.65)(900)) = 56.25 \text{ kg} - \text{m}$$

2.4.3.3 Cálculo de empuje de tierra

- Fuerza y momento producido por el empuje de la tierra sobre la cortina

$$F_t = (292.80)(1.25) + 0.50(600)(1.25) = 741.00 \text{ kg.}$$

Buscando centróide de aplicación de la fuerza ejercida:

$$Y = \frac{0.50(292.80)(1.25)^2 + 0.33(1.25)(0.50)(741)(1.25)}{(292.80)(1.25) + 0.50(741)(1.25)} = 0.51 \text{ m}$$

Momento producido por empuje de la tierra:

$$M = (0.51)(741.00) = 377.91 \text{ kg} - \text{m}$$

- Integrando grupos de cargas (según AASHTO)

$$\text{Franja unitaria: } (0.30)(1.00)(2400) = 720.00 \text{ kg} - \text{m}$$

Por fórmula de voladizo:

$$\frac{WL^2}{2} = \frac{(720)(1.25)^2}{2} = 562.50 \text{ kg} - \text{m}$$

Aplicando factor de sismo para diseño:

$$E_q = (0.10)(562.50) = 56.25 \text{ kg} - \text{m}$$

Grupo II

$$M_u = 1.30(E_t + E_q) = 1.30(377.91 + 56.25) = 564.41 \text{ kg} - \text{m}$$

Grupo III

$$M_u = 1.30[(0.30E_q) + E_t + P_f]$$

$$M_u = 1.30[(0.30)(56.25) + 377.91 + 931.40] = 1724.04 \text{ kg} - \text{m}$$

2.4.3.4 Cálculo del refuerzo

Peralte efectivo: se propone varilla No. 5

$$d = T - \frac{\emptyset}{2} - \text{recubrimiento} = 30 - \frac{1.59}{2} - 7.5 = 21.705 \text{ cm.}$$

Datos:

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

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

$$M_u = 1724.04 \text{ kg-m}$$

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

$$d = 21.705 \text{ cm}$$

Se obtiene:

$$A_s = 3.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 10.89 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = 40.52 \text{ cm}^2$$

Como $A_{smin} > A_s$, entonces tomar $A_{smin} = 10.89 \text{ cm}^2$

Espaciamiento:

$$S = \frac{(1.981)(100)}{10.89} = 18.2 \text{ cm}, \text{ entonces tomar } S = 0.15 \text{ m}$$

Acero por temperatura: $A_{st} = 0.002bt = 0.002(100)(30) = 6.00 \text{ cm}^2$

Se propone varilla No.4:

$$S = \frac{(1.27)(100)}{6.00} = 21.0 \text{ cm}, \text{ entonces tomar } S = 0.20 \text{ m.}$$

Resumen: armado para cortinas

Colocar refuerzo principal varilla No.5 @ 0.15 m + varilla No. 4 @ 0.20 m.

□ Revisar a corte la sección propuesta

Corte resistente:

$$V_r = (0.85)(0.53)\sqrt{210}(100)(21.705) = 14,169.80 \text{ kg.}$$

$$\text{Corte actuante: } V_a = 0.50[(b + h)(h) + 0.10(t)(h)(a)(E_c)]$$

$$V_a = 0.50[(292.80)(600 + 292.80) + 0.10(0.30)(1.25)(1.00)(2400)] = 682.80 \text{ kg.}$$

Revisar $V_r > V_a$

$14,168.80 > 682.80$, entonces revisa la sección propuesta correcta.

2.4.4 Diseño del estribo

Los estribos son los componentes del puente que soportan la superestructura en los extremos y contienen el terraplén de aproximación y transmiten la carga al terreno de cimentación. El tipo de muro a diseñar, es del tipo muro en voladizo de concreto armado.

2.4.4.1 Carga muerta y viva actuantes

Peso del concreto: 2400 kg/m^3

Peso volumétrico del suelo: 1500 kg/m^3

Cortina: $W_1 = (0.30)(1.65)(1.00)(2400) = 1,188.00 \text{ kg.}$

Pantalla del muro: $W_2 = (0.60)(4.40)(1.00)(2400) = 6,336.00 \text{ kg.}$

Base: $W_3 = (0.75)(4.50)(1.00)(2400) = 8,100 \text{ kg.}$

Aleros: $W_a = \frac{2[(0.30)(1.50)(2.50)(2400)]}{5.40} = 1,000.00 \text{ kg.}$

Relleno debajo de la cortina: $W_4 = (0.20)(4.00)(1.00)(1500) = 1,200.00 \text{ kg.}$

Relleno sobre el talón: $W_5 = (1.50)(5.65)(1.00)(1500) = 12,712.50 \text{ kg.}$

Relleno sobre el pie:

$$W_6 = [(2.10)(1.00)(1.75) + 0.50(1.00)(2.10)(1.00)](1500) = 7,087.50 \text{ kg.}$$

Carga que soporta cada estribo: $C_m = \frac{(29,109.90)(2)}{5.40} = 10,781.44 \text{ kg.}$

Figura 11. Dimensiones y cargas que actúan sobre el estribo

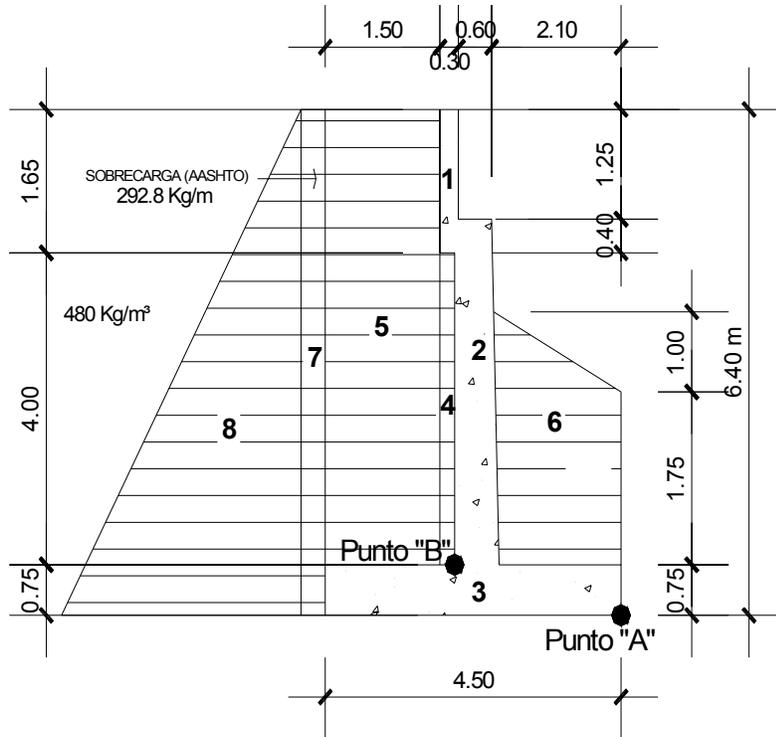


Tabla I. Integración de cargas muertas que actúan sobre el estribo

Cargas muertas			
	W_o (kg)	Brazo (m)	M_o (kg-m)
W_1	1188.00	2.85	3385.80
W_2	6336.00	2.40	15206.40
W_3	8100.00	2.25	18225.00
W_a	1000.00	3.25	3250.00
W_4	1200.00	2.95	3540.00
W_5	12,712.50	3.75	47671.88
W_6	7087.50	1.05	7441.88
P_{cm}	10781.44	2.25	24258.24
Σ	48,405.44		122,979.20

Tabla II. Fuerzas de sismo que actúan sobre el estribo

Fuerzas debido a sismo			
	10% W_o (kg)	Brazo (m)	M_o (kg-m)
E_{Q1}	118.80	5.575	662.31
E_{Q2}	633.60	2.80	1744.08
E_{Q3}	810.00	0.375	303.75
E_{Qa}	100.00	4.45	445.00
E_{Qcm}	1078.14	5.15	5552.42
Σ	2,740.54		8,707.56

- Cargas vivas actuantes por metro lineal

Carga móvil HS 20 sobre cada estribo: 16,329.33 kg. (del diseño de cortinas).

$$P_{cv} = \frac{16,329.33}{5.40} = 3023.95 \text{ kg/m}$$

Tabla III. Cargas vivas que actúan sobre el estribo

Cargas vivas			
	W_o (kg)	Brazo (m)	M_o (kg-m)
P_{cv}	3023.95	2.25	6803.89

- Empuje por presión de la tierra(por metro lineal)

Del diseño de aleros se tiene que $P_h = 1578.30$ kg.

$$\text{Aleros : } E_a = \frac{(P_h)(\# \text{aleros})}{\text{Longitud del estribo}} = \frac{(1578.30)(2)}{5.40} = 584.55 \text{ kg.}$$

Sobrecarga AASHTO:

$$E_7 = WL = (292.80)(6.40) = 1873.92 \text{ kg.}$$

Equivalente líquido:

$$E_8 = 1/2(b)(h) = 0.50[(480)(6.40)] = 9830.40 \text{ kg.}$$

Tabla IV. Empujes ejercidos por presión de tierra sobre el estribo

Empuje por presión de tierra			
	W_o (kg)	Brazo (m)	M_o (kg-m)
E_a	584.55	4.10	2396.65
E_7	1873.92	3.20	5996.54
E_8	9830.40	2.13	20971.52
Σ	12,288.87		29,364.71

□ Fuerzas de empuje ejercidas horizontalmente (por metro lineal)

Fuerza de frenado:

$$P_f = 10\%P_{cv} = (0.10)(3023.95) = 302.40 \text{ kg.}$$

Fuerzas ejercidas por temperatura:

Según artículo 3.16 de AASHTO, el rango de temperatura puede ser tomado generalmente para estructuras de concreto en clima frío: $35^\circ\text{F} \cong 25^\circ\text{C}$.

$$P_{tv} = 25\%P_{cv} = (0.25)(3023.95) = 755.99 \text{ kg.}$$

Tabla V. Fuerzas horizontales de empuje que actúan sobre el estribo

Empuje de fuerzas horizontales			
	W_o (kg)	Brazo (m)	M_o (kg-m)
P_f	302.40	7.63	2307.31
P_{tv}	755.99	5.15	3893.35
Σ	1,058.39		6,200.66

- Calcular resistencia de la base a esfuerzos cortantes horizontalmente

Fuerzas que actúan horizontalmente contra la base del muro:

Grupo II

$$V_a = 1.30(\sum E_t + \sum E_a) = 1.30(12,288.87 + 2740.54) = 19,538.23 \text{ kg.}$$

Grupo III

$$V_a = 1.30(\sum E_t + \sum E_q + (\sum P_f + P_{tv}))$$

$$V_a = 1.30(12,288.87 + 2740.54 + 1058.39) = 20,914.14 \text{ kg.}$$

- Revisar el corte de la sección propuesta

$$V_r = (0.85)(0.53)\sqrt{210}(100)(60) = 39,170.20 \text{ kg.}$$

Revisar $V_r > V_a$

$39,170.20 > 20,914.14$, entonces se revisa como correcta.

2.4.4.2 Cálculo del momento de volteo

Cálculo del impacto en el muro:

$$I = \frac{15}{5.40 + 38} = 34\% > 30\% , \text{ entonces tomar } I = 30\%$$

- Momentos verticales producidos por las fuerzas estabilizantes, con respecto al punto "A"

Grupo II

$$M_e = 1.30(\sum M_{cm}) = 1.30(122,979.20) = 159,872.96 \text{ kg - m}$$

Grupo III

$$M_e = 1.30[(\sum M_{cm}) + (\sum M_{cv}(I))] =$$

$$M_e = 1.30[122,979.20 + (6803.89)(1.30)] = 171,371.53 \text{ kg - m}$$

- Momentos horizontales producidos por las fuerzas de volteo con respecto al punto "A" (de la figura 11)

Grupo II

$$M_v = 1.30(\sum M_{Et} + \sum M_{Eq}) = 1.30(29,364.71 + 8707.56) = 49,493.95 \text{ kg} - \text{m}$$

Grupo III

$$M_v = 1.30[\sum M_{Et} + \sum M_{Eq} + (\sum (P_f + P_{tv})(l))]$$

$$M_v = 1.30[29,364.71 + 8707.56 + (6200)(1.30)] = 59,971.95 \text{ kg} - \text{m}$$

- Factor de seguridad al volteo: $\frac{M_e}{M_v} > 1.50$

$$\text{Grupo II: } F_s = \frac{159,872.96}{49,493.95} = 3.23 > 1.50, \text{ entonces es correcto.}$$

$$\text{Grupo III: } F_s = \frac{171,371.53}{59,971.95} = 2.86 > 1.50, \text{ entonces es correcto.}$$

2.4.4.3 Cálculo del momento estabilizante

- Fuerzas estabilizantes: (cargas verticales)

Grupo II

$$F_e = 1.30(\sum W_{cm}) = 1.30(48,405.44) = 62,927.07 \text{ kg.}$$

Grupo III

$$F_e = 1.30[\sum W_{cm} + (\sum W(P_{cv})(l))] = 1.30[48,405.44 + (3023.95)(1.30)] = 68,037.55 \text{ kg.}$$

- Fuerzas deslizantes: (cargas horizontales)

Grupo II

$$F_d = 1.30[\sum W_{Et} + \sum W_{Eq}] = 1.30(12,288.87 + 2740.54) = 19,538.23 \text{ kg.}$$

Grupo III

$$F_d = 1.30[\sum W_{Et} + 0.30(\sum W_{Eq}) + (\sum W(P_f + P_{tv})(l))]$$

$$F_d = 1.30[12,288.87 + (2740.54)(0.30) + (1058.39)(1.30)] = 18,833.02 \text{ kg.}$$

□ Factor de seguridad al deslizamiento: $\frac{0.60F_e}{F_d} > 1.50$

Grupo II: $F_s = \frac{0.60(62,927.07)}{19,538.23} = 1.93 > 1.50$, correcto.

Grupo III: $F_s = \frac{0.60(68,037.55)}{18,833.02} = 2.17 > 1.50$, correcto.

□ Cálculo de presiones negativas en el terreno

Según los resultados del estudio de suelos efectuado, se determinó que el CBR del terreno es igual a: 22,660.00 kg/m².

Calcular centróide de aplicación de cargas: $Y = \frac{M_e - M_v}{F_e}$

Grupo II: $Y = \frac{159,872.96 - 49,493.95}{62,927.07} = 1.75 \text{ m}$

Grupo III: $Y = \frac{171,371.53 - 59,971.95}{68,037.55} = 1.64 \text{ m}$

Calcular excentricidad de la carga: $\left| Y - \frac{L}{2} \right| < \frac{L}{6}$

Longitud de la base = 4.50 m

Grupo II: $e = \left| 1.75 - \frac{4.50}{2} \right| < \frac{4.50}{6} = 0.49 < 0.75$, correcto.

Grupo III: $e = \left| 1.64 - \frac{4.50}{2} \right| < \frac{4.50}{6} = 0.61 < 0.75$, correcto.

Calcular presión máxima bajo la base del muro:

Revisar $3a < L$

Grupo II: $(3)(0.49) = 1.49 < 4.50$, correcto.

Grupo III: $(3)(0.61) = 1.84 < 4.50$, correcto.

Presiones máximas en el terreno:

De la fórmula simplificada de valor soporte, se tiene:

$$Q_{\max} = \frac{W}{1.50}(eL)$$

$$\text{Grupo II: } Q_{\max} = \frac{62,927.07}{1.50}(0.49)(4.50) = 18,795.42 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Grupo III: } Q_{\max} = \frac{68,037.55}{1.50}(0.61)(4.50) = 16,443.13 \text{ kg/m}^2$$

Al revisar con el valor soporte del terreno:

Grupo II: $18,795.42 \text{ kg/m}^2 < 22,660.00 \text{ kg/m}^2$, entonces es correcto.

Grupo III: $16,443.13 \text{ kg/m}^2 < 22,660.00 \text{ kg/m}^2$, entonces es correcto.

2.4.4.4 Cálculo del pie

□ Revisión por corte

$$W_{\text{suelo} + \text{cimiento}} = W_{s + c}$$

$$W_{s + c} = (\delta_s)(\text{desplante})(L_{\text{pie}}) + (\delta_c)(T_{\text{zapata}})(L_{\text{pie}}) =$$

$$W_{s + c} = (1500)[(2.10)(1.75) + 0.50(1.00)(2.10)] + (2400)(0.75)(1.95) =$$

$$W_{s + c} = 10,597.50 \text{ kg/m}$$

El corte actuante es vertical y hacia arriba por lo que la tensión se producirá en la parte inferior del pie, que es donde se deberá colocar el refuerzo.

Calculando peralte efectivo: proponiendo varilla No. 8

$$d = T - \frac{\emptyset}{2} - \text{recubrimiento} = 75 - \frac{2.54}{2} - 7.5 = 66.23 \text{ cm}$$

Corte que resiste el concreto:

$$V_r = (0.85)(0.53)\sqrt{210}(100)(66.23) = 43,237.36 \text{ kg/m}$$

Corte en el rostro del muro:

$$V_{\text{urostro}} = (1.70)(W_{s+c}) = (1.70)(10,597.50) = 18,015.75 \text{ kg/m}$$

Revisar $V_r > V_u$: $43,237.36 > 18,015.75$, entonces es correcto.

□ Revisar por flexión

$$M_{\text{urostro}} = (1.70) \left[(W_{s+c}) \left(\frac{L_{\text{pie}}}{2} \right) \right] = (1.70) \left[(10,597.50) \left(\frac{1.95}{2} \right) \right] = 17,565.36 \text{ kg-m}$$

□ Diseño del refuerzo

Datos:

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

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

$$M_u = 17,565.36 \text{ kg-m}$$

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

$$d = 66.23 \text{ cm}$$

Se obtiene:

$$A_s = 10.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{min}} = 33.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{max}} = 122.53 \text{ cm}^2$$

Como $A_{s\text{min}} > A_s$, entonces tomar $A_{s\text{min}} = 33.23 \text{ cm}^2$

Espaciamiento: con varilla No.8

$$S = \frac{(5.067)(100)}{33.23} = 15.2 \text{ cm} \text{ entonces } S = 0.15 \text{ m}$$

Acero para sentido longitudinal:

$$A_{st} = 0.002bt = 0.002(100)(75) = 15.00 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varilla No. 6, se tendrá:

$$S = \frac{(2.85)(100)}{15.00} = 19 \text{ cm} \text{ entonces } S = 0.18 \text{ m}$$

Resumen de armado del pie del estribo:

Refuerzo principal, colocar varilla No. 8 @ 0.15 m + refuerzo longitudinal varilla No. 6 @ 0.18 m.

2.4.4.5 Diseño del talón

W = relleno sobre el talón

$$W_{s+c+q} = (5.40)(1.95)(1500) = 15,795.00 \text{ kg/m}$$

□ Revisión por corte

$$V_{urostro} = (1.70)(W_{s+c+q}) = (1.70)(15,795.00) = 26,851.50 \text{ kg/m}$$

Corte que resiste el concreto: con $d = 66.23 \text{ cm}$

$$V_r = (0.53)(0.85)\sqrt{210}(100)(66.23) = 43,237.36 \text{ kg/m}$$

Revisar $V_r > V_u$: $43,237.36 > 26,851.50$, entonces el corte si resiste.

□ Diseño del refuerzo

Datos:

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

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

$$M_u = 26,851.50 \text{ kg-m}$$

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

$$d = 66.23 \text{ cm}$$

Se obtiene:

$$A_s = 15.93 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 33.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = 122.53 \text{ cm}^2$$

Como $A_{smin} > A_s$, entonces utilizar $A_{smin} = 33.23 \text{ cm}^2$

Espaciamiento: con varilla No.8

$$S = \frac{(5.067)(100)}{33.23} = 15.2 \text{ cm} \quad \text{entonces } S = 0.15 \text{ m}$$

Acero para sentido longitudinal:

$$A_{st} = 0.002bt = 0.002(100)(75) = 15.00 \text{ cm}^2$$

Se propone varilla No. 6, se tendrá:

$$S = \frac{(2.85)(100)}{15.00} = 19 \text{ cm entonces } S = 0.18 \text{ m}$$

Resumen de armado del talón del estribo:

Refuerzo principal colocar varilla No. 8 @ 0.15 m + refuerzo longitudinal varilla No. 6 @ 0.18 m.

2.4.4.6 Cálculo de la pantalla

Tabla VI. Cargas de sismo y empuje de tierra actuantes sobre la pantalla. Tomando como base el punto "B" (de la figura 11)

Fuerzas debido a sismo			
	W _o (kg)	Brazo (m)	M _o (kg-m)
E _{Q1}	118.80	4.825	573.21
E _{Q2}	633.60	2.20	1393.92
E _{Q3}	810.00	0.00	0.00
E _{Qa}	100.00	4.175	417.50
E _{Qcm}	1078.14	4.40	4743.82
Σ			7128.45
Empuje ejercido por presión de tierra			
	W _o (kg)	Brazo (m)	M _o (kg-m)
E _a	584.55	4.15	2425.88
E ₇	1873.92	2.825	5293.82
E ₈	9830.40	1.88	18481.15
Σ			26,200.85

□ Integrando grupos de carga

Grupo II

$$M_u = 1.30(\sum M_{Eq} + \sum M_{Et}) = 1.30(7128.45 + 26,200.85) = 43,328.09 \text{ kg} - \text{m}$$

Grupo III

$$M_u = 1.30[(0.30)(\sum M_{Eq}) + \sum M_{Et} + (\sum M_{cv})(\text{Impacto})]$$

$$M_u = 1.30[(0.30)(7128.45) + 26,200.85 + (5412.92)(1.30)] = 45,989.04 \text{ kg} - \text{m}$$

□ Diseño del armado

Peralte efectivo: se propone varilla No. 8

$$d = T - \frac{\emptyset}{2} - \text{recubrimiento} = 70 - \frac{2.54}{2} - 7.5 = 61.23 \text{ cm.}$$

Datos:

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

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

$$M_u = 45,989.04 \text{ kg-m}$$

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

$$d = 61.23 \text{ cm}$$

Se obtiene:

$$A_s = 30.93 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 30.71 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = 114.32 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento:

$$S = \frac{(5.07)(100)}{30.93} = 16.40 \text{ cm} \quad \text{entonces } S = 0.16 \text{ m}$$

Refuerzo longitudinal: se propone varilla No. 6

$$A_{st} = 0.002bt = 0.002(100)(70) = 14.00 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{(2.85)(100)}{14.00} = 20.4 \text{ cm} \quad \text{entonces } S = 0.20 \text{ m}$$

Resumen de armado de pantalla:

Refuerzo principal varilla No. 8 @ 0.16 m, + refuerzo longitudinal varilla No. 6 @ 0.20 m.

2.4.5. Diseño de la pila central

Resultantes verticales que actúan en cada viga principal:

$$P_u = 1.30[P_{cm} + (1.667)(P_{cv})(SC)(I)]$$

$$P_{cm} = 64,176.33 \text{ Lb.} \quad SC = 1.19$$

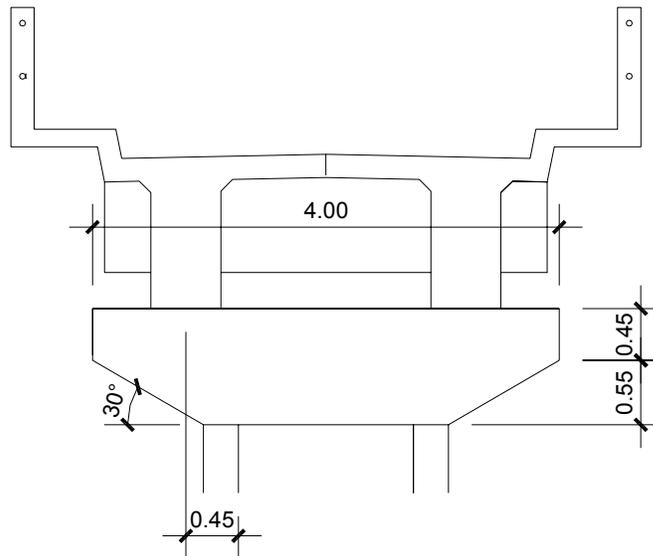
$$P_{cv} = 29,600 \text{ Lb.} \quad I = 1.30$$

$$P_u = 1.30[64,176.33 + (1.667)(29,600)(1.19)(1.28)] = 181,117.12 \text{ Lb.}$$

$$P_u = 1.30[29,109.90 + (1.667)(13,426.33)(1.19)(1.28)] = 82,153.34 \text{ kg.}$$

2.4.5.1 Diseño de la viga de apoyo

Figura 12. Dimensiones de la viga de apoyo de la pila central



Criterio de diseño: se tomará al camión actuando al centro de la luz total del puente, como carga más crítica.

$$P_u = 1.30[(29,109.90)(2 \text{ vigas}) + (1.667)(13,426.33)(1.19)(1.28)] = 119,996.21 \text{ kg.}$$

- Momento actuante al rostro de la columna

$$M_u = (P_u)(\text{brazo}) = (0.50)(119,996.21) = 59,998.10 \text{ kg} - \text{m}$$

□ Diseño del armado:

Peralte efectivo: se propone varilla No. 10

$$d = T - \frac{\emptyset}{2} - \text{recubrimiento} = 100 - \frac{3.23}{2} - 7.5 = 90.885 \text{ cm.}$$

Datos:

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \qquad f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_u = 59,998.10 \text{ kg-m} \qquad b = 85 \text{ cm} \qquad d = 90.88 \text{ cm}$$

Se obtiene:

$$A_s = 26.84 \text{ cm}^2 \qquad A_{s\text{min}} = 38.76 \text{ cm}^2 \qquad A_{s\text{max}} = 144.23 \text{ cm}^2$$

Como $A_{s\text{min}} > A_s$, entonces tomar $A_{s\text{min}} = 38.76 \text{ cm}^2$

Se propone 5 varillas No. 10, se tendrá:

$$(5)(8.17) = 40.85 \text{ cm}^2, \text{ entonces es correcto.}$$

□ Revisión de la sección a corte

Corte actuante:

$$V_a = P_u = 119,996.21 \text{ kg.}$$

Corte resistente:

$$V_r = (0.85)(0.53)\sqrt{210}(85)(90.88) = 50,430.32 \text{ kg.}$$

Revisar $V_r > V_a$:

$50,430.32 < 119,996.21$, la sección no resiste, por lo tanto reforzar a corte.

Se propone varilla No. 4, se tendrá:

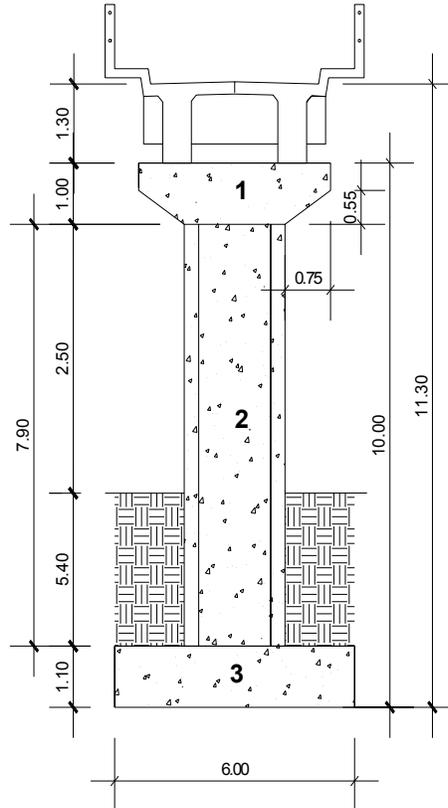
$$S = \frac{(2A_v)(f_y)(b)}{V_a - V_r} = \frac{2(1.27)(2810)(85)}{119,996.21 - 50,430.32} = 8.72 \text{ cm} \text{ entonces } S = 0.08 \text{ m.}$$

Resumen de armado de viga de apoyo:

Colocar refuerzo principal 5 varillas No. 10, + 2 juegos de estribos varilla No.4 @ 0.15 m.

2.4.5.2 Carga muerta y carga viva actuantes en la pila

Figura 13. Dimensiones y cargas que actúan sobre la pila central



Centro geométrico de aplicación de la carga muerta de la viga de apoyo:

$$Y = \frac{0.50(4)(1.00)^2 - 0.50(2)(0.95)(0.55)^2(0.333)}{(4)(10) - 0.50(2)(0.95)(0.55)} = 0.55 \text{ m}$$

□ Carga muerta de la viga de apoyo:

$$W_1 = (2400)[(4)(1.00)(0.85) + 0.50(2.0)(0.55)(0.95)(0.85)] = 7094.10 \text{ kg.}$$

□ Carga muerta de la columna:

$$W_2 = (2400)(7.90)[(1.90)(0.80) + 0.50(2.00)(0.30)^2] = 30,525.60 \text{ kg.}$$

□ Carga muerta de la zapata:

$$W_3 = (2400)(1.10)(6.00)^2 = 95,040.00 \text{ kg.}$$

□ Carga muerta de la superestructura:

$$P_{cm} = (29,109.90)(4 \text{ vigas}) = 116,439.60 \text{ kg.}$$

□ Peso del relleno de tierra:

$$W_T = (480.00)(5.40)[(6.00)^2 - ((1.90)(0.80) + 0.50(0.30)(6))] = 87,039.36 \text{ kg.}$$

Tabla VII. Integración de carga muerta que actúa sobre la pila central

Cargas muertas			
	W _o (kg)	Brazo (m)	M _o (kg-m)
W ₁	7094.10	3.00	21,282.30
W ₂	30,525.60	3.00	91,576.80
W ₃	95,040.00	3.00	285,120.00
W _T	87,039.36	3.00	261,118.08
P _{cm}	116,439.60	3.00	349,318.80
Σ	336,138.97		1008,415.98

□ Fuerzas debido a la carga viva

Peso del camión HS 20, según AASHTO:

$$C_v = \frac{(40000 + 32000)}{2}(0.4538) = 16,336.80 \text{ kg.}$$

$$P_{cv} = (16,336.80)(2 \text{ lados camión}) = 32,673.60 \text{ kg.}$$

Tabla VIII. Cargas vivas que actúan en la pila central

Cargas vivas			
	W _o (kg)	Brazo (m)	M _o (kg-m)
P _{cv}	32,673.60	3.00	98,020.80

□ Determinación de fuerzas horizontales actuantes, debido a sismo

Viga de apoyo: $E_{Q1} = (0.10)(7094.10) = 709.41 \text{ kg.}$

Muro central: $E_{Q2} = (0.10)(30,525.60) = 3052.56 \text{ kg.}$

Zapata: $E_{Q3} = (0.10)(95,040.00) = 9504.00 \text{ kg.}$

Superestructura: $E_{Qcm} = (0.10)(116,439.60) = 11,643.96 \text{ kg.}$

Tabla IX. Fuerzas de sismo que actúan sobre la pila central

Fuerzas debido a sismo			
	W_o (kg)	Brazo (m)	M_o (kg-m)
E_{Q1}	709.41	9.55	6774.86
E_{Q2}	3052.56	5.05	15415.43
E_{Q3}	9504.00	0.55	5227.20
E_{Qcm}	11643.96	9.00	104795.64
Σ	24,909.93		132,213.13

□ Empujes que actúan sobre la pila

La dirección de la corriente ejerce presión directa a la pila en el sentido transversal.

Artículo 3.18.1.1 de AASHTO: el empuje que el agua produce en el elemento, debe ser calculado por la fórmula: $P_{avg} = K(V_{avg})^2$ o por la fórmula simplificada $P_{avg} = 16KV_{avg}$.

donde:

P_{avg} = presión de la corriente

V_{avg} = velocidad del río (m/s)

K = constante que depende de la forma de la columna, en este caso la forma es diamantada, por lo que $K = 0.50$

Según velocidad de diseño del río: $V_{avg} = 1.70 \text{ m/s}$

$$P_{avg} = 16(0.50)(1.70) = 13.60 \text{ kg/m}^2$$

Empuje del agua: $E_a = (P_{avg})(\text{ancho columna})(\text{altura crecida extramáxima})$

$$E_a = (13.60)(0.80)(3.50) = 38.08 \text{ kg.}$$

Presión de la tierra:

$$E_t = 1/2bh = [0.50(480)(5.40)](4 \text{ lados}) = 5184.00 \text{ kg.}$$

Tabla X. Fuerzas de empuje de agua y de tierra que actúan sobre la pila

Empujes que actúan sobre la pila			
	W_o (kg)	Brazo (m)	M_o (kg-m)
E_a	38.08	7.12	271.00
E_t	5184.00	2.35	12182.40
Σ	5,222.08		12,453.40

□ Empuje ocasionado por las fuerzas horizontales

$$\text{Fuerza de frenado: } P_f = 10\%P_{cv} = (0.10)(32,673.60) = 3267.36 \text{ kg.}$$

$$\text{Fuerza de temperatura: } P_{tv} = 25\%P_{cv} = (0.25)(32,673.60) = 8,168.40 \text{ kg.}$$

Tabla XI. Fuerzas horizontales que actúan sobre la pila central

Empujes horizontales que actúan sobre la pila			
	W_o (kg)	Brazo (m)	M_o (kg-m)
P_f	3267.36	12.58	41,103.39
P_{tv}	8168.40	9.45	77,191.38
Σ	11,435.76		118,294.77

□ Calcular resistencia de la base a esfuerzos cortantes horizontales

Grupo II

$$V_a = 1.30[\Sigma W_{Eq} + \Sigma W_{Et}] = 1.30(24,909.93 + 5222.08) = 39,171.61 \text{ kg.}$$

Grupo III

$$V_a = 1.30 \left[0.30 \sum W_{Eq} + \sum W_{Et} + \sum W_{cv} \right]$$

$$V_a = 1.30 \left[(0.30)(24,909.93) + 5222.08 + 11435.76 \right] = 31,370.06 \text{ kg.}$$

Corte resistente:

$$V_r = (0.85)(0.53) \sqrt{210}(190)(80) = 99,231.15 \text{ kg.}$$

revisar $V_r > V_a$

$99,231.15 > 39,171.61$, entonces es correcto.

Como revisa la sección, se deberá reforzar con espaciamiento mínimo:

$$\text{Proponiendo varilla No. 3: } \frac{d}{2} = \frac{0.80}{2} = 0.40 \text{ m.}$$

2.4.5.3 Cálculo del momento de volteo

□ Estabilidad de la pila

Momento producido por las fuerzas estabilizantes:

Grupo II

$$M_e = 1.30 (\sum M_{cm}) = 1.30(1008,415.98) = 1310,940.77 \text{ kg - m}$$

Grupo III

$$M_e = 1.30 \left[\sum M_{cm} + (\sum M_{cv})(\text{impacto}) \right]$$

$$M_e = 1.30 \left[1008,415.98 + (98,020.80)(1.30) \right] = 1476,595.93 \text{ kg - m}$$

Momento producido por las fuerzas volteantes:

Grupo II

$$M_v = 1.30 (\sum M_{Eq} + \sum M_{Et}) = 1.30(132213.13 + 12453.40) = 188,066.70 \text{ kg - m}$$

Grupo III

$$M_v = 1.30 \left[(0.30) (\sum M_{Eq}) + \sum M_{Et} + (\sum M_{cv})(\text{impacto}) \right]$$

$$M_v = 1.3 \left[(0.3)(132,213.13) + 12,453.40 + (118,294.77)(1.3) \right] = 267,670.70 \text{ kg - m}$$

□ Factor de seguridad al volteo: $\left(\frac{M_e}{M_v}\right) > 1.50$

Grupo II : $F_s = \frac{1310,940.77}{188,066.49} = 6.97 > 1.50$, entonces es correcto.

Grupo III : $F_s = \frac{1476,595.93}{267,670.70} = 5.52 > 1.50$, entonces es correcto.

2.4.5.4 Cálculo de momento estabilizante

□ Fuerzas estabilizantes

Grupo II

$F_e = 1.30(\sum W_{cm}) = 1.30(336,138.97) = 436,980.66 \text{ kg.}$

Grupo III

$F_e = 1.30[\sum W_{cm} + (\sum W_{cv})(\text{impacto})]$

$F_e = 1.30[336,138.97 + (32,673.60)(1.30)] = 492,199.05 \text{ kg.}$

□ Fuerzas deslizantes

Grupo II

$F_d = 1.30(\sum W_{Eq} + \sum W_{Et}) = 1.30(24,909.95 + 5222.08) = 39,171.61 \text{ kg.}$

Grupo III

$F_d = 1.30[(0.30)(\sum W_{Eq}) + \sum W_{Et} + (\sum W_{cv})(\text{impacto})]$

$F_d = 1.30[(0.30)(24,909.95) + 5222.08 + (11,435.76)(1.30)] = 35,830.01 \text{ kg.}$

□ Factor de seguridad al deslizamiento: $\frac{0.60F_e}{F_d} > 1.50$

Grupo II : $F_s = \frac{(0.60)(436,980.66)}{391,171.61} = 6.69 > 1.50$, es correcto.

$$\text{Grupo III : } F_s = \frac{(0.60)(492,199.05)}{35,830.01} = 8.24 > 1.50, \text{ es correcto.}$$

- Revisión de las presiones negativas en el terreno

Según los resultados del estudio de suelos efectuado, se determinó que el CBR del terreno es igual a : 22,660.00 kg/cm².

$$\text{Calcular centróide de aplicación de cargas: } Y = \frac{M_e - M_v}{F_e}$$

$$\text{Grupo II: } Y = \frac{1310,940.77 - 188,066.49}{436,980.66} = 2.57 \text{ m.}$$

$$\text{Grupo III: } Y = \frac{1476,595.93 - 267,670.70}{492,199.05} = 2.45 \text{ m.}$$

$$\text{Calcular excentricidad de la carga: } \left| Y - \frac{L}{2} \right| < \frac{L}{6}$$

Longitud de la base = 5.50 m

$$\text{Grupo II: } e = \left| 2.57 - \frac{6.00}{2} \right| < \frac{6.00}{6.00} = 0.43 < 1.00, \text{ es correcto.}$$

$$\text{Grupo III: } e = \left| 2.45 - \frac{6.00}{2} \right| < \frac{6.00}{6.00} = 0.55 < 1.00, \text{ es correcto.}$$

- Calcular presión máxima bajo la base del muro

$$\text{Fórmula: } \left(\frac{F_e}{L^2} \right) \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right)$$

Grupo II

$$Q_{\min} = \left(\frac{436,980.66}{36} \right) \left(1 - \frac{(6)(0.43)}{6.00} \right) = 6,918.86 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_{\max} = \left(\frac{436,980.66}{36} \right) \left(1 + \frac{(6)(0.43)}{6.00} \right) = 17,357.84 \text{ kg/m}^2$$

Entonces: como 22,660 kg/m² > 17,357.84 kg/m², entonces es correcto.

Grupo III

$$Q_{\min} = \left(\frac{492,199.05}{36} \right) \left(1 - \frac{(6)(0.55)}{6} \right) = 6,152.49 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_{\min} = \left(\frac{492,199.05}{36} \right) \left(1 + \frac{(6)(0.55)}{6} \right) = 21,191.90 \text{ kg/m}^2$$

Entonces: como $22,660 \text{ kg/m}^2 > 21,191.90 \text{ kg/m}^2$, entonces es correcto.

2.4.5.5 Diseño de la columna central

Determinando fuerzas actuantes sobre el muro de contención, respecto al punto "B" de la figura 13:

Tabla XII. Cargas muertas que actúan sobre la columna

Cargas muertas que soporta la columna			
	W_o (kg)	Brazo (m)	M_o (kg-m)
W_1	7094.10	0.00	0.00
W_2	30,525.60	0.00	0.00
W_3	95,040.00	0.00	0.00
P_{cm}	116,439.60	0.00	0.00
Σ	249,099.30		0.00

Tabla XIII. Cargas vivas que actúan sobre la columna

Cargas vivas que soporta la columna			
	W_o (kg)	Brazo (m)	M_o (kg-m)
P_{cv}	32,673.60	0.00	0.00

Tabla XIV. Fuerzas debido al sismo que actúa sobre la columna

Fuerzas debido al sismo que actúa			
	W _o (kg)	Brazo (m)	M _o (kg-m)
E _{Q1}	7094.10	0.00	0.00
E _{Q2}	30,525.60	0.00	0.00
E _{Qcm}	95,040.00	0.00	0.00
Σ	116,439.60	0.00	0.00

Tabla XV. Fuerzas de empuje que actúan sobre la columna

Empujes que actúan sobre la columna			
	W _o (kg)	Brazo (m)	M _o (kg-m)
E _a	38.08	6.57	250.19
E _t	5184.00	1.80	9,331.20
Σ			9581.39

Tabla XVI. Fuerzas horizontales que actúan sobre la columna

Empuje ejercido por fuerzas horizontales			
	W _o (kg)	Brazo (m)	M _o (kg-m)
P _f	3267.36	12.03	39,306.34
P _{tv}	8168.40	8.90	72,698.76
Σ			112,005.10

□ Carga puntual resultante de fuerzas verticales

Grupo II

$$P_u = 1.30(\sum W_{cm}) = 1.30(249,099.30) = 323,829.10 \text{ kg.}$$

Grupo III

$$P_u = 1.30[\sum W_{cm} + (\sum W_{cv})(\text{impacto})]$$

$$P_u = 1.30[249,099.30 + (32,673.60)(1.30)] = 379,047.50 \text{ kg.}$$

- Momentos de volteo actuantes al pie de la zapata

Grupo II

$$M_u = 1.30(\sum M_{Eq} + \sum M_{Et}) = 1.30(110,039.41 + 9581.39) = 155,507.04 \text{ kg} - \text{m}$$

Grupo III

$$M_u = 1.30[(0.30)(\sum M_{Eq}) + \sum M_{Et} + (\sum M_{cv})(\text{impacto})]$$

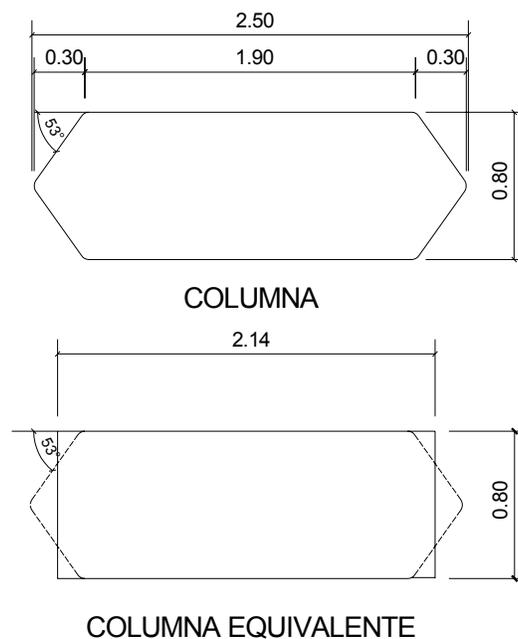
$$M_u = 1.3[(0.30)(110,039.41) + 9581.39 + (112,005.10)(1.3)] = 244,659.80 \text{ kg} - \text{m}$$

- Determinar columna rectangular equivalente para simplificar cálculos

Se tomará una base constante de 0.80 m y se procederá a determinar una longitud equivalente rectangularmente.

$$H_e = \frac{(0.80 + 1.90) + 2(0.30)^2}{0.80} = 2.125 \text{ m}, \text{ entonces se tomará } H_e = 2.14 \text{ m}.$$

Figura 14. Columna rectangular equivalente.



El código ACI – 99, recomienda en su capítulo 10.9, que el porcentaje de refuerzo en columnas no sea menor de 1% ni mayor al 4%, del área gruesa.

Área bruta: $214 \times 80 = 17,120 \text{ cm}^2$

Tomando el rango propuesto:

$$(17120)(0.01) = 171.20 \text{ cm}^2 < (17120)(0.04) = 684.80 \text{ cm}^2$$

Por conveniencia de cálculos se tomará el rango del 1%:

Se propone 18 varillas No. 11:

$$(18)(9.58) = 172.44 \text{ cm}^2, \text{ cubre el mínimo.}$$

□ Revisiones de la columna

Como el armado será distribuido en toda la sección de la columna se calcularán la esbeltez de la columna, falla a la tensión, falla a la compresión, falla balanceada y las cargas mínima y máxima.

□ Revisar esbeltez de la columna

El código ACI-99, menciona en el capítulo mencionado, la fórmula para calcular la esbeltez :

$$E = \frac{KL_u}{R} < 22, \text{ para columnas no arriostradas.}$$

Donde $K = 2$, para columnas empotradas en la base y libre en un extremo.

$R = 0.25B$ para columnas rectangulares.

$$E = \frac{(2)(10)}{(0.25)(2.14)} = 37.38 > 22, \text{ no cumple, por lo tanto se debe calcular un}$$

magnificador de momentos.

□ Calcular multiplicador δ_b : (caso sin desplazamiento lateral)

Sección de columna: 84.25" x 31.50"

Calcular factor de peralte de la viga:

$$\gamma = \frac{T - (2 \text{ veces el recubrimiento}) - (2 \text{ estribos}) - \text{varilla}}{T}$$

$$\gamma = \frac{84.25'' - (2)(2.93'') - (2)(0.625'') - 1.41}{84.25''} = 0.90$$

Calcular factor de carga muerta y carga viva:

$$C_m = 549,169.95 \text{ Lb} \quad C_v = 72,032.96 \text{ Lb}$$

$$\beta_d = \frac{\gamma(1.4C_m)}{\gamma(1.4C_m + 1.7C_v)} = \frac{0.90(1.4)(549,169.95)}{0.90((1.4)(549,169.95) + (1.7)(72,032.96))} = 0.863$$

$$\text{Calcular inercia: } I_g = \frac{(31.50'')(84.25'')^3}{12} = 1569892.68 \text{ plg}^4$$

Calcular rigidez de la columna (EI):

$$EI = \frac{(I_g)(E_c)}{2.50(1 + \beta_d)} = \frac{(3600000)(1569982.68)}{2.50(1 + 0.863)} = 1.213 \times 10^{12} \text{ Lb-plg}$$

$$\text{Calcular carga crítica : } P_c = \frac{(\pi)^2(EI)}{(KL_u)^2} = \frac{(\pi)^2(1213000)}{((2)(393.701))^2} = 19316405.80 \text{ Lb}$$

Cargas puntuales:

Grupo II : 713,920.96 Lb

Grupo III : 835,656.70 Lb

$$\text{Calcular } C_M = 0.60 + \left[0.40 \left(\frac{713,920.96}{835,656.70} \right) \right] = 0.942$$

$$\text{Calcular } \delta_b = \frac{C_M}{\left[1 - \left(\frac{P_u}{\phi P_c} \right) \right]} = \frac{0.942}{\left[1 - \left(\frac{835,656.71}{0.70(19316405.80)} \right) \right]} = 1.04$$

El código ACI especifica que el porcentaje mínimo de magnificador de momentos debe ser el 5%, por lo tanto se tomará para diseño: $\delta_b = 5\%$.

□ Magnificando momentos:

$$\text{Grupo II: } M_u = (1.05)(155,507.44) = 163,282.40 \text{ kg} - \text{m}$$

$$\text{Grupo III : } M_u = (1.05)(244,659.80) = 256,892.80 \text{ kg} - \text{m}$$

□ Revisar falla a la tensión

$$\text{Punto "E" del diagrama: momento} = 139.97 \times 10^6 \text{ Lb-plg}$$

$$\text{Carga} = 1.80 \times 10^6 \text{ Lb}$$

$$\text{Punto "C" del diagrama: carga} = 92.704 \times 10^6 \text{ Lb}$$

□ Revisar falla a compresión: (falla balanceada)

$$\text{Punto "B" del diagrama: momento} = 176.162 \times 10^6 \text{ Lb-plg}$$

$$\text{Carga} = 5.42 \times 10^6 \text{ Lb}$$

$$\text{Punto "F" del diagrama: momento} = 173.39 \times 10^6 \text{ Lb-plg}$$

$$\text{Carga} = 4.032 \times 10^6 \text{ Lb}$$

□ Encontrando carga máxima y carga mínima:

$$\text{Punto "A" del diagrama: carga} = 8.91 \times 10^6 \text{ Lb}$$

$$\text{Punto "D" del diagrama: carga} = -2.14 \times 10^6 \text{ Lb}$$

□ Revisar a corte la sección propuesta

$$V_r = (0.53)(0.85)\sqrt{210}(80)(214) = 111,765.61 \text{ kg.}$$

Revisar $V_r > V_a$

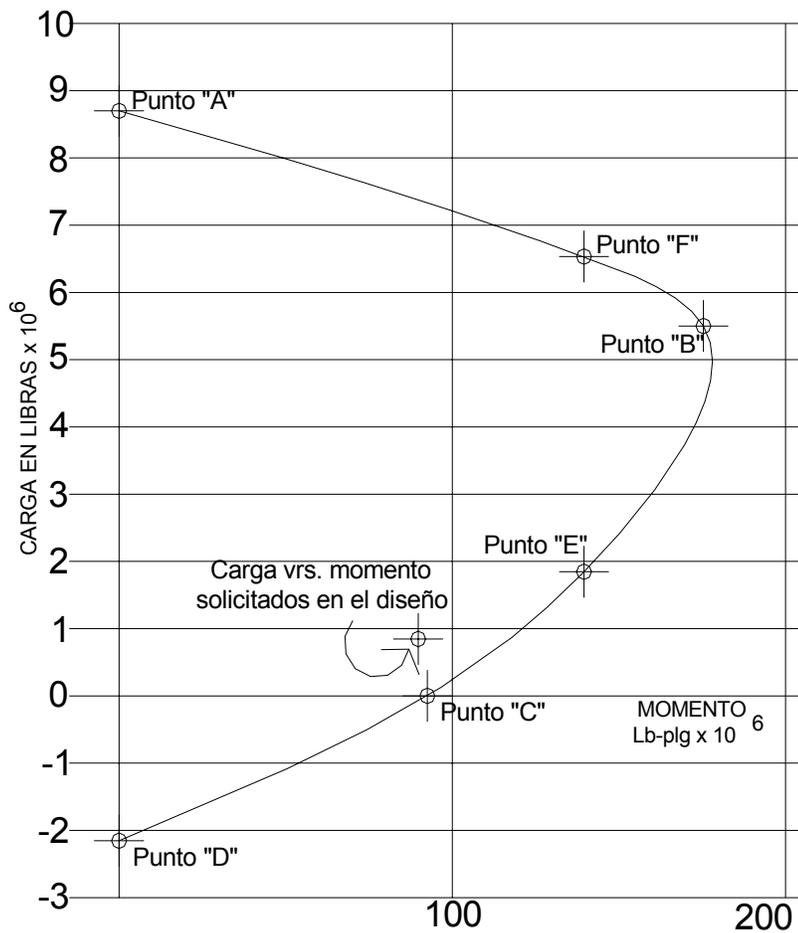
$111,765.61 < 379,047.50$ no resiste, por lo tanto se reforzará a corte la sección.

$$S = \frac{(2A_v)(f_y)d}{V_a - V_r} = \frac{2(1.981)(2810)(214)}{379,047.50 - 111,765.61} = 8.91 \text{ cm, entonces } S = 0.08 \text{ m}$$

Resumen final de armado de columna central:

Colocar 18 varillas No. 11 + estribos varilla No. 5 @ 0.08 m

Figura 15. Diagrama de momentos vrs. cargas, de la columna central



2.4.5.6 Diseño de la zapata central

Datos:

$P_u = 379.05 \text{ ton.}$

$M_u = 256.90 \text{ ton-m}$

$W_t = 87.04 \text{ ton.}$

$\delta_s = 1.40 \text{ ton/m}^3$

$$F_{cu} = 1.435$$

$$\delta_c = 2.40 \text{ ton/m}^3$$

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

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

$$V_s = 22.66 \text{ ton/m}^2$$

Sección de la columna: 0.80 x 2.14 m.

$$\text{Área de la zapata: } A_z = 36.00 \text{ m}^2$$

□ Cargas y momentos de trabajo

$$P_t = \frac{P_u}{F_{cu}} = \frac{379.05}{1.435} = 264.15 \text{ ton.}$$

$$M_t = \frac{M_u}{F_{cu}} = \frac{256.90}{1.435} = 179.03 \text{ ton.}$$

□ Revisión de la presión sobre el suelo

$$P = W_t + P_t = (264.15 + 87.04) = 351.20 \text{ ton.}$$

□ Calcular presión última de diseño

$$Q = \frac{P}{A_z} \pm \frac{M_t}{S_x} \pm \frac{M_t}{S_y}, \text{ donde } S = \frac{1}{6}bh^2$$

$$Q_{\min} = \frac{351.20}{36} - \frac{179.03}{(0.167)(6)^3} - \frac{179.03}{(0.167)(6)^3} = 0.20 \text{ ton/m}^2$$

Revisar $Q_{\min} = 0.20 > 0$, entonces no existen presiones de tensión en el terreno.

$$Q_{\min} = \frac{351.20}{36} + \frac{179.03}{(0.167)(6)^3} + \frac{179.03}{(0.167)(6)^3} = 19.70 \text{ ton/m}^2$$

Revisar : $V_s > Q_{\max}$

$$V_s = 22.66 \text{ ton/m}^2 > 19.702 \text{ ton/m}^2 \quad \text{es correcto.}$$

□ Presión última de diseño

$$Q_{\text{dis}} = (Q_{\max})(F_{cu}) = (19.702)(1.435) = 28.272 \text{ ton/m}^2$$

- Cálculo del corte actuando

$$V_a = (0.93)(6.00)(28.272) = 157.76 \text{ ton.}$$

- Corte que resiste la sección de la zapata

Peralte efectivo: se propone varilla No. 11

$$d = T - \frac{\emptyset}{2} - \text{recubrimiento} = 110 - \frac{3.58}{2} - 7.5 = 100.71 \text{ cm}$$

$$V_r = \frac{(0.85)(0.53)\sqrt{210}(600)(100.71)}{1000} = 394.48 \text{ ton.}$$

Revisar $V_r > V_a$

394.48 ton > 157.76 ton , por lo tanto la sección propuesta resiste el corte.

- Al revisar el corte punzonante

Área de punzonamiento: $A_p = 214 + 100.71 = 314.71 \text{ cm.}$

Corte de punzonamiento actuante:

$$V_{pa} = [(A_z)^2 - (A_p)^2](Q_{dis}) = [(6)(6) - (3.147)^2](28.272) = 737.78 \text{ ton.}$$

Corte de punzonamiento resistente:

$$B_o = 4(t + d) = 4(60 + 100.71) = 642.84 \text{ cm}$$

$$V_{pr} = (0.85)(1.06)\sqrt{f'_c}(B_o)(d)$$

$$V_{pr} = \frac{(0.85)(1.06)\sqrt{210}(642.84)(100.71)}{1000} = 845.30 \text{ ton.}$$

Revisar $V_{pr} > V_{pa}$

845.30 > 737.80 por lo tanto la sección resiste el corte punzonante.

- Diseñando refuerzo por flexión:

Datos:

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

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

$$M_u = 256.90 \text{ ton-m}$$

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

$$d = 100.71 \text{ cm.}$$

Se obtiene:

$$A_s = 110.39 \text{ cm}^2 \quad A_{s\min} = 50.53 \text{ cm}^2 \quad A_{s\max} = 188.03 \text{ cm}^2$$

Se propone varilla No. 11:

$$\frac{110.39}{10.07} = 10.96 + 1 \text{ varilla} = 12 \text{ varillas No.11}$$

Espaciamiento:

$$S = \frac{6.00 - (2)(0.075) - (12)(0.0358)}{12 \text{ varillas}} = 0.45 \text{ m}$$

□ Calcular acero por temperatura

$$A_{st} = 0.002bt = 0.002(100)(100.71) = 20.142 \text{ cm}^2$$

Como $A_{st} < A_{s\min}$, entonces se toma $A_{s\min} = 50.53 \text{ cm}^2$

Se propone varilla No. 10:

$$\frac{50.53}{8.17} = 6.18 + 2 \text{ varillas} = 9 \text{ varillas No.10}$$

Espaciamiento:

$$S = \frac{6.00 - (2)(0.075) - (9)(0.0358)}{9 \text{ varillas}} = 0.60 \text{ m}$$

□ Resumen de armado final de zapata central:

Colocar refuerzo principal en cama inferior 12 varillas No. 11 @ 0.45 m en ambos sentidos, y en cama superior 9 varillas No. 10 @ 0.60 m en ambos sentidos.

Tabla XVII. Presupuesto y cálculo de materiales del puente vehicular

AMPLIACIÓN DE PUENTE VEHICULAR, ALDEA SAN JOSÉ CHIQUILAJÁ
PRESUPUESTO Y CÁLCULO DE MATERIALES

No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P / U	TOTAL
1	Regla de pino colorado rústica de 2"x1"x10'	1.00	Docena	Q 140.00	Q 140.00
2	Tabla de pino colorado rústica de 12" x 1" x 10'	103.00	Docena	Q 480.00	Q 49,440.00
3	Parales de pino colorado rústicos de 3" x 4" x 10'	27.00	Docena	Q 540.00	Q 14,580.00
4	Parales de pino colorado rústicos de 6" x 4" x 9'	93.00	Docena	Q 660.00	Q 61,380.00
5	Clavo con cabeza de 2"	77.00	Libras	Q 4.00	Q 308.00
6	Clavo con cabeza de 1 1/2"	6.00	Libras	Q 4.00	Q 24.00
8	Clavo con cabeza de 2 1/2"	50.00	Libras	Q 4.00	Q 200.00
9	Clavo con cabeza de 3"	360.00	Libras	Q 4.00	Q 1,440.00
10	Clavo con cabeza de 4"	205.00	Libras	Q 4.00	Q 820.00
11	Clavo con cabeza de 5"	180.00	Libras	Q 4.00	Q 720.00
12	Lámina galvanizada de 12' calibre 28 para bodega	10.00	Unidad	Q 114.00	Q 1,140.00
13	Clavo para lámina de 2"	4.00	Libras	Q 4.00	Q 16.00
14	Plástico doble grueso para forro de bodega	75.00	Yardas	Q 4.00	Q 300.00
15	Cemento portland gris UGC	2491.00	Sacos	Q 43.00	Q 107,113.00
16	Arena de río	170.00	M ³	Q 140.00	Q 23,800.00
17	Piedrin triturado de 3/4"	216.00	M ³	Q 185.00	Q 39,960.00
18	Ø No. 11 corrugado grado 40 de 20' original	114.00	Varillas	Q 202.70	Q 23,107.80
19	Ø No. 10 corrugado grado 40 de 20' original	267.00	Varillas	Q 192.57	Q 51,416.19
20	Ø No. 8 corrugado grado 40 de 20' original	373.00	Varillas	Q 152.41	Q 56,848.93
21	Ø No. 6 corrugado grado 40 de 20' original	178.00	Varillas	Q 85.59	Q 15,235.02
22	Ø No. 5 corrugado grado 40 de 20' original	371.00	Varillas	Q 59.38	Q 22,029.98
23	Ø No. 4 corrugado grado 40 de 20' original	573.00	Varillas	Q 39.29	Q 22,513.17
24	Ø No. 3 corrugado grado 40 de 20' original	755.00	Varillas	Q 22.00	Q 16,610.00
25	Alambre de amarre calibre 18	6661.00	Libras	Q 4.00	Q 26,644.00
26	Tubo HG de 2"	23.00	Unidad	Q 335.00	Q 7,705.00
27	Adaptador macho HG de 2"	16.00	Unidad	Q 95.00	Q 1,520.00
28	Tubo PVC de 3" para bajada de agua pluvial	1.00	Unidad	Q 65.00	Q 65.00

Continuación tabla XVII

AMPLIACIÓN DE PUENTE VEHICULAR, ALDEA SAN JOSÉ CHIQUILAJÁ
PRESUPUESTO Y CÁLCULO DE MATERIALES

No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P / U	TOTAL
29	Almohadillas elastómetricas de neopreno SHORE dureza 60 de 13 mm + placas de acero de 2mm y 3mm entre almohadillas. Platinas de acero de 6" x 8 1/2" x 1/2" x 0.30 mt. Roidanas de acero de 4" x 6" x 1/2" + tuerca de acero. 2 pernos de acero de 12 x 15". Pegamento especial para sellar uniones	8.00	Apoyo	Q 1,995.90	Q 15,967.20
30	CARPETA DE RODADURA ASFÁLTICA sobre puente con un espesor mínimo de 5 cms, colocada, compactada y acabada según normas AASHTO Y Libro Azul de la D.G.C.	0.032	Kilometro	Q 700,000.00	Q 22,400.00
31	CONCRETO ASFÁLTICO de entrada y salida incluye: subrasante, rasante, subbase, base, imprimación, base negra y carpeta de rodadura. Tratamiento, colocación, compactación, traslado de materiales y acabados según normas AASHTO Y Libro Azul de la D.G.C.	0.055	Kilometro	Q 1,400,000.00	Q 77,000.00
32	Rótulos de alto en entrada y salida	2.00	Unidad	Q 500.00	Q 1,000.00
33	Rótulos de velocidad máxima	2.00	Unidad	Q 500.00	Q 1,000.00
34	Rótulo de identificación de la obra	1.00	Unidad	Q 1,500.00	Q 1,500.00
35	Rótulos peatonales	2.00	Unidad	Q 500.00	Q 1,000.00
36	Pintura para tráfico color amarillo	50.00	Galón	Q 300.00	Q 15,000.00
				Suman	Q 134,867.20

OTRAS ACTIVIDADES

37	Excavación de toda la estructura	332.00	M³	Q 35.00	Q 11,620.00
38	Relleno de toda la estructura	252.11	M³	Q 28.00	Q 7,059.08
39	Traslado de material sobrante	79.90	M³	Q 25.00	Q 1,987.50
				Suman	Q 20,676.58

Tabla XVIII. Integración de costos totales de obra del puente vehicular

**AMPLIACIÓN DE PUENTE VEHICULAR, ALDEA SAN JOSÉ CHIQUILAJÁ
PRESUPUESTO Y CÁLCULO DE MATERIALES**

No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P / U	TOTAL
Integración de costos totales de obra					
	Suman costo total de materiales locales, no locales y otras actividades	1.00	Global	Q 700,619.87	Q 700,619.87
	Suman costo total de mano de obra calificada	1.00	Global	Q 198,503.43	Q 198,503.43
	Suman total de mano de obra no calificada	1.00	Global	Q 148,877.57	Q 148,877.57
	Gerencia y administración del proyecto el 10% del total	1.00	Global	Q 97,115.56	Q 97,115.56
	Imprevistos el 10% del total	1.00	Global	Q 97,115.56	Q 97,115.56
	Transporte de materiales al lugar el 10% del total	1.00	Global	Q 97,115.56	Q 97,115.56
	Suman costos totales de construcción de ampliación de puente vehicular de 32.00 m de aldea San José Chiquilajá			Q 1,339,347.55	Q 1,339,347.55

Tabla XIX. Cronograma de trabajo físico-financiero del puente

**AMPLIACIÓN DE PUENTE VEHICULAR, ALDEA SAN JOSÉ CHIQUILAJÁ
CRONOGRAMA DE TRABAJO FÍSICO - FINANCIERO**

No.	DESCRIPCIÓN	SUB - TOTAL				MES 1	MES 2	MES 3	MES 4		
		Q	Q	Q	Q						
1.0	Trabajos preliminares de obra	Q	8,510.00	Q	8,510.00						
2.0	Zapata de la pila central	Q	73,281.92	Q	36,640.96	Q	36,640.96				
3.0	Columna central de la pila	Q	45,843.78			Q	22,921.89	Q	22,921.89		
4.0	Viga de apoyo de la pila central	Q	7,812.53						Q 3,906.27		
5.0	Aleros de los muros de contención	Q	19,668.17						Q 9,834.09		
6.0	Cortinas de los muros de contención	Q	13,951.98						Q 6,975.99		
7.0	Vigas de apoyo para muros de contención	Q	7,637.35						Q 3,818.68		
8.0	Pantallas de los muros de contención	Q	100,419.11						Q 50,209.56		
9.0	Zapatas de los muros de contención	Q	70,788.54				Q	23,596.18	Q 47,192.36		
10.0	Vigas principales de superestructura	Q	211,462.30								
11.0	Diafragmas interiores y exteriores	Q	53,580.28								
12.0	Losa de concreto armado	Q	91,144.93								
13.0	Postes, pasamanos y acera	Q	55,898.21								
14.0	Apoyos de Neopreno para superestructura	Q	17,567.20								
15.0	Asfalto para entrada y salida (incluye carpeta de rodadura sobre el puente)	Q	99,639.99								
16.0	Señalamiento horizontal y vertical de la obra	Q	19,500.00								
17.0	Remates en extremos de puentes	Q	2,410.24								
18.0	Mano de obra no calificada	Q	148,877.57	Q	18,609.69	Q	18,609.69	Q	18,609.69		
19.0	Administración y gerencia del proyecto	Q	97,115.56	Q	12,139.44	Q	12,139.44	Q	12,139.44		
20.0	Gastos imprevistos	Q	97,115.56	Q	12,139.44	Q	12,139.44	Q	12,139.44		
21.0	Transporte de materiales a la obra	Q	97,115.56	Q	12,139.44	Q	12,139.44	Q	12,139.44		
TOTAL		Q	1,339,340.78	Q	100,176.97	Q	114,590.86	Q	101,546.08	Q	176,964.94
ACUMULADO		Q	100,176.97	Q	214,769.83	Q	316,315.91	Q	493,280.85	Q	493,280.85
PORCENTUAL ACUMULADO			7.48%		16.04%		23.62%		36.83%		36.83%

Continuación tabla XIX

AMPLIACIÓN DE PUENTE VEHICULAR, ALDEA SAN JOSÉ CHÍQUILAJA
CRONOGRAMA DE TRABAJO FÍSICO - FINANCIERO

No.	DESCRIPCIÓN	SUB - TOTAL	MES 5	MES 6	MES 7	MES 8
1.0	Trabajos preliminares de obra	Q 8,510.00				
2.0	Zapata de la pila central	Q 73,281.92				
3.0	Columna central de la pila	Q 45,843.78				
4.0	Viga de apoyo de la pila central	Q 7,812.53	Q 3,903.27			
5.0	Aleros de los muros de contención	Q 19,668.17	Q 9,834.09			
6.0	Cortinas de los muros de contención	Q 13,951.98	Q 6,975.99			
7.0	Vigas de apoyo para muros de contención	Q 7,637.35	Q 3,813.68			
8.0	Pantallas de los muros de contención	Q 100,419.11	Q 50,203.56			
9.0	Zapatas de los muros de contención	Q 70,788.54				
10.0	Vigas principales de superestructura	Q 211,462.30		Q 105,731.15	Q 105,731.15	
11.0	Diagramas interiores y exteriores	Q 53,587.05		Q 26,793.53	Q 26,793.53	
12.0	Losa de concreto armado	Q 91,144.93			Q 60,763.29	Q 30,381.64
13.0	Postes, pasamanos y acera	Q 55,898.21				Q 55,898.21
14.0	Apoyos de neopreno para superestructura	Q 17,567.20	Q 17,567.20			
15.0	Asfalto para entrada y salida (incluye carpeta de rodadura sobre el puente)	Q 99,639.99				Q 99,639.99
16.0	Señalamiento horizontal y vertical de la obra	Q 19,500.00				Q 19,500.00
17.0	Remates en extremos de puentes	Q 2,410.24				Q 2,410.24
18.0	Mano de obra no calificada	Q 148,877.57	Q 18,609.69	Q 18,609.69	Q 18,609.69	Q 18,609.74
19.0	Administración y gerencia del proyecto	Q 97,115.56	Q 12,139.44	Q 12,139.44	Q 12,139.44	Q 12,139.48
20.0	Gastos Imprevistos	Q 97,115.56	Q 12,139.44	Q 12,139.44	Q 12,139.44	Q 12,139.48
21.0	Transporte de materiales a la obra	Q 97,115.56	Q 12,139.44	Q 12,139.44	Q 12,139.44	Q 12,139.48
TOTAL		Q 1,339,347.55	Q 147,330.78	Q 187,552.69	Q 248,315.97	Q 262,858.26
ACUMULADO		Q 640,620.63	Q 828,173.32	Q 1,076,489.29	Q 1,339,347.55	
PORCENTUAL ACUMULADO		47.83%	61.83%	80.37%	100.00%	

3. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL DE LA PROPUESTA DEL PASO A DESNIVEL

Se estudiará la intersección de la 4ta. calle con la avenida las Américas de la zona 1. Se propondrá en esta intersección un paso a desnivel, transversal a la 4ta. calle, el cual con su construcción futura, desfogará de una forma eficiente el tránsito proveniente de las zonas 1, 3, 10, 9 y colonias aledañas. Con su construcción ésta propuesta será una solución al problema provocado por el congestionamiento de tránsito en el lugar, sobre todo en las horas pico.

3.1 Conceptos sobre Ingeniería de tránsito que intervienen en la propuesta

3.1.1 El automóvil

La necesidad del hombre de transportarse de un lugar a otro, hizo que a finales del siglo XIX apareciera el automóvil, lo que provocó la creación de caminos y modificación de algunos que ya existían, que a la vez se mantuvieran y se conservarían para el buen funcionamiento de los mismos. El automóvil ha tenido grandes cambios a través del paso de los años, tales como su velocidad, comodidad, potencia, por lo que su capacidad de carga y la cantidad existente es mayor. Año con año el vehículo sigue evolucionando y las vías de circulación se vuelven cada vez más insuficientes.

El automóvil es todo vehículo provisto de un dispositivo mecánico de autopropulsión, utilizado normalmente para el transporte de personas, mercancías o de carga por carreteras.

3.1.2 El peatón

El peatón es toda aquella persona que transita a pie, haciendo uso de los caminos. Se puede decir que el número de peatones de un país equivale aproximadamente a la población en general, desde niños que empiezan a caminar hasta ancianos.

Es importante analizar al peatón, porque no solamente es una víctima del tránsito, sino que también una de sus causas. Por regla general el peatón tiene el derecho de vía sobre cualquier otro medio de transporte. Todo conductor de un vehículo deberá respetar este derecho, cediendo el paso al peatón.

3.1.3 El conductor

Es la persona que guía o conduce un vehículo, por la carretera o red vial. Por lo general el que conduce un automóvil, conoce lo que es el volante, frenos, la velocidad que éste desarrolla y otros, pero desconoce sus limitaciones, que hace que carezca de la destreza para mezclarse a la corriente del tránsito. El conductor, en especial, deberá respetar a niños, ancianos, discapacitados y mujeres embarazadas, ante los cuales extremará sus precauciones.

3.1.4 Volumen de tránsito

Se entiende por volumen de tránsito la cantidad de vehículos que transitan por cierta calle, camino o carril, en determinado tiempo. Las unidades con la que se expresa en el medio son vehículos por día o vehículos por hora, lo cual se expresa con la siguiente fórmula: $Q = \frac{N}{T}$.

donde:

Q = vehículos que pasan por unidad de tiempo (vehículos / período)

N = número total de vehículos que pasan (vehículos)

T = período determinado (unidad de tiempo)

3.1.5 Velocidad

Se define la velocidad como la relación entre el espacio recorrido y el tiempo que se tarda en recorrerlo. La velocidad es expresada en el medio en kilómetros por hora (km/h). Para el diseño de una vía, la velocidad es un elemento importante, ya que es un parámetro de cálculo en la mayoría de trazos respectivos.

3.1.6 Corredor urbano

El corredor urbano es una vía muy importante, por la cual transita gran cantidad de vehículos diariamente; en otras palabras, son las arterias principales, que establecen conexiones con centros de actividad humana y residencial. Deben llenar requisitos geométricos, condiciones de tránsito y ambientales.

Por la importancia que tienen se les da mayor capacidad y seguridad, por lo que está diseñado con el menor número de intersecciones y en lugares de conflicto se emplean pasos a desnivel.

3.2 Factores de evaluación del corredor urbano

3.2.1 Volumen de tránsito total

Es la cantidad de vehículos que pasan en un lugar y período determinado. Esto depende del número de carriles que el corredor tenga, ya que un carril tiene la capacidad de evacuar de 900 a 1,000 vehículos por hora.

El volumen de tránsito puede medirse por medio del tránsito promedio diario (TPD) y el volumen de horas pico (VHP), lo cual indica si el corredor tiene la capacidad para la que fue diseñado.

3.2.2 Personas transportadas por el tipo de unidad

Al tener el transporte clasificado, se puede conocer el número de personas que se movilizan en cada medio de transporte, ya sea privado o colectivo. El que movilice mayor cantidad en menos unidades, será el más eficiente y se le darán ciertas prerrogativas, para beneficiar así al más alto porcentaje de usuarios.

3.2.3 Continuidad del corredor

Se evaluará la posibilidad de que el corredor tenga las mismas características a todo lo largo, para que las comodidades del usuario sean significativas.

3.2.4 Nivel de servicio del corredor

Para medir la calidad del flujo vehicular se usa el concepto de nivel de servicio. Es una medida cualitativa que describirá las condiciones de operación de un flujo vehicular y de su percepción por los motoristas y / o pasajeros. Estas condiciones se describen en términos de factores tales como la velocidad y el tiempo de recorrido, la libertad de maniobras, la comodidad, la conveniencia y la seguridad vial.

3.2.5 La señalización

Se hará un inventario de las señales que hay actualmente en las vías de objeto de estudio. Se propondrá señales tanto horizontales como verticales, esto con el propósito de establecer un buen sistema de comunicación visual entre conductores y peatones, haciendo así más eficiente la operación del corredor.

3.2.6 Estacionamiento sobre el corredor

Se evaluará el efecto del estacionamiento sobre el flujo del tránsito en el corredor, ya que, al estacionar sobre él se está reduciendo su capacidad, anulando prácticamente un carril en cada sentido. Si se sobrepasa ampliamente su capacidad, podría llegar a prohibirse el estacionamiento, ubicándolo en áreas próximas a ella.

3.2.7 Facilidades para el peatón

Se propondrá la construcción de aceras en donde no existan y se remodelará las existentes en malas condiciones.

Se prevé también la colocación de señales peatonales, de modo de dar facilidades al peatón para cruce de calles y otros.

3.3 Estudio topográfico

3.3.1 Levantamiento topográfico: altimetría y planimetría

□ Planimetría

Se utilizó el método de radiaciones hasta formar una poligonal cerrada. Que consiste en tomar un azimut inicial referido al norte y radiar todos los puntos necesarios que puedan ser tomados en una estación, para luego trasladarse a otra estación y radiar los siguientes puntos, y así hasta regresar al punto inicial.

□ Altimetría

Es la medición de las alturas de una superficie de la tierra, con el fin de representarlas gráficamente, para que junto con la planimetría se defina la superficie en estudio. En el presente trabajo la medición altimétrica se realizó por medio de la lectura de hilos en el teodolito de precisión electrónico, proporcionado por la municipalidad.

3.4 Especificaciones de diseño de la propuesta

3.4.1 Especificaciones de las bóvedas

3.4.1.1 Materiales de fabricación

- Formadas a base de placas de acero rolado y corrugado, con perforaciones longitudinales y transversales.

- Su fabricación se hará de acuerdo a las normas de fabricación internacionales AASHTO M 167 y ASTM A 761.
- El material de las bóvedas deberán ser láminas galvanizadas por inmersión en caliente, con un recubrimiento de 550 gramos de Zinc / m², de acuerdo a la norma ASTM A 123.
- Las corrugaciones deberán ser de 6" x 2" (15.24 x 5.08 cm) de calibre 7.
- Su fabricación deberá ser para soportar una carga mínima AASHTO HS 20 de 16,000 libras por eje de camión y para soportar un peso volumétrico de relleno mínimo de 1500 kg/m³.

3.4.1.2 Ensamblaje

Deberán ensamblarse por medio de tornillos acerados de ¾" de diámetro, y de acuerdo a la norma ASTM A 449. El galvanizado de tuercas y tornillos deberá cumplir con la norma ASTM A 761.

3.4.1.3 Tipo de bóveda

- Tipo:
Superclaro de flecha alta con aleros de compactación.

- Peso de la bóveda:

Peso: 1027 kg / ml

Calibre: Calibre No. 7

- Dimensiones de la bóveda:

Luz máxima : 7.849 m

Luz en la base: 7.061 m

Flecha máxima: 4.623 m

Área: 31.59 m²

3.4.1.4 Muro de contención y la cimentación

□ De la cimentación

Extremos: las dimensiones serán de 0.75 m de espesor y 0.90 m de ancho como mínimo, por el largo de la estructura.

Centro: las dimensiones serán de 0.75 m de espesor y 2.86 m de ancho como mínimo, por el largo de la estructura.

El concreto a utilizar será de 210 kg/cm², con una proporción mínima de 1:2:3 (1 parte de cemento x 2 partes de arena x 3 partes de piedrín de ¾”).

El armado mínimo a utilizar deberá ser calculado para soportar las cargas provenientes de la bóveda (cargas dadas de acuerdo al fabricante de las mismas), las cargas provenientes del muro de contención, las cargas vivas consideradas (HS 20 de AASHTO), el peso volumétrico del relleno (1500 kg/m³) y la carga propia del elemento en cuestión. Deberá proponerse como varilla mínima de armado varilla No. 4.

El armado deberá ser calculado para el refuerzo principal en la cama inferior y acero por temperatura como cama superior, de acuerdo a las normas AASHTO.

El diseño de la cimentación deberá ser tal, que cumpla las condiciones de diseño mínimas, es decir, deberá diseñarse contra deslizamiento, punzonamiento, flexión y no deberá superar el valor soporte del suelo.

□ Del muro de contención

El espesor del muro será de 0.50 m como mínimo y un ancho de 1.00 m en los extremos y al centro, la altura máxima será de 5.32 m y se construirán a la entrada y salida de cada bóveda. Serán construidos con piedra bola de un diámetro mínimo de 10" y con un peso mínimo de 1390 kg / m³. La piedra deberá ser de canto rodado o material de cantera labrado o no. La piedra debe ser dura, sana y libre de grietas u otros defectos estructurales que tiendan a afectar su resistencia a la intemperie. La piedra se deberá colocar de forma que las de mayores dimensiones queden en la parte inferior.

Para la unión de las piedras, se propone un mortero formado por una parte de cemento Pórtland y por 3 partes de agregado fino, proporción en peso. El mortero debe ser de tal consistencia que se pueda manejar y extender fácilmente en las superficies de las uniones. Las separaciones entre piedra y piedra serán de 1.5 cm como mínimo y 3 cm como máximo, y los que den espacios mayores de las dimensiones indicadas, deben ser llenados con fragmentos o astillas de piedra y mortero.

No se debe aplicar ninguna carga exterior o contra la mampostería de piedra terminada, durante al menos 14 días después de terminada. En las caras frontales de entrada y salida del muro de protección, se aplicará una capa de repello vertical, de 1.00 cm de espesor y con una proporción mínima de 1:4.

La mampostería se debe de mantener humedecida durante al menos 3 días después de colocada. El diseño del muro de protección, deberá ser tal que cumpla las condiciones mínimas de diseño; es decir, deberá soportar el volteo, el deslizamiento, la estabilidad y no deberá superar el valor soporte del suelo.

3.4.2 Especificaciones técnicas del relleno estructural

3.4.2.1 Calidad de los materiales

Se consideran adecuados los materiales que cumplan los siguientes requisitos mínimos:

El material de relleno debe ser de calidad aceptable y uniforme, estar exento de materiales inapropiados y no contener piedras, cuyo tamaño no permita su adecuada compactación en capas. Se pueden usar piedras solamente con la debida autorización y siempre que los vacíos entre ellas, sean rellenos con material apropiado.

El material debe el mejor que esté disponible y de máxima fricción interna. El material de relleno que se coloque hasta la corona de las bóvedas, debe de ser fino, de preferencia arenoso, poco plástico y libre de arcilla.

No debe colocarse ningún relleno contra cualquier estructura de concreto, antes de 7 días de haberse hecho la fundición. Los rellenos alrededor de las estructuras citadas, deben colocarse simultáneamente a ambos lados y a la misma altura.

3.4.2.2 Ancho del relleno

El ancho del relleno en la parte superior de la bóveda, debe ser igual a la distancia comprendida entre las aristas exteriores de los pies de los muros, continuando a ambos lados con taludes que tengan una pendiente de $1\frac{1}{2} : 1$, hasta encontrar terreno natural, y en sentido longitudinal debe tener una dimensión igual a la longitud de la bóveda.

3.4.2.3 Capas sucesivas

Los rellenos sobre la superficie exterior de las bóvedas, deben construirse en capas sucesivas horizontales no menores a 0.30 m. Las capas sucesivas deberán ser debidamente confinadas con la estructura hasta formar un prisma que tenga las siguientes líneas de pago: hasta 0.75 m sobre la corona exterior de las bóvedas, en sentido transversal de la misma.

Las capas sucesivas deberán ser colocadas simultáneamente a ambos lados de las bóvedas, para que no se produzcan presiones desiguales.

3.4.2.4 Materiales de relleno inapropiados

Se consideran materiales de relleno inapropiados:

Los correspondientes a la capa vegetal. Los clasificados en el grupo A – 8 AASHTO M 145, suelos altamente orgánicos, constituidos por materias vegetales parcialmente carbonizadas o fangosas. Que no dependa del porcentaje que pasa el tamiz No. 200 (0.075 mm), del límite líquido, ni del índice plástico.

3.4.2.5 Consideraciones básicas de compactación del relleno

Puede hacerse por medio de apisonadores mecánicos, de preferencia bailarinas, o por medio de apisonadores manuales apropiados. En rellenos para estas estructuras, cada capa debe compactarse como mínimo al 90% de la densidad máxima, determinada según AASHTO T 180.

La compactación sobre la corona de las bóvedas (0.75 m) se deberá compactar como mínimo al 95% de la densidad máxima, determinada por el método Proctor Modificado. El porcentaje de compactación se comprobará en campo de preferencia, mediante el método AASHTO T 191(ASTM D 1556). Pueden utilizarse otros métodos técnicos incluyendo los no destructivos.

Determinación de la humedad óptima del relleno estructural mediante el método de carburo de calcio AASHTO T 217 o calentando el material y determinando la humedad a peso constante. No deberá proseguirse la compactación de una capa, hasta que la anterior llene los requisitos de compactación especificadas anteriormente.

3.4.3 Especificaciones de los taludes

Son las estructuras formadas de piedras unidas unas con otras con mortero, acomodadas de tal manera que dejen entre si la menor cantidad de espacios vacíos, sin necesidad de formar hiladas uniformes.

3.4.3.1 Materiales a usar en la protección

Los materiales que se proponen para protección de taludes son piedra que puede ser de canto rodado, material de cantera o material de desechos adecuado, pero teniendo siempre el cuidado de no usar material deleznable o que este recubierto de grumos o terrones de arcilla.

Las piedras pueden ser de formas cualesquiera y sus dimensiones pueden variar, la menor de 10 a 30 centímetros y la mayor de 20 a 50 centímetros, debiendo ser su peso mínimo de 1390 kg / m³.

□ Colocación

Las piedras se deben colocar de tal forma, que queden unidas entre sí perfectamente, de modo que quede una estructura consistente. Así mismo, las de mayores dimensiones deben quedar en la base o parte inferior de los taludes, y a continuación colocar hacia arriba consecutivamente, las piedras de dimensiones menores. Las separaciones entre piedra y piedra no deben ser menores de 1.5 centímetros ni mayores de 3 centímetros.

□ Mortero

El mortero que se propone para unir las piedras de los taludes es en proporción 1:3 (1 parte de cemento por partes de agregado fino) proporción en peso. Se debe colocar de tal manera que una perfectamente las piedras y no deben quedar bajo ninguna excepción, vacíos entre ellas.

□ Drenaje

Se deberán colocar tubos PVC de 2 pulgadas como mínimo, por cada 1.00 m² de piedra colocada, para evacuar el agua o la humedad actuantes. Se deberán enterrar como mínimo 1.00 m en sentido horizontal y estarán a ras del talud.

3.4.3.2 Consideraciones de la relación geométrica

Se propone para el diseño y la construcción de todos los taludes una relación geométrica de 2 a 1 (2 medidas horizontales por 1 medida vertical). Serán construidos según lo indicado en los planos respectivos que se adjuntan en el anexo. El diseño de los taludes deberá cumplir los requisitos mínimos de diseño que serán diseño contra el volteo, el deslizamiento y deberán resistir cargas mínimas del peso del relleno (1500 kg / m³) y peso de la piedra (1390 kg / m³).

3.4.4 Especificaciones de la defensa metálica sobre el paso

La defensa metálica se colocará en ambos extremos de los carriles del paso a desnivel y en toda su longitud, hasta donde esté indicado en los planos respectivos, que se adjuntan en el anexo.

3.4.4.1 Materiales de fabricación

Defensa de lámina calibre 12, bandas de 3 corrugaciones norma ASTM M 180, galvanizada por inmersión en caliente norma ASTM A 123. Dimensiones de acuerdo al fabricante y las propuestas en planos adjuntos en el anexo.

Deberá llevar viga de acero y separadores calibre 12 con triple venas de refuerzo, galvanizados por inmersión en caliente norma ASTM A 123. Incluirá el conjunto doble juego de triángulos reflectores a base de Scotch - Lite color amarillo. Dimensiones de acuerdo al fabricante.

Terminales T – 500, para cierre de tramos, galvanizadas por inmersión en caliente norma ASTM A 123. Dimensiones de acuerdo al fabricante y las propuestas en planos adjuntos en el anexo. Se colocarán tensores acerados, proporcionados por el fabricante y las propuestas en los planos del anexo.

3.4.4.2 Consideraciones de colocación y ensamblaje

Cada conjunto de viga, defensa y separador se fijará mediante 6 tornillos con sus respectivas tuercas aceradas, de acuerdo a las especificaciones proporcionadas por el fabricante y bajo ningún motivo se fijarán aquellos que estén defectuosos, agrietados o con otro defecto que impida su función estructural.

Todo el conjunto irá enterrado en el terreno una profundidad mínima de 1.00 metros, bajo el nivel de la superficie de rodamiento. Se enterrará primeramente el conjunto hasta el fondo, se rellenará y apisonará adecuadamente hasta una altura de 0.70 m y luego se deberá fundir una base de 0.30 x 0.30 x 0.30 metros de concreto hidráulico con una resistencia mínima de 100 Kg / cm².

3.4.5 Especificaciones de detalles constructivos

3.4.5.1 Banquetas y arriates

□ Banquetas

Para las banquetas a construir, se propone un ancho mínimo de 0.75 m y un máximo de 1.00 m, por la longitud indicada en planos adjuntos en el anexo. Se propone en el remate con la superficie de rodamiento, construir un bordillo de 0.15 m x 0.20 m x longitud, (0.10 m mínimo enterrado) de concreto hidráulico con una resistencia mínima de 210 kg/cm², en proporción 1:2:3 (1 parte de cemento por 2 partes de agregado fino por 3 partes de agregado grueso) proporción en peso.

El ancho total de la banqueta se propone, sea fundida con concreto hidráulico con una resistencia mínima de 210 kg / cm², en proporción 1:2:3 (1 parte de cemento por 2 partes de agregado fino por 3 partes de agregado grueso) proporción en peso. El espesor mínimo de fundición, se propone de 0.10 m.

□ Arriates

Para los arriates a construir, se propone un ancho mínimo de 0.50 m y un máximo de 0.75 m, por la longitud indicada en planos. Se propone en ambos lados un remate con la superficie de rodamiento, construir un bordillo de 0.15 m x 0.20 m x longitud, (0.10 m mínimo enterrado) de concreto hidráulico con una resistencia mínima de 210 kg/cm², en proporción 1:2:3 (1 parte de cemento por 2 partes de agregado fino por 3 partes de agregado grueso) proporción en peso.

El ancho total del arriate se propone, sea fundido con concreto hidráulico con una resistencia mínima de 210 kg/cm², en proporción 1:2:3 (1 parte de cemento por 2 partes de agregado fino por 3 partes de agregado grueso) proporción en peso. El espesor mínimo de fundición, se propone de 0.10 m.

3.4.5.2 Señalización horizontal y vertical

□ Horizontal

Se deberá pintar letreros preventivos con la palabra ALTO, al menos 5.00 metros antes del cruce de vías principales y secundarias. Dichas letras tendrán una medida mínima de 0.75 m. Se deberá pintar líneas de paso peatonal, a la llegada del cruce de vías. Las dimensiones de dichas líneas serán de 0.30 m de ancho, por 2.00 m de longitud, y con un espaciamiento mínimo de 0.20 m entre líneas, las cuales abarcarán el ancho total del carril en cuestión.

El tipo de pintura a utilizar en los letreros y líneas, será pintura líquida de base de resina alquídica para uso en pavimentos de concreto o asfalto, del tipo I de AASHTO M 248.

Para las líneas de división de carril (cuando sea de doble vía), o de línea central de carril (en donde existan 2 carriles), se deberá aplicar cinta reflectiva termoplástica, color blanco en la primera y color amarillo en la segunda, de acuerdo a la norma ASTM M 249. Ésta deberá ser aplicada por medios mecánicos y con una aplicación superficial de esferas de vidrio a la razón especificada por el fabricante de la misma. Además se deberán colocar ojos de gato con un espaciamiento recomendado por el fabricante.

□ Vertical

Todos los señalamientos bajos y elevados deberán ser diseñados para soportar velocidades de viento de entre 100 km/hr y 160 km/hr, y deben ser fabricados con acero de primera calidad y galvanizados por inmersión en caliente. En carriles auxiliares se deberán colocar señales de alto y velocidad máxima, al menos 5.00 m antes del cruce de vías.

En los carriles de entrada y de salida del paso a desnivel, se deberán colocar señales de número de carriles, destino y velocidad máxima. A la entrada de cada bóveda se deberá colocar señales de altura máxima, ancho máximo y número de carriles. Sobre el comienzo de cada vía principal y carriles secundarios, se deberán colocar señales de destino.

En el caso de existir vías alternas, se deberán colocar señales en lugares estratégicos, que sean lo suficientemente visibles para los conductores y a una distancia mínima de 10.00 m antes del cruce.

3.4.6 Consideraciones sobre el pavimento asfáltico a utilizar

De acuerdo al estudio que se efectuó, se determinó que el pavimento a utilizar en la propuesta será el concreto asfáltico. Entre las razones fundamentales de esta decisión, se tomaron en cuenta los costos respecto al pavimento hidráulico. Otra de las razones fue el menor tiempo de construcción, y también el tiempo en reabrir nuevamente el paso a los vehículos.

Es por esto que se dan a continuación los parámetros mínimos a seguir para el diseño y construcción del pavimento de la obra. La mayoría de las recomendaciones fueron tomadas de las especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes de la Dirección General de Caminos.

3.4.6.1 Especificaciones de la sub-rasante

Es la capa del terreno de una carretera, que soporta la estructura del pavimento y que se extiende hasta una profundidad en que no le afecte la carga de diseño que corresponde al tránsito previsto.

□ Reacondicionamiento de la sub-rasante

Se deberá efectuar en todos los tramos de la propuesta, y consistirá en escarificar, homogenizar, mezclar, uniformizar, conformar y compactar la sub-rasante del camino ya construido actualmente, efectuando cortes y rellenos no mayores de 20 centímetros de espesor, con el objeto de regularizar, mejorando mediante estas operaciones las condiciones de la misma.

Los materiales inapropiados son suelos clasificados como A – 8 según AASHTO M 145, que son altamente orgánicos, constituidos por materias vegetales parcialmente carbonizadas o fangosas, son altamente compresibles y tienen muy baja resistencia. También las rocas aisladas mayores de 10 centímetros.

Los suelos de preferencia granulares con menos de 3% de hinchamiento en ensayo AASHTO T 193, que no tengan características inferiores a los suelos que se están reacondicionando son apropiados.

La sub-rasante reacondicionada debe ser compactada en su totalidad hasta lograr el 95% de compactación con respecto a la densidad máxima, AASHTO T 180. La compactación en el campo se debe comprobar de preferencia según AASHTO T 191.

3.4.6.2 Capa de Sub-base

Es la capa de la estructura del pavimento, destinada fundamentalmente a soportar, transmitir y distribuir con uniformidad las cargas del tránsito, de tal manera que el suelo de sub-rasante las soporte; absorbiendo las variaciones inherentes a dicho suelo que puedan afectar a la base.

□ Espesor de la sub-base

La sub-base puede tener un espesor compactado variable por tramos, según las condiciones de los suelos existentes en la sub-rasante. Se propone para este proyecto un espesor de 0.20 m como mínimo y no mayor a 0.70 m. El espesor deberá ser determinado de acuerdo al diseño del pavimento, que relacionará las características del tránsito, en este caso será para tráfico pesado o considerar la misma como carretera de primera categoría.

La sub-base debe estar constituida por suelos de tipo granular, en su estado natural o mezclados, que formen y produzcan un material que llene requisitos de:

- Valor soporte: el material debe tener un CBR AASHTO T 193, mínimo de 30, efectuado sobre muestra saturada al 95% de compactación T 180, o bien un valor R, AASHTO T 190, mayor de 50.
- Piedras grandes y exceso de finos: el tamaño máximo de las piedras que contenga el material de la sub-base no debe exceder de 7 centímetros. No debe tener mas del 50% en peso, de partículas que pasen el tamiz No. 40 (0.425 mm), ni mas del 25% en peso de partículas que pasen el tamiz No. 200 (0.075 mm).
- Plasticidad: La porción que pasa el tamiz No. 40, no debe de tener un índice de plasticidad AASHTO T 90, mayor de 6, ni un límite líquido AASHTO T 89 mayor de 25, determinados ambos, sobre muestra preparada en húmedo, AASHTO T 146.
- Equivalente de arena: no debe ser menor de 25, determinado por el método AASHTO T 176.
- Impurezas: el material de sub-base debe estar exento de materias vegetales, basura, terrones de arcilla, o sustancia que incorporadas dentro de la capa, puedan causar algún defecto estructural al pavimento.
- Tendido: El material de sub-base debe ser tendido en capas no mayores de 30 centímetros ni menores de 10 centímetros.

La capa de sub-base debe conformarse ajustándose a los alineamientos y secciones típicas de pavimentación y compactarse en su totalidad, hasta lograr el 100% de la densidad máxima determinada por el método AASHTO T 180. La determinación de la densidad máxima, se debe efectuar por cada 200 m³ de sub-base.

La compactación en el campo se debe comprobar de preferencia mediante el método AASHTO T 191. Se establece una tolerancia en menos del 3% respecto del porcentaje de compactación indicado.

3.4.6.3 Capa de base de grava

Es la capa constituyente de la estructura del pavimento destinada fundamentalmente a transmitir y distribuir las cargas originadas por el tránsito, a las capas subyacentes y sobre la cual se coloca la carpeta de rodadura.

El material de base debe consistir en grava o piedra, de buena calidad, trituradas y mezcladas con material de relleno.

- Valor soporte: el material debe tener un CBR AASHTO T 193, mínimo de 90% efectuado sobre muestra saturada a 95% de compactación AASHTO T 180, o bien un valor R, AASHTO T 189 , mayor de 85.
- Abrasión: la porción de agregado, retenida en el tamiz No. 4 (4.75 mm), no debe tener un porcentaje de desgaste por abrasión mayor de 50 a 500 revoluciones, según AASHTO T 96.

- Caras fracturadas y partículas planas: no menos del 50% en peso de las partículas retenidas en el tamiz No. 4, deben tener por lo menos una cara fracturada, ni mas del 20% en peso pueden ser partículas planas o alargadas.

- Graduación: el material para capa de base de grava o piedras trituradas, debe llenar los requisitos de graduación determinada, según AASHTO T 27 y T 11, para uno de los tipos que se establecen. La curva de graduación del material de base, debe ser uniforme y de preferencia paralela a la curva de valores medios en los tamices especificados.

- Plasticidad y cohesión. La porción que pasa el tamiz No. 40 (0.425 mm), no debe de tener un índice de plasticidad, AASHTO T 90, mayor de 3, ni un límite líquido, AASHTO T 89, mayor de 25, determinados ambos sobre muestra preparada en húmedo AASHTO T 146. Y debe tener un equivalente de arena no menor de 40, determinado por AASHTO T 176.

La capa de base de grava o piedra triturada, debe conformarse ajustándose a los alineamientos y secciones típicas de pavimentación y compactarse en su totalidad, hasta lograr el 100% de la densidad máxima determinada por el método AASHTO T 180.

La determinación de la densidad máxima, se debe efectuar por cada 500 m³ de base. La compactación en el campo se debe comprobar de preferencia mediante el método AASHTO T 191. Se establece una tolerancia en menos del 3% respecto del porcentaje de compactación indicado.

3.4.6.4 Riego de imprimación

Es la aplicación de un material bituminoso líquido, por medio de riego a presión sobre la superficie de la base, para protegerla, impermeabilizarla, unir entre sí las partículas minerales sueltas y endurecer la superficie, favoreciendo la adherencia entre la superficie imprimada y la superficie inmediata superior.

Los requisitos de los materiales son:

Material bituminoso: el tipo, grado, especificación y temperatura de aplicación del material bituminoso debe ser uno de los establecidos en las especificaciones del libro Azul de la Dirección General de Caminos, para asfalto líquido MC 250, que es el que aquí se propone.

Material secante: debe estar constituido por arena natural o de trituración, y deberá cumplir con las especificaciones del libro Azul de la Dirección General de Caminos, para asfalto líquido MC 250, que es el que aquí se propone.

No se deberá permitir riego de imprimación cuando esté lloviendo o cuando la humedad del material de la superficie a imprimir sea mayor del 60% de humedad de su humedad óptima.

3.4.6.5 Carpeta de rodadura

Es la capa de superficie para pavimento, constituida de agregados pétreos mezclados con material bituminoso en planta central en caliente o en frío. Algunos de los requisitos de sus materiales son:

El agregado pétreo debe de consistir en piedra o grava de buena calidad, solamente clasificadas sin triturar.

El agregado pétreo debe llenar los requisitos de abrasión, desintegración al sulfato de sodio, caras fracturadas y partículas planas alargadas, impurezas, graduación, características de plasticidad, peso y resistencia al devesamiento, según lo establecido en las especificaciones del libro Azul de la Dirección General de Caminos, para asfalto líquido MC 250, que es el que aquí se propone, y las normas AASHTO.

La mezcla asfáltica con piedra o grava, debe llenar los requisitos de cualesquiera de los métodos siguientes:

1. Marshall AASHTO T 245 (ASTM D 1559).
2. Hubbar Field (método original) AASHTO T 169 (ASTM D 1138).
3. Hveem AASHTO T 246 (ASTM D 1560).

La mezcla asfáltica debe ser uniformemente compactada hasta el 100% de la densidad máxima de laboratorio según el diseño del método adoptado. La compactación en el campo se comprobará de preferencia según AASHTO T 230.

La mezcla asfáltica con porcentaje mayor del 8% de vacíos, debe siempre recubrirse en la superficie, con una capa de sello asfáltico. Se establece una tolerancia en menos del 3% respecto del porcentaje de compactación de laboratorio obtenida.

3.4.7 Propuesta de movimiento de tierras

En cuanto al movimiento de tierras que se deberá efectuar, se presenta a continuación los resultados obtenidos para cada eje de los 7 propuestos, que incluyen los carriles principales y auxiliares. El movimiento de tierras, incluye también el relleno que se deberá de efectuar en la base del paso a desnivel.

Se propuso para la construcción de carriles principales y auxiliares, un cajón de 0.50 m como mínimo, que incluye el espesor de la sub-rasante, sub-base, base y la carpeta de rodadura, esta medida puede variar de acuerdo al diseño final.

Cabe hacer notar que para el cálculo del movimiento de tierras se utilizó el programa CIVIL CAD 2000.5, que es una herramienta potente en el diseño de carreteras.

Tabla XX. Resultados de los volúmenes de corte y relleno propuestos

No. de Eje	Volumen de cajón (m³)		Volumen total (m³)		Longitud (m)
	Corte	Relleno	Corte	Relleno	
1	757.69	0.00	1,293.90	0.42	90.00
2	597.46	0.00	1,628.25	0.82	70.00
3	475.62	0.00	889.55	5.94	60.00
4	134.50	0.00	248.63	4,152.34	140.00
5	117.87	0.00	158.42	55.63	90.00
6	10.23	0.00	12.16	429.24	50.00
7	102.28	0.00	311.92	0.00	47.50
Σ	2,195.65	0.00	4,542.83	4,638.45	547.50

Se propusieron 7 ejes en el proyecto, los cuales se presentan en los planos adjuntos en el anexo. A cada uno se le propuso una línea de rasante de diseño, variando las pendientes, desde el 2% hasta el 11%.

Se tomaron secciones en cada eje de carretera a cada 10.00 m en sentido longitudinal y a cada 10.00 m en sentido transversal.

3.4.8 Consideraciones de propuesta final

Con base en los resultados obtenidos y las consideraciones hechas, se presenta la siguiente propuesta de paso a desnivel con doble bóveda:

La solución que se propone en este trabajo, es el proyecto en el cuál la avenida las Américas pasa a desnivel sobre la 4ta. calle de la zona 1, ya que con su construcción en el futuro, se solucionaría el problema de tráfico en dicho punto, pues se daría libertad al tránsito de vehículos que vienen de Pácaja hacia salida a San Marcos, la terminal, zonas 9, 8, 3 y viceversa. Además con se daría libertad también al tránsito que va a la zonas 1, 3, 10 y colonias aledañas, logrando con la construcción futura de este paso a desnivel el descongestionamiento en todo este punto, al mismo tiempo que le daría un avance y desarrollo a la ciudad de Quetzaltenango, en cuanto a infraestructura se refiere.

Los carriles auxiliares propuestos, dan la alternativa de que cuando este construido, el usuario tenga la posibilidad de dirigirse a cualquier destino, incorporándose a los carriles principales con cierta comodidad.

□ Ventajas

Con la construcción del paso a desnivel una libre circulación del tránsito que viene de la avenida las Américas y la 4ta. calle de la zona 1 y todas las colonias aledañas. Eliminación del congestionamiento vehicular en las intersecciones mencionadas.

Ahorro en tiempo y economía de los usuarios. Las viviendas inmediatamente adyacentes al paso a desnivel, no tendrían problema a la hora de la construcción, ya que contarían con carriles auxiliares y banquetas, proporcionando seguridad y comodidad a las personas que allí circulan.

La construcción de los carriles con concreto asfáltico, ayudaría a los usuarios al cuidado de sus vehículos. La implementación de señales preventivas y restrictivas, tanto horizontales como verticales, darían a los usuarios seguridad, comodidad, evitaría accidentes viales y al mismo tiempo que daría fluidez vehicular al sector.

□ Desventajas

La principal desventaja de este proyecto es su costo, aunque los beneficios que proporcionaría al construirse el mismo, lo compensa. La reubicación de todo lo relacionado con las instalaciones subterráneas a la hora de su construcción: alcantarillado sanitario y pluvial, tuberías de agua potable y canalización telefónica.

La reubicación de algunos postes de tendido eléctrico y telefónico a la hora de construirse. El paso cerrado a vehículos durante el tiempo que lleve la construcción de la obra.

Tabla XXI. Integración de costos totales por renglón de trabajo del paso

**CÁLCULO Y PRESUPUESTO DE MATERIALES Y MANO DE OBRA
 PROPUESTA DE PASO A DESNIVEL CON DOBLE BÓVEDA
 ÁVENIDA LAS AMÉRICAS Y 4TA CALLE ZONA 1
 INTEGRACIÓN DE COSTOS TOTALES POR RENGLÓN DE TRABAJO**

No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P / U	TOTAL
1.00	Estudios preliminares: incluye estudio de suelos y estudio de impacto ambiental	1.00	Global	Q 17,000.00	Q 17,000.00
2.00	Trabajos preliminares: incluye limpieza, chapeo y destronque, construir bodega, trazo y nivelación	19998.25	M ²	Q 3.35	Q 66,994.14
3.00	Señalización de vías alternas: incluye rótulos verticales al inicio de construcción de obra	4.00	Unidad	Q 500.00	Q 2,000.00
4.00	Movimiento de tierras: incluye remoción de tierra, corte y relleno de cajuela, para sub-rasante, sub-base, base y traslado de materiales	11550.60	M ³	Q 27.79	Q 320,991.17
5.00	Pavimentación de la obra: incluye acondicionamiento de sub-rasante, sub-base, base, riego de imprimación y carpeta de rodadura	0.52	KM	Q 1,231,130.20	Q 640,187.70
6.00	Muros de contención (taludes): incluye material de piedra rodada + mortero, y mano de obra calificada	381.30	M ²	Q 85.10	Q 32,448.63

Continuación Tabla XXI

**CÁLCULO Y PRESUPUESTO DE MATERIALES Y MANO DE OBRA
PROPUESTA DE PASO A DESNIVEL CON DOBLE BÓVEDA
ÁVENIDA LAS AMÉRICAS Y 4TA CALLE ZONA 1
INTEGRACIÓN DE COSTOS TOTALES POR RENGLÓN DE TRABAJO**

No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P / U	TOTAL
7.00	Cabezales y cimentación de la bóvedas: incluye materiales necesarios y mano de obra calificada para la construcción	156.62	M ²	Q 409.77	Q 64,178.18
8.00	Bóvedas de la obra: Incluye bóvedas de acero corrugado + accesorios de colocación, defensa metálica para protección + accesorios, y mano de obra calificada para la instalación de toda la estructura	90.50	ML	Q 16,407.90	Q 1,484,914.95
9.00	Señalización de toda la obra	1.00	Global	Q 10,050.00	Q 10,050.00
	Vertical	984.00	M ²	Q 26.36	Q 25,938.24
	Horizontal				
	Suman costos de estudios, materiales, maquinaria y equipo y mano de obra calificada				Q 2,664,703.01
Costos totales para construcción de paso a desnivel con doble bóveda					
1.00	Estudios, materiales, maquinaria y equipo, y mano de obra calificada para la construcción de obra	1.00	Global	Q 2,664,703.01	Q 2,664,703.01
2.00	Gastos imprevistos el 5% del total	1.00	Global	Q 133,235.15	Q 133,235.15
3.00	Gastos de transporte de materiales no locales, el 5% del total	1.00	Global	Q 133,235.15	Q 133,235.15
4.00	Gastos administrativos y de gerencia el 5% del costo total	1.00	Global	Q 133,235.15	Q 133,235.15
	Suman costos totales para la construcción de paso a desnivel con doble bóveda en avenida las Américas y 4ta. Calle de la zona 1				Q 3,064,408.46

Tabla XXII. Cronograma de trabajo físico-financiero del paso

**PROPUESTA DE PASO A DESNIVEL CON DOBLE BÓVEDA
CRONOGRAMA DE TRABAJO FÍSICO - FINANCIERO**

No.	DESCRIPCIÓN	SUB - TOTAL		MES 1		MES 2		MES 3		MES 4	
		Q		Q		Q		Q		Q	
1.0	Estudios preliminares de obra	Q	17,000.00	Q	17,000.00						
2.0	Trabajos preliminares de obra	Q	66,994.14	Q	66,994.14						
3.0	Señalización de vías alternas al inicio de obra	Q	2,000.00	Q	2,000.00						
4.0	Movimiento de tierras	Q	320,991.17	Q	64,198.23						
5.0	Pavimentación de la obra (asfalto)	Q	640,187.70								
6.0	Muros de contención	Q	32,448.63								Q 8,112.16
7.0	Bóvedas de la obra	Q	1,484,914.95					Q	494,971.65	Q	494,971.65
8.0	Cabezales y cimentación de las bóvedas	Q	64,178.18			Q	32,089.09	Q	32,089.09		
9.0	Señalización de toda la obra	Q	35,988.24								
10.0	Gastos imprevistos	Q	133,235.15	Q	16,654.39	Q	16,654.39	Q	16,654.39	Q	16,654.39
11.0	Transporte de materiales a la obra	Q	133,235.15	Q	16,654.39	Q	16,654.39	Q	16,654.39	Q	16,654.39
12.0	Gastos administrativos y de gerencia	Q	133,235.15	Q	16,654.39	Q	16,654.39	Q	16,654.39	Q	16,654.39
TOTAL ACUMULADO		Q	3,064,408.46	Q	200,155.56	Q	82,052.27	Q	577,023.92	Q	553,046.99
PORCENTUAL ACUMULADO				Q	200,155.56	Q	282,207.83	Q	859,231.75	Q	1,412,278.74
				6.53%		9.21%		28.04%		46.09%	

Continuación Tabla XXII

PROPUESTA DE PASO A DESNIVEL CON DOBLE BÓVEDA
CRONOGRAMA DE TRABAJO FÍSICO - FINANCIERO

No.	DESCRIPCIÓN	SUB - TOTAL	MES 5	MES 6	MES 7	MES 8
1.0	Estudios preliminares de obra	Q 17,000.00				
2.0	Trabajos preliminares de obra	Q 66,994.14				
3.0	Señalización de vías alternas al inicio de obra	Q 2,000.00				
4.0	Movimiento de tierras	Q 320,991.17		Q 128,396.47	Q 128,396.47	
5.0	Pavimentación de la obra (asfalto)	Q 640,187.70		Q 213,395.90	Q 213,395.90	Q 213,395.90
6.0	Muros de contención	Q 32,448.63			Q 12,168.24	Q 12,168.24
7.0	Bóvedas de la obra	Q 1,484,914.95	Q 494,971.65			
8.0	Cabezales y cimentación de las bóvedas	Q 64,178.18				
9.0	Señalización de toda la obra	Q 35,988.24				Q 35,988.24
10.0	Gastos imprevistos	Q 133,235.15	Q 16,654.39	Q 16,654.39	Q 16,654.39	Q 16,654.42
11.0	Transporte de materiales a la obra	Q 133,235.15	Q 16,654.39	Q 16,654.39	Q 16,654.39	Q 16,654.42
12.0	Gastos administrativos y de gerencia	Q 133,235.15	Q 16,654.39	Q 16,654.39	Q 16,654.39	Q 16,654.42
TOTAL		Q 3,064,408.46	Q 544,934.83	Q 391,766.66	Q 403,923.79	Q 311,616.64
ACUMULADO		Q 1,412,278.74	Q 1,957,213.57	Q 2,348,989.12	Q 2,752,892.91	Q 3,064,408.54
PORCENTUAL ACUMULADO			63.87%	76.66%	89.83%	100.00%

CONCLUSIONES

1. Al diseñar la ampliación del puente vehicular de 32.00 m, de aldea San José Chiquilajá, se puede asegurar que dicho diseño cumple con todos los requisitos de cálculo exigidos por las normas nacionales (libro Azul de la DGC) e internacionales (AASHTO, ACI, ASTM), consultadas en este proyecto.
2. El aporte del diseño de la ampliación del puente vehicular de 32.00 m, de aldea San José Chiquilaja es significativo, ya que cuando se realice la construcción del mismo, se beneficiará a toda la comunidad, dado que contribuirá a descongestionar el tránsito ya que habrá otro carril de circulación de vehículos, dará comodidad y seguridad a los peatones al utilizar las banquetas dado que no existen en el puente actual.
3. Al realizar la propuesta de paso a desnivel con doble bóveda en la 4ta. calle y Av. las Américas, se puede asegurar que este sector es muy importante, toda vez que dicha intersección da lugar al tránsito de un alto número de vehículos.
4. El aporte de la propuesta del paso a desnivel con doble bóveda en la 4ta. calle y Av. las Américas es significativo, ya que con su construcción se obtendrán ahorros en costos de operación y tiempo de viajes hacia los diferentes destinos, disminución de accidentes y fluidez del tránsito a la zonas 1, 3, 9, 10, 8 y colonias aledañas.

RECOMENDACIONES

1. Que en la construcción de la ampliación del puente vehicular de aldea San José Chiquilajá, se exija que la empresa a cargo, cumpla con todas las normas y especificaciones de ejecución propuestas en los códigos ACI, AASHTO, ASTM, y las especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes de la Dirección General de Caminos de Guatemala.
2. Remover antes de la construcción del puente vehicular de aldea San José Chiquilajá, la tubería de drenaje sanitario que circula cercano al eje propuesto del puente y desviarla hacia un punto más alejado.
3. Que antes de la construcción del puente vehicular de aldea San José Chiquilajá se construya una protección extra a la planta de tratamiento cercana de modo que ambas estructuras sean totalmente independientes.
4. Que previo a la construcción del paso a desnivel con doble bóveda de la 4ta. calle y Av. las Américas se efectuó un estudio completo de las instalaciones subterráneas, es decir, el alcantarillado sanitario y pluvial, tubería de agua potable, canalización telefónica y otros que sean necesarios.
5. Que previo a la construcción del paso a desnivel con doble bóveda de la 4ta. calle y Av. las Américas se efectuó un diseño completo del pavimento asfáltico propuesto, de los muros de protección de las bóvedas, del relleno estructural del paso a desnivel y de los taludes de forma que cumplan con las normas nacionales (libro Azul de la DGC) e internacionales (AASHTO Y ASTM).

BIBLIOGRAFÍA

1. Álvarez Vargas, Mario Antonio. Propuesta de paso a desnivel en la diagonal 17 anillo periférico zona 11. Tesis Ing. Civil, universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1993 45 pp.
2. American Concrete Institute (ACI 318-99). **Reglamento de las construcciones de concreto reforzado**. Quinta edición. s.e. México 1999.
3. Carranza Muñoz, José Vicente. Consideraciones para diseño de intersecciones a desnivel. Tesis Ing. Civil, universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1981 70 pp.
4. Dirección General de Caminos, Ministerio de Comunicaciones y Obras Públicas. **Especificaciones generales para construcción de puentes y carreteras**. Segunda edición. Editoriales industriales, Guatemala 2001.
5. Guzmán Escobar, Ernesto Salvador. Diseño de puentes. Tesis Ing. Civil, universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1997 100 pp.
6. Trujillo Orozco, José Eusebio. **Diseño de puentes de concreto**. Segunda edición. Ediciones UIS. Universidad industrial de Santander Bucaramanga, Colombia, 1993.

ANEXO No. 1

**Planos de la ampliación del puente vehicular de 32.00 m de aldea San José
Chiquilajá**

Figura 16. Plano de localización de estructura de puente

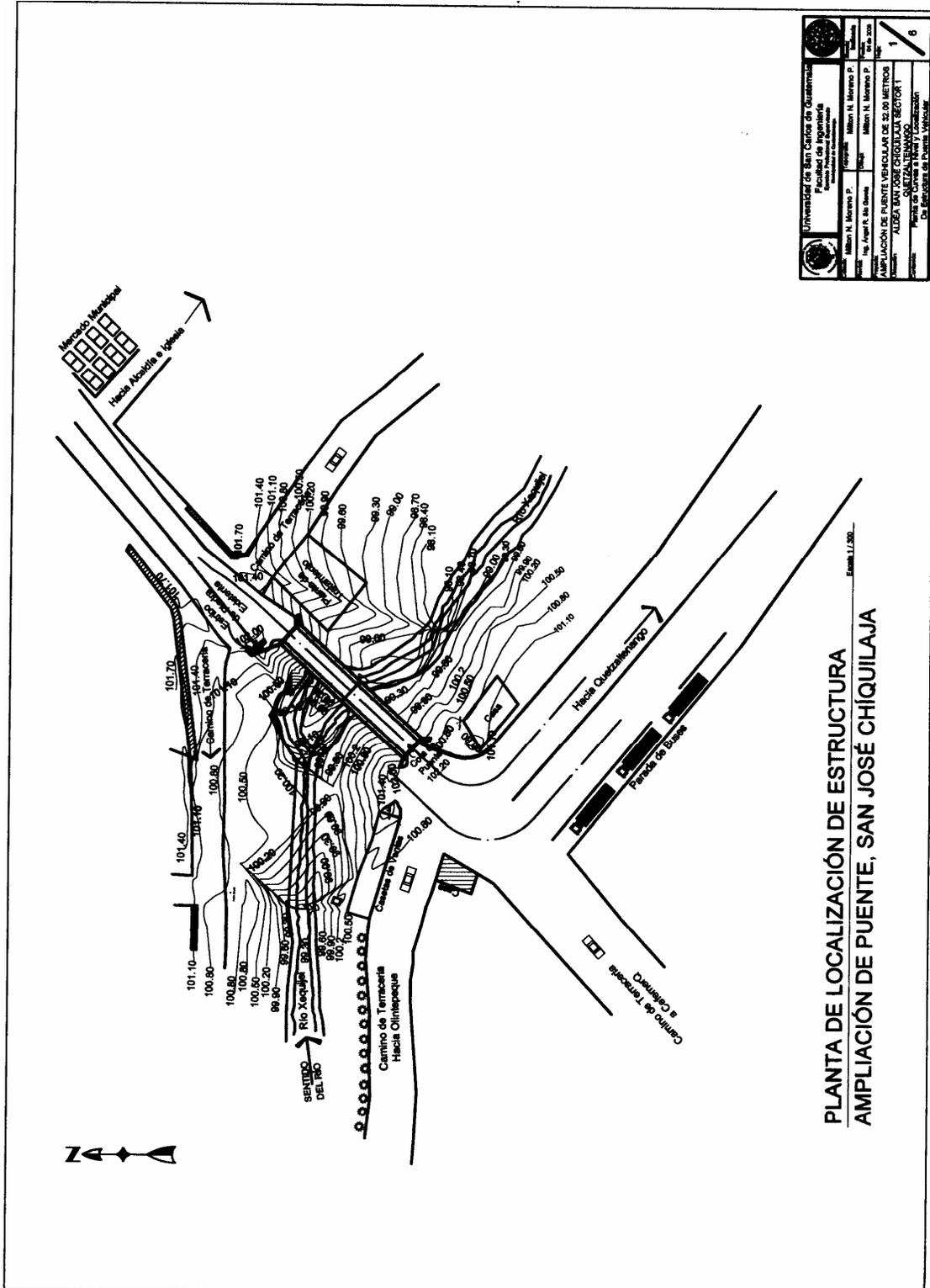
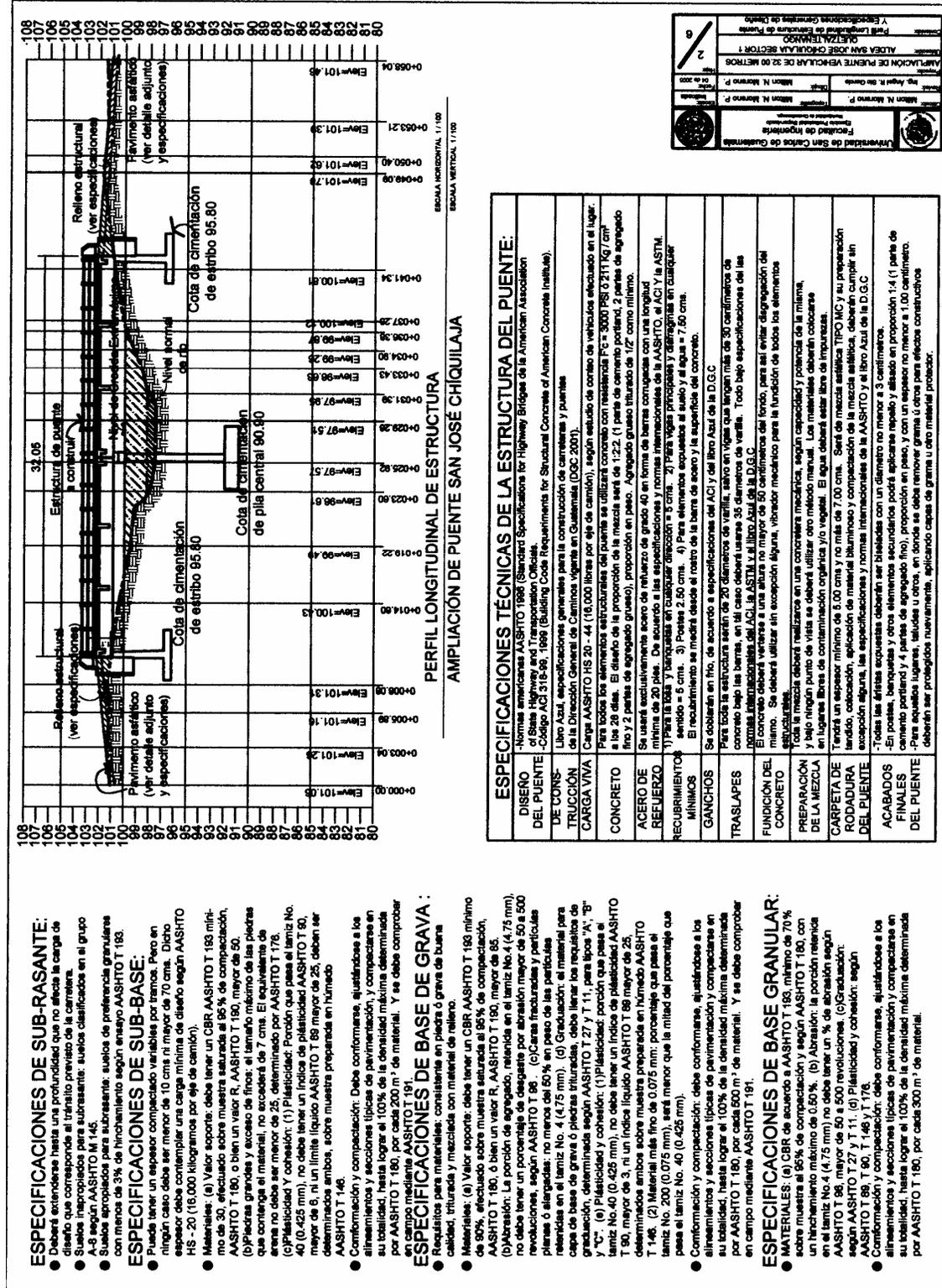


Figura 17. Plano de perfil longitudinal de estructura de puente



**PERFIL LONGITUDINAL DE ESTRUCTURA
AMPLIACIÓN DE PUENTE SAN JOSÉ CHIQUILA**

ESCALA HORIZONTAL: 1/100
ESCALA VERTICAL: 1/10

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LA ESTRUCTURA DEL PUENTE:	
DISÑO DEL PUENTE	Normas americanas AASHTO 1988 (Standard Specifications for Highway Bridges of the American Association of State Highway and Transportation Officials). Codigo AGC 318-89, 1988 (Building Code Requirements for Highway Bridges of the American Association of State Highway and Transportation Officials).
DE CONRS-TRUCCION	Libro Azul, especificaciones generales para la construcción de carreteras y puentes.
CARGA VIVA	Carga AASHTO HS 20 - 44 (16,000 libras por eje de camión), según estado de construcción efectuado en el lugar.
CONCRETO	Para todos los elementos estructurales del puente se utilizará concreto con resistencia $f'_{c} = 3000 \text{ PSI } (211 \text{ kg/cm}^2)$ a los 28 días. El diseño de la proporción de la mezcla será de 1:2:2 (1 parte de cemento Portland, 2 partes de agregado fino y 2 partes de agregado grueso), proporción en peso. Agregado grueso triturado de 1/2" como máximo.
ACERO DE REFUERZO	Se usará exclusivamente acero de refuerzo de grado 40 en forma de barras concurvas con una longitud mínima de 20 pies. De acuerdo a las especificaciones y normas internacionales de la AASHTO, el ACI y la ASTM.
RECURSOS MÍNIMOS	1) Para las barras y varillas en cualquier dirección a 5 cms. 2) Para vigas principales y diagonales sin cuajar sentido = 5 cms. 3) Postes 2.50 cms. 4) Para elementos expuestos al suelo y al agua = 7.50 cms. El recubrimiento se medirá desde el rostro de la barra de acero y la superficie del concreto.
GANCHOS	Se doblarán en 90°, de acuerdo a especificaciones del ACI y del Libro Azul de la D.G.C.
TRASLAPES	Para toda la estructura serán de 20 diámetros de varilla, salvo en vigas que tengan más de 30 centímetros de concreto bajo las barras, en tal caso deberá usarse 35 diámetros de varilla. Todo bajo especificaciones de las normas internacionales del ACI, la ASTM y el Libro Azul de la D.G.C.
FUNDICION DEL CONCRETO	El concreto deberá verse a una altura no mayor de 50 centímetros del fondo, para así evitar segregación del mismo. Se deberá utilizar sin excepción alguna, vibrador mecánico para la fundición de todos los elementos estructurales.
PREPARACION DE LA MEZCLA	Las pruebas deberán realizarse en una central de concreto, según capacidad y potencia de la máquina, y bajo la supervisión de un ingeniero de pruebas. Los materiales deberán colocarse en lugares libres de contaminación orgánica y/o vegetal. El agua deberá estar libre de impurezas.
RODADURA DEL PUENTE	Tendrá un espesor mínimo de 5.00 cms y no más de 7.00 cms. Será de mezcla estática tipo MC y su preparación será controlada por un ingeniero y composición de la mezcla estática, deberá cumplir sin excepción alguna, las especificaciones y normas internacionales de la AASHTO y el Libro Azul de la D.G.C.
ACABADOS FINALES DEL PUENTE	Todas las superficies deberán ser lisadas con un diámetro no menor a 3 centímetros. Si en algún momento y otros elementos secundarios podrá aplicarse repello y alado en proporción 1:4 (1 parte de cemento Portland y 4 partes de arena) y con un espesor no menor a 1.00 centímetro. Para esquinas, juntas, taludes u otros en donde se requiera, se deberá aplicar para efectos constructivos deberán ser protegidos nuevamente, aplicando capas de grama u otro material protector.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería
Escuela de Construcción

Ing. Miguel Ángel Barrios P.
Miguel Ángel Barrios P.
Miguel Ángel Barrios P.

ALDEA SAN JOSÉ CHIQUILA SECTOR 1
AMPLIACIÓN DE PUENTE VEHICULAR DE 32.00 METROS
OJETA TERNERO

Plan Longitudinal de Estructura de Puente
Y Especificaciones Técnicas de Diseño

2
6

- ESPECIFICACIONES DE SUB-RASANTE:**
- Deberá extenderse hasta una profundidad que no afecte la carga de diseño que corresponde al tránsito previsto de la carretera.
 - Suelos inapropiados para subrasante: suelos clasificados en el grupo A-8 según AASHTO M 145.
 - Suelos apropiados para subrasante: suelos de preferencia granulares con menos de 3% de hinchamiento según ensayo AASHTO T 193.
- ESPECIFICACIONES DE SUB-BASE:**
- Puede tener un espesor compactado variable por tramos. Pero en ningún caso debe ser menor de 10 cms ni mayor de 70 cms. Dicho espesor debe contemplar una carga mínima de diseño según AASHTO HS - 20 (16,000 kilogramos por eje de camión).
 - Materiales: (a) Valor soporte: debe tener un CBR AASHTO T 193 mínimo de 30, efectuado sobre muestra saturada al 95% de compactación, AASHTO T 180, o bien un valor R, AASHTO T 190, mayor de 85.
 - (b) Abrasión: La porción de agregado, retenida en el tamiz No. 4 (4.75 mm), no debe tener un porcentaje de desgaste por abrasión mayor de 50 a 500 revoluciones, según AASHTO T 98. (c) Carga fracturadas y partículas retenidas en el tamiz No. 4 (4.75 mm). (d) Graduación: el material para capa de base de grava o piedras trituradas, debe llenar los requisitos de graduación, determinados según AASHTO T 27 y T 11, para tipo "A", "B" y "C". (e) Plasticidad y cohesión: (1) Plasticidad: porción que pasa el tamiz No. 40 (0.425 mm), no debe tener un índice de plasticidad AASHTO T 80, mayor de 8, ni un límite líquido AASHTO T 89 mayor de 26, deben ser determinados ambos, sobre muestra preparada en húmedo AASHTO T 148.
 - Conformación y compactación: Debe conformarse, ajustándose a los procedimientos y secciones típicas de pavimentación, y compactarse en su totalidad, hasta lograr el 100% de densidad máxima determinada por AASHTO T 191.
- ESPECIFICACIONES DE BASE DE GRAVA:**
- Requisitos para materiales: consistentes en piedras ó grava de buena calidad, triturada y mezclada con material de relleno.
 - Materiales: (a) Valor soporte: debe tener un CBR AASHTO T 193 mínimo de 90%, efectuado sobre muestra saturada al 95% de compactación, AASHTO T 180, o bien un valor R, AASHTO T 190, mayor de 85. (b) Abrasión: La porción de agregado, retenida en el tamiz No. 4 (4.75 mm), no debe tener un porcentaje de desgaste por abrasión mayor de 50 a 500 revoluciones, según AASHTO T 98. (c) Carga fracturadas y partículas retenidas en el tamiz No. 4 (4.75 mm). (d) Graduación: el material para capa de base de grava ó piedras trituradas, debe llenar los requisitos de graduación, determinados según AASHTO T 27 y T 11, para tipo "A", "B" y "C". (e) Plasticidad y cohesión: (1) Plasticidad: porción que pasa el tamiz No. 40 (0.425 mm), no debe tener un índice de plasticidad AASHTO T 80, mayor de 3, ni un límite líquido AASHTO T 89 mayor de 25, deben ser determinados ambos sobre muestra preparada en húmedo AASHTO T 148. (2) Material más fino de 0.075 mm: porcentaje que pasa el tamiz No. 200 (0.075 mm), será menor que la mitad del porcentaje que pasa el tamiz No. 40 (0.425 mm).
 - Conformación y compactación: debe conformarse, ajustándose a los procedimientos y secciones típicas de pavimentación y compactarse en su totalidad, hasta lograr el 100% de la densidad máxima determinada por AASHTO T 190, por cada 500 m³ de material. Y se debe comprobar en campo mediante AASHTO T 191.
- ESPECIFICACIONES DE BASE GRANULAR:**
- MATERIALES: (a) CBR de acuerdo a AASHTO T 193, mínimo de 70% sobre muestra al 95% de compactación y según AASHTO T 180, con un hinchamiento máximo de 0.50%. (b) Abrasión: la porción retenida en el tamiz No. 4 (4.75 mm) no debe tener un % de abrasión según AASHTO T 98, mayor de 50 a 500 revoluciones. (c) Graduación: según AASHTO T 27 y T 11. (d) Plasticidad y cohesión: según AASHTO T 86, T 90, T 48 y T 178.
 - Conformación y compactación: debe conformarse, ajustándose a los procedimientos y secciones típicas de pavimentación y compactarse en su totalidad, hasta lograr el 100% de la densidad máxima determinada por AASHTO T 190, por cada 500 m³ de material.

Figura 18. Plano de armado de losa y detalles

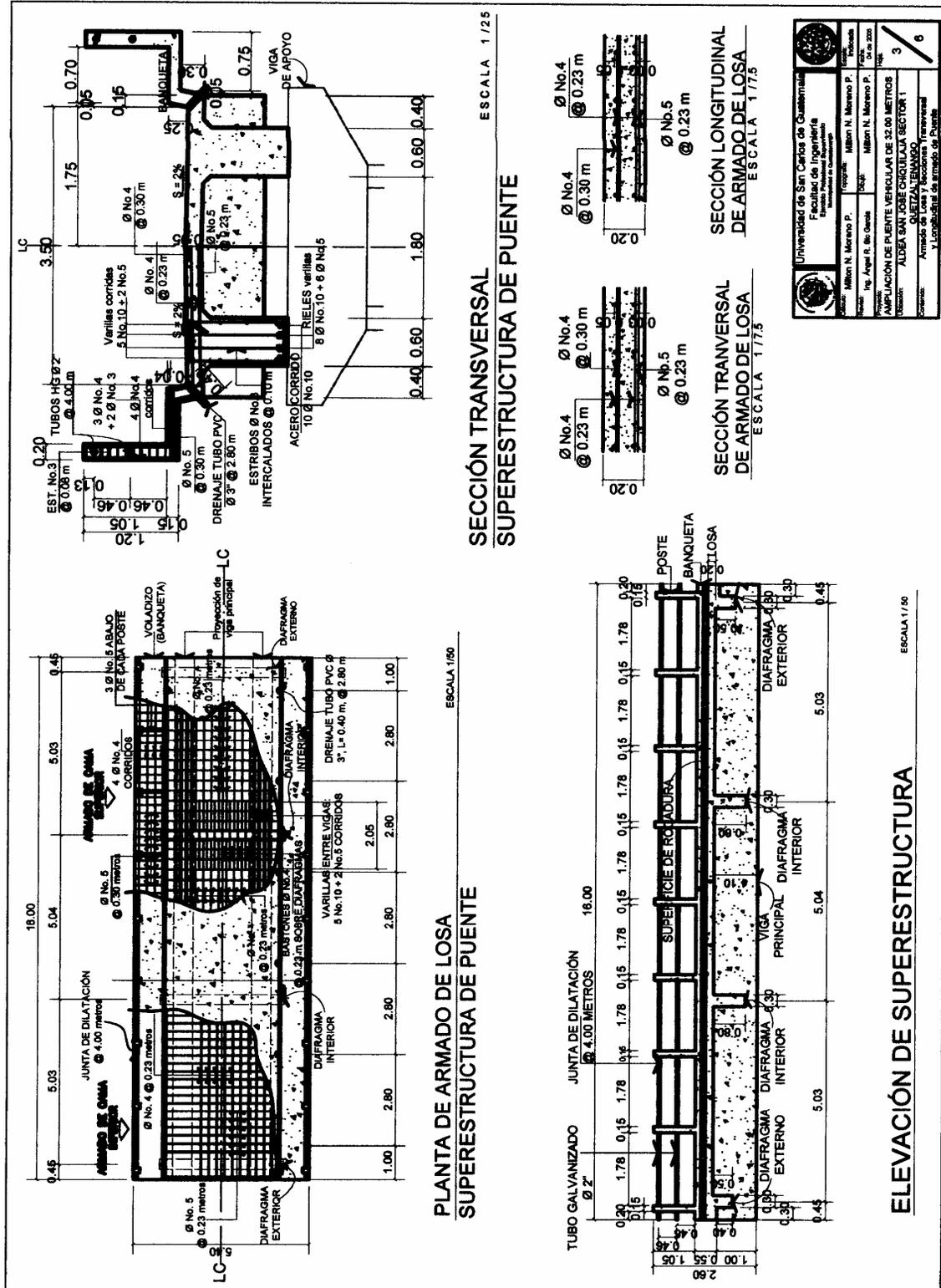


Figura 19. Plano de armado de viga, diafragmas, banqueta y barandales

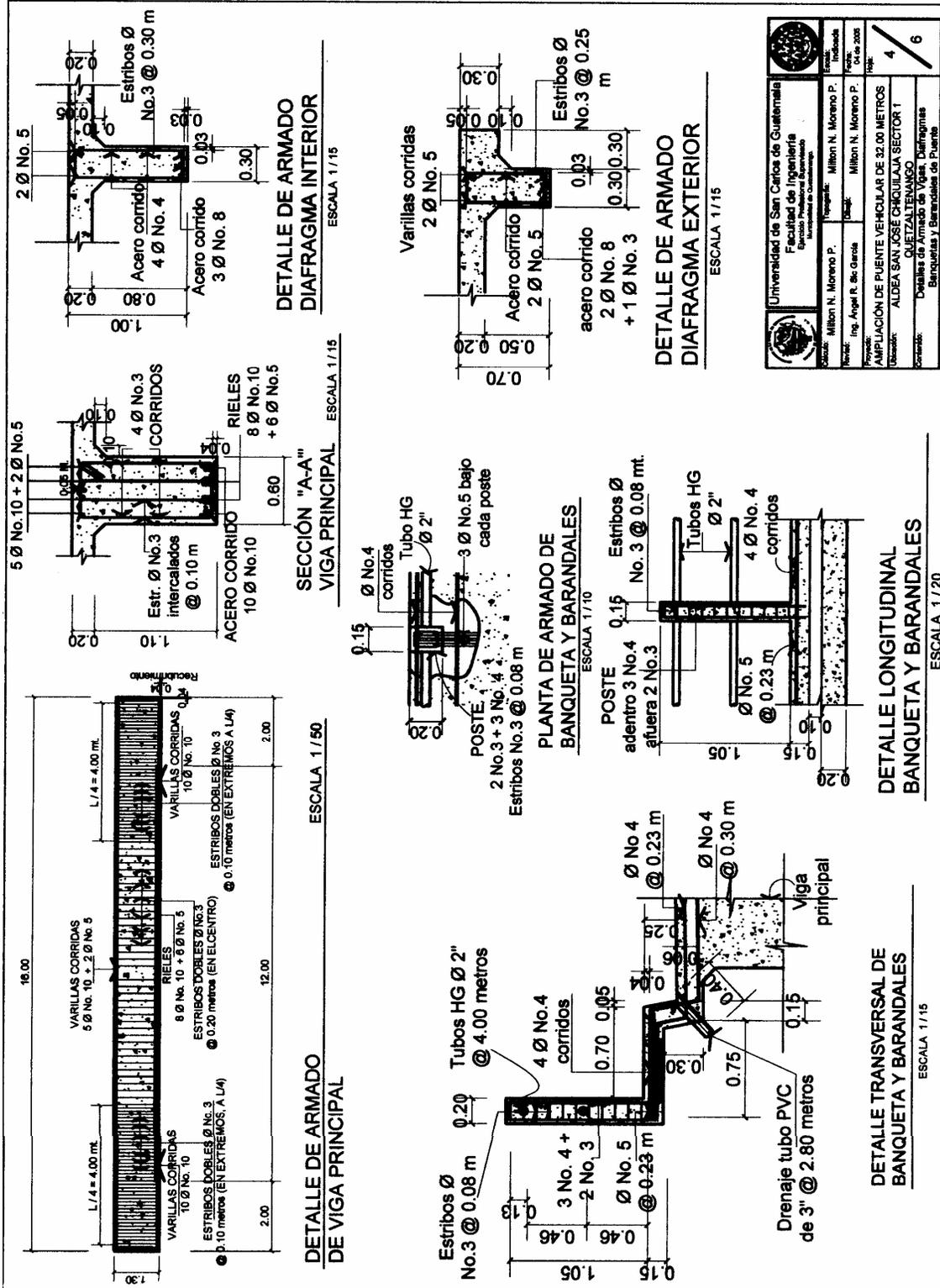
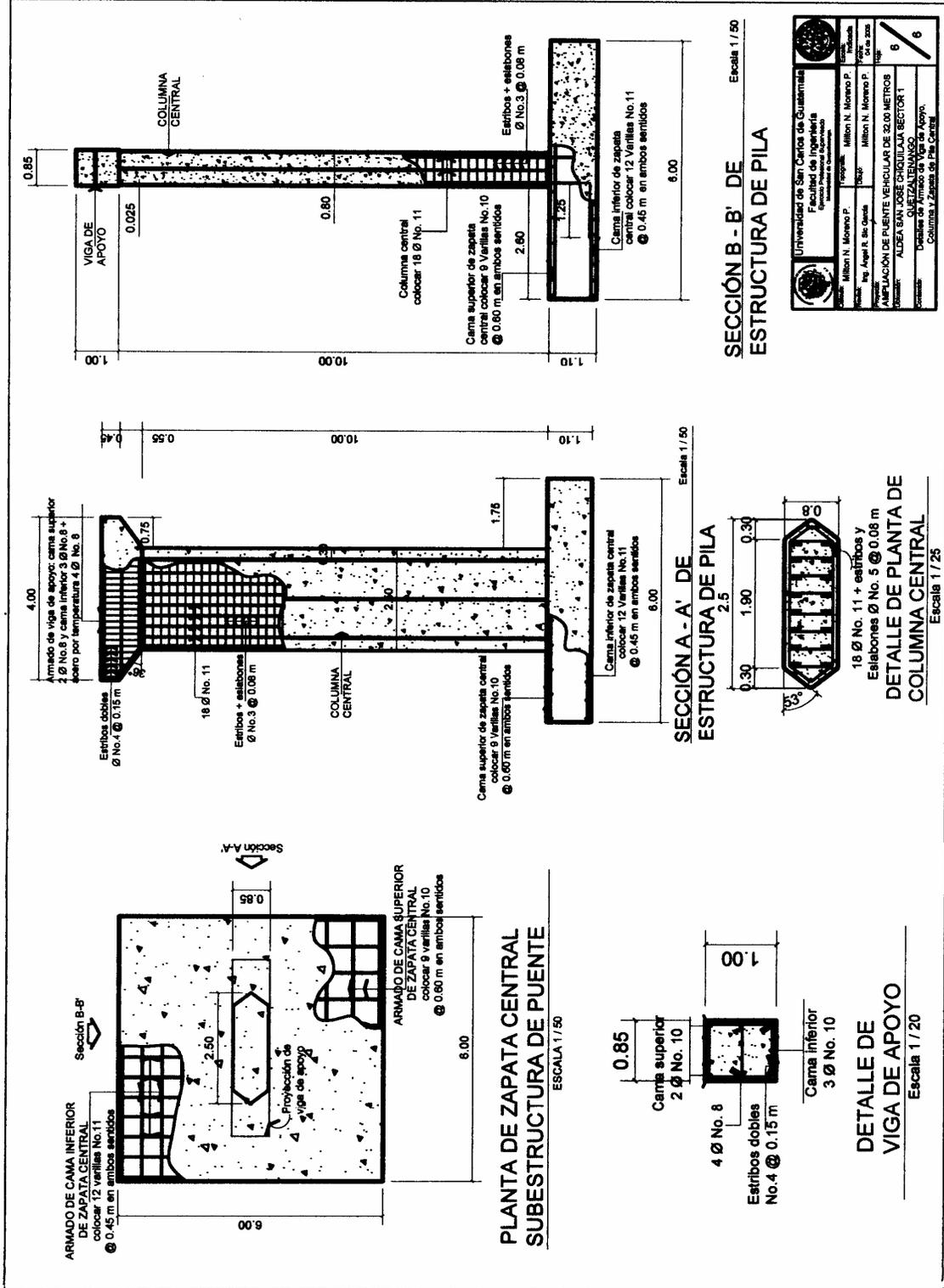


Figura 21. Plano de armado de columna y zapata central.



ANEXO No. 2

**Planos de la propuesta de paso a desnivel con doble bóveda 4ta. calle y
avenida las Américas zona 1, Quetzaltenango.**

Figura 22. Plano general de curvas a nivel del paso a desnivel

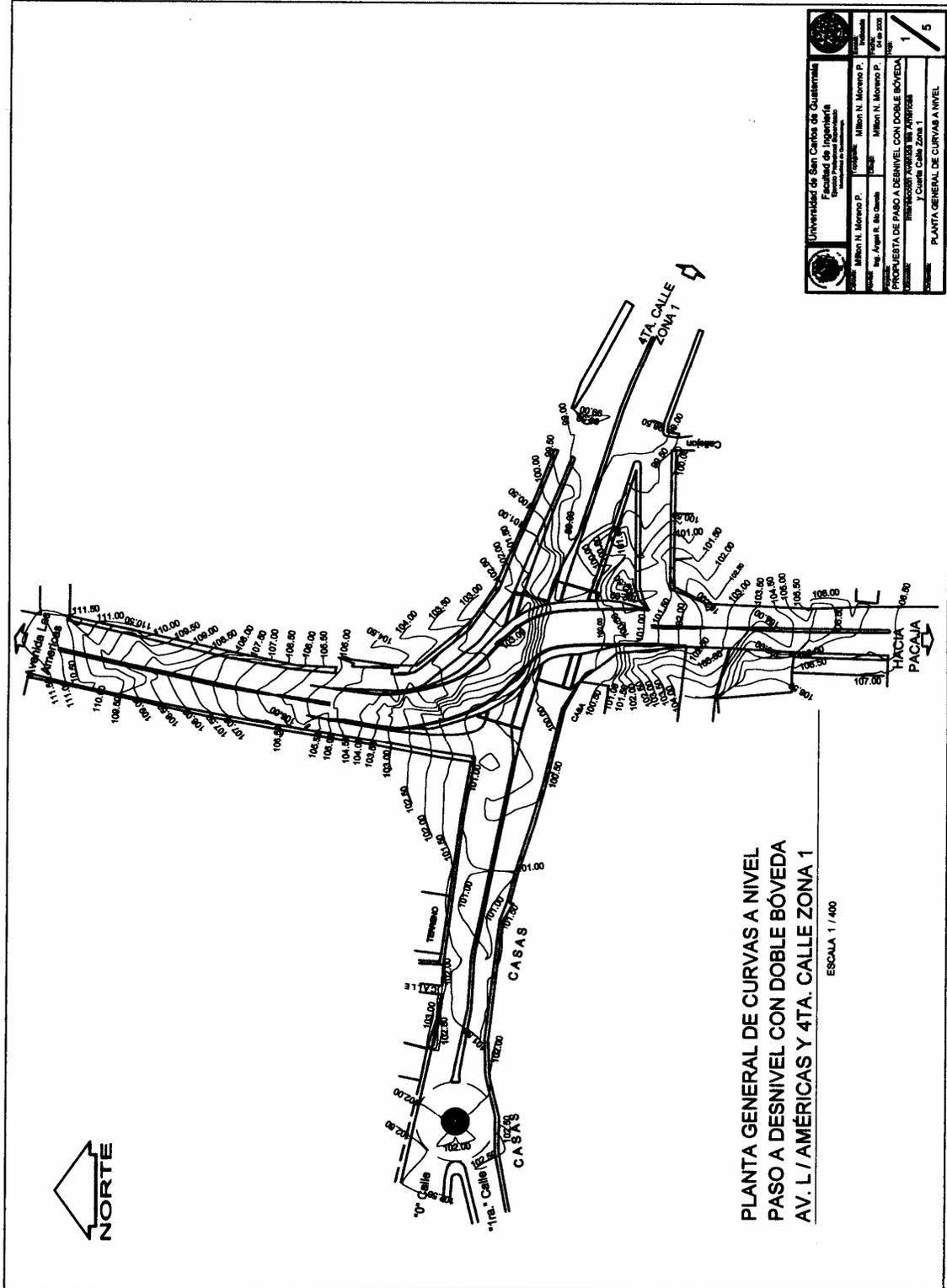


Figura 23. Plano general de distribución de vías del paso a desnivel

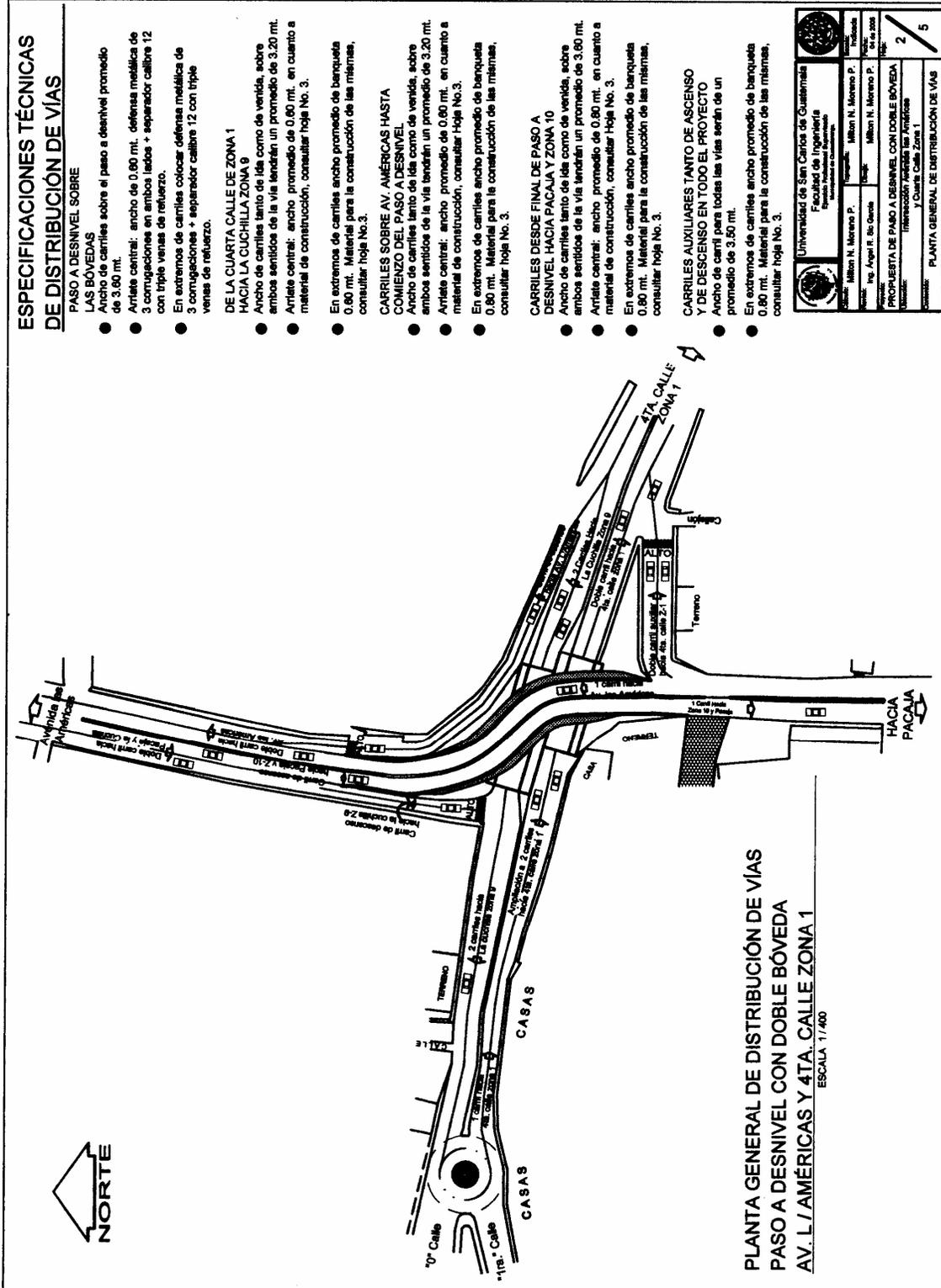


Figura 24. Plano general de detalles constructivos del paso a desnivel.

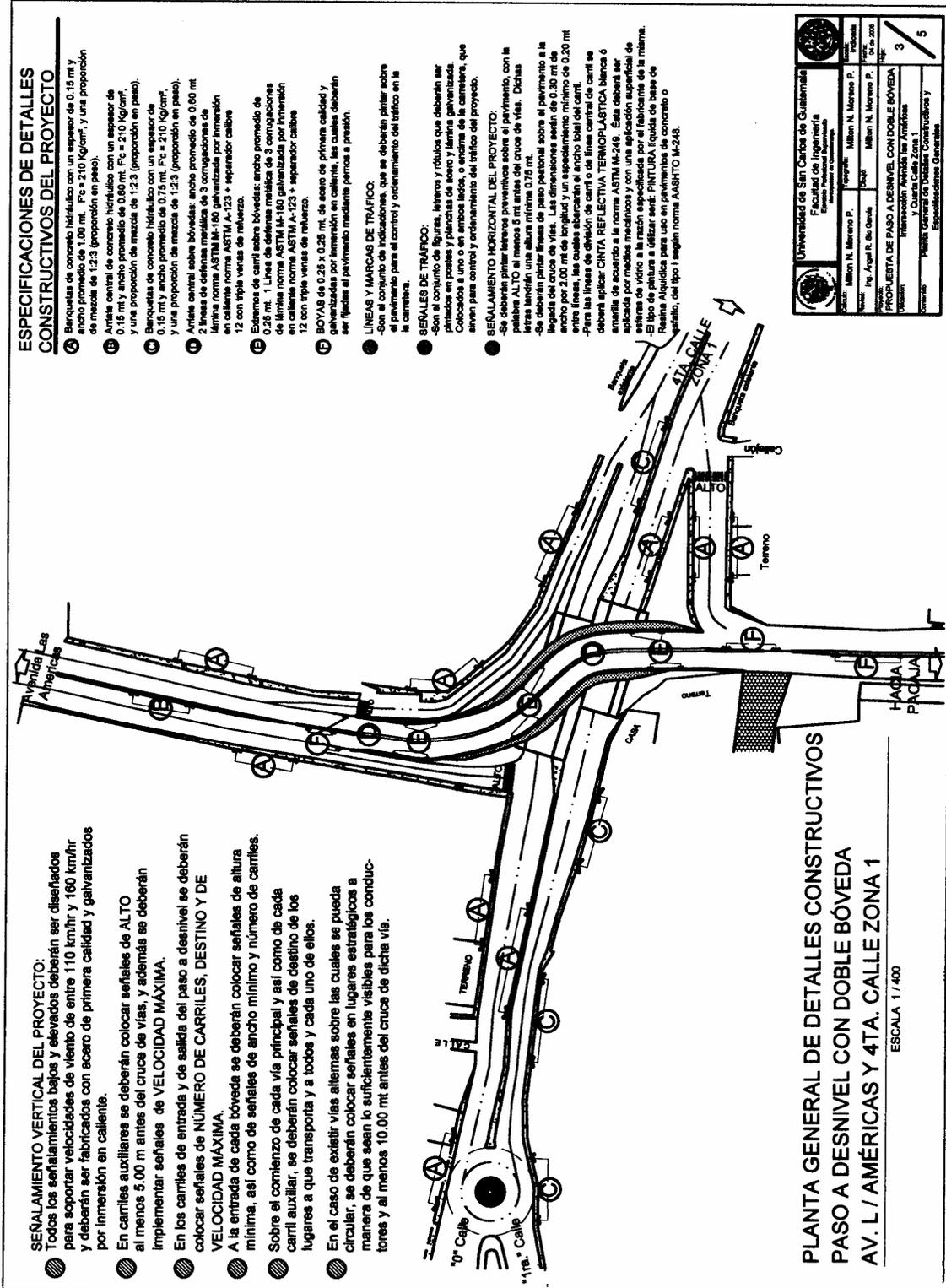


Figura 25. Plano de elevación principal de paso a desnivel.

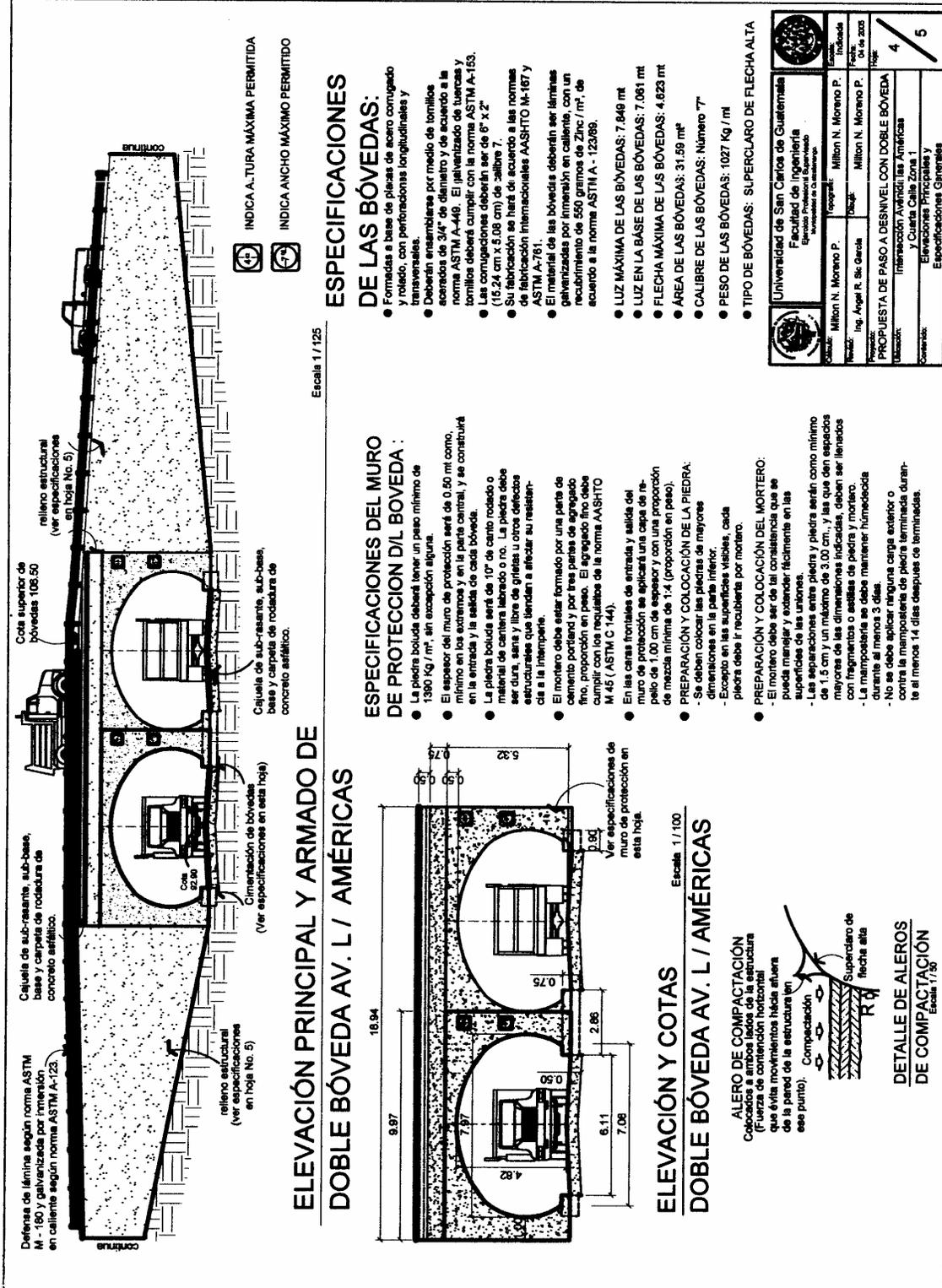
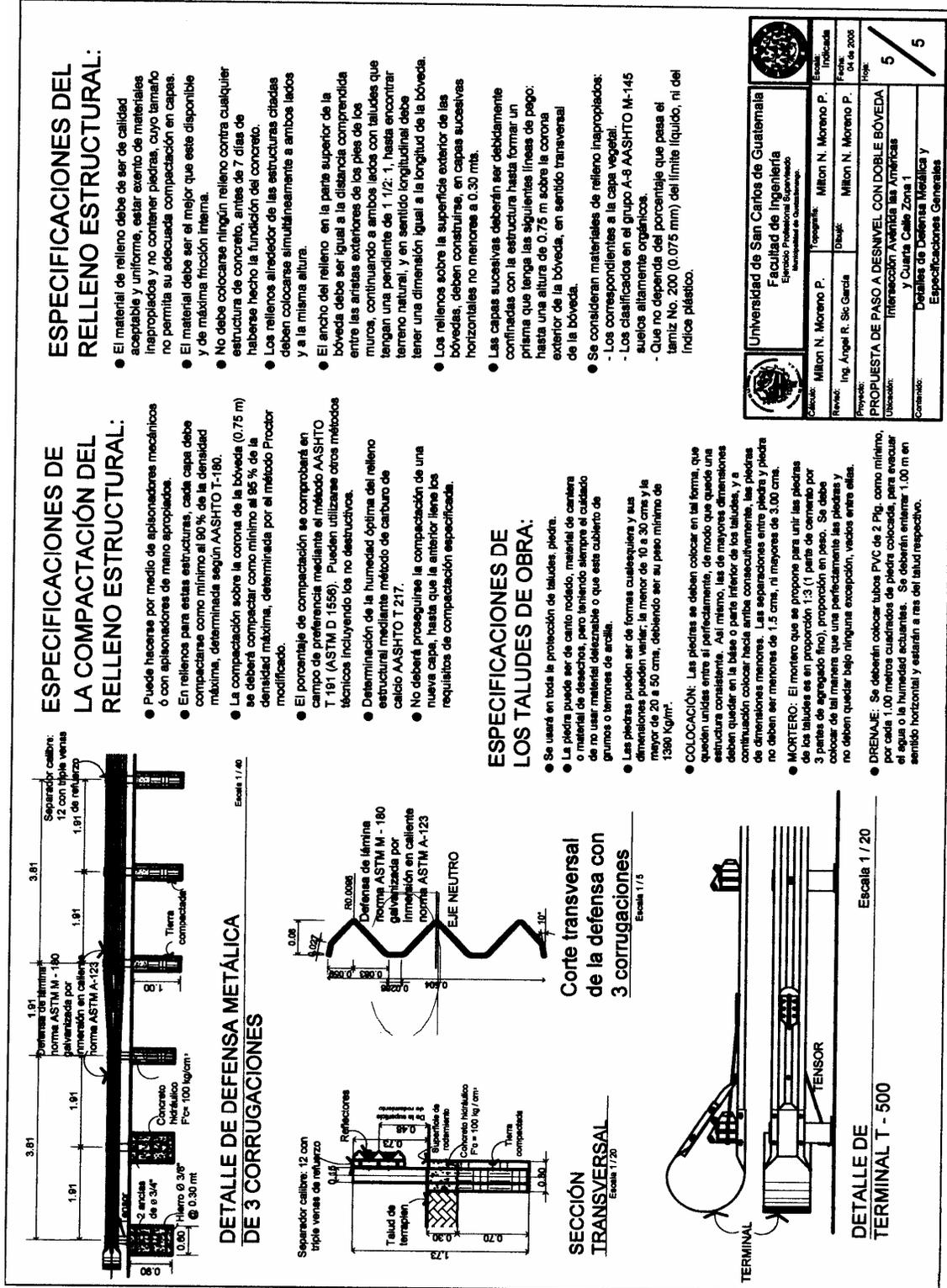


Figura 26. Plano de detalles de defensa metálica del paso a desnivel.



	Universidad de San Carlos de Guatemala Facultad de Ingeniería Escuela Profesional de Ingeniería de Estructuras
Nombre: Milton N. Moreno P.	Cognom: Milton N. Moreno P.
Apellido: Ing. Angel R. Sic Garcia	Dibujó: Milton N. Moreno P.
Proyecto: PROPUESTA DE PASO A DESNIVEL CON DOBLE BÓVEDA	Fecha: 04 de 2000
Ubicación: Intersección Avenida las Américas y Curules Calle Zona 1	Hoja: 5 / 5
Contenido: Detalles de Defensa Metálica y Especificaciones Generales	

