



FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES

**Diseño del tablero de un puente de sección mixta acero y hormigón
armado**

Trabajo de graduación previo a la obtención del título de:
INGENIERO CIVIL CON MENCIÓN EN GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

Autor:

PABLO ANDRÉS VILLAVICENCIO LÓPEZ

Director:

ROBERTO GAMÓN TORRES

CUENCA, ECUADOR

2015

DEDICATORIA

A mis Padres Juan y Ruth, ejemplo de esfuerzo y dedicación, que me dan todo su apoyo y cariño incondicional, en todo momento, y me han ayudado a superarme y cumplir los objetivos que me he propuesto en la vida.

A mis hermanos Juan y Maribeliz, mis primeros amigos, que nunca me dejan solo y siempre están alentándome frente a cualquier dificultad. Mil gracias, son mi mayor motivación y pilar fundamental de mis logros.

AGRADECIMIENTO

A los Ingenieros Roberto Gamón, José Vásquez y Juan Carlos Malo por su apoyo para hacer realidad este trabajo.

Al personal docente y administrativo de la Facultad.

ÍNDICE DE CONTENIDO

CONTENIDO	Pag.
DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTO	iii
RESUMEN.....	xii
ABSTRACT.....	xiii
CAPÍTULO 1: ANÁLISIS DE DATOS PARA OBTENER PARÁMETROS DE DISEÑO	3
1.1 Análisis de los datos geotécnicos	3
1.2 Análisis de los datos hidráulicos	5
1.3 Determinación de las cargas.....	6
1.3.1 Cargas permanentes (DC y DW)	6
1.3.2 Sobrecargas vivas	6
1.3.3 Factores de carga aplicadas conforme lo indica la norma AASHTO	7
1.3.4 Factores y combinaciones de carga.....	8
CAPÍTULO 2: NORMATIVA AASHTO LRFD.....	9
2.1 Número de carriles de diseño	9
2.2 Acero de las armaduras	9
2.3 Mínima altura de la losa	9
2.4 Recubrimiento de hormigón.....	10
2.5 Resistencia a la compresión.....	10
2.6 Ancho de faja equivalente.....	10
2.7 Armaduras máximas.....	10
2.8 Armaduras mínimas.....	11
2.9 Refuerzo por temperatura.....	11
2.10 Refuerzo por distribución.....	11
2.11 Barandas de hormigón.....	11

2.12	Transferencia de corte en las interfaces	12
2.13	Longitud de anclaje	12
2.14	Vigas	13
2.15	Sección compacta para sismo	13
2.16	Ancho de ala efectivo	14
2.17	Pre dimensionamiento	14
2.18	Módulo de elasticidad	15
2.19	Factores de distribución	15
2.20	Tensiones en la sección	16
2.21	Resistencia nominal a la flexión	17
2.22	Resistencia a cortante	18
2.23	Rigidizadores	18
2.24	Conectores de cortante	19
2.25	Dispositivos de apoyo	19
 CAPÍTULO 3: SOLICITACIONES DE LA SUPERESTRUCTURA.....		22
3.1	Solicitaciones de la losa	22
3.1.1	Sobrecarga vehicular e impacto (HL-93, HS MOP).....	22
3.1.2	Fuerza de frenado	23
3.1.3	Carga muerta	24
3.1.4	Combinaciones de carga	26
3.2	Solicitaciones de las vigas	27
3.2.1	Sobrecarga vehicular HL 93.....	27
3.2.1.1	Líneas de influencia para momento por sobrecarga vehicular	27
3.2.1.2	Líneas de influencia para cortante por sobrecarga vehicular	27
3.2.1.3	Momento por carga muerta	28
3.2.1.4	Cortante por carga muerta	30
3.2.1.5	Combinaciones de carga	30
3.3	Cargas y combinaciones de carga para los diafragmas.....	31
 CAPÍTULO 4: DISEÑO DE LOS MIEMBROS ESTRUCTURALES DE LA SUPERESTRUCTURA		33
4.1	Consideraciones hidráulicas.....	33
4.2	Concepción estructural.....	33
4.2.1	Losa.....	33

4.2.2 Barreras	37
4.2.3 Vigas	43
4.2.3.1 Diseño a flexión	43
4.2.3.2 Diseño a cortante	47
4.2.3.3 Diseño de rigidizadores	48
4.2.4 Diafragmas	49
4.2.5 Conectores de cortante	51
4.2.6 Aparatos de apoyo	53
4.3 Especificaciones de los materiales	56
4.4 Presupuesto Referencial	60
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	61
BIBLIOGRAFÍA	62

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1-1: Sísmica de refracción.....	2
Figura 1.3.2-1: Camión de diseño de la carga HL-93.....	6
Figura 1.3.2-2: Camión de diseño de la carga HS-MOP.....	6
Figura 2.1-1: Sección de la superestructura en hormigón.....	8
Figura 2.14: Vigas.....	12
Figura 3-1: Sección de hormigón armado.....	21
Figura 3.2.1.3-2: Dimensiones.....	27
Figura 4.2.2-1: Barrera.....	36
Figura 4.2.2-2: Barrera.....	36
Figura 4.2.2-3: Barrera.....	37
Figura 4.2.2-4: Sección A1.....	39
Figura 4.2.2-5: Sección A2	39
Figura 4.2.2-6: Sección A3	39
Figura 4.2.3.1-1: Viga.....	42
Figura 4.2.3.1-2: Sección.....	42
Figura 4.2.3.3-1: Rigidizadores.....	47
Figura 4.2.4-1: Dimensiones.....	49
Figura 4.2.6-1: Elastomeros.....	55

ÍNDICE DE GRÁFICAS

Gráfica 3.1-1: Diagrama HL-93.....	21
Gráfica 3.1-2: Diagrama HS-MOP.....	22
Gráfica 3.1.3-1: Peso hormigón.....	23
Gráfica 3.1.3-2: Peso del asfalto.....	23
Gráfica 3.1.3-3: Momentos provocados por la losa, veredas y barreras.....	24
Gráfica 3.1.3-4: Momentos provocados por asfalto.....	24
Gráfica 3.1.3-5: Tramos.....	24
Gráfica 3.2.1.1-1: Momento.....	26
Gráfica 3.2.1.2-1: Cortante.....	26
Gráfica 3.2.1.3-4: Diagrama viga.....	28
Gráfica 3.2.1.4-1: Cortante.....	29
Gráfica 3.3-1: Diagrama de cortante por carga viva.....	30
Gráfica 3.3-2: Diagrama de cortante por carga muerta.....	30
Gráfica 3.3-3: Diagrama de momento por carga muerta.....	30
Gráfica 4.2-1: Sección.....	32
Gráfica 4.2.1-1: Refuerzo positivo.....	33
Gráfica 4.2.1-2: Refuerzo negativo.....	34
Gráfica 4.2.1-3: Refuerzo longitudinal.....	35
Gráfica 4.2.4-2: Vigas y diafragmas.....	50
Gráfica 4.2.5-1: Conectores.....	52

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1-1: Momentos.....	22
Tabla 3.1.3-1: Momentos.....	24
Tabla 3.1.4-1: Ancho de faja	25
Tabla 3.1.4-2: Combinaciones de carga	25
Tabla 3.2.1.3-1: Proporciones.....	27
Tabla 3.2.1.3-3: Ancho de ala	28
Tabla 3.2.1.3-5: Momentos viga.....	28
Tabla 3.2.1.4-1: Esfuerzos.....	29
Tabla 3.2.1.5-1: Momento.....	29
Tabla 3.3-3: Momento y cortante.....	30
Tabla 4.2.1-1: Datos iniciales.....	33
Tabla 4.2.1-2: Flexión positiva.....	33
Tabla 4.2.1-3: Flexión negativa.....	34
Tabla 4.2.1-4: Refuerzo longitudinal.....	35
Tabla 4.2.2-1: Distancias.....	36
Tabla 4.2.2-2: Sección A1.....	37
Tabla 4.2.2-3: Sección A2.....	38
Tabla 4.2.2-4: Sección A3.....	38

Tabla 4.2.2-5: Sección A1.....	39
Tabla 4.2.2-6: Sección A2.....	40
Tabla 4.2.2-7: Sección A3.....	40
Tabla 4.2.2-8: Resistencia.....	40
Tabla 4.2.3.1-1: Sección básica.....	43
Tabla 4.2.3.1-2: Sección compuesta n.....	43
Tabla 4.2.3.1-3: Sección compuesta 3n.....	43
Tabla 4.2.3.1-4: Módulos de sección.....	43
Tabla 4.2.3.1-5: Parámetro de rigidez longitudinal.....	44
Tabla 4.2.3.1-6: Combinación de cargas.....	44
Tabla 4.2.4-1: Proporciones.....	49
Tabla 4.2.4-2: Propiedades.	49
Tabla 4.2.4-3: Características.....	49

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1: Presupuesto Referencial.....	64
--	-----------

DISEÑO DEL TABLERO DE UN PUENTE DE SECCIÓN MIXTA ACERO Y HORMIGÓN ARMADO

RESUMEN

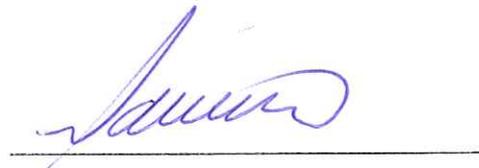
El diseño de una sección mixta busca el máximo provecho al acero y al hormigón armado, por lo cual se realiza la concepción estructural de los elementos estructurales que forman parte de la superestructura, haciendo los cálculos progresivamente en función de las solicitaciones a las cuales este sometido cada elemento y de cómo transfiera los esfuerzos, se analiza los resultados conforme dicta la norma, en consecuencia, obtenemos una sección que, presta la resistencia necesaria, satisface la normativa vigente; con los beneficios que trae una sección compuesta en cuanto al tiempo de instalación, el presupuesto y análisis de precios unitarios.

Palabras Clave: Superestructura, Sección, Acero, Hormigón, Diseño.



Roberto Gamón Torres

Director de Tesis



Paul Cornelio Cordero Díaz

Director de Escuela



Pablo Andrés Villavicencio López

Autor

**DECK DESIGN OF A STEEL AND REINFORCED CONCRETE MIXED SECTION
BRIDGE**

ABSTRACT

The design of a mixed section seeks to make the most of steel and reinforced concrete; therefore, the structural design of the structural elements that are part of the superstructure is carried out. The calculations are made progressively depending on the stresses to which each element is subjected to, and how they transfer the efforts. The results are analyzed according to the standard; consequently, there is one section which provides the necessary strength, and satisfies the current regulations with the benefits that a mixed section brings in regard to installation time, budget and analysis of unit prices.

Keywords: Superstructure, Section, Steel, Concrete, Design.

Roberto Gamón Torres
Thesis Director

Paul Cornelio Cordero Díaz
School Director

Pablo Andrés Villavicencio López
Author



Translated by,
Lic. Lourdes Crespo

Pablo Andrés Villavicencio López

Trabajo de Graduación

Ing. Roberto Gamón Torres

Octubre, 2015

DISEÑO DEL TABLERO DE UN PUENTE DE SECCIÓN MIXTA ACERO Y HORMIGÓN ARMADO.

INTRODUCCIÓN

El acelerado incremento de vehículos que circulan por las vías de nuestra ciudad, las condiciones geográficas e hidrográficas, las condiciones tanto de sección como geométricas de las calles céntricas, son parámetros que complican la circulación vehicular de entrada y salida del centro histórico, lo que demanda una nueva infraestructura vial que permita la rápida circulación vehicular. Por este motivo, el Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal del cantón Cuenca, estudia la construcción de nuevas alternativas de circulación que alivien el tráfico. Una de ellas sería un nuevo corredor vial desde la calle Presidente Córdova.

El presente documento es un análisis de la superestructura de un puente de vigas de acero y losa de hormigón armado, trabajando en conjunto, lo que nos permite observar las diferencias entre un momento plástico y un momento elástico, para obtener la mejor solución, en base a las cantidades de obra, presupuesto, y siguiendo los criterios establecidos en la normativa AASHTO.

El análisis se hará en el software de diseño estructural “SAP 2000”, programa de diseño estructural e que, para el cálculo, se basa en las normas vigentes a considerar.

Finalmente, se presentará el diseño de la losa, vigas, conectores, aparatos de apoyo, así como presupuesto, conclusiones y recomendaciones.

CAPÍTULO 1

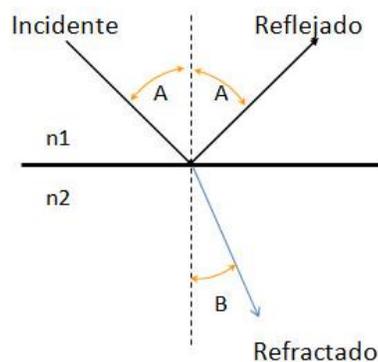
ANÁLISIS DE DATOS PARA OBTENER PARÁMETROS DE DISEÑO

Dentro de los puntos 1.1 y 1.2 serán presentados dos temas que, a pesar de no ser parte del enfoque de este trabajo, forman parte de los estudios que respectan al análisis de la subestructura, esto con la finalidad de dar una visión más amplia sobre los estudios que se deben llevar a cabo para el diseño de una obra de fábrica.

1.1 Análisis de los datos geotécnicos

El levantamiento geológico del sitio de emplazamiento se puede realizar mediante una exploración geotécnica mediante sísmica de refracción y perforación a rotación - percusión, para determinar la estratigrafía, tipo de materiales y perfil geotécnico completo de la zona, para proponer un nivel de cimentación y los parámetros geomecánicos de diseño.

- Sísmica de refracción :



(Figura 1.1-1)

(BRIAUD, 2013)

Cuando una onda sísmica cruza el límite entre dos entornos con diferente impedancia acústica, parte de la onda se reflejará y otra parte pasará a la siguiente capa. En este

caso, el ángulo de onda refractada será diferente al incidente, pero tendrán la misma dirección.

El valor de este ángulo se obtiene siguiendo la ley de Snell la cual es:

$$n_i \text{Sen} \alpha_i = n_r \text{Sen} \alpha_r$$

Donde n_i es el índice de refracción de la capa que deja la onda, α_i es el ángulo de incidencia entre la dirección de la onda y la normal al límite entre las dos capas, n_r es el índice de refracción de la capa a la que está entrando la onda y α_r es el ángulo de refracción entre la dirección de la onda y la normal a las dos capas. Willebrod Snell fue un físico holandés quien hizo esta contribución en 1621.

El índice de refracción es el radio entre la velocidad de la onda en una referencia media y la velocidad de la onda considerada en el suelo, por lo tanto, para la propagación de ondas sísmicas en las interfaces, la ley de Snell llegó a ser:

$$\frac{\text{Sen} \alpha_1}{v_1} = \frac{\text{Sen} \alpha_2}{v_2}$$

Donde v_1 es la velocidad de la onda en la capa superior y v_2 es la velocidad de la onda en la capa inferior. La onda puede viajar a lo largo de la superficie, desde la fuente al geófono o bajo la capa inferior y de regreso a la superficie. Este tipo de estudio se usa con frecuencia sobre los 30 m de profundidad, aunque, es posible estudiar una profundidad mayor con un tiempo de estudio más largo del geófono, dándole el tiempo necesario para que detecte las ondas que viajan más lejos.

Generalmente se usa para determinar la estratigrafía de las capas del suelo, incluyendo la profundidad de la roca base.

- Método de perforación – rotación:

Consiste en perforar un pozo con un taladro; mientras este circula, el suelo va ingresando en el centro de las brocas. El diámetro del taladro usualmente está entre 75 a 150 mm de diámetro y las brocas de 40 a 70 mm de diámetro. El suelo fluye del

centro de la broca mientras regresa a la superficie, obteniéndose un testigo estratigráfico.

Para reconocer el entorno geológico se recurrió al mapa publicado en 1998 por el proyecto PRE.CU.PA. (Prevención de desastres naturales en la cuenca del río Paute), donde define la zona por depósitos aluviales recientes y terraza fluvio glacial.

- Depósitos aluviales recientes:
En diferentes porcentajes de composición contienen bloques, gravas y arenas limosas.
- Terraza aluvial y fluvio glacial 1 y 3:
Las márgenes tanto izquierda como derecha están compuestas por capas de conglomerado (areno - arcillosa).

1.2 Análisis de los datos hidráulicos

Estos estudios determinarán las características de circulación de la corriente para el caudal de diseño. Se deberá obtener el nivel de crecida de diseño en el lugar de emplazamiento de la obra y, posteriormente, los cambios que sufrirá la corriente a causa de la obstrucción provocada por la construcción de la subestructura.

Para determinar el nivel de agua en el cauce natural, se usará la ecuación de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} ar^{2/3} S^{1/2}$$

“Para usar esta expresión se deberá escoger una sección media, con un valor medio de pendiente del lecho, y a dicha sección la consideraremos con los distintos valores de rugosidad que posea. Mientras más regular sea el lecho, y su alineación y pendientes medias, mayor aproximación tendrán los valores obtenidos” (AVELLANEDA, 1987).

“Debido a que a lo largo de la sección existen distintos coeficientes de rugosidad, es necesaria que la ecuación de Manning sea empleada por tramos, para lograr valores cercanos a la realidad, lo cual no sería posible, si lo calculamos considerando una sola sección” (AVELLANEDA, 1987).

Del estudio hidrológico obtendremos el caudal máximo de las eventuales crecidas, valor que compararemos al obtenido con la ecuación de Manning, para aplicar un tanteo, variando el nivel de crecida de diseño hasta igualar los caudales, y dibujar las líneas de área y caudal acumulado, para luego, en función de las líneas, determinar la longitud del cauce principal en los segmentos de línea con mayor pendiente de la gráfica; la determinación de esta sección tendrá el fin de saber hasta dónde se puede generar el emplazamiento del puente (AVELLANEDA, 1987).

1.3 Determinación de las cargas

1.3.1 Cargas permanentes (DC y DW)

DC= Peso propio de los componentes estructurales y de los no estructurales.

DW=Peso de las instalaciones para servicios y superficies de rodamiento.

Estos dos valores serán calculados según clasificación y cuantificación de materiales usados en la superestructura, para posteriormente, con las densidades de los mismos, tener el valor total por carga permanente.

1.3.2 Sobrecargas vivas

La sobrecarga vehicular en este trabajo será dividida en dos distintas la carga HL-93 y HS MOP, mismas que serán descritas a continuación.

Camión de diseño de la carga HL-93:

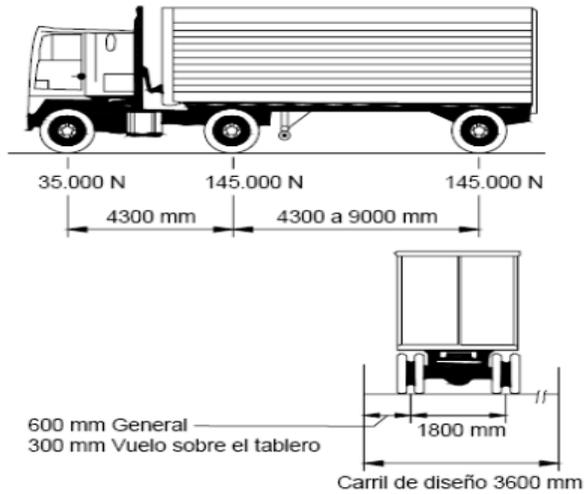


Figura 1.3.2-1

(AASHTO)

Camión de diseño de la carga HS-MOP:

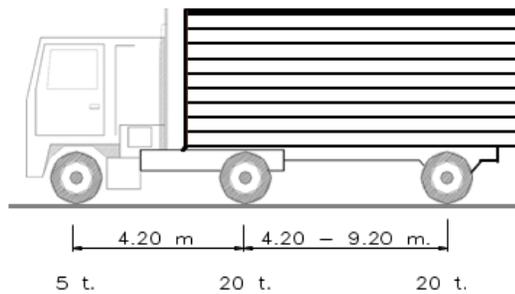


Figura 1.3.2-2

(ACUÑA, 2014)

1.3.3 Factores de carga aplicadas conforme lo indica la norma AASHTO

Se calculará multiplicando la carga, por un factor de presencia múltiple, según las posibles combinaciones de carriles cargados.

Para el presente trabajo se utilizara el factor de presencia múltiple para cuatro o más carriles $m = 0.65$ y un incremento por carga dinámica del 33%.

1.3.4 Factores y combinaciones de carga

Siendo $Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$ la expresión de la sollicitación mayorada, donde el factor de carga η_i , por tratarse de una superestructura típica y convencional, tendrá un valor igual a 1, para todos los estados límites.

El factor de carga γ_i tomará los valores expuestos en la tabla a continuación extraída de la norma AASHTO, para el estado límite Resistencia 1 que, es usada para el uso vehicular normal del puente, sin considerar viento, establece lo siguiente.

Combinación de Cargas	<i>DC</i>	<i>LL</i>									Usar sólo uno por vez			
	<i>DD</i>	<i>IM</i>					<i>TU</i>				<i>EQ</i>	<i>IC</i>	<i>CT</i>	<i>CV</i>
Estado Límite	<i>DW</i>	<i>CE</i>		<i>WA</i>	<i>WS</i>	<i>WL</i>	<i>FR</i>	<i>CR</i>	<i>TG</i>	<i>SE</i>				
	<i>EV</i>	<i>BR</i>						<i>SH</i>						
	<i>ES</i>	<i>PL</i>												
	<i>EL</i>	<i>LS</i>												
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-

Los valores de γ_p son:

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
<i>DC</i> : Elemento y accesorios	1,25	0,90
<i>DW</i> : Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65

CAPÍTULO 2

NORMATIVA AASHTO LRFD

2.1 Número de carriles de diseño

El número de carriles de diseño se tomara de la parte entera $w/3600$, siendo w el ancho libre de la calzada, lo cual nos da una distancia de 16000 mm, entonces el número total de carriles de diseño será 4. Para hacer más practico el cálculo, en lugar de la carga peatonal, las veredas serán consideradas como un carril de circulación cada una.

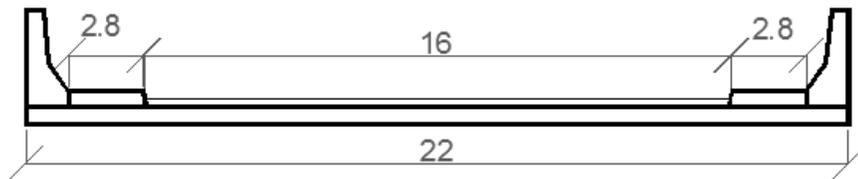


Figura 2.1-1, sección de la superestructura en hormigón.

2.2 Acero de las armaduras

La tensión de fluencia del acero a utilizarse, para los cálculos del presente documento, tendrá un límite de fluencia de 4200 kg/cm², cumpliendo los requisitos de la norma.

2.3 Mínima altura de la losa

Los regímenes establecen una losa de al menos 175 mm, siendo así escogeremos un espesor de 250 mm.

2.4 Recubrimiento de hormigón

Al ser un tablero que estará expuesto al tránsito, tenemos un límite mínimo establecido de 25 mm y valor recomendado de recubrimiento de 60 mm, según la norma, por lo cual se escoge un recubrimiento de 60 mm.

2.5 Resistencia a la compresión

Los regímenes indican que el hormigón, para este tipo de construcción, no debe tener una resistencia a la compresión menor a los 280 kg/cm², entonces, por ser una superestructura de diseño convencional tomaremos dicho valor.

2.6 Ancho de faja equivalente

El ancho de la faja equivalente de un tablero se calculará como se especifica a continuación:

S = entre elementos de apoyo (mm)

+M = momento positivo

-M = momento negativo

TIPO DE TABLERO	DIRECCIÓN DE LA FAJA PRIMARIA EN RELACIÓN CON EL TRÁFICO	ANCHO DE LA FAJA PRIMARIA (mm)
Hormigón Colado in situ	Paralela o perpendicular	+M: $660 + 0,55S$ -M: $1220 + 0,25S$

2.7 Armaduras máximas

Para saber que la sección no está sobre armada, se deberá satisfacer la siguiente ecuación:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0,42$$

2.8 Armaduras mínimas

De los valores $1.2M_{cr}$ y $1.33M_u$, la armadura proporcionada debe ser capaz de resistir el menor de ellos, siendo:

$$1.2M_{cr} = 1.2 f_r S$$

2.9 Refuerzo por temperatura

Al no contar con ningún tipo de refuerzo, en la dirección del tráfico, puesto que la losa de tablero trabaja en forma perpendicular al mismo, en la parte superior de la losa se coloca acero por temperatura.

$$A_{stemp} = 0.0018 A_g$$

La separación no deberá ser mayor a tres veces el espesor de la losa o 45 cm.

2.10 Refuerzo por distribución

Se dispondrá de acero de refuerzo en la dirección secundaria, calculado mediante la expresión, valor que será tomado como porcentaje del refuerzo principal

$$A_s = \frac{3840}{\sqrt{S_e}}$$

2.11 Barandas de hormigón

Para calcular la resistencia nominal a una carga transversal en las barreras y la longitud crítica del muro, utilizaremos las ecuaciones expuestas a continuación:

$$R_w = \left(\frac{2}{2L_c - L_t} \right) \left(8M_b + 8M_w + \frac{M_c L_c^2}{H} \right)$$

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{8H(M_b + M_w)}{M_c}}$$

Además utilizaremos el ensayo número cuatro (TL – 4), dado que la norma lo describe acorde a las características de uso de la superestructura en estudio, dicho ensayo brinda los siguientes valores:

$$L_t = 1070 \text{ mm}$$

$$F_t = 24000 \text{ kg}$$

$$H (\text{min}) = 810 \text{ mm}$$

2.12 Transferencia de corte en las interfaces

La resistencia nominal de corte en la interfaz entre el hormigón de la losa y de la barrera deberá cumplir con esta expresión $v_{n=cA_{cv}+\mu(A_{vf}f_y + P_c)} \leq 0.2f'_cA_{cv}$ ó $\leq 5.5A_{cv}$.

$$\mu = 0.6$$

$$c = 5.3 \text{ kg/cm}^2$$

El área de acero por unidad de longitud deberá cumplir con $A_{vf} \geq \frac{0.35 b_v}{f_y}$.

2.13 Longitud de anclaje

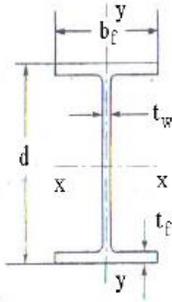
Las longitudes de anclaje para barras con un f_y de 4200 kg/cm^2 , afectada por 0.7 dado que el recubrimiento es mayor a los 64 mm, como indica la norma

$$l = 0.7 \times \frac{100 d_b}{\sqrt{f'_c}}$$

Además el gancho de anclaje a 90 grados deberá tener una longitud de doce veces el diámetro de la varilla más un radio de gancho de cuatro veces el diámetro de la varilla

2.14 Vigas

Siguiendo la notación correspondiente en la siguiente gráfica tenemos:



d: altura de la viga

bf: ancho del patín

tf: espesor del patín

tw: espesor del alma

Figura 2.14-1

(Granda, 2010)

2.15 Sección compacta para sismo

Como se muestra en el numeral 4.2.3.1, el eje neutro plástico se encuentra en la losa, entonces, cumpliendo con los regímenes de la norma tenemos que:

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

Donde para nuestro caso $D_{cp} = 0$, con lo que queda comprobada la sección compacta, adicionalmente los regímenes permiten que, para secciones compuestas compactas en flexión positiva la norma permite que el momento nominal sea mayor al momento flector respecto del eje mayor de la sección, entonces quedan cubiertas todas las condiciones.

2.16 Ancho de ala efectivo

La longitud de tramo efectiva será la longitud real, al ser un puente de vigas simplemente apoyadas y de un solo tramo, siendo así para las vigas interiores tenemos tres criterios de los cuales escogeremos el menor valor entre:

- Un cuarto de la longitud de tramo efectiva;
- 12,0 veces el espesor promedio de la losa, más el ancho del alma o el semi-ancho del ala superior de la viga, cualquiera sea el valor que resulte mayor; o
- La separación promedio de las vigas adyacentes.

En cuanto a las vigas exteriores sumaremos al menor de los siguientes criterios el semi-ancho efectivo de la viga interior adyacente:

- Un octavo de la longitud de tramo efectiva;
- 6,0 veces el espesor promedio de la losa, más el semiespesor del alma o un cuarto del ancho del ala superior de la viga de base, cualquiera sea el valor que resulte mayor; o
- El ancho del vuelo.

2.17 Pre dimensionamiento

Los regímenes brindados por la AASHTO especifican los siguientes valores mínimos en la geometría de la viga:

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero)
Material	Tipo	Tramos simples
Acero	Profundidad total de una viga doble T compuesta	0,040 L
	Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta	0,033 L

El espesor del alma deberá ser $t_w \geq \frac{d_w}{150}$

El ancho de las alas $b_f \geq \frac{d_w}{4}$

Peralte de la viga compuesta 0.44L

Proporciones de las alas $\frac{b_f}{2t_f} \leq 12$; $b_f \geq \frac{d}{6}$; $t_f \geq 1.1 t_w$; $0.1 \leq \frac{I_{yb}}{I_{yt}} \leq 10$

2.18 Módulo de elasticidad

La norma establece que el módulo de elasticidad del hormigón se determinará mediante la expresión:

$$E_c = 0.043 y_c^{1.5} \sqrt{f'c}$$

(AASHTO)

La relación de módulos para el hormigón de 280 kg /cm² es n=8

2.19 Factores de distribución

La AASHTO presenta los factores de distribución de carga en función del tipo de superestructura, siendo los elementos de apoyo vigas de acero y, un tablero de losa de hormigón colocado in situ, tal como se muestra en el Anexo 1 y, dado que tenemos más carriles cargados de diseño, el factor de distribución de sobrecargas por carril para vigas interiores por momento es el siguiente.

$$0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0,1}$$

Y por corte:

$$0,2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2,0}$$

El factor de distribución de sobre cargas por carril para vigas exteriores por momento es el siguiente.

$$g = e g_{interior}$$

$$e = 0,77 + \frac{d_e}{2800}$$

Y por corte es.

$$g = e g_{interior}$$

$$e = 0,6 + \frac{d_e}{3000}$$

En donde g es un factor de distribución para vigas exteriores, $g_{interior}$ parámetro de distribución de carga en vigas interiores, e factor de corrección, d_e distancia entre el alma de una viga exterior y el borde interior de un cordón o barrera para el tráfico (mm).

El parámetro (d_e) se tomará como negativo debido a que el alma de la viga exterior está hacia afuera del cordón o barrera para el tráfico.

El parámetro de rigidez longitudinal, K_g , se deberá tomar como:

$$K_g = n(I + Ae^2_g)$$

Siendo $n = \frac{E_B}{E_D}$ y donde:

E_B : Módulo de elasticidad del material de la viga (MPa)

E_D : Módulo de elasticidad del material del tablero (MPa)

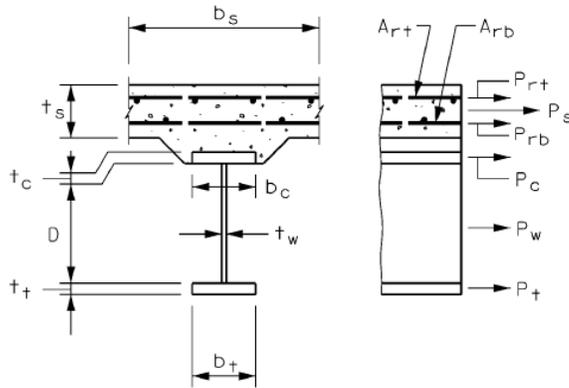
I : momento de inercia de la viga (mm^4)

E_g : distancia entre los centros de gravedad de la viga de base y el tablero (mm)

En donde S es la separación entre las almas de las vigas (mm), K_g es un parámetro de rigidez longitudinal (mm^4), L es la longitud de tramo de la viga (mm) y t_s es la profundidad de la losa de hormigón.

2.20 Tensiones en la sección

Para calcular las tensiones en la sección usaremos las siguientes expresiones:



(AASHTO)

$$P_t = F_{yt} b_t t_t$$

$$P_w = F_{yw} D_w t_w$$

$$P_c = F_{yc} b_c t_c$$

$$P_s = 0.85 f'_c b_s t_s$$

2.21 Resistencia nominal a la flexión

Siendo D_p la distancia entre la cara superior de la losa, y ya que el eje neutro de la sección está en la losa y su distancia es medida desde la parte superior de la losa entonces, $D_p = \bar{Y}$, siendo \bar{Y} el eje neutro de la sección compuesta cuando ocurre el momento plástico, y D_t la profundidad total de la sección compuesta (2.105 m), tenemos:

$$D_p \leq 0.1 D_t$$

Ya que cumplimos con la condición

$$M_n = M_p \left(1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right)$$

2.22 Resistencia a cortante

Para la resistencia al cortante tenemos $V_n = V_{cr} = CV_p$, siendo $V_p = 0.58 F_{yw} D t_w$.

Al cumplir con la condición $\frac{D}{t_w} > 1.4 \sqrt{\frac{E k}{F_{yw}}}$, siendo $k = 5$ y E el módulo de elasticidad del acero, tomaremos $C = \frac{1.57}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \left(\frac{E k}{F_{yw}}\right)$

2.23 Rigidizadores

Para calcular la resistencia a cortante nominal de los paneles interiores usaremos la expresión:

$$V_n = V_p \left[C + \frac{0.87 (1 - C)}{\left[\sqrt{1 + \frac{d_o^2}{D}} + \frac{d_o}{D} \right]} \right]$$

$$K = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_o}{D}\right)^2}$$

Para el diseño de los rigidizadores, los mismos deben cumplir con las siguientes condiciones

1. $b_t \geq 2 + \frac{d}{30}$ y $16 t_p \geq b_t \geq 0.25 b_t$
2. $I_t \geq d_o t_w^3 J_1$ siendo:

$$J_1 = 2.5 \left(\frac{D}{d_o}\right)^2 - 2, \quad I_t = \frac{t_p b_t^3}{3}$$

3. $A_s \geq \left[0.15 B \frac{D}{t_w} (1 - C) \left(\frac{V_u}{V_r}\right) - 18 \right] \frac{F_{yw}}{F_{cr}} t_w^2$, siendo:

$$A_s = b_t t_p$$

$$F_{cr} = \frac{0.311 E}{\left(\frac{b_t}{t_p}\right)^2} \leq F_{ys}$$

2.24 Conectores de cortante

La relación altura – diámetro del conector tipo perno no deberá ser menor que 4, la distancia longitudinal, p , deberá satisfacer la ecuación $p \leq \frac{n \cdot Zr \cdot I}{V_f \cdot Q}$

Donde Zr es la resistencia al corte par fatiga de un conector tipo perno

$$Zr = \alpha d^2 \geq \frac{38 d^2}{2}, \text{ siendo: } \alpha = 238 - 2.95 \log N$$

La separación entre ejes de los conectores en la dirección de la carga no debe ser mayor a 600mm ni menor a $6d$, la distancia libre entre el borde del conector al borde del ala no debe ser menor a 25mm, el recubrimiento de hormigón sobre los conectores de corte no debe ser menor a 50 mm, y los pernos deberán por lo menos ingresar 50 mm en el tablero.

Para el estado limite Resistencia 1, la resistencia al corte factorada de un conector es:

$$Qr = \phi_{sc} Qn$$

El número mínimo de conectores de corte en la región considerada es $n = \frac{P}{Qr}$.

La fuerza cortante nominal es: $P = Pp$, deberá ser el menor valor entre $P1p = 0.85 f'c bs ts$, y $Psp = Fyw D tw + Fyt bft tft + Fyc bfc tfc$

Resistencia nominal al corte del conector: $Qn = 0.5 Aw \sqrt{f'c Ec} \leq Aw Fu$

2.25 Dispositivos de apoyo

Para los dispositivos de apoyo usaremos un apoyo semi-cubierto de elastómero, con un módulo de cortante $G = 12 \text{ kg/cm}^2$.

Esfuerzo de compresión por carga total:

$$\sigma_s \leq 2 G S \leq 122 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El área requerida de los apoyos: $A_{req} = \frac{P_T}{\sigma_s}$

El factor de forma, para carga total:

$$S_T \geq \frac{\sigma_s}{2G} = \frac{\frac{P_t}{A}}{2G}$$

Para carga viva:

$$\sigma_l = \frac{P_l}{A_{req}}$$

$$S_l = \frac{\sigma_l}{G}$$

El grosor de una capa interior de elastómero.

En carga total:

$$h_{ri} \leq \frac{L \times A}{2 \times S_t \times (A + L)}$$

En carga viva:

$$h_{ri} \leq \frac{L \times A}{2 \times S_t \times (A + L)}$$

Numero de capas interiores elastómero para compresión y rotación combinadas:

$$n > \left[\frac{GS\theta_s}{\sigma_s} \right] \left[\frac{B}{h_{ri}} \right]^2$$

$$n > -0.167 \theta_s \frac{\left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2}{\frac{\sigma_s}{2.25GS} - 1}$$

Estabilidad del elastómero:

$$A = \frac{1.92 \frac{h_{ri}}{L}}{\sqrt{1 + \frac{2L}{A}}}$$

$$B = \frac{2.67}{(S + 2) \left(1 + \frac{L}{4A}\right)}$$

Altura de las placas de refuerzo tenemos:

$$h_s \geq \frac{3h_{max} \sigma_s}{F_y}$$

$$h_s \geq \frac{2h_{max} \sigma_L}{\Delta F_{TH}}$$

CAPÍTULO 3

SOLICITACIONES DE LA SUPERESTRUCTURA

Para poder determinar las cargas a las que va a estar sometida la losa debemos tener en cuenta la geometría preestablecida de la siguiente sección.

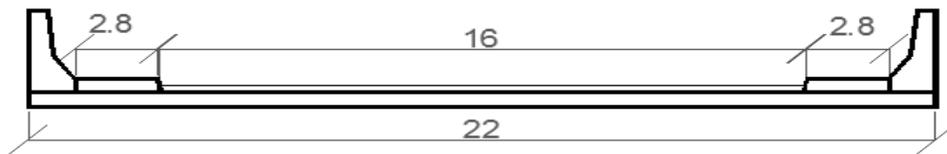


Figura 3-1, sección de hormigón armado.

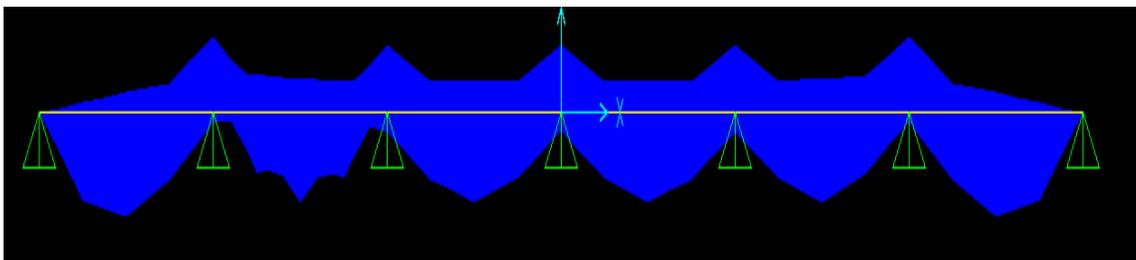
El puente tiene una longitud de 34 m, una losa de 25 cm de espesor, veredas 15 cm de altura y una carpeta asfáltica de 7 cm. El tablero estará soportado por 7 vigas longitudinales metálicas.

3.1 Solicitaciones de la losa

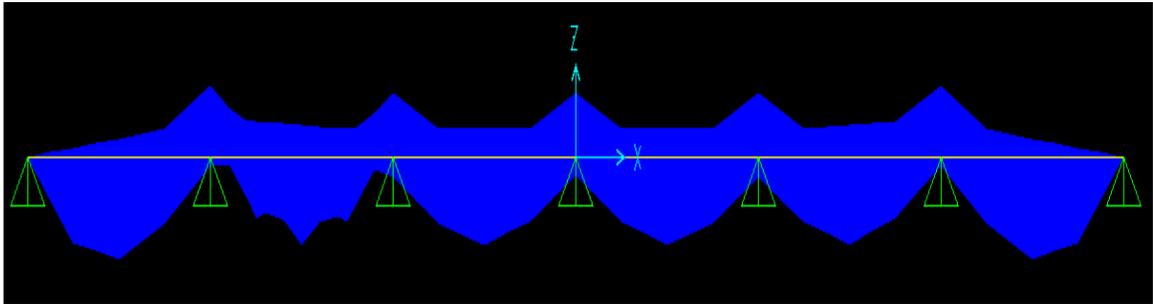
3.1.1 Sobrecarga vehicular e impacto (HL-93, HS MOP)

El diagrama de la gráfica 3.1-1 corresponde a la sobrecarga HL – 93 y, el diagrama de la gráfica 3.1-2 a la sobrecarga HS-MOP

Gráfica 3.1-1, diagrama HL-93:



Grafica 3.1-2, diagrama HS- MOP:



A continuación en las tablas 3.1-1 se muestra un cuadro resumen de los momentos máximos, tanto positivos como negativos.

Tabla 3.1-1 Momentos.

Tramo	1		2		3	
Momento	HL-93	HS MOP	HL-93	HS MOP	HL-93	HS MOP
Máximo (kg-m)	15906.91	15186.46	13646.9	13079.64	13700.12	13079.64
Mínimo (kg-m)	-11567.54	-10751.6	-11568	-10751.6	-10398.89	-9662.38

Tramo	4		5		6	
Momento	HL-93	HS MOP	HL-93	HS MOP	HL-93	HS MOP
Máximo (kg-m)	13700.12	13079.64	13646.93	13079.64	15906.91	15186.46
Mínimo (kg-m)	-10398.89	-9662.38	-11567.54	-10751.6	-11567.54	-10751.6

Como podemos observar, lo mayores momentos flectores (resaltados) se producen debido a la sobre carga HL – 93 por consiguiente es la carga con la que se realizaran lo cálculos.

3.1.2 Fuerza de frenado

Transmitidas por las ruedas del vehículo, su magnitud depende directamente del peso, de la velocidad al momento de acelerar o frenar y del tiempo que le toma al vehículo tomar la velocidad esperada. Esta fuerza es transmitida horizontalmente como cortante hacia

la subestructura, sin provocar efecto sobre la superestructura, sin embargo, debido a que el origen de la fuerza está en el uso vehicular de la superestructura, lo analizaremos, los efectos que provoque sobre la subestructura quedan fuera del enfoque de estudio del presente trabajo.

Se establecen dos fuerzas, el 25% de los pesos por eje del camión de diseño, o el 5% del camión de diseño más la carga del carril de diseño, lo que resulte mayor.

La fuerza longitudinal es repartida equitativamente en todos los apoyos que unen a la sub estructura con la superestructura.

Para ello, hay que tener en cuenta que sin importar la dirección de los carriles del tráfico deben ser cargadas asumiendo que tienen el mismo sentido, aplicando los coeficientes de cargas respectivos si se exceden las 2 vías

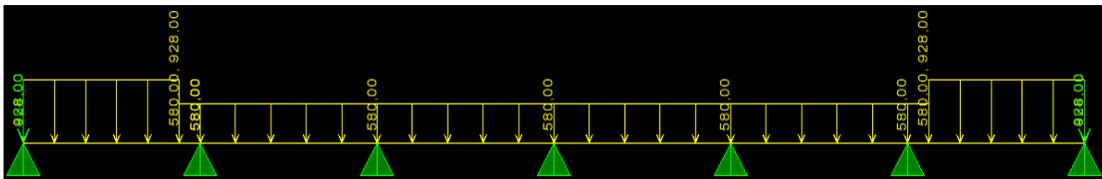
El mayor efecto de frenado resulta del 25% de los pesos por eje del camión de diseño.

$$F_f = (0.25 \times 3500 + 0.25 \times 14500 + 0.25 \times 14500) \times 4 \times 0.65 = 21125 \text{ kg}$$

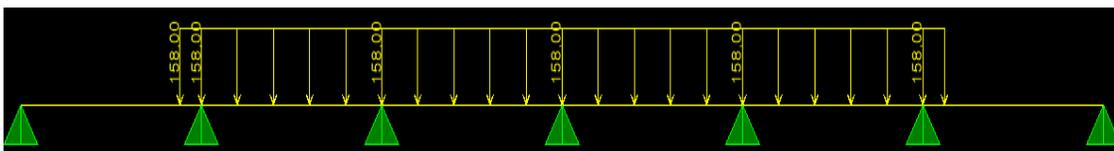
3.1.3 Carga muerta

La carga muerta estar compuesta por el peso de la losa, veredas, asfalto y barandas.

Gráfica 3.1.3-1 Peso de la losa (580 kg/m), veredas (348 kg/m) y barandas (464 kg/m).

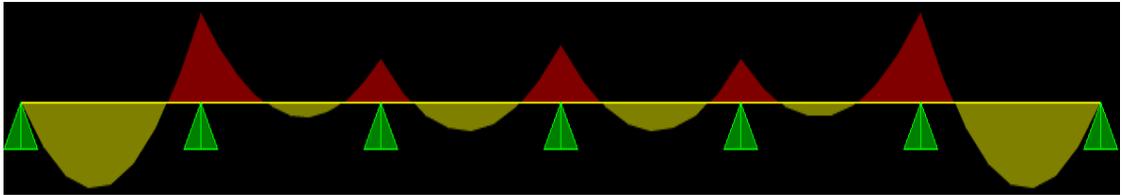


Gráfica 3.1.3-2 Peso del asfalto (158 kg):

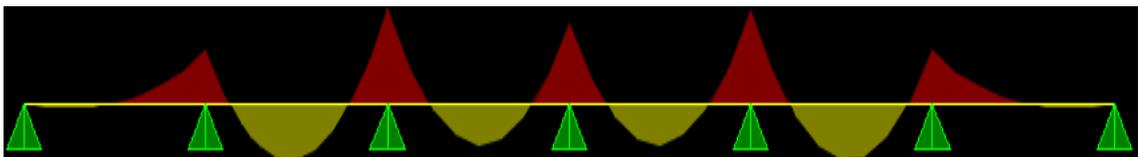


Una vez una vez establecidas las cargas podemos calcular los momentos flectores, a continuación se presenta las gráficas con los diagramas de momento.

Grafica 3.1.3-3 momentos provocados por la losa, veredas y barreras.



Grafica 3.1.3-4 momentos provocados por asfalto.



Observamos en la tabla 3.1.3-1 se muestran los momentos máximos y mínimos por carga muerta.

Gráfica 3.1.3-5 Tramos:



Tabla 3.1.3-1, momentos.

Tramo	1		2		3	
Carga	Momento					
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
losa, veredas y barreras (kg-m)	-1114.34	1038.27	-1114.34	184.97	-721.91	364.49
asfalto (kg-m)	-132.42	11.5	-227.9	131.75	-227.9	98.68

Tramo	4		5		6	
Carga	Momento					
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
losa, veredas y barreras (kg-m)	-721.91	364.49	-1114.34	176.66	-1114.34	1038.27
asfalto (kg-m)	-227.9	98.68	-227.9	131.75	-132.42	11.5

Para el dimensionamiento de la losa se usaran los mayores momentos producidos tanto positivos como negativos (momentos resaltados).

3.1.4 Combinaciones de carga

La combinación de carga utilizada será resistencia 1 con los factores de carga expuestos en el numeral 1.3.4, para ello primero debemos calcular el ancho de efectivo para momento positivo y negativo, como se especifica en el numeral 2.6.

Con una separación entre vigas de 3.61m, los anchos de faja equivalente son los siguientes.

Tabla 3.1.4-1, ancho de faja.

Ancho de faja (m)	
2.65	Momento +
2.12	Momento -

Entonces calculamos los momentos últimos totales, positivos y negativos.

Tabla 3.1.4-2, combinaciones de carga.

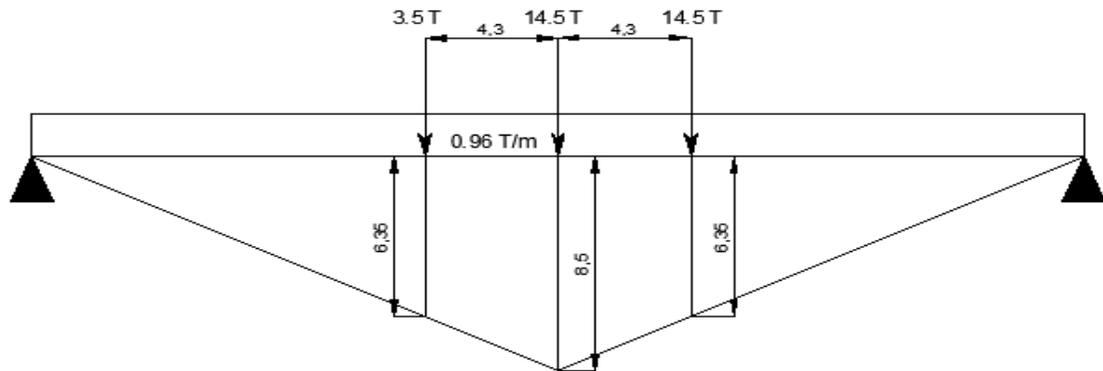
Estado limite de Resistencia				
Momentos factorados ultimos (+)		Ecuación	Magnitud	Unidad
Mu CV	=	YLL. $M_{max} / \text{Ancho faja} =$	1050500	Kg.cm
Mu CM	=	$yp \text{ Mlosa, vereda y parapeto} + yp \text{ .Masfalto} =$	131509	Kg.cm
Mutotal	=	$Mu \text{ CV} + Mu \text{ CM} =$	1182009	Kg.cm
Momentos factorados ultimos (-)		Ecuacion	magnitud	unidad
Mu CV	=	YLL. $M_{max} / \text{Ancho faja} =$	-954867.7	Kg.cm
Mu CM	=	$yp \text{ M losa, vereda y parapeto} + yp \text{ .Masfalto} =$	-173477.5	Kg.cm
Mutotal	=	$Mu \text{ CV} + Mu \text{ Cm} =$	-1128345	Kg.cm

3.2 Solicitaciones de las vigas

3.2.1 Sobrecarga vehicular HL 93

3.2.1.1 Líneas de influencia para momento por sobrecarga vehicular

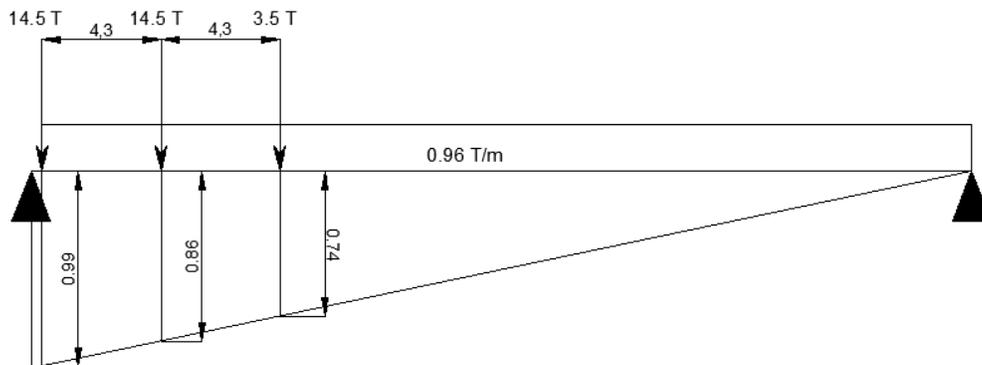
Grafica 3.2.1.1-1 Momento.



El momento provocado por la sobrecarga, aplicados ya los factores para carga viva, es:
367040.63 kg –m

3.2.1.2 Líneas de influencia para cortante por sobrecarga vehicular

Grafica 3.2.1.2-1, cortante.



El cortante por carga viva es:

$$V_{ll} + i = 124843kg$$

3.2.1.3 Momento por carga muerta

Previo calcular la carga muerta debemos antes establecer la geometría de la viga y, con la finalidad de calcular los módulos de sección de la sección compuesta, calcular el ancho de ala efectivo, tal como se menciona en el numeral 2.18 y 2.17, tenemos entonces:

Tabla 3.2.1.3-1 Proporciones.

D	tw	$\frac{D}{t_w} \leq 150$
1.8	0.02	90

bf	tf	$\frac{b_f}{2 \cdot t_f} \leq 12$	$b_f \geq \frac{D}{6}$	$t_f \geq 1.1 t_w$	Icy (m4)	$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10$
0.35	0.03	Cumple	Cumple	Cumple	0.000107188	Cumple
0.45	0.04	Cumple	Cumple	Cumple	0.00030375	

Figura 3.2.1.3-2, dimensiones:

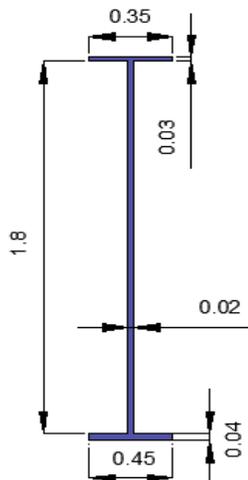


Tabla 3.2.1.3-3 Ancho de ala:

Ancho de ala efectivo		Ancho de ala efectivo	
Criterio N. 1	8.5	Criterio N. 1	4.25
Criterio N. 2	3.175	Criterio N. 2	1.0475
Criterio N. 3	3.61	be	2.64
be	3.18		

Por lo tanto, para vigas interiores, el ancho de ala tomado será de 12 veces el espesor de la losa, más la mitad del ancho de la viga, dando un total de 3.18 m.

Y, para vigas exteriores, sumamos la mitad del ancho de ala calculado, al menor de los valores, obviamos el criterio 2 puesto que no hay vuelo en el tablero, lo que nos da un total de 2.67 m, posteriormente calculamos la carga muerta de la viga principal, que nos da una carga por losa (2093.8 kg/m) y asfalto (568.58 kg/m).

El diagrama de momento para carga muerta es el siguiente.

Grafica 3.2.1.3-4 Diagrama viga:



La tabla de momentos para carga muerta es.

Tabla 3.2.1.3-5, momentos viga:

Momentos maximos por carga muerta	
Carga	M3
	Kgf-m
Viga	72814.83
Asfalto	154974.64
Losa	375368.93
Diafragmas	99793.15

3.2.1.4 Cortante por carga muerta

Grafica 3.2.1.4-1, cortante:



Tabla 3.2.1.4-1, esfuerzos:

Cortantes maximos por carga muerta	
Carga	V2
	Kgf
Viga	8566.46
Asfalto	18232.31
Losa	44161.05
Diafragmas	12137.11

3.2.1.5 Combinaciones de carga

De igual manera que en la losa se diseñara con la combinación de carga Resistencia 1 de acuerdo al numeral 1.3.4, entonces para la viga tenemos:

Tabla 3.2.1.5-1, momento.

Resistencia 1		
viga	91.02	Tn-m
losa	469.21	Tn-m
asfalto	232.46	Tn-m
diafragmas	124.74	Tn-m
móvil	367.04	Tn-m
Mu	1284.47	Tn-m

Resistencia 1: $1.25 * (M_{losa} + M_{diafragmas}) + 1.5 * (M_{asfalto}) + 1.75 (M_{viga} + M_{móvil} + M_{Mu}) = 1284470 \text{ kg-m}$

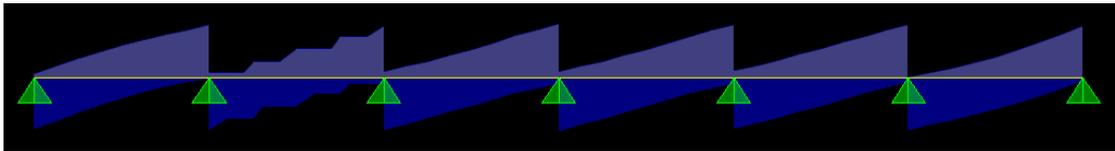
Para cortante:

Resistencia 1: $1.25 * (V_{losa} + V_{diafragmas}) + 1.5 * (Masfalto) + 1.75 (V \text{ viva distribuida} + V_v \times im) = 233272.24 \text{ kg -m}$

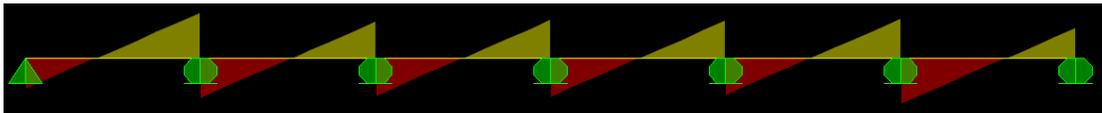
3.3 Cargas y combinaciones de carga para los diafragmas

Los diagramas para cortante y momento se muestran a continuación.

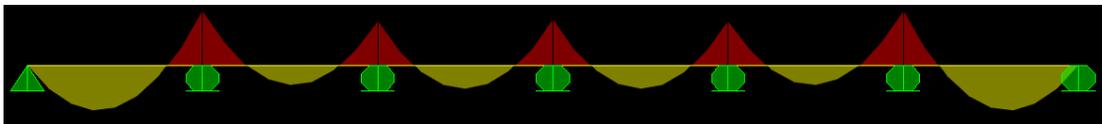
Gráfica 3.3-1, diagrama de cortante por carga viva:



Gráfica 3.3-2, diagrama de cortante por carga muerta:



Gráfica 3.3-3, diagrama de momento por carga muerta:



Por ello, los cortantes y momentos máximos tanto positivos como negativos se muestran a continuación.

Tabla 3.3-3 momento y cortante.

	Carga muerta		Carga móvil	
	V2	M3	V2	M3
	Kgf	Kgf-m	Kgf	Kgf-m
Mínimo	-474.99	-282.67	21900.81	15906.91
Máximo	474.99	229.64	-21900.81	-11567.54

Con ello obtenemos un momento último de: **25.782 Tn -m** y un cortante último de:
33.726 Tn.

CAPÍTULO 4

DISEÑO DE LOS MIEMBROS ESTRUCTURALES DE LA SUPERESTRUCTURA

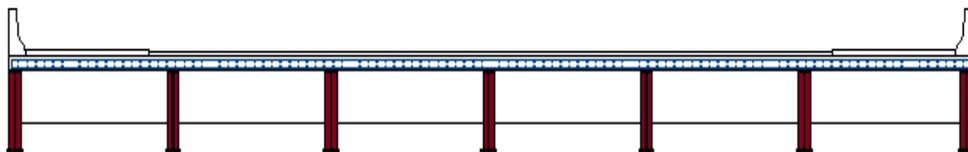
4.1 Consideraciones hidráulicas

La modelización hidráulica tiene como uno de sus objetivos determinar la altura a la que se va a construir la superestructura para este caso una altura de seguridad de 6 metros sobre el lecho del cauce, estas consideraciones están sujetas a los estudios de los cuales se habla en el numeral 1.2, el revisar estos datos en este trabajo busca dar una visión más general sobre los diseños de los puentes.

A continuación en el numeral 4.2 se realizará el diseño con la respectiva explicación del procedimiento.

4.2 Concepción estructural

Gráfica 4.2-1, sección.



4.2.1 Losa

Teniendo los momentos últimos del numeral 3.1.4, podemos empezar con el diseño de la losa.

Empezamos tomando algunas de las propiedades de los materiales que usaremos, para ello requerimos de los datos proporcionados en los numerales 2.2 y 2.5.

Tabla 4.2.1-1, datos iniciales:

Datos iniciales			
Descripcion		Magnitu	Unidades
limite de fluencia	f_y	4200	kg/cm ²
Esfuerzo limite de compresión	f'_c	280	kg/cm ²

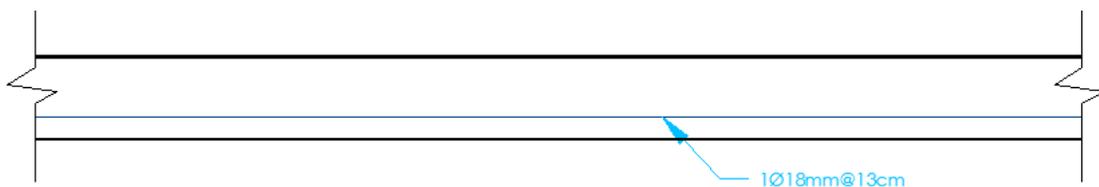
Empezamos el diseño de la losa, para el diseño del refuerzo principal, en flexión positiva y negativa, con los datos de la tabla 4.2.1-1.

Tabla 4.2.1-2, flexión positiva.

DISEÑO DE LOSA EN FLEXIÓN POSITIVA RESITENCIAI				
		Diametro(cm)	Área	Unidades
	Valor impuesto	1.8	2.54	cm ²
		$\beta =$	0.85	
Prof efectiva	$d = ts - r - \phi/2$		18	cm
Altura del bloque de esfuerzo	$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} =$		2.24	cm
Acero de refuerzo	$A_s = \frac{M_u}{0.9 f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} =$		18.52	cm ²
Espaciamiento	e	=	0.137	m
Armadura máxima				
Distancia de la fibra extrema sujeta a compresion al eje neutro	$c = a/\beta$		=	2.64
	$c/de \leq 0.42$		Cumple	1Ø18mm @ 13cm
	0.15	≤ 0.42		

Como podemos observar la armadura impuesta cumple con el requisito del numeral 2.8, de tal modo que no está sobre reforzada.

Gráfica 4.2.1-1, refuerzo positivo.



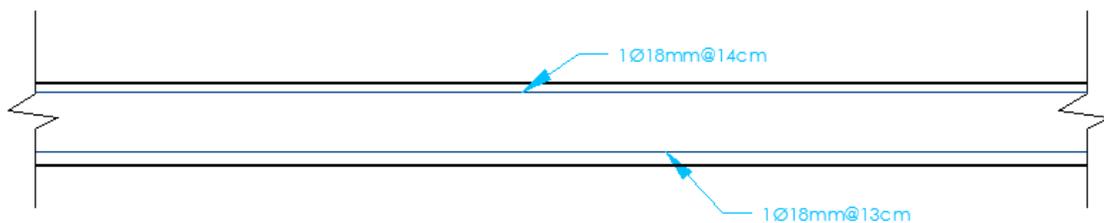
Para el cálculo en flexión negativa el procedimiento es el mismo, tomando los momentos negativos.

Tabla 4.2.1-3, flexión negativa.

DISEÑO DE LOSA EN FLEXIÓN NEGATIVA RESITENCIAI				
		Diametro(cm)	Área	Unidades
	Valor impuesto	1.8	2.54	cm ²
		$\beta =$	0.85	
Prof efectiva	$d = ts - r - \phi/2$		18	cm
Altura del bloque de esfuerzo	$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} =$		2.24	cm
Acero de refuerzo	$As = \frac{Mu}{0.9fy \left(d - \frac{a}{2}\right)} =$		17.68	cm ²
Espaciamiento	e	=	0.144	m
Armadura máxima				
Distancia de la fibra extrema sujeta a compresion al eje neutro	$c = a/\beta$		=	2.64 cm
	$c/de \leq 0.42$		Cumple	1Ø18mm @ 14cm
	0.15	≤ 0.42		

Queda definida así el área de acero y el espaciamiento respectivo, a usarse para el refuerzo principal, tanto en flexión positiva como negativa.

Gráfica 4.2.1-2, refuerzo negativo.



Tanto para flexión positiva o negativa se debe cumplir con la condición de $Mu \geq 1.2 \times (2.01 \sqrt{280}) \times \frac{100 \times 25^2}{6} = 2690 \text{ Kg} - m$. Continuamos entonces con el diseño del refuerzo secundario superior e inferior, conforme los numerales 2.10 y 2.11 respectivamente, entonces tenemos:

$$A_{stemp} = 0.0018 Ag$$

$$A_{stemp} = 0.0018 \times 25 \times 100 = 4.5 \text{ cm}^2$$

El área calculada debe ser distribuida en dos capas iguales, en la losa, siendo así el refuerzo en cada lado será de 2.25 cm², lo que utilizando varillas de 10 mm de diámetro resulta en una separación de 35 cm, **con lo que no superamos la separación máxima, establecido en el numeral 2.9, de 75 cm o 45 cm**, finalmente usaremos 1Ø10 mm @ 35 cm.

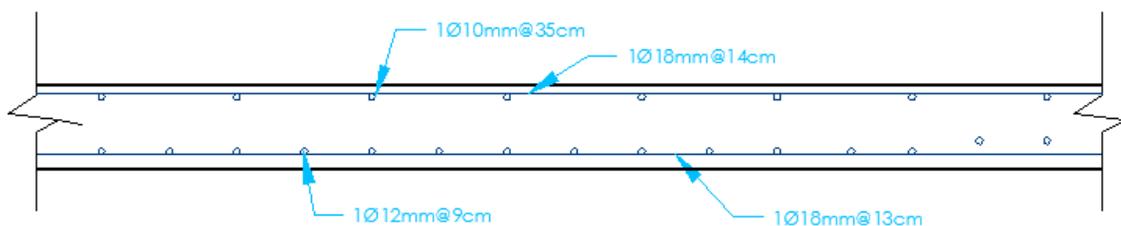
Para concluir el diseño de la losa, calculamos el acero por distribución, colocado longitudinalmente según el numeral 2.10, entonces tenemos:

Tabla 4.2.1-4, refuerzo longitudinal.

Diseño de la armadura longitudinal en la base			
$S_e = S - d_1$	=	3.41	m
$A_s = \frac{3840}{\sqrt{S_e}}$	=	65.8	%
Diametro	=	1.2	cm
Área	=	1.13	cm ²
espaciamento	=	9	cm
1Ø12mm @ 9cm			
Area longitudinal	=	6.03	cm ² /cm

Donde d1 es la distancia que hay entre el eje de la viga y el conector de corte, entonces, (Se) es la distancia entre pernos de vigas adyacentes. Finalmente el refuerzo longitudinal por distribución será de 1Ø12mm@9cm.

Grafico 4.2.1-3, refuerzo longitudinal.



4.2.2 Barreras

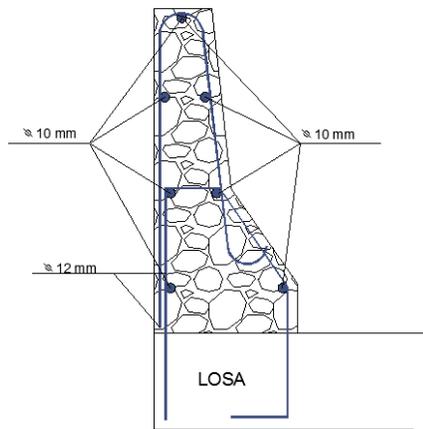


Figura 4.2.2-1

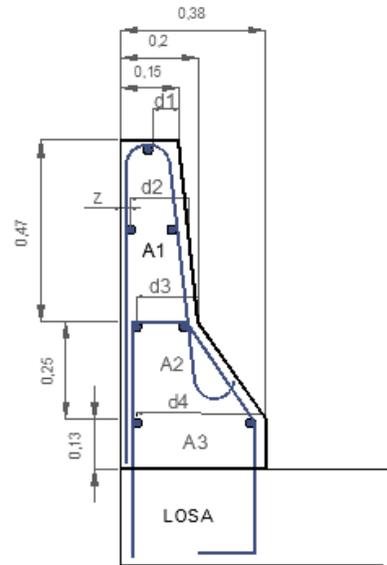


Figura 4.2.2-2

Para comenzar, nos imponemos diámetros de los refuerzos transversales y longitudinales como podemos ver en la figura 4.2.2-1; denominamos con la letra "a" a las dimensiones en el sentido (x) y con la letra "b" a las dimensiones en el sentido (y), así:

Tabla 4.2.2-1, distancias.

Dimensiones	a (cm)	b (cm)
A1	15	47
A2	20	25
A3	38	13

Como podemos observar la sección A1 tiene una base menor de 15 cm y una mayor de 20 cm, lo que haremos será encontrar una dimensión *amedia*, que corresponda a una dimensión *b* para ello, con un valor *b* de 20 cm, por interpolación encontramos una distancia *a* de 18 cm, de la figura 4.2.2-3.

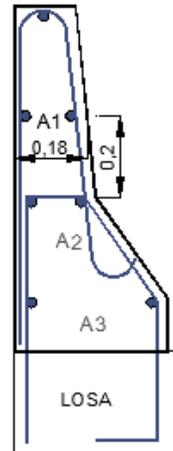


Figura 4.2.2-3

Calculadas estas dimensiones procedemos a calcular z , $d1$, $d2$ y $d3$, que se muestran en la figura 4.2.2-2 de la sección A1; las distancias $d1$, $d2$ y $d3$ son medidas desde la cara interna de la barrera hasta la varilla de refuerzo de la cara externa de la barrera que corresponda, entonces tenemos:

Tabla 4.2.2-2, sección A1.

Sección A1			
$z = \text{recub} + \phi/2 + \phi$	=	6.7	cm
$d1 = a1 / 2$	=	7.5	cm
$d2 = a \text{ medio} - z$	=	11.3	cm
$d3 = a2 - z$	=	13.3	cm
$d_m = (d1 + d2 + d3)/3$	=	10.7	cm

Una vez conocidas $d1$, $d2$ y $d3$, calculamos d_m , valor que servirá para el cálculo del momento último de la sección A1, el área impuesta de acero, para la cara externa de la sección A1, como podemos ver la figura 4.2.2-1, es de 1.96 cm^2 y la altura de la sección de 47 cm, según la figura 4.2.2-2, con ello la altura del bloque de compresión será de 0.74 cm conforme la ecuación, $a = \frac{A_s f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$, finalmente calculamos el momento, $M_u = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$, teniendo como resultado 850.4 kg-m.

Se repite el mismo procedimiento para las secciones A2 y A3 y tenemos los siguientes resultados.

Tabla 4.2.2-3, sección A2.

Sección A2			
d3	=	13.3	cm
d4 = a3 - z	=	31.3	cm
dm = (d3 + d4)/2	=	22.3	cm

En este caso d3 ya fue calculado para la sección A1, y es porque el segundo par de secciones se encuentra en el límite entre las dos secciones. Como se puede ver dm es el promedio entre las dos distancias.

El área impuesta de acero, para la cara externa de la sección A2, como podemos ver la figura 4.2.2-1, es de 0.79 cm^2 y la altura de la sección de 25 cm, según la figura 4.2.2-2, con ello la altura del bloque de compresión será de 0.56 cm conforme la ecuación, $a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$, finalmente calculamos el momento, $M_u = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$, teniendo como resultado 730.62 kg-m.

Y finalmente, siguiendo con el mismo procedimiento hecho para las dos secciones anteriores, se calculan los valores correspondientes a la sección 3, cabe recalcar que en este caso el tercer par de varillas se encuentra en el límite entre las dos secciones es por ello que d4 también es considerado en la sección A3.

Tabla 4.2.2-4, sección A3.

Sección 3			
d4	=	31.3	cm

El área de acero impuesta para la cara externa es 0.39 cm^2 , el alto del bloque de compresión 0.53 cm y el momento ultimo 508.35 kg -m.

Al sumar los Mu de las tres secciones tenemos como resultado un momento total de 2089.34 kg-m, el cual es la resistencia flexional del muro respecto de su eje vertical.

Para calcular la resistencia en flexión alrededor de un eje paralelo al eje longitudinal del tablero procederemos de la siguiente manera.

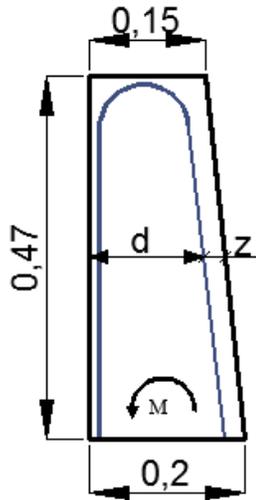


Figura 4.2.2-4

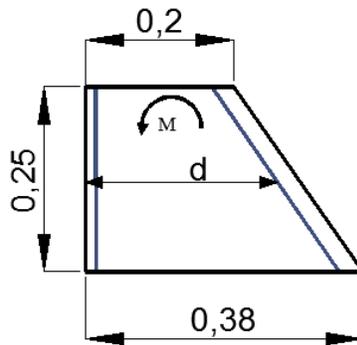


Figura 4.2.2-5

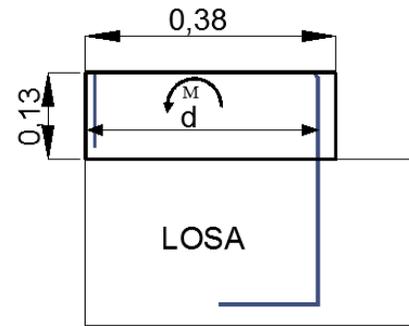


Figura 4.2.2-6

La figura 4.2.2-4 representa la sección A1 y como está aplicado el momento; los cálculos a realizar son similares al proceso anterior, de igual manera *amedio* es igual a 18 cm, tenemos entonces:

Tabla 4.2.2-5, sección A1.

Sección A1			
$z = \text{recub} + \phi/2$	=	5.6	cm
$d = \text{amedio} - z$	=	12.4	cm
$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$	=	0.12	cm
$Mca1 = \phi Asfy \left(d - \frac{a}{2} \right)$	=	3448.09	kg - m

De la tabla 4.2.2-1 tomamos los valores a_2 y a_3 , con ellos podemos calcular los valores de las secciones A2 y A3.

Tabla 4.2.2-6, sección A2.

Sección A2			
$d = (a_2 + a_3)/2 - z$	=	23.4	cm
$M_{ca2} = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$	=	6521.75	kg - m

Tabla 4.2.2-7, sección A3.

Sección A3			
$d = a_3 - z$	=	32.4	cm
$M_{ca3} = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$	=	9036.56	kg - m

El momento promedio lo calculamos multiplicado el momento de cada sección por su altura y dividiéndola para la altura total de la barrera, dándonos un resultado final de $M_c = 206.81 \text{ kg} - \text{m}$.

Con estos momentos obtenidos y, conforme al numeral 2.13, calculamos la longitud crítica de la línea de rotura y la resistencia nominal a la carga transversal con los valores de L_t y H .

Tabla 4.2.2-8, resistencia.

Longitud crítica de la línea de rotura según el patrón de falla		
$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{8H(M_b + M_w)}{M_c}}$	2.27	m
Resistencia nominal a la carga transversal		
$R_w = \left(\frac{2}{2L_c - L_t}\right) \left(8M_b + 8M_w + \frac{M_c L_c^2}{H}\right)$	27827	Kg

Como podemos observar la resistencia nominal a la carga transversal cumple con el nivel de ensayo TL – 4 (27827 kg > 24000 kg), tal cual lo indica el numeral 2.13.

Para calcular el cortante entre la losa y la barrera tenemos $V_{ct} = \frac{R_w}{L_c + 2H} = 7009.32 \text{ kg/m}$.

El cortante producido entre la losa y la barrera debe ser tomando en cuenta que la fundición de los dos elementos es en fases distintas de la construcción para ello usamos la expresión $v_n = cA_{cv} + \mu(A_{vf}f_y + P_c) \leq 5.5A_{cv}$ ó $\leq 0.2f'_c A_{cv}$ lo que resulte menor para ello tenemos, un área de corte en contacto $A_{cv} = 3800 \text{ cm}^2$, como se muestra en la figura (a) el refuerzo lateral es de $1\text{Ø}12\text{mm} @ 17 \text{ cm}$, lo que nos da un área de $A_{vf} = 6.65 \text{ cm}^2/\text{m}$, adicionalmente tomamos los datos y cumplimos con lo expuesto en el numeral 2.14.

$$v_n = 20160.75 \text{ kg/m} \leq 20900 \text{ kg/m} \leq 212800 \text{ kg/m}$$

$$6.65 \text{ cm}^2 > \frac{0.35 \times 38}{4200}$$

$$6.65 \text{ cm}^2 > 3.16 \text{ cm}^2$$

Comprobado eso, pasamos a calcular la longitud de anclaje conforme indica el numeral 2.15.

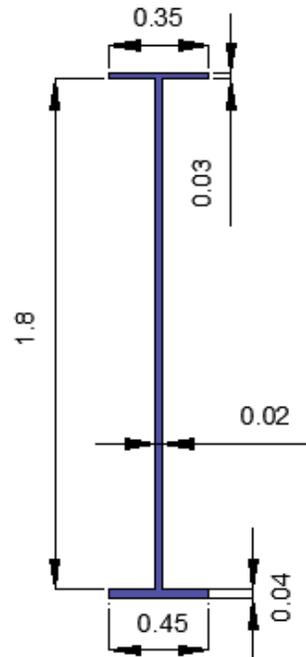
$$l = 0.7 \times \frac{100 d_b}{\sqrt{f'_c}} = 16 \text{ cm}$$

Lo cual es mayor a los 9.6 cm ($8d_b$) y a 15 cm, entonces, si tenemos un espesor de losa de 25 cm y requerimos una longitud de desarrollo de 16 cm, los resultados son satisfactorios; adicionalmente, conforme el numeral 2.14 lo indica, la extensión del gancho será de 28 cm

4.2.3 Vigas

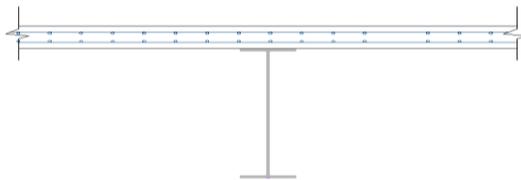
4.2.3.1 Diseño a flexión

Figura 4.2.3.1-1, viga.



Calculamos las propiedades geométricas de la sección compuesta acero – hormigón armado.

Figura 4.2.3.1-2, sección



Geometría y propiedades de las secciones.

Tabla 4.2.3.1-1, sección básica.

	Area (m ²)	centroide(m)	A*d (m ³)	Io (m ⁴)	Ay ² (m ⁴)	Itotal (m ⁴)
patin s	0.0105	1.855	0.0194775	7.875E-07	0.0109841	0.0109848
alma	0.036	0.94	0.03384	0.00972	0.0004183	0.0101383
patin i	0.018	0.02	0.00036	0.0000024	0.0118743	0.0118767
total	0.0645	0.8322093	0.0536775	0.009723188	0.0232766	0.0329998

Tabla 4.2.3.1-2, sección compuesta n (relación de módulos a corto plazo).

	Area (m ²)	centroide(m)	A*d (m ³)	Io (m ⁴)	Ay ² (m ⁴)	Itotal (m ⁴)
viga	0.0645	0.8322093	0.0536775	0.032999835	0.0320695	0.0650693
Losa	0.099375	1.995	0.1982531	0.000517578	0.0208149	0.0213325
total	0.163875	1.5373341	0.2519306	0.033517413	0.0528844	0.0864018

Tabla 4.2.3.1-3, sección compuesta 3n (relación de módulos a largo plazo).

	Area (m ²)	centroide(m)	A*d (m ³)	Io (m ⁴)	Ay ² (m ⁴)	Itotal (m ⁴)
viga	0.0645	0.8322093	0.0536775	0.032999835	0.0100404	0.0430403
Losa	0.033125	1.995	0.0660844	0.000172526	0.0195504	0.019723
total	0.097625	1.22675416	0.1197619	0.033172361	0.0295909	0.0627632

Tabla 4.2.3.1-4, módulos de sección.

seccion	yiv (m)	ysv(m)	Siv(m ³)	Ssv(m ³)
viga	0.8322093	1.0377907	0.039653288	0.0317982
Sc	1.5373341	0.3326659	0.05620234	0.2597254
Sc3n	1.22675416	0.6432458	0.051162024	0.0975727

Para el cálculo de momento y cortantes últimos usamos el parámetro de rigidez longitudinal, kg , la relación de módulos, y los factores de distribución de momento y cortante son calculados conforme el numeral 2.19.

Tabla 4.2.3.1-5, parámetro de rigidez longitudinal.

Parametro de rigidez longitudinal			
Area viga	=	0.0645	m ²
eg	=	1.185	m
kg	=	0.988578781	m ⁴

La inercia utilizada en el cálculo del parámetro de rigidez es la inercia total de la sección básica I_o .

Como ya fue calculado en el numeral 3.2.1.5 tenemos el siguiente cuadro de momentos del estado limite Resistencia 1 en Tn – m (factores de distribución de carga incluidos en los momentos).

Tabla 4.2.3.1-6, combinación de cargas

Resistencia 1		
viga	91.02	Tn-m
losa	469.21	Tn-m
asfalto	232.46	Tn-m
diafragmas	124.74	Tn-m
móvil	367.04	Tn-m
Mu	1284.47	Tn-m

Para calcular los esfuerzos en los patines inferior y superior respectivamente, tenemos:

$$\sigma_i = \frac{M_{pp} + losa}{S_{iv}} + \frac{M_{cms}}{S_{i3n}} + \frac{M_{cv} + i}{S_{in}}$$

$$\sigma_i = 23329 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_s = \frac{M_{pp} + losa}{S_{sv}} + \frac{M_{cms}}{S_{s3n}} + \frac{M_{cv} + i}{S_{sn}}$$

$$\sigma_i = 20542 \text{ Tn/m}^2$$

El límite inferior de fluencia para el acero estructural ASTM A36, F_{yt} , F_{yw} , F_{yc} es de 25300 Tn/m^2 , evidentemente los esfuerzos de fluencia tanto en el patín inferior como en el superior cumpliendo el requerimiento del límite de fluencia.

Conforme el numeral 2.20, calculamos las tensiones en cada parte de la sección compuesta, entonces tenemos:

$P_t = F_{yt} b_t t_t$	=	265.65	tn
$P_w = F_{yw} D_w t_w$	=	910.8	tn
$P_c = F_{yc} b_c t_c$	=	455.4	tn
$P_s = 0.85 f'_c s t_s$	=	1892.1	tn

Con las tensiones calculadas podemos verificar la ubicación del eje neutro plástico, al sumar $P_c + P_s$, y por otro lado $P_t + P_w$, tenemos entonces:

2347.5	\geq	1176.45
--------	--------	---------

Como es evidente P_s es por mucho mayor a P_c , P_t y P_w por tanto hacemos la siguiente comprobación, sumando estas tres últimas tensiones.

1892.1	\geq	1631.85
--------	--------	---------

Siendo así el eje neutro plástico está ubicado en la losa y mediante la expresión

$$\bar{Y} = t_s \frac{(P_c + P_t + P_w)}{P_s}$$

Con ella obtenemos un valor $\bar{Y} = 0.21 \text{ m}$

Comprobamos si la posición del eje neutro es la correcta al sumar los esfuerzos de tensión y compresión; en tensión tenemos 1631 Tn de $P_c + P_t + P_w$, y en compresión lo calculamos $0.85 \times f'_c \times b_s \times \bar{Y}$, siendo b_s el ancho de faja equivalente, obtenemos 1631 Tn, con lo cual queda comprobada la posición del eje neutro.

Para calcular M_p previamente debemos obtener los valores de los brazos de palanca para cada tensión, siendo medidas estas distancias desde el punto de aplicación de la tensión

en la mitad de la altura del patín inferior, alma y patín superior hasta el punto del eje neutro ubicado en la losa, tenemos los siguientes resultados

dc	=	0.04939	m
dw	=	0.96439	m
dt	=	1.88439	m

Entonces el momento plástico lo calculamos mediante

$$M_p = \frac{\bar{Y}^2 P_s}{2 t_s} + (P_c dc + P_t dt + P_w dw)$$

Obtenemos $M_p = 1412.44 \text{ Tn} \cdot \text{m}$. No se requiere verificar si la sección, esto se asegura por que el eje neutro está en la losa.

Conforme al numeral 2.21, $M_p = 1412.44 \text{ Tn} \cdot \text{m}$ y es mayor a nuestro $M_u = 1284.47 \text{ Tn} \cdot \text{m}$, por lo tanto el momento permisible de la viga es mayor al momento ultimo siendo así nuestra viga cumple con el diseño a flexión.

4.2.3.2 Diseño a cortante

El cortante ultimo de diseño será de **233272.24 kg**

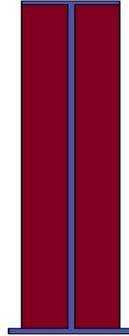
Tomando los regímenes del numeral 2.22, tenemos $K = 5$ y la relación entre la altura del alma y el ancho de la misma de 120, en tanto que:

$$1.4 \sqrt{\frac{2000000 \times 5}{2530}} = 88.02$$

Como vemos $120 > 88.02$, entonces $C = \frac{1.57}{(120)^2} (3952.57) = 0.43$, finalmente $V_p = 0.58 \times 25300 \times 1.8 \times 0.015 = 396198 \times 0.43 = 170365.14 \text{ kg}$, como podemos ver el cortante último es mayor al cortante permisible, por lo tanto, diseñaremos los rigidizadores.

4.2.3.3 Diseño de rigidizadores

Figura 4.2.3.3-1, rigidizadores.



Optaremos por colocar los rigidizadores separados 1.2 metros con ello el coeficiente de pandeo por corte será:

$$K = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_o}{D}\right)^2} = 16.25$$

Con lo cual recalculamos relación entre la resistencia al pandeo por corte y la resistencia a la fluencia por corte calculada es:

$$C = \frac{1.57}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \left(\frac{E K}{F_{yw}}\right) = 0.245$$

Con ello, recalculamos el valor del cortante nominal mediante:

$$V_n = V_p \left[C + \frac{0.87 (1 - C)}{\left[\sqrt{1 + \frac{d_o^2}{D}} + \frac{d_o}{D} \right]} \right] = 236926.40 > \mathbf{233272.24}$$

Al ser mayor cumple la condición y tendremos un rigidizador por cada 1.2 metros.

Para diseñar los rigidizadores procederemos de la siguiente manera, el ancho del rigidizador cumplirá con:

$$b_t \geq 2 + \frac{d}{30} \quad y \quad 16 t_p \geq b_t \geq 0.25 b_t$$

Teniendo una altura total de 1870 mm, nos imponemos un espesor t_p de 25 mm y un b_t de 163 mm cumpliendo así con las dos condiciones anteriormente expuestas.

La segunda especificación a cumplir será $I_t \geq d_o t_w^3 J1$, entonces tenemos:

$$I_t = \frac{t_p b_t^3}{3} = 36089558.3 \text{ mm}^4$$

Siguiendo el numeral 2.23, tenemos que:

$$36089558.3 > 34800000$$

Pasamos al índice 3 del numeral 2.23 teniendo

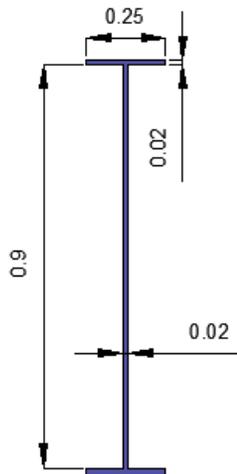
$$A_s \geq \left[0.15 B \frac{D}{t_w} (1 - C) \left(\frac{V_u}{V_r} \right) - 18 \right] \frac{F_{yw}}{F_{cr}} t_w^2$$

$$2800 \text{ mm}^2 > 2383 \text{ mm}^2$$

Finalmente tendremos placas de 163 milímetros de ancho, 25 mm de espesor con una separación de 1.2 metros.

4.2.4 Diafragmas

Figura 4.2.4-1, dimensiones.



El diseño de los diafragmas se realizara tomando en cuenta la sección previamente expuesta, las propiedades geométricas, en metros, de la sección, son:

Tabla 4.2.4-1, proporciones.

D	tw	$\frac{D}{t_w} \leq 150$
0.9	0.02	45

bf	tf	$\frac{b_f}{2 \cdot t_f} \leq 12$	$b_f \geq \frac{D}{6}$	$t_f \geq 1.1 t_w$	Icy (m4)	$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10$
0.25	0.02	Cumple	Cumple	Cumple	2.60417E-05	Cumple
0.25	0.02	Cumple	Cumple	Cumple	2.60417E-05	

Tabla 4.2.4-2, propiedades.

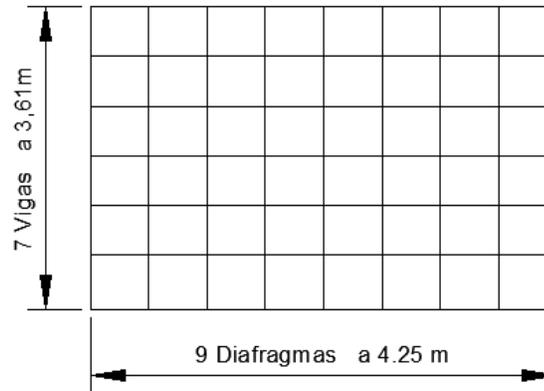
	Area (m2)	centroide(m)	A*d (m3)	Io (m4)	Ay2 (m4)	Itotal (m4)
patin s	0.005	0.93	0.00465	1.66667E-07	0.001058	0.0010582
alma	0.018	0.47	0.00846	0.001215	0	0.001215
patin i	0.005	0.01	0.00005	1.66667E-07	0.001058	0.0010582
total	0.028	0.47	0.01316	0.001215333	0.002116	0.0033313

Tabla 4.2.4-3, características.

seccion	yiv (m)	ysv(m)	Siv(m3)	Ssv(m3)
viga	0.47	0.47	0.007087943	0.0070879

El análisis a flexión se llevará a cabo con los momentos provocados por carga móvil calculados en el numeral 3.1.1 y los valores por carga muerta obtenidos en el numeral 3.3, tenemos entonces un momento ultimo de **25.782 tn/m** y la tensión máxima producida ya sea por flexión positiva o negativa será de **3454 Tn /m²**, valor con el cual estamos muy por debajo de la tensión permisible y en cuanto al cortante el cortante ultimo será **33.726 Tn**, valor menor al cortante permisible de esta sección que son 264 Tn, finalmente tenemos 1 diafragma cada 4.25 metros.

Grafico 4.2.4-2, vigas y diafragmas.



4.2.5 Conectores de cortante

En el diseño de conectores de corte seguiremos los regímenes dados por el numeral 2.24.

Para los conectores de corte nos impondremos una altura de perno de 15 mm y un diámetro de 22 mm, con ello la relación altura –diámetro de 7 con lo cual estamos sobre el valor mínimo de la norma.

Estableceremos un número de pernos, dispuestos transversalmente, de 3.

Los parámetros geométricos de la sección compuesta a corto plazo en metros son los de la tabla 4.2.3.1-2.

Debido a que el ancho efectivo de la viga es de 3.18 metros, con lo cual el ancho de faja a corto plazo será de 0.39 m, entonces tenemos:

$$Ahn = 0.39 * 0.25 = 0.0994 \text{ m}^2$$

Posteriormente calculamos la distancia entre el eje neutro de la losa, hasta el eje neutro de la sección compuesta a corto plazo, eso lo medimos restando la altura del eje neutro de la losa, menos la distancia del eje neutro de la sección compuesta, eso nos da como resultado 0.45 metros.

Pasamos a calcular el primer momento del área transformada a corto plazo del tablero respecto del eje neutro de la sección compuesta a corto plazo.

$$Q = Ahn \times y = 0.0994 \times 0.46 = 0.0455 \text{ m}^3$$

El cortante máximo es el 75 % del cortante calculado en el numeral 3.2.1.2, lo cual nos da 93632.25 Tn.

Teniendo un ($n=1$) correspondiente a puentes de un solo tramo de más de 12 metros, necesitamos el número de camiones por día en un único carril, promediado sobre el periodo de diseño, para lo cual en ausencia de datos sobre el tráfico realizaremos el cálculo con un valor impuesto, $ADTT_{SL} = 2975$, con lo cual vamos a calcular α , y para ello obtener $N = 365 \times 75 \times 1 \times 2975 = 81440625$, entonces:

$$\alpha = 238 - 29.5 \log 81440625 = 4.64$$

Posteriormente tomaremos el menor valor entre: $Zr = \alpha d^2$ ó $\frac{38 d^2}{2}$

$$2240 < 9196; \text{ entonces: } p = \frac{n \cdot Zr \cdot I}{v_f \cdot q} = 540 \text{ mm} \approx 54 \text{ cm}$$

Con lo que $600 > 540 > 132$, cumplimos la condición de norma. Para calcular la resistencia al corte factorada tenemos:

Aconector	3.8	cm ²
$f'c$	280	kg/cm ²
E_c	81446	kg/cm ²
F_u	4200	kg/cm ²

$$Q_n = 0.5 A_w \sqrt{f'c E_c} \leq A_w F_u = 0.5 \times 3.8 \times \sqrt{280 \times 81446} \leq 400 \times 3.8$$

$$9073 < 15960$$

$$Q_r = 0.85 \times 15960 = 13566 \text{ kg}$$

Ahora calculamos la fuerza nominal de corte $P=P_p$

$$P_{1p} = 0.85 f'c b_s t_s = 1570800 \text{ kg}$$

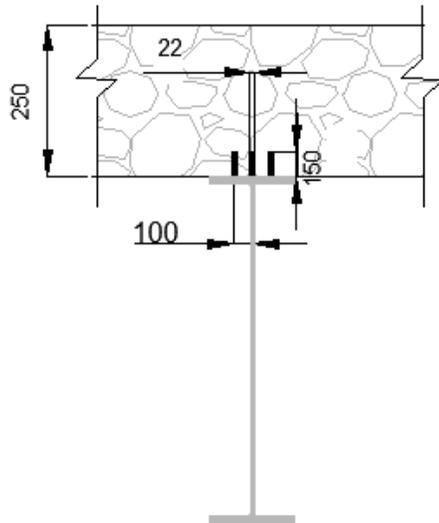
$$P_{sp} = F_{yw} D t_w + F_{yt} b_{ft} t_{ft} + F_{yc} b_{fc} t_{fc} = 1631850 \text{ kg}$$

Conforme al numeral 2.25, $P = P_p = 1631850 \text{ kg}$, entonces el número mínimo de

$$\text{conectores es } n = \frac{P}{Q_r} = \frac{1631850}{13566} = 120.$$

La de la viga es 34 metros entonces $n = \frac{3L}{P} = \frac{3 \times 34000}{540} = 190$ *pernos*, cumple con la condición al ser mayor a 120 del resultado anterior.

Grafico 4.2.5-1, conectores.



4.2.6 Aparatos de apoyo

EL cálculo de los aparatos de apoyo está en función del numeral 2.24.

La sollicitación total en el apoyo es de 105487.1 kg, debido a que el puente está compuesto de vigas simplemente apoyadas, cada una de las reacciones será la mitad del cortante máximo al cual está sometida la viga.

El esfuerzo de compresión total de los apoyos es: $\sigma_s \leq 2 G S \leq 122 \frac{kg}{cm^2}$

Entonces el área del dispositivo de apoyo es $A_{req} = \frac{P_T}{\sigma_s} = \frac{105487.1}{122} = 865 \text{ cm}^2$

Para determinar la longitud del apoyo a lo largo de la viga $L = \frac{740}{35} = 25 \text{ cm}$

La longitud del apoyo en el sentido de la viga, de guardar un equilibrio entre la rotación alrededor del eje transversal, y la estabilización de la viga durante el montaje.

Adoptamos, $L= 35 \text{ cm}$, $A= 25 \text{ cm}$ lo que nos da un área de 875 cm^2 , que es mayor a los 865 cm^2 calculados.

El factor de forma, para carga total, de la capa más gruesa del elastómero (S) es:

$$S_T \geq \frac{\sigma_s}{2G} = \frac{P_t}{2G} = \frac{105487.1}{2 \times 12} = 5.02$$

Para carga viva:

$$\sigma_l = \frac{P_l}{A_{req}} = \frac{62421.5}{875} = 71.33 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_l = \frac{\sigma_l}{G} = \frac{71.33}{12} = 5.94$$

Usamos el menor de los factores de forma 5.94

Calculamos ahora el grosor de una capa interior de elastómero (h_{ri}).

En carga total:

$$h_{ri} \leq \frac{L \times A}{2 \times S_t \times (A + L)} = \frac{25 \times 35}{2 \times 5.02 \times (25 + 35)} = 1.45 \text{ cm}$$

En carga viva:

$$h_{ri} \leq \frac{L \times A}{2 \times S_t \times (A + L)} = \frac{25 \times 35}{2 \times 5.94 \times (25 + 35)} = 1.23 \text{ cm}$$

Grosor de capa interior adoptado 1 cm, teniendo el grosor de capa interior recalculamos el factor de forma, siendo:

$$S = \frac{L \times A}{2 \times h_{ri} \times (A + L)} = \frac{25 \times 35}{2 \times 1 \times (25 + 35)} = 7.3 > 5.94 \text{ Con lo cual se cumple.}$$

Numero de capas interiores elastómero para compresión y rotación combinados:

$$n > \left[\frac{GS\theta_s}{\sigma_s} \right] \left[\frac{B}{h_{ri}} \right]^2 > \frac{12 \times 7.3 \times 0.007}{102.7} \cdot \frac{25^2}{1} = 3.73$$

$$n > -0.167 \theta_s \frac{\left(\frac{B}{h_{ri}}\right)^2}{\frac{\sigma_s}{2.25GS} - 1} > -0.167 \times 0.007 \frac{\left(\frac{25}{1}\right)^2}{\frac{102.7}{2.25 \times 12 \times 7.3} - 1} = 1.53$$

Adoptamos un n de 4, es decir, cuatro capas interiores de 10 mm cada uno y, para las capas exteriores tomaremos un valor menor al 70 % de la altura de las capas interiores, teniendo un total de $4(10) + 2(5) = 50$ mm de elastómero.

Verificamos la estabilidad del elastómero:

$$A = \frac{1.92 \frac{h_{ri}}{L}}{\sqrt{1 + \frac{2L}{A}}} = \frac{1.92 \frac{5}{25}}{\sqrt{1 + \frac{2 \times 25}{35}}} = 0.25$$

$$B = \frac{2.67}{(S + 2) \left(1 + \frac{L}{4A}\right)} = \frac{2.67}{(7.3 + 2) \left(1 + \frac{25}{4 \times 35}\right)} = 0.24$$

Para garantizar estabilidad $2 \times 0.24 \leq 0.24$, como es evidente no cumple con la condición sin embargo la diferencia entre A y B es cero por lo tanto no depende del esfuerzo de compresión promedio en servicio debido a la carga total.

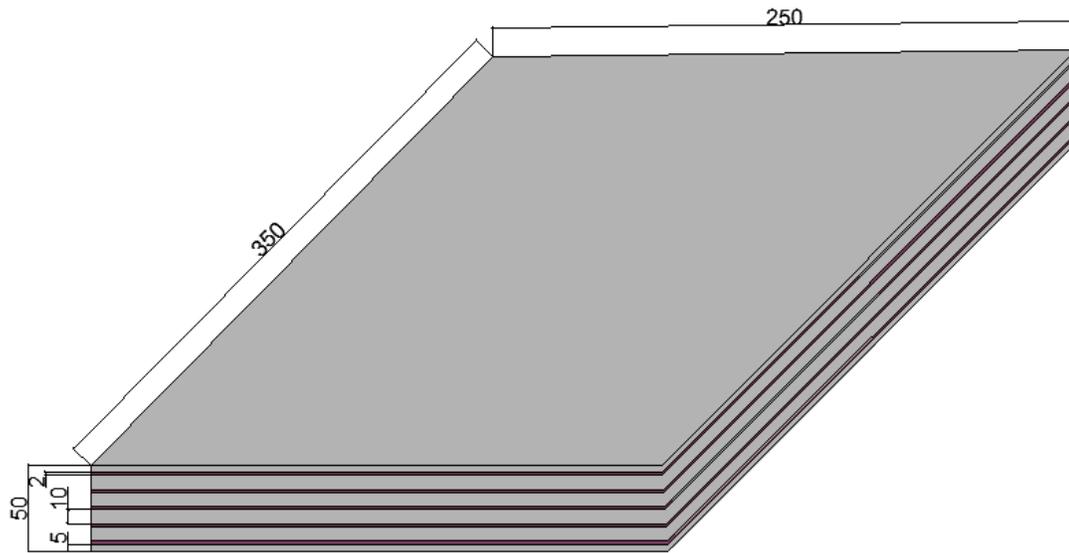
Para calcular la altura de las placas de refuerzo tenemos:

$$h_s \geq \frac{3h_{max} \sigma_s}{F_y} = \frac{3 \times 1 \times 102.7}{2530} = 0.12$$

$$h_s \geq \frac{2h_{max} \sigma_L}{\Delta F_{TH}} = \frac{2 \times 1 \times 71.33}{1638} = 0.085$$

Por lo que se optará por usar 5 placas de 2 mm de espesor.

Figura 4.2.6-1, elastomeros.



4.3 Especificaciones de los materiales

A fin de garantizar un buen comportamiento de los elementos estructurales, ante las solicitaciones a las cuales van a estar sometidas, y, siguiendo lo que establece la norma en cuanto a requerimientos de calidad de los materiales, tenemos:

ESPECIFICACIONES	
Descripción	Características
Hormigon premezclado	$f'c=280 \text{ kg/cm}^2$
Acero de Refuerzo (Incluye corte y doblado)	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Acero estructural	ASTM A 36
Soporte Elastomérico	$f_y= 2530 \text{ Kg/cm}^2$
Conector D=22 mm 3/4" x 6"	ASTM A 29

Hormigón premezclado

En cuanto al hormigón premezclado, es hormigón simple con la resistencia ya especificada que conformará las losas de la calzada, veredas y barreras, en lo cual se usará encofrados y el acero de refuerzo.

Al utilizar hormigón premezclado se deberá exigir los resultados de los ensayos de los materiales, diseños y comprobar la resistencia que se solicita del hormigón.

Los distintos ensayos deberán ser revisados tanto por el proveedor como por el constructor y el fiscalizador, a fin de garantizar las resistencias necesarias.

Se deberá garantizar la calidad de los áridos y del agua a emplearse. Para el proceso de fundición de deberá verificar el buen estado de todo el equipo y disponer del personal calificado.

El sitio de llegada para la maquinaria, bombas, etc, deberá asegurar la estabilidad necesaria para que se pueda cumplir con un trabajo seguro.

Durante la manipulación del hormigón se deberá evitar cualquier tipo de vibración, ya que esto podría provocar una segregación de los materiales, además, se prohíbe el uso de rastrillo para distribuir el hormigón.

Para lograr la mayor homogeneidad posible del hormigón, el vertido debe ser lo más vertical posible y se recomienda una altura máxima de dos metros.

Durante el proceso de fundición se deberán seguir las recomendaciones brindadas por las normativas.

Se deberá verificar la correcta separación y doblado del acero de refuerzo, así como la correcta fijación de los encofrados durante el proceso de fundición.

Acero de refuerzo

Incluye suministro, transporte, almacenamiento, corte, doblado y colocación de las barras de acero.

Para el acero estructural se deberá hacer comprobaciones sobre el material con el cual fue fabricado, adicionalmente, se deberá cuidar al acero de la corrosión o de sufrir afecciones físicas que pudiesen alterar el desempeño de los miembros estructurales.

Se controlarán los equipos y herramientas a usar para que sean los suficientes tanto en calidad como en cantidad.

Comprobarla exactitud del diseño en la construcción y comprobar la firmeza del amarre entre las varillas.

El acero deberá almacenarse con el soporte adecuado para que no tenga contacto con el terreno y, para su colocación, deberá estar libre de cualquier tipo de suciedad.

Acero estructural y conectores de corte

Incluye suministro, transportes, almacenamiento y colocación de los perfiles de acero.

Disponer de una bodega adecuada para almacenaje y etiquetado.

Se controlarán los equipos y herramientas a usar para que sean los suficientes tanto en calidad como en cantidad.

Todas las superficies que queden a la vista deberán ser pulidas. Todos los cortes deben ser limpios, y pueden ser hechos a soplete.

No se puede rellenar con soldadura los agujeros para conexiones provisionales.

Los elementos no deberán tener torceduras, dobladuras ni uniones abiertas. Todos los materiales a trabajarse deberán contar con la autorización de la persona responsable.

En el caso de que los elementos sean demasiadamente grandes, de tal forma que no se pueda manejarlos con facilidad, es posible realizar un ensamblaje de los elementos por separado.

Las partes de los elementos que tengan riesgo de dañarse durante el transporte, deberán ser empacadas cualquier material que les proteja de cualquier daño.

Toda manipulación que se haga con los elementos, deberá hacerse con cuidado de generar solicitaciones o de producir daños en las piezas.

Los rigidizadores que soportaran cargas, deberán esmerilarse o fresarse para que tengan un apoyo perfecto sobre las alas de las vigas.

No se deberá restringir el movimiento de los apoyos por una mala colocación de los elementos.

Los agujeros necesarios para conectores (pernos) podrán ser perforados al diámetro nominal o menor, y luego fresados hasta obtener el diámetro deseado.

Encofrado recto

Los elementos estructurales que soporten la losa deberán estar concluidos y listos para soportar las salubridades.

Los puntales de los encofrados no deberán asentarse directamente sobre el suelo, deberán asentarse sobre superficies solidas que garantiza la estabilidad del apuntalamiento.

Se podrá hacer uso de aditivos que faciliten el desencofrado, siempre y cuando los mismos no afecten en forma alguna al hormigón armado.

Previo a colocar el acero de refuerzo se debe verificar cotas y niveles del encofrado.

Para el retiro de los encofrados se esperara que el hormigón adquiera un 70% de la resistencia de diseño.

Imprimación asfáltica con barrido mecánico

Este rubro implica la construcción de una capa de rodadura asfáltica, lo que incluye, transporte, colocación y compactación.

Se deberá verificar que la losa esté lista, que la temperatura de la mezcla sea la adecuada y que el equipo de asfaltado esté listo.

Se deberá comprobar que el espesor de la capa asfáltica sea la adecuada en puntos escogidos aleatoriamente. Se debe comprobar que se cumpla las exigencias requeridas.

Queda prohibida la circulación de vehículos hasta que el material este adecuadamente compactado y enfriado.

La distribución del material se hará sobre la losa limpia y seca. El espesor de la capa no deberá ser mayor en 5 mm al espesor especificado.

La capa de asfalto deberá tener un terminado liso y uniforme sin irregularidades.

Soporte elastomérico

Se deberá verificar que el lugar donde se colocaran los apoyos sea limpia, regular y este nivelada.

Para la colocación de las vigas se deberá verificar que los soportes estén correctamente colocados.

4.4 Presupuesto Referencial

El estudio del presupuesto referencial con el análisis de precios unitarios de este trabajo fue realizado en el software INTERPRO, cuyos resultados serán expuestos en el anexo 1.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones:

- La utilización de secciones compuestas aprovecha los atributos de cada material, para los esfuerzos a los que está sometida la estructura, siendo así al lograr que los dos materiales trabajen en conjunto, se consigue que la losa brinde mayor rigidez al patín en compresión.
- La utilización de acero y hormigón para resistir tracción y compresión, respectivamente, es la más adecuada pues se aprovecha las propiedades físico-mecánicas.
- Las secciones compuestas tienen una ventaja tanto en tiempo de construcción como en ahorro económico, con una disminución de dimensiones constructivas, siempre y cuando haya una correcta transferencia de esfuerzos entre los materiales.
- Es ideal que, dentro de la localidad donde se va a hacer uso de vigas de acero, se cuente con vigas prefabricadas para garantizar la homogeneidad del material, lo que certificará su resistencia, así como evitará posibles errores que conlleva el diseño de un perfil construido; la contraparte de la prefabricación es que, en caso de que no sean perfiles comerciales, esto incrementará su costo.

Recomendaciones:

- Las estructuras de sección compuesta se recomiendan por combinar las propiedades de dos materiales, sacando máximo provecho de cada una de ellas, aliviando la estructura. En conjunto, permite cubrir luces más grandes que una sección que sea únicamente de uno de los dos materiales.
- La instalación de los componentes estructurales de acero es bastante práctica y suponen un ahorro grande de tiempo.

BIBLIOGRAFÍA

- ACUÑA, J. L. (8 de Marzo de 2014). *Slideshare*. Obtenido de http://es.slideshare.net/pvillavicenciolopez/savedfiles?s_title=diseo-de-puentes-jacklopezacunaaciperu&user_login=LeoOsorio
- AVELLANEDA, I. V. (1987). Puentes 1. En I. G. Hernández, *Puentes 1* (págs. 54, 53, 54). Ciudad de la Habana: Pueblo y Educación.
- BRIAUD, J.-L. (2013). *Geotechnical Engeneering Unsaturated and Saturated Soils*. New Jersey: John Wiley & Sons.
- CABRERA, I. J. (s.f.). *Civilgeeks*. Obtenido de <http://civilgeeks.com/2011/10/17/pregunta-sobre-analisis-de-puentes/>
- Inc, M. B. (2003). *LRFD Desingn Example For SteelGirder Superstructure Bridge*. Pensnsylvania.
- SERQUÉN, M. I. (2012). *Puentes con AASHTO LRFD 2010*. Peru.

ANEXO 1

PROYECTO: Tesis

PRESUPUESTO						
Item	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
001	506019	Hormigon premezclado f'c=280 kg/cm2 mas aditivo	m3	231.93100	122.64	28,444.02
002	516001	Acero de Refuerzo (Incluye corte y doblado)	Kg	21381.00000	2.05	43,831.05
003	500008	Acero estructural a36	kg	163594.00000	14.51	2,373,748.94
004	501003	Encofrado Recto	m	2494.00000	11.68	29,129.92
005	540797	Imprimacion asfaltica con barrido mecanico	m2	531.00000	26.48	14,060.88
006	500010	Soporte Elastomérico	u	14.00000	1,800.00	25,200.00
007	540435	Conector de acero D=22 mm 3/4" x 6"	u	1.00000	14.58	14.58
SUBTOTAL						2,514,429.39
IVA					12.00%	301,731.53
TOTAL						2,816,160.92

Son: DOS MILLONES OCHOCIENTOS DIECISEIS MIL CIENTO SESENTA CON 92/100 DÓLARES

PROYECTO: Tesis

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 1 de 7

RUBRO: Hormigon premezclado f'c=280 kg/cm2 mas aditivo

UNIDAD: m3

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
SUBTOTAL M					0.00
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
SUBTOTAL N					0.00
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Aditivo 161 HE	Lts	8.00000	0.90	7.20	
Hormigón premezclado f'c= (280 a 300), g	m3	1.00000	95.00	95.00	
SUBTOTAL O					102.20
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					102.20
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					20.44
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					122.64
VALOR OFERTADO					122.64

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

PROYECTO: Tesis

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 2 de 7

RUBRO: Acero de Refuerzo (Incluye corte y doblado)

UNIDAD: Kg

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Equipo menor	1.00000	0.20	0.20	0.08000	0.02
SUBTOTAL M					0.02
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peon	1.00000	3.04	3.04	0.08000	0.24
Fierrero (EOD2)	1.00000	3.07	3.07	0.08000	0.25
SUBTOTAL N					0.49
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Hierro Varillas (Corrugado)	kg	1.05000	1.00	1.05	
Alambre de Amarre Recocido No. 18	kg	0.10000	1.50	0.15	
SUBTOTAL O					1.20
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1.71
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					0.34
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					2.05
VALOR OFERTADO					2.05

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

PROYECTO: Tesis

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 3 de 7

RUBRO: Acero estructural a36

UNIDAD: kg

DETALLE:

EQUIPOS						
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo	
Soldadora	1.00000	1.00	1.00	1.00000	1.00	
SUBTOTAL M					1.00	
MANO DE OBRA						
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo	
Peon	1.00000	3.04	3.04	1.00000	3.04	
Maestro Mayor en ejecución de obras (EOC1)	1.00000	3.41	3.41	1.00000	3.41	
Soldador Electrico o Acetileno (EOC1 Mecánico)	1.00000	3.41	3.41	1.00000	3.41	
SUBTOTAL N					9.86	
MATERIALES						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo		
Acero estructural	kg	1.00000	0.88	0.88		
SUBTOTAL O					0.88	
TRANSPORTE						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo		
Trans.materiales	tn-km	1.00000	0.35	0.35		
SUBTOTAL P					0.35	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					12.09	
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					2.42	
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					14.51	
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					VALOR OFERTADO	14.51

PROYECTO: Tesis

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 4 de 7

RUBRO: Encofrado Recto

UNIDAD: m

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Equipo menor	1.00000	0.20	0.20	0.60000	0.12
SUBTOTAL M					0.12
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Ayudante (EOE2)	1.00000	3.04	3.04	0.60000	1.82
Carpintero (EOD2)	1.00000	3.07	3.07	0.60000	1.84
SUBTOTAL N					3.66
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Clavos de 2" a 4"	Kg	0.25000	1.80	0.45	
Pingos	m	3.10000	0.50	1.55	
Tiras de 4 x 5 cm	m	1.10000	0.59	0.65	
Tabla de Eucalipto cepillada	u	1.10000	3.00	3.30	
SUBTOTAL O					5.95
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					9.73
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					1.95
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					11.68
VALOR OFERTADO					11.68

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

PROYECTO: Tesis

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 5 de 7

RUBRO: Imprimacion asfaltica con barrido mecanico

UNIDAD: m2

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Rodillo Compactador 11 HP	1.00000	6.25	6.25	1.00000	6.25
Rodillo Neumatico	1.00000	15.00	15.00	1.00000	15.00
Tanquero distribuidor de asfalto	1.00000	27.00	27.00	0.00250	0.07
Escoba mecánica	1.00000	8.00	8.00	0.00250	0.02
SUBTOTAL M					21.34
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peon	4.00000	3.04	12.16	0.00250	0.03
Operador de Distribuidor de asfalto (EOC2 Grupo II)	1.00000	3.24	3.24	0.00250	0.01
Operador de barredora autopropulsada (EOC2 Grupo II)	1.00000	3.24	3.24	0.00250	0.01
SUBTOTAL N					0.05
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Ligante asfáltico	gal	0.34000	1.50	0.51	
Diesel	gl	0.15000	1.10	0.17	
SUBTOTAL O					0.68
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					22.07
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					4.41
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					26.48
VALOR OFERTADO					26.48

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

PROYECTO: Tesis

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 6 de 7

RUBRO: Soporte Elastomérico

UNIDAD: u

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
SUBTOTAL M					0.00
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
SUBTOTAL N					0.00
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Soporte Elastomérico	u	1.00000	1500.00	1500.00	
SUBTOTAL O					1500.00
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1500.00
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					300.00
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					1800.00
VALOR OFERTADO					1800.00

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

PROYECTO: Tesis

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 7 de 7

RUBRO: Conector de acero D=22 mm 3/4" x 6"

UNIDAD: u

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
SUBTOTAL M					0.00
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Ayudante (EOE2)	1.00000	3.04	3.04	1.00000	3.04
Maestro Mayor en ejecución de obras (EOC1)	1.00000	3.41	3.41	1.00000	3.41
SUBTOTAL N					6.45
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Conector de acero D=22 mm 3/4" x 6"	u	1.00000	5.70	5.70	
SUBTOTAL O					5.70
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					12.15
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					2.43
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					14.58
VALOR OFERTADO					14.58

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

