



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

**Diseño y análisis económico de la superestructura de un
puente ubicado en la zona de la universidad del Azuay,
utilizando dos variantes de tecnologías constructivas.**

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

Autores:

CARLOS DANIEL VÉLEZ JARA
PEDRO ESTEBAN VINTIMILLA CARRASCO

Director:

ING. ROBERTO GAMÓN, PHD., MSC.
CUENCA-ECUADOR

2016

ÍNDICE DE CONTENIDOS

ÍNDICE DE CONTENIDOS	ii
ÍNDICE DE FIGURAS	iv
ÍNDICE DE TABLAS.....	vi
ÍNDICE DE ANEXOS.....	viii
RESUMEN.....	ix
<i>ABSTRACT</i>	x
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO I:	
GENERALIDADES	3
1.1 Estado del arte	3
1.2 Problemática.....	4
1.3 Tipos de puentes más comunes	4
1.4 Objetivos	7
1.4.1 Objetivo general	7
1.4.2 Objetivos específicos	7
1.5 Análisis de tránsito.....	7
CAPÍTULO II: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA	8
2.1 Materiales.....	8

2.2 Cálculo estructural	11
2. 2.1 Análisis de la superestructura	21
2.2.2 Máximo momento de flexión en una viga simplemente apoyada para un tren de cargas (Teorema de Barré)	22
2.2.3 Diseño de elementos de hormigón pretensado.....	23
2.2.4 Diseño estructural en acero de elementos a flexión	32
2.2.5 Viga compuesta.....	39
2.2.6 Diseño de conectores entre viga metálica y losa de hormigón	40
2.3 Cálculo de las solicitaciones máximas en viga pretensada	42
2.3.1 Diseño de viga I pretensada	52
2.4 Cálculo de las solicitaciones máximas en viga de acero.....	68
2.4.1 Diseño de la viga de acero base	70
2.5 Diseño losa.....	85
CAPÍTULO III: ANÁLISIS ECONÓMICO DE LA SUPERESTRUCTURA	95
3.1 Cantidades	97
3.1.1 Cantidades y presupuesto de losa.....	98
3.2 Presupuesto del anteproyecto del puente con vigas de acero.....	115
3.3 Presupuesto del anteproyecto del puente con vigas pretensadas	116
CONCLUSIONES.....	117
RECOMENDACIONES.....	119
BIBLIOGRAFÍA.....	120
ANEXOS.....	123

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Puente de armadura.....	6
Figura 1.2 Puente en arco.....	6
Figura 2.1 Bancada de pretensado	9
Figura 2.2 Viga I y viga T.....	9
Figura 2.3 Vigas laminadas al caliente	11
Figura 2.4 Camión de diseño	16
Figura 2.5 Momento máximo obtenido mediante el teorema de Barré.....	22
Figura 2.6 Conectores de cortante.....	40
Figura 2.7 Ubicación geográfica del puente	42
Figura 2.8 Sección transversal de la superestructura del puente.....	43
Figura 2.9 Características geométricas de la viga I pretensada	44
Figura 2.10 Datos del puente en pretensado	46
Figura 2.11 Cálculo de factores de sobrecarga por carril para momento y cortante para viga pretensada.....	46
Figura 2.12 Primera hipótesis de carga	47
Figura 2.13 Primera posición del camión de diseño	47
Figura 2.14 Segunda posición del camión de diseño	48
Figura 2.15 Tercera posición del camión de diseño.....	48
Figura 2.16 Segunda hipótesis de carga	49
Figura 2.17 Posición del tándem de diseño.....	50
Figura 2.18 Refuerzo longitudinal de la viga I pretensada	53
Figura 2.19 Viga I pretensada con cables forrados	55
Figura 2.20 Sección resistente a cortante.....	59
Figura 2.21 Secciones de análisis para cortante.....	60
Figura 2.22 Momento y cortante en el apoyo	60
Figura 2.23 Momento y cortante a 5 metros del apoyo.....	63
Figura 2.24 Sección transversal de la viga I pretensada con estribos pasados	66
Figura 2.25 Deflexión debido a la carga del camión de diseño	67

Figura 2.26 Características geométricas de la viga I de acero	68
Figura 2.27 Cálculo de factores de sobrecarga por carril para momento y cortante para viga de acero.....	69
Figura 2.28 Momento a los 9 metros	72
Figura 2.29 Riostras y rigidizadores	73
Figura 2.30 Ancho efectivo de la viga I de acero	74
Figura 2.31 Posición de eje neutro en viga compuesta de acero.....	75
Figura 2.32 Eje neutro en el alma de la viga compuesta de acero	76
Figura 2.33 Zona a cortante	77
Figura 2.34 Eje neutro en la base del patín	81
Figura 2.35 Eje neutro en el alma del perfil de acero	82
Figura 2.36 Espaciamiento longitudinal de los conectores de cortante	84
Figura 2.37 Sección transversal de la viga I de acero con conectores	84
Figura 2.38 Deflexión total de la viga I de acero	85
Figura 2.39 Franja unitaria para el cálculo del tablero.....	86
Figura 2.40 Tablero con armadura principal perpendicular al tráfico	86
Figura 2.41 Carga muerta sobre el tablero	87
Figura 2.42 Longitud efectiva para secciones transversales de puentes	88
Figura 2.43 Sección crítica en el volado	89
Figura 2.44 Sección crítica del volado del puente	90
Figura 2.45 Carga de rueda que actúa en el volado	91
Figura 2.46 Carga de rueda en la posición de máxima excentricidad normal	92
Figura 3.1 Detalle losa	100
Figura 3.2 Viga reforzada de acero	110

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Rango de luces según el tipo de estructura	4
Tabla 1.2 Peralte mínimo tradicional para vigas en superestructuras	5
Tabla 2.1 Combinaciones de carga y factores de carga	13
Tabla 2.2 Factores de carga permanente	14
Tabla 2.3 Factor de presencia múltiple	15
Tabla 2.4 Incremento por carga dinámica.....	18
Tabla 2.5 Distribución de sobrecargas por carril para momento en vigas interiores .	19
Tabla 2.6 Distribución de sobrecargas por carril para momento en vigas exteriores	19
Tabla 2.7 Distribución de sobrecargas por carril para corte en vigas interiores	20
Tabla 2.8 Distribución de sobrecargas por carril para corte en vigas exteriores	21
Tabla 2.9 Datos iniciales del puente	44
Tabla 2.10 Características geométricas de la viga I pretensada.....	45
Tabla 2.11 Características del hormigón pretensado	52
Tabla 2.12 Cálculo de características de la viga I pretensada.....	53
Tabla 2.13 Tensado de cables en la viga I pretensada	54
Tabla 2.14 Tensiones en el centro y los extremos de la luz.....	54
Tabla 2.15 Tensiones en los extremos de la luz.....	55
Tabla 2.16 Tensiones en el centro de la luz al momento de colocar la losa	55
Tabla 2.17 Características geométricas de la sección compuesta	56
Tabla 2.18 Datos de diseño por resistencia última.....	57
Tabla 2.19 Datos de diseño por cortante	59
Tabla 2.20 Características geométricas de la viga I de acero	69
Tabla 2.21 Datos perfil de acero	71
Tabla 2.22 Datos de la losa de hormigón armado.....	71
Tabla 2.23 Momento y cortante último en la sección a los 9 metros.....	72
Tabla 2.24 Datos del perfil de acero con placas de refuerzo	79
Tabla 2.25 Datos de la losa de hormigón armado	80
Tabla 3.1 Planilla de losa - tramos volados	98

Tabla 3.2 Planilla de losa - tramos intermedios	99
Tabla 3.3 Cantidades para losa.....	100
Tabla 3.4 Análisis de precios unitarios encofrado de madera para losas.....	101
Tabla 3.5 Análisis de precios unitarios acero de refuerzo	102
Tabla 3.6 Análisis de precios unitarios hormigón simple	103
Tabla 3.7 Análisis de precios unitarios pasamano de hierro	104
Tabla 3.8 Análisis de precios unitarios mortero	105
Tabla 3.9 Análisis de precios unitarios pintura anticorrosiva	106
Tabla 3.10 Análisis de precios unitarios tendido de carpeta asfáltica.....	107
Tabla 3.11 Presupuesto losa.....	108
Tabla 3.12 Cantidades de viga I de acero	109
Tabla 3.13 Cantidades componentes de acero	109
Tabla 3.14 Análisis de precios unitarios de conectores	111
Tabla 3.15 Presupuesto de conectores	111
Tabla 3.16 Presupuesto viga I de acero y componentes.....	112
Tabla 3.17 Planilla de acero de preesfuerzo.....	113
Tabla 3.18 Planilla de hierros corrugados en viga I pretensada.....	114
Tabla 3.19 Presupuesto total del puente con viga I de acero	115
Tabla 3.20 Presupuesto total del puente con viga I pretensada	116

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1. Cotización viga I pretensada	123
Anexo 2. Planos	11234

**DISEÑO Y ANÁLISIS ECONÓMICO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN
PUENTE UBICADO EN LA ZONA DE LA UNIVERSIDAD DEL AZUAY,
UTILIZANDO DOS VARIANTES DE TECNOLOGÍAS CONSTRUCTIVAS**

RESUMEN

En la historia, el pretensado y el acero han sido materiales que han trascendido, debido a que pueden salvar luces amplias con elementos menos peraltados; como no es el caso del hormigón armado. Lo cual hace que el uso de estos sea óptimo en costo-beneficio sobre todo en obras como puentes, edificios, naves industriales y otros.

Por lo que este anteproyecto pretende facilitar una solución con el diseño y presupuesto de una superestructura, de un puente en la zona de la Universidad del Azuay, que es un punto crítico de tráfico en horas de máxima demanda, debido a la entrada y salida de estudiantes y personal que labora en la Universidad, Escuela y Colegio “La Asunción”.

Palabras Clave: superestructura, hormigón, pretensado, acero, puente, construcción, viga I.



Roberto Gamón Torres

Director de Tesis

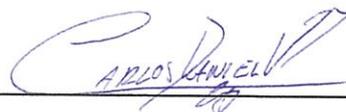


Paúl Cornelio Cordero Díaz

Director de Escuela



Pedro Esteban Vintimilla Carrasco



Carlos Daniel Vélez Jara

Autores

**DESIGN AND ECONOMIC ANALYSIS OF A BRIDGE SUPERSTRUCTURE
LOCATED IN THE AREA OF UNIVERSIDAD *DEL AZUAY* USING TWO
VERSIONS OF CONSTRUCTION TECHNOLOGIES**

ABSTRACT

Throughout history, pre-stressed and steel have been materials that have transcended because they can be used in large spans with lesser depth elements; which it is not the case of reinforced concrete. Consequently, their use is optimal in regard to cost-benefit, especially in works such as bridges, buildings, industrial buildings and others.

Therefore, this preliminary project aims to provide a solution to the design and budget of a bridge superstructure in the area of *Universidad del Azuay*, which is a traffic critical area during the peak hours that coincide with the entrance and exit of students and staff working at *Universidad del Azuay* and *La Asuncion* High School.

Keywords: Superstructure, Concrete, Pre-Stressed, Steel, Bridge, Construction, Beam I.



Roberto Gamón Torres
Thesis Director



Pául Cornelio Cordero Díaz
School Director



Pedro Esteban Vintimilla Carrasco



Carlos Daniel Vélez Jara

Authors



Translated by,
Lic. Lourdes Crespo

Vélez Jara Carlos Daniel

Vintimilla Carrasco Pedro Esteban

Trabajo de Titulación

Ing. Roberto Gamón Torres PhD.

DISEÑO Y ANÁLISIS ECONÓMICO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE UBICADO EN LA ZONA DE LA UNIVERSIDAD DEL AZUAY, UTILIZANDO DOS VARIANTES DE TECNOLOGÍAS CONSTRUCTIVAS

INTRODUCCIÓN

Basándonos en la historia mundial; el concreto pretensado ha sido utilizado desde 1888 (Dinges, 2009), creando obras y monumentos impactantes que se mantienen hasta la actualidad; incluso representan a ciudades y naciones, como por ejemplo: el legendario puente *Walnut Lane Memorial Bridge* en Filadelfia, Estados Unidos, que fue construido por el famoso ingeniero y profesor de la Universidad de *Ghent*; el belga, *Gustave Magnel*, obra que revolucionó el concreto pretensado en América.

Esta técnica de pretensado se emplea para superar la debilidad que posee el hormigón contra esfuerzos de tracción, y fue patentada por *Eugène Freyssinet* en 1920 (Giovannardi, 2007). La función de este material es aumentar la resistencia a tracción del hormigón, mediante una fuerza de compresión interna a través del acero, que contrarreste el esfuerzo de tracción que producen las cargas del elemento estructural (Concrete, 2015).

En la actualidad, este material se presenta como una gran opción de tecnología constructiva; “el uso de hormigón de alta resistencia y de acero en miembros pretensados, resulta en miembros más ligeros y delgados que fabricados con hormigón

armado” (Raju, 2007).

Las vigas son el tipo más económico de entramado para los puentes de luces cortas, la acción de las cargas es soportada por las tensiones internas provocadas por la flexión en el material. La capacidad existente hoy en día para construir vigas de luces cada vez mayores de una manera segura y económica, se originó principalmente con la introducción del acero y de la tecnología del hormigón pretensado (Hedefine & Swindlehurst, 1997).

En principio la estructura mixta se compone de una cabeza inferior metálica, almas del mismo material, y una cabeza superior de hormigón, conectadas entre sí; el acero debe resistir la tracción y el hormigón la compresión. El problema singular de las estructuras mixtas es la conexión entre el hormigón y el acero, para asegurar que ambos materiales trabajen conjuntamente; para ello se debe transmitir el esfuerzo rasante que se desarrolla en la unión de un material a otro. Esta conexión se realiza normalmente con elementos metálicos, los conectores, que van soldados al acero y embebidos en el hormigón, al que se unen por adherencia (Claros Chuquimia & Meruvia Cabrera, 2004).

En nuestra ciudad; Cuenca, existen varios puentes que comunican las distintas zonas de la misma, sin embargo hay ciertas zonas en las cuales se están presentando problemas de congestión vehicular (CSM, 2014), debido a las crecientes cifras del parque automotor en Cuenca (AGN, 2010); y sobre todo en zonas donde se concentra mayor cantidad de personas como es el caso del centro histórico, universidades, colegios, mercados y otros. En la zona de la Universidad del Azuay se ha venido presentando problemas de congestión vehicular debido a los pocos accesos que tiene la zona. Además, el puente “La Asunción” ha sido afectado estructuralmente desde sus orígenes debido a la falla geológica “Turi” (Cáceres, 2012).

Por eso este anteproyecto plantea el diseño de una superestructura de un puente en la zona de “La Asunción”, para que pueda ser comparado con otros sistemas, para el implemento del mismo y por el bien de la comunidad.

CAPÍTULO I

GENERALIDADES

1.1 Estado del arte

En la historia, el pretensado y el acero han sido materiales que han trascendido, debido a que pueden salvar luces amplias con elementos menos peraltados; como no es el caso del hormigón armado. Lo cual hace que el uso de estos sea óptimo en costo-beneficio sobre todo en obras como puentes, edificios, naves industriales y otros.

“El hormigón preesforzado también presenta varias ventajas como son el uso de luces de mayor longitud, menores deflexiones, menor agrietamiento y por lo tanto menor corrosión del acero de preesfuerzo, entre otras” (Carrasco Castro, 2010).

El sistema estructural básico de los Puentes de Vigas de Acero, está formado por unas Vigas metálicas (generalmente con sección en forma de I) apoyadas sobre los Estribos y/o sobre las pilas y sobre las cuales se dispone la plataforma, que puede estar formada por una Losa de hormigón.

Bajo la administración del GAD Municipal de Cuenca en el año 2006, se planteó como solución provisional; a un macro deslizamiento ocurrido tres años después de su construcción (1998), realizar el reforzamiento del puente “La Asunción”, en el cual se rediseño uno de sus estribos, dando como resultado la profundización del cimiento (SIKA ECUATORIANA S.A, 2007).

Este anteproyecto plantea el diseño de una superestructura, de un puente que uniría la Av. 27 de Febrero con la Av. 24 de Mayo.

1.2 Problemática

En la ciudad de Cuenca el número de vehículos que se movilizan está en aumento, por lo que se necesitan infraestructura vial que mejore los accesos a las diferentes zonas de la ciudad.

Específicamente, en la zona de la Universidad del Azuay existe gran concurrencia de personas y vehículos, debido a la entrada y salida de la Universidad, Unidad Educativa La Asunción, además conecta la zona de Gapal con la Av. Don Bosco y la Av. Solano.

1.3 Tipos de puentes más comunes

Para el análisis y diseño de una superestructura de acero, se ocupan diferentes métodos de construcción como: vigas, celosías y arcos.

Tabla 1.1 Rango de luces según el tipo de estructura

Tipo de Estructura	Material	Rango de luces(m)
Losa	C. Armado	0-12
	C. Preesforzado	10-40
Vigas	C. Armado	12-25
	C. Preesforzado	25-325
	Acero	30-300
Arco	Concreto	80-390
	Acero	130-400
	Acero Ret.	240-520
Reticulado	Acero	100-600
Atirantado	Concreto	50-450
	Acero	100-1000
Colgante	Acero	300-2000

Fuente: (Seminario Manrique, 2004)

Tabla 1.2 Peralte mínimo tradicional para vigas en superestructuras

Superstructure		Minimum Depth (Including Deck)	
		Simple Spans	Continuous Spans
Reinforced Concrete	Slabs with main reinforcement parallel to traffic	$\frac{1.2 S + 10}{30}$	$\frac{S + 10}{30} \geq 0.54 \text{ ft.}$
	T-Beams	$0.070L$	$0.065L$
	Box Beams	$0.060L$	$0.055L$
	Pedestrian Structure Beams	$0.035L$	$0.033L$
Prestressed Concrete	Slabs	$0.030L \geq 6.5 \text{ in.}$	$0.027L \geq 6.5 \text{ in.}$
	CIP Box Beams	$0.045L$	$0.040L$
	Precast I-Beams	$0.045L$	$0.040L$
	Pedestrian Structure Beams	$0.033L$	$0.030L$
	Adjacent Box Beams	$0.030L$	$0.025L$
Steel	Overall Depth of Composite I-Beam	$0.040L$	$0.032L$
	Depth of I-Beam Portion of Composite I-Beam	$0.033L$	$0.027L$
	Trusses	$0.100L$	$0.100L$

Fuente: (AASHTO LRFD BRIDGE, 2012)

La utilización de vigas de acero está comprendida para luces entre los 30 - 300 metros, mientras que en arcos de acero las luces varían entre 130 - 400 metros, así como una estructura reticulada la luz oscila entre 100 - 600 metros (Seminario Manrique, 2004).

Puentes de viga y losa

Los puentes de vigas se pueden fabricar de varias maneras como; con vigas prefabricadas de concreto pretensado o postensado, las vigas I de acero, los puentes cajón de concreto vaciados in situ o postensados, los puentes cajón de acero; entre otros. En la mayoría de casos la losa de hormigón (tanto para vigas preesforzadas como para vigas de acero estructural), es diseñada para trabajar en forma compuesta con las vigas.

Los puentes de vigas son los más comunes; se usan vigas estáticamente definidas, vigas simplemente apoyadas, vigas continuas, entre otras. Las luces pueden diferenciarse en cortos (10-20m), medianos (20-50m) y largos (>100m) (Ramirez Coria & León Ávila, 2010, pág. 14).

Puentes de armadura

“Los puentes de armadura tienden a ser más económicos para claros más largos, debido a que los miembros de la armadura están sometidos a cargas axiales sin ningún tipo de flexión. Los puentes de armadura pueden ser clasificados además, por la posición de la cubierta con respecto a las cuerdas inferiores o superiores de la armadura”. (Pinto, 2014)

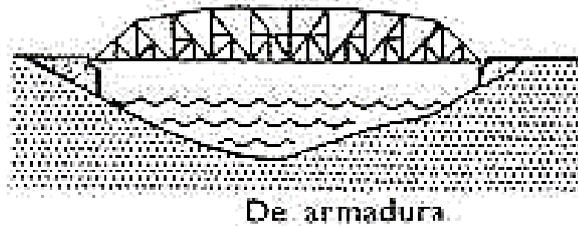


Figura 1.1 Puente de armadura

Fuente: (Galeon, s.a.)

Puentes en arco

“Un arco verdadero; teóricamente, es aquel que tiene solo fuerzas de compresión actuando en el centroide de cada elemento del arco. La forma de un arco verdadero, es el inverso del que se forma cuando se tiene dos puntos de apoyo y se cuelga una cuerda, la cual corresponde a una curva catenaria. Prácticamente es imposible tener un arco verdadero de puente excepto para una condición de carga” (Ramírez Coria & León Ávila, 2010, pág. 18). Estos puentes se ocupan en luces que oscilan entre 90 y 550 metros.

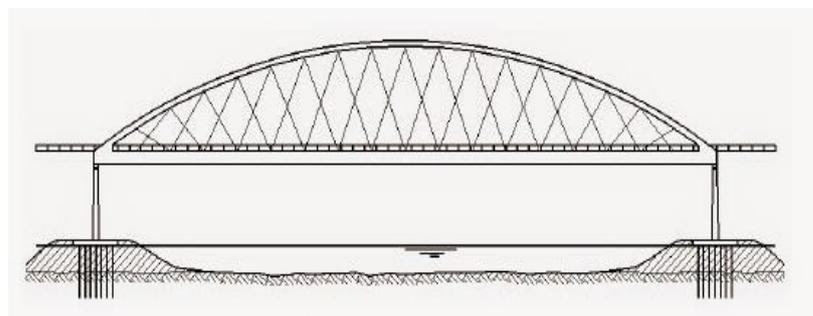


Figura 1.2 Puente en arco

Fuente: (Miranda Colque, 2015)

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Realizar un anteproyecto estructural de la superestructura de un puente ubicado en la zona de la Universidad del Azuay, utilizando dos variantes constructivas.

1.4.2 Objetivos específicos

- Ubicar la posición donde se emplazará el puente.
- Determinar parámetros del sistema estructural a usar.
- Realizar el cálculo y diseño estructural, de acuerdo a los sistemas escogidos.
- Elaborar la memoria de cálculo, planos y presupuesto.

1.5 Análisis de tránsito

Previo a un análisis de tránsito realizado con los TPDA de la zona, se obtuvo el siguiente resultado:

Flujo vehicular del puente = Tráfico Futuro Av. 27 de Febrero S-O + Tráfico Futuro Av. 24 de Mayo O-E

$$\text{Flujo vehicular del puente} = 2570 + 6244 = 8814 \text{ veh/día}$$

CAPÍTULO 2

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA

2.1 Materiales

Antes de poder realizar el diseño estructural se debe conocer las características principales de los materiales que intervendrán en el mismo.

Hormigón pretensado

El hormigón pretensado tiene muchas ventajas sobre el hormigón armado convencional, principalmente debido a que se produce en fábrica bajo condiciones controladas, lo cual asegura una mayor calidad, con una velocidad de construcción superior.

Estructuralmente también presenta grandes ventajas, como por ejemplo: elementos de mayor longitud con peraltes más pequeños, que se obtuvieran con el hormigón armado tradicional. También se tienen menores deflexiones, menos fisuras, y por lo tanto una mejor protección del acero de refuerzo contra la corrosión.

El pretensado produce esfuerzos de compresión en el elemento, con el objetivo de mejorar las prestaciones del mismo, y superar la debilidad del hormigón ante esfuerzos de tracción; para esto el hormigón debe ser de alta resistencia (mayor a 280 kg/cm²) (Arroyo, 2012).

Las principales desventajas de este material son que se requiere transporte y montaje, el diseño es más complejo y especializado, y se debe tener especial cuidado con las

conexiones entre elementos que conforman la estructura para asegurar un funcionamiento monolítico de la misma.

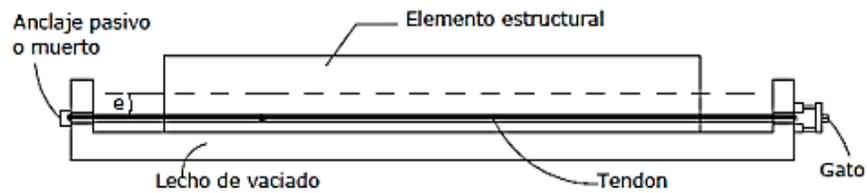


Figura 2.1 Bancada de pretensado

Fuente: (Ramirez Coria & León Ávila, 2010)

Tipos de vigas pretensadas comúnmente utilizadas en puentes

Para realizar el diseño y construcción de la superestructura de un puente de viga y losa, se deben analizar diversos factores como son: la disponibilidad de productores y tipos de elementos, disponibilidad de maquinaria (grúas), los accesos que se tiene en el lugar del emplazamiento; entre otros.

Los tipos de vigas pretensadas más comúnmente utilizadas en puentes de luces medias, son las vigas I y vigas T:

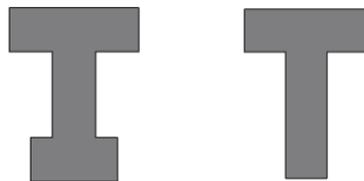


Figura 2.2 Viga I y viga T

Fuente: (Autores, 2016)

“Para luces muy pequeñas (menores a 8 metros) pueden emplearse vigas prefabricadas de sección rectangular aligerada, con luces entre 6 y 20 metros, son el campo óptimo para las vigas de sección en “Pi”. Cuando las luces están comprendidas entre los 10 y 25 metros, la sección T es muy efectiva. Para luces mayores son más eficientes las secciones en I (rango útil entre 15 y 35 metros) o en cajón con aletas (entre 20 y 40 metros)”. (Yepes Piqueras, 2015)

El acero como material estructural

Este material ha sido ampliamente utilizado en varios países, sobre todo en los más desarrollados, debido a sus grandes ventajas como su alta resistencia en relación a su relativamente bajo peso, a la uniformidad de sus propiedades, a su elasticidad, durabilidad, etc. Esto ha permitido crear numerosas estructuras de diversos tipos y de gran magnitud como: puentes de grandes luces, edificios, torres; entre otros.

Las principales desventajas del acero son: la corrosión, la vulnerabilidad o relativamente baja resistencia al fuego, la susceptibilidad al pandeo (McCormac & Csernak, 2012).

El acero como material estructural ha ido evolucionando a lo largo del tiempo. Hoy en día encontramos aceros de distintas composiciones o tipos como laminados en caliente y/o frío; entre otros, y su aplicación depende del tipo de estructura a construir.

Los perfiles estructurales más ocupados son:

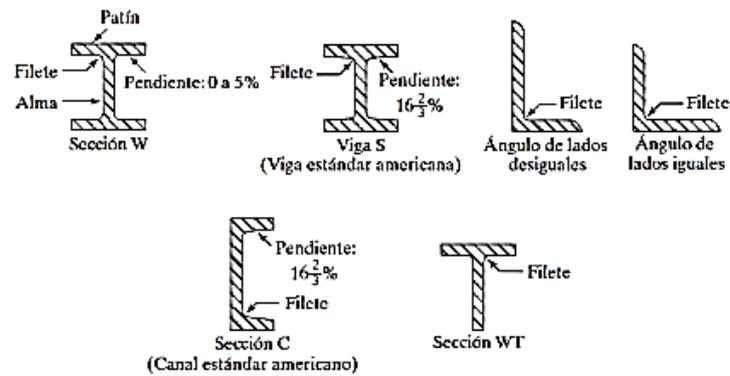


Figura 2.3 Vigas laminadas al caliente

Fuente: (McCormac & Csernak, 2012)

2.2 Cálculo estructural

Se debe tomar en cuenta los requisitos y límites mínimos especificados por la norma, para proceder con el diseño estructural de los componentes de la superestructura.

Requisitos mínimos según la norma AASHTO 2012

Estas especificaciones tienen como objetivo analizar la estructura en las condiciones más críticas, para asegurar el uso de la misma durante toda su vida útil. La metodología de diseño a usar será la del diseño por factores de carga y resistencia (LRFD).

Cargas y denominación de cargas

Se deben considerar las siguientes cargas y fuerzas, permanentes y transitorias:

- Cargas permanentes:

DC = peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales

DW = peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos

• Cargas transitorias:

BR = fuerza de frenado de los vehículos

IM = incremento por carga vehicular dinámica

LL = sobrecarga vehicular

LS = sobrecarga viva

PL = sobrecarga peatonal

WS = viento sobre la estructura

Factores de carga y combinaciones de carga

La sollicitación mayorada total se calculará mediante la siguiente ecuación (AASHTO LRFD BRIDGE, 2012, pág. 3 cap 1):

$$Q = \eta_i \gamma_i Q_i \quad (2.1)$$

Donde:

η_i = modificador de las cargas

Q_i = sollicitaciones de las cargas aquí especificadas

γ_i = factores de carga especificados en las Tablas 2.1 y 2.2

Estados límites

Existen diversas combinaciones de carga, entre las principales tenemos:

• RESISTENCIA I – Combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.

- **SERVICIO I** – Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h, tomando todas las cargas a sus valores nominales.

También se relaciona con el control de las deflexiones de las estructuras metálicas enterradas, revestimientos de túneles y tuberías termoplásticas y con el control del ancho de fisuración de las estructuras de hormigón armado. Esta combinación de cargas también se debería utilizar para investigar la estabilidad de taludes.

- **FATIGA** – Combinación de cargas de fatiga y fractura, que se relacionan con la sobrecarga gravitatoria vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño, con la separación entre ejes que especifica la AASHTO.

Tabla 2.1 Combinaciones de carga y factores de carga

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez				
										EQ	IC	CT	CV	
Estado Límite														
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}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{BQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00	-
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: (AASHTO LRFD BRIDGE, 2012)

Tabla 2.2 Factores de carga permanente

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
<i>DC</i> : Elemento y accesorios	1,25	0,90
<i>DD</i> : Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
<i>DW</i> : Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
<i>EH</i> : Empuje horizontal del suelo		
• Activo	1,50	0,90
• En reposo	1,35	0,90
<i>EE</i> : Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
<i>EV</i> : Empuje vertical del suelo		
• Estabilidad global	1,00	N/A
• Muros de sostenimiento y estribos	1,35	1,00
• Estructura rígida enterrada	1,30	0,90
• Marcos rígidos	1,35	0,90
• Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1,95	0,90
• Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1,50	0,90
<i>ES</i> : Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

Fuente: (AASHTO LRFD BRIDGE, 2012)

Cargas permanentes: DC, DW

La carga permanente deberá incluir el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones de servicio unidas a la misma, superficies de rodamiento futuras sobre capas y ensanchamientos previstos.

Sobrecarga vehicular

Número de carriles de diseño

En general, el número de carriles de diseño se debería determinar tomando la parte entera de la relación $w/3600$, siendo w el ancho libre de calzada entre cordones y/o barreras; en mm. También se deberían considerar posibles cambios futuros en las características físicas o funcionales del ancho libre de calzada.

En aquellos casos en los cuales los carriles de circulación tienen menos de 3600 mm de ancho, el número de carriles de diseño deberá ser igual al número de carriles de circulación, y el ancho del carril de diseño se deberá tomar igual al ancho del carril de circulación.

Los anchos de calzada comprendidos entre 6000 y 7200 mm deberán tener dos carriles de diseño, cada uno de ellos de ancho igual a la mitad del ancho de calzada.

Presencia de múltiples sobrecargas

La solicitud extrema correspondiente a sobrecarga, se deberá determinar considerando cada una de las posibles combinaciones de número de carriles cargados, multiplicando por un factor de presencia múltiple correspondiente, para tomar en cuenta la probabilidad de que los carriles estén ocupados simultáneamente por la totalidad de la sobrecarga de diseño HL93.

Tabla 2.3 Factor de presencia múltiple

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, m
1	1,20
2	1,00
3	0,85
> 3	0,65

Fuente: (AASHTO LRFD BRIDGE, 2012)

Sobrecarga vehicular de diseño

La sobrecarga vehicular sobre las calzadas de puentes o estructuras incidentales, designada como HL-93, deberá consistir en una combinación de:

- Camión de diseño o tándem de diseño, y
- Carga de carril de diseño.

Camión de diseño

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica en la Figura 2.4.

La separación entre los dos ejes de 145.000 N, se deberá variar entre 4300 y 9000mm para producir las solicitaciones extremas.

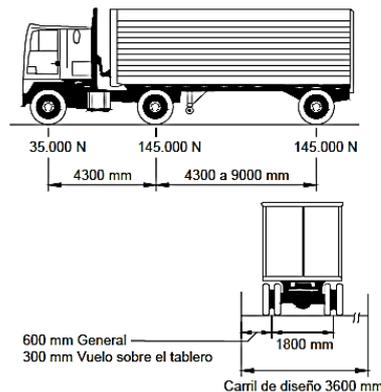


Figura 2.4 Camión de diseño

Fuente: (AASHTO LRFD BRIDGE, 2012)

Tándem de diseño

El tándem de diseño consistirá en un par de ejes de 110.000 N con una separación de 1200 mm. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1800mm. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica según lo especificado en el Artículo 3.6.2 de la AASHTO.

Aplicación de sobrecargas vehiculares de diseño

A menos que se especifique lo contrario, la solicitación extrema se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- La solicitación debida al tándem de diseño combinada con la solicitación debida a la carga del carril de diseño.

- La sollicitación debida a un camión de diseño con la separación variable entre ejes, como se especifica en el Artículo 3.6.1.2.2 de la AASHTO combinada con la sollicitación debida a la carga del carril de diseño, y
- Tanto para momento negativo entre puntos de contraflexión bajo una carga uniforme en todos los tramos, como para reacción en pilas interiores solamente, 90 por ciento de la sollicitación debida a dos camiones de diseño separados como mínimo 15.000 mm entre el eje delantero de un camión y el eje trasero del otro, combinada con 90 por ciento de la sollicitación debida a la carga del carril de diseño. La distancia entre los ejes de 145.000 N de cada camión se deberá tomar como 4300 mm.

Los ejes que no contribuyen a la sollicitación extrema considerada se deberán despreciar.

Tanto los carriles de diseño, como el ancho cargado de 3000 mm en cada carril, se deberán ubicar de manera que produzcan sollicitaciones extremas.

El camión o tándem de diseño, se deberá ubicar transversalmente de manera que ninguno de los centros de las cargas de rueda esté a menos de:

- Para el diseño del vuelo del tablero – 300 mm a partir de la cara del cordón o baranda, y
- Para el diseño de todos los demás componentes – 600 mm a partir del borde del carril de diseño.

Carga para la evaluación opcional de la deflexión por sobrecarga

La deflexión se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- La deflexión debida al camión de diseño solamente, o

- La deflexión debida al 25 por ciento del camión de diseño considerado juntamente con la carga del carril de diseño.

Incremento por carga dinámica: IM

Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán mayorar aplicando los porcentajes indicados en la Tabla 2.4.

El factor a aplicar a la carga estática se deberá tomar como: $(1 + IM/100)$.

El incremento por carga dinámica no se aplicará a las cargas peatonales ni a la carga del carril de diseño.

Tabla 2.4 Incremento por carga dinámica

Componente	<i>IM</i>
Juntas del tablero - Todos los Estados Límites	75%
Todos los demás componentes	
• Estado Límite de fatiga y fractura	15%
• Todos los demás Estados Límites	33%

Fuente: (AASHTO LRFD BRIDGE, 2012)

Método de los factores de distribución para momento

Vigas interiores con tableros de hormigón

El factor de distribución para momento en vigas interiores se calcula empleando la tabla 2.5:

Tabla 2.5 Distribución de sobrecargas por carril para momento en vigas interiores

Tipo de vigas	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de Distribución	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a, 1	Ver Tabla 4.6.2.2.2a-1	
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	1	Un carril de diseño cargado: $S/3700$ Dos o más carriles de diseño cargados: $S/3000$	$S \leq 1800$
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0,1}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0,1}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$
		Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$

Fuente: (AASHTO LRFD BRIDGE, 2012)

Vigas exteriores con tableros de hormigón

Para las vigas exteriores; este factor se deberá evaluar de la manera que se especifica en la tabla 2.6:

Tabla 2.6 Distribución de sobrecargas por carril para momento en vigas exteriores

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a, 1	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	1	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = e g_{interior}$ $e = 0,77 + \frac{d_e}{2800}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			Utilizar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$

Fuente: (AASHTO LRFD BRIDGE, 2012)

Método de los factores de distribución para corte

Vigas interiores

El factor de distribución para corte en vigas interiores, se aplica empleando las fracciones por carril especificadas en la tabla 2.7:

Tabla 2.7 Distribución de sobrecargas por carril para corte en vigas interiores

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	Ver Tabla 4.6.2.2.2a-1			
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	1	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$0,36 + \frac{S}{7600}$	$0,2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2,0}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $110 \leq t_b \leq 300$ $N_b \geq 4$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$N_b = 3$
Vigas cajón de hormigón de múltiples células coladas in situ	d	$\left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} \left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$	$\left(\frac{S}{2200}\right)^{0,9} \left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$	$1800 \leq S \leq 4000$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $890 \leq d \leq 2800$ $N_e \geq 3$

Fuente: (AASHTO LRFD BRIDGE, 2012)

Vigas exteriores

El corte por sobrecarga para vigas exteriores, se deberá determinar aplicando las fracciones por carril especificadas en la tabla 2.8:

Tabla 2.8 Distribución de sobrecargas por carril para corte en vigas exteriores

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a, 1	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	1	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = e g_{interior}$ $e = 0,6 + \frac{d_e}{3000}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
		Ley de momentos		$N_b = 3$
Viga cajón de hormigón de múltiples células colada in situ	d	Ley de momentos	$g = e g_{interior}$ $e = 0,64 + \frac{d_e}{3800}$	$-600 \leq d_e \leq 1500$
		o los requisitos para diseño de estructuras que abarcan la totalidad del ancho especificados en el Artículo 4.6.2.2.1		

Fuente: (AASHTO LRFD BRIDGE, 2012)

***Nota:** Se consideró al tipo de estructura como tablero de hormigón sobre vigas de acero u hormigón, debido a que es la más cercana para las vigas I pretensadas.

2. 2.1 Análisis de la superestructura

Es necesario realizar un análisis tanto longitudinal como transversal de la superestructura, para de esta manera conocer las reacciones y esfuerzos más desfavorables que actuarán sobre esta.

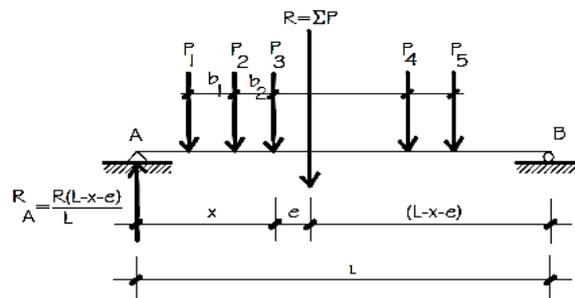
Para la realización del análisis longitudinal, se considera a la superestructura del puente como una viga virtual sobre la cual se hacen incidir todas las cargas.

El objetivo del análisis transversal es determinar qué parte de la sollicitación actuante, tomará cada viga o cada faja por metro de ancho de losa dispuestas las cargas en su posición más desfavorable.

2.2.2 Máximo momento de flexión en una viga simplemente apoyada para un tren de cargas (Teorema de Barré)

“Bisecando la distancia entre la resultante de un tren de cargas y la carga más próxima a ella; por un eje que pasa por el centro de luz, el máximo momento de flexión en una viga simplemente apoyada, se encuentra casi siempre bajo la carga más próxima a la resultante. En caso de igualdad de distancias, se ubica bajo la carga más pesada” (Rodríguez Serquén, 2012).

En el tren de cargas obtenemos:



$$M_{P3} = \frac{R(L-x-e)}{L} x - P_1(b_1 + b_2) - P_2 b_2$$

Para $M_{P3} = \text{máx}$, $\frac{dM_{P3}}{dx} = 0$

$$\frac{R}{L} [- (x) + (L-x-e)] = 0$$

$$x = \frac{L-e}{2}$$

Es decir:

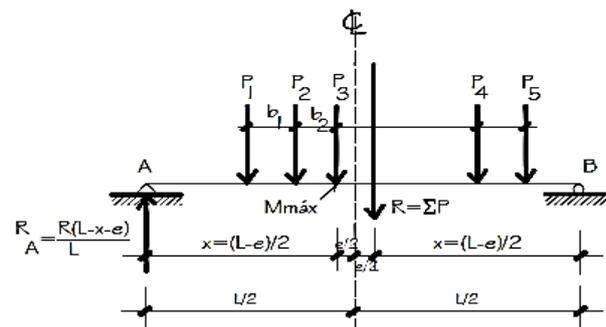


Figura 2.5 Momento máximo obtenido mediante el teorema de Barré

Fuente: (Rodríguez Serquén, 2012)

***Nota:** El momento último máximo se supondrá en el centro de la luz, debido a que ahí es donde se ubicará el del peso propio.

2.2.3 Diseño de elementos de hormigón pretensado

El preesfuerzo consiste en la aplicación de esfuerzos permanentes en una estructura, para así mejorar su comportamiento bajo condiciones de servicio y resistencia. Los principios y técnicas del preesforzado se han aplicado a estructuras de muchos tipos y materiales, la aplicación más común ha tenido lugar en el diseño del concreto estructural.

Diseño a flexión en resistencia última

El ACI especifica que se debe utilizar factores de seguridad, tanto para mayorar las cargas como para disminuir las resistencias (ACI, 2008, pág. 123 cap 9):

$$\phi Mn \geq Mu \quad (2.2)$$

Donde:

ϕ = factor de reducción de la resistencia, para flexión 0.9

Mn = momento nominal de la sección

Mu = momento último de diseño

El ACI toma en cuenta que la deformación unitaria máxima a compresión en el hormigón es de 0.003, también asume un bloque rectangular de compresión igual a $0.85f'_c$ y una profundidad de $a = \beta_1 c$.

Donde:

c = Distancia a la línea neutra

β_1 = Factor que depende de la resistencia del hormigón.

El valor β_1 es igual a 0.85 para resistencias entre 170 y 280 kg/cm². Para resistencias superiores de 280 kg/cm², β_1 se debe disminuir en forma lineal a razón de 0.05 por cada 70 kg/cm² en exceso de los 280 kg/cm², pero β_1 no debe ser menor que 0.65.

Por lo tanto la ecuación de equilibrio y la del momento nominal serán (ACI, 2008, pág. 139 cap 10):

$$0.85f'c ab = A_p f_{ps} \quad (2.3)$$

$$Mn = A_p f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) \quad (2.4)$$

El ACI provee de una ecuación de tipo empírico para determinar f_{ps} (ACI, 2008, pág. 302 cap 18):

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'c} + \frac{d}{d_p} (w - w') \right] \right) \quad (2.5)$$

Donde:

γ_p = factor que toma en cuenta las propiedades del acero de preesfuerzo

$$\gamma_p = 0.55 \text{ para } \frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0.80 \text{ usualmente para barras de pretensar}$$

$$\gamma_p = 0.40 \text{ para } \frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0.85 \text{ usualmente aceros de esfuerzos aliviados}$$

$$\gamma_p = 0.28 \text{ para } \frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0.90 \text{ usualmente aceros de baja relajación}$$

β_1 = factor dado para establecer la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos de compresión

$$\rho_p = \text{cuantía del acero de preesfuerzo} = \frac{A_p}{bd_p}$$

d = distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero de no preesfuerzo

d_p = distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero de preesfuerzo

$$w = \rho \frac{f_y}{f'_c} \text{ en la que } \rho \text{ es la cuantía del acero de no preesfuerzo } \rho = \frac{A_s}{bd}$$

$w' = \rho' \frac{f_y}{f'_c}$ en la que ρ' es la cuantía del acero de compresión $\frac{A'_s}{bd}$, si existe acero adicional a compresión.

Cuando se considera refuerzo de compresión, es decir $w' > 0$, el termino $\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (w - w') \right]$ debe tomarse mayor a 0.1. Asumiendo que el acero de compresión se encuentra en fluencia, d' medida desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero de compresión, debe ser menor a $0.15d_p$, si es mayor este valor, se toma $w' = 0$.

Si se coloca acero normal de tracción A_s adicional en la sección, se obtiene:

$$0.85 f'_c ab = A_p f_{ps} + A_s f_y \quad (2.6)$$

Por lo tanto el momento nominal será:

$$Mn = A_p f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2.7)$$

Estas ecuaciones son permitidas si el ancho en compresión es constante caso contrario debe calcularse el momento de vigas T, considerando dos fuerzas de compresión, una en el patín superior y otra en el alma de la viga.

Acero mínimo en una sección de hormigón pretensado

Para cerciorar que la sección no tenga muy poco acero, y por lo tanto no existan fallas frágiles, el ACI demanda que exista una cantidad mínima de refuerzo, de tal forma que $\phi Mn \geq 1.2M_{cr}$, en donde M_{cr} es el momento de fisuración de la sección. (ACI, 2008, pág. 303 cap 18)

El esfuerzo de tracción en una sección es igual a:

$$f_b = -\frac{P_e}{A_c} \left(1 + \frac{e c_b}{r^2}\right) + \frac{M_{cr}}{S_b} = f_r = 2\sqrt{f'c} \quad (2.8)$$

Y por lo tanto el momento de fisuración será:

$$M_{cr} = f_r S_b + P_e \left(\frac{r^2}{c_b} + e\right) \quad (2.9)$$

Acero máximo en una sección de hormigón pretensado

“El ACI establece que las secciones son controladas por tracción, si la deformación unitaria neta de tracción en el refuerzo de acero extremo en tracción, ϵ_t , es igual o mayor a 0.005, justo cuando el hormigón en compresión alcanza su límite de deformación unitaria asumido de 0.003.

Los límites de deformaciones unitarias en secciones controladas por tracción de 0.005 para el acero extremo, se puede también expresar en función del índice de refuerzo w_p mencionado anteriormente, así: $w_p = 0.32\beta_1$ ” (Carrasco Castro, 2010, pág. 116)

Diseño por cortante

La ecuación fundamental del ACI para el diseño de secciones transversales sometidas a cortante está dada por (ACI, 2008, pág. 163 cap 11):

$$\phi V_n \geq V_u \quad (2.10)$$

Donde:

V_u = fuerza cortante debidamente mayorada por las cargas actuantes

V_n = resistencia nominal de la sección al cortante

ϕ = Factor de reducción de resistencia = 0.75

La resistencia nominal de la sección se evalúa por (ACI, 2008, pág. 163 cap 11):

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.11)$$

Donde:

V_c = resistencia nominal de la sección debida al hormigón

V_s = resistencia nominal al cortante debida al refuerzo de cortante

El cortante último se deberá calcular a una distancia de $h/2$ medido desde la cara del apoyo, siendo h la altura de la viga pretensada.

El ACI especifica que la fuerza cortante resistente para el hormigón, en elementos preesforzados, con una fuerza efectiva no menor al 40% de la resistencia a la tracción del refuerzo de flexión, es la siguiente (ACI, 2008, pág. 168 cap 11):

$$V_c = (0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 49\frac{V_{udp}}{M_u})b_w d \quad (2.12)$$

Con las siguientes condiciones:

$$0.53\lambda\sqrt{f'_c}b_w d \leq V_c \leq 1.33\lambda\sqrt{f'_c}b_w d \quad (2.13)$$

$\frac{V_{udp}}{M_u} \leq 1.0$ Donde M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección analizada

Donde:

λ = factor que toma en cuenta la variación de las propiedades mecánicas del hormigón de peso liviano. $\lambda = 1$ para hormigones de peso normal.

d_p = distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero de preesfuerzo.

Cuando se usa acero perpendicular al eje del elemento, la fuerza que este resiste será (ACI, 2008, pág. 175 cap 11):

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (2.14)$$

Con la condición que:

$$V_s < 2.2 \sqrt{f'c} b_w d \quad (2.15)$$

Donde:

V_s = resistencia nominal a cortante del acero transversal de cortante

A_v = área total de refuerzo por cortante, si es estribo cerrado con 2 ramas el área será la suma de las 2 ramas

f_{yt} = resistencia a la fluencia del refuerzo por cortante

d = distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del acero en tracción

s = espaciamiento del acero transversal de cortante

Para elementos pretensados; siempre que la torsión sea despreciable, se calcula el refuerzo mínimo por cortante por medio de (ACI, 2008, pág. 175 cap 11):

$$A_{v, \min} = 0.2 \sqrt{f'c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad (2.16)$$

Cumpliendo que:

$$A_{v, \min} \geq \frac{3.5 b_w s}{f_{yt}} \quad (2.17)$$

Adicionalmente, para elementos preesforzados que tengan una fuerza de preesfuerzo efectiva no menor al 40% de la resistencia a la tracción del acero de flexión, se tiene que cumplir que (ACI, 2008, pág. 175 cap 11):

$$Av, min \geq \frac{A_p f_{pu} S}{80 f_{yt} d} \sqrt{\frac{d}{b_w}} \quad (2.18)$$

Donde:

A_p = área de acero de preesfuerzo en la zona de tracción

f_{pu} = resistencia última del acero de preesfuerzo

Se debe analizar y diseñar los estribos para el esfuerzo cortante horizontal, el cual es muy importante cuando se ocupan elementos compuestos como en este caso; para esto es necesario que la superficie de contacto de la viga esté completamente limpia, libre de lechada y que sea lo más rugosa posible.

La ecuación para el esfuerzo cortante media en la sección será (ACI, 2008, pág. 290 cap 17):

$$vh = \frac{V}{b_v d_p} \quad (2.19)$$

Donde:

V = fuerza cortante vertical que actúa en la sección

b_w = ancho de la superficie de contacto del elemento prefabricado

d_p = distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero de preesfuerzo

Usando el principio de resistencia última, la ecuación será:

$$V_u = \phi V_{nh} \quad (2.20)$$

El factor ϕ de cortante es 0.75 y la fuerza cortante nominal horizontal V_{nh} es igual a:

$$V_{nh} = v_{nh} b_v d_p \quad (2.21)$$

Donde:

v_{nh} = esfuerzo cortante horizontal nominal

El ACI detalla para superficies de contacto limpias, libres de lechada, y que se han hecho rugosas intencionalmente, con una amplitud de la rugosidad aproximadamente de 6 milímetros, un valor máximo de $v_{nh} = 5.5 \text{ kg/cm}^2$. Si se ha colocado estribos para cortante horizontal, en una cuantía mínima, el esfuerzo cortante horizontal puede tomarse igual a (ACI, 2008, pág. 290 cap 17):

$$v_{nh} = (18 + 0.6\rho_v f_y)\lambda \quad (2.22)$$

Pero:

$$v_{nh} = 35 \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

$$\rho_v = \text{cuantía entre el área de estribos y la superficie de contacto} = \frac{A_v}{b_v s}$$

Las demás variables ya fueron definidas con anterioridad.

Contra flecha y deflexiones

Para que el diseño esté completo se debe calcular la contra flecha y las deflexiones (flechas). Un elemento pretensado, en el momento de cortar los cables, va a adquirir una contra flecha instantánea debido a la fuerza excéntrica de la fuerza de preesfuerzo;

las deflexiones por otro lado se producen debido a las cargas muertas y vivas que actuarán en el elemento.

La contra flecha se calcula en dependencia de la trayectoria del cable de preesfuerzo, en este caso (trayectoria recta) se calcula mediante la siguiente fórmula (Carrasco Castro, 2010, pág. 155 cap 6):

$$\Delta = \frac{P_i \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot E \cdot I} \quad (2.23)$$

Donde:

Pi = fuerza inicial de tensado

e = excentricidad

L = longitud del elemento

E = módulo de elasticidad del hormigón

I = inercia del elemento

Las deflexiones debidas al peso del camión, las cuales son cargas puntuales, pueden obtenerse mediante diversos métodos, o también con el uso de un software de análisis estructural; mientras que las deflexiones debidas a cargas distribuidas en vigas simplemente apoyadas se pueden calcular de la siguiente manera:

$$\Delta = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_x} \quad (2.24)$$

Donde:

q = carga uniformemente distribuida

L = longitud del elemento

E = módulo de elasticidad del hormigón

I_x = inercia de segundo orden del elemento

2.2.4 Diseño estructural en acero de elementos a flexión

Teoría plástica

La teoría plástica se basa en dependencia de donde se encuentra el eje neutro (losa, patín superior o alma); por lo que se debe hallar las partes que están en compresión, y las que están en tracción para así plantear un equilibrio de fuerzas.

El diseño de las vigas de acero se lo realizará mediante esta teoría.

Teoría elástica

La teoría elástica se basa en la homogeneidad de los materiales, por lo que se debe considerar una relación entre los módulos de elasticidad de ambos materiales (viga-losa) para poder analizar la sección compuesta.

Disposiciones generales AISC

La resistencia de diseño en flexión, $\phi_b M_n$, debe ser determinada de la siguiente manera:

(1) Para todas las disposiciones del capítulo:

$\phi_b = 0.90$ y la resistencia de flexión nominal, M_n , debe ser determinada de acuerdo con análisis de miembros compactos de sección I, de simetría doble y canales flexionados en torno a su eje mayor.

(2) Las disposiciones están basadas en la suposición de que los puntos de apoyo de vigas, están restringidos contra la rotación en torno al eje longitudinal.

C_b = factor de modificación por pandeo lateral-torsional para diagramas de momento no uniformes, cuando ambos extremos del segmento no arriostrado están restringidos a volcamiento. C_b será calculada mediante la siguiente ecuación (ANSI/AISC, 2005, pág. 102 cap F) :

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} R_m \leq 3.0 \quad (2.25)$$

Donde:

M_{\max} = Máximo momento en el segmento no arriostrado, T-m.

M_A = Momento en primer cuarto del segmento no arriostrado, T-m.

M_B = Momento en el centro del segmento no arriostrado, T-m.

M_C = Momento en tercer cuarto del segmento no arriostrado, T-m.

R_m = parámetro de mono simetría de la sección transversal

= 1 para miembros con doble simetría

= 1 para miembros con simple simetría solicitados a flexión con curvatura simple

= $0.5 + 2 \left(\frac{I_{yc}}{I_y} \right)^2$, miembros con simple simetría solicitados por flexión con doble curvatura

I_y = momento de inercia en torno al eje principal y, cm^4 .

I_{yc} = momento de inercia del ala en compresión en torno al eje principal y, o si flexión es en curvatura reversible, el momento de inercia de la menor ala, cm^4 .

Es permitido tomar conservadoramente C_b igual a 1 en todos los casos para voladizos o extremos colgados, donde el extremo libre no está arriostrado, $C_b = 1$.

Miembros de secciones compactas de doble simetría flexionando alrededor de su eje mayor

Esta resolución se aplica a miembros con doble simetría flexionados en torno a su eje mayor, teniendo alas compactas y secciones compactas.

La resistencia nominal de flexión, M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite de fluencia y pandeo lateral-torsional. M_n será calculada mediante la siguiente ecuación (ANSI/AISC, 2005, pág. 103 cap F) :

1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (2.26)$$

Donde:

F_y = tensión de fluencia, kg/cm^2

Z_x = módulo de sección plástico en torno al eje x, cm^3

2. Pandeo Lateral-Torsional

(a) Cuando $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo lateral-torsional no aplica

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

(b) Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

M_n será calculada mediante la siguiente ecuación (ANSI/AISC, 2005, pág. 103 cap F) :

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (2.27)$$

(c) Cuando $L_b > L_r$

M_n será calculada mediante la siguiente ecuación (ANSI/AISC, 2005, pág. 103 cap F):

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (2.28)$$

Donde:

L_b = longitud entre puntos que están arriostrados contra desplazamientos laterales de compresión de ala o arriostrados contra giro de la sección, cm.

F_{cr} será calculada mediante la siguiente ecuación (ANSI/AISC, 2005, pág. 104 cap F) :

$$(2.29) \quad F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

Donde:

E = módulo de elasticidad del acero = 2.00E6 kgf/cm²

J = constante torsional, cm⁴

S_x = módulo de sección elástico en torno al eje x, cm³

Las longitudes límites L_p , L_r , r_{ts}^2 será calculada mediante las siguientes ecuaciones (ANSI/AISC, 2005, pág. 104 cap F) :

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

(2.30)

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y S_x h_o}{E J_c} \right)^2}} \quad (2.31)$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \quad (2.32)$$

Donde:

$c = 1$; para secciones con doble simetría

h_o = distancia entre centroides de alas, cm

Modos de falla a flexión en vigas de acero:

- Pandeo local: pandeo local del patín (PLP) y pandeo local del alma (PLA).
- Pandeo lateral torsional (PLY).
- Plastificación completa de la sección y falla por deformación excesiva.

Esbeltez

Se debe revisar que cumpla con los límites de esbeltez tanto para el alma como para el patín, y de esta manera asegurar que el elemento sea sísmicamente compacto.

Resistencia de corte nominal

La siguiente expresión aplica para las almas de miembros de simetría doble o simple.

La resistencia de corte nominal, V_n , de almas compactas de acuerdo al estado límite de fluencia en corte y pandeo en corte. V_n será calculada mediante la siguiente ecuación (ANSI/AISC, 2005, pág. 123 cap G) :

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v \quad (2.33)$$

- a) Para almas de miembros de simetría doble o simple. $\frac{h}{t_w}$ será calculada mediante la siguiente ecuación (ANSI/AISC, 2005, pág. 123 cap G) :

$$\frac{h}{t_w} < 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (2.34)$$

Donde:

A_w = Altura total multiplicada por el espesor del alma cm^2

$$\phi_v = 1$$

$$C_v = 1$$

- (b) Para almas de todos los otros perfiles de simetría doble, se determina de la siguiente manera. C_v será calculada mediante la siguiente ecuación (ANSI/AISC, 2005, pág. 123 cap G) :

$$h/t_w \leq 1.10 \sqrt{k_v E / F_y} \quad (2.35)$$

$$C_v = 1$$

$$1.10\sqrt{k_v E/F_y} < h/t_w \leq 1.37\sqrt{k_v E/F_y} \quad (2.36)$$

$$C_v = \frac{1.10\sqrt{k_v E/F_y}}{h/t_w} \quad (2.37)$$

$$h/t_w > 1.37\sqrt{k_v E/F_y} \quad (2.38)$$

$$C_v = \frac{1.51Ek_v}{(h/t_w)^2 F_y} \quad (2.39)$$

El coeficiente de pandeo de placa del alma, k_v será calculada mediante la siguiente ecuación (ANSI/AISC, 2005, pág. 123 cap G) :

a) Para almas no rigidizadas con $h/t_w < 2.6$

$$k_v = 5$$

b) Para almas rigidizadas

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \quad (2.40)$$

Dimensionamiento de rigidizadores

Para el dimensionamiento de los rigidizadores se calcularan mediante las siguientes ecuaciones (K.K. MUJANOV, 1986) :

$$h_n = h \quad (2.41)$$

$$bn = \frac{hn}{30} + 40 \quad (2.42)$$

$$en = \frac{bn}{15} \quad (2.43)$$

Donde:

hn = altura del rigidizador (mm)

bn = ancho del rigidizador (mm)

en = espesor del rigidizador (mm)

a = espaciamiento entre rigidizadores

Comprobación de pandeo lateral en apoyo

Para poder comprobar el pandeo lateral de la viga en el apoyo, se debe considerar a la sección como una columna corta considerando los rigidizadores.

Deflexión de vigas de acero para puentes (AASHTO)

Para que el diseño este completo se debe calcular la deflexión máxima que tendrá la viga, y esta debe ser menor al límite impuesto por la AASTHO (AASHTO LRFD BRIDGE, 2012, pág. 5 cap 9):

$$\Delta = L / 800 \quad (2.44)$$

2.2.5 Viga compuesta

Las vigas de acero y las losas de hormigón se han utilizado durante muchos años, sin tomar en cuenta su aporte a la resistencia de la viga. Sin embargo, en las últimas décadas se demostró que, a través de conectores se puede trabajar losa y viga de manera compuesta aumentando en gran medida su resistencia.

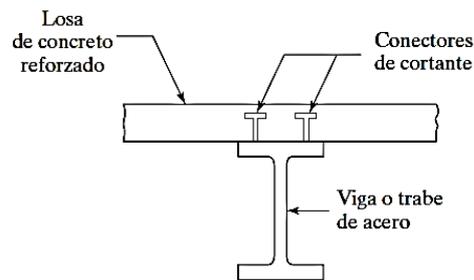


Figura 2.6 Conectores de cortante

Fuente: (McCormac & Csernak, 2012)

Anchos efectivos de patines

El ancho efectivo de la losa de hormigón a cada lado del eje central de la viga, b' , debe tomarse igual al menor de los siguientes valores:

1. Un octavo de la luz de la viga.
2. La mitad de la distancia entre ejes centrales de 2 vigas continuas.
3. La distancia entre el eje central de la viga y el borde de la losa. (McCormac & Csernak, 2012, pág. 567)

2.2.6 Diseño de conectores entre viga metálica y losa de hormigón

Para diseñar los conectores entre las vigas metálicas y la losa de hormigón se utilizará la teoría plástica. La cual tiene una mayor precisión que la teoría elástica, siendo esta última muy conservadora.

La capacidad por momento puede obtenerse en forma muy precisa suponiendo que la sección de acero a fluido totalmente, y que la parte comprimida de la losa de concreto está sometida uniformemente a un esfuerzo de $0.85.f'c$.

Transmisión de la fuerza cortante

Se pueden determinar expresiones para la fuerza cortante que va a ser tomada por los conectores, y esta deberá tomarse como el menor de los siguientes valores, donde $\sum Q_n$ es la resistencia nominal total por cortante de los conectores, considerando los siguientes casos. V' será calculada mediante las siguientes ecuaciones (ANSI/AISC, 2005, pág. 145 cap I) :

1. Para el aplastamiento del hormigón.

$$V' = 0.85 f'_c A_c \quad (2.45)$$

2. Para la fluencia a tensión de la sección de acero.

$$V' = F_y A_s \quad (2.46)$$

3. Para la resistencia de los conectores de cortante.

$$V' = \sum Q_n \quad (2.47)$$

Conexión con pernos de acero

La resistencia nominal por cortante de un perno de acero Q_n será calculada mediante la siguiente ecuación (ANSI/AISC, 2005, pág. 145 cap I) :

$$Q_n = 0.5 A_{sa} \sqrt{f'_c E_c} \quad (2.48)$$

Donde:

Asa: área de la sección transversal del mango del conector cm^2

Número de los conectores a cortante

El número de conectores de cortante que se debe usar es igual a la fuerza horizontal que debe resistirse, dividida entre la resistencia nominal Q_n de un conector de cortante.

Espaciamiento de los conectores

El espaciamiento mínimo entre centros de los conectores de cortante a lo largo del eje longitudinal de vigas compuestas, es de 6 veces el diámetro del perno, mientras que el valor mínimo transversal al eje longitudinal es de 4 veces el diámetro del perno.

2.3 Cálculo de las solicitaciones máximas en viga pretensada

Datos iniciales

Una vez realizadas las visitas de campo respectivas junto con el director, se ha ubicado el lugar de emplazamiento del puente, y se ha realizado las mediciones respectivas en la zona para establecer la luz del puente que será de 30 metros.



Figura 2.7 Ubicación geográfica del puente

Fuente: (Google Earth, 2015)

- El ancho recomendado de carril de ciclovía en sentido unidireccional para que un ciclista se desplace con comodidad es de 1.50 m, por lo tanto se dispondrá de dos carriles, uno en cada sentido.
- El ancho de carril será de 3.6 m, por lo que el ancho total de calzada será de 7.2 m.
- El ancho de acera será de 1.2 m con una altura de 0.2 m y con un ancho de baranda de 0.3 m.
- El ancho total del puente será de 12.60 m.
- La separación entre vigas recomendada es de 2 m, por lo que serán 6 vigas con voladizos de 1.3 m.
- La norma AASHTO especifica que la altura mínima para losas es de 17.5 cm, por lo tanto, se asume de 20 cm.
- El coeficiente de incremento por carga dinámica será de 1.33

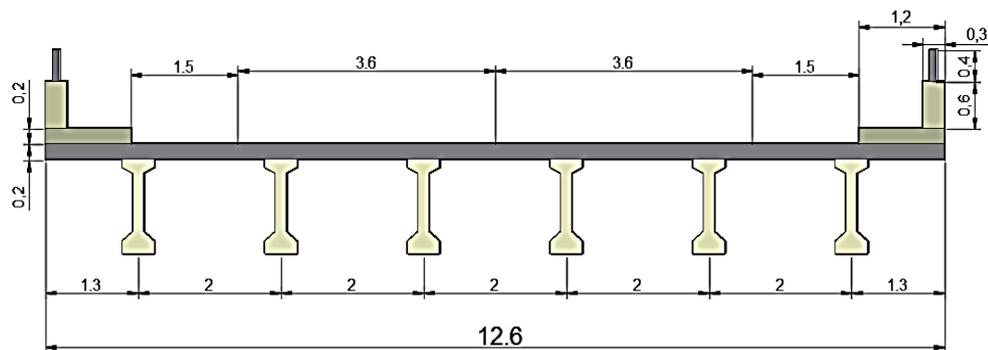


Figura 2.8 Sección transversal de la superestructura del puente

Fuente: (Autores, 2016)

A continuación se detallará las cargas utilizadas para el análisis de momentos; la combinación de cargas establecida es la de Resistencia I:

$$M_u = 1.25DC + 1.5DW + 1.75(LL + IM)$$

$$V_u = 1.25DC + 1.5DW + 1.75(LL + IM)$$

Cálculo de solicitaciones

Para calcular tanto los cortantes como los momentos máximos, se usaron hojas de cálculo propias realizadas en *Microsoft Excel* para posteriormente realizar el diseño respectivo.

Tabla 2.9 Datos iniciales del puente

Ancho Puente	12.6	m
# Vigas	6	
Volados	1.30	m

Fuente: (Autores, 2016)

Se procederá a realizar un análisis estructural, tanto para las vigas I de pretensado como para las vigas I de acero, por lo tanto las secciones tentativas para el análisis serán:

Viga I Pretensada:

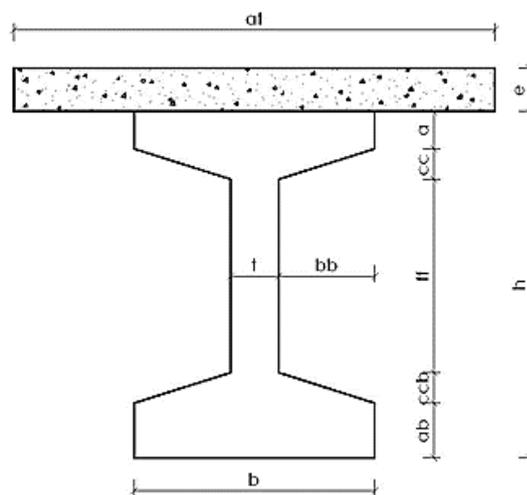


Figura 2.9 Características geométricas de la viga I pretensada

Fuente: (Autores, 2016)

Tabla 2.10 Características geométricas de la viga I pretensada

Ancho "b" en parte superior	47.5	cm
Ancho "ba" en parte inferior	47.5	cm
Peralte h	135	cm
Altura patín superior "a"	20	cm
Altura resto de patín superior "cc"	7.5	cm
Altura patín inferior "ab"	20	cm
Altura resto de patín inferior "ccb"	12.5	cm
Altura "ff"	75	cm
Ancho alma "t"	17.5	cm
"bb"	15	cm
"bba"	15	cm
Espesor losa fundida <u>insitu</u> "e"	20	cm
Ancho losa fundida <u>insitu</u> sobre viga "at"	200	cm
Luz de viga en metros "l" para cálculo	30	m

Fuente: (Autores, 2016)

DATOS PUENTE

L	=	30	m	Luz de cálculo del puente
S	=	2	m	Separación de vigas
IM	=	1.33		Factor de impacto
f'c viga	=	400	Kg/cm2	Resistencia compresión viga
f'c losa	=	280	Kg/cm2	Resistencia compresión losa
Ec viga	=	302000	Kg/cm2	Módulo elasticidad viga
Ec losa	=	252671.33	Kg/cm2	Módulo elasticidad losa
e asfalto	=	5	cm	Espesor del pavimento

CAPA DE RODADURA	
Tipo	Peso específico (Kg/m³)
Pavimento rígido	2400
Pavimento flexible	2250

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN				
A	=	3862.50	cm2	Área
cG inf	=	66.71	cm	Centro gravedad desde borde inferior
cG sup	=	68.29	cm	Centro gravedad desde borde superior
Z inf	=	122550.54	cm3	Módulo sección desde borde inferior
Z sup	=	119704.92	cm3	Módulo sección desde borde superior
r2	=	2116.50	cm2	Radio de giro al cuadrado
I	=	8174993.68	cm4	Inercia

n	=	1.20		Relación entre módulos elasticidad viga y losa
Kg	=	38069525	cm4	Parámetro de rigidez longitudinal
ts	=	20	cm	Espesor losa de puente

Figura 2.10 Datos del puente en pretensado

Fuente: (Autores, 2016)

Aplicando las fórmulas de distribución de sobrecargas para momento y cortante según las tablas de la AASHTO, se obtiene:

DISTRIBUCIÓN DE SOBRECARGAS POR CARRIL PARA MOMENTO EN VIGAS INTERIORES				
Caso 1 carril cargado		Caso 2 o más carriles cargados		
g	= 0.40	Factor de distribución	g = 0.56	Factor de distribución
g	= 0.56	Factor de distribución		
DISTRIBUCIÓN DE SOBRECARGAS POR CARRIL PARA CORTANTE EN VIGAS INTERIORES				
Caso 1 carril cargado		Caso 2 o más carriles cargados		
g	= 0.62	Factor de distribución	g = 0.72	Factor de distribución
g	= 0.72	Factor de distribución		

Figura 2.11 Cálculo de factores de sobrecarga por carril para momento y cortante para viga pretensada

Fuente: (Autores, 2016)

Nota: Se analizó mediante las fórmulas de vigas interiores tanto para momento y cortante, ya que estas cargarán los pesos más desfavorables que son los del tráfico vehicular.

1RA HIPÓTESIS: CAMIÓN DE DISEÑO + CARGA DE CARRIL

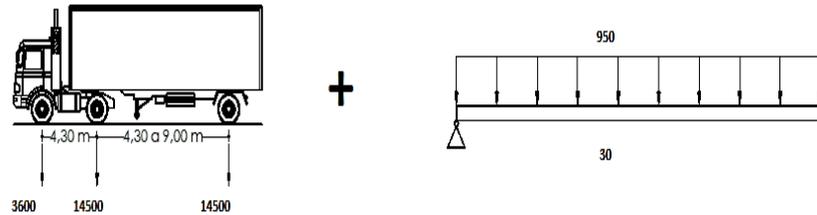
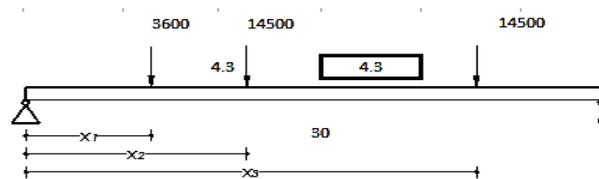


Figura 2.12 Primera hipótesis de carga

Fuente: (Autores, 2016)

Mediante el teorema de Barré; se colocaron las cargas en las posiciones más críticas en dependencia de la separación entre los ejes traseros del camión de diseño para obtener los momentos máximos; así también se obtuvo los cortantes máximos, los cuales se darán cuando el eje trasero del camión se ubique directamente encima del apoyo derecho:

A. Camión de Diseño (Carga Puntual):



Zona crítica				
x	=	1.44	m	Distancia entre la resultante y la carga central
Lx	=	14.28	m	Abscisa de máximo momento
x1	=	9.98	m	Distancia a la 1ra carga
x2	=	14.28	m	Distancia a la 2da carga
x3	=	18.58	m	Distancia a la 3ra carga
Ri	=	15518.83	Kg	Reacción apoyo izquierdo
Rd	=	17081.17	Kg	Reacción apoyo derecho
Mx	=	206146.55	Kg m	Momento máximo (en Lx)
RIZ	=	3110.33	Kg	Reacción apoyo izquierdo (camión sobre un apoyo)
RDE	=	29489.67	Kg	Reacción apoyo derecho (camión sobre un apoyo)

Figura 2.13 Primera posición del camión de diseño

Fuente: (Autores, 2016)

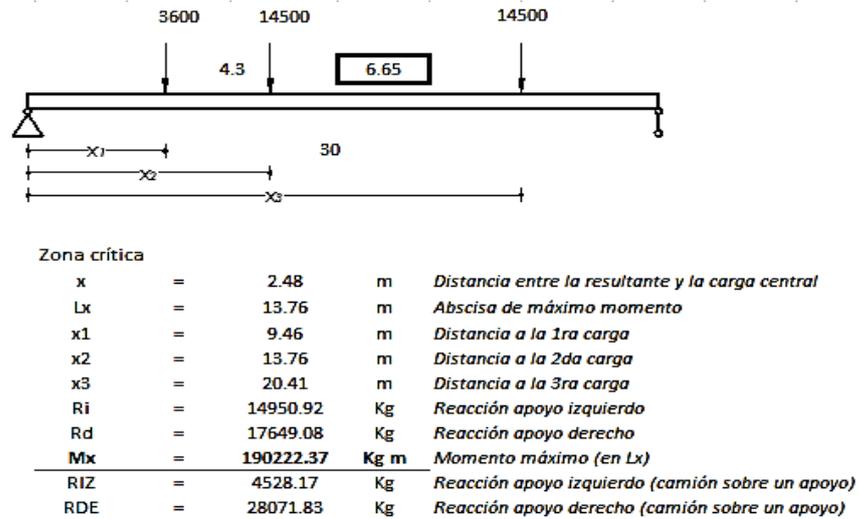


Figura 2.14 Segunda posición del camión de diseño

Fuente: (Autores, 2016)

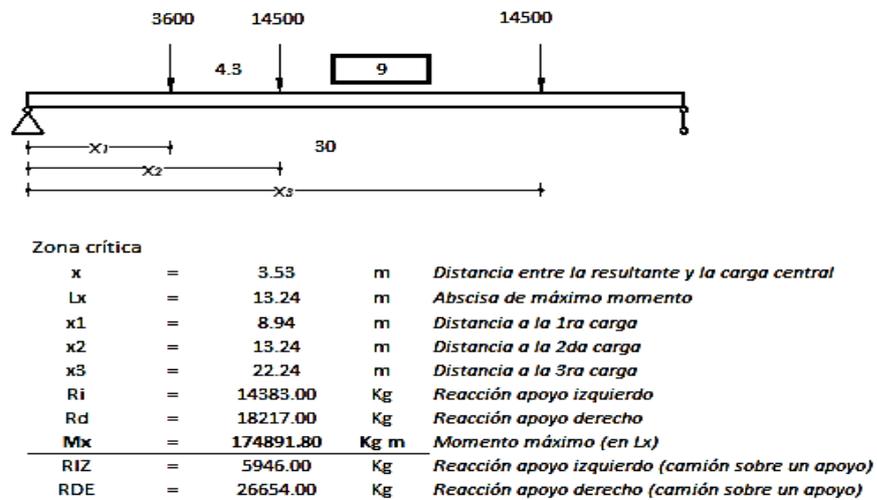


Figura 2.15 Tercera posición del camión de diseño

Fuente: (Autores, 2016)

Por lo tanto, se escoge la posición que provoque el mayor momento y cortante; en este caso será la de distancia más corta entre los ejes traseros del camión de diseño. Es decir, la primera posición:

$$M1 = 206146.55 \text{ kg.m}$$

$$V1 = 29489.67 \text{ kg}$$

B. Carril de Carga (Carga Distribuida):

$$M2 = qL^2/8 = (950 \times 30^2)/8 = 106875 \text{ kg.m}$$

$$V2 = qL/2 = (950 \times 30)/2 = 14250 \text{ kg}$$

C. Total:

$$M(LL+IM) = (206146.55 \times 1.33) + 106875 = 381049.92 \text{ kg.m (Momento en 3 m de ancho)}$$

$$M(LL+IM) = (381049.92 \times 0.56) = 214350.39 \text{ kg.m (Momento en cada viga interior)}$$

$$V(LL+IM) = (29489.67 \times 1.33) + 14250 = 53471.26 \text{ kg (Cortante en 3 m de ancho)}$$

$$V(LL+IM) = (53471.26 \times 0.72) = 38532.35 \text{ kg (Cortante en cada viga interior)}$$

2DA HIPÓTESIS: TÁNDEM DE DISEÑO + CARGA DE CARRIL

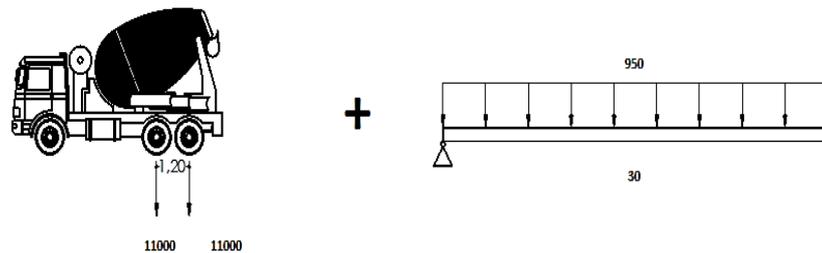
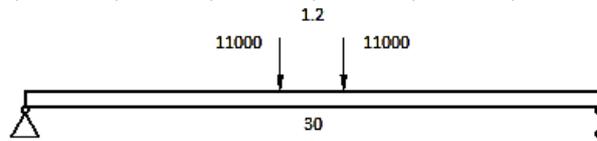


Figura 2.16 Segunda hipótesis de carga

Fuente: (Autores, 2016)

A. Tándem de Diseño (Carga Puntual):



Zona crítica			
x	=	0.6	m <i>Distancia entre la resultante y la carga central</i>
Lx	=	14.70	m <i>Abscisa de máximo momento</i>
x1	=	14.70	m <i>Distancia a la 1ra carga</i>
x2	=	15.90	m <i>Distancia a la 2da carga</i>
Ri	=	11220.00	Kg <i>Reacción apoyo izquierdo</i>
Rd	=	10780.00	Kg <i>Reacción apoyo derecho</i>
Mx	=	164934.00	Kg m <i>Momento máximo (en Lx)</i>
RIZ	=	440.00	Kg <i>Reacción apoyo izquierdo (camión sobre un apoyo)</i>
RDE	=	21560.00	Kg <i>Reacción apoyo derecho (camión sobre un apoyo)</i>

Figura 2.17 Posición del tándem de diseño

Fuente: (Autores, 2016)

Donde:

$$M1 = 164934 \text{ kg.m}$$

$$V1 = 21560 \text{ kg}$$

B. Carril de Carga (Carga Distribuida):

$$M2 = qL^2/8 = (950 \times 30^2)/8 = 106875 \text{ kg.m}$$

$$V2 = qL/2 = (950 \times 30)/2 = 14250 \text{ kg}$$

C. Total:

$$M(LL+IM) = (164934 \times 1.33) + 106875 = 326237.22 \text{ kg.m (Momento en 3 m de ancho)}$$

$$M(LL+IM) = (326237.22 \times 0.56) = 183516.84 \text{ kg.m (Momento en cada viga interior)}$$

$$V(LL+IM)=(21560 \times 1.33)+14250= 42924.80 \text{ kg (Cortante en 3 m de ancho)}$$

$$V(LL+IM)=(42924.80 \times 0.72)= 30932.38 \text{ kg (Cortante en cada viga interior)}$$

Por lo tanto se debe escoger el mayor momento y cortante entre las dos hipótesis de carga:

$$\mathbf{M(LL+IM)= 214350.39 \text{ kg.m (Momento por sobrecarga vehicular)}}$$

$$\mathbf{V(LL+IM)= 38532.35 \text{ kg (Cortante por sobrecarga vehicular)}}$$

Adicionalmente se deben obtener los momentos y cortantes por peso propio (viga + losa) y debido a la capa de rodadura (pavimento flexible):

$$M(DC)= [(2 \times 0.20 \text{ m}) + (0.38625 \text{ m}^2)] \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times (30 \text{ m})^2 / 8 = 212287.5 \text{ kg.m}$$

(Momento por peso propio)

$$M(DW)= (0.05 \text{ m} \times 2 \text{ m} \times 2250 \text{ kg/m}^3 \times 30 \text{ m}^2) / 8 = 25312.5 \text{ kg.m (Momento por capa de rodadura)}$$

$$V(DC)= [(2 \times 0.20 \text{ m}) + 0.38625 \text{ m}^2] \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 30 \text{ m} / 2 = 28305 \text{ kg (Cortante por peso propio)}$$

$$V(DW)= (0.05 \text{ m} \times 2 \text{ m} \times 2250 \text{ kg/m}^3 \times 30 \text{ m}) / 2 = 3375 \text{ kg (Cortante por capa de rodadura)}$$

Aplicando la combinación de carga Resistencia 1:

$$M_u, V_u = 1.25DC + 1.5DW + 1.75(LL+IM)$$

$$\mathbf{M_u = (1.25 \times 212287.5) + (1.5 \times 25312.5) + (1.75 \times 214350.39) = 678441.31 \text{ kg.m}}$$

(Momento de diseño)

$$\mathbf{V_u = (1.25 \times 28305) + (1.5 \times 3375) + (1.75 \times 38532.35) = 107875.36 \text{ kg (Cortante de diseño)}}$$

2.3.1 Diseño de viga I pretensada

Tabla 2.11 Características del hormigón pretensado

MATERIAL ES	kg/cm ²	
$f'c$ H°P°	400	Resistencia Hormigón Pretensado
$f'ci$	360	Resistencia Hormigón al momento de cortar los cables
fpu	19000	Resistencia a la rotura del torón de pretensado
fpy	17000	Límite de fluencia del torón de pretensado
$fpi = 0.75 fpu$	14250	Tensión inicial en el torón, usualmente 0,75 de fpu
fpe	10973	Tensión efectiva final en torones, luego de pérdidas. Tomamos: $0.77 \times fpi$ (23% perdidas)
$f'c$ H°A°	280	Resistencia Hormigón losa fundida insitu
Ec H.P	302000	Módulo de elasticidad del H.P. usualmente $15100 \sqrt{f'c}$
Ec H.A	252671	Módulo de elasticidad del H.A. usualmente $15100 \sqrt{f'c}$
n	0.837	Relación de los módulos de elasticidad (Ec H.A / Ec H.P)
fy	4200	Límite de fluencia de hierro corrugado
Ep	2000000	Módulo de elasticidad del acero de preesfuerzo

Fuente: (Autores, 2016)

Características geométricas de la viga

Tabla 2.12 Cálculo de características de la viga I pretensada

Área	3,862.50	cm ²
Peso propio	927.00	Kg/ml
Peso total de la viga	27,810.00	Kg.
Centro de gravedad desde parte inferior	66.71	cm
Distancia del C.G. a la fibra sup.	68.29	cm
Inercia	8,174,994	cm ⁴
Radio de giro al cuadrado "r"	2116.50	cm ²
Excentricidad "Exc"	42.47	cm
Módulo resistente "St"	119,705	cm ³ .
Módulo resistente "Sb"	122,551	cm ³ .

Fuente: (Autores, 2016)

Se asume una cantidad y secciones de acero que contendrá la viga I pretensada:

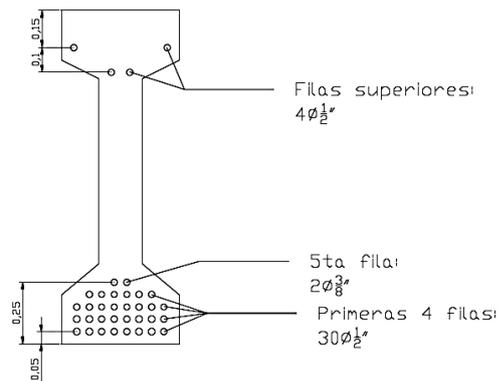


Figura 2.18 Refuerzo longitudinal de la viga I pretensada

Fuente: (Autores, 2016)

Tabla 2.13 Tensado de cables en la viga I pretensada

Área total de torones	34.66	cm ²
Fuerza de tensado inicial “Pi” (fpi x área torones)	501694	kg
Fuerza de tensado efectiva “Pef” (fpe x área torones)	386304	kg

Fuente: (Autores, 2016)

1. Condiciones iniciales al cortar el cable:

$$\text{Momento por peso propio} = 927 \frac{\text{kg}}{\text{ml}} \times \frac{(30 \text{ m})^2}{8} = 104287.5 \text{ kg.m}$$

Tabla 2.14 Tensiones en el centro y los extremos de la luz

1.2 Tensiones en los extremos (apoyos de la viga) kg./cm ² :				
Fatiga en la parte superior ft	47.74	Norma max.	30.36	NO CUMPLE
Fatiga en la parte inferior fb	-299.39	Norma max.	-252.00	NO CUMPLE
1.1 Tensiones en el centro de la luz, kg/cm ² :				
Fatiga en la parte superior ft	-39.38	Norma max.	15.18	cumple
Fatiga en la parte inferior fb	-214.29	Norma max.	-216	cumple

Fuente: (Autores, 2016)

Se puede observar que las fatigas en los extremos del elemento no cumplen, por lo que se optará como solución el forrado de cables; por lo tanto se forrarán 2 cables en cada fila, en las primeras 4 filas, así:

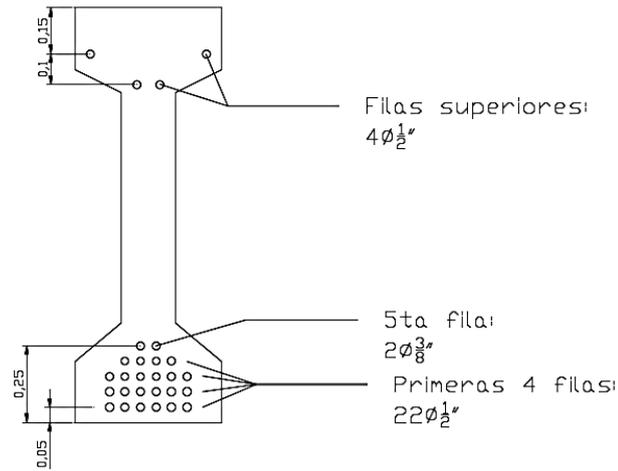


Figura 2.19 Viga I pretensada con cables forrados

Fuente: (Autores, 2016)

Por lo tanto, calculando nuevamente las fatigas en los extremos de la viga obtendremos:

Tabla 2.15 Tensiones en los extremos de la luz

1.2 Tensiones en los extremos (apoyos de la viga) kg./cm ² :				
Fatiga en la parte superior ft	25.91	Norma max.	30.36	cumple
Fatiga en la parte inferior fb	-220.48	Norma max.	-252.00	cumple

Fuente: (Autores, 2016)

2. Condiciones al momento de colocar la losa superior como carga:

$$\begin{aligned}
 \text{Momento debido a la losa} &= 2 \text{ m} \times 0.2 \text{ m} \times 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times \frac{(30 \text{ m})^2}{8} \\
 &= 108000 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

Tabla 2.16 Tensiones en el centro de la luz al momento de colocar la losa

2.1 Tensiones en el centro de la luz kg/cm ² :				
Fatiga en la parte superior ft	-140.59	Norma max.	-216	cumple
Fatiga en la parte inferior fb	-57.30	Norma max.	-216	cumple

Fuente: (Autores, 2016)

Características geométricas como sección compuesta (viga + losa)

Tabla 2.17 Características geométricas de la sección compuesta

Área	7,209.14	cm ²	Ancho de losa superior modificada por distintos módulos de elasticidad de los 2 hormigones, para cálculo de propiedades.
Peso	1,887.00	Kg/ml	Peso propio viga I y losa superior
Centro de gravedad	103.05	cm	
Distancia del C.G. a la fibra sup. de losa	51.95	cm	
Inercia	19,277,583	cm ⁴	
Radio de giro al cuadrado	2,674.05	cm ²	
Exentricidad	78.91	cm	
Módulo resistente St	371,097	cm ³ .	En la fibra superior de la losa fundida in situ
Módulo resistente Stc	603,412	cm ³ .	En la fibra superior de la viga I pretensada
Módulo resistente Sb	187,066	cm ³ .	En la fibra inferior de la losa pretensada
Momento de trabajo por carga viva	214,350	kg.-m	Actuando en la viga.

Fuente: (Autores, 2016)

3. Diseño por ultima resistencia

Tabla 2.18 Datos de diseño por resistencia última

Momento último de diseño	678441 kg.m
Factor ϕ para flexión	0.9
Resistencia ultima de cálculo $f^{\prime}c$	400 kg/cm ²
γ_p (para aceros de baja relajación)	0.28
Distancia al centro de gravedad del acero adicional (medido desde la parte inferior) d^2	5 cm
Relación de los módulos de elasticidad n	0.837
Distancia al centro de gravedad de los torones (desde la parte inferior de la viga) d^1	24.15 cm

Fuente: (Autores, 2016)

$$\text{Momento de diseño} = \frac{Mu}{\phi} = \frac{678441}{0.9} = 753824 \text{ kg.m}$$

Cálculo de β_1 :

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \times \frac{400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} - 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{70 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0.764$$

Cálculo de fps mediante la ecuación 5:

$$\begin{aligned} fps &= \left(19000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) \times \left(1 - \frac{0.28}{0.76}\right) \times \left(\frac{34.66 \text{ cm}^2}{7209.14 \text{ cm}^2} \times \frac{19000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}\right) \\ &= 17410 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Cálculo de a: (se disminuye el ancho de acuerdo a “n”)

$$a = \frac{34.66 \text{ cm}^2 \times 17410 \text{ kg/cm}^2}{0.85 \times 400 \text{ kg/cm}^2 \times 200 \times 0.837} = 10.61 \text{ cm}$$

Cálculo de c:

$$c = \frac{10.61 \text{ cm}}{0.764} = 13.88 \text{ cm}$$

***Por lo tanto trabaja como viga rectangular, es decir, el eje neutro está ubicado en el patín.**

Cálculo del momento nominal resistente mediante la ecuación 2.7:

$$M_n = \frac{34.66 \text{ cm}^2 \times \frac{17410 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \times \left(135 \text{ cm} + 20 \text{ cm} - 24.15 \text{ cm} - \frac{10.61 \text{ cm}}{2}\right)}{100}$$

$$= 757596 \text{ kg.m}$$

$$M_n = 757596 \text{ kg.m} > 753824 \text{ kg.m} \quad \therefore \text{Cumple}$$

Cálculo del momento de fisuración mediante la ecuación 2.9:

$$M_{cr} = \frac{2 \times \sqrt{400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \times 187066 \text{ cm}^3 + 380287 \text{ kg} \times \left(\frac{2674.05 \text{ cm}^2}{103.05 \text{ cm}} + 78.91 \text{ cm}\right)}{100}$$

$$= 473577 \text{ kg.m}$$

$$\frac{M_n}{M_{cr}} = \frac{757596 \text{ kg.m}}{473577 \text{ kg.m}} = 1.6$$

Según el ACI, el valor mínimo de M_n/M_{cr} debe ser de 1.2 para asegurar la ductilidad necesaria, por lo tanto:

$$\frac{Mn}{Mcr} = 1.6 > 1.2 \therefore \text{Cumple}$$

4. Diseño por cortante

Tabla 2.19 Datos de diseño por cortante

Factor ϕ para cortante	0.75
Factor por variación de propiedades mecánicas “ λ ”	1
Resistencia a la fluencia de estribos “ f_y ”	4200 kg/cm ²

Fuente: (Autores, 2016)

Para analizar la resistencia a cortante se considera la sección compuesta; puesto que tanto la losa como la viga utilizan hormigones de distinta resistencia, se hallarán las capacidades resistentes de cada una y se sumarán.

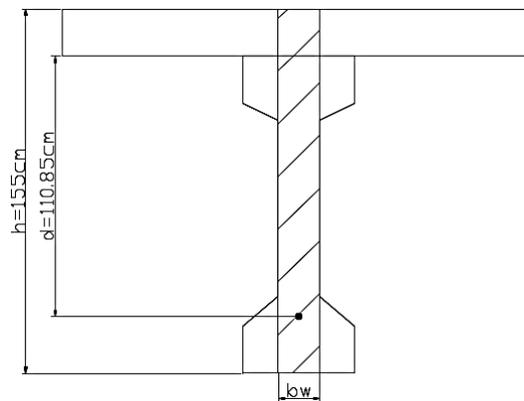


Figura 2.20 Sección resistente a cortante

Fuente: (Autores, 2016)

Para el diseño por cortante se analizarán 2 secciones distintas del elemento. Para esto se realizó una modelación de la viga en el programa sap2000, con el fin de obtener los momentos y cortantes en cada sección de análisis; de esta manera se obtiene distintas distribuciones para los estribos y así economizar el costo.

Las secciones estarán ubicadas de la siguiente manera:

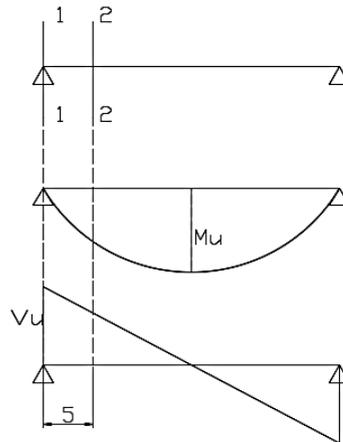


Figura 2.21 Secciones de análisis para cortante

Fuente: (Autores, 2016)

- **1ra Sección: en el apoyo de la viga**

Para esta sección se tomará el cortante último de diseño (máximo) obtenido en el cálculo de las solicitaciones, en el análisis estructural previamente realizado, el cual es muy aproximado al obtenido en la modelación en el programa sap2000. El momento se tomará a 30 cm del apoyo, caso contrario sería cero.

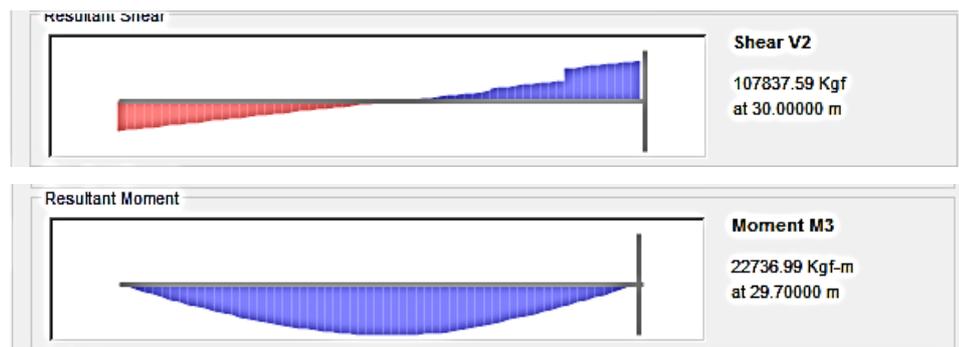


Figura 2.22 Momento y cortante en el apoyo

Fuente: (Autores, 2016)

$$\frac{Vu.d}{Mu} \leq 1 \rightarrow \frac{107875.36kg \times (135cm - 24.15cm)}{2273699kg.cm} = 5.26 \therefore \text{se toma } 1$$

$$\frac{Vu.d}{Mu} \leq 1 \rightarrow \frac{107875.36kg \times (20cm)}{2273699kg.cm} = 0.95$$

Mediante las ecuaciones 2.12 y 2.13 se obtiene:

$$Vc1 = \left(0.16 \times 1 \sqrt{\frac{400kg}{cm^2}} + 49 \times 1 \right) \times 17.5cm \times (135cm - 24.15cm)$$

$$= 101261.48 kg$$

$$Vc1 = \left(0.16 \times 1 \sqrt{\frac{280kg}{cm^2}} + 49 \times 0.95 \right) \times 17.5cm \times 20cm = 17229.56 kg$$

$$Vc1, Total = 118491.04 kg$$

$$Vc2 = 0.53 \times 1 \sqrt{400kg/cm^2} \times 17.5cm \times (135cm - 24.15cm) = 20562.68 kg$$

$$Vc2 = 0.53 \times 1 \sqrt{280kg/cm^2} \times 17.5cm \times 20cm = 3104.01 kg$$

$$Vc2, Total = 23666.69 kg$$

$$Vc3 = 1.33 \times 1 \sqrt{400kg/cm^2} \times 17.5cm \times (135cm - 24.15cm) = 51600.68 kg$$

$$Vc3 = 1.33 \times 1 \sqrt{280kg/cm^2} \times 17.5cm \times 20cm = 7789.3 kg$$

$$Vc3, Total = 59389.98 kg$$

De estos valores se escoge el intermedio en cuanto a su magnitud y se calcula la resistencia nominal a cortante, proporcionada por el refuerzo de cortante “Vs”, mediante las ecuaciones 2.14 y 2.15:

$$V_s = \frac{107875.36kg - 0.75 \times 59389.98kg}{0.75} = 84443.83 kg$$

$$V_{smax} = \left(2.2 \sqrt{\frac{400kg}{cm^2}} \times 17.5cm \times (135cm - 24.15cm) + 2.2 \sqrt{\frac{280kg}{cm^2}} \times 17.5cm \times 20cm \right) = 98239.06 kg$$

$$V_s < V_{smax} \therefore \text{cumple}$$

Por lo tanto se calcula el área de refuerzo por cortante, asumiendo una separación de estribos de 12.5 cm en el primer tramo (0 m – 5 m):

$$A_v = \frac{V_s \cdot s}{f_y \cdot d} = \frac{84443.83kg \times 12.5cm}{4200kg/cm^2 \times (155cm - 24.15cm)} = 1.92 cm^2$$

$$\text{Area de una rama de estribo} = \frac{1.92cm^2}{2} = 0.96 cm^2$$

\therefore se escoge estribos de $\phi 12mm$

La distribución del primer tramo será: $40\phi 12mm@12.5cm$ de 0 a 5 m.

- **2da Sección: a 5 m del apoyo**

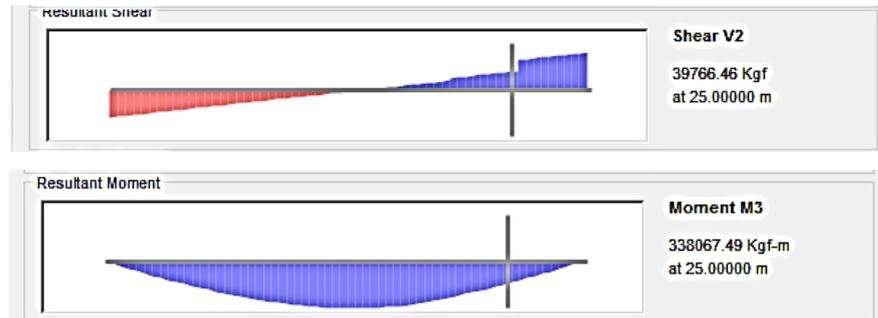


Figura 2.23 Momento y cortante a 5 metros del apoyo

Fuente: (Autores, 2016)

$$\frac{Vu \cdot d}{Mu} \leq 1 \rightarrow \frac{39766.46 \text{ kg} \times (135 \text{ cm} - 24.15 \text{ cm})}{338067.49 \text{ kg} \cdot \text{cm}} = 0.13$$

$$\frac{Vu \cdot d}{Mu} \leq 1 \rightarrow \frac{39766.46 \text{ kg} \times (20 \text{ cm})}{338067.49 \text{ kg} \cdot \text{cm}} = 0.024$$

$$Vc1 = \left(0.16 \times 1 \sqrt{\frac{400 \text{ kg}}{\text{cm}^2}} + 49 \times 0.13 \right) \times 17.5 \text{ cm} \times (135 \text{ cm} - 24.15 \text{ cm})$$

$$= 18564.6 \text{ kg}$$

$$Vc1 = \left(0.16 \times 1 \sqrt{\frac{280 \text{ kg}}{\text{cm}^2}} + 49 \times 0.024 \right) \times 17.5 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} = 1348.66 \text{ kg}$$

$$Vc1, \text{Total} = 19913.26 \text{ kg}$$

$$Vc2 = 0.53 \times 1 \sqrt{400 \text{ kg}/\text{cm}^2} \times 17.5 \text{ cm} \times (135 \text{ cm} - 24.15 \text{ cm}) = 20562.68 \text{ kg}$$

$$Vc2 = 0.53 \times 1 \sqrt{280 \text{ kg}/\text{cm}^2} \times 17.5 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} = 3104.01 \text{ kg}$$

$$V_{c2, Total} = 23666.69 \text{ kg}$$

$$V_{c3} = 1.33 \times 1 \sqrt{400 \text{ kg/cm}^2} \times 17.5 \text{ cm} \times (135 \text{ cm} - 24.15 \text{ cm}) = 51600.68 \text{ kg}$$

$$V_{c3} = 1.33 \times 1 \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} \times 17.5 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} = 7789.3 \text{ kg}$$

$$V_{c3, Total} = 59389.98 \text{ kg}$$

$$V_s = \frac{39766.46 \text{ kg} - 0.75 \times 23666.69 \text{ kg}}{0.75} = 29355.26 \text{ kg}$$

$$V_{smax} = 98239.06 \text{ kg}$$

$$V_s < V_{smax} \therefore \text{cumple}$$

Por lo tanto se calcula el área de refuerzo por cortante, asumiendo una separación de estribos de 15 cm en el segundo tramo (5 m – 15 m):

$$A_v = \frac{V_s \cdot s}{f_y \cdot d} = \frac{29355.26 \text{ kg} \times 15 \text{ cm}}{4200 \text{ kg/cm}^2 \times (155 \text{ cm} - 24.15 \text{ cm})} = 0.81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de una rama de estribo} = \frac{0.81 \text{ cm}^2}{2} = 0.41 \text{ cm}^2$$

\therefore se escoge estribos de $\phi 8 \text{ mm}$

La distribución del segundo tramo quedaría así: $67\phi 8 \text{ mm} @ 15 \text{ cm}$ de 5 a 15 m.

- **Acero mínimo por cortante**

Cálculo del refuerzo mínimo por cortante mediante las siguientes ecuaciones 2.16, 2.17 y 2.18:

$$A_{v, \min} = 0.2 \sqrt{400 \text{kg/cm}^2} \times \frac{17.5 \text{cm} \times 15 \text{cm}}{4200 \text{kg/cm}^2} = 0.25 \text{cm}^2$$

$$A_{v, \min} \geq \frac{3.5 \times 17.5 \text{cm} \times 15 \text{cm}}{4200 \text{kg/cm}^2} = 0.22 \text{cm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{v, \min} &\geq \frac{34.66 \text{cm}^2 \times \frac{19000 \text{kg}}{\text{cm}^2} \times 15 \text{cm}}{80 \times \frac{4200 \text{kg}}{\text{cm}^2} \times (135 \text{cm} - 24.15 \text{cm})} \sqrt{\frac{(135 \text{cm} - 24.15 \text{cm})}{17.5 \text{cm}}} \\ &= 0.67 \text{cm}^2 \end{aligned}$$

- **Cortante horizontal**

$$\text{Cortante de diseño} = \frac{V_u}{\phi} = \frac{107875.36 \text{kg}}{0.75} = 143833.8 \text{kg}$$

Resistencia cortante nominal horizontal del hormigón “Vnh”:

$$V_{nh} = 5.5 \text{kg/cm}^2 \times 47.5 \text{cm} \times (155 \text{cm} - 24.15 \text{cm}) = 34184.56 \text{kg}$$

$$34184.56 \text{kg} < 143833.8 \text{kg} \therefore \text{se necesitan estribos}$$

Cálculo de la resistencia al cortante horizontal con estribos del alma pasados y superficie de contacto rugosa “Vnh”, mediante las ecuaciones 2.21 y 2.22:

$$\begin{aligned} V_{nh} &= \left(18 + 0.6 \times \frac{1.92 \text{cm}^2}{47.5 \text{cm} \times 12.5 \text{cm}} \times \frac{4200 \text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \times 1 \times 47.5 \text{cm} \times (155 \text{cm} \\ &\quad - 24.15 \text{cm}) = 162525.12 \text{kg} \end{aligned}$$

$$Vnh \leq \frac{35kg}{cm^2} \times 47.5cm \times (155cm - 24.15cm) = 217538.13 kg$$

$$Vnh = 162525.12 kg < 217538.13 kg \therefore \text{cumple}$$

Por lo tanto se deben dejar pasados los estribos del alma 10 cm por encima de la viga, para que sirvan como conectores entre esta y la losa. Así mismo se debe asegurar una superficie limpia y libre de lechada, con una rugosidad intencionalmente realizada de aproximadamente 6 milímetros de amplitud.

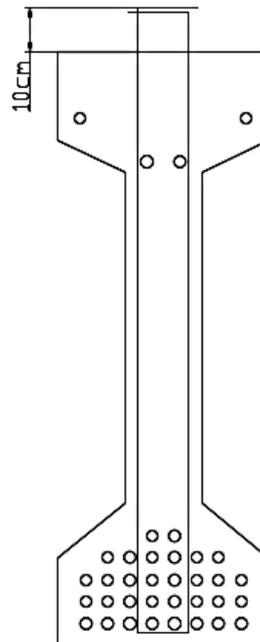


Figura 2.24 Sección transversal de la viga I pretensada con estribos pasados

Fuente: (Autores, 2016)

Contra flecha y deflexión

Para el cálculo de las deflexiones se debe considerar la sección compuesta y para la contra flecha solamente la viga. Cabe mencionar que las cargas vivas no se mayoran para efectos de deflexión. Mediante la ecuación 2.23 obtenemos:

$$\text{Contra flecha} = \frac{P_i.e.L^2}{8.E.I} = \frac{493879kg \times 42.56cm \times (3000cm)^2}{8 \times 302000kg/cm^2 \times 8174994cm^4} = 9.58 \text{ cm } \uparrow$$

Para calcular la deflexión debido a la carga del camión se utilizó el programa sap2000, dando como resultado:

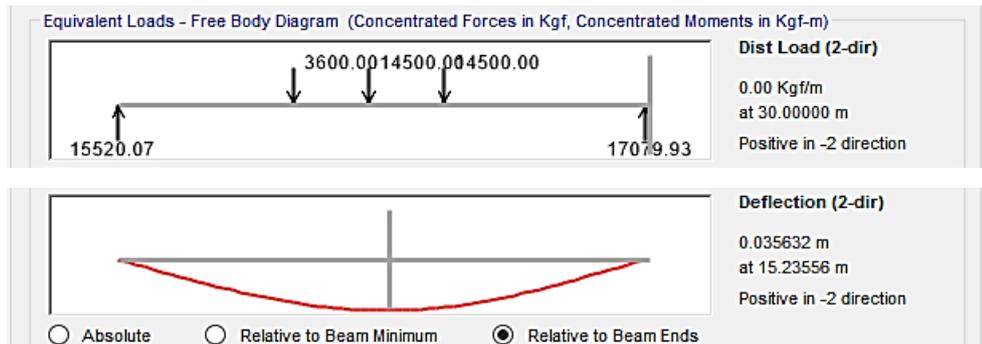


Figura 2.25 Deflexión debido a la carga del camión de diseño

Fuente: (Autores, 2016)

$$\Delta (\text{camion}) = 3.56 \text{ cm } \downarrow$$

A esta se le debe añadir la deflexión de las cargas distribuidas que se calculará mediante la ecuación 2.24:

$$w = 2.25kg/cm^2(\text{asfalto}) + 9.6kg/cm^2(\text{losa}) + 9.27kg/cm^2(\text{viga}) + 9.5kg/cm^2(\text{viva})$$

$$w = 30.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta(\text{cargas uniformes}) = \frac{5 \times 30.62kg/cm^2 \times 3000cm^4}{384 \times 252671kg/cm^2 \times 19277583cm^4} = 6.63 \text{ cm } \downarrow$$

$$\Delta_{max} = 3.56 \text{ cm} + 6.63 \text{ cm} = 10.19 \text{ cm } \downarrow$$

$$\Delta_{\text{permisible(AASHTO)}} = \frac{L}{800} = \frac{3000\text{cm}}{800} = 3.75\text{ cm} \downarrow$$

$$\Delta_{\text{Total final}} = 10.19\text{ cm} - 9.58\text{ cm} = 0.61\text{ cm} \downarrow$$

$$0.61\text{ cm} < 3.75\text{ cm} \therefore \text{cumple}$$

2.4 Cálculo de las solicitaciones máximas en viga de acero

La viga “I” de acero llevará una placa de refuerzo a 9 metros de cada apoyo, es decir en los 12 metros centrales de la viga, tanto en su parte superior como inferior.

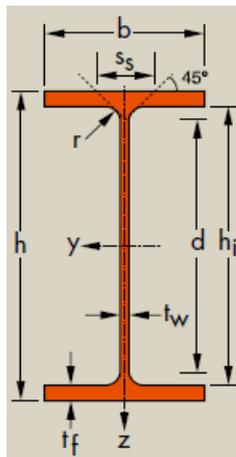


Figura 2.26 Características geométricas de la viga I de acero

Fuente: (ArcelorMittal, 2015)

Tabla 2.20 Características geométricas de la viga I de acero

Ancho "b"	41	cm
Peralte h	150	cm
Espesor alas "t"	3	cm
Espesor alma "tw"	3	cm
Ancho placa	41	cm
Espesor placa	2.5	cm
Longitud placa	12	m

Fuente: (Autores, 2016)

El análisis estructural de la viga I de acero es exactamente el mismo que para la viga I pretensada, solo cambiará el momento debido al peso propio de la viga y los coeficientes de distribución de sobrecargas que se muestra a continuación:

DISTRIBUCIÓN DE SOBRECARGAS POR CARRIL PARA MOMENTO EN VIGAS INTERIORES						
Caso 1 carril cargado			Caso 2 o más carriles cargados			
g	=	0.42	Factor de distribución	g	= 0.58	Factor de distribución
g	=	0.58	Factor de distribución			
DISTRIBUCIÓN DE SOBRECARGAS POR CARRIL PARA CORTANTE EN VIGAS INTERIORES						
Caso 1 carril cargado			Caso 2 o más carriles cargados			
g	=	0.62	Factor de distribución	g	= 0.72	Factor de distribución
g	=	0.72	Factor de distribución			

Figura 2.27 Cálculo de factores de sobrecarga por carril para momento y cortante para viga de acero

Fuente: (Autores, 2016)

Por lo tanto los resultados son:

M(LL+IM)= 217483.01 kg.m (Momento por sobrecarga vehicular)

V(LL+IM)= 38532.35 kg (Cortante por sobrecarga vehicular)

Adicionalmente, los momentos y cortantes por peso propio son:

$$\text{Peso placa refuerzo} = 0.025\text{m} \times 0.41\text{m} \times 2 \times 7850\text{kg/m}^3 = 160.93 \text{ kg/m}$$

$$M(\text{placa de refuerzo}) = \left[\left(\frac{160.93\text{kg/m} \times 12\text{m}}{2 \times 30\text{m}} \right) \times (2 \times 9\text{m} + 12\text{m}) \right] \times 15\text{m} - \left[\frac{160.93\text{kg/m}}{2} \times (15\text{m} - 9\text{m})^2 \right] = 11586.96 \text{ kg.m}$$

$$M(\text{DC}) = \left\{ [(2\text{m} \times 0.20\text{m}) \times 2400\text{kg/m}^3 + (0.0678\text{m}^2) \times 7850\text{kg/m}^3] \times (30\text{m})^2 / 8 \right\} + 11586.96\text{kg.m} = 179462.84 \text{ kg.m (Momento por peso propio)}$$

$$V(\text{DC}) = [(2\text{m} \times 0.20\text{m}) \times 2400\text{kg/m}^3 + (0.0678\text{m}^2 \times 7850\text{kg/m}^3) + 160.93\text{kg/m}] \times 30\text{m} / 2 = 24797.4 \text{ kg (Cortante por peso propio)}$$

Aplicando la combinación de carga Resistencia 1:
 $M_u, V_u = 1.25\text{DC} + 1.5\text{DW} + 1.75(\text{LL} + \text{IM})$

$$M_u = (1.25 \times 179462.84) + (1.5 \times 25312.5) + (1.75 \times 221383.81) = 649718.96 \text{ kg.m (Momento de diseño)}$$

$$V_u = (1.25 \times 24797.4) + (1.5 \times 3375) + (1.75 \times 38532.35) = 103490.77 \text{ kg (Cortante de diseño)}$$

2.4.1 Diseño de la viga de acero base

Se utilizará una viga base en la parte externa a 9 m de cada apoyo para economizar el anteproyecto.

Datos del perfil de acero

Tabla 2.21 Datos perfil de acero

I _x (cm ⁴)	2075634	F _y (MPa)	352
I _y (cm ⁴)	34785	E (MPa)	200000
A (cm ²)	678	r _y (cm)	7.16
d (cm)	150	t _w (cm)	3
t _f (cm)	3	b _f (cm)	41
h (cm)	144		

Fuente: (Autores, 2016)

Nota: Debido a que se necesitó un gran peralte de la viga para que cumpla los efectos de momento y deflexión, se optó por una alternativa de utilizar una viga construida.

Datos de la losa de hormigón armado

Tabla 2.22 Datos de la losa de hormigón armado

b _e (cm)	200	t (cm)	20
f _c (kg/cm ²)	280		

Fuente: (Autores, 2016)

Momento y Cortante Último

Tabla 2.23 Momento y cortante último en la sección a los 9 metros

Mu (kg m)	495796.82
Vu (kg)	103490.77

Fuente: (Autores, 2016)

Para el cálculo del momento a los 9 m se utilizó el programa SAP 2000:

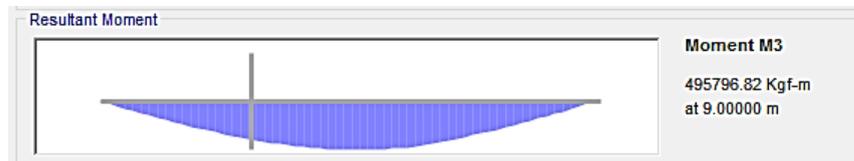


Figura 2.28 Momento a los 9 metros

Fuente: (Autores, 2016)

Se debe garantizar la plastificación total del acero, por lo que se debe cumplir que $L_b \leq L_p$. L_p se calculó mediante la ecuación 2.30:

$$L_p = 1.76 \times 7.16 \times \sqrt{\frac{200000}{352}} = 300.5 \text{ cm}$$

Por lo tanto, para garantizar que se cumpla lo anteriormente mencionado se deberá colocar riostras cada 3 m a lo largo del eje longitudinal de la viga.

$L_b = 3 \text{ m} < L_p = 3.005 \text{ m}$ (Así se puede diseñar mediante momento plástico).

Para dimensionar las riostras nos basaremos en experiencias de proyectos previos, por lo que se ocupará un perfil tipo ángulo de 150 x 100 x 4 mm, y su construcción se lo realizará en forma de “X” formadas por 2 doble ángulo.

Las riostras irán unidas a placas de 12 x 12 cm unidas al alma:

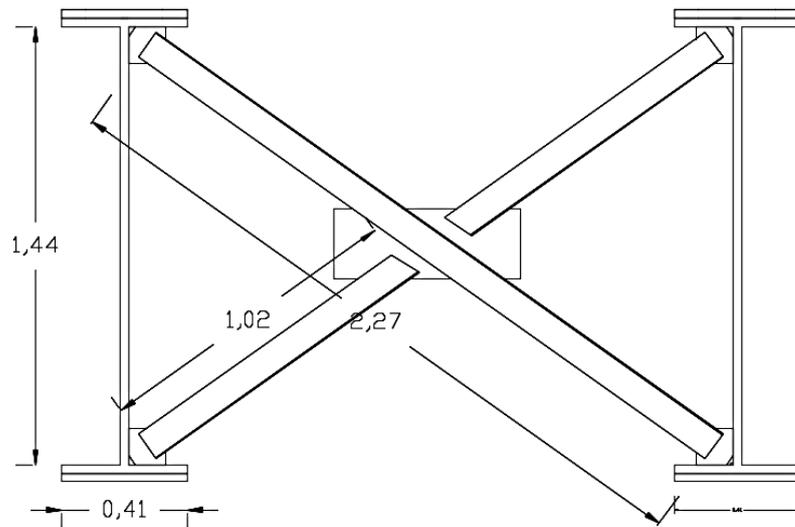


Figura 2.29 Riostras y rigidizadores

Fuente: (Autores, 2016)

Chequeo de esbeltez del patín:

$\lambda_p =$	7.2	\geq	$\lambda_{ala} =$	6.83	Cumple
---------------	-----	--------	-------------------	------	--------

Chequeo de esbeltez del alma:

$\lambda_a =$	58.4	\geq	$\lambda_{alma} =$	48	Cumple
---------------	------	--------	--------------------	----	--------

Ancho efectivo:

1. $B = \frac{1}{8} \times 300 = 3.75 \text{ m}$
2. $B = 1 \text{ m}$
3. $B = 1.3 \text{ m}$

***Por lo tanto se escoge la opción 2 debido a que es la menor de las opciones.**

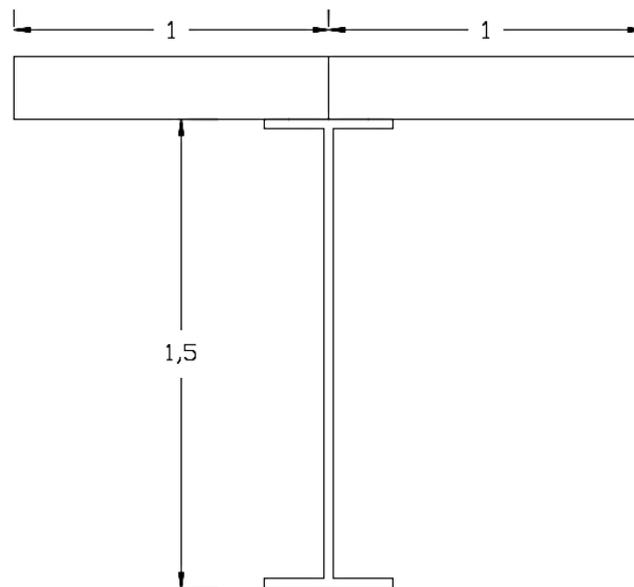


Figura 2.30 Ancho efectivo de la viga I de acero

Fuente: (Autores, 2016)

M_p calculado como una viga compuesta:

Para empezar el cálculo del momento se debe empezar por encontrar el bloque de esfuerzos (McCormac & Csernak, 2012, pág. 573 cap 16)

$$a = \frac{678 \times 3520}{0.85 \times 280 \times 200} = 50.14 \text{ cm}$$

Por lo tanto como $a > e = 20 \text{ cm}$ el eje neutro plástico (PNA) recaerá en la sección de acero.

A continuación, se procederá a encontrar si PNA está en el patín o en alma; para poder encontrar la posición real de PNA se supondrá que el mismo se encuentra en la base del patín.

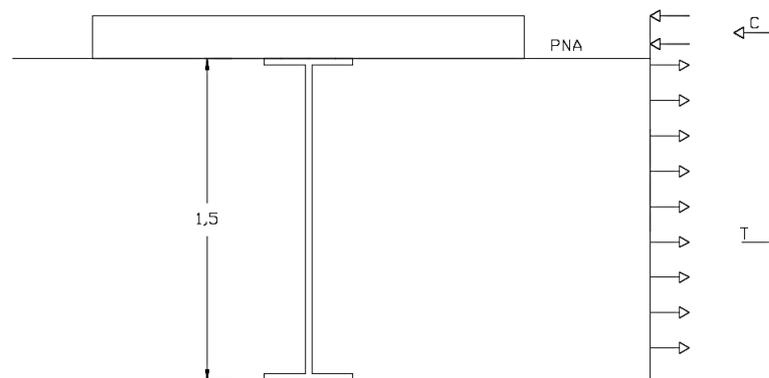


Figura 2.31 Posición de eje neutro en viga compuesta de acero

Fuente: (Autores, 2016)

C y T se calcularon mediante las siguientes ecuaciones

(McCormac & Csernak, 2012, pág. 576 cap 16):

$$C = 0.85 \times 280 \times 200 \times 20 + 3520 \times 3 \times 41 = 1384960 \text{ kg}$$

$$T = 3520 (678 - (41 \times 3)) = 1953600 \text{ kg}$$

Como $T > C$ el PNA se encuentra en la alma y se procederá a calcular su ubicación exacta partiendo que la distancia “y” se medirá desde la parte superior del patín, según (McCormac & Csernak, 2012, pág. 576 cap 16):

$$y = \frac{3520 \times 678 - 0.85 \times 280 \times 200 \times 20}{2 \times 3520 \times 41} = 4.97 \text{ cm}$$

Entonces tenemos que el eje neutro plástico se encuentra a 145.03 cm de la base del perfil.

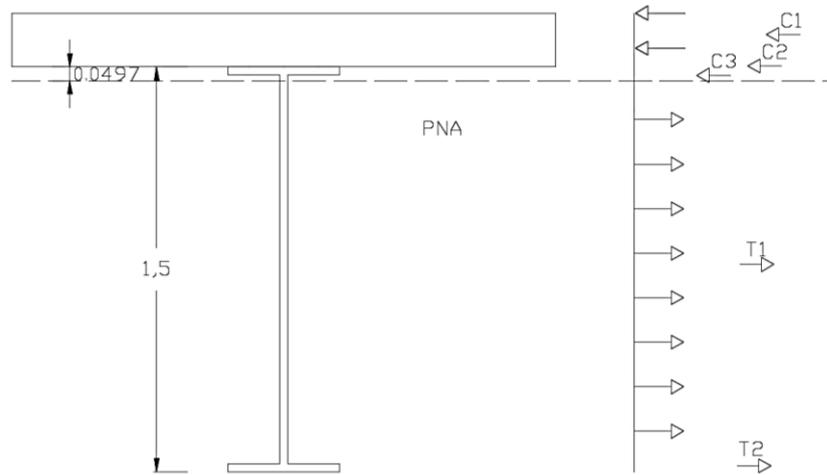


Figura 2.32 Eje neutro en el alma de la viga compuesta de acero

Fuente: (Autores, 2016)

Para obtener la capacidad por momento plástico de la sección, se debe realizar una sumatoria de momentos respecto al eje neutro plástico (PNA)

$$C1 = 0.85 \times f'c \times Ac$$

$$b1 = \left(\frac{t}{2} + y\right)$$

$$C2 = Fy \times Af$$

$$b2 = \left(y - \frac{tf}{2}\right)$$

$$C3 = Fy \times tw \times (y - tf)$$

$$b3 = \frac{y - tf}{2}$$

$$T1 = Fy \times tw \times (h - (y - tf))$$

$$b4 = \frac{h - (y - tf)}{2}$$

$$T2 = Fy \times Af$$

$$b5 = \frac{t}{2} + h - (y - tf)$$

C1=	952000 Kg	b1=	14.97 cm
C2	432960 Kg	b2=	3.47 cm
C3=	20803.9 Kg	b3=	0.99 cm
T1=	1499836.1 Kg	b4=	71.01 cm
T2=	432960 Kg	b5=	143.53 cm

$M_p = 1844279.26 \text{ kg m}$

$\phi M_n = 0.9 \times 1844279.26 = 1659851 \text{ kg m} > M_u = 495796.82 \text{ kg m}$

***Por lo tanto la viga de acero cumple por flexión.**

Cálculo de la resistencia a Cortante:

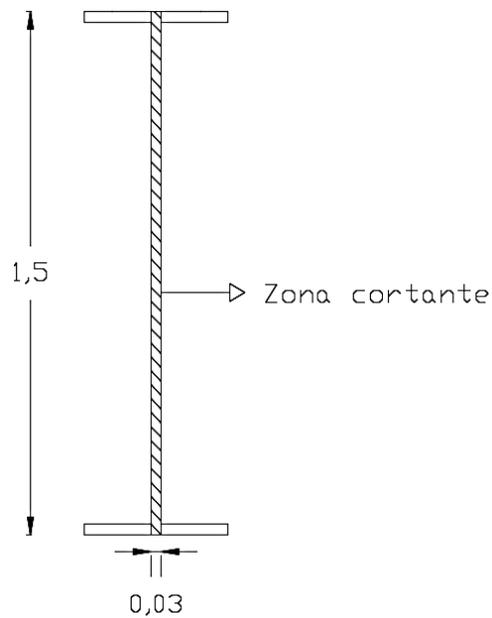


Figura 2.33 Zona a cortante

Fuente: (Autores, 2016)

$\lambda_p =$	53.39	>	$\lambda_{ala} =$	48.00	Cumple
$\lambda_p =$	58.64	>	$\lambda_{ala} =$	48.00	Cumple

***Por lo tanto la viga de acero no necesita rigidizadores.**

Donde según la ecuación 2.33:

$$C_v = 1$$

$$V_n = 0.6 \times 3520 \times (150 * 3) \times 1 = 950400 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 1 \times 950400 = 950400 \text{ kg}$$

$\phi V_n =$	950400	$V_u =$	103490.77 kg	Cumple
--------------	--------	---------	--------------	--------

***Por lo tanto la viga de acero cumple por cortante.**

Diseño de la viga de acero base + placa de refuerzo

Datos del perfil de acero:

Tabla 2.24 Datos del perfil de acero con placas de refuerzo

I _x (cm ⁴)	3267624	F _y (MPa)	352
I _y (cm ⁴)	63502	E (MPa)	200000
A (cm ²)	883	r _y (cm)	8.48
d (cm)	155	t _w (cm)	3
t _f (cm)	5.5	b _f (cm)	41
h (cm)	144		

Fuente: (Autores, 2016)

Nota: Debido a que se necesitó un gran peralte de la viga para que cumpla los efectos de momento y deflexión, se optó por una alternativa de utilizar una viga construida; además se la reforzó en el centro con unas placas de 2.5 cm de espesor, en una longitud de 12 m.

Datos de la losa de hormigón armado:

Tabla 2.25 Datos de la losa de hormigón armado

be (cm)	200	t (cm)	20
f'c (kg/cm ²)	280		

Fuente: (Autores, 2016)

Momento último:

$$M_u = 649718.96 \text{ kg m}$$

Chequeo de esbeltez del patín:

$$\lambda_p = 7.2 \geq \lambda_{ala} = 3.73 \quad \text{Cumple}$$

Chequeo de esbeltez del alma:

$$\lambda_a = 58.4 \geq \lambda_{alma} = 48 \quad \text{Cumple}$$

M_p calculado como una viga compuesta:

Para empezar el cálculo del momento se debe encontrar el bloque de esfuerzos:

$$a = \frac{883 \times 3520}{0.85 \times 280 \times 200} = 65.29 \text{ cm}$$

Por lo tanto como $a > e = 20 \text{ cm}$ el eje neutro plástico (PNA) recaerá en la sección de acero.

A continuación, se procederá a encontrar si PNA está en el patín o en alma para poder encontrar la posición real de PNA se supondrá que el mismo se encuentra en la base del patín.

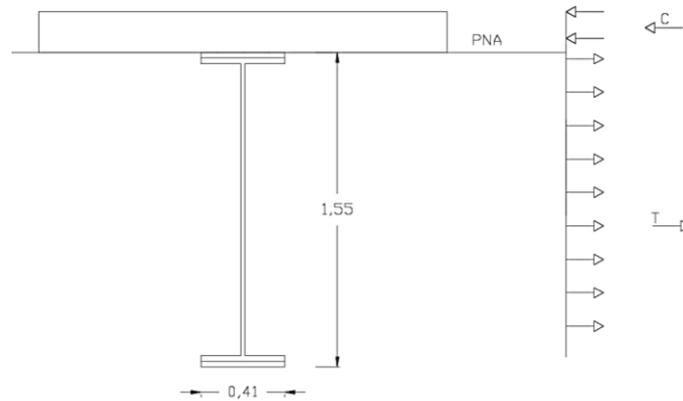


Figura 2.34 Eje neutro en la base del patín

Fuente: (Autores, 2016)

$$C = 0.85 \times 280 \times 200 \times 20 + 3520 \times 5.5 \times 41 = 1745760 \text{ kg}$$

$$T = 3520 (883 - (41 \times 5.5)) = 2314400 \text{ kg}$$

Como $T > C$ el PNA se encuentra en el alma y se procederá a calcular su ubicación exacta, partiendo de la distancia y se medirá desde la parte superior del patín:

$$y = \frac{3520 \times 833 - 0.85 \times 280 \times 200 \times 20}{2 \times 3520 \times 41} = 7.47 \text{ cm}$$

Entonces tenemos que eje neutro plástico se encuentra a 147.53 cm de la base del perfil.

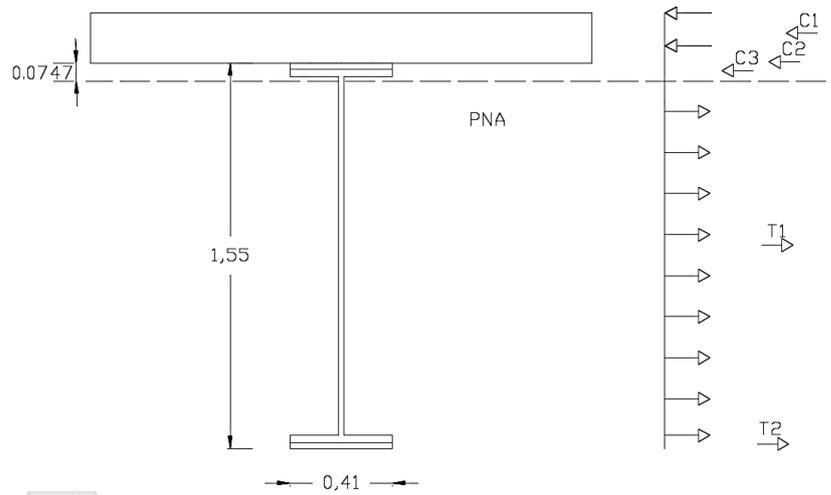


Figura 2.35. Eje neutro en el alma del perfil de acero

Fuente: (Autores, 2016)

Para obtener la capacidad por momento plástico de la sección se debe realizar una sumatoria de momentos respecto al eje neutro plástico (PNA)

$$C1 = 0.85 \times f'c \times Ac$$

$$b1 = \left(\frac{t}{2} + y\right)$$

$$C2 = Fy \times Af$$

$$b2 = \left(y - \frac{tf}{2}\right)$$

$$C3 = Fy \times tw \times (y - tf)$$

$$b3 = \frac{y - tf}{2}$$

$$T1 = Fy \times tw \times (h - (y - tf))$$

$$b4 = \frac{h - (y - tf)}{2}$$

$$T2 = Fy \times Af$$

$$b5 = \frac{t}{2} + h - (y - tf)$$

C1=	952000 kg	b1=	17.47 cm
C2	793760 kg	b2=	4.72 cm
C3=	20803.9 kg	b3=	0.99 cm
T1=	1499836.1 kg	b4=	71.01 cm
T2=	793760 kg	b5=	144.78 cm

$$M_p = 2418299.26 \text{ kg m}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times 2418299.26 = 2176469.34 \text{ kg m} > M_u = 649718.96 \text{ kg m}$$

***Por lo tanto la viga de acero cumple por flexión.**

Transmisión de la fuerza cortante para conectores

1. Para el aplastamiento del hormigón. Según ecuación 2.45:

$$V' = 0.85 \times 280 \times 200 \times 20 = 952000 \text{ kg}$$

2. Para la fluencia a tensión de la sección de acero. Según ecuación 2.46:

$$V' = 3520 \times 883 = 3108160 \text{ kg}$$

Por lo tanto se deberá escoger el menor valor de V' para el cálculo de los conectores a cortante

Resistencia nominal a cortante en pernos de acero

$$\phi P = 20 \text{ mm}$$

Según ecuación 2.48:

$$Q_n = 0.5 \times \frac{\pi \times 2^2}{4} \times \sqrt{280 \times 252671} = 13212 \text{ kg}$$

$$\# \text{pernos} = \frac{952000}{13212} = 72 \text{ pernos}$$

Los pernos se colocarán de dos en dos a lo largo del eje longitudinal de la viga.

Espaciamiento longitudinal

$$\text{El min} = 6 \times 20 = 120 \text{ mm}$$

Se usará 800 mm de espaciamento longitudinal

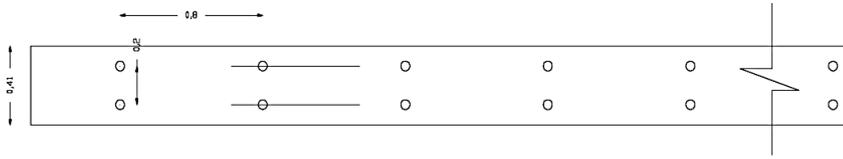


Figura 2.36 Espaciamento longitudinal de los conectores de cortante

Fuente: (Autores, 2016)

Espaciamento transversal

$$E_t \text{ min} = 4 \times 20 = 80 \text{ mm}$$

Se usará 200 mm de espaciamento transversal

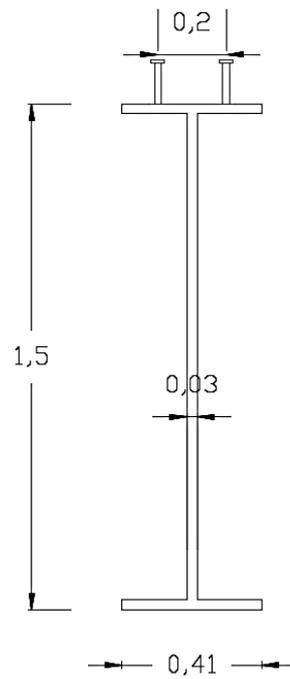


Figura 2.37 Sección transversal de la viga I de acero con conectores

Fuente: (Autores, 2016)

Cálculo de deflexiones

Para el cálculo de las deflexiones se utilizó el programa SAP 2000, para encontrar la deflexión total tanto con las cargas vivas y cargas muertas.

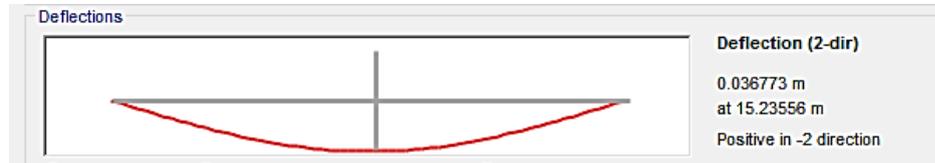


Figura 2.38 Deflexión total de la viga I de acero

Fuente: (Autores, 2016)

$$\Delta = 3.68 \text{ cm}$$

Según ecuación 2.44:

$$\Delta p = \frac{3000}{800} = 3.75 \text{ cm}$$

Por lo tanto como $\Delta < \Delta p$ esta cumple

2.5 Diseño losa

La losa se diseñará mediante la normativa AASHTO Estándar 2002, la cual determina que si el espesor de la losa de hormigón resiste adecuadamente los momentos a flexión, no es necesario verificar al corte.

El espesor mínimo de la losa está en función de su longitud efectiva ($S=Se=1.59 \text{ m}$, fig. 44), dado por la siguiente ecuación (AASHTO STANDAR, 2002, pág. 194 cap 8):

$$t = \frac{1.2 \cdot (S + 3000)}{30} \quad (2.49)$$

$$t_{\min} = \frac{1.2 \cdot (1590 \text{ mm} + 3000)}{30} = 183.6 \text{ mm} \therefore \text{el espesor asumido de } 20 \text{ cm está bien.}$$

El diseño de la losa se realizará con el refuerzo principal perpendicular al tráfico, en donde se divide en una franja unitaria de 1 metro de ancho para carga muerta, y un ancho E para carga viva, el cual estará en función de la ubicación de la carga de la rueda, como se muestra a continuación:

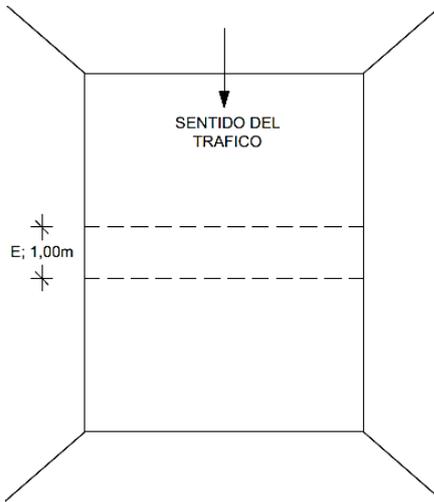


Figura 2.39 Franja unitaria para el cálculo del tablero

Fuente: (Tipán Lima, 2013)

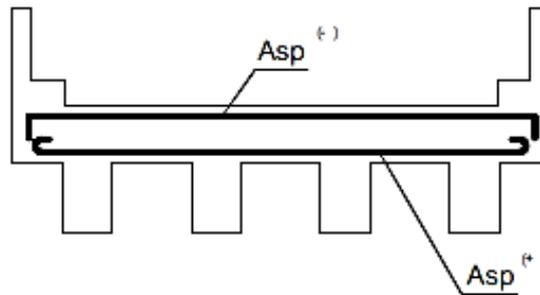


Figura 2.40 Tablero con armadura principal perpendicular al tráfico

Fuente: (Tipán Lima, 2013)

Se deben obtener las cargas muertas y cargas vivas que actuarán y regirán el diseño:

Cargas Muertas:

Peso propio Losa = $0.20\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 \times 1\text{m} = 480\text{ kg/m} = \text{WCM}$

Peso propio de la capa de rodadura = $0.05\text{m} \times 2250\text{kg/m}^3 \times 1\text{m} = 112.5\text{ kg/m}$

Cargas Vivas:

Para el camión HL-93 se tienen las cargas que especifica la figura 6.

Cálculo de Momentos:

Los momentos se deben calcular para dos situaciones distintas: Cuando la losa se encuentra entre vigas y cuando la losa está en volado.

Momentos interiores entre apoyos:

Se calculan para el tramo comprendido entre los ejes de las vigas, es decir para un espaciamiento “s” (2m).

Tramos intermedios

Momento por carga muerta:

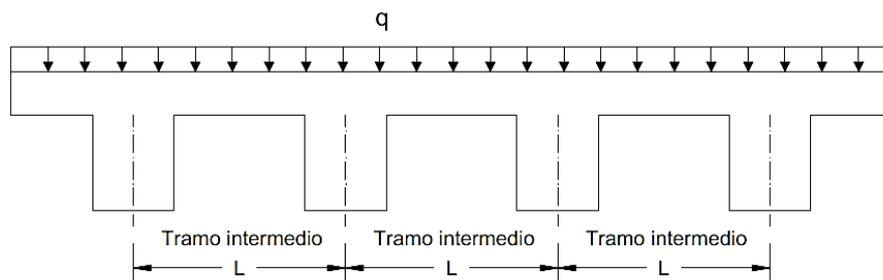


Figura 2.41 Carga muerta sobre el tablero

Fuente: (Tipán Lima, 2013)

$$M_{CM} = \frac{W_{CM} \times L^2}{10} \quad (2.50)$$

$$M_{CM} = 480 \text{ kg/m} \times (2\text{m})^2 / 10 = 192 \text{ kg.m}$$

Momento por carga viva (AASHTO STANDAR, 2002, pág. 36 cap 3):

$$M_{(\pm)LL} = \left(\frac{Se+0.61}{9.74} \right) \times P \quad (2.51)$$

Donde:

MLL \pm = Momento de flexión causado por la carga viva (kg.m).

Se = Longitud de luz efectiva de la losa (m) (1.525m viga I pretensado, 1.59m viga I acero).

P = 7250 kg para camión HL-93 (Mayorar por carga dinámica 1.33).

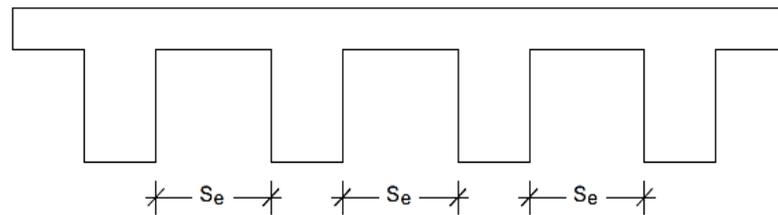


Figura 2.42 Longitud efectiva para secciones transversales de puentes

Fuente: (Tipán Lima, 2013)

$$M_{(\pm)LL} = \left(\frac{1.59\text{m}+0.61}{9.74} \right) \times 7250 \text{ kg} \times 1.33(IM) = 2177.98 \text{ kg.m}$$

Volados

Momento por carga muerta:

Para el volado de la sección transversal del puente, los momentos se calculan con respecto a la sección crítica de cálculo que coincide con el eje de la viga exterior (fig.45), ya que es ahí donde se concentran los esfuerzos producidos por el voladizo.

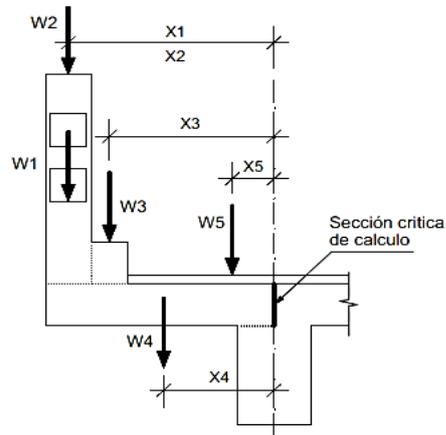


Figura 2.43 Sección crítica en el volado

Fuente: (Tipán Lima, 2013)

$$M_{(-)DV} = \sum P_{Vi} \times Xi \quad (2.52)$$

Donde:

$M_{(-)DV}$ = Momento negativo en el volado.

P_{Vi} = Peso propio de vallas vehiculares (W1); Peso propio de postes (W2); Peso propio de bordillo (W3); Peso propio de losa en voladizo (W4); Peso propio de capa rodadura voladizo (W5). (Peso por metro lineal).

Xi = Distancia al centro de gravedad de cada uno de los componentes del volado desde la sección crítica

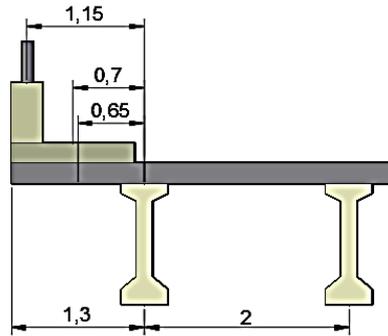


Figura 2.44 Sección crítica del volado del puente

Fuente: (Autores, 2016)

Peso valla = 15 kg/m

Peso antepecho = $0.6\text{m} \times 0.3\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 432 \text{ kg/m}$

Peso acera = $0.2\text{m} \times 1.2\text{m} \times 2400 \text{ kg/m} = 576 \text{ kg/m}$

Peso losa en voladizo = $0.2\text{m} \times 1.3\text{m} \times 2400 \text{ kg/m} = 624 \text{ kg/m}$

En este caso solo existe 10 cm de capa de rodadura sobre el volado, por lo tanto se desprecia.

$$M_{(-)DV} = (15 \text{ kg} \times 1.15\text{m}) + (432 \text{ kg} \times 1.15\text{m}) + (576 \text{ kg} \times 0.7\text{m}) + (624 \text{ kg} \times 0.65\text{m}) = 1322.85 \text{ kg.m}$$

Momento por carga viva:

Para el volado primero se debe determinar el ancho de distribución de la carga de la rueda (E), y con este valor podremos definir los momentos en la franja unitaria (AASHTO STANDAR, 2002, pág. 36 cap 3).

$$E = 0,8X + 1,143 \quad (2.53)$$

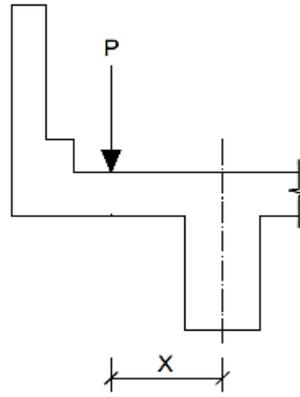


Figura 2.45 Carga de rueda que actúa en el volado

Fuente: (Tipán Lima, 2013)

El momento por metro de ancho de losa es calculado mediante la expresión:

$$M_{(-)LL} = \frac{P}{E} \times X \quad (2.54)$$

Donde:

$M_{(-)LL}$ = Momento de flexión causado por la carga viva (kg.m).

$P = 7250$ kg para camión HL-93 (Mayorar por carga dinámica 1.33).

E = Ancho de distribución sobre la losa de la carga de rueda (m).

X = Distancia en metros desde el punto de aplicación de la carga al eje de la viga exterior (sección crítica).

En este caso la carga no podrá estar ubicada en el volado, ya que está ocupado en su mayoría por la acera, por lo que se presentará una posición de máxima excentricidad accidental de la carga de rueda:

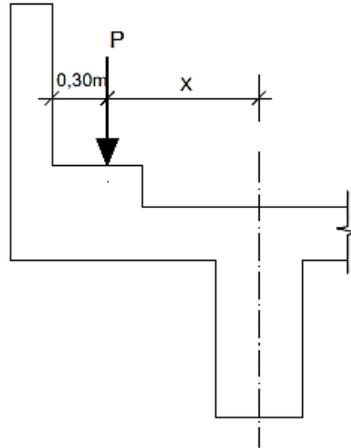


Figura 2.46 Carga de rueda en la posición de máxima excentricidad normal

Fuente: (Tipán Lima, 2013)

$$E = (0,8 \times 0,7\text{m}) + 1,143 = 1,703\text{m}$$

$$M_{(-)LL} = \frac{7250 \text{ kg} \times 1,33}{1,703\text{m}} \times 0,7\text{m} = 3963,45 \text{ kg.m}$$

$$M_u = 1,25 (192 \text{ kg.m}) + 1,5(112,5) + 1,75 (2177,98 \text{ kg.m}) = 4220,22 \text{ kg.m (Tramos internos)}$$

$$M_u = 1,25 (1322,85 \text{ kg.m}) + 1,75(3963,45 \text{ kg.m}) = 8589,6 \text{ kg.m (Tramos voladizos)}$$

Nota: No se tomó en cuenta la carga peatonal debido a que se diseñó con una carga accidental del camión de diseño, y esta provoca solicitaciones mucho más desfavorables para la zona en volado.

Acero principal en tramos intermedios

El recubrimiento de hormigón para el acero en la losa será de 2.5 cm, y se obtendrá el refuerzo mediante las siguientes ecuaciones (ACI, 2008):

$$k = \frac{Mu}{\phi \times f'c \times b \times d^2} \quad (2.55)$$

Donde:

k = coeficiente para el cálculo de refuerzo

Mu = momento ultimo de diseño ($\phi=0.9$ flexión)

b = ancho del elemento a flexión (100 cm)

d = altura efectiva (17.5 cm)

$f'c$ = resistencia del hormigón a la compresión (280 kg/cm²)

$$K = \frac{422022 \text{ kg. cm}}{0.9 \times 280 \text{ kg/cm}^2 \times 100 \text{ cm} \times (17.5 \text{ cm})^2} = 0.05468$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 \times k}}{1.18} \quad (2.56)$$

Donde:

q = índice de refuerzo

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 \times 0.05468}}{1.18} = 0.05657$$

$$\rho = q \times \frac{f'c}{fy} \quad (2.57)$$

Donde:

ρ = cuantía de refuerzo

$$\rho = 0.05657 \times \frac{280 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} = 0.003771$$

$$A_s(\pm) = \rho \times b \times d \quad (2.58)$$

$$A_s(\pm) = 0.003771 \times 100\text{cm} \times 17.5\text{cm} = 6.6 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla de 14 mm ($A_v = 1.54 \text{ cm}^2$):

$$\# \text{Varillas} = \frac{6.6 \text{ cm}^2}{1.54 \text{ cm}^2} = 4.29 \approx 5 \text{ varillas en un metro}$$

Por lo tanto: $A_s(\pm) = 5\phi 14\text{mm}@20\text{cm}$

$$A_{smin} = \frac{14 \times b \times d}{f_y} \quad (2.59)$$

$$A_{s,min} = 14 \times 100\text{cm} \times 17.5\text{cm} / 4200 \text{ kg/cm}^2 = 5.83 \text{ cm}^2 < 6.6 \text{ cm}^2$$

Acero de repartición transversal

En la parte inferior de las losas se deberá disponer de armadura en la dirección secundaria, esta se calcula como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo:

Si la armadura es perpendicular al tráfico este porcentaje se calcula así (AASHTO STANDAR, 2002, pág. 37 cap 3):

$$A_s \text{ rep} = \frac{121}{\sqrt{s}} < 67\% \quad (2.60)$$

$$A_s \text{ rep} = \frac{121}{\sqrt{2m}} = 85.56 \% > 67\% \text{ no cumple}$$

Por lo tanto se asume: $A_s = (67/100) \times 6.6 \text{ cm}^2 = 4.422 \text{ cm}^2$

Utilizando varilla de 12 mm ($A_v = 1.13 \text{ cm}^2$):

$$\# \text{Varillas} = \frac{4.422 \text{ cm}^2}{1.13 \text{ cm}^2} = 3.91 \approx 4 \text{ varillas en un metro}$$

Por lo tanto: $A_s (+) = 4\phi 12\text{mm}@25\text{cm}$

Acero por temperatura

En la parte superior de la losa se deberá disponer de armadura por contracción, y temperatura en las dos direcciones:

$$A_{s \text{ temp}} = 0.0018 b.t = 0.0018 \times 100\text{cm} \times 20\text{cm} = 3.6 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas de 12 mm ($A_v = 1.13 \text{ cm}^2$):

$$\# \text{Varillas} = \frac{3.6 \text{ cm}^2}{1.13 \text{ cm}^2} = 3.19 \approx 4 \text{ varillas en un metro}$$

Por lo tanto: $A_s (-) = 4\phi 12\text{mm}@25\text{cm}$

Acero principal en los volados

Se calcula exactamente igual que en los tramos intermedios:

$$K = \frac{859860 \text{ kg.cm}}{0.9 \times 280 \text{ kg/cm}^2 \times 100\text{cm} \times (17.5\text{cm})^2} = 0.11142$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 \times 0.11142}}{1.18} = 0.1199$$

$$\rho = 0.1199 \times \frac{280 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} = 0.007993$$

$$A_s (-) = 0.007993 \times 100\text{cm} \times 17.5\text{cm} = 13.988 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla de 18 mm ($A_v = 2.54 \text{ cm}^2$):

$$\# \text{Varillas} = \frac{13.988 \text{ cm}^2}{2.54 \text{ cm}^2} = 5.5 \approx 6 \text{ varillas en un metro}$$

Por lo tanto: $A_s (-) = 6\phi 18\text{mm}@17\text{cm}$

Para controlar la vibración en los volados, la AASHTO Estándar recomienda colocar una cuantía mínima de $2.64 \text{ cm}^2/\text{m}$, por lo tanto se puede usar $4\phi 10\text{mm}@25\text{cm}$.

CAPÍTULO III

ANÁLISIS ECONÓMICO DE LA SUPERESTRUCTURA

3.1 Cantidades

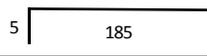
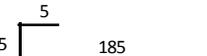
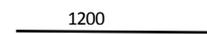
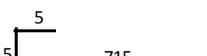
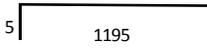
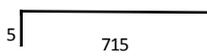
A continuación presentaremos las planillas y cantidades de los diseños realizados anteriormente, se debe tomar en cuenta un incremento del 5% en los materiales de construcción para el presupuesto.

Nota: Se realizó un análisis del precio unitario tanto para la losa construida insitu, como para las vigas de acero con sus componentes, sin embargo para las vigas de pretensado se procedió a cotizar con la empresa constructora RFV Construcciones; un fabricante de la zona, debido a que el pretensado no se fabrica insitu.

3.1.1 Cantidades y presupuesto de losa

Planilla de losa – volados

Tabla 3.1 Planilla de losa - tramos volados

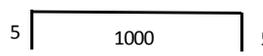
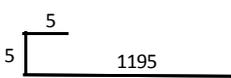
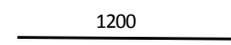
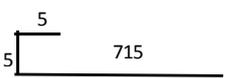
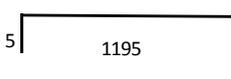
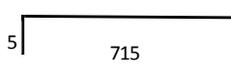
PLANILLA DE HIERROS						
TOTAL VOLADOS (2.6 m)						
Tipo	Cantidad	Forma (cm)	Diámetro [mm]	Longitud [m]	Long. Total [m]	Peso Total (kg)
Losa E=20 cm						
Principal superior (transversal)	360		18	1.90	684.0	1366.3
Vibración (transversal)	240		10	1.95	468.0	288.5
Distribución 1ra sección (Longitudinal 0.05 - 11.95 m)	10		12	12.05	120.5	107.0
Distribución 2da sección (Longitudinal 11.4 - 23.4 m)	10		12	12.00	120.0	106.5
Distribución 3ra sección (Longitudinal 22.75 - 29.9 m)	10		12	7.25	72.5	64.4
Temperatura 1ra sección (Longitudinal 0.05 - 11.95 m)	10		12	12.00	120.00	106.54
Temperatura 2da sección (Longitudinal 11.4 - 23.4 m)	10		12	12.00	120.0	106.5
Temperatura 3ra sección (Longitudinal 22.75 - 29.9 m)	10		12	7.20	72.00	63.92

2209.8

Fuente: (Autores, 2016)

Planilla de losa – tramos intermedios

Tabla 3.2 Planilla de losa - tramos intermedios

PLANILLA DE HIERROS						
TOTAL TRAMOS INTERMEDIOS (10 m)						
Tipo	Cantidad	Forma (cm)	Diámetro [mm]	Longitud [m]	Long. Total [m]	Peso Total (kg)
Losa E=20 cm						
Principal superior (transversal)	150		14	10.10	1515.0	1830.7
Principal inferior (transversal)	150		14	10.2	1530.0	1848.9
Distribución 1ra sección (Longitudinal 0.05 - 11.95 m)	41		12	12.05	494.1	438.6
Distribución 2da sección (Longitudinal 11.4 - 23.4 m)	41		12	12.00	492.0	436.8
Distribución 3ra sección (Longitudinal 22.75 - 29.9 m)	41		12	7.25	297.3	263.9
Temperatura 1ra sección (Longitudinal 0.05 - 11.95 m)	41		12	12.00	492.00	436.80
Temperatura 2da sección (Longitudinal 11.4 - 23.4 m)	41		12	12.00	492.0	436.8
Temperatura 3ra sección (Longitudinal 22.75 - 29.9 m)	41		12	7.20	295.20	262.08

5954.6

Fuente: (Autores, 2016)

Tabla 3.3 Cantidades para losa

Hormigón			
Elemento	Tipo (m)	Cantidad	Volumen (m3)
Losa de hormigón	0.2 x 12.6 x 30	1	75.6
Vereda	0.2 x 1.2 x 30	2	14.4
Antepecho pasamanos	0.3 x 0.6 x 30	2	10.8
Total			100.8

Encofrado		
Elemento	Tipo (m)	Área (m2)
Encofrado de madera	12.6 x 30	378
Total		378

Carpeta asfáltica		
Elemento	Tipo (m)	Área (m2)
Encofrado de madera	10.2 x 30	306
Total		306

Se necesitara 60 metros lineales de pasamanos.

Fuente: (Autores, 2016)

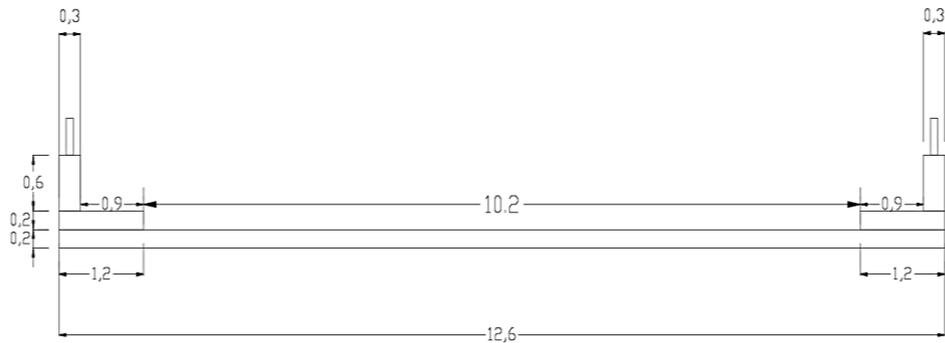


Figura 3.1 Detalle losa

Fuente: (Autores, 2016)

Análisis de precios unitarios de la losa

Tabla 3.4 Análisis de precios unitarios encofrado de madera para losas

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						Hoja 1 de 7
RUBRO: Encofrado de madera para losas (2 usos)				UNIDAD: m2		
DETALLE:						
EQUIPOS						
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo	
Herramientas varias	3.00000	0.80	2.40	0.20000	0.48	
SUBTOTAL M					0.48	
MANO DE OBRA						
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo	
Peón	2.00000	3.26	6.52	0.20000	1.30	
Albañil	1.00000	3.30	3.30	0.20000	0.66	
Técnico obras civiles	1.00000	3.48	3.48	0.30000	1.04	
SUBTOTAL N					3.00	
MATERIALES						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo		
Pingos de eucalipto	m	3.50000	0.49	1.72		
Tabla ordinaria de monte 28 x 2.5 x 300 cm	u	0.80000	2.50	2.00		
Tiras de eucalipto 4 x 5 x 300 cm	u	0.50000	1.14	0.57		
Clavos	kg	0.15000	2.20	0.33		
SUBTOTAL O					4.62	
TRANSPORTE						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo		
SUBTOTAL P					0.00	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					8.10	
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					1.62	
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					9.72	
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					VALOR OFERTADO	
					9.72	

Fuente: (Autores, 2016)

Tabla 3.5 Análisis de precios unitarios acero de refuerzo

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						Hoja 2 de 7
RUBRO: Acero de refuerzo, cortado y figurado				UNIDAD: Kg		
DETALLE:						
EQUIPOS						
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo	
Herramientas varias	2.00000	0.80	1.60	0.11000	0.18	
Cortadora	1.00000	0.72	0.72	0.11000	0.08	
SUBTOTAL M					0.26	
MANO DE OBRA						
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo	
Peón	2.00000	3.26	6.52	0.11000	0.72	
Fierrero	1.00000	3.30	3.30	0.11000	0.36	
Técnico obras civiles	1.00000	3.48	3.48	0.03300	0.11	
SUBTOTAL N					1.19	
MATERIALES						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo		
Acero en varillas	kg	1.05000	0.91	0.96		
Materiales varios	Global	0.02500	1.00	0.03		
Alambre de amarre No. 18 negro recocido	kg	0.05000	1.47	0.07		
SUBTOTAL O					1.06	
TRANSPORTE						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo		
SUBTOTAL P					0.00	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					2.51	
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					0.50	
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					3.01	
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.						
VALOR OFERTADO					3.01	

Fuente: (Autores, 2016)

Tabla 3.6 Análisis de precios unitarios hormigón simple

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						Hoja 3 de 7
RUBRO: Hormigón Simple f'c = 280 kg/cm2				UNIDAD: m3		
DETALLE:						
EQUIPOS						
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo	
Concretera un saco	1.00000	4.00	4.00	0.78000	3.12	
Herramientas varias	5.00000	0.80	4.00	0.78000	3.12	
SUBTOTAL M					6.24	
MANO DE OBRA						
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo	
Peón	5.00000	3.26	16.30	0.78000	12.71	
Técnico obras civiles	1.00000	3.48	3.48	0.39000	1.36	
SUBTOTAL N					14.07	
MATERIALES						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo		
Cemento Portland Tipo I puesto en obra	saco	8.10000	7.22	58.48		
Arena puesta en obra	m3	0.70000	20.00	14.00		
Grava puesta en obra	m3	1.00000	20.00	20.00		
Agua	lt	180.00000	0.05	9.00		
SUBTOTAL O					101.48	
TRANSPORTE						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo		
SUBTOTAL P					0.00	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					121.79	
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					24.36	
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					146.15	
VALOR OFERTADO					146.15	

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

Fuente: (Autores, 2016)

Tabla 3.7 Análisis de precios unitarios pasamano de hierro

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						Hoja 4 de 7
RUBRO: Pasamano de hierro d=2", con pintura anticorrosiva, h=90cm, suministro e instalación					UNIDAD: ml	
DETALLE:						
EQUIPOS						
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo	
Herramientas varias	1.00000	0.80	0.80	1.00000	0.80	
Equipo de pintura	1.00000	0.35	0.35	1.00000	0.35	
Soldadora portátil	1.00000	0.50	0.50	1.00000	0.50	
SUBTOTAL M					1.65	
MANO DE OBRA						
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo	
Pintor	1.00000	3.30	3.30	1.00000	3.30	
Albañil	1.00000	3.30	3.30	1.00000	3.30	
Maestro eléctrico/liniero/subestación	1.00000	3.66	3.66	1.00000	3.66	
Técnico obras civiles	1.00000	3.48	3.48	0.10000	0.35	
SUBTOTAL N					10.61	
MATERIALES						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo		
Suelda	kg	0.20000	3.56	0.71		
Tubo de hierro de 3/4", e=1.5mm	m	2.10000	1.32	2.77		
Tubo de hierro de 2", e=3mm	m	3.30000	4.38	14.45		
Mortero de cemento 1:3	m3	0.00600	123.78	0.74		
Platina 25x 3mm	u	1.00000	5.78	5.78		
Perno de expansión 1/4" x 2 1/4"	u	4.00000	0.12	0.48		
Pintura anticorrosiva, incluye fondo blanco	m2	0.32400	5.87	1.90		
SUBTOTAL O					26.83	
TRANSPORTE						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo		
SUBTOTAL P					0.00	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					39.09	
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					7.82	
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					46.91	
VALOR OFERTADO					46.91	

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

Fuente: (Autores, 2016)

Tabla 3.8 Análisis de precios unitarios mortero

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						Hoja 5 de 7
RUBRO: Mortero de cemento 1:3			UNIDAD: m3			
DETALLE:						
EQUIPOS						
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo	
Herramientas varias	4.00000	0.80	3.20	0.91000	2.91	
SUBTOTAL M					2.91	
MANO DE OBRA						
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo	
Peón	3.00000	3.26	9.78	0.91000	8.90	
Albañil	1.00000	3.30	3.30	0.91000	3.00	
Técnico obras civiles	1.00000	3.48	3.48	0.36400	1.27	
SUBTOTAL N					13.17	
MATERIALES						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo		
Cemento Portland Tipo I puesto en obra	saco	10.00000	7.22	72.20		
Arena puesta en obra	m3	1.15000	20.00	23.00		
Agua	lt	250.00000	0.05	12.50		
SUBTOTAL O					107.70	
TRANSPORTE						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo		
SUBTOTAL P					0.00	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					123.78	
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					24.76	
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					148.54	
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					VALOR OFERTADO	
					148.54	

Fuente: (Autores, 2016)

Tabla 3.9 Análisis de precios unitarios pintura anticorrosiva

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						Hoja 6 de 7
RUBRO: Pintura anticorrosiva, incluye fondo blanco				UNIDAD: m2		
DETALLE:						
EQUIPOS						
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo	
Herramientas varias	1.00000	0.80	0.80	0.45000	0.36	
SUBTOTAL M					0.36	
MANO DE OBRA						
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo	
Pintor	1.00000	3.30	3.30	0.45000	1.49	
Peón	1.00000	3.26	3.26	0.45000	1.47	
Técnico obras civiles	1.00000	3.48	3.48	0.09000	0.31	
SUBTOTAL N					3.27	
MATERIALES						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo		
Fondo blanco	gl	0.07500	10.58	0.79		
Pintura anticorrosiva brillante	gl	0.07500	18.54	1.39		
Lija	pliego	0.10000	0.62	0.06		
SUBTOTAL O					2.24	
TRANSPORTE						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo		
SUBTOTAL P					0.00	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					5.87	
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					1.17	
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					7.04	
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					VALOR OFERTADO	
					7.04	

Fuente: (Autores, 2016)

Tabla 3.10 Análisis de precios unitarios tendido de carpeta asfáltica

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						Hoja 7 de 7
RUBRO: Tendido de Carpeta Asfaltica e = 2"				UNIDAD: m2		
DETALLE:						
EQUIPOS						
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo	
Minicargadora	1.00000	25.00	25.00	0.01750	0.44	
fresadora	1.00000	80.00	80.00	0.01750	1.40	
Rodillo Liso > 5 Ton	1.00000	25.00	25.00	0.01750	0.44	
Volqueta 8 m3	1.00000	25.00	25.00	0.01750	0.44	
Herramientas varias	1.00000	0.80	0.80	0.01750	0.01	
SUBTOTAL M					2.73	
MANO DE OBRA						
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo	
Operador de fresadora de pavimento asfáltico / Rotomil	1.00000	3.66	3.66	0.01750	0.06	
Operador de barredora autopropulsada	1.00000	3.48	3.48	0.01750	0.06	
Operador de equipo liviano	1.00000	3.30	3.30	0.01750	0.06	
Chofer volquetas (Estr. Oc. C1)	1.00000	4.79	4.79	0.01750	0.08	
Peón	6.00000	3.26	19.56	0.01750	0.34	
Técnico obras civiles	1.00000	3.48	3.48	0.00100	0.00	
SUBTOTAL N					0.60	
MATERIALES						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo		
Hormigon Asfáltico	m3	0.06900	94.00	6.49		
SUBTOTAL O					6.49	
TRANSPORTE						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo		
Transporte de mezcla asfáltica	m3/km	0.06900	14.95	1.03		
SUBTOTAL P					1.03	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					10.85	
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					2.17	
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					13.02	
VALOR OFERTADO					13.02	

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

Fuente: (Autores, 2016)

Presupuesto losa

Tabla 3.11 Presupuesto losa

PRESUPUESTO						
Ítem	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
001		Encofrado				3,857.87
001.0 01	51202 7	Encofrado de madera para losas (2 usos)	m2	396.9	9.72	3,857.87
002		Armado de hierros				25,803.59
002.0 01	51300 4	Acero de refuerzo, cortado y figurado	Kg	8572.62	3.01	25,803.59
003		Hormigón 280 kg/cm²				15,468.52
003.0 01	50700 3	Hormigón Simple f'c = 280 kg/cm ²	m3	105.84	146.15	15,468.52
004		Pasamano				2,955.33
004.0 01	53906 3	Pasamano de hierro d=2", con pintura anticorrosiva, h=90cm, suministro e instalación	ml	63	46.91	2,955.33
005		Carpeta asfáltica				4,183.33
005.0 01	52901 9	Tendido de Carpeta Asfáltica e = 2"	m2	321.3	13.02	4,183.33
SUBTOTAL						52,268.63
IVA					12.00%	6,272.24
TOTAL						58,540.86

Son: CINCUENTA Y OCHO MIL QUINIENTOS
CUARENTA CON 86/100 DÓLARES

Fuente: (Autores, 2016)

3.1.2 Cantidades y presupuesto de viga I de acero

Cantidades de viga I de acero

Tabla 3.12 Cantidades de viga I de acero

Viga de acero					
Elemento	Tipo (mm)	Cantidad	Cantidad	Peso unitario (kg)	Peso total (kg)
1.00	1440 x 30x 6000	5.00	259200000.00	2034.72	10173.60
2.00	410 x 30 x 6000	10.00	73800000.00	579.33	5793.30
3.00	410 x 25 x 6000	4.00	61500000.00	482.78	1931.10
Σ					17898.00
Soldadura 2%					357.96
Total					18255.96

Fuente: (Autores, 2016)

Tabla 3.13 Cantidades componentes de acero

Riostras				
Tipo (mm)	Cantidad	Cantidad	Peso unitario (kg)	Peso total (kg)
(150 x 100 x 4) x 2270	40.00	2700000.00	21.20	847.80
Soldadura 2%				16.96
Total				864.76

Placas Riostra - Alma				
Tipo (mm)	Cantidad	Cantidad	Peso unitario (kg)	Peso total (kg)
120 x 120 x 6	40.00	86400.00	0.68	27.13
Soldadura 2%				0.54
Total				27.67

Placas unión Riostras				
Tipo (mm)	Cantidad	Cantidad	Peso unitario (kg)	Peso total (kg)
600 x 250 x 6	10.00	900000.00	7.07	70.65
Soldadura 2%				1.41
Total				72.06

Fuente: (Autores, 2016)

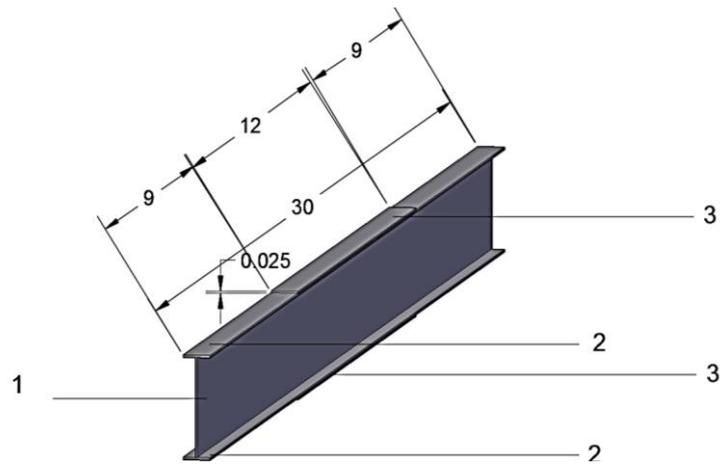


Figura 3.2 Viga reforzada de acero

Fuente: (Autores, 2016)

Adicionalmente a estas cantidades se les debe añadir los conectores de viga y losa para el cortante horizontal, los cuales son 72 por viga; que nos da un total de 432 para todo el anteproyecto.

Análisis de precios unitarios de los conectores

Tabla 3.14 Análisis de precios unitarios de conectores

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						Hoja 1 de 1
RUBRO: Perno de acero inoxidable d=20mm, L=12cm, incluye accesorios					UNIDAD: u	
DETALLE:						
EQUIPOS						
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo	
Herramientas varias	1.00000	0.80	0.80	0.08333	0.07	
SUBTOTAL M					0.07	
MANO DE OBRA						
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo	
Peón	1.00000	3.26	3.26	0.08333	0.27	
Técnico obras civiles	1.00000	3.48	3.48	0.08333	0.29	
SUBTOTAL N					0.56	
MATERIALES						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo		
Perno de acero inoxidable d=20mm, L=12cm	u	1.00000	6.75	6.75		
Anillo de presión d=20mm inoxidable	u	1.00000	0.39	0.39		
Anillo plano d=20mm inoxidable	u	1.00000	0.45	0.45		
Tuerca de acero inoxidable d=20mm	u	1.00000	1.38	1.38		
SUBTOTAL O					8.97	
TRANSPORTE						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo		
SUBTOTAL P					0.00	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					9.60	
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					1.92	
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					11.52	
VALOR OFERTADO					11.52	

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

Fuente: (Autores, 2016)

Tabla 3.15 Presupuesto de conectores

PRESUPUESTO						
Item	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
001		Conectores				4,976.64
001.001	540094	Perno de acero inoxidable d=20mm, L=12cm, incluye accesorios	u	432.00000	11.52	4,976.64
SUBTOTAL						4,976.64
IVA					12.00%	597.20
TOTAL						5,573.84

Son: CINCO MIL QUINIENTOS SETENTA Y TRES CON 84/100 DÓLARES

Fuente: (Autores, 2016)

Tabla 3.16 Presupuesto viga I de acero y componentes

PRESUPUESTO						
Ítem	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	P.Unitario	P.Total
001		Vigas principales				59,423.16
001.0 01	513010	Acero estructural en perfiles, suministro y montaje con equipo mecánico	kg	19168.76	3.10	59,423.16
002		Riostras				2,814.77
002.0 01	513010	Acero estructural en perfiles, suministro y montaje con equipo mecánico	kg	907.99	3.10	2,814.77
003		Placas Riostra-Alma				90.09
003.0 01	513010	Acero estructural en perfiles, suministro y montaje con equipo mecánico	kg	29.06	3.10	90.09
004		Placas unión Riostras				234.55
004.0 01	513010	Acero estructural en perfiles, suministro y montaje con equipo mecánico	kg	75.66	3.10	234.55
SUBTOTAL						62,562.56
IVA					12.00%	7,507.51
TOTAL						70,070.06

Son: SETENTA MIL SETENTA CON

06/100 DÓLARES

Fuente: (Autores, 2016)

3.1.3 Cantidades de viga I pretensada

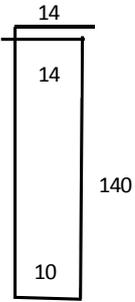
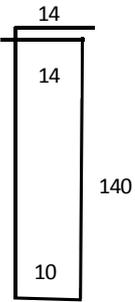
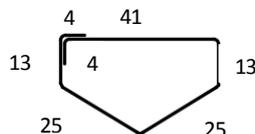
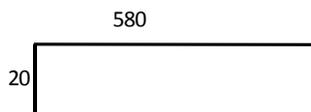
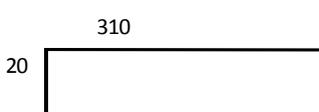
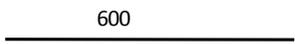
Tabla 3.17 Planilla de acero de preesfuerzo

PLANILLA DE ACERO DE PREESFUERZO						
Cantidad	Tipo	Diámetro	Longitud	Long. Total	Peso unitario	Peso Total
		[pulg.]	[m]	[m]	(kg/m)	(kg)
34	I	1/2	30.0	1020.0	0.775	790.5
2	I	3/8	30.0	60.0	0.432	25.9

816.4

Fuente: (Autores, 2016)

Tabla 3.18 Planilla de hierros corrugados en viga I pretensada

PLANILLA DE HIERROS CORRUGADOS						
Tipo	Cantidad	Forma (cm)	Diámetro [mm]	Longitud [m]	Long. Total [m]	Peso Total (kg)
Losa E=20 cm						
○	214		12	3.18	680.5	604.2
○	214		8	3.18	680.5	268.5
G	428		8	1.25	535.0	211.1
I	16		10	6.0	96.0	59.2
I	16		10	3.3	52.8	32.6
I	64		10	6.0	384.0	236.8

1412.3

Fuente: (Autores, 2016)

3.2 Presupuesto del anteproyecto del puente con vigas de acero

Tabla 3.19 Presupuesto total del puente con viga I de acero

PRESUPUESTO TOTAL PUENTE CON VIGAS I DE ACERO	
Descripción	Precio Total
Losa fundida in situ+ acera+asfalto+antepecho+pasamano	\$ 58,540.86
Conectores viga - losa	\$ 5,573.84
Vigas I de acero	\$ 356,538.96
Riostras	\$ 13,403.80
Placas Riostra-Alma	\$ 428.90
Placas unión Riostras	\$ 1,116.95
SUBTOTAL	\$ 435,603.31
IVA 12%	\$ 52,272.40
TOTAL SUPERESTRUCTURA PUENTE :	\$ 487,875.71

Fuente: (Autores, 2016)

3.3 Presupuesto del anteproyecto del puente con vigas pretensadas

Tabla 3.20 Presupuesto total del puente con viga I pretensada

PRESUPUESTO TOTAL PUENTE CON VIGAS I PRETENSADAS	
Descripción	Precio Total
Losa fundida in situ+ acera+asfalto+antepecho+pasamano	\$ 58,540.86
Vigas I Pretensadas	\$ 85,932.00
SUBTOTAL	\$ 144,472.86
IVA 12%	\$ 17,336.74
TOTAL SUPERESTRUCTURA PUENTE :	\$ 161,809.60

Fuente: (Autores, 2016)

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones:

- Después de recorrer la orilla del río Yanuncay; a la altura de la Universidad del Azuay, junto al Ing. Roberto Gamón se fijó el lugar idóneo para el emplazamiento de un puente, debido a que será la de menor luz; la cual se midió utilizando herramientas topográficas, y además está comprendido en un tramo recto donde no habrá problemas significativos de socavación, también la factibilidad de construcción y emplazamiento con la Av. 24 de mayo es mayor a la de otras ubicaciones.
- Se ha observado que las construcciones de puentes como el ubicado entre la Av. de Las Américas y Av. Primero de mayo, o el ubicado entre la Av. de Las Américas y Av. 12 de Abril (actualmente en construcción), ha sido ocupada la viga tipo I, debido a su gran inercia y facilidad de construcción. Además al optar por vigas de este tipo, ya sean construidas en acero u hormigón pretensado, es posible ahorrar mucho tiempo en la ejecución de la obra y por lo tanto económicamente.
- Tanto las vigas I de acero como las de pretensado (diseñadas), resultan una excelente opción constructiva y estructuralmente hablando; ya que ambas cumplen con los límites establecidos por las normas, asegurando su calidad y durabilidad.
- En lo que se refiere a economía las vigas I pretensadas son más óptimas, ya que el costo del acero en nuestro medio sigue siendo elevado en comparación con el costo del hormigón.

- Para poder diseñar la viga de acero se cumplió el factor más desfavorable que posee este material en luces amplias; como es la deflexión, dejando en segundo plano al esfuerzo de momento. Lo que no es el caso del hormigón pretensado que se tuvo que cumplir fundamentalmente el momento, debido a que la deflexión se puede controlar con la ayuda de la contra flecha.
- Además, se puede observar que para las mismas sollicitaciones de carga, la viga pretensada es menos peraltada que la de acero, pero se debe recalcar que también su peso es mayor que la viga de acero, debido a que sus espesores son delgados, lo cual la hace más liviana.
- Se debe tomar en cuenta un correcto diseño de transmisión de fuerzas entre viga y losa; a través de los conectores, tanto para el material de acero como de hormigón pretensado. Al garantizar que trabajen monolíticamente será un gran aporte para las propiedades físico mecánicas del puente.

Recomendaciones:

- Para la ubicación más óptima del puente se debe tomar en cuenta parámetros como son: la luz más corta, emplazamiento con vías existentes que se puedan unir y, además se debe considerar posibles problemas de socavación que pueden afectar a los estribos del puente.
- Al utilizar sistemas prefabricados para los puentes de nuestra ciudad se reducirá el costo en los encofrados y apuntalamientos, debido a que las vigas; tanto de acero como de pretensado, se las produce en fábrica, en condiciones controladas (lo cual incrementa el control de calidad), y se las ensambla in situ reduciendo además los tiempos del proyecto y economizando el mismo.
- Como se pudo observar, las vigas de hormigón pretensado resultaron más económicas que las de acero en puentes de luces similares; por lo que se debería implementar el uso del material en más proyectos para abaratar costos.
- Antes de empezar con el diseño de las vigas, se debería revisar a profundidad los límites que nos plantean las diferentes normas y especificaciones (debido a que estas pueden ser muy estrictas en algunos casos).

BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO LRFD BRIDGE. (2012). *DESIGN ESPECIFICTAIONS Customary U.S. Units*. Washington, USA: American Association of State Highway and transportation Officials.
- AASHTO STANDAR. (2002). *Standar Specifications for Highway Bridges*. Washigton D.C: American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc.
- ACI. (2008). *Requisitos de Reglamento para Hormigón Estructural y Comentario*. Farmington Hills: American Concrete Institute.
- AGN. (15 de Abril de 2010). *El Mercurio.com*. Obtenido de <http://www.elmercurio.com.ec/237203-universidades-asediadas-por-vehiculos/#.VXzLDvIVikq>
- ANSI/AISC. (2005). *Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago: American Institute Of Steel Construction. INC.
- ArcelorMittal. (2015). *Perfiles Americanos de alas paralelas*. Londres: ArceloMittal.
- Arroyo, D. (mayo de 2012). *Hormigón Pretensado*. Universidad San Francisco de Quito. Quito: Universidad San Francisco de Quito.
- Autores, E. p. (2016).
- Cáceres, D. (24 de Marzo de 2012). *El Tiempo.com*. Obtenido de <http://www.eltiempo.com.ec/noticias-cuenca/93493-se-cumplen-trabajos-para-arreglar-puente/>
- Cal y Mayor Reyes Spíndola, R., & Cárdenas Grisales, J. (2007). *Ingengería de tránsito Fundamentos y Aplicaciones* (7ma Edición ed.). México D.F: Alfa Omega.
- Carrasco Castro, F. (2010). *Hormigón Pretensado, diseño de elementos isostaticos*. Cuenca: Imprenta Monsalve Moreno Cia. Ltda.
- Carrasco RFV Construcciones. (2016). *Cotización viga I pretensada*. Cuenca.
- Claros Chuquimia, R., & Meruvia Cabrera, P. (2004). *Apoyo Didáctico en la Enseñanza-Aprendizaje de la Asignatura de Puentes*. Cochabamba: Universidad Mayor de San Simón.
- Concrete, P. (2 de Junio de 2015). *PCA America's Cement Manufacturers*. Obtenido de <http://www.cement.org/cement-concrete-basics/products/prestressed-concrete>
- CSM. (9 de Mayo de 2014). *El Mercurio.com*. Obtenido de http://www.elmercurio.com.ec/430439-el-trafico-vehicular-una-tarea-para-la-nueva-administracion/#.VXzKX_IVikp
- Dinges, T. (2009). *THE HISTORY OF PRESTRESSED CONCRETE: 1888 TO 1963*. Manhattan, Kansas: Kansas State University.

- Fajardo, W. J. (2014). *Proyecto de Estructuras Metálicas*. Pontificia Universidad Javeriana. Cali: Pontificia Universidad Javeriana.
- Galeon. (s.a.). *galeon.com hispavista*. Recuperado el 13 de marzo de 2016, de galeon.com: puentes.galeon.com/tipos/pontsstructs.htm
- Giovannardi, F. (2007). *Con Eugène Freyssinet oltre i limiti del cemento armato*. Borgo San Lorenzo.
- Google Earth. (09 de diciembre de 2015). *Google Earth*. Recuperado el 13 de marzo de 2016, de Google Earth: <https://www.google.com/maps/@-2.9165023,-78.9995989,450m/data=!3m1!1e3>
- Granda Loaiza , D. A., & Macancela Vanegas, P. F. (2010). *Diseño de una Superestructura Mixta para un Puente Isostático*. Cuenca, Ecuador: Universidad de Cuenca.
- Hedefine, A., & Swindlehurst, J. (1997). *Manual de diseño de estructuras de acero*. McGraw-Hill Interamericana. Vol 3.
- K.K. MUJANOV. (1986). *Construcciones Metalicas*. Moscu.
- McCormac, J. C., & Csernak, S. F. (2012). *Diseño de Estructuras de Acero* (5ta edición ed.). New Jersey, USA: Alfaomega.
- Miranda Colque, R. R. (14 de junio de 2015). *INGENIERIA CIVIL (APUNTES)*. Recuperado el 13 de marzo de 2016, de ingenieracivil.blogspot.com: http://ingenieracivil.blogspot.com/2015_06_01_archive.html
- Pinto, A. (17 de marzo de 2014). *IngenieriaReal.com Diseño y Construcción*. Recuperado el 13 de marzo de 2016, de IngenieriaReal.com: ingenieriareal.com/tipos-de-puentes/
- Raju, N. K. (2007). *Prestressed Concrete*. New Delhi: McGraw-Hill.
- Ramirez Coria, P. E., & León Ávila, N. J. (2010). *APOYO DIDÁCTICO EN LA ASIGNATURA DE PUENTES CIV 312*. Universidad Mayor de San Simón, Facultad de Ciencias y Tecnología. Cochabamba: Universidad Mayor de San Simón.
- Robles Mendoza , C., Toro Zubieta , O. O., Loayza Barzola , C. A., & Camones Pineda , J. (s.a.). *ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NUEVA ALTERNATIVA PARA EL PUENTE AYNAMAYO*. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería.
- Rodríguez Serquén, A. (2012). *PUENTES con AASHTO - LRFD 2010*. Perú.
- Seminario Manrique, E. (25 de febrero de 2004). Guía para el Diseño de Puentes con Vigas y Losas. *Universidad de Piura*, 13.
- SIKA ECUATORIANA S.A. (2007). *REHABILITACIÓN Y REFORZAMIENTO DEL PUENTE LA ASUNCIÓN - CUENCA*. Guayaquil.
- Tipán Lima, W. V. (2013). *Diseño Comparativo de Tableros para Puentes Vehiculares usando las especificaciones AASHTO Estándar y por los Estados Límite*. Universidad central del Ecuador. Quito: Universidad central del Ecuador.

Yepes Piqueras, V. (16 de enero de 2015). *Construcción de puentes viga de hormigón pretensado*. Recuperado el 13 de marzo de 2016, de Universidad Politécnica de Valencia:

<http://procedimientosconstruccion.blogs.upv.es/2015/01/16/construccion-puentes-viga-pretensado/>

ANEXOS

Cotización Viga I pretensada

Oferta P.E.V. U Azuay 010-2016

Señores
Pedro Vintimilla C.
Carlos Velez J.
 Cuenca

De mi consideración:

De acuerdo con la solicitud realizada y la información recibida, a continuación les damos a conocer la oferta para fabricación, transporte e instalación de Vigas I-135 prefabricadas de hormigón pretensado para la construcción de un puente cuya luz es 30 m en el sector de la Av. 24 de Mayo – Universidad del Azuay.

Costo:

Elemento	Cantidad	Unidad	Precio Unitario			Precio Total			TOTAL
			Fabricacion	Transporte	Colocacion	Fabricacion	Transporte	Colocacion	
Viga I-135 Pretensada	6	u	\$10,882.00	\$1,440.00	\$2,000.00	\$65,292.00	\$8,640.00	\$12,000.00	\$85,932.00

Tiempo de fabricación, transporte y colocación:

30 días a partir de la recepción del anticipo

Forma de pago:

50% de anticipo, el 50% restante contra entrega de los elementos

No está incluido:

- IVA
- Neoprenos
- Obras en campo tales como hormigonado de capa superior

El contratante debe proporcionar:

- Acceso y área adecuada para realizar los trabajos

Sin otro particular y gustosos de poder colaborar en este proyecto, suscribo.

Atentamente,

Ing. Vladimir Carrasco C.
 GERENTE

Av. Remigio Tamariz 3-137 – Telefax 2812-231
 e-mail: rfvconstru@gmail.com – Cuenca Ecuador

Anexo 1. Cotización viga I pretensada

(Carrasco RFV Construcciones, 2016)