



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

**MANUAL DE APLICACIÓN PARA SUPERESTRUCTURAS DE PUENTES, SEGÚN LA
NORMA PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PUENTES 2013**

Liliana Beatríz Hernández Curiel

Asesorado por el Ing. Fóscolo Liano Quezada

Guatemala, mayo de 2016

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**MANUAL DE APLICACIÓN PARA SUPERESTRUCTURAS DE PUENTES, SEGÚN LA
NORMA PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PUENTES 2013**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

LILIANA BEATRÍZ HERNÁNDEZ CUIEL
ASESORADO POR EL ING. FÓSCOLO LIANO QUEZADA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERA CIVIL

GUATEMALA, MAYO DE 2016

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL I	Ing. Angel Roberto Sic García
VOCAL II	Ing. Pablo Christian de León Rodríguez
VOCAL III	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Raúl Eduardo Ticún Córdova
VOCAL V	Br. Henry Fernando Duarte García
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
EXAMINADOR	Ing. Rafael Enrique Morales Ochoa
EXAMINADOR	Ing. Juan Ramón Ordóñez Hernández
EXAMINADOR	Ing. Marco Antonio García Díaz
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**MANUAL DE APLICACIÓN PARA SUPERESTRUCTURAS DE PUENTES, SEGÚN LA
NORMA PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PUENTES 2013**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil,
con fecha 5 de marzo de 2015.



Liliana Beatriz Hernández Curiel

Guatemala, 14 de marzo de 2016

Ingeniero
Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras
Escuela de Ingeniería Civil
Presente.

Estimado Ingeniero:

Por este medio hago constar que he asesorado el trabajo de graduación de la estudiante **Liliana Beatriz Hernández Curiel**, titulado **MANUAL DE APLICACIÓN PARA SUPERESTRUCTURAS DE PUENTES, SEGÚN LA NORMA PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PUENTES 2013**.

Luego de haber revisado y corregido dicho trabajo de graduación, considero que el mismo llena los requisitos que exige la Escuela de Ingeniería Civil, por lo que dejo constancia de mi aprobación para su autorización.

Sin otro particular, me despido de usted.

Atentamente,



Ing. Foscolo Liano Quezada

Ingeniero Civil

Asesor

Foscolo Liano Quezada
Ingeniero Civil
MSc. Estructuras GWU
Coleg. No. 2105 Guatemala, C. A.



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela de Ingeniería Civil



Guatemala,
25 de abril de 2016

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

Estimado Ingeniero Montenegro,

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **MANUAL DE APLICACIÓN PARA SUPERESTRUCTURAS DE PUENTES, SEGÚN LA NORMA PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PUENTES 2013**, desarrollado por la estudiante de Ingeniería Civil Liliانا Beatriz Hernández Curiel, con Carnet No.201212541, quien contó con la asesoría del Ing. Fóscolo Liano Quezada.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/mrrm.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela de Ingeniería Civil



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Fóscolo Liano Quezada y del Coordinador del Departamento de Estructuras Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera, al trabajo de graduación de la estudiante Liliana Beatriz Hernández Curiel, titulado **MANUAL DE APLICACIÓN PARA SUPERESTRUCTURAS DE PUENTES, SEGÚN LA NORMA PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PUENTES**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, mayo 2016
/mm.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua



Universidad de San Carlos
De Guatemala

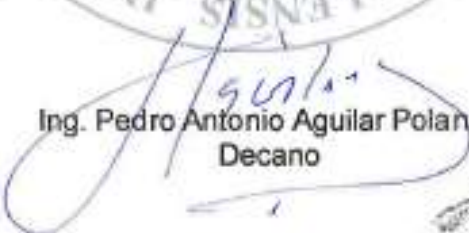


Facultad de Ingeniería
Decanato

Ref. DTG.251.2016

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **MANUAL DE APLICACIÓN PARA SUPERESTRUCTURAS DE PUENTES, SEGÚN LA NORMA PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PUENTES 2013**, presentado por la estudiante universitaria **Liliana Beatriz Hernández Curiel**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, se autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.


Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
Decano



Guatemala, mayo de 2016

/cc

ACTO QUE DEDICO A:

Dios	Por ser una luz durante mi vida y en especialmente durante mi carrera.
Virgen María	Por guiar mi camino.
Mis padres	Julio Hernández y Liliana Curiel, por apoyarme durante todos estos años, creer en mí y darme su amor incondicional.
Mi hermano	Héctor Hernández, por ser un gran ejemplo a seguir y apoyarme en todo momento.
Mis abuelos	Armando Curiel, Corina Ortega de Curiel, Julio Hernández y Elsie Díaz de Hernández, por todo su apoyo y ánimo durante esta etapa.
Mi sobrino	Juan Roberto Hernández, para que sepa que cualquier sueño o meta que tenga lo puede cumplir, siempre y cuando ponga toda su dedicación en ello.
Mi familia	Tíos, primos y sobrinos, por siempre estar pendientes de mí y brindarme de su apoyo. En especial a mi tío Carlos Curiel, por su gran influencia en mi vida y mi carrera.

AGRADECIMIENTOS A:

Universidad de San Carlos de Guatemala	Por ser mi casa de estudios y darme la oportunidad de estudiar.
Facultad de Ingeniería	Por brindarme los conocimientos necesarios.
Mi asesor	Fóscolo Liano, por brindarme su paciencia, conocimientos y apoyo para realizar mi trabajo de graduación.
Amigos y amigas	Por estar a mi lado durante los años de la carrera, brindarme de su apoyo, comprensión y sobre todo de su amistad. Estar al pendiente de mí y darme ánimos cuando lo necesitaba.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	V
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO	XI
RESUMEN.....	XIII
OBJETIVOS.....	XV
INTRODUCCIÓN.....	XVII
1. NORMA PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PUENTES 2013	1
1.1. Prólogo	1
1.2. Aspectos generales	2
1.3. Ingeniería básica	6
1.4. Presentación de los estudios.....	11
1.5. Disposiciones y recomendaciones de cálculo	13
2. SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE	15
2.1. Clasificación de superestructura.....	15
2.1.1. Por distribución transversal.....	16
2.1.2. Por distribución longitudinal.....	18
2.2. Superficie de rodadura	19
2.3. Tipos de juntas de dilatación	22
2.4. Tipos de apoyos	24
2.5. Tipos de barandas.....	25
2.6. Tipos de estribos	30
2.7. Tipos de pilas	31

3.	IMPLEMENTACIÓN DE CARGAS PERMANENTES.....	41
3.1.	Cargas permanentes.....	41
3.1.1.	Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.....	41
3.1.2.	Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	42
4.	IMPLEMENTACIÓN DE CARGAS VIVAS (TRANSITORIAS)	45
4.1.	Carga vehicular	45
4.2.	Aplicación de la carga vehicular de diseño	45
4.3.	Carga de fatiga.....	47
4.4.	Cargas peatonales	49
4.5.	Incremento por carga dinámica	49
4.6.	Fuerza centrífuga	50
4.7.	Fuerza de frenado.....	51
4.8.	Fuerza de colisión de un vehículo.....	51
4.9.	Cargas hidráulicas.....	52
5.	FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGA	53
5.1.	Fórmula general de factores de carga.....	53
5.2.	Estados límites de carga	55
5.3.	Definición de factores de carga y combinaciones	57
5.4.	Factores de carga durante el proceso de construcción.....	59
5.5.	Factores de carga para fuerzas de tensado y postensado.....	60
6.	EJEMPLO DE METODOLOGÍA DE DISEÑO DE VIGA PARA UN PUENTE	61
6.1.	Viga de concreto armado	61
6.2.	Viga de concreto pretensado	112

6.3. Viga de concreto postensado	132
CONCLUSIONES	143
RECOMENDACIONES	145
BIBLIOGRAFÍA	147

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Partes generales de un puente	15
2.	Partes de la superestructura y subestructura de un puente	16
3.	Superficie de rodadura de concreto asfáltico	20
4.	Superficie de rodadura de madera	21
5.	Superficie de rodadura de concreto de cemento hidráulico	21
6.	Superficie de rodadura de acero	22
7.	Junta estándar (acero reforzado)	23
8.	Junta de caucho reforzado con acero	23
9.	Junta de dilatación	24
10.	Barandal de concreto	26
11.	Barandal de acero estructural y galvanizado	26
12.	Barandal de acero galvanizado	27
13.	Barrera vehicular típica	28
14.	Fuerzas de diseño y dimensiones en barandas	30
15.	Losa.....	32
16.	Losa de concreto armado.....	32
17.	Método de franjas equivalentes para diseño de losas.....	34
18.	Distribución de acero en la losa	35
19.	Viga de concreto postensado.....	36
20.	Vigas de acero 1	37
21.	Viga de acero 2	37
22.	Viga de concreto reparada	38

23.	Vigas de concreto	38
24.	Diafragmas	39
25.	Losa de aproximación.....	40
26.	Camión HL-93.....	46
27.	Tándem de diseño	46
28.	Carga de carril de diseño distribuida longitudinalmente.....	47
29.	Sección transversal propuesta para vigas de concreto armado	62
30.	Sección propuesta de viga concreto armado.....	66
31.	Sumatoria de fuerzas en “y” para reacción de camión de diseño	70
32.	Sumatoria de momentos para determinar centroide	71
33.	Resolución de la ubicación del camión del diseño en la luz del puente.....	72
34.	Ubicación cargas del camión de diseño en luz del puente para momento.....	73
35.	Diagrama de momentos de camión de diseño.....	76
36.	Ubicación del tándem de diseño en la luz del puente para momento.....	77
37.	Diagrama de momentos de tándem de diseño	79
38.	Ubicación del carril de diseño en la luz del puente para momento	80
39.	Diagrama de momentos de carril de diseño	82
40.	Ubicación del camión de diseño en la luz del puente para corte	83
41.	Cortantes provocadas por el camión de diseño	85
42.	Ubicación del tándem de diseño en la luz del puente para corte.....	86
43.	Cortantes provocadas por el tándem de diseño	87
44.	Cortantes provocadas por el carril de diseño.....	88
45.	Armado viga interior.....	95
46.	Diagrama de corte de camión y carril de diseño.....	99
47.	Confinamiento de viga interior	101
48.	Armado viga exterior.....	106

49.	Confinamiento viga exterior.....	111
50.	Viga AASHTO	112
51.	Sección transversal propuesta para vigas pretensadas	115
52.	Esfuerzos en la transferencia.....	123
53.	Esfuerzos bajo cargas de servicio.....	124
54.	Arreglo de <i>strands</i> viga pretensada	125
55.	Armado a corte de viga pretensada	132
56.	Ancho de ala modificado de sección compuesta	133
57.	Esfuerzos de sección compuesta.....	136
58.	Arreglo ductos y <i>strands</i> viga postensada.....	137

TABLAS

I.	Secciones transversales típicas	17
II.	Continuación secciones transversales típicas.....	18
III.	Secciones longitudinales típicas	19
IV.	Fuerzas de diseño en barandas.....	29
V.	Peso volumétrico de materiales	42
VI.	Densidades de materiales.....	43
VII.	Fracción de tráfico de camiones en un único camión.....	48
VIII.	Incremento por carga dinámica, IM.....	50
IX.	Combinaciones de carga y factores de carga	57
X.	Factores de carga para cargas permanentes, y_p	58
XI.	Factores de carga en el proceso de construcción.....	59
XII.	Dimensiones de diseño del puente de viga de concreto armado	61
XIII.	Parámetros de resistencia del concreto y del acero de refuerzo para superestructura de viga de concreto armado	62
XIV.	Áreas y centros de gravedad de la viga de concreto armado	67
XV.	Cálculo de la inercia de la viga de concreto armado	68

XVI.	Momentos máximos de sobrecargas vehiculares	82
XVII.	Cortantes máximas de sobrecargas vehiculares	89
XVIII.	Secciones de viga AASHTO IV.....	113
XIX.	Parámetros de resistencia del concreto y del acero de refuerzo para superestructura de viga de concreto pretensado	113
XX.	Propiedades geométricas	114
XXI.	Dimensiones de diseño del puente de viga pretensada.....	115

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
h	Altura
A_i	Área
A_s	Área de acero
A_g	Área gruesa
cm	Centímetro
Y_i	Centroide
φ	Diámetro
f_b	Esfuerzo en la fibra inferior
f_t	Esfuerzo en la fibra superior
S	Espaciamiento
F_x	Fuerzas en eje x
F_y	Fuerzas en eje y
I	Inercia
L	Luz
m	Metro
mm	Milímetro
P	Peralte
D	Profundidad del bloque es esfuerzos
R_a	Reacción en apoyo a
R_b	Reacción en apoyo b
Σ	Sumatoria

GLOSARIO

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials.
Ancho del puente	Corresponde al ancho total de la superestructura, incluye calzada, aceras y barandas.
Carga muerta	Peso de la estructura terminada incluyendo capa de rodadura y accesorios estructurales.
Carga viva	Peso de la carga móvil que se aplica.
Diseño	Dimensionamiento y detallado de los componentes y conexiones en base a especificaciones.
Elementos	Parte de un componente o miembro compuesto por un solo material.
Impacto	Efecto dinámico que provoca vibraciones.
LRFD	<i>Load and Resistance Factor Design.</i>
Luz de cálculo	Luz de diseño de las vigas o losas, se mide normalmente entre ejes de apoyo.

Postensado	Concreto que se somete a esfuerzos de compresión por medio de cables, luego de haber fraguado.
Preesfuerzo	Creación de esfuerzos permanentes en una estructura o elemento para mejorar condiciones de servicio y de resistencia.
Pretensado	Concreto sometido a esfuerzos de compresión antes de entrar en servicio.
Puente	Estructura que soporta tanto cargas del tráfico vehicular y peatonal, como así misma. Un puente de continuidad a un camino salvando de obstáculos artificiales o naturales.
Separación entre vigas	Distancia entre cada centro de las líneas de apoyo.
Solicitud	Deformación, tensión o esfuerzo resultante provocado al aplicar cargas o cambios de volumen.
Tándem	Dos ejes de igual peso con poca separación y que se encuentran conectados mecánicamente.

RESUMEN

El presente trabajo de graduación es una guía para toda aquella persona que se encuentre interesada en diseñar un puente con base en los parámetros de diseño de AASHTO LRFD. La teoría y procedimientos en este manual están basados principalmente en la *Norma para el Diseño y Construcción de Puentes 2013*, que enumera los requisitos básicos que se deben tener en el diseño y construcción de estas estructuras, basada en las necesidades y requisitos para Guatemala. También da a conocer y mostrar los alcances que tiene la norma.

Se detallan las partes de la superestructura para que se conozcan los elementos a diseñar por medio de este manual, así como los diferentes tipos que existen. Se dan a conocer las cargas permanentes, cargas transitorias (vivas) y los factores de distribución de cargas utilizados por la norma. Todo esto con el fin de cumplir un diseño eficiente en un proyecto de puente.

Finalmente, se ejemplifican los pasos para el diseño tres tipos de vigas de concreto distintas que se pueden utilizar en puentes. Se detalla el diseño superestructura de vigas de concreto armado, concreto pretensado y concreto postensado. Esto con el fin de que la persona que utilice este Manual tenga una referencia de como diseñar puentes con los tres diferentes tipos de vigas, que son los más utilizados en este país. Todo esto garantizando un diseño eficiente y normado de la superestructura de un puente.

OBJETIVOS

General

Elaborar una manual de aplicación para el diseño de superestructuras basada en la *Norma para el Diseño y Construcción de Puentes 2013*, como guía para toda aquella persona que se vea en la necesidad de diseñar la superestructura de un puente con base en las necesidades y reglamentos para Guatemala.

Específicos

1. Dar a conocer la *Norma para el Diseño y Construcción de Puentes 2013*, para ser utilizada como guía en el diseño de puentes con base en AASHTO LRFD.
2. Proveer las partes de la superestructura de un puente, su función y los tipos que existen para puentes.
3. Detallar las cargas permanentes, cargas transitorias (vivas) y factores de combinación de cargas que afectan a los elementos de una superestructura y cómo lo hacen.
4. Proveer una guía de diseño de vigas de concreto pretensado y concreto postensado.

INTRODUCCIÓN

La necesidad de este manual de aplicación surge al momento de leer la *Norma para el Diseño y Construcción de Puentes 2013*. Esta brinda todos los parámetros necesarios aplicables en este tipo de obras de infraestructura y es una guía tanto de diseño, como de construcción, mantenimiento y supervisión. Todo esto provee una herramienta al diseñador de puentes que tiene experiencia, pero para una persona sin experiencia en el campo se puede volver difícil el diseñar un puente si no se saben los pasos y parámetros a utilizar.

Investigando diferentes trabajos sobre diseño de puentes en referencias tanto bibliográficas como internet, se pudo observar que no existía un método específico para el diseño de puentes. Se encontraron diferentes técnicas con normativas de distintos países los cuales no todos aplicaban para las condiciones de infraestructura que se tienen en Guatemala. Con base en esto se decidió el realizar el siguiente trabajo de graduación unificando normativas y especificaciones de diseño de puentes en el país. Específicamente superestructuras, utilizando la *Norma para el Diseño y Construcción de Puentes 2013* como guía y con la técnica de diseño LRFD de AASHTO.

A continuación, se da a conocer y se resume la Norma en la cual está inspirada este manual. Se ilustran las diferentes partes de la superestructura con ejemplos de puentes reales en Guatemala, se explican las diferentes cargas que soportan estos elementos y los factores que las modifican según las condiciones del puente. Y finalmente, se enumeran una serie de pasos a seguir para diseñar tres tipos de vigas de concreto diferentes; armado, pretensado y postensado.

1. NORMA PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PUENTES 2013

1.1. Prólogo

En el 2013, el Comité Técnico de Normas de Puentes de la Cámara Guatemalteca de la Construcción (CGC) elabora la *Norma para el Diseño y Construcción de Puentes 2013* (Agies NSE – 5.2). Esta iniciativa nace con el fin de regular los proyectos de puentes que cualquier institución o ente privado realice. Además la Norma busca el ser una herramienta para el diseño de puentes. Brinda recomendaciones mínimas que se deben de utilizar en cada tipo de proyecto para la obtención de mejores resultados.

Este documento en el cual se establecen normas se busca que sea implementado en toda Guatemala, en especial por la Dirección General de Caminos (DGC) y el Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda (CIV), así como por ingenieros de instituciones públicas y privadas, personas que se dediquen al diseño de puentes y sirva de base para estudiantes universitarios los cuales estén investigando acerca de drenajes mayores o necesiten una guía para su diseño.

Con esta norma se espera que se realicen diseños eficientes de puentes, se unifiquen especificaciones técnicas, se provea un criterio único para la ejecución de proyectos y se recopilen y analicen las normas internacionales que se relacionen con el diseño, construcción, evaluación, mantenimiento y supervisión de puentes.

En la elaboración de esta norma se tomaron como referencia internacionales adaptándolas a las necesidades y demandas que tiene el país. Con esto se logró que estas cumplan con las condiciones que tiene la red vial nacional. Establece parámetros para el futuro, por lo que propone el seguimiento de la normativa para adaptarla a las nuevas condiciones que se tengan y así ejercer un nivel alto en el control de calidad de obras que se espera llegar a realizar. Además, esta norma guatemalteca no solamente se enfoca en los proyectos de puentes, sino en el mejoramiento de la calidad de vida de los usuarios que se benefician de estos. También de la preservación ecosistemas en los que los proyectos van a ser construidos.

1.2. Aspectos generales

Entre los objetivos y alcances que tiene la normativa se pretende que el proyectista establezca un criterio para el diseño de puentes y siga los procedimientos y recomendaciones que provee el documento. Esta norma establece estándares mínimos que se toman en cuenta en el diseño de un proyecto estructural, pero no pretende remplazar los conocimientos mínimos de ingeniería que se deben de tener para la realización de este tipo de proyectos. Lo que dispone y recomienda la norma queda al criterio del diseñador y los estudios de cada puente, pero da una idea mínima generalizada de lo que la mayoría de puentes y estructuras del país necesitan. Los lineamientos recomendados están basados en las especificaciones de la AASHTO LRFD.

Entre los aspectos generales que se pueden mencionar, la clasificación de puentes es uno muy importante. Estos pueden ser clasificados de acuerdo a la longitud total o de vano, calzada, materiales, el objetivo para el cual fueron diseñados y el diseño. La norma menciona las siguientes clasificaciones para puentes:

- Puentes menores: aquellos que su longitud de luz se encuentra entre 10 y 40m.
- Puentes mayores: los puentes con una luz que puede ser hasta de 200m.
- Calzada: número de vías de tránsito para el cual se diseña un puente, una vía, doble vía, triple vía o de más vías.
- Objetivo: esta clasificación relaciona la finalidad para la cual es construido el puente, desde pasos a desnivel hasta puentes de emergencia.
- Materiales: clasifica los puentes de acuerdo a los materiales que los constituyen o la combinación de estos.
- Diseño. esta clasificación se basa en el diseño o estructuración de un puente.

Otra generalidad importante con la que cuenta un puente es la de la tipología estructural. Para ello se desarrollan una serie de pasos para definir su diseño final. Entre este proceso se encuentran los siguientes pasos:

- Evaluación de condiciones generales: las cuales no dependen del diseñador y pueden ser las siguientes:
 - Función del puente: esta funcionalidad va con base en el área donde se va a encontrar el puente, si es urbana o rural y la finalidad para la cual es diseñada la estructura.

- Trazo: esta evaluación básica va a proveer las geometrías utilizadas para resolver el diseño, la sección transversal del puente y provee información sobre futuras ampliaciones.
- Geología y geotecnia del lugar: por medio de estos estudios se pueden determinar las fallas que pueden aparecer en apoyos, el tipo de cimentación a utilizar y el número de claros que se deben de utilizar.
- Arquitectura del puente y alrededores: por medio de este paso se realiza el diseño arquitectónico del puente y además se provee una proporcionalidad a la estructura.
- Medio ambiente: este estudio básico provee elementos ambientales que puedan existir en el sitio del proyecto, accidentes geográficos cercanos y variables ambientales que afecten la estructura.
- Condiciones constructivas: este es el paso donde se define la rasante, se determina la accesibilidad que los equipos van a tener al lugar del proyecto, si es necesaria la construcción de obras falsas y los plazos de entrega.
- Economía: aquí se determinan los materiales a utilizar con base en sus precios, lo repetitivas que pueden llegar a ser las secciones de la estructura y el mantenimiento que esta va a tener.
- Determinación de los recursos disponibles: se seleccionan los recursos más adecuados para la determinación del anteproyecto y que se adecuen

mejor al proyecto. La norma enumera una serie de materiales a utilizar.

Estos pueden ser:

- Concreto reforzado
 - Concreto preesforzado
 - Acero estructural
 - Madera
 - Cables de alta resistencia
 - Aluminio
 - Combinación de los anteriores
-
- Anteproyecto definitivo: se define la tipología estructural, la cual va unida con los resultados de los análisis de condiciones generales realizados.

 - Diseño final de ingeniería: etapa en la cual finalizan los estudios y diseños para el puente.

Ejemplos que proporciona la norma de tipología estructural en puentes:

- Puentes de concreto
 - Losas armadas
 - Losas preesforzadas
 - Vigas armadas
 - Vigas armadas con preesfuerzo pretensado
 - Vigas armadas con preesfuerzo postensado
 - Arcos armados y preesforzados
 - Cajones en voladizos sucesivos de sección constante
 - Cajones en voladizos sucesivos de sección variable
 - Puentes atirantados

- Puentes de acero
 - Vigas
 - Armaduras sobre tablero y bajo tablero
 - Vigas metálicas en cajón
 - Arcos sobre tablero y bajo tablero
 - Puentes atirantados
 - Puentes colgantes

1.3. Ingeniería básica

Serie de estudios realizados por diferentes especialistas. El fin es definir ideas básicas y lineamientos generales para el proyecto. Los estudios de ingeniería básica en proyectos viales, como puentes, son los siguientes:

- Estudios topográficos y de georreferenciación: estos estudios se refieren planimétricamente por medio de puntos geodésicos GPS que provee el Instituto Geográfico Nacional (IGN), en el caso de puentes de longitud mediana o pequeña se pueden referir a puntos locales los cuales se seleccionan al principio del estudio. El objetivo de estos estudios es la elaboración de los planos topográficos y una base para los demás estudios que se quieran realizar, así como dar la ubicación precisa del lugar y dimensiones de elementos estructurales.

En los planos topográficos se deben detallar accesos, autopistas, caminos y todo elemento que pueda ser tomado como referencia, incluyendo la vegetación. Parte de estos estudios incluyen los servicios públicos que van a ser afectados por el proyecto y el ente encargada de ellos.

La documentación que se presenta de estos estudios debe contener curvas de nivel, fotografías, registros digitales e informes. Se deben detallar referencias utilizadas, equipo, la metodología utilizada en campo y para procesar datos y los resultados obtenidos. También se debe contar con registros digitales de todos los planos e informes.

- Estudios de hidrología e hidráulica: la norma propone dos fases para la elaboración de estos estudios. Primero el estudio hidrológico con el cual se pretenden determinar caudales y crecidas en distintos periodos de retorno. Y la segunda fase que es la modelación hidráulica, la cual consta de modelar el tramo que se está trabajando en diferentes crecidas para analizar el tránsito. Esta modelación se realiza con el Software HEC-RAS el cual pertenece el Cuerpo de la Armada de Ingenieros de Estados Unidos.

La importancia de estos estudios nace de estimar las crecidas y cauces naturales que el cuerpo de agua realiza. El proyecto pueda ser controlado de una manera segura y se le provea la protección necesaria a la estructura para cualquier evento que pueda ocurrir.

El objetivo de realizar estos estudios es conocer las características hidrológicas e hidráulicas del cuerpo de agua. Además del comportamiento el cual va a determinar los factores mínimos del puente. En el diseño de un puente deben ser tomados en cuenta ciertos factores como: validez de estudios e información, analizar registros meteorológicos, comprobar el régimen de precipitaciones, conocer características hidrológicas de la cuenta, la justificación y especificaciones de datos que se tengan. Esto para unificar los estudios topográficos con

los estudios hidráulicos que se tengan del cauce, para determinar las condiciones bajo las cuales va a trabajar el drenaje.

Gracias a estos estudios, las características hidrogeodinámicas que tiene el sistema fluvial pueden ser determinadas para que el diseño del puente se adapte al curso del agua durante su vida útil. Por lo que los estudios permiten que se determine lo siguiente: ubicación óptima del cauce, caudal máximo, comportamiento hidráulico del río, área de flujo a confinar, nivel de aguas máximas que va a tener el puente. Este es el nivel mínimo que se recomienda para el tablero, profundidad de socavación, profundidad mínima para la cimentación, obras de protección que se necesitan.

Todo esto es posible al recolectar y analizar la información hidrométrica y meteorológica que se existe. Estos datos son proporcionados por diferentes entidades como; MARN, CIV, Insivumeh, Conred, MEM y el INDE.

El contenido de estudios hidrológicos e hidráulicos, los lineamientos a seguir, procedimientos, fórmulas a utilizar y el análisis de datos se especifican detalladamente en las secciones de *Hidrología e Hidráulica* en la *Norma para el Diseño y Construcción de Puentes 2013*.

- Estudios de geología y geotecnia: los estudios geológicos se realizan con el objetivo de establecer características tanto locales como generales de los accidentes geológicos que se tienen dentro el área de un proyecto. Este estudio debe considerar exploraciones de campo y comprender la revisión de información geológica del lugar. Además de la descripción geomorfológica, la identificación de la zona geológica del lugar, fallas

geológicas, propiedades físicas y mecánicas de suelos y rocas, zonas de deslizamientos, recomendación de canteras y bancos para los materiales.

Por medio de los estudios geotécnicos se conoce la estratigrafía, características geotécnicas y se identifican propiedades físicas y mecánicas de suelos o rocas con el fin de lograr un diseño de cimentación que sea estable. La complejidad de estas características en los diseños de puentes es porque se deben conocer y controlar y así tomar medidas que mitiguen los riesgos naturales que el terreno provee y se logre una cimentación segura.

Este estudio comprende una serie de etapas que incluyen los estudios preliminares, prospección o campaña geotécnica, laboratorio y gabinete. También la elaboración del estudio geotécnico y se detalla cada una de ellas a fondo en la sección de *Estudios Geotécnicos* de la Norma.

El informe de los estudios de geología y geotecnia incluye la revisión de informes de geología, los métodos utilizados en el estudio de geológico, la descripción geomorfológica, fotografías aéreas, mapas, literatura utilizada, identificación de fallas y grietas. Además de levantamiento geofísico utilizado, nivel freático, resistividad eléctrica, velocidades de ondas de compresión y corte, módulos de elasticidad, rigidez y Poisson. También se realiza una recomendación del movimiento de tierras y de las cimentaciones propuestas para el tipo de zona en la que se ubica el proyecto.

- Estudios de impacto ambiental: la necesidad de realizar estudios de impacto ambiental nace por el hecho que al construir un puente se va a modificar el medio en el que este se encuentra. Esto genera

consecuencias que pueden ser positivas si se realiza un planeamiento correcto de la ubicación, construcción y operación del proyecto en base al ambiente en el que se va a ubicar. Los objetivos de este estudio van desde identificar problemas ambientales, evaluaciones y grados de agresividad. Esto porque el medio ambiente va a tener en la estructura, condiciones ambientales de la zona, hasta recomendaciones para atenuar el daño ambiental y a la estructura.

Estos estudios se basan bajo el Marco Legal de la Secretaría del Medio Ambiente que presenta los documentos *Términos de Referencia para Estudios de Impacto Ambiental en la Construcción Vial y Manual Ambiental para el Diseño y Construcción de Vías*. Estos son una propuesta de parte de la Dirección General del Medio Ambiente.

Como parte de la metodología de un estudio de impacto ambiental se deben identificar los impactos, preverlos, interpretarlos, informar a las comunidades y autoridades sobre estos y finalmente elaborar un plan de monitoreo o control ambiental. Y la información mínima que se busca en este estudio determina la fauna y flora existentes, presencia de agua en el cauce, relieve topográfico, la deforestación de taludes, probabilidad de erosión, sedimentación en el lecho, presencia de recursos hidrobiológicos, densidad de población y la red de transportes.

- Estudios del trazo y diseño vial de los accesos: con la realización de este estudio se pueden determinar las características geométricas y técnicas que tiene la carretera que va a enlazar el puente. Este estudio comprende el diseño geométrico, trabajos topográficos, diseños de pavimentos y el diseño de la señalización.

La documentación que se requiere debe de incluir planos de curvas de nivel con el alineamiento horizontal de los accesos, perfil longitudinal de estos, secciones transversales típicas de corte y relleno y la memoria de cálculo para pavimentos, base, subbase y superficie de rodadura.

- Estudios de tráfico: se realizan con el fin de conocer el volumen y clasificación de tráfico en ciertos puntos para determinar características de la superestructura del puente y la infraestructura vial. Los pasos a seguir son el conteo de tráfico, clasificación y tabulación de información, análisis y consistencia de la información y determinación del tráfico actual.

La documentación a presentar en un estudio de tráfico lleva los resultados de vehículos total en cada estación y sentido, Índice Medio Diario (IMD), plano de ubicación y recomendaciones y conclusiones de los resultados del estudio.

- Estudios de señalización: aquí se establecen medidas de señalización para las etapas de construcción y servicio del puente. Se toma como base la norma de la Dirección General de Caminos (DGC) y Unidad Ejecutora de Conservación Vial (Covial). Estas medidas deben presentarse en planos en los cuales se establezcan dimensiones, refuerzos para carteles, materiales de construcción, pintado y especificaciones para su construcción. Todo lo anterior esta normado por el *Manual Centroamericano de Seguridad Vial Sieca 2008*.

1.4. Presentación de los estudios

Los estudios de puentes se presentan con las especificaciones utilizadas para cada uno de ellos y la información de estos depende de la etapa del proyecto

en la que se esté y el sentido. A continuación se mencionan cada una de las etapas con sus estudios respectivos:

- Estudio preliminar o perfil del proyecto: no se presentan planos y se definen solamente características generales que va a tener el proyecto.
- Anteproyecto: es esta fase del anteproyecto que se realizan diferentes estudios, análisis y se definen pautas para el proyecto.
- Estudio definitivo: en esta etapa se desarrollan a detalle los estudios de ingeniería básica y diferentes estudios de riesgo para el proyecto.

Además al presentar los estudios realizados para el proyecto se detalla: la memoria descriptiva de este aclarando los códigos, materiales, características estructurales, notas técnicas, especificaciones y una justificación técnica del proyecto.

Se van a incluir diferentes aspectos técnicos, económicos y de arquitectura. Se presenta por igual una memoria de cálculo donde se indiquen con detalle solicitaciones de carga, revisión de desplazamientos y estados límites. Al entregarse esta documentación se deben seguir diferentes pasos con características específicas las cuales se encuentran en la sección de *informes y documentos* de la Norma. También se mencionan especificaciones para cajetines, firmas que deben llevar los planos y listado de planos a entregar. Finalmente en la presentación del proyecto, el cual se presenta ante la autoridad que compete de forma física y de forma digital.

1.5. Disposiciones y recomendaciones de cálculo

La *Norma para el Diseño y Construcción de Puentes 2013* (Agies NSE – 5.2) especifica en este capítulo los requisitos mínimos que deben ser utilizados en cargas y fuerzas, los límites de aplicación, factores y combinaciones de carga, así como requisitos de carga para evaluación estructural de puentes.

Aquí se especifican factores, cargas y solicitaciones mínimas que se deben tomar en cuenta, pero queda a criterio del diseñador las utilizadas para el proyecto. Las recomendaciones para el cálculo que se especifican toman como referencias la Norma AASHTO LRFD 2012. En este capítulo se definen los tipos de carga que va a tener un puente, los factores y combinaciones de carga, los empujes que el suelo realiza, las solicitaciones que se dan por deformaciones superpuestas y describe la manera en la que se debe de determinar la carga sísmica. La manera de calcular la superestructura de un puente tomando en cuenta las disposiciones y recomendaciones de este capítulo se detallan más adelante en este manual.

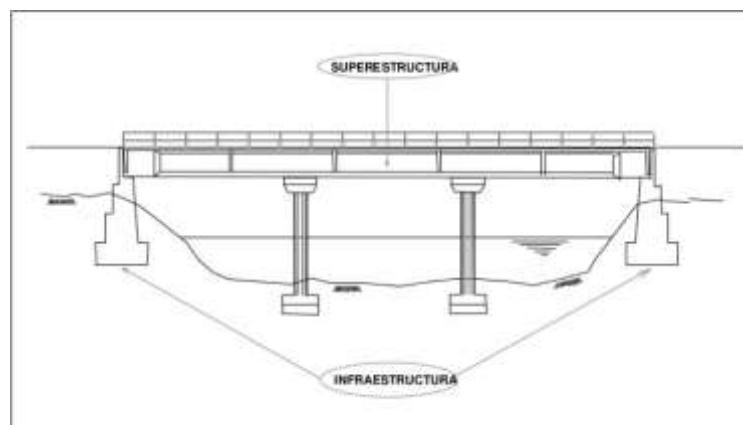
2. SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE

2.1. Clasificación de superestructura

La superestructura de un puente es la parte superior de este. Se puede componer de uno o varios claros. La superestructura consta de elementos tanto principales como secundarios que se van a encargar de transmitir las cargas permanentes y vivas a la subestructura del puente.

La clasificación de una superestructura puede depender del material principal utilizado para la construcción del puente o de la tipología de este. Pero principalmente la clasificación es de acuerdo al tipo de sección que conforme a la superestructura.

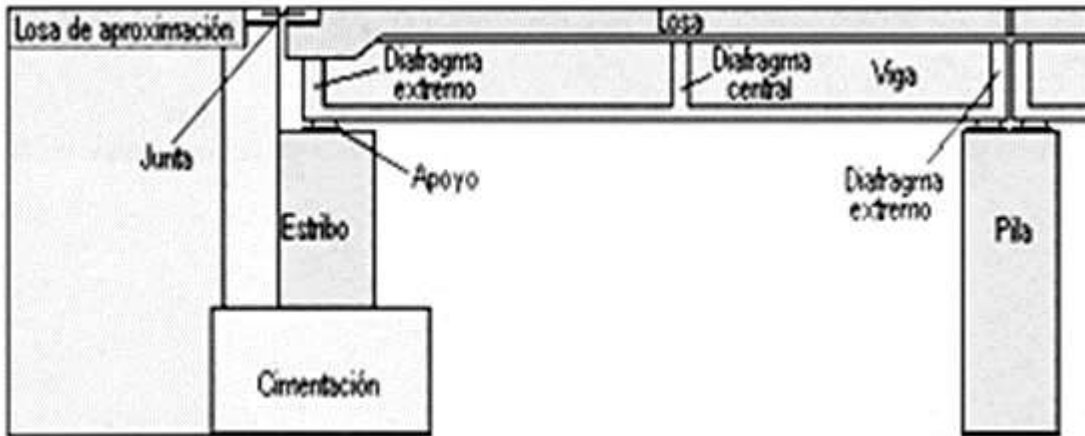
Figura 1. Partes generales de un puente



Fuente: CABRERA, Elsa. *Presentación "Puentes"*. Ing. Elsa Cabrera.

<http://es.slideshare.net/freddyramirofloresvega/1-introduccion-puentes>. Consulta: 07 de junio de 2015.

Figura 2. Partes de la superestructura y subestructura de un puente

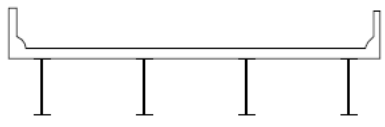
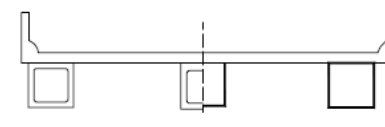
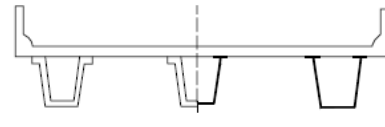
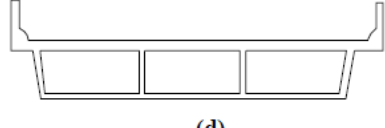
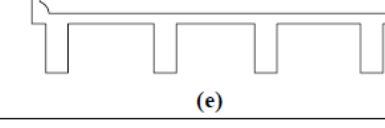
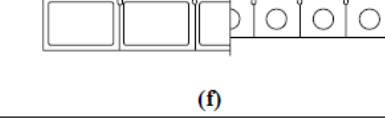
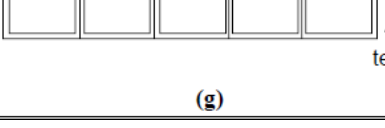


Fuente: Universidad de San Carlos de Guatemala. Facultad de Ingeniería. *Presentación curso de Puentes*. Consulta: 07 de junio de 2015.

2.1.1. Por distribución transversal

La distribución transversal de una superestructura combina varios tipos de secciones las cuales se relacionan en un plano transversal, para componer esta parte del puente. En esta distribución se encuentran varios elementos de la superestructura como losas, vigas, vigas de cajón, armaduras de paso inferior, superior fijo o intermedio; arcos superiores, abiertos o inferiores y finalmente se pueden encontrar en esta clasificación las superestructuras de puentes provisionales. El tipo de puente provisional más utilizado en Guatemala y que se encuentra en esta categoría es el Bailey.

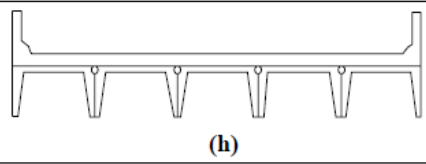
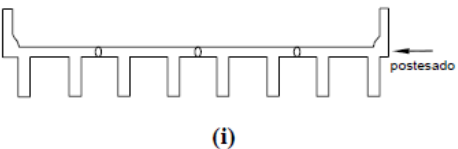
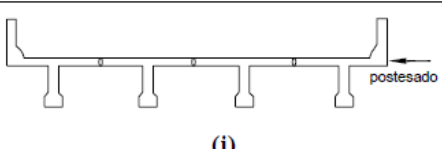
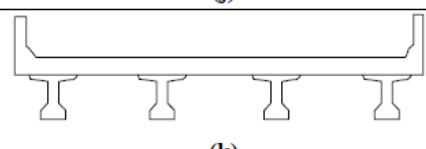
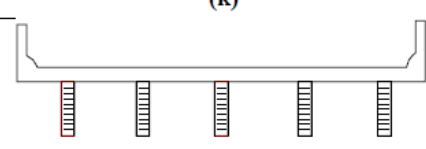
Tabla I. Secciones transversales típicas

ELEMENTOS DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA
Viga de acero	Losa de hormigón colada in situ, losa de hormigón prefabricada, emparrillado de acero, paneles encolados/clavados, madera tesada	 (a)
Vigas cajón cerradas de acero u hormigón prefabricado	Losa de hormigón colada in situ	 (b)
Vigas cajón abiertas de acero u hormigón prefabricado	Losa de hormigón colada in situ, losa de tablero de hormigón prefabricado	 (c)
Viga cajón de múltiples células de hormigón colado in situ	Hormigón monolítico	 (d)
Viga Te de hormigón colado in situ	Hormigón monolítico	 (e)
Vigas cajón prefabricadas de hormigón macizas, alivianadas o celulares con conectores de corte	Sobrecapa de hormigón colado in situ	 (f)
Vigas cajón prefabricadas de hormigón macizas, alivianadas o celulares con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Hormigón integral	 (g)

Fuente: Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes según el método LRFD. *Tabla 4.6.2.2.1-1 – Superestructuras habituales cubiertas por los artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3.*

Sección 4, p 32.

Tabla II. **Continuación secciones transversales típicas**


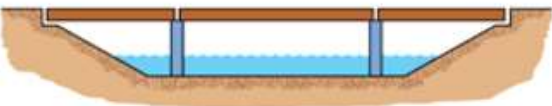



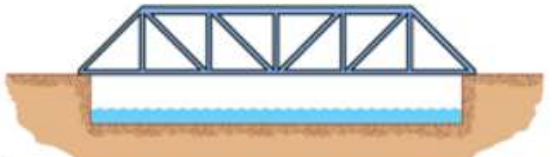
ELEMENTOS DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA
Secciones tipo canal de hormigón prefabricado con conectores de corte	Sobrecapa de hormigón colado in situ	 (h)
Sección doble Te de hormigón prefabricado con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Hormigón integral	 (i)
Sección Te de hormigón prefabricado con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Hormigón integral	 (j)
Secciones doble Te o Te con nervio de hormigón prefabricado	Hormigón colado in situ, hormigón prefabricado	 (k)
Vigas de madera	Hormigón colado in situ o tableros, paneles encolados / clavados o madera tensada	 (l)

Fuente: Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes según el método LRFD. *Tabla 4.6.2.2.1-1 – Superestructuras habituales cubiertas por los artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3. Sección 4, p 33.*

2.1.2. Por distribución longitudinal

Otro tipo de clasificación de la superestructura de un puente puede ser por su distribución longitudinal, la cual habla del tipo de puente que se tiene y los elementos que la componen. En esta clasificación longitudinal se encuentran superestructuras de puentes colgantes, atirantados, con voladizos sucesivos; puentes simplemente apoyados o continuos constantes y variables.

Tabla III. Secciones longitudinales típicas

Tipo de puente	Sección longitudinal típica
Arco	
Simplemente apoyado, continuo o vigas en voladizo	
Colgantes, con o sin viga	
Atirantados	
Ménsula	
Armadura	

Fuente: elaboración propia, empleando imágenes de 2012 Encyclopaedia Britannica, Inc.

2.2. Superficie de rodadura

Es el área del puente que tiene como función el paso del tránsito vehicular. La superficie de rodadura tiene un ancho determinado el cual está de forma

perpendicular en base al eje longitudinal del puente. Los tipos de superficies de rodaduras que se pueden encontrar para puentes son los siguientes:

- Concreto asfáltico
- Concreto de cemento hidráulico
- Acero
- Madera

Figura 3. **Superficie de rodadura de concreto asfáltico**



Fuente: Grupo Muratori, S. A.

Figura 4. **Superficie de rodadura de madera**



Fuente: Grupo Muratori, S. A.

Figura 5. **Superficie de rodadura de concreto de cemento hidráulico**



Fuente: Grupo Muratori, S. A.

Figura 6. **Superficie de rodadura de acero**



Fuente: China Harzone Industry Corp., Ltd. *Puente de acero*. <http://spanish.steel-trussbridge.com/sale-580301-4-2m-single-lane-modular-steel-bridge-truss-assembly-steel-bridges.html>. Consulta: 09 de junio de 2015.

2.3. Tipos de juntas de dilatación

Elementos que permiten un movimiento entre dos luces de la losa del puente, las cuales permiten la contracción o expansión de estos claros. Las juntas de dilatación pueden ser de diferentes materiales según la necesidad de transitabilidad del puente o el diseño de este. Algunos tipos de juntas de dilatación utilizados son los siguientes:

- Juntas de dedo
- Juntas de neopreno
- Juntas estándar (acero reforzado)
- Juntas de caucho reforzado con acero

Figura 7. **Junta estándar (acero reforzado)**



Fuente: Grupo Muratori, S. A.

Figura 8. **Junta de caucho reforzado con acero**



Fuente: Grupo Muratori, S. A.

Figura 9. **Junta de dilatación**



Fuente: Grupo Muratori, S. A.

2.4. Tipos de apoyos

Si bien los apoyos son la división entre la superestructura y la subestructura de un puente. Cabe mencionarlos, ya que son la parte que se encuentra en contacto directo con la superestructura y el diseño de estos, va a transmitir y soportar todas las cargas de la superestructura. Otra función de los apoyos radica en permitir expansiones en la superestructura, así como algunas rotaciones que esta tenga.

Algunos tipos de apoyo utilizadas en puentes:

- Rodillos
- Almohadillas elastoméricas
- Neopreno

- Patines
- Mecedoras
- Teflón

2.5. Tipos de barandas

Parte de la superestructura del puente que tiene como objetivo la protección del tránsito tanto como vehicular y peatonal. El material del barandal va de acuerdo al diseño y a las necesidades del puente, algunos tipos de barandales pueden ser:

- Barandas de concreto
- Barandas de acero de refuerzo
- Barandales de acero estructural
- Barandales de madera
- Barandales de viguetas con sección de caja
- Barandales de aluminio
- Barandales de acero galvanizado

El diseño de cantidad de postes y barandas del puente queda en función del nivel de protección que se le quiera brindar. Esto para los vehículos como a los peatones, se pueden colocar hasta dos barandas; una de protección y otra para soporte peatonal.

Figura 10. **Barandal de concreto**



Fuente: Grupo Muratori, S. A.

Figura 11. **Barandal de acero estructural y galvanizado**



Fuente: Grupo Muratori, S. A.

Figura 12. **Barandal de acero galvanizado**



Fuente: Grupo Muratori, S.A.

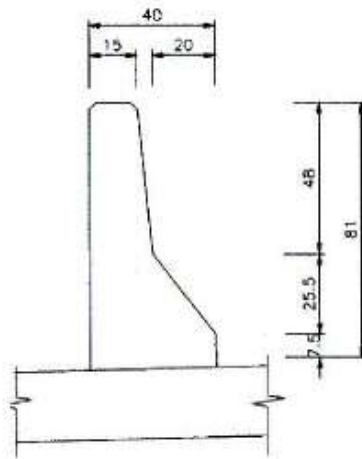
- Teoría de diseño de barandas

Los barandales de concreto armado pueden ser diseñados utilizando análisis tanto de líneas de influencia como de diseño por resistencia. Estas al ser diseñadas se instalan a lo largo del borde como protección para los usuarios.

Como parámetros mínimos para barandales se utiliza una altura mínima de 1,10 m. Estos elementos pueden ser diseñados para distintos usos como lo son peatonales, vehiculares y combinadas para que resistan choques que involucren o no aceras. Este tipo de baranda es utilizado comúnmente en puentes peatonales o puentes para poco tráfico y poca velocidad.

Para puentes de mayor luz y mayor tráfico se utilizan barandales o barreras de concreto que resisten tanto estructural como geoméricamente un choque. La ubicación de las mismas se debe de localizar a 0,60 m del borde de la vía o como máximo a 1,20 m del mismo.

Figura 13. **Barrera vehicular típica**



Fuente: RODRÍGUEZ, Arturo. *Puentes con AASHTO LRFD 2010: Barrera vehicular típica*. p 1-5.

Para el diseño de estas barandas es necesario saber el nivel de importancia que tienen para poder determinar la fuerza, según el artículo 2.4.3.6.3 de AASHTO LRFD son los siguientes:

- PL – 1 Primer nivel de importancia: se utiliza en estructuras cortas, puentes de baja importancia, en áreas rurales y donde no se espera un número significativo de vehículos pesados y velocidades bajas.

- PL – 2 Segundo nivel de importancia: para estructuras de mayor tamaño y velocidades de diseño importantes, en puentes donde circulan diferentes vehículos de diferentes cargas.
- PL – 3 Tercer nivel de importancia: en este nivel se clasifican puentes que se encuentran en autopistas con pendientes variables, tráfico vehicular pesado y denso y velocidades de diseño altas.

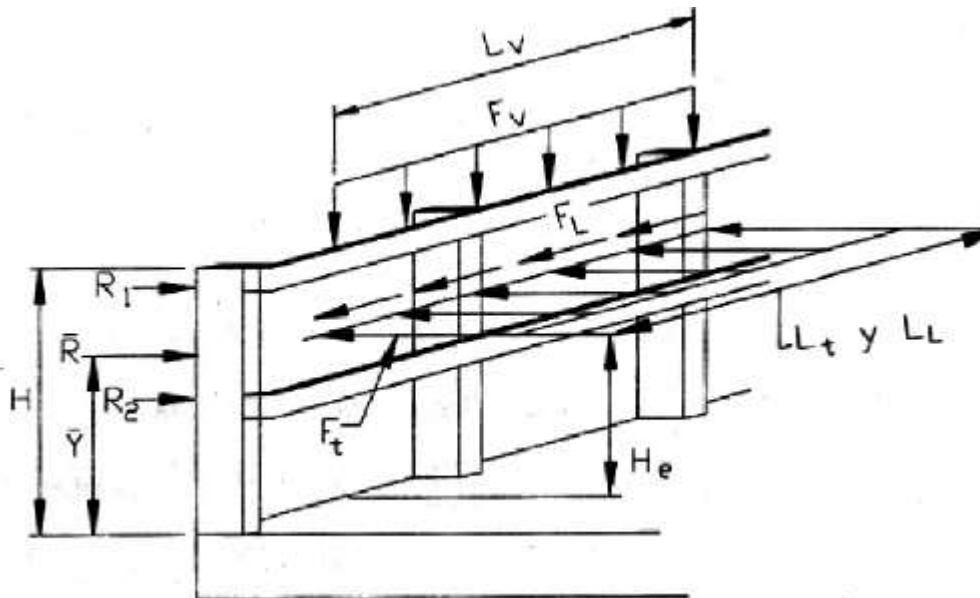
Tabla IV. **Fuerzas de diseño en barandas**

<i>Designación de Fuerzas y Designaciones</i>	<i>Por niveles de importancia de Puentes</i>		
	<i>PL-1</i>	<i>PL-2</i>	<i>PL-3</i>
<i>F_t transversal (t)</i>	<i>12.3</i>	<i>24.5</i>	<i>52.6</i>
<i>F_l longitudinal (t)</i>	<i>4.1</i>	<i>8.2</i>	<i>17.6</i>
<i>F_v vertical abajo (t)</i>	<i>2.05</i>	<i>8.2</i>	<i>22.64</i>
<i>L_t y L_l (m)</i>	<i>1.22</i>	<i>1.07</i>	<i>2.44</i>
<i>L_v (m)</i>	<i>5.50</i>	<i>5.50</i>	<i>12.2</i>
<i>H_e mín (m)</i>	<i>0.51</i>	<i>0.81</i>	<i>1.02</i>
<i>Mínima altura del pasamano (m)</i>	<i>0.51</i>	<i>0.81</i>	<i>1.02</i>

Fuente: RODRÍGUEZ, Arturo. *Puentes con AASHTO LRFD 2010: Fuerzas de diseño para barandas (Tabla 2.4.3.6.3-1 Manual de Diseño para Puentes – Perú)*. p II-4.

La designación de fuerzas, para la tabla anterior, se puede determinar de acuerdo a la distribución de fuerzas verticales y horizontales. Estas se encuentran uniformemente distribuidas a lo largo de la baranda, así como las dimensiones mínimas que estos deben mantener, según el nivel de importancia bajo el cual van a ser diseñados.

Figura 14. **Fuerzas de diseño y dimensiones en barandas**



Fuente: RODRÍGUEZ, Arturo. *Puentes con AASHTO LRFD 2010: Figura 1. Fuerzas de diseño vertical y horizontal uniformemente distribuidos.* p II-4.

2.6. Tipos de estribos

Los estribos son otro elemento que no forma parte de la superestructura, pero se menciona en este trabajo por la relación directa que mantiene con esta. Los estribos son cimentaciones laterales que transmiten las cargas de la superestructura al suelo.

Algunos tipos de estribos a diseñar pueden ser:

- Estribos de gravedad
- Estribos de semi-gravedad
- Estribos en u

- Estribos en voladizo
- Estribos de pantalla
- Estribos de contrafuerte

2.7. Tipos de pilas

Las pilas o pilares tienen la misma función que los estribos, de transmitir las cargas que genera la superestructura al suelo. Pero estas realizan su función en medio, por lo que funcionan como apoyos intermedios.

Tipos de pilares

- Pórtico abierto con viga cabezal
- Pórtico cerrado con viga cabezal
- De diafragma
- Viga en voladizo

- Otras partes importantes y principales de la superestructura:
 - Losa

Parte de la superestructura, que puede trabajar en un sentido paralelo al tráfico o transversal al mismo, para lograr resistir a las cargas impuestas. Las losas pueden ser de una o varias luces o claros continuos. Este elemento es el encargado de soportar las cargas vehiculares y peatonales para luego transmitir las a las vigas.

Figura 15. **Losa**



Fuente: Grupo Muratori, S. A.

Figura 16. **Losa de concreto armado**



Fuente: Grupo Muratori, S. A.

- Diseño teórico de losas:

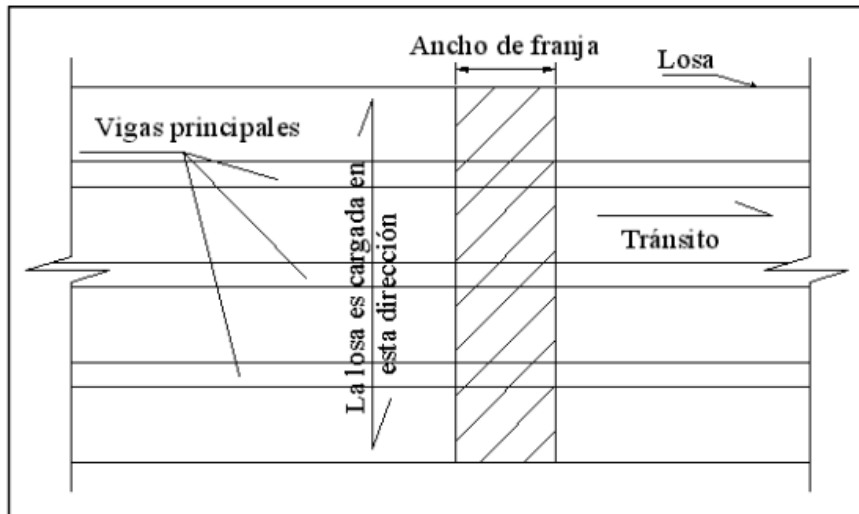
Para el diseño de losas de puentes es necesario contar con la teoría y ecuaciones de diseño de losas de concreto armado a flexión. Como primer paso es necesario determinar las cargas que actúan sobre la misma, tanto la viva como la muerta. Para la carga viva se utiliza la carga de camión HL-93 que se mencionará más adelante en este trabajo. Para la carga muerta es necesario calcular las cargas que actúan sobre la losa como el peso propio de la misma y de la capa de rodadura si se piensa colocar. Para este cálculo de momentos es necesario utilizar la sección transversal para conocer las dimensiones de momentos entre vigas y momentos en voladizo que actúan sobre la losa.

Luego se procede a calcular el momento último de la combinación de carga viva con carga muerta. Esto con los factores de AASHTO LRFD que se mencionarán en el capítulo 5 y su aplicación según las condiciones en el capítulo 6.

Conociendo los momentos se procede a calcular el acero de refuerzo para la cama superior e inferior de la losa, con las ecuaciones de flexión para calcular áreas de acero. Como en todo diseño es necesario que el área calculada cumpla con los parámetros de acero mínimo y de acero máximo. Posteriormente se calcula el acero transversal que va a reforzar la losa.

En la mayoría de diseños de losas se recomienda utilizar el método de franjas equivalentes, las cuales son perpendiculares en los apoyos y así calcular el refuerzo con un método más exacto.

Figura 17. Método de franjas equivalentes para diseño de losas



Fuente: MANRIQUE, Ernesto. *Guía para el diseño de puentes con vigas y losas*, 2004: Fig. 3.2
Ancho de franjas en losas cargadas transversalmente al tráfico. p 54.

Ecuación para cálculo del área de acero transversal inferior en la losa:

$$A_s = \left[(b \times d) - \sqrt{(b \times d)^2 - \frac{M_u \times b}{0,003825 f_c}} \right] \times \frac{0,85 f_c}{f_y}$$

Luego de calcular el área de acero es necesario comprobar que esta cumpla con la cuantía mínima de acero. Esta cual se calcula de la siguiente manera:

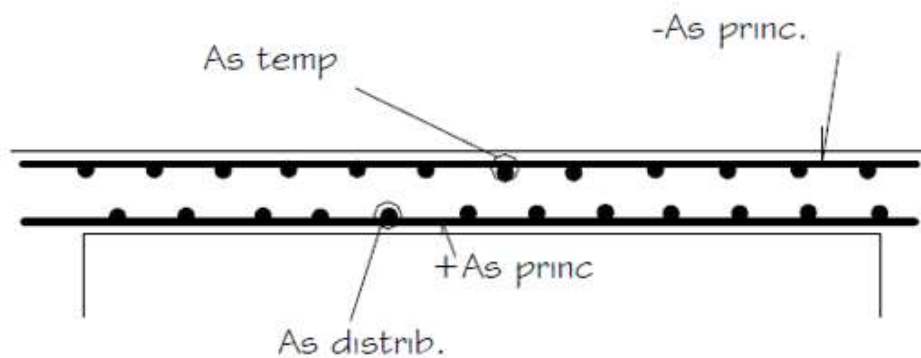
$$A_{s \text{ mín}} = \frac{14,1}{f_y} \times b \times d$$

Posteriormente, se procede a calcular el refuerzo transversal para la cama superior de la losa. Este es según AASHTO LRFD, el acero por temperatura que el elemento debe llevar:

$$A_{s \text{ temp}} = 0,002 \times b \times t$$

Para el acero longitudinal de la losa es preciso conocer las condiciones de apoyo, espaciamiento entre vigas y ancho de losa para determinar por medio de un porcentaje del acero transversal que provee AASHTO LRFD. Esto para conocer esta cantidad de acero a colocar.

Figura 18. **Distribución de acero en la losa**



Fuente: RODRÍGUEZ, Arturo. *Ejemplo de distribución de acero de losa. Puentes con AASHTO LRFD 2010.* p III-65.

En este ejemplo se puede observar cómo se distribuyen los aceros a lo largo de la losa. Es el acero principal el longitudinal que es tanto positivo como negativo, y el acero distribuido que es el acero transversal.

- Vigas: parte de la superestructura la cual se encarga de soportar la losa. Los tipos de vigas se pueden clasificar de acuerdo a:
 - Sección transversal
 - ✓ Vigas rectangulares

- ✓ Vigas T
- ✓ Vigas I
- ✓ Vigas cajón

- Material
 - ✓ Madera
 - ✓ Acero
 - ✓ Concreto
 - ❖ Concreto armado
 - ❖ Concreto pretensado
 - ❖ Concreto postensado

Figura 19. **Viga de concreto postensado**



Fuente: Grupo Muratori, S. A.

Figura 20. **Vigas de acero 1**



Fuente: Grupo Muratori, S. A

Figura 21. **Viga de acero 2**



Fuente: Grupo Muratori, S. A.

Figura 22. **Viga de concreto reparada**



Fuente: Grupo Muratori, S.A.

Figura 23. **Vigas de concreto**



Fuente: Grupo Muratori

- Diafragmas: elementos que actúan como vigas secundarias para distribuir las cargas. Ayudan a aumentar la resistencia de las vigas principales, pero estos elementos no están diseñados para soportar cargas, solamente para transmitir las, aunque si funcionan a cortante.

Figura 24. **Diafragmas**



Fuente: Grupo Muratori, S. A.

- Losa de aproximación: es el elemento que vincula la losa de la calzada con la superficie de rodadura del puente. Tiene como función principal el ordenar las cargas vehiculares antes que entren al puente, para que cuando ingresen se comporten de la manera para la cual fue diseñada la estructura.

Figura 25. **Losa de aproximación**



Fuente: Grupo Muratori, S. A.

3. IMPLEMENTACIÓN DE CARGAS PERMANENTES

3.1. Cargas permanentes

Son aquellas que van a actuar durante toda la vida del puente. En estas cargas se incluye el peso propio de los componentes estructurales y los accesorios no estructurales, así como el peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones de servicios públicos.

3.1.1. Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales

Este peso involucra partes de la superestructura como lo son vigas, juntas de dilatación, barandales, entre otros. Este cálculo se hace con base en las dimensiones y materiales de los componentes.

Al no conocer esta información con exactitud, se puede utilizar una tabla de densidades de materiales y de pesos volumétricos de los materiales más esenciales.

Tabla V. **Peso volumétrico de materiales**

Materiales	Peso volumétrico (N/mm³)
Hormigón armado	0.024
Hormigón simple	0.023
Acero estructural	0.078
Rellenos	0.016 a 0.018

Fuente: CASTELLANOS, M.C. *Cargas en puentes de concreto LRFD. Capítulo 2: Cargas permanentes.* P 3.

3.1.2. Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos

Como el peso anterior, este se calcula con base en los materiales y a las dimensiones que pueda tener la superficie de rodamiento a utilizar. Este cálculo queda a criterio del diseñador, que escoge el tipo de superficie de rodadura más adecuada para la estructura.

Tabla VI. Densidades de materiales

Material		Densidad (Kg/m ³)
Aleaciones de aluminio		2800
Superficie de rodamiento betuminoso		2250
Hierro fundido		7200
Escoria		960
Arena, limo o arcilla compactados		1925
Hormigón	Agregados de baja densidad	1775
	Agregados de baja densidad y arena	1925
	Densidad normal con $f'c \leq 35$ MPa	2320
	Densidad normal con $35 < f'c \leq 105$ MPa	$2240 + 2.29 f'c$
Arena, limo o arcilla sueltos		1600
Arcilla blanda		1600
Grava, macadán o balasto compactado a rodillo		2250
Acero		7850
Sillería		2725
Madera	Dura	960
	Blanda	800
Agua	Dulce	1000
	Salada	1025
Elemento		Masa por unidad de longitud (Kg/mm)
Rieles para tránsito, durmientes y fijadores por vía		0.30

Fuente: Tabla 4.5-1 *Densidades de materiales. Normas para el diseño y construcción de puentes 2013*. P 43.

4. IMPLEMENTACIÓN DE CARGAS VIVAS (TRANSITORIAS)

4.1. Carga vehicular

La carga vehicular que se debe asignar al diseño de puentes o estructuras de drenaje mayor debe ser la HL-93. Esta carga debe ser analizada por medio del camión de diseño, tándem de diseño y por la carga de carril de diseño.

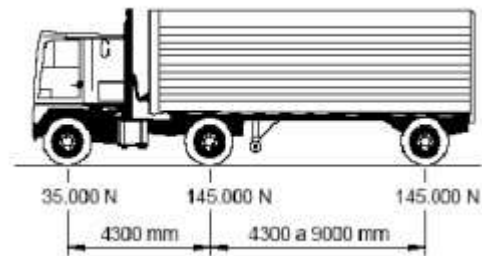
4.2. Aplicación de la carga vehicular de diseño

La aplicación de la carga vehicular de diseño consiste en utilizar los tres modelos de carga para conocer el mayor momento y mayor cortante para el diseño del puente.

- Camión de diseño

Camión HL-93 el cual se compone de tres cargas, las cuales son una de 35 kN (8 Kip) y dos cargas de 145 kN (32 Kip). La separación entre los dos primeros ejes del camión es de 4,3 m (14,1 ft) y entre los siguientes ejes debe de variar entre 4,3 m (14,1 ft) y 9,00 m (29,5 ft). Esto para que se puedan analizar y diseñar las sollicitaciones extremas en el puente.

Figura 26. **Camión HL-93**

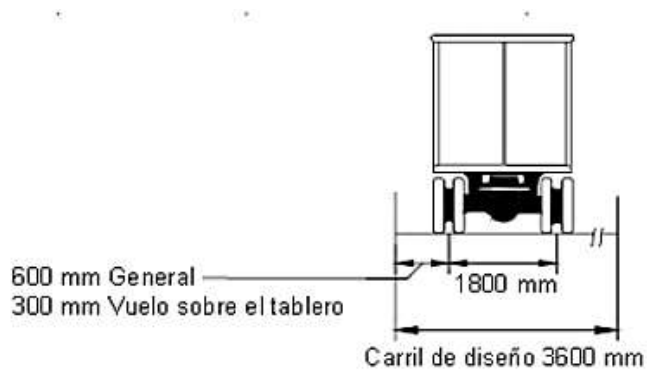


Fuente: CASTELLANOS, M.C. *Validación de la norma AASHTO LRFD en puentes de hormigón armado. Capítulo 2, Cargas transitorias: Camión tipo.* P 3.

- Tándem de diseño

Consiste en un par de ejes de 110 kN (25 Kip) a el tándem tiene un ancho mínimo de 3,6 m (11,8 ft).

Figura 27. **Tándem de diseño**

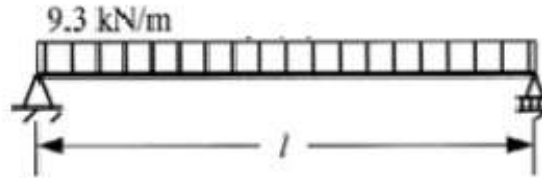


Fuente: CASTELLANOS, M.C. *Validación de la norma AASHTO LRFD en puentes de hormigón armado. Capítulo 2, Cargas transitorias: Tándem de diseño.* P 4.

- Carril de diseño

Esta es una carga distribuida uniformemente de 9,3 kN/m (0,64 Kip/ft), en dirección longitudinal. En la transversal, la carga del carril se distribuye uniformemente en 3,00 m (9,8 ft), utilizando los mismos 9,3 kN/m (0,64 Kip/ft).

Figura 28. **Carga de carril de diseño distribuida longitudinalmente**



Fuente: GONZÁLEZ, Jim. *Cálculo estructural de cargas en un puente mediante líneas de influencia*. <http://es.slideshare.net/jimgonzalez/calculo-estructural-de-cargas-en-un-puente-mediante-lineas-de-influencia>. Consulta: 14 de junio de 2015.

4.3. Carga de fatiga

Se calcula a partir del camión de diseño utilizado. En este caso el HL-93, con una separación de 9,00 m (29,5 ft) entre los ejes de 145 kN (32 Kip). A esta carga se le debe aplicar un incremento por carga dinámica el cual se especifica en AASHTO LRFD, para este análisis de fatiga.

Siendo la fatiga una disminución de la capacidad que va a tener el puente, esta debe ser calculada con base en la frecuencia de tráfico que va a circular por la estructura. La frecuencia se debe tomar con base en el tráfico medio diario de camiones en un único carril (ADTTSL). Se aplica a todos los componentes del puente.

Para el cálculo del tráfico medio diario de camiones en un único carril, se utiliza la siguiente ecuación:

$$\text{ADTTSL} = p \cdot \text{ADTT}$$

Donde

ADTTSL = es el número de camiones por día que circulan en un único carril, el cual se promedia en base al periodo de diseño.

ADTT = es el número de camiones que por día pasan en una sola dirección, se promedia con base en el periodo de diseño.

P = valor especificado en la tabla de fracción de tráfico de camiones en un único carril.

Tabla VII. **Fracción de tráfico de camiones en un único camión**

Número de carriles disponibles para camiones	p
1	1.00
2	0.85
3 o más	0.80

Fuente: *Tabla 3.6.1.2.1 – Fracción de tráfico de camiones en un único camión. Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes según el método LRFD. P 29.*

Para la distribución de la carga de fatiga se pueden utilizar los siguientes métodos para el cálculo:

- Métodos refinados: para este método es necesario ubicar únicamente un camión para el diseño transversal y uno en el diseño longitudinal. Esto

para lograr maximizar las tensiones detalladamente, sin importar como este posicionado sobre el tablero.

- Métodos aproximados: al utilizar este método se debe de hacer uso del factor de distribución para un carril de circulación.

4.4. Cargas peatonales

La carga peatonal se aplica en las aceras de la estructura que sean mayores a 0,6 m, la carga utilizada es de 3,6 kN/m (0,25 Kip/ft) y se debe considerar la sobrecarga vehicular de diseño para este cálculo. Puentes diseñados únicamente para peatones y para ciclistas o alguno de los dos, deben de ser diseñados con una sobrecarga de 4,1 kN/m (0,28 Kip/ft).

Si los anteriores van a ser utilizados para dar mantenimiento al puente y van a circular vehículos de este tipo por ellos, es necesario considerarlo en el diseño. Este tipo de cargas no deben incrementarse por carga dinámica.

4.5. Incremento por carga dinámica

Las consecuencias estáticas causadas por el camión o tándem de diseño se deben aumentar, aplicando los porcentajes de incremento por carga dinámica (IM). Este incremento no se aplica a las fuerzas centrífugas, de frenado, cargas peatonales ni a la carga de carril de diseño. Este incremento por carga dinámica, también puede ser llamado incremento por impacto.

El factor para aplicar la carga dinámica a la carga estática se realiza por medio de la ecuación:

$$(1 + IM/100)$$

Tabla VIII. **Incremento por carga dinámica, IM**

Componente	IM
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: *Tabla 3.6.2.1.1 – Fracción de tráfico de camiones en un único camión. Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes según el método LRFD. P 29.*

4.6. Fuerza centrífuga

Un puente que tiene un alineamiento curvo provoca que los vehículos que transiten sobre él, generen una fuerza centrífuga. Esta fuerza es el resultado del producto entre el peso de los ejes del camión o del tándem de diseño, estimándola por un factor C. El resultado de esta fuerza se aplica de manera horizontal a una distancia de 18,00 m (59,00 ft) sobre la superficie de rodadura.

Ecuación para determinar el factor C:

$$C = \frac{4 v^2}{3 gR}$$

Donde

v = velocidad de diseño de la carretera (metros/segundos)

g = aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

R = radio de curvatura que tiene el carril de circulación (metros)

4.7. Fuerza de frenado

Esta fuerza debe ser tomada con el mayor de estos valores:

- 25 % de peso de los ejes del camión o tándem de diseño
- 5 % del camión o tándem de diseño más la carga del carril

La fuerza de frenado utilizada debe colocarse en todos los carriles diseñados para soportar cargas y que van a transportar tráfico en una misma dirección. Se asumen que esta fuerza actuará horizontalmente a una distancia de 18,00 m sobre la superficie de la calzada en cualquier dirección longitudinal con el fin de que provoque las solicitaciones más extremas. Todos los carriles de diseño deben cargarse de manera simultánea para evitar que en un futuro el tráfico que circula por el puente pueda dirigirse solamente a una dirección.

4.8. Fuerza de colisión de un vehículo

Para resguardar un puente de las fuerzas de colisión de un vehículo es necesario el diseño de protección de las estructuras, como lo son los barandales. Estas barreras o barandales deben ser diseñados según efectos, necesidades y especificaciones. Las excepciones en la que no es necesario es en estructuras que se encuentren protegidas por:

- Terraplenes
- Barrera antichoque independiente de la estructura, instalada en el terreno y de 13,70 m (44, 9 ft) de altura ubicada a no más de 3,00 m (9,8 ft) de la estructura.

- Barrera de 10,70 m (35,1 ft) de altura ubicada a más de 3,00 m (9,8 ft) del componente que está protegiendo.

4.9. Cargas hidráulicas

Son aquellas que afectan a los puentes, porque son las presiones hidrostáticas, la cuales actúan perpendicular al agua. Se calcula como el producto entre columna de agua sobre un punto determinado del puente por la densidad del agua y gravedad.

Otra carga hidráulica que interviene en los puentes en la flotabilidad la cual es una fuerza de levantamiento, con componentes verticales.

5. FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGA

5.1. Fórmula general de factores de carga

Esta fórmula es utilizada para establecer la carga mayorada resultante para el diseño del puente de acuerdo a su tipología y a los materiales a utilizar. Para esta sollicitación se utiliza la siguiente ecuación:

$$Q = \sum n_i y_i Q_i$$

Donde

n_i = modificador de cargas $\geq 0,95$.

$N_i = nD, nR, nL$, donde:

nD = factor modificador de la ductilidad el cual es $\geq 0,95$ y según la *Norma para el Diseño y Construcción de Puentes 2013*, este valor debe de ser de 1. Esta norma también establece que si los elementos no son dúctiles y se tiene un mayor número de conexiones entre elementos se debe utilizar un valor de 1,05. Pero si a diferencia de los casos anteriores, se tiene comprobado un nivel de ductilidad mayor, el valor a utilizar es igual a 0,5.

nR = factor modificador de redundancia el cual debe ser $\geq 0,95$. Según lo establecido por la norma, el valor a utilizar debe ser = 1,00. Si se tiene un

elemento el cual no tenga redundancia, este valor debe aumentar a 1,05. Si se tiene una estructura con forma y tipología la cual tenga un valor de redundancia definido, como lo son las vigas continuas o elementos con una capacidad alta a la torsión (secciones transversales cerradas), se utiliza el valor de 0,95.

n_L = este es un factor de importancia que se le asigna al puente el cual también debe ser $\geq 0,95$, el valor que se le da a puentes típicos y ordinarios es de 1,00. Para puentes críticos o esenciales se utiliza un valor de 1,05 y en puentes de menor importancia o tráfico el valor de 0,95.

Y_i = factores de carga especificados en las tablas de *Combinaciones de cargas y factores de carga* y *Factores de carga para cargas permanentes*, Y_p .

Q_i = solicitaciones de cargas especificadas.

La ecuación mayorada y relacionada con la resistencia de la estructura queda definida de la siguiente manera:

$$Q = \sum n_i y_i Q_i = \sum \phi R = R_r$$

Donde

ϕ = valor multiplicador de la resistencia límite del material con el que se está diseñando, relacionado con la incertidumbre del comportamiento que el materiales va a tener según la condición en la que se encuentre.

R = valor de resistencia límite del material que se está utilizando para diseñar según la condición de esfuerzo.

R = valor de resistencia límite al esfuerzo del material utilizado en el diseño dependiendo la incertidumbre del material y condición de esfuerzo que este especifique.

5.2. Estados límites de carga

Son una serie de grupos de eventos que causan modificaciones en el diseño original de la estructura y cambian su función para la cual fueron creados. Estos estados límites de carga se dividen en cuatro grupos: resistencia, evento extremo, servicio y fatiga.

Los estados límites de carga son los siguientes:

- Resistencia I: combina cargas básicas, como lo es el uso normal vehicular sin viento de un puente.
- Resistencia II: combina cargas de diseño vehículos especiales, de circulación restringida o de los dos, no incluye el viento. Estas cargas deben de ser especificadas por la autoridad designada para el diseño de puentes.
- Resistencia III: combina cargas en las cuales el puente se encuentra bajo la exposición del viento a velocidades que superan los 90 km/h.

- Resistencia IV: combina cargas en las cuales se tienen casos elevados los cuales son causa de las cargas permanentes y las sobrecargas.
- Resistencia V: combina cargas de vehículos normales, más una velocidad de viento de 90 km/h.
- Evento extremo I: combina cargas de sismos.
- Evento extremo II: combina cargas de sólidos de suspensión, embarcaciones, vehículos, eventos hidráulicos con sobrecarga reducida y empleada en la carga de colisión de vehículos.
- Servicio I: combina cargas de funcionamiento normal del puente con un viento de 90 km/h, utilizando valores nominales de las cargas. En este estado límite de carga se controlan las deflexiones de estructuras metálicas enterradas, revestimiento de túneles, tuberías termoplásticas, fisuración de estructuras de concreto armado y la estabilidad de taludes.
- Servicio II: combina cargas para el control de fluencia de estructuras de acero y el resbalamiento provocado por la sobrecarga vehicular en las conexiones críticas.
- Servicio III: combina cargas que son exclusivas de tracción en superestructuras de concreto pretensado, para controlar la fisuración.

- Servicio IV: combina cargas que son exclusivas de tracción en subestructuras de concreto pretensado, para controlar la fisuración.
- Fatiga: combina cargas de fatiga y fracturas relacionadas con la sobrecarga gravitatoria vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas utilizando solamente un camión de diseño.

5.3. Definición de factores de carga y combinaciones

Un factor de carga es definido como un valor que se basa en los estados límites de carga el cual aumenta o disminuye resistencia. Esto para que la estructura cumpla con las especificaciones para la que está siendo diseñada.

Estos factores se pueden combinar para dar más exactitud en el diseño de un puente. Estos factores pueden ser debidos a las cargas permanentes del puente, para aumentar la seguridad de esta. Los factores de carga por los estados límites como se mencionó anteriormente, que se utilizan según los casos para los cuales se quiere que trabaje la estructura.

Tabla IX. **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 uno de estos por vez			
										EQ	IC	CT	CV
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	Y_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA II	Y_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA III	Y_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA IV Sólo EH, EV, ES, DW, DC	Y_p 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	Y_p	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	Y_p	Y_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	Y_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	Y_{TG}	Y_{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	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-
FATIGA Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: *Tabla 3.4.1-1 Combinaciones de carga y factores de carga. Capítulo 3. AASHTO LRFD Especificaciones para el Diseño de Puentes, 2012. P 16.*

Tabla X. **Factores de carga para cargas permanentes, y_p**

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Componente y accesorios	1,25	0,90
DD: Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
EH: Empuje horizontal del suelo	1,50	0,90
• Activo	1,35	0,90
• En reposo		
EL: Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
EV: Empuje vertical del suelo		
• <u>Estabilidad global</u>	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	1,50	0,90
ES: Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

Fuente: *Tabla 3.4.1-2. Factores de carga para cargas permanentes, y_p*
Capítulo 3 .AASHTO LRFD Especificaciones para el Diseño de Puentes 2012. P 16.

5.4. Factores de carga durante el proceso de construcción

Estos factores se determinan para la estructura, equipo, condiciones de viento y otros elementos que intervienen en el proceso constructivo del puente. A menos que el propietario o la autoridad encargada especifiquen otro factor, se deben de utilizar los especificados.

Los factores que se utilizan para cada una de estas cargas son:

Tabla XI. **Factores de carga en el proceso de construcción**

Tipo de carga	Factor de carga
Peso de la estructura y accesorios	> 1.25
Equipos, carga constructiva o efectos dinámicos	> 1.50
Carga de viento	> 1.25
Otras cargas	1.00

Fuente: elaboración propia.

5.5. Factores de carga para fuerzas de tensado y postensado

Estos factores de carga se aplican cuando se trabajan elementos estructurales preesforzados. Estos pueden ser tensados o postensado.

- Fuerzas de tensado

Los factores de carga para las fuerzas de tensado no deben ser menores que 1,30 veces la reacción del apoyo en función de la carga permanente que se encuentre adyacente al punto de tensado. Esto puede cambiar solamente si el propietario o autoridad encargada deciden que este factor será diferente.

Si la operación del tensado se realizará con circulación vehicular activa, a la carga de tensado se le debe de agregar una reacción de sobrecarga que sea proporcional al mantenimiento que se tiene del plan de tráfico. Adicional a esto se debe multiplicar por el factor de carga que corresponda a esta sobrecarga.

- Fuerza para las zonas de anclaje de postensado

El factor que se utiliza en las zonas de anclaje de postensado es igual a 1,20. Este valor se le aplica a la máxima fuerza de tensado.

6. EJEMPLO DE METODOLOGÍA DE DISEÑO DE VIGA PARA UN PUENTE

6.1. Viga de concreto armado

Los siguientes son los pasos de este manual para el diseño de una viga de concreto armado en la superestructura de un puente, aplicados con base en la *Norma para el Diseño y Construcción de Puentes 2013*.

- Paso 1: establecer las dimensiones del puente

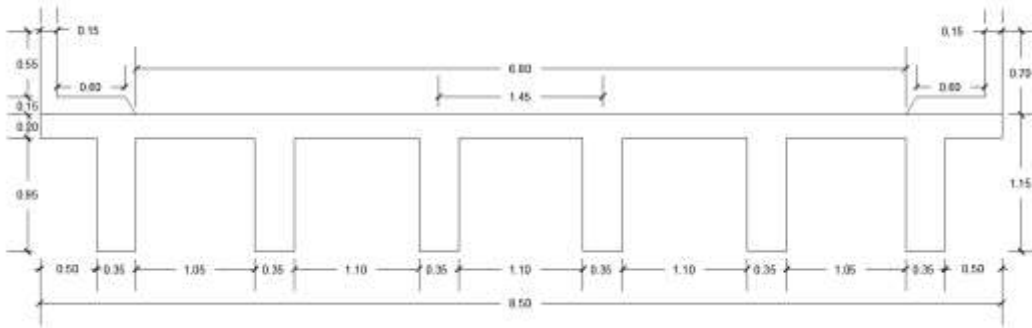
En este paso es importante determinar las dimensiones que va a tener el puente a diseñar, ya que algunos de estos datos son utilizados en pasos posteriores.

Tabla XII. **Dimensiones de diseño del puente de viga de concreto armado**

Elemento	Valor
Luz del puente	16,00 m
Espaciamiento entre vigas	1,45 m
Ancho de sección transversal	8,50 m
Ancho de rodadura	6,80 m
Ancho de acera	0,60 m

Fuente: elaboración propia.

Figura 29. **Sección transversal propuesta para vigas de concreto armado**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Paso 2: Establecer parámetros de resistencia del concreto y del acero de refuerzo

Estos parámetros se establecen para conocer los materiales con los que va a trabajar y las resistencias que estos van a tener para futuros cálculos.

Tabla XIII. **Parámetros de resistencia del concreto y del acero de refuerzo para superestructura de viga de concreto armado**

Material		Resistencia
Concreto	Vigas	281 Kg/cm ² (4 000 PSI)
	Losa	281 Kg/cm ² (4 000 PSI)
Acero de refuerzo		4 200 Kg/cm ² (Grado 60)

Fuente: elaboración propia

- Paso 3: calcular módulo de elasticidad para el concreto

Según la ecuación de la sección 8.5.1 del ACI 318:

$$E_c = 15\,100 \sqrt{f'_c}$$

Donde

E_c = módulo de elasticidad del concreto

f'_c = resistencia del concreto en Kilogramo/centímetro²

- Para el concreto 4 000:

$$E_c = 15\,100 \sqrt{281 \text{ Kg/cm}^2} = 253\,122,12 \text{ Kg/cm}^2 = 2,53 \times 10^{05} \text{ Kg/cm}^2$$

- Paso 4: cálculo del módulo de elasticidad del acero de refuerzo

Este módulo de elasticidad del acero de refuerzo se puede tomar según el ACI 318 como 200 000 MPa.

$$E_s = 2,04 \times 10^{06} \text{ Kg/cm}^2$$

- Paso 5: definir la relación modular entre la viga y la losa

La relación modular es una relación n entre el módulo de elasticidad del material utilizado en la losa y el módulo de elasticidad del material de la viga. Para este caso se utilizó concreto en los dos elementos.

$$n = \frac{E_c \text{ Losa}}{E_c \text{ Viga}}$$

Donde

n = relación modular

E_c viga = módulo de elasticidad del concreto de la viga

E_c losa = módulo de elasticidad del concreto de la losa

$$n = \frac{2,53 \times 10^{05} \text{ Kg/cm}^2}{2,53 \times 10^{05} \text{ Kg/cm}^2} = 1,00$$

- Paso 6: calcular ancho de losa efectiva para diseñar.

Según el artículo 9.7.1.1 de AASHTO LRFD el ancho mínimo para losas que se encuentran sobre elementos apoyados. Esto es el caso de este ejemplo, se debe de utilizar una profundidad mínima de 7 pulgadas o 0,1778 cm.

Por lo que se usará $t = 0,20 \text{ m}$

- Paso 7: predimensionamiento de vigas

- Peralte de la viga

Este paso se calcula con base en la tabla de AASHTO LRFD 2.5.2.6 3-1. En la que se tienen que escoger los casos con los que cumple el diseño del puente para poder conocer la fórmula.

Material: concreto reforzado

Tipo: vigas T

$$P = 0,07L$$

Donde

P = peralte de la viga

L = luz de la viga

$$P = 0,07(16,00\text{m}) = 1,12 \text{ m} \approx 1,15\text{m}$$

- Base de la viga b_w

Se asumirá un valor de predimensionamiento de la base de la viga de:

$$b_w = 0,35 \text{ m}$$

- Cálculo del ancho efectivo de ala la viga b_f

El menor valor de:

$$\frac{L}{4} = \frac{16,00 \text{ m}}{4} = 4,00 \text{ m}$$

$$12 h_f + b_w = 12(0,20\text{m}) + 0,35 \text{ m} = 2,75 \text{ m}$$

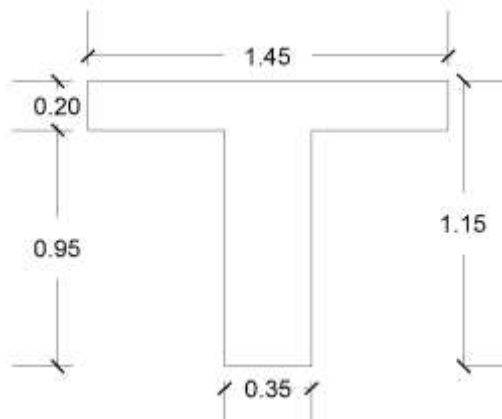
Espaciamiento entre ejes de vigas: 1,45 m

Siendo el espaciamento entre vigas el ancho efectivo de ala

$$b_f = 1,45 \text{ m}$$

Con esto se tiene el predimensionamiento de la sección de la viga de la siguiente manera:

Figura 30. **Sección propuesta de viga concreto armado**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Paso 8: predimensionamiento de diafragmas

Ya que el puente que diseñamos tiene una luz mayor a 12,19 m (40 pies) se procede a colocar diafragmas.

- Altura diafragma:

$$H_D = 70 \% * P$$

Donde

H_D = altura diafragma

P = peralte viga T

$$H_D = 0,70 * 1,15 \text{ m} = 0,80 \text{ m}$$

- Ancho diafragma

Igual al espaciamiento entre vigas = 1,45 m

- Base de diafragmas

Se utilizará una base mínima.

$$b_D = 0,25 \text{ m}$$

- Paso 9: cálculo del centro de gravedad de la viga

Se calcula con la siguiente ecuación:

$$\bar{y} = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i}$$

Para esto se procede a dividir la viga en alma y ala para conocer el centro de gravedad por medio de la siguiente tabla:

Tabla XIV. **Áreas y centros de gravedad de la viga de concreto armado**

Sección	Área A_i (cm^2)	Centroide Y_i (cm)	$A_i Y_i$ (cm^3)
Ala	2 900,00	10,00	29 000,00
Alma	3 325,00	67,50	224 437,50
Σ	6 225,00		253 437,50

Fuente: elaboración propia

$$\bar{y} = \frac{253\,437,50 \text{ cm}^3}{6\,225,00 \text{ cm}^2} = 40,71 \text{ cm}$$

- Paso 10: cálculo de la inercia de la viga

Conociendo el centro de gravedad de la viga, se continúa con el esquema de dividir en secciones la viga para conocer su inercia. Y se calcula por medio del teorema de ejes paralelos para el cual se utilizan datos de la tabla XIII y la siguiente ecuación:

$$I = \bar{I}_x + A_i d^2$$

Donde

I_x = inercia de la sección respecto al eje x

$$I = \frac{1}{12} b h^3$$

d = centro de gravedad de la sección - centro de gravedad de la viga

Tabla XV. **Cálculo de la inercia de la viga de concreto armado**

Sección	Área A_i (cm^2)	Inercia (cm^4)	Centroide Y_i (cm)	d (cm)	d^2 (cm^2)	$A_i d^2$ (cm^4)
Ala	2 900,00	96 666,67	10,00	-30,71	943,28	2 735 509,80
Alma	3 325,00	2 500 677,08	67,50	26,79	717,55	2 385 858,17
Σ		2 597 343,75				5 121 367,97

Fuente: elaboración propia

$$I = 2\,597\,343,75 \text{ cm}^4 + 5\,121\,367,97 \text{ cm}^4 = 7\,718\,711,72 \text{ cm}^4$$

- Paso 11: cálculo de la distancia entre el centro de gravedad de la viga y la losa

$$e_g = y_t + \frac{t_s}{2}$$

Donde

e_g = distancia entre los centros de gravedad entre la viga y la losa

y_t = centro de gravedad de la viga

t_s = espesor de la losa

$$e_g = 40,71 \text{ cm} + \frac{20,00 \text{ cm}}{2} = 50,71 \text{ cm}$$

- Paso 12: cálculo del parámetro de rigidez longitudinal

Este parámetro de rigidez longitudinal se calcula para la viga.

$$K_g = n (I + A * e_g^2)$$

Donde

K_g = parámetro de rigidez longitudinal de la viga

n = relación modular entre la viga y la losa

I = inercia de la viga (milímetros⁴)

A = área de la sección transversal de la viga (milímetros²)

e_g = distancia entre los centros de gravedad de la viga y la losa (milímetros)

$$K_g = 1,00 (7,72 \times 10^{10} \text{ mm}^4 + (332 500,00 \text{ mm}^2) (507,13 \text{ mm})^2)$$

$$K_g = 1,63 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

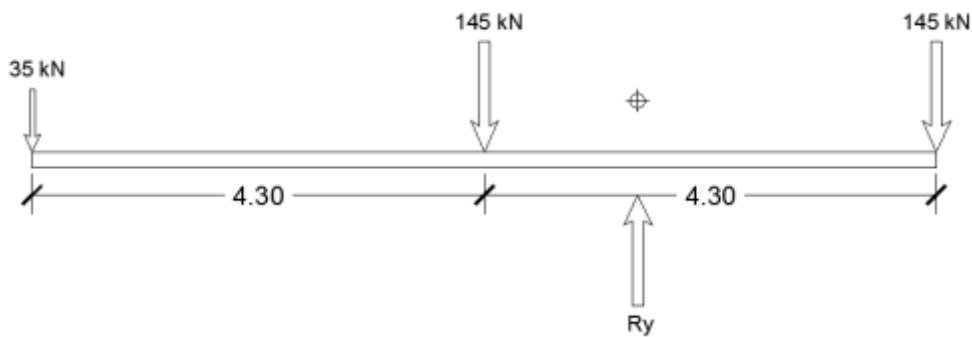
- Paso 13: cálculo de momento por carga viva

En este caso se calcula el momento máximo que la carga viva ejerce en la viga por medio de la carga vehicular de diseño. Los modelos utilizados son los establecidos por la Norma en la sección 4.6 donde define las sobrecargas vehiculares LL. Estos modelos son: camión de diseño, para el cual se utiliza el camión HL-93, el tándem de diseño y el carril de diseño de 9.3 kN/m. Se procede a utilizar una combinación tanto de camión y carril o tándem.

- Camión de diseño

Determinación de la reacción en el camión de diseño

Figura 31. **Sumatoria de fuerzas en “y” para reacción de camión de diseño**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

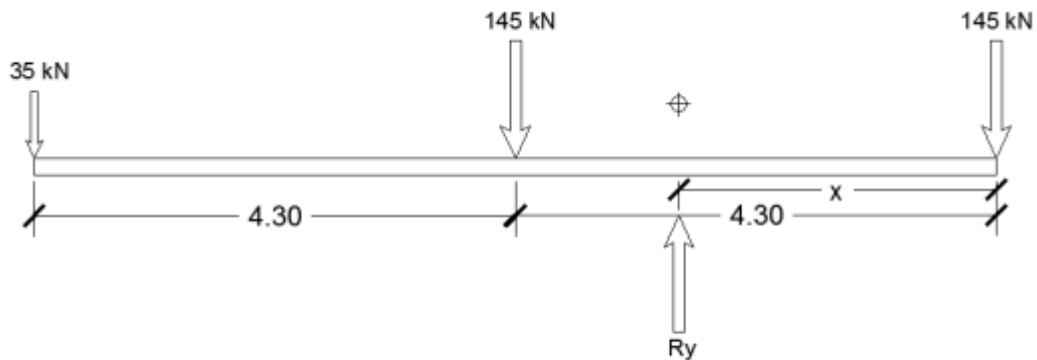
$$\sum F_y = 0$$

$$35 \text{ kN} + 145 \text{ kN} + 145 \text{ kN} = R_y$$

$$R_y = 325 \text{ kN}$$

Determinación de la posición de la reacción (centroide del camión de diseño).

Figura 32. **Sumatoria de momentos para determinar centroide**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

$$\sum MB=0$$

$$35 \text{ kN} (8,6\text{m}) + 145 \text{ kN} (4,3\text{m}) - 325 \text{ kN} (x) = 0$$

$$301 \text{ kN} + 623,5 \text{ kN} = 325 \text{ kN} x$$

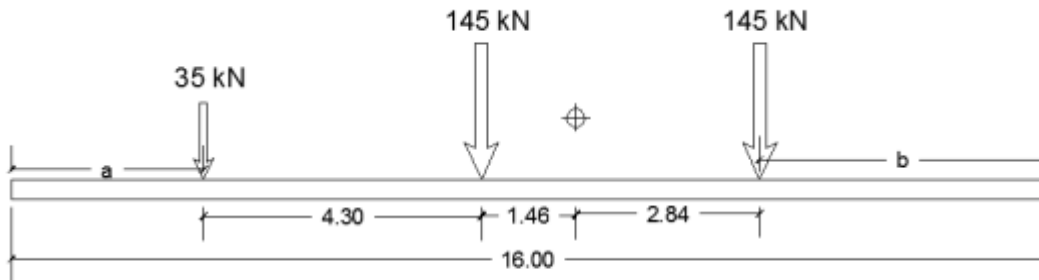
$$x = \frac{924.5 \text{ kN}}{325 \text{ kN}}$$

$$x = 2,84 \text{ m}$$

Ubicación del camión de diseño en la luz del puente a diseñar. Para esto se deben conocer las distancias "a" y "b" por medio de la resolución de ecuaciones.

En este caso se ubicará en un puente de 16,00 m de luz.

Figura 33. **Resolución de la ubicación del camión del diseño en la luz del puente**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Para conocer la distancia de a y b, se deben utilizar las siguientes ecuaciones:

$$\textcircled{1} a + 4,30 \text{ m} = 2,84 \text{ m} + b$$

$$\textcircled{2} a + 4,30 \text{ m} + 1,46 \text{ m} + 2,84 \text{ m} + b = 16,00 \text{ m}$$

Variable en "a" en función de variable "b"

$$a + 4,30 \text{ m} = 2,84 \text{ m} + b$$

$$a = b + 2,84 \text{ m} - 4,30 \text{ m}$$

$$a = b - 1,46 \text{ m}$$

Obteniendo la ecuación $\textcircled{3}$

$$\textcircled{3} a = b - 1,46 \text{ m}$$

Resolución de ecuación $\textcircled{2}$

$$a + 4,30 \text{ m} + 1,46 \text{ m} + 2,84 \text{ m} + b = 16,00 \text{ m}$$

$$(b - 1,46 \text{ m}) + 4,30 \text{ m} + 1,46 \text{ m} + 2,84 \text{ m} + b = 16,00 \text{ m}$$

$$2b + 7,14 \text{ m} = 16,00 \text{ m}$$

$$2b = 16,00 \text{ m} - 7,14 \text{ m}$$

$$b = \frac{8,86 \text{ m}}{2}$$

$$b = 4,43 \text{ m}$$

Resolución de ecuación ③

Ya que $b = 4,43\text{m}$

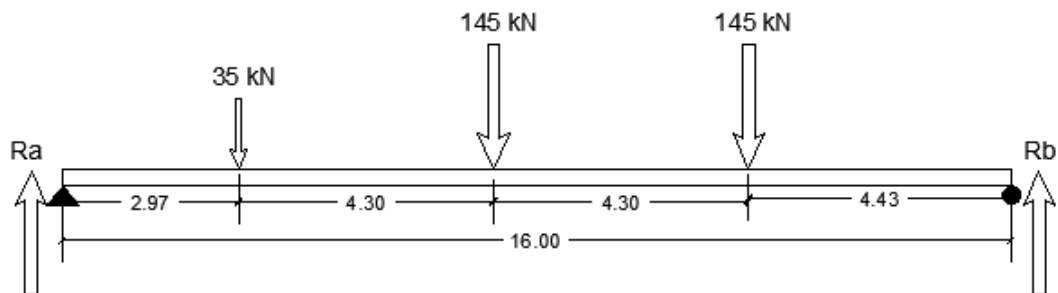
$$a = b - 1,46 \text{ m}$$

$$a = 4,43 \text{ m} - 1,46 \text{ m}$$

$$a = 2,97 \text{ m}$$

Conociendo las variables “a” y “b”. Se conoce la ubicación de las cargas del camión de diseño en la luz de nuestro puente.

Figura 34. **Ubicación cargas del camión de diseño en luz del puente para momento**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Conociendo la ubicación de cargas del camión de diseño en el puente, se procede a resolver ecuaciones de momentos para determinar el valor de las reacciones que estas cargas provocan en los apoyos A y B.

Para este caso la viga del puente se encuentra simplemente apoyada.

Determinación de la reacción A

$$\sum MB = 0.$$

$$35 \text{ kN} (13,03\text{m}) + 145 \text{ kN} (8,73\text{m}) + 145 \text{ kN} (4,43\text{m}) = Ra(16,00\text{m})$$

$$456,05 \text{ kN-m} + 1\,265,85 \text{ kN-m} + 642,35 \text{ kN-m} = Ra(16,00\text{m})$$

$$2\,364,25 \text{ kN-m} = Ra(16,00\text{m})$$

$$Ra = \frac{2\,364,25 \text{ kN-m}}{16,00 \text{ m}}$$

$$Ra = 147,76 \text{ kN}$$

Determinación de la reacción B

$$\sum MA = 0.$$

$$Rb(16,00\text{m}) = 35 \text{ kN} (2,97\text{m}) + 145 \text{ kN} (7,27\text{m}) + 145 \text{ kN} (11,57\text{m})$$

$$Rb(16,00\text{m}) = 103,95 \text{ kN-m} + 1\,054,15 \text{ kN-m} + 1\,677,65 \text{ kN-m}$$

$$Rb(16,00\text{m}) = 2\,835,75 \text{ kN-m}$$

$$Rb = \frac{2\,835,75 \text{ kN-m}}{16,00 \text{ m}}$$

$$Rb = 177,24 \text{ kN}$$

Verificando

$$\sum Fy = 0$$

$$35 \text{ kN} + 145 \text{ kN} + 145 \text{ kN} = 147,76 \text{ kN} + 177,24 \text{ kN}$$

$$325 \text{ kN} = 325 \text{ kN}$$

Conociendo los valores de las reacciones en A y B. Se procede a conocer el momento máximo que generan estas cargas en la viga. Esto se realiza por medio de una sumatoria de momentos en la primera llanta más pesada de 145 kN.

Momento en primera llanta de 145 kN

$$\sum M_{145(1)} = 0$$

$$M_{145(1)} + M_{35} - Ra(x) = 0$$

$$M_{145(1)} = Ra(x) - M_{35}$$

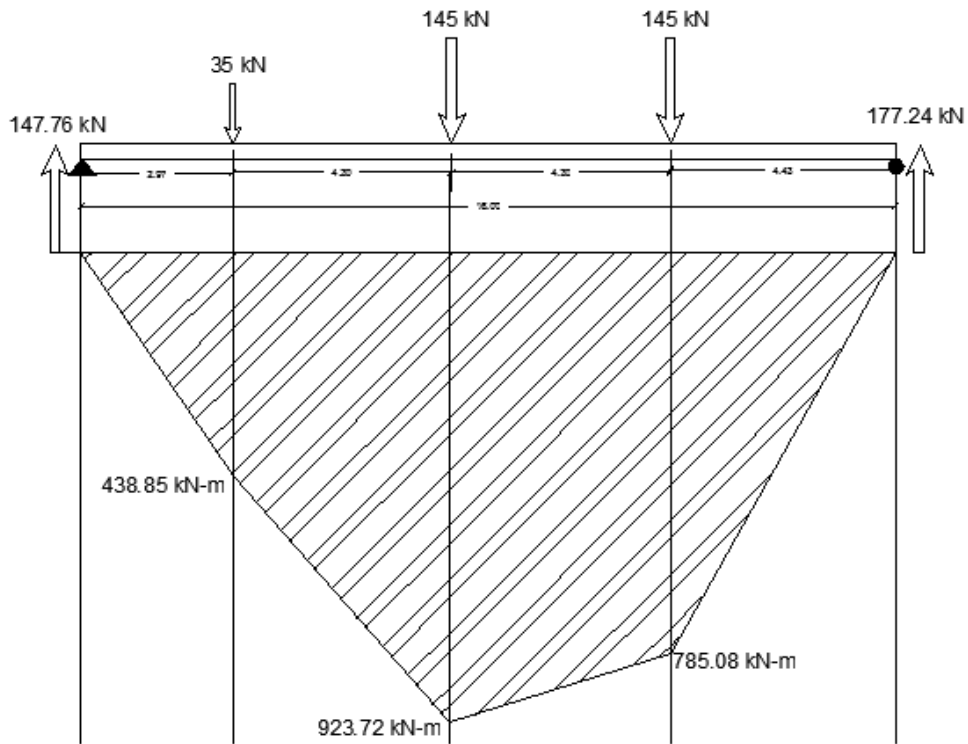
$$M_{145(1)} = 147,76 \text{ kN}(7,27\text{m}) - 35 \text{ kN}(4,30\text{m})$$

$$M_{145(1)} = 1\,074,22 \text{ kN}\cdot\text{m} - 150,50 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{145(1)} = 923,72 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Conociendo el momento máximo que se genera en la primera llanta de 145 kN, se procede a verificar en el diagrama de momentos, para el camión de diseño.

Figura 35. Diagrama de momentos de camión de diseño



Fuente: Elaboración propia, empleando AutoCAD.

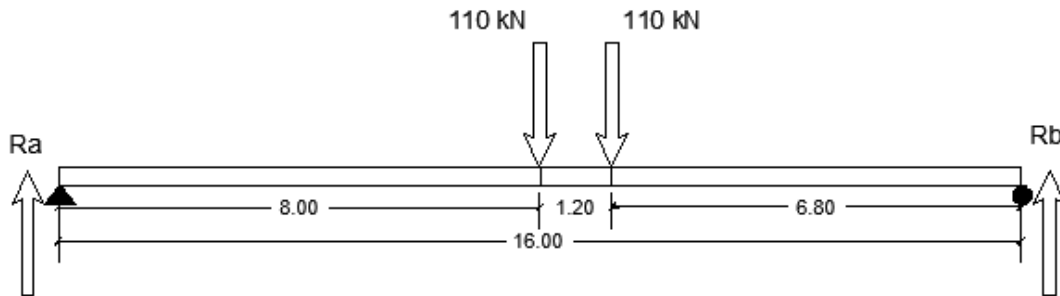
Como se puede observar en el diagrama, la primera llanta de 145 kN es donde se genera el momento máximo con el camión de diseño.

- Tándem de diseño

Para este modelo de carga vehicular es necesario encontrar como primer paso el centro de la viga. En este caso la viga es de 16.00 m, por lo que el centro se encuentra a 8,00 m del apoyo A.

Como siguiente punto es ubicar la primera carga de 110 kN en este centro y a 1,20 m a la derecha la segunda carga de 110 kN. Esto para proceder a conocer las reacciones de este modelo de carga.

Figura 36. **Ubicación del tándem de diseño en la luz del puente para momento**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Determinación de la reacción A

$$\sum MB = 0.$$

$$110 \text{ kN} (6,80\text{m}) + 110 \text{ kN} (8,00\text{m}) = Ra(16,00\text{m})$$

$$748,00 \text{ kN-m} + 880,00 \text{ kN-m} = Ra(16,00\text{m})$$

$$1\ 628,00 \text{ kN-m} = Ra(16,00\text{m})$$

$$Ra = \frac{1\ 628,00 \text{ kN-m}}{16,00 \text{ m}}$$

$$Ra = 101,75 \text{ kN}$$

Determinación de la reacción B

$$\sum MA = 0.$$

$$110 \text{ kN} (8,00\text{m}) + 110 \text{ kN} (9,20\text{m}) = R_b(16,00\text{m})$$

$$880,00 \text{ kN-m} + 1\,012,00 \text{ kN-m} = R_b(16,00\text{m})$$

$$1\,892,00 \text{ kN-m} = R_b(16,00\text{m})$$

$$R_b = \frac{1\,892,00 \text{ kN-m}}{16,00 \text{ m}}$$

$$R_b = 118,25 \text{ kN}$$

Verificando

$$\sum F_y = 0$$

$$110 \text{ kN} + 110 \text{ kN} = 101,75 \text{ kN} + 118,25 \text{ kN}$$

$$220 \text{ kN} = 220 \text{ kN}$$

Conociendo los valores de las reacciones en A y B, se procede a conocer el momento máximo que generan estas cargas en la viga. Por lo que se procede a realizar una sumatoria de momentos en la carga que se encuentra en el centro de la viga.

Momento en llanta de 110 kN en el centro de la viga

$$\sum M_{110(1)} = 0$$

$$M_{110(1)} - R_a(x) = 0$$

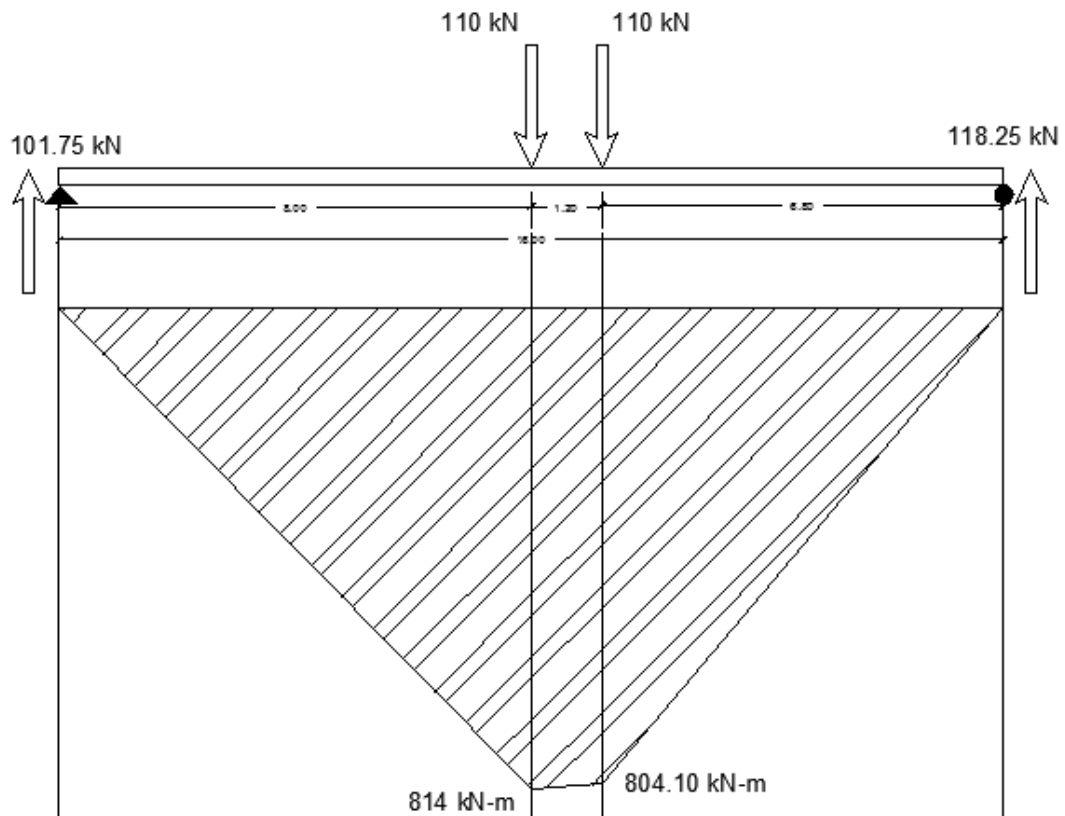
$$M_{110(1)} = R_a(x)$$

$$M_{145(1)} = 101,75 \text{ kN} (8,00\text{m})$$

$$M_{110(1)} = 814,00 \text{ kN-m}$$

Se procede a verificar que en esta llanta se provoque el momento máximo por medio de un diagrama de momentos del tándem de diseño en la viga.

Figura 37. **Diagrama de momentos de tándem de diseño**



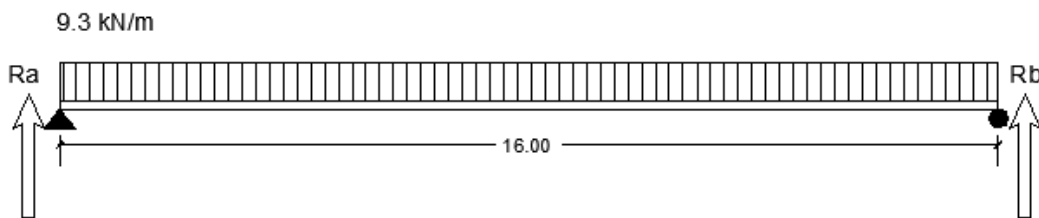
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Como bien demuestra el diagrama, la llanta que se encuentra en el centro de la viga es la carga que genera el mayor momento.

- Carril de diseño

Conocer las reacciones que provocadas por el carril de diseño en los apoyos A y B.

Figura 38. **Ubicación del carril de diseño en la luz del puente para momento**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Determinación de la reacción A

$$\sum MB = 0.$$

$$9,3 \text{ kN/m} (16,00\text{m}) \left(\frac{16,00\text{m}}{2}\right) = R_a(16,00\text{m})$$

$$1\ 190,40 \text{ kN-m} = R_a(16,00\text{m})$$

$$R_a = \frac{1\ 190,40 \text{ kN-m}}{16,00 \text{ m}}$$

$$R_a = 74,40 \text{ kN}$$

Determinación de la reacción B

$$\sum MA = 0.$$

$$9,3 \text{ kN/m} (16,00\text{m}) \left(\frac{16,00\text{m}}{2}\right) = R_b(16,00\text{m})$$

$$1\ 190,40\ \text{kN}\cdot\text{m} = R_b(16,00\text{m})$$

$$R_b = \frac{1\ 190,40\ \text{kN}\cdot\text{m}}{16,00\ \text{m}}$$

$$R_b = 74,40\ \text{kN}$$

Verificando

$$\sum F_y = 0$$

$$74,40\ \text{kN} + 74,40\ \text{kN} = 9,3\ \text{kN/m} (16,00\text{m})$$

$$148,80\ \text{kN} = 148,80\ \text{kN}$$

Conociendo las reacciones lo siguiente es conocer el momento máximo, el cual se genera en el centro de la viga, a 8,00 m del apoyo A, donde se encuentra la mayor concentración de cargas.

Momento máximo en el centro de la viga

$$\sum M_{8,00\text{m}} = 0$$

$$M_{8,00\text{m}} + M_{\text{Carga distribuida}} - R_a(x) = 0$$

$$M_{8,00\text{m}} = R_a(x) - M_{\text{Carga distribuida}}$$

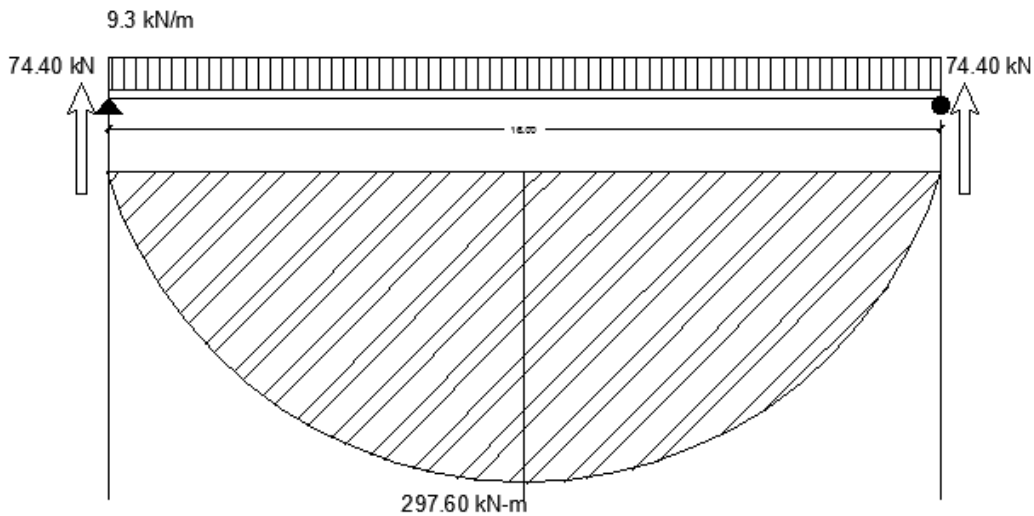
$$M_{8,00\text{m}} = 74,40\ \text{kN} (8,00\text{m}) - 9,3\ \text{kN/m} (8,00\text{m}) \left(\frac{8,00\text{m}}{2}\right)$$

$$M_{8,00\text{m}} = 595,20\ \text{kN}\cdot\text{m} - 297,60\ \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{8,00\text{m}} = 297,60\ \text{kN}\cdot\text{m}$$

Al conocer el momento máximo se procede a realizar el diagrama de momentos para comprobar que la cortante máxima se da en ese punto.

Figura 39. **Diagrama de momentos de carril de diseño**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Se puede comprobar con el diagrama de momentos que el centro de la viga es donde el carril de diseño ejerce el mayor momento.

Los momentos máximos de cada una de las sobrecargas son:

Tabla XVI. **Momentos máximos de sobrecargas vehiculares**

Carga vehicular	Momento máximo
Camión de diseño	923,72 kN-m
Tándem de diseño	814,00 kN-m
Carril de diseño	297,60 kN-m

Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Paso 14: cálculo de cortante para viga

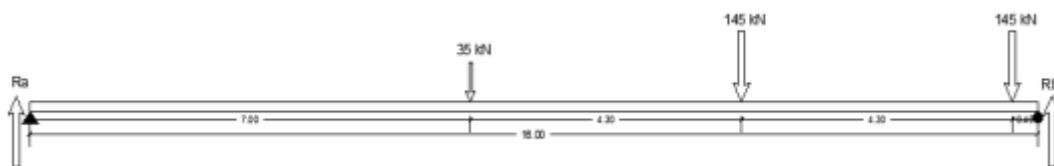
El cálculo de cortante de la carga viva consiste en determinar los cortes máximos de cada una de las sobrecargas vehiculares.

- Camión de diseño

Para calcular la cortante máxima provocada por el camión de diseño, no se utiliza el mismo modelo que para el momento. La segunda carga de 145 kN se ubica a una distancia mínima del apoyo B de la viga y con base a eso se realiza en análisis de corte, en este caso se colocó a una distancia de 40,00 cm.

Se procede a calcular las reacciones de los apoyos A y B, para conocer las cortantes que actúan en ellas.

Figura 40. **Ubicación del camión de diseño en la luz del puente para corte**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Determinación de la reacción A:

$$\sum MB = 0 .$$

$$145 \text{ kN} (0,40\text{m}) + 145 \text{ kN} (4,70\text{m}) + 35 \text{ kN} (9,00\text{m}) = Ra(16,00\text{m})$$

$$58,00 \text{ kN-m} + 681,50 \text{ kN-m} + 315,00 \text{ kN} = Ra(16,00\text{m})$$

$$1\,054,50 \text{ kN-m} = R_a(16,00\text{m})$$

$$R_a = \frac{1\,054,50 \text{ kN-m}}{16,00 \text{ m}}$$

$$R_a = 65,91 \text{ kN}$$

Determinación de la reacción B

$$\sum MA = 0.$$

$$R_b(16,00\text{m}) = 35 \text{ kN} (7,00\text{m}) + 145 \text{ kN} (11,30\text{m}) + 145 \text{ kN} (15,60\text{m})$$

$$R_b(16,00\text{m}) = 245,00 \text{ kN-m} + 1\,638,50 \text{ kN-m} + 2\,262,00 \text{ kN-m}$$

$$R_b(16,00\text{m}) = 4\,145,50 \text{ kN-m}$$

$$R_b = \frac{4\,145,50 \text{ kN-m}}{16,00 \text{ m}}$$

$$R_b = 259,09 \text{ kN}$$

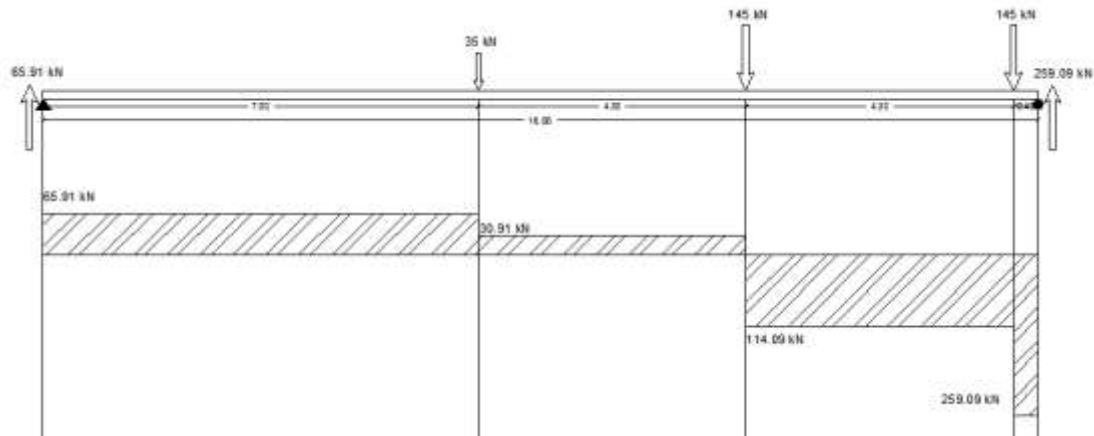
Verificando

$$\sum F_y = 0$$

$$35 \text{ kN} + 145 \text{ kN} + 145 \text{ kN} = 65,91 \text{ kN} + 259,09 \text{ kN}$$

$$325 \text{ kN} = 325 \text{ kN}$$

Figura 41. Cortantes provocadas por el camión de diseño



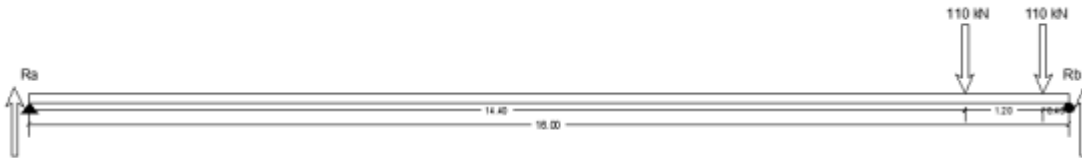
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Conociendo todas las cortantes provocadas por el camión de diseño se puede determinar que la reacción B va a generar la mayor cortante, por lo que se tiene un corte máximo por camión de diseño de 259.09 kN.

- Tándem de diseño

Para calcular la cortante máxima provocada por el camión de diseño, no se utiliza el mismo modelo que para el momento al igual que en el camión de diseño. La segunda carga de 110 kN se ubica nuevamente a 40,00 cm del apoyo B de la viga y con base en eso se realiza en análisis de corte. Además, se determinan las reacciones en los apoyos A y B.

Figura 42. **Ubicación del tándem de diseño en la luz del puente para corte**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Determinación de la reacción A

$$\sum MB = 0.$$

$$110 \text{ kN} (0,40\text{m}) + 110 \text{ kN} (1,60\text{m}) = Ra(16,00\text{m})$$

$$44,00 \text{ kN-m} + 176,00 \text{ kN-m} = Ra(16,00\text{m})$$

$$Ra = \frac{220,00 \text{ kN-m}}{16,00 \text{ m}}$$

$$Ra = 13,75 \text{ kN}$$

Determinación de la reacción B

$$\sum MA = 0.$$

$$110 \text{ kN} (14,40\text{m}) + 110 \text{ kN} (15,60\text{m}) = Rb(16,00\text{m})$$

$$1 584,00 \text{ kN-m} + 1 716,00 \text{ kN-m} = Rb(16,00\text{m})$$

$$3 300,00 \text{ kN-m} = Rb(16,00\text{m})$$

$$Rb = \frac{3 300,00 \text{ kN-m}}{16,00 \text{ m}}$$

$$Rb = 206,25 \text{ kN}$$

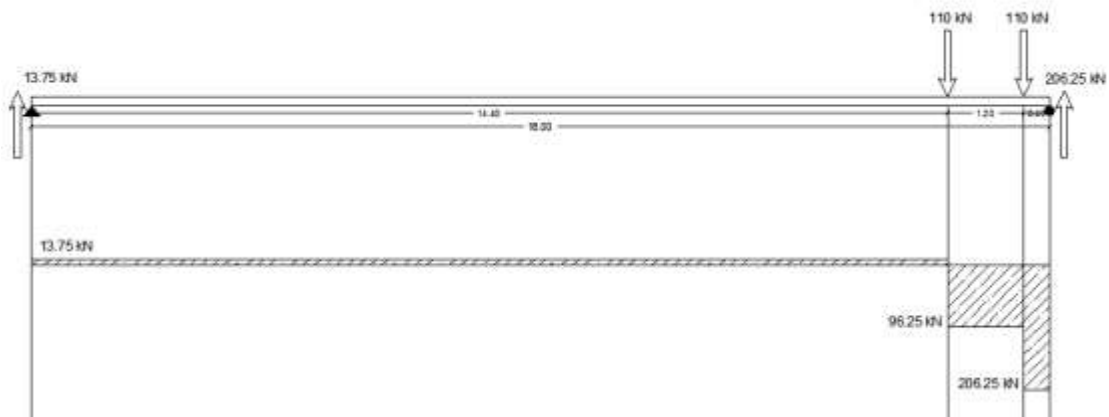
Verificando

$$\sum Fy = 0$$

$$110 \text{ kN} + 110 \text{ kN} = 13,75 \text{ kN} + 206,25 \text{ kN}$$

$$220 \text{ kN} = 220 \text{ kN}$$

Figura 43. Cortantes provocadas por el tándem de diseño



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Se puede determinar que la reacción B de 206,25 kN va a generar el corte máximo en la viga.

- Carril de diseño

Para el análisis del corte con la carga vehicular del carril de diseño es necesario transformar la carga distribuida en una carga concentrada en el centro de la viga a 8,00 m del apoyo A. Y en este caso de carga vehicular las reacciones en los apoyos A y B son las mismas usadas para determinar el momento máximo.

Carga distribuida a carga concentrada:

$$\text{Carga concentrada} = 9,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 16,00\text{m}$$

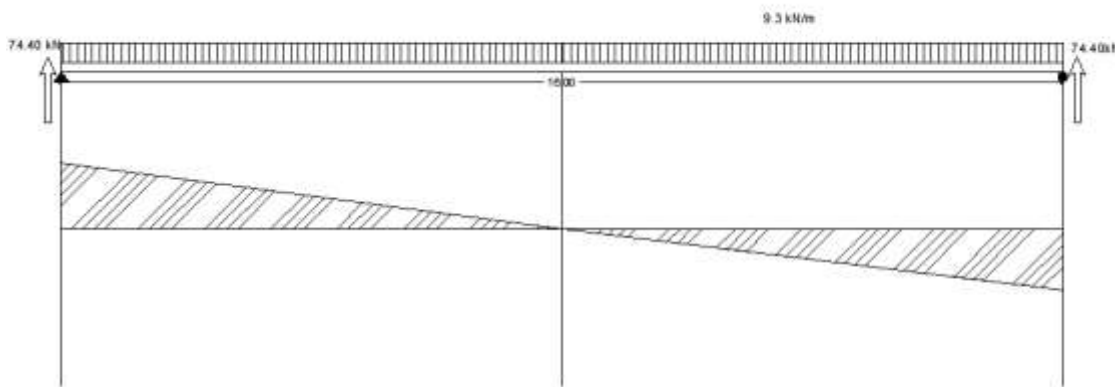
Carga concentrada = 148.80 kN

Con esto se puede determinar las reacciones en los apoyos A y B, que son la mitad de la carga concentrada que provoca el carril de diseño.

$$R_a \text{ y } R_b = \frac{148,80 \text{ kN}}{2} = 74,40 \text{ kN}$$

Con estos valores se procede a calcular la cortante máxima del carril de diseño.

Figura 44. **Cortantes provocadas por el carril de diseño**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Como se puede observar la cortante máxima en la viga la ejerce el corte de las reacciones en los extremos con un valor de 74,40 kN y existe una cortante de 0 en el centro de la misma.

Conociendo los cortes máximos que ejercen cada una de las combinaciones de la carga vehicular, se procede a escoger la combinación que generó la

cortante máxima. Este valor se utilizará para cálculos futuros imitando las condiciones más extremas a las que se va a encontrar el puente bajo efectos cortantes.

Tabla XVII. **Cortantes máximas de sobrecargas vehiculares**

Carga vehicular	Corte máximo
Camión de diseño	259,09 kN
Tándem de diseño	206,25 kN
Carril de diseño	74,40 kN

Fuente: elaboración propia.

- Paso 15: cálculo del incremento dinámico o carga por impacto

Como se definió en el capítulo 4 y lo especifica la Norma en la sección 4.6.6, el impacto se determina a partir de la ecuación:

$$(1 + IM/100)$$

A partir, de la tabla V, se puede determinar que el porcentaje de IM a utilizar en este caso es de 33 %. Por lo tanto:

$$(1 + 33/100) = 1,33$$

- Paso 16: determinar combinación de sobrecargas vehiculares y aplicación del incremento dinámico

Obteniendo un mayor valor en el camión de diseño que en el tándem de diseño se procede a utilizar la combinación:

Camión de diseño + carril de diseño.

Aplicando el incremento dinámico solamente al camión de diseño como lo establece la Norma en el artículo 4.6.6, se procede a conocer el momento máximo provocado por las sobrecargas vehiculares:

$$M_{\text{máx}} = \text{Momento camión diseño (IM)} + \text{Momento carril de diseño}$$

$$M_{\text{máx}} = 923,72 \text{ kN-m (1,33)} + 297,60 \text{ kN-m}$$

$$M_{\text{máx}} = 1\,526,15 \text{ kN-m}$$

$$V_{\text{máx}} = \text{Cortante camión diseño (IM)} + \text{Cortante carril de diseño}$$

$$V_{\text{máx}} = 259,09 \text{ kN (1,33)} + 74,40 \text{ kN}$$

$$V_{\text{máx}} = 418,99 \text{ kN}$$

- Paso 17: diseño de vigas interiores de concreto armado

- Cálculo de momento último:

- Momento por cargas permanentes (DC):

Por cargas distribuidas

$$\text{Losa} = (0,20\text{m}) (1,45\text{m}) (2\,400 \text{ Kg/m}^3) = 696,00 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Viga} = (0,95\text{m}) (0,35\text{m}) (2\,400 \text{ Kg/m}^3) = 798,00 \text{ Kg/m}$$

$$\underline{1\,494,00 \text{ Kg/m}}$$

$$M_{\text{DC1}} = \frac{WL^2}{8} = \frac{(1\,494,00 \text{ Kg/m})(16,00 \text{ m})^2}{8} = 47\,808,00 \text{ Kg-m}$$

Por diafragmas

$$P = 3 (0,80\text{m}) (1,10\text{m}) (0,25\text{m}) (2\,400 \text{ Kg/m}^3) = 2\,101,05 \text{ Kg}$$

$$M_{\text{DC2}} = \frac{WL}{4} = \frac{(2\,101,05 \text{ Kg})(16,00 \text{ m})}{4} = 8\,404,20 \text{ Kg-m}$$

$$M_{DC} = M_{DC1} + M_{DC2} = 47\,808,00 \text{ Kg-m} + 8\,404,20 \text{ Kg-m} = 56\,212,20 \text{ Kg-m}$$

- Cálculo de momento por superficie de rodadura (DW):

$$\text{Asfalto} = (0.05\text{m}) (1.45\text{m}) (2\,250 \text{ Kg/m}^3) = 163.13 \text{ Kg/m}$$

$$M_{DW} = \frac{WL^2}{8} = \frac{(163,13 \text{ Kg/m})(16,00)^2}{8} = 5\,220,00 \text{ Kg-m}$$

- Carga viva y efecto por carga dinámica:

$$M_{LL+IM} = 1\,526,15 \text{ kN-m} = 155\,623,98 \text{ Kg-m}$$

- ✓ Momento de carga viva que se distribuye a una viga interior:

Para esto se debe calcular el factor de distribución para momento de viga interior para dos o más carriles de diseño de estructuras de concreto y vigas T. La fórmula para calcular este factor se encuentra en la tabla 4.6.2.2b-1 de AASHTO LRFD. Se deben cumplir con los rangos de aplicabilidad que se establecen.

$$FD_{MI} = 0.075 + \left(\frac{S}{2\,900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1}$$

Donde

FD_{MI} = factor de distribución para momento de viga interior

S = espaciamiento entre ejes de vigas (milímetros)

L = luz de la viga (milímetros)

K_g = parámetro de rigidez longitudinal (milímetros⁴)

t_s = ancho de losa efectivo (milímetros)

$$FD = 0.075 + \left(\frac{1\,450\text{mm}}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{1\,450\text{mm}}{16\,000\text{mm}}\right)^{0.2} \left(\frac{1,63 \times 10^{11}\text{mm}^4}{(16\,000\text{mm})(200\text{mm})^3}\right)^{0.1}$$

$$FD = 0,4931$$

$$M_{LL+IM} = (0,4931)155\,623,98\text{ Kg-m} = 76\,733,54\text{ Kg-m}$$

Con los momentos calculados anteriormente, se procede a encontrar el momento último. Por ello, es necesario aplicar los factores para las diferentes cargas, según AASHTO LRFD:

Estado límite = Resistencia I

Factor cargas vivas y carga dinámica (LL, IM) = 1,75 (según tabla VII).

Factor de superficies de rodadura (DW) = 1,50 (según tabla IX).

Factor de cargas permanentes (DC) = 1,25 (según tabla IX).

$n = 1$ (según fórmula general de factores de carga).

$$M_U = n [1,75(M_{LL+IM}) + 1,50(M_{DW}) + 1,25 (M_{DC})]$$

$$M_U = 1[1,75(76\,733,54\text{ Kg-m}) + 1,50(5\,220,00\text{ Kg-m}) + 1.25 (56\,212,20\text{ Kg-m})]$$

$$M_U = 212\,378,94\text{ Kg-m}$$

$$M_U = 21\,237\,894,43\text{ Kg-cm}$$

- Cálculo del acero:

Primero se asume una altura efectiva “d” y un valor de a igual al espesor del ala:

$$d = 86,53\text{ cm}$$

$$a = hf = 20,00\text{ cm}$$

$$\text{rec} = 4,00\text{ cm (según tabla 5.12.3-1 de AASHTO LRFD)}$$

Estribo núm. 4 $\phi = 1,27$ cm

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{21\,237\,894,43 \text{ Kg-cm}}{0,90(4\,200 \text{ Kg/cm}^2) \left(86,53 \text{ cm} - \frac{20,00 \text{ cm}}{2}\right)} = 73,42 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_{cb}} = \frac{(73,42 \text{ cm}^2)(4\,200 \text{ Kg/cm}^2)}{0,85(281 \text{ Kg/cm}^2)(145,00 \text{ cm})} = 8,90 \text{ cm}$$

$a < h_f$ se procede a diseñar como una viga rectangular.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{21\,237\,894,43 \text{ Kg-cm}}{0,90(4\,200 \text{ Kg/cm}^2) \left(86,53 \text{ cm} - \frac{8,57 \text{ cm}}{2}\right)} = 68,45 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{65,79 \text{ cm}^2}{(35,00 \text{ cm})(86,53 \text{ cm})} = 0,0226$$

$$\rho_{\min} = \frac{14,1}{f_y} = \frac{14,1}{4\,200 \text{ Kg/cm}^2} = 0,00336$$

$$\rho_b = 0,85(0,85) \left(\frac{f'_c}{f_y}\right) \left(\frac{6\,120}{6\,120 + f_y}\right) = 0,85(0,85) \left(\frac{281}{4\,200}\right) \left(\frac{6\,120}{6\,120 + 4\,200}\right) = 0,0287$$

$$\rho_{\max} = 0,75\rho_b = 0,75(0,0287) = 0,0215$$

$$\rho_{\min} < \rho > \rho_{\max} \rightarrow \text{utilizar } \rho_{\max}$$

$$A_s = \rho b_w d = (0,0215)(35,00 \text{ cm})(86,53 \text{ cm}) = 65,11 \text{ cm}^2$$

Barra que se propone utilizar = núm. 10

Área barra núm. 10 = 8,19 cm²

$$8 \text{ núm. 10} = 8(8,19 \text{ cm}^2) = 65,62 \text{ cm}^2$$

Luego se procede a calcular el acero por temperatura para las caras laterales según el artículo 5.10.8 de AASHTO LRFD en el alma de la viga:

$$A_{s \text{ temp}} = 0,0018 A_g$$

Para un $f_y = 4\ 200 \text{ Kg/cm}^2$

Donde

$A_g =$ área grueso del alma de la viga (centímetros²).

$$A_{s \text{ temp}} = 0,0018 (95,00 \text{ cm})(35,00 \text{ cm}) = 5,99 \text{ cm}^2 = 6,00 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ temp}} = \frac{6,00 \text{ cm}^2}{2} = 3,00 \text{ cm}^2 / \text{cara}$$

Barra que se propone utilizar = núm. 3

Área barra núm. 3 = $0,71 \text{ cm}^2$

$$5 \text{ núm. 3} = 5(0,71 \text{ cm}^2) = 3,55 \text{ cm}^2 / \text{cara}$$

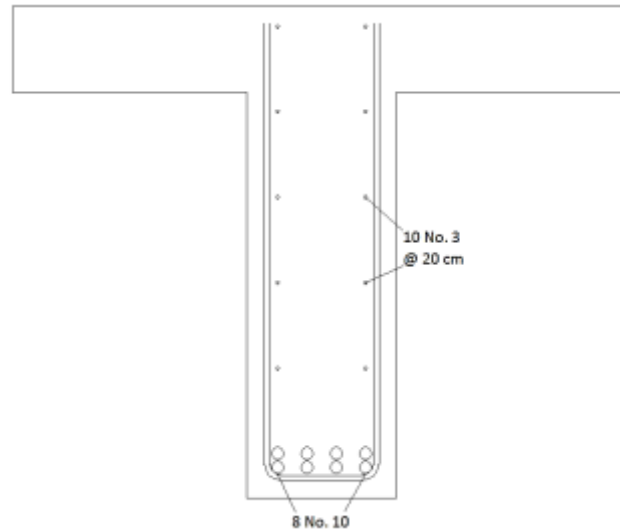
$$10 \text{ núm. 3} = 10(0,71 \text{ cm}^2) = 7,10 \text{ cm}^2$$

Y se utilizará un espaciamiento entre refuerzo de:

$$S = 0,20 \text{ cm}$$

Con las áreas de acero propuestas el armado de la viga interior queda de la siguiente manera:

Figura 45. Armado viga interior



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Diseño de la viga interior por corte:

Se procede a calcular la cortante última en la viga interior. Para esto se utilizan los datos de carga distribuida en momentos y se multiplican por la longitud tributaria de la viga y así poder la cortante.

- Cálculo de cortante por cargas permanentes (DC):

$$V_{DC} = 1\,494,00 \text{ Kg/m} * 1,45 \text{ m} = 2\,166,30 \text{ Kg}$$

- Cálculo de cortante por superficie de rodadura (DW):

$$V_{DW} = 163,13 \text{ Kg/m} * 1,45 \text{ m} = 236,53 \text{ Kg}$$

- Carga viva y efecto por carga dinámica:

$$V_{LL+IM} = 418,99 \text{ kN} = 42\,725,09 \text{ Kg}$$

- ✓ Cortante de carga viva que se distribuye a una viga interior:

Para esto se debe calcular el factor de distribución para corte de viga interior para dos o más carriles de diseño de estructuras de concreto y vigas T. La fórmula para calcular este factor se encuentra en la tabla 4.6.2.2.3a-1 de AASHTO LRFD. Se deben cumplir con los rangos de aplicabilidad que se establecen.

$$FD_{CI} = 0,2 + \frac{S}{3\,600} - \left(\frac{S}{10\,700} \right)^2$$

Donde

S = espaciamiento entre ejes de vigas (mm)

$$FD_{CI} = 0,2 + \frac{1\,450 \text{ mm}}{3\,600} - \left(\frac{1\,450 \text{ mm}}{10\,700} \right)^2 = 0,5844$$

$$V_{LL+IM} = (0,5844) 42\,725,09 \text{ Kg} = 24\,969,13 \text{ Kg}$$

Se procede a calcular la cortante última aplicando factores para las diferentes cargas:

Estado límite = Resistencia I

Factor cargas vivas y carga dinámica (LL, IM) = 1,75 (según tabla VII).

Factor de superficies de rodadura (DW) = 1,50 (según tabla VII).

Factor de cargas permanentes (DC) = 1,25 (según tabla IX).

n = 1 (según fórmula general de factores de carga).

$$V_U = n [1,75(V_{LL+IM}) + 1,50(V_{DW}) + 1,25 (V_{DC})]$$

$$V_U = 1[1,75(24\ 969,13\ \text{Kg}) + 1,50(236,53\ \text{Kg}) + 1,25 (2\ 166,30\ \text{Kg})]$$

$$V_U = 46\ 758,65\ \text{Kg}$$

Conociendo el valor del corte último se procede a realizar el procedimiento para encontrar el confinamiento de la viga para resistir los efectos de corte.

Calcular la cortante actuante:

$$V_a = \frac{V_u}{b_w d}$$

$$V_a = \frac{V_u}{b_w d} = \frac{46\ 758,65\ \text{Kg}}{(35,00\text{cm})(86,53\text{cm})} = 15,44\ \text{Kg/cm}^2$$

Con este valor se conoce en que rango de máxima separación se va a encontrar nuestra viga según el artículo 5.8.2.7 de AASHTO LRFD:

$$V_a < 0,125f'_c \rightarrow S \text{ máx} = 0,8d_w \leq 60,00\ \text{cm}$$

$$V_a \geq 0,125f'_c \rightarrow S \text{ máx} = 0,4d_w \leq 30,00\ \text{cm}$$

$$0,125f'_c = 0,125(281\ \text{Kg/cm}^2) = 35,12\ \text{Kg/cm}^2$$

$$15,76\ \text{Kg/cm}^2 < 35,12\ \text{Kg/cm}^2 \rightarrow 0,8d_w \leq 60,00\ \text{cm}$$

Conociendo el valor se procede a calcular la separación máxima que permite AASHTO LRFD según el artículo 5.8.2.7-1:

$$0,8(35,00\text{cm}) \leq 60,00 \text{ cm}$$
$$28,00 \text{ cm} \leq 60,00 \text{ cm}$$

Por lo que se utiliza un $S = 30,00 \text{ cm}$

Con este espaciamiento se calcula la mínima armadura transversal según AASHTO LRFD en su artículo 5.8.2.5:

$$A_v \geq 0,27 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_y}$$
$$A_v \geq 0,27 \sqrt{281 \text{ Kg/cm}^2} \frac{(35,00\text{cm})(28,00\text{cm})}{4 \cdot 200 \text{ Kg/cm}^2}$$
$$A_v \geq 1,06 \text{ cm}^2$$

Colocando estribos esta área es 2 veces el área mínima, siendo un refuerzo mínimo se proceden a colocar barras núm. 3. Estas las cuales tienen un área de $0,71 \text{ cm}^2$. Por lo que se verifica si cumple con la condición:

$$0,71 \text{ cm}^2 \geq 0,53 \text{ cm}^2$$

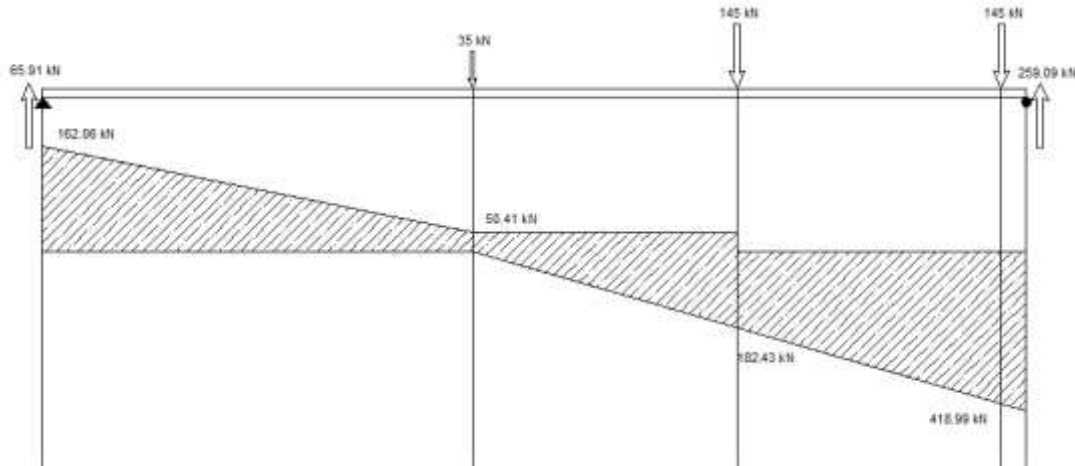
Para conocer la región de la viga donde se va a colocar el refuerzo transversal mínimo es necesario conocer el cortante que resiste el concreto:

$$V_{cr} = \phi \cdot 0,53 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_{cr} = (0,85) 0,53 \sqrt{281 \text{ Kg/cm}^2} (35,00\text{cm})(28,00\text{cm}) = 22\,870,87 \text{ Kg}$$

Por medio del diagrama de corte de la viga, con la combinación de camión de diseño con el incremento dinámico + camión de diseño, se ubica la región donde el concreto resiste el corte y se coloca el refuerzo a corte mínimo.

Figura 46. **Diagrama de corte de camión y carril de diseño**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Para tener una posición más exacta de donde el concreto resiste el cortante se recomienda realizar una envolvente de cortes de diferentes posiciones del camión de diseño. Esto simula el comportamiento que tiene mientras se va moviendo en la viga.

Con ayuda del diagrama se pudo determinar, tomando como posición 0 el apoyo A, que desde $x = 4,60 \text{ m}$ hasta $x = 11,52 \text{ m}$ el concreto de la viga va resistir.

Teniendo una distancia de 6,92 m y una separación entre refuerzo transversal de 0,30 m, se determina que se van a tener 23 barras núm. 3 en esa sección de la viga.

Ahora es necesario calcular el confinamiento de estribos en las secciones de la viga donde se requiere un refuerzo transversal mayor al mínimo. Para eso se realiza el siguiente procedimiento:

Cálculo del cortante V_c

$$V_c = \phi 0,53 \sqrt{f'_c}$$
$$V_c = (0,85) 0,53 \sqrt{281 \text{ Kg/cm}^2} = 2,43 \text{ Kg/cm}^2$$

Veces que resiste el refuerzo transversal; 1 para eslabón, 2 para estribo.

$$V = 2$$

Área del refuerzo

$$\text{Utilizando barras núm. 4} = 1,27 \text{ cm}^2$$

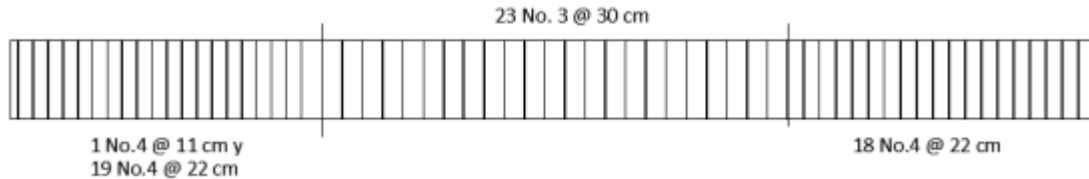
Confinamiento

Espaciamiento de estribos

$$S = \frac{A * V * f_y}{(V_a - V_c) * b_w}$$
$$S = \frac{1,27 \text{ cm}^2 * 2 * 4 200 \text{ Kg/cm}^2}{(15,76 \text{ Kg/cm}^2 - 2,43 \text{ Kg/cm}^2) * 35,00 \text{ cm}} = 22,00 \text{ cm}$$

Primer estribo a $S/2 = 11,00$ cm

Figura 47. **Confinamiento de viga interior**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Paso 17: diseño de vigas exteriores de concreto armado
 - Cálculo de momento por cargas permanentes (DC):

Por cargas distribuidas:

$$\text{Losa} = (0,20\text{m}) (1,35\text{m}) (2\,400\text{ Kg/m}^3) = 648,00\text{ Kg/m}$$

$$\text{Viga} = (0,95\text{m}) (0,35\text{m}) (2\,400\text{ Kg/m}^3) = 798,00\text{ Kg/m}$$

$$\text{Acera} = (0,0975\text{m}^2) (2\,400\text{ Kg/m}^3) = 234,00\text{ Kg/m}$$

$$\text{Barrera} = (0,70\text{m}) (0,15\text{m}) (2\,400\text{ Kg/m}^3) = 252,00\text{ Kg/m}$$

$$1\,932,00\text{ Kg/m}$$

$$M_{DC1} = \frac{WL^2}{8} = \frac{(1\,932,00\text{ Kg/m})(16,00\text{ m})^2}{8} = 63\,936,00\text{ Kg-m}$$

Por diafragmas:

$$P = 3 (0,80\text{m}) (1,10\text{m}) (0,25\text{m}) (2400\text{ Kg/m}^3) = 2\,101,05\text{ Kg}$$

$$M_{DC2} = \frac{WL}{4} = \frac{(2,101.05\text{ Kg})(16,00\text{ m})}{4} = 8\,404,20\text{ Kg-m}$$

$$M_{DC2} = \frac{M}{2} = \frac{8\,404,20 \text{ Kg-m}}{2} = 4\,202,10 \text{ Kg-m}$$

$$M_{DC} = M_{DC1} + M_{DC2} = 63\,936,00 \text{ Kg-m} + 4\,202,10 \text{ Kg-m} = 66\,026,10 \text{ Kg-m}$$

- Cálculo de momento por superficie de rodadura (DW):

$$\text{Asfalto} = (0,05\text{m}) (0,50\text{m}) (2\,250 \text{ Kg/m}^3) = 56,25 \text{ Kg/m}$$

$$M_{DW} = \frac{WL^2}{8} = \frac{(56,25 \text{ Kg/m})(16,00)^2}{8} = 1\,800,00 \text{ Kg-m}$$

- Carga viva y efecto por carga dinámica:

$$M_{LL+IM} = 1\,526,15 \text{ kN-m} = 155\,623,98 \text{ Kg-m}$$

- Momento de carga viva que se distribuye a una viga exterior:

Para esto se debe calcular el factor de distribución para momento de viga exterior para dos o más carriles de diseño de estructuras de concreto y vigas T. La fórmula para calcular este factor se encuentra en la tabla 4.6.2.2d-1 de AASHTO LRFD. Se deben cumplir con los rangos de aplicabilidad que se establecen.

$$g = e g_{\text{interior}}$$

e = factor de corrección para viga exterior.

g_{interior} = factor de distribución para momento de viga interior calculado.

$$e = 0,77 + \frac{d_e}{2\,800}$$

d_e = distancia entre el alma exterior de la viga exterior y el borde interior de una barrera para tráfico (milímetros).

$$e = 0,77 + \frac{350 \text{ mm}}{2800} = 0,8950$$

$$g = (0,8950)(0,4931) = 0,4413$$

$$M_{LL+IM} = (0,4413)155\ 623,98 \text{ Kg-m} = 68\ 676,52 \text{ Kg-m}$$

- Cálculo de momento último:

Para encontrar el momento último es necesario aplicar los factores para las diferentes cargas:

Estado límite = Resistencia I

Factor cargas vivas y carga dinámica (LL, IM) = 1,75 (según tabla VII).

Factor de superficies de rodadura (DW) = 1,50 (según tabla VII).

Factor de cargas permanentes (DC) = 1,25 (según tabla IX).

$n = 1$ (según fórmula general de factores de carga).

$$M_U = n [1,75(M_{LL+IM}) + 1,50(M_{DW}) + 1,25 (M_{DC})]$$

$$M_U = 1[1,75(68\ 676,52 \text{ Kg-m}) + 1,50(1\ 800,00 \text{ Kg-m}) + 1,25(63\ 936,00 \text{ Kg-m})]$$

$$M_U = 200\ 163,91 \text{ Kg-m}$$

$$M_U = 20\ 016\ 390,64 \text{ Kg-cm}$$

- Cálculo del acero:

Primero se asume una altura efectiva "d" y un valor de a igual al espesor del ala:

$$d = 86,53 \text{ cm}$$

$$a = hf = 20,00 \text{ cm}$$

rec = 4,00 cm (según tabla 5.12.3-1 de AASHTO LRFD)

Estribo núm. 4 $\phi = 1,27$ cm

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{20\,016\,390,64 \text{ Kg-cm}}{0,90(4\,200 \text{ Kg/cm}^2) \left(86,53 \text{ cm} - \frac{20,00 \text{ cm}}{2}\right)} = 69,19 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_{cb}} = \frac{(69,19 \text{ cm}^2)(4\,200 \text{ Kg/cm}^2)}{0,85(281 \text{ Kg/cm}^2)(135,00 \text{ cm})} = 9,01 \text{ cm}$$

$a < h_f$ se procede a diseñar como una viga rectangular.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{20\,016,390,64 \text{ Kg-cm}}{0,90(4\,200 \text{ Kg/cm}^2) \left(86,53 \text{ cm} - \frac{9,01 \text{ cm}}{2}\right)} = 64,56 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{64,56 \text{ cm}^2}{(35,00 \text{ cm})(86,53 \text{ cm})} = 0,0213$$

$$\rho_{\min} = \frac{14,1}{f_y} = \frac{14,1}{4\,200 \text{ Kg/cm}^2} = 0,00336$$

$$\rho_b = 0,85(0,85) \left(\frac{f'_c}{f_y}\right) \left(\frac{6\,120}{6\,120 + f_y}\right) = 0,85(0,85) \left(\frac{281}{4\,200}\right) \left(\frac{6\,120}{6\,120 + 4\,200}\right) = 0,0287$$

$$\rho_{\max} = 0,75\rho_b = 0,75(0,0287) = 0,0215$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \rightarrow \text{utilizar } \rho$$

$$A_s = \rho b_w d = (0,0213)(35,00 \text{ cm})(86,53 \text{ cm}) = 64,56 \text{ cm}^2$$

Barra que se propone utilizar = núm. 10

Área barra núm. 10 = 8,19 cm²

$$8 \text{ núm. 10} = 8(8,19 \text{ cm}^2) = 65,62 \text{ cm}^2$$

Luego se procede a calcular el acero por temperatura para las caras laterales según el artículo 5.10.8 de AASHTO LRFD en el alma de la viga:

$$A_{s \text{ temp}} = 0,0018 A_g$$

Para un $f_y = 4\ 200 \text{ Kg/cm}^2$

Donde

A_g = área gruesa del alma de la viga (cm^2).

$$A_{s \text{ temp}} = 0,0018 (95,00 \text{ cm})(35,00 \text{ cm}) = 5,99 \text{ cm}^2 = 6,00 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ temp}} = \frac{6,00 \text{ cm}^2}{2} = 3,00 \text{ cm}^2 / \text{cara}$$

Barra que se propone utilizar = núm. 3

Área barra núm. 3 = $0,71 \text{ cm}^2$

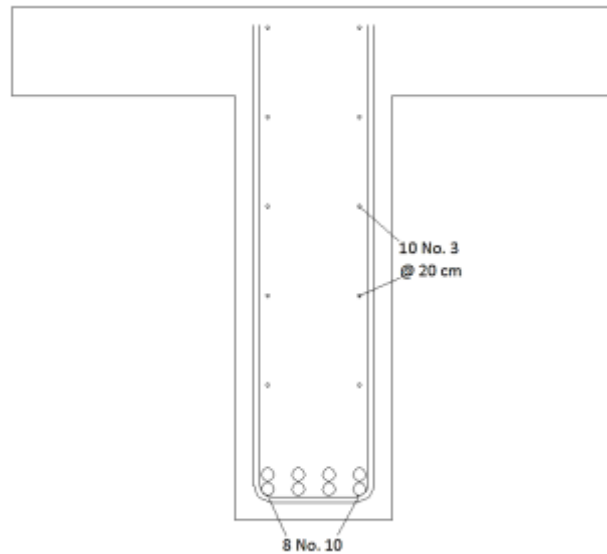
$$5 \text{ núm. 3} = 5(0,71 \text{ cm}^2) = 3,55 \text{ cm}^2 / \text{cara}$$

$$10 \text{ núm. 3} = 10(0,71 \text{ cm}^2) = 7,10 \text{ cm}^2$$

Y se utilizará un espaciamiento entre refuerzo de:

$$S = 0,20 \text{ cm}$$

Figura 48. **Armado viga exterior**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Diseño de la viga exterior por corte:

Se procede a calcular la cortante última en la viga exterior, con el mismo criterio de las cargas distribuidas.

- Cálculo de cortante por cargas permanentes (DC):

$$V_{DC} = 1\,932,00 \text{ Kg/m} * 1,35 \text{ m} = 2\,608,20 \text{ Kg}$$

- Cálculo de cortante por superficie de rodadura (DW):

$$V_{DW} = (163,13 \text{ Kg/m} * 0,50\text{m}) = 81,56 \text{ Kg}$$

- Carga viva y efecto por carga dinámica:

$$V_{LL+IM} = 504,20 \text{ kN} = 42\,725,09 \text{ Kg}$$

- ✓ Cortante de carga viva que se distribuye a una viga exterior:

Para esto se debe calcular el factor de distribución para la cortante de viga exterior para dos o más carriles de diseño de estructuras de concreto y vigas T. La fórmula para calcular este factor se encuentra en la tabla 4.6.2.2b-1 de AASHTO LRFD. Se deben cumplir con los rangos de aplicabilidad que se establecen.

$$g = e g_{\text{interior}}$$

e = factor de corrección para viga exterior.

g_{interior} = factor de distribución para corte de viga interior calculado.

$$e = 0.6 + \frac{d_e}{3\,600}$$

d_e = Distancia entre el alma exterior de la viga exterior y el borde interior de una barrera para tráfico (milímetros).

$$e = 0.6 + \frac{350 \text{ mm}}{3\,600} = 0,6972$$

$$g = (0,6972) (0,5844) = 0,4075$$

$$V_{LL+IM} = (0,4075) 42\,725,09 \text{ Kg} = 17\,409,03 \text{ Kg}$$

Se procede a calcular la cortante última aplicando factores para las diferentes cargas:

Estado límite = Resistencia I

Factor cargas vivas y carga dinámica (LL, IM) = 1,75 (según tabla VII).

Factor de superficies de rodadura (DW) = 1,50 (según tabla VII).

Factor de cargas permanentes (DC) = 1,25 (según tabla IX).

$n = 1$ (según fórmula general de factores de carga).

$$V_U = n [1,75(V_{LL+IM}) + 1,50(V_{DW}) + 1,25 (V_{DC})]$$

$$V_U = 1[1,75(17\,409,03 \text{ Kg}) + 1,50(81,56 \text{ Kg}) + 1,25 (2\,608,20 \text{ Kg})]$$

$$V_U = 34\,739,40 \text{ Kg}$$

Conociendo el valor del corte último se procede a realizar el procedimiento para encontrar el confinamiento de la viga para resistir los efectos de corte.

Calcular la cortante actuante:

$$V_a = \frac{V_u}{b_w d}$$

$$V_a = \frac{V_u}{b_w d} = \frac{34\,739,40 \text{ Kg}}{(35,00\text{cm})(86,53\text{cm})} = 15,76 \text{ Kg/cm}^2$$

Con este valor se conoce en que rango de máxima separación se va a encontrar la viga según el artículo 5.8.2.7 de AASHTO LRFD:

$$V_a < 0,125f'_c \rightarrow S \text{ máx} = 0,8d_w \leq 60,00 \text{ cm}$$

$$V_a \geq 0,125f'_c \rightarrow S \text{ máx} = 0,4d_w \leq 30,00 \text{ cm}$$

$$0,125f'_c = 0,125(281 \text{ Kg/cm}^2) = 35,12 \text{ Kg/cm}^2$$

$$15,76 \text{ Kg/cm}^2 < 35,12 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow 0,8d_w \leq 60,00 \text{ cm}$$

Conociendo el valor se procede a calcular la separación máxima que permite AASHTO LRFD según el artículo 5.8.2.7-1:

$$0,8(35,00\text{cm}) \leq 60,00 \text{ cm}$$

$$28,00 \text{ cm} \leq 60,00 \text{ cm}$$

Por lo que se utilizará un $S = 30,00 \text{ cm}$

Con este espaciamiento se calcula la mínima armadura transversal según AASHTO LRFD en su artículo 5.8.2.5:

$$A_v \geq 0,27 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_y}$$

$$A_v \geq 0,27 \sqrt{281 \text{ Kg/cm}^2} \frac{(35,00\text{cm})(28,00\text{cm})}{4 200 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$A_v \geq 1,06 \text{ cm}^2$$

Colocando estribos esta área es 2 veces el área mínima, siendo un refuerzo mínimo se proceden a colocar barras núm. 3. Estas tienen un área de $0,71 \text{ cm}^2$. Por lo que se verifica si cumple con la condición:

$$0,71 \text{ cm}^2 \geq 0,53 \text{ cm}^2$$

Para conocer la región de la viga donde se va a colocar el refuerzo transversal mínimo es necesario conocer el cortante que resiste el concreto:

$$V_{cr} = \phi 0,53 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_{cr} = (0,85) 0,53 \sqrt{281 \text{ Kg/cm}^2} (35,00\text{cm})(28,00\text{cm}) = 22 870,87 \text{ Kg}$$

Por medio del diagrama de corte de la viga, con la combinación de camión de diseño con el incremento dinámico + camión de diseño. Esta ubica la región donde el concreto resiste el corte y se coloca el refuerzo a corte mínimo. Utilizando el diagrama que se encuentra en la viga interior.

Para tener una posición más exacta de donde el concreto resiste el cortante se recomienda realizar una envolvente de cortes de diferentes posiciones del camión de diseño, simulando el comportamiento que tiene mientras se va moviendo en la viga.

Con ayuda del diagrama se pudo determinar, tomando como posición 0 el apoyo A, que desde $x = 4,60 \text{ m}$ hasta $x = 11,52 \text{ m}$ el concreto de la viga va resistir.

Teniendo una distancia de $6,92 \text{ m}$ y una separación entre refuerzo transversal de $0,30 \text{ m}$, se determina que se van a tener 23 barras núm. 3 en esa sección de la viga.

Ahora es necesario calcular el confinamiento de estribos en las secciones de la viga donde se requiere un refuerzo transversal mayor al mínimo. Para eso se realiza el siguiente procedimiento:

Cálculo del cortante V_c :

$$V_c = \phi 0,53 \sqrt{f'_c}$$

$$V_c = (0,85) 0,53 \sqrt{281 \text{ Kg/cm}^2} = 2,43 \text{ Kg/cm}^2$$

Veces que resiste el refuerzo transversal; 1 para eslabón, 2 para estribo.

$$V = 2$$

Área del refuerzo

$$\text{Utilizando barras núm. 4} = 1,27 \text{ cm}^2$$

Confinamiento

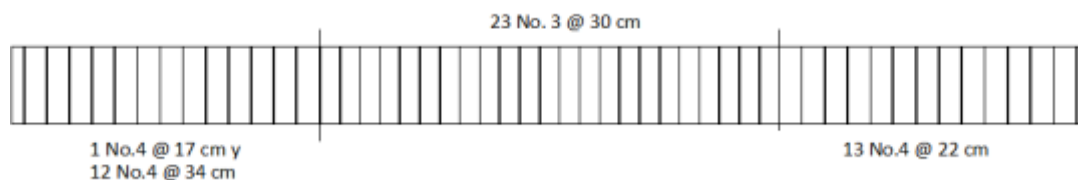
Espaciamiento de estribos

$$S = \frac{A * V * f_y}{(V_a - V_c) * b_w}$$

$$S = \frac{1,27 \text{ cm}^2 * 2 * 4 200 \text{ Kg/cm}^2}{(15,76 \text{ Kg/cm}^2 - 2,43 \text{ Kg/cm}^2) * 35,00 \text{ cm}} = 34,00 \text{ cm}$$

Primer estribo a $S/2 = 17,00 \text{ cm}$

Figura 49. **Confinamiento viga exterior**



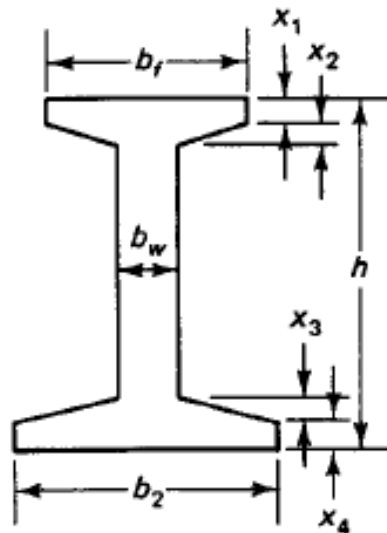
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

6.2. Viga de concreto pretensado

Este diseño de superestructura tiene vigas de concreto pretensado y aunque cambian los parámetros de diseño para estas, hay pasos que continúan siendo los mismos para al igual que en una superestructura con vigas de concreto armado. Los siguientes pasos se siguen rigiendo por la *Norma para el Diseño y Construcción de puentes 2013*, así como por la Norma AASHTO LRFD y normas AASHTO para vigas pretensadas.

- Paso 1: escoger tipo de viga AASHTO y determinar las secciones que tiene

Figura 50. Viga AASHTO



Fuente: NAWY, Edward G. *Prestressed Concrete*, p 117.

Se escoge utilizar una viga AASHTO IV por sus características, las cuales se adecuan para el puente a diseñar. Esta viga cuenta con las siguientes dimensiones en cada una de sus secciones:

Tabla XVIII. **Secciones de viga AASHTO IV**

Sección	cm.
b_f	51
x_1	20
x_2	15
b_2	66
x_3	23
x_4	20
t_2	30
b_w	20
h	137

Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Paso 2: establecer parámetros de resistencia de acero y del concreto.

Tabla XIX. **Parámetros de resistencia del concreto y del acero de refuerzo para superestructura de viga de concreto pretensado**

Material		Resistencia
Concreto f'_c	Vigas	420 Kg/cm ² (6 000 PSI)
	Losa	280 Kg/cm ² (4 000 PSI)
Acero de refuerzo	Torones (<i>Strands</i>) f_{pu}	19 000 Kg/cm ² (270 KSI)
	Acero de refuerzo f_y	4 200 Kg/cm ² (40 KSI)

Fuente: elaboración propia

- Paso 3: determinar las propiedades geométricas para la viga AASHTO

En base a la tabla 4.3 de Nawy página 116 se determinaron estos valores.

Tabla XX. **Propiedades geométricas**

Área A_c (cm ²)	5 090,31
Momentos de inercia	
$I_{g(x-x)}$ (cm ⁴)	10 852 040,42
$I_{g(y-y)}$ (cm ⁴)	1 013 322,14
Módulos de sección S (cm ³)	
Superior S^t	145 976,29
Inferior S_b	172 785,58
C_t (cm)	74,35
C_b (cm)	62,81
r_2 (cm ²)	2 129,03
Peso propio W_{DC} Kg/m	1 223,27

Fuente: elaboración propia

- Paso 4: establecer las dimensiones del puente.

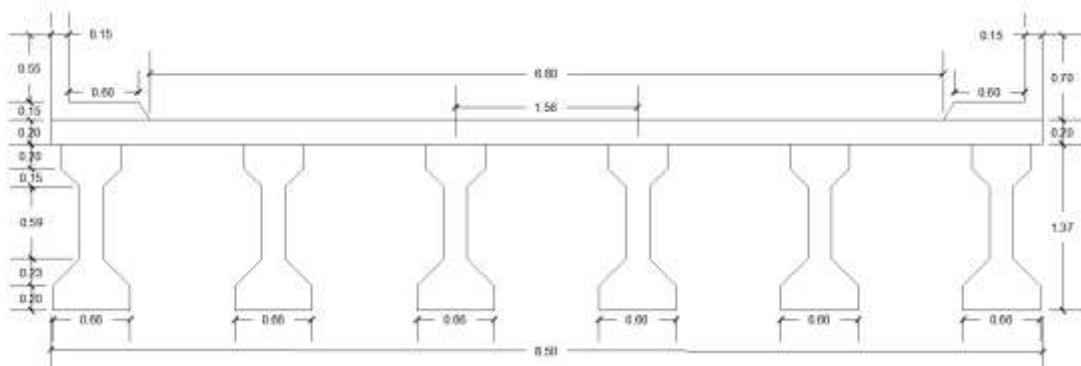
En este paso es importante determinar las dimensiones que va a tener el puente a diseñar, ya que algunos de estos datos son utilizados en pasos posteriores.

Tabla XXI. Dimensiones de diseño del puente de viga pretensada

Elemento	Valor
Luz del puente	16,00 m
Espaciamiento entre vigas	1,56 m
Ancho de sección transversal	8,50 m
Ancho de rodadura	6,80 m
Ancho de acera	0,60 m

Fuente: elaboración propia

Figura 51. Sección transversal propuesta para vigas pretensadas



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Paso 5: cálculo de momentos
 - Cálculo de momento por peso propio

$$M_{DC} = \frac{W_{DC} * L^2}{8} = \frac{1\,223,27 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} (16\text{ m})^2}{8} = 39\,144,56 \text{ Kg-m}$$

$$M_{DC} = 3\,914\,456,06 \text{ Kg-cm}$$

- Cálculo de momento por cargas aplicadas

$$\text{Diafragmas} = (0,25\text{m}) (1,56\text{m}) (2\,400\text{ Kg/m}^3) = 576,07\text{ Kg/m}$$

$$\text{Losa} = (0,20\text{m}) (1,56\text{m}) (2\,400\text{ Kg/m}^3) = 748,80\text{ Kg/m}$$

$$M_{SD} = \frac{WL^2}{8} + \frac{WL^2}{8} = \frac{(576,07\text{ Kg})(16,00)^2}{4} + \frac{(748,80\text{ Kg/m})(16,00)^2}{8}$$

$$M_{SD} = 18\,434,30\text{ Kg-m} + 23\,961,60\text{ Kg-m} = 42\,395,90\text{ Kg-m}$$

$$M_{SD} = 4\,239\,590,40\text{ Kg-cm}$$

- Cálculo de momento por carga viva y efecto por carga dinámica

Se toma el valor del momento calculado en el paso 13 de la viga de concreto armado:

$$M_{LL+IM} = 1\,526,15\text{ kN-m} = 155\,623,98\text{ Kg-m}$$

Se procede a calcular un factor de distribución para la viga interior; por lo que se debe de calcular un n , e_g , y un K_g nuevos para este tipo de viga. De la misma manera que se calculó en los pasos 5, 11 y 12, respectivamente.

$$n = \frac{2,53 \times 10^5\text{ Kg/cm}^2}{3,34 \times 10^5\text{ Kg/cm}^2} = 0,82$$

$$e_g = 74,35\text{ cm} + \frac{20,00\text{ cm}}{2} = 84,35\text{ cm}$$

$$K_g = 0,82 (1,09 \times 10^{11}\text{ mm}^4 + (509\,031,00\text{ mm}^2)(843,50\text{ mm})^2) = 3,86 \times 10^{11}\text{ mm}^4$$

$$FD = 0,075 + \left(\frac{1\,560\text{mm}}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{1\,560\text{mm}}{16\,000\text{mm}}\right)^{0.2} \left(\frac{3,86 \times 10^{11}\text{mm}^4}{(16\,000\text{mm})(200\text{mm})^3}\right)^{0.1}$$

$$FD = 0.5582$$

$$M_{LL+IM} = (0,5582)155\,623,98\text{ Kg-m} = 86\,869,30\text{ Kg-m}$$

$$M_{LL+IM} = 8\,689\,930,56\text{ Kg-cm}$$

- Cálculo de momento total

$$M_T = 3\,914\,456,06\text{ Kg-cm} + 4\,239\,590,40\text{ Kg-cm} + 8\,689\,930,56\text{ Kg-cm}$$

$$M_T = 16\,843\,977,02\text{ Kg-cm}$$

- Paso 6: calcular la resistencia del concreto en la transferencia

Este es el valor al cual se va a tensar la viga. Por ello será un 80 % de la capacidad del concreto, el cual es el valor máximo al cual se puede tensar la viga.

$$f_{ci} = 80\% f_c$$

Con un $f_c = 420\text{ Kg/cm}^2$

$$f_{ci} = (0,80)(420\text{ Kg/cm}^2) = 336\text{ Kg/cm}^2$$

- Paso 7: cálculo de esfuerzos permisibles

Estos esfuerzos pueden ser transferencia (iniciales) y los esfuerzos en servicio (llamados aplicados). Estos son los esfuerzos máximos a los cuales la viga puede ser sometida durante las diferentes etapas de tensado.

- Cálculo de esfuerzos de transferencia

Este cálculo se realiza con base en el artículo 5.9.4.1.1 de AASHTO LRFD.

- Fibra a compresión

$$f_{ci} = - 0,60 f'_c$$
$$f_{ci} = - 0,60 (336 \text{ Kg/cm}^2)$$
$$f_{ci} = - 201,60 \text{ Kg/cm}^2$$

- Fibra a tensión

$$f_{ti} = 0,80 \sqrt{f'_c}$$
$$f_{ti} = 0,80 \sqrt{336 \text{ Kg/cm}^2}$$
$$f_{ti} = 14,66 \text{ Kg/cm}^2$$

- Cálculo de esfuerzos de servicio:

Este cálculo se realiza con base en el artículo 5.9.4.1.1 de AASHTO LRFD.

- Fibra a compresión

$$f_c = - 0,45 f'_c$$
$$f_c = - 0,45 (420 \text{ Kg/cm}^2)$$
$$f_c = - 189,00 \text{ Kg/cm}^2$$

- Fibra a tensión

$$f_t = 1,6 \sqrt{f'_c}$$

$$f_t = 1,6 \sqrt{420 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$f_t = 32,79 \text{ Kg/cm}^2$$

- Paso 8: cálculo de esfuerzos de acero de pretensado

Esto calcula los diferentes valores y propiedades que el acero de pretensado va a presentar durante las diferentes etapas de este proceso.

- Resistencia a flexión

Este valor se determina a partir de la resistencia a tensión del acero (f_{pu}) y es de las propiedades más importantes que se van a determinar para el acero de presfuerzo.

$$f_{py} = 0,90 f_{pu}$$

$$f_{py} = 0,90 (19\ 000 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$f_{py} = 17\ 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{pi} = 0,70 f_{pu}$$

$$f_{pi} = 0,70 (19\ 000 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$f_{pi} = 13\ 300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{pe} = 0,80 f_{pi}$$

$$f_{pe} = 0,80 (13\ 300 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$f_{py} = 10\,640 \text{ Kg/cm}^2$$

- Paso 9: cálculo del factor γ entre esfuerzos del acero de pretensado

$$\gamma = \frac{f_{pe}}{f_{pi}}$$

$$\gamma = \frac{10\,640 \text{ Kg/cm}^2}{13\,300 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$\gamma = 0,8$$

- Paso 10: verificar módulos de sección

Este paso se realiza para verificar que la viga elegida resista a los momentos a los que va a ser sometida, por lo que se analiza si los módulos calculados son similares a los de la viga que se escogió. Este análisis se realiza con el momento total con las cargas de servicio, ya que es el momento máximo al que va a ser sometida la viga.

$$S^t = \frac{M_D + M_{SD} + M_L}{\gamma f_{ti} - f_c}$$

$$S^t = \frac{25\,399\,936,56 \text{ Kg-cm}}{0,80 * (14\,66 \text{ Kg/cm}^2) - (-189,00 \text{ Kg/cm}^2)}$$

$$S^t = 126\,536,94 \text{ cm}^3$$

$$126\,536,94 \text{ cm}^3 < 145\,976,29 \text{ cm}^3$$

$$S_b = \frac{M_D + M_{SD} + M_L}{f_t - \gamma f_{ci}}$$

$$S_b = \frac{25\,399\,936,56 \text{ Kg-cm}}{(32,79 \text{ Kg/cm}^2) - 0,80 * (-201,60 \text{ Kg/cm}^2)}$$

$$S_b = 130\,880,12 \text{ cm}^3$$

$$130\,880,12 \text{ cm}^3 < 172\,785,58 \text{ cm}^3$$

Tanto el módulo superior como inferior son menores que los que resiste la viga. Por ello tiene características que la hacen cumplir con los requerimientos de carga a los cuales va a ser sometida.

- Paso 11: Cálculo de excentricidad y P_i .

$$e_e = (f_{ti} - \bar{f}_{ci}) \frac{S^t}{P_i}$$

Por lo tanto se necesitan saber los valores de:

$$\bar{f}_{ci} = f_{ti} - \frac{C_t}{h} (f_{ti} - f_{ci})$$

$$\bar{f}_{ci} = 14,66 \text{ Kg/cm}^2 - \frac{74,35 \text{ cm}^2}{137 \text{ cm}} (14,66 \text{ Kg/cm}^2 - (-201,60 \text{ Kg/cm}^2))$$

$$\bar{f}_{ci} = -102,56 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_i = A_c * |f_{ci}|$$

$$P_i = 5\,090,31 \text{ cm}^2 * 102,56 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_i = 522\,057,28 \text{ Kg}$$

$$e_e = (f_{ti} - \bar{f}_{ci}) \frac{S^t}{P_i}$$

$$e_e = (14,66 \text{ Kg/cm}^2 - (-102,56 \text{ Kg/cm}^2)) \frac{145\,976,29 \text{ cm}^3}{522\,057,28 \text{ Kg}}$$

$$e_e = 32,78 \text{ cm}$$

- Cálculo de P_e :

Se multiplica el valor de P_i , por un 80 % ya que se asumen que las pérdidas de la viga equivalen a un 20 %.

$$P_e = 0,80 * P_i$$

$$P_e = 0,80 * 522\,057,28 \text{ Kg} = 417\,645,83 \text{ Kg}$$

- Paso 12: calcular área requerida de acero de pretensado

$$A_p = \frac{P_i}{f_{pi}}$$

$$A_p = \frac{522\,057,28 \text{ Kg}}{13\,300 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$A_p = 39,25 \text{ cm}^2$$

Se utilizan torones (*strands*) de ϕ 0.6" (1,524 cm) los cuales tienen un área de 1,4 cm². Por ello se necesita saber la cantidad de *strands* a utilizar:

$$\# \text{ strands} = \frac{A_p}{A \text{ strand}} = \frac{39,25 \text{ cm}^2}{1,4 \text{ cm}^2} = 28 \text{ strands}$$

- Paso 13: comprobación de esfuerzos en la transferencia

$$f^t = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 - \frac{eC_t}{r^2} \right) - \frac{M_{DC}}{S^t}$$

$$f^t = -\frac{372\,881,57 \text{ Kg}}{5\,090,31 \text{ cm}^2} \left(1 - \frac{32,78 \text{ cm} * 74,35 \text{ cm}}{2\,129,03 \text{ cm}^2} \right) - \frac{3\,914\,456,06 \text{ Kg-cm}}{83\,082,00 \text{ cm}^3}$$

$$f^t = -11,99 \text{ Kg/cm}^2$$

$$-11,99 \text{ Kg/cm}^2 < 14,66 \text{ Kg/cm}^2 (f_{ti})$$

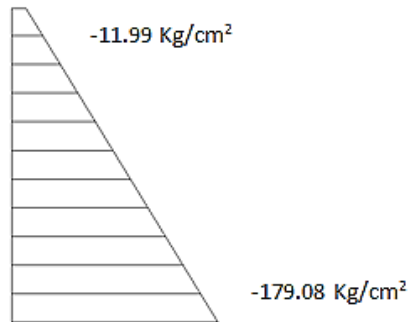
$$f_b = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 + \frac{eC_b}{r^2} \right) + \frac{M_D}{S_b}$$

$$f_b = -\frac{372\,881,57 \text{ Kg}}{5\,090,31 \text{ cm}^2} \left(1 + \frac{32,78 \text{ cm} * 62,81 \text{ cm}}{2\,129,03 \text{ cm}^2} \right) + \frac{3\,914\,456,06 \text{ Kg-cm}}{83\,082,00 \text{ cm}^3}$$

$$f_b = -179,08 \text{ Kg/cm}^2$$

$$-179,08 \text{ Kg/cm}^2 < -201,60 \text{ Kg/cm}^2 (f_{ci})$$

Figura 52. **Esfuerzos en la transferencia**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Paso 14: comprobación de esfuerzos bajo cargas de servicio

$$f^t = -\frac{P_e}{A_c} \left(1 - \frac{eC_t}{r^2} \right) - \frac{M_T}{S^t}$$

$$f^t = -\frac{417\,645,83 \text{ Kg}}{5\,090,31 \text{ cm}^2} \left(1 - \frac{32,78 \text{ cm} * 62,81 \text{ cm}}{2\,129,03 \text{ cm}^2} \right) - \frac{16\,843\,977,02 \text{ Kg-cm}}{83\,082,00 \text{ cm}^3}$$

$$f^t = -103,52 \text{ Kg/cm}^2$$

$$-103,52 \text{ Kg/cm}^2 < 32,79 \text{ Kg/cm}^2 (f_t)$$

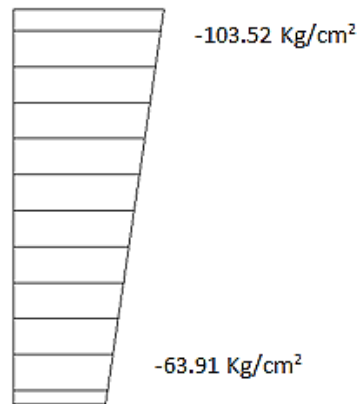
$$f_b = -\frac{P_e}{A_c} \left(1 + \frac{eC_b}{r^2} \right) + \frac{M_T}{S_b}$$

$$f_b = -\frac{417\,645,83 \text{ Kg}}{5\,090,31 \text{ cm}^2} \left(1 + \frac{32,78 \text{ cm} * 74,35 \text{ cm}}{2\,129,03 \text{ cm}^2} \right) + \frac{16\,843\,977,02 \text{ Kg-cm}}{83\,082,00 \text{ cm}^3}$$

$$f_b = -63,91 \text{ Kg/cm}^2$$

$$-63,91 \text{ Kg/cm}^2 < -189,00 \text{ Kg/cm}^2 (f_c)$$

Figura 53. **Esfuerzos bajo cargas de servicio**



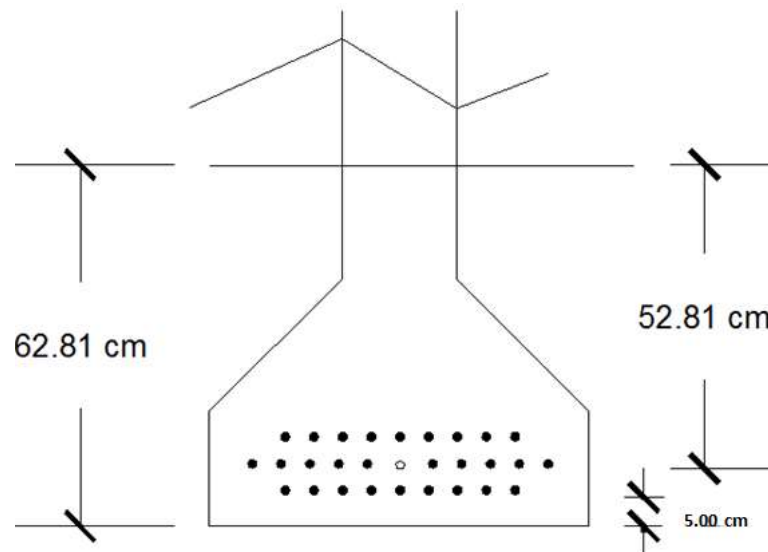
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Paso 15: arreglo de los *strands*

Se utilizará un recubrimiento de 5,00 cm (2") según el artículo 5.12.3-1 de AASHTO LRFD y un C_b de 62,81 cm. Y los 28 *strands* se distribuirán en 3 filas a lo largo de la viga. El centro de gravedad de los *strands* se encuentra a 52.81 cm, esto se determina a partir de restar el recubrimiento dos veces al C_b .

Los *strands* de pretensado trabajan como elementos individuales a la hora de pretensarse, por eso se pueden ubicar como el diseñador lo desee.

Figura 54. **Arreglo de *strands* viga pretensada**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Paso 16: verificación de momento resistente

En este paso se procede a calcular que el momento resistente de la viga resista el momento aplicado (momento total con factores de carga). Por lo que el momento aplicado debe ser menor o igual al momento resistente.

- Cálculo de momento aplicado

Como primer paso se procede a calcular el momento aplicado, el cual es el momento total factorado. En este se van a tomar los mismos factores utilizados para la viga de concreto armado en el paso 17, según las tablas VII y IX.

$$M_T = n [1,75(M_L) + 1,25(M_{SD}) + 1,25 (M_{DC})]$$

$$M_T = 1 \left[1,75(8\,689\,930,56 \text{ Kg-cm}) + 1,25(4\,239\,590,40 \text{ Kg-cm}) \right. \\ \left. + 1,25(3\,914\,456,06 \text{ Kg-cm}) \right]$$

$$M_T = 25\,399\,936,56 \text{ Kg-cm}$$

- Cálculo de momento resistente:

Según el artículo 5.7.3.1 de AASHTO LRFD para cálculo de la resistencia nominal a flexión en el acero de preesfuerzo.

Cálculo del f_{ps} el cual es un esfuerzo promedio del acero de preesfuerzo con la ecuación 5.7.3.1.1-1 de AASHTO LRFD.

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right)$$

Donde

c = distancia desde el eje neutro a la cara de compresión.

d_p = distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide de los tendones de presfuerzo.

k = factor que depende del tipo de tendón a utilizar, calculado con la ecuación 5.7.3.1.1-2 de AASHTO LRFD.

Por lo que se procede a calcular c y k . Antes de calcular el factor c , se debe determinar si la profundidad que tiene este bloque de esfuerzos va a ser mayor o menor al espesor de la losa y así determinar el comportamiento rectangular o tipo T de la viga.

Se empieza calculando el valor de k :

$$k = 2 \left(1,04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right)$$

$$k = 2 \left(1,04 - \frac{17\,100 \text{ Kg/cm}^2}{19\,000 \text{ Kg/cm}^2} \right) = 0,28$$

Luego se asume que el bloque es esfuerzos es para una viga rectangular y se calcula la profundidad de este por medio de la fórmula 5.7.3.1.1-4 de AASHTO LRFD.

$$c = \frac{A_p f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y}{0,85 f_c \beta_1 b + k A_p \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

$$c = \frac{39,25 \text{ cm}^2 * 19\,000 \text{ Kg/cm}^2 + 0 - 0}{0,85 * 420 \text{ Kg/cm}^2 * 0,75 * 156 \text{ cm} + 0,28 * 39,25 \text{ cm}^2 \frac{19\,000 \text{ Kg/cm}^2}{(74,35 \text{ cm} + 52,81 \text{ cm})}}$$

$$c = 17,18 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

Ya que la profundidad del bloque es esfuerzos a compresión es menor que el espesor de losa, se puede asumir que la viga tiene un comportamiento similar al de una sección rectangular.

Conociendo este valor se procede a calcular el esfuerzo promedio del acero de preesfuerzo:

$$f_{ps} = 19\,000 \text{ Kg/cm}^2 \left(1 - 0,28 * \frac{17,18 \text{ cm}}{127,16 \text{ cm}} \right) = 18\,281,25 \text{ Kg/cm}^2$$

Luego se procede a calcular la resistencia nominal a la flexión del concreto, por medio de la fórmula 5.7.3.2.2-1. Esta se utiliza el primero de los enunciados

de la ecuación de AASHTO LRFD, debido a que solamente se está trabajando con acero de preesfuerzo y no otro tipo de refuerzo.

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

$$a = \beta_1 c = 0,75(17,18 \text{ cm}) = 12,88 \text{ cm}$$

$$M_n = 39,25 \text{ cm}^2 * 18 281,25 \text{ Kg/cm}^2 \left(127,16 \text{ cm} - \frac{12,88 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_n = 86 624 918,54 \text{ Kg-cm}$$

Con el momento nominal, se calcula el momento resistente de la viga:

$$M_R = \phi M_n$$

Utilizando un $\phi = 1.00$ como se define en el artículo 5.7.2.1 de AASHTO LRFD para secciones de concreto preesforzado.

$$M_R = 1,00(86 624 918,54 \text{ Kg-cm}) = 86 624 918,54 \text{ Kg-cm}$$

Comparando el momento resistente de la viga con el momento calculado con los factores de resistencia se tiene:

$$86 624 918,54 \text{ Kg-cm} > 25 399 936,56 \text{ Kg-cm}$$

Siendo mayor el momento resistente de la viga, se puede determinar que esta si va a resistir los momentos a los que sea sometida.

- Paso 17: Chequeo por corte.

Primero se debe calcular la cortante por las diferentes cargas que se tienen y con estas calcular la cortante última.

- Cálculo de cortante por peso propio

$$V_{DC} = 3\,914\,456,06 \text{ Kg-cm} / 156 \text{ cm} = 25\,092,67 \text{ Kg}$$

- Cálculo de cortante por cargas aplicadas

$$V_{SD} = 4\,239\,590,40 \text{ Kg-cm} / 156 \text{ cm} = 27\,179,86 \text{ Kg}$$

- Cálculo de cortante por carga viva y efecto por carga dinámica

Se toma el valor del cortante calculado en el paso 16 de la viga de concreto armado;

$$V_{LL+IM} = 418,99 \text{ kN} = 42\,725,08 \text{ Kg}$$

Se calcula el factor de distribución de cortante, como se realizó en la viga de concreto armado.

$$FD_{CI} = 0,2 + \frac{1\,560 \text{ mm}}{3600} - \left(\frac{1\,560 \text{ mm}}{10\,700} \right)^2 = 0,6121$$

$$V_{LL+IM} = (0,6121) 42\,725,09 \text{ Kg} = 26\,152,03 \text{ Kg}$$

- Cálculo de cortante total

$$V_T = 25\,092,67 \text{ Kg} + 27\,179,86 \text{ Kg} + 26\,152,03 \text{ Kg}$$

$$V_T = 78\,424,56 \text{ Kg}$$

Se procede a calcular el corte total vertical de la sección, el cual mejora la capacidad al corte de la sección:

$$V_{ci} = 0,6\sqrt{f_c} b d_p + V_d + \frac{V_c M_{crit}}{M_{m\acute{a}x}}$$

Donde el M_{crit} (momento crítico) se calcula a partir de:

$$M_{crit} = \frac{I_{gx}}{C^t} (0,6\sqrt{f_c} + f_t - f_{ti})$$

$$M_{crit} = \frac{10\,852\,040,42 \text{ cm}^4}{74,35 \text{ cm}} (0,6\sqrt{420 \text{ Kg/cm}^2} + 32,79 \text{ Kg/cm}^2 - 14,66 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$M_{crit} = 4\,440\,660,75 \text{ Kg-cm}$$

El $M_{m\acute{a}x}$ (momento máximo) se encuentra como el momento aplicado calculado en el paso anterior:

$$M_T = 25\,399\,936,56 \text{ Kg-cm}$$

El cálculo de V_c es el momento total calculado sin tomar en cuenta la cortante por peso propio de la viga:

$$V_c = V_T - V_{DC}$$

$$V_c = 78\,424,56 \text{ Kg} - 25\,092,67 \text{ Kg} = 53\,331,89 \text{ Kg}$$

Y adicionalmente, $V_d = V_{DC}$

Conociendo estos valores se procede a calcular la cortante vertical:

$$V_{ci} = 0,6\sqrt{420 \text{ Kg/cm}^2} * 156 \text{ cm} * 127,16 \text{ cm} + 25\,092,67 \text{ Kg}$$

$$+ \frac{53\,331,89 \text{ Kg} * 4\,440\,660,75 \text{ Kg-cm}}{25\,399\,936,56 \text{ Kg-cm}}$$

$$V_{ci} = 269\,946,87 \text{ Kg}$$

Luego se determina si la sección necesita refuerzo transversal, esto a partir de que no se cumpla lo especificado por el método simplificado de AASHTO LRFD que se encuentra en el artículo 5.8.3.4.3:

$$V_T > 0,5\phi (V_{ci})$$

Utilizando un $\phi = 1,00$, como en el paso anterior.

$$78\,424,56 \text{ Kg} > 0,5 * 1,00 * (269,946.87 \text{ Kg})$$

$$78,424.56 \text{ Kg} > 151,569.65 \text{ Kg}$$

Ya que el V_T no es mayor al V_{ci} la viga resiste efectos cortante. Por lo que se procede a colocar acero mínimo por criterio de seguridad.

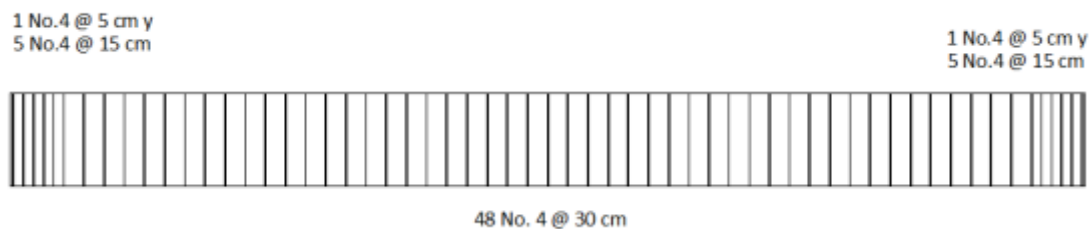
Con un espaciamiento máximo según AASHTO LRFD en su artículo 5.8.2.7 de 30 cm, se calcula el área mínima de acero con el artículo 5.8.2.5 en los 6,92 m que se determinaron en la viga de concreto armado que necesita el acero mínimo.

$$A_{v \text{ mín}} = 0,75 \sqrt{f_c} \frac{b_w s}{f_y}$$

$$A_{v \text{ mín}} = 0,75 \sqrt{420 \text{ Kg/cm}^2} \frac{20\text{cm} * 30\text{cm}}{4\,200 \text{ Kg/cm}^2} = \frac{2,05 \text{ cm}^2}{2} = 1,10 \text{ cm}^2$$

Por lo que se procede a utilizar barras núm. 4 a 30 cm, para una mayor protección y para evitar grietas en los extremos se colocará el primer estribo a 5 cm, 5 estribos a 15 cm (s/2) y el resto a 30cm.

Figura 55. **Armado a corte de viga pretensada**



Fuente: elaboración propia, utilizando AutoCAD.

6.3. Viga de concreto postensado

Este diseño de superestructura tiene vigas de concreto postensado y aunque cambian los parámetros de diseño para estas. Esta viga es muy similar a la de concreto pretensado, y se utilizará la misma viga AASHTO IV por lo que hay pasos que se omitirán, ya que son los mismos que para la pretensada.

Los pasos del 1 al 14 de la viga de concreto pretensado son los mismos. Por ello, se procede a realizar los pasos de viga de concreto pretensado.

- Paso 15: propiedades de la sección compuesta

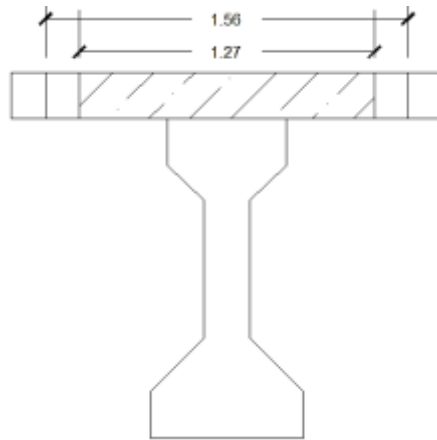
La sección compuesta es aquella que integra la losa a la viga, por lo que cambian las propiedades de la misma.

- Ancho de ala modificado

$$S' = n * S = 0,82 * 1,56 = 1,27 \text{ m}$$

$$S' = 127 \text{ cm}$$

Figura 56. **Ancho de ala modificado de sección compuesta**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Cálculo de C_{cb}

$$C_{cb} = \frac{[(t * S') * (\frac{t}{2})] + [A_c * C_b]}{(t * S') + A_c}$$

$$C_{cb} = \frac{[(20\text{cm} * 127\text{cm}) * (\frac{20\text{cm}}{2})] + [5\,090,31\text{cm}^2 * 62,81\text{cm}]}{(20\text{cm} * 127\text{cm}) + 5\,090,31\text{cm}^2}$$

$$C_{cb} = 45,20 \text{ cm}$$

- Cálculo de I'_c :

$$I'_c = I_{gx} + A_c * (C_{cb} - C_b)^2 + \frac{S'(t)^3}{12} + S' * t * (\frac{t}{2} + (h - C_{cb}))^2$$

$$I'_c = 10\,852\,040,42\text{cm}^4 + 5\,090,31\text{cm}^2 * (45,20\text{cm} - 62,81\text{cm})^2 + \frac{127\text{cm} (20\text{cm})^3}{12} + 127\text{cm} * 20\text{cm} * (\frac{20\text{cm}}{2} + (183\text{cm} - 45,20\text{cm}))^2$$

$$I'_c = 34\,085\,562 \text{ cm}^4$$

- Cálculo de r^2 de sección compuesta

$$r^2 = \frac{I'_c}{A_c + A_{losa}}$$

$$r^2 = \frac{22\,298\,809 \text{ cm}^4}{5\,090,31 \text{ cm}^2 + (20 \text{ cm} * 127 \text{ cm})}$$

$$r^2 = 4\,463,00 \text{ cm}^2$$

- Cálculo de S_{cb}

$$S_{cb} = \frac{M_D + M_{SD} + M_{CSD} + M_L}{f_t - \gamma f_{ci}}$$

Para este caso el $M_{CSD}=0$, ya que no se diseñará capa de rodadura ni se asumirá que se coloca sobre el puente.

$$S_{cb} = \frac{25\,399\,936.56 \text{ Kg-cm}}{(32,79 \text{ Kg/cm}^2) - 0.80 * (-201,60 \text{ Kg/cm}^2)}$$

$$S_{cb} = 86\,793,20 \text{ cm}^3$$

- Cálculo de C^t de la sección compuesta

$$C^t = h - C_{cb}$$

$$C^t = 137 \text{ cm} - 45.20 \text{ cm} = 91,96 \text{ cm}$$

- Cálculo de S_c^t

$$S_c^t = \frac{I'_c}{C^t}$$

$$S_c^t = \frac{34,085,562 \text{ cm}^4}{91.96 \text{ cm}} = 370\,651,57 \text{ cm}^3$$

- Paso 16: comprobación de esfuerzos de sección compuesta

En esta comprobación de esfuerzos es la que le sigue a las dos realizadas en la viga pretensada, que son las mismas que para esta viga. En esta se involucra la sección compuesta, que como se mencionó anteriormente contiene tanto a la viga como a la losa.

$$f^t = -\frac{P_e}{A_c} \left(1 - \frac{eC_t}{r^2} \right) - \frac{M_D + M_{SD}}{S_b} - \frac{M_{CSD} + M_L}{S_c^t}$$

$$f^t = -\frac{372\,881,57 \text{ Kg}}{5\,090,31 \text{ cm}^2} \left(1 - \frac{32,78 \text{ cm} * 74,35 \text{ cm}}{2\,129,03 \text{ cm}^2} \right) - \frac{8\,145\,046,46 \text{ Kg-cm}}{172\,785,58 \text{ cm}^3} - \frac{8\,689\,930,56 \text{ Kg-cm}}{370\,651,57 \text{ cm}^3}$$

$$f^t = -64,47 \text{ Kg/cm}^2$$

$$-64,47 \text{ Kg/cm}^2 < 14,66 \text{ Kg/cm}^2 (f_{ti})$$

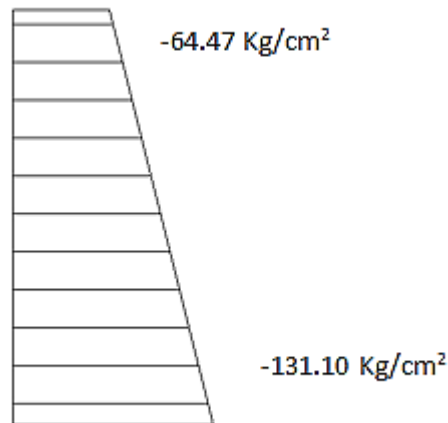
$$f_b = -\frac{P_e}{A_c} \left(1 + \frac{eC_b}{r^2} \right) + \frac{M_D + M_{SD}}{S_b} + \frac{M_{CSD} + M_L}{S_c^t}$$

$$f_b = -\frac{372\,881,57 \text{ Kg}}{5\,090,31 \text{ cm}^2} \left(1 + \frac{32,78 \text{ cm} * 62,81 \text{ cm}}{2\,129,03 \text{ cm}^2} \right) + \frac{8\,145\,046,46 \text{ Kg-cm}}{172\,785,58 \text{ cm}^3} + \frac{8\,689\,930,56 \text{ Kg-cm}}{370\,651,57 \text{ cm}^3}$$

$$f_b = -131,10 \text{ Kg/cm}^2$$

$$-131,10 \text{ Kg/cm}^2 < -201,60 \text{ Kg/cm}^2 (f_{ci})$$

Figura 57. **Esfuerzos de sección compuesta**

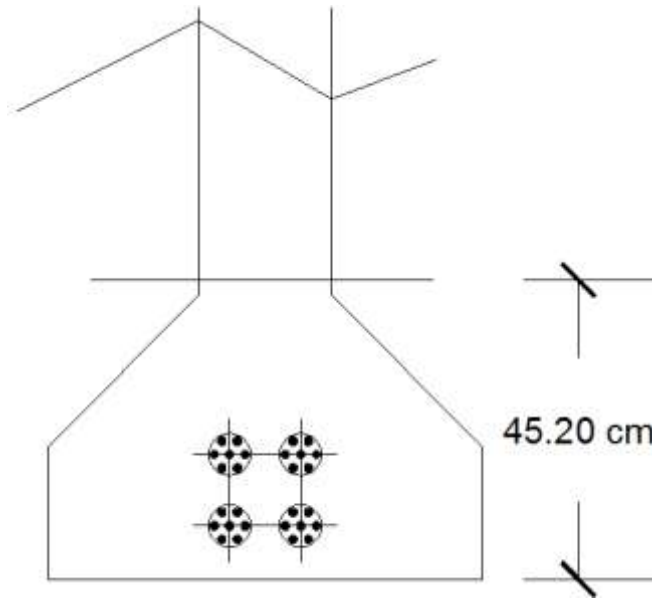


Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Paso 17: colocación de *strands* para postensado.

A pesar que se tiene la misma cantidad de *strands* para cubrir el área que se requiere de acero, ya que es un sistema constructivo distinto no se colocan de la misma manera los torones. En un sistema postensado se utilizan ductos de postensado en los cuales se coloca cierta cantidad de *strands* para luego poder postensarlos con gatos hidráulicos. Se eligió colocar ductos con capacidad para 7 *strands* y así tener 4 ductos, los cuales tiene un diámetro de 8,00 cm los cuales cubren la solicitud de refuerzo de postensado que necesitaba la viga.

Figura 58. **Arreglo ductos y *strands* viga postensada**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Paso 18: verificación de momento resistente

Este paso es el mismo que el paso 16 de la viga pretensada, solamente que con las propiedades de la viga compuesta. Por lo que algunos valores cambian.

El momento aplicado sigue siendo el mismo:

$$M_T = 25\,399\,936,56 \text{ Kg-cm}$$

Al igual que el valor del factor k

$$k = 0,28$$

Se comprueba el valor del bloque de esfuerzos a compresión. En este caso se utiliza el ancho de ala modificado y del d_p también se modifica.

$$c = \frac{A_p f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y}{0.85 f'_c \beta_1 b + k A_p \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

$$c = \frac{39,25 \text{ cm}^2 * 19\,000 \text{ Kg/cm}^2 + 0 - 0}{0,85 * 420 \text{ Kg/cm}^2 * 0,75 * 127 \text{ cm} + 0,28 * 39,25 \text{ cm}^2 \frac{19\,000 \text{ Kg/cm}^2}{(124,16 \text{ cm})}}$$

$$c = 17,42 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

El comportamiento de la viga postensada también es el de una viga rectangular. Por lo que se procede a calcular el esfuerzo promedio del acero de presfuerzo:

$$f_{ps} = 19\,000 \text{ Kg/cm}^2 \left(1 - 0,28 * \frac{17,42 \text{ cm}}{124,16 \text{ cm}} \right) = 18\,271,34 \text{ Kg/cm}^2$$

Luego se calcula la resistencia nominal a la flexión del concreto:

$$a = \beta_1 c = 0,75(17,42 \text{ cm}) = 13,06 \text{ cm}$$

$$M_n = 39,25 \text{ cm}^2 * 18\,271,34 \text{ Kg/cm}^2 \left(124,16 \text{ cm} - \frac{13,06 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_n = 86\,514\,286,97 \text{ Kg-cm}$$

Momento resistente de la viga:

$$M_R = \phi M_n$$

$$M_R = 1,00(86\,514\,286,97 \text{ Kg-cm}) = 86\,514\,286,97 \text{ Kg-cm}$$

Comparando el momento resistente de la viga con el momento calculado con los factores de resistencia se tiene:

$$86\ 514\ 286,97\ \text{Kg-cm} > 25\ 399\ 936,56\ \text{Kg-cm}$$

Siendo mayor el momento resistente de la viga, se puede determinar que la viga postensada si va a resistir los momentos a los que sea sometida.

- Paso 22: chequeo por corte

Este paso se realiza al igual que en el paso 17 de la viga pretensada, con la diferencia que ahora se toman las propiedades de la sección compuesta.

- Cálculo de cortante por peso propio:

$$V_{DC} = 3\ 914\ 456,06\ \text{Kg-cm} / 127\ \text{cm} = 30\ 822,49\ \text{Kg}$$

- Cálculo de cortante por cargas aplicadas:

$$V_{SD} = 4\ 239\ 590,40\ \text{Kg-cm} / 127\ \text{cm} = 33\ 382,60\ \text{Kg}$$

- Cálculo de cortante por carga viva y efecto por carga dinámica:

Se toma el valor del cortante calculado en el paso 16 de la viga de concreto armado;

$$V_{LL+IM} = 418,99\ \text{kN} = 42\ 725,08\ \text{Kg}$$

Se calcula el factor de distribución de cortante, como se realizó en la viga de concreto armado.

$$FD_{Ci} = 0,2 + \frac{1\,270\text{ mm}}{3600} - \left(\frac{1\,270\text{ mm}}{10\,700}\right)^2 = 0,5387$$

$$V_{LL+IM} = (0,5387) 42\,725,09\text{ Kg} = 23\,016,01\text{ Kg}$$

- Cálculo de cortante total:

$$V_T = 30\,822,49\text{ Kg} + 33\,382,60\text{ Kg} + 23\,016,01\text{ Kg}$$

$$V_T = 87\,221,10\text{ Kg}$$

Cálculo del momento crítico:

$$M_{crit} = \frac{I'_c}{C_t} \left(0,6\sqrt{f'_c} + f_t - f_{ti}\right)$$

$$M_{crit} = \frac{34\,085\,562\text{ cm}^4}{91,96\text{ cm}} \left(0,6\sqrt{420\text{ Kg/cm}^2} + 32,79\text{ Kg/cm}^2 - 14,66\text{ Kg/cm}^2\right)$$

$$M_{crit} = 11\,276\,235,27\text{ Kg-cm}$$

Cálculo del V_c :

$$V_c = V_T - V_{DC}$$

$$V_c = 87\,221,10\text{ Kg} - 30\,822,49\text{ Kg} = 56\,298,61\text{ Kg}$$

Cálculo de cortante vertical:

$$V_{ci} = 0,6\sqrt{420\text{ Kg/cm}^2} * 127\text{ cm} * 124,16\text{ cm} + 30\,822,49\text{ Kg}$$

$$+ \frac{56\,298,61\text{ Kg} * 11\,276\,235,27\text{ Kg-cm}}{25\,399\,936,56\text{ Kg-cm}}$$

$$V_{ci} = 248\,886,26\text{ Kg}$$

Determinar si la sección necesita refuerzo transversal con AASHTO LRFD que se encuentra en el artículo 5.8.3.4.3:

$$V_T > 0,5\phi (V_{ci})$$
$$78\,424,56 \text{ Kg} > 0,5 * 1,00 * (269\,946,87 \text{ Kg})$$
$$87\,221,10 \text{ Kg} > 124\,443,13 \text{ Kg}$$

Al igual que en la viga pretensada como el V_T no es mayor al V_{ci} , se coloca acero mínimo por criterio de seguridad. Con la misma área de acero necesaria, mismo espaciamiento y misma configuración como se muestra en la figura 51 de este manual.

CONCLUSIONES

1. El diseño por el método de diseño LRFD (*Load and Resistance Factor Design*) por medio de factores de carga y diseño, es más efectivo para el diseño de superestructuras ya que las cargas de diseño son mayoradas y se aminoran las resistencias para compensar los efectos que utilizan los factores al magnificar las cargas y así tener resultados más certeros del comportamiento de los mismos en puentes.
2. El diseño de puentes de vigas de concreto presforzado permite que se construyan luces más grandes, ya que este tipo de vigas resisten más esfuerzos que las de concreto armado.
3. El conocimiento de la *Norma para el Diseño y Construcción de Puentes 2013*, es importante para el diseño y construcción de puentes no solamente seguros sino que cumplan con las especificaciones para las cuales estén diseñados y brinden confort a los usuarios.
4. Es importante conocer las diferentes superestructuras para puentes, no solo para realizar un buen diseño, si no para utilizar una superestructura que se adecue a las necesidades que se tienen tanto longitudinal como transversalmente.

RECOMENDACIONES

1. Al utilizar la *Norma para el Diseño y Construcción de Puentes 2013* en el diseño, construcción y supervisión de obras de drenaje mayores y puentes en Guatemala, se garantiza que estas sean estructuras que cumplan con su función y se estandariza la construcción y diseño de los mismos.
2. Utilizar un método de diseño LRFD garantiza una mayor seguridad del usuario, ya que al mayorar las cargas se da más vida útil a la estructura al evitar daños en la misma y riesgos en los usuarios.
3. Con la utilización de la *Norma para el Diseño y Construcción de Puentes 2013*, se garantiza que los diseños se adaptan a las necesidades y cumpla con los requerimientos de seguridad sísmica y de riesgos que se necesita en Guatemala.

BIBLIOGRAFÍA

1. American Association of State Highway and Transportation Officials. *AAASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. Estados Unidos: AASHTO 2012. 1661 p.
2. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Normas para el diseño y construcción de puentes 2013*. Guatemala: AGIES 2013. 70 p.
3. DEL VALLE CASTILLO, Aura Denise. *Diseño de puente vehicular en la aldea Las Lagunas y diseño de drenaje sanitario para la colonia Los Pinos, municipio de Huehuetenango, departamento de Huehuetenango*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2010. 151 p.
4. Ministerio de Transportes y Comunicaciones. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles: Dirección de Normatividad Vial. *Manual de Diseño de Puentes*. Perú: 2003. 287 p.
5. NAWY, Edward G. *Prestressed Concrete a Fundamental Approach*. 5ta ed. Estados Unidos: Prentice Hall, 2009. 980 p.
6. RODRÍGUEZ SERQUÉN, Arturo. *Puentes con AASHTO-LRFD 2010*. Perú: 2012. 336 p.

