



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**Diseño de vigas con el método de los factores de distribución
del reglamento AASHTO LRFD**

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

PRESENTA:

ING. ALEX HURTADO ARAIZA

DIRECTOR DE TESINA: **DR. ROBERTO GÓMEZ MARTÍNEZ**

MÉXICO, D.F.

FEBRERO 2016

RESUMEN

La tesina presentada tiene como objetivo aplicar uno de los métodos de diseño exclusivo para puentes tipo viga losa establecidos por La Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes o por sus siglas en inglés AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials). El método de los factores de distribución es un método estático aproximado por lo que su aplicación tiene un enfoque más conservador. Con el paso del tiempo se han desarrollado distintos software para el análisis de puentes que dan resultados más precisos, sin embargo no se debe de perder de vista que todos estos nuevos programas son una herramienta y el usuario es responsable de determinar la herramienta a utilizar y su desempeño. Así, la finalidad de desarrollar este tema es tener al alcance un método con el cual de manera simplificada podamos obtener resultados aproximados y tener una idea de los resultados a los que debemos llegar si se quiere utilizar un análisis más refinado.

La tesina está dividida en 6 capítulos de manera que en el capítulo 1 se abordan los puentes en forma general definiendo los tipos de puentes sus elementos y los distintos tipos de vehículos de diseño, así mismo se presentan las tres distintas filosofías de diseño en el capítulo 2 sin llegar a profundizar demasiado en ellos, ya que no es la finalidad de éste trabajo, en el capítulo 3 se desarrolla uno de los métodos aceptados por la normatividad AASHTO, el método de los coeficientes o factores de distribución, para obtener la distribución de la carga viva producida por el paso vehicular en la sección transversal para los puentes tipo viga losa, presentando a continuación en el capítulo 4 algunos ejemplos de aplicación del método a un puente de acero y a uno de concreto considerando distintos tipos de vehículos de diseño. Finalmente en el capítulo 5 se exponen a las conclusiones obtenidas y el capítulo 6 las referencias bibliográficas.

INTRODUCCIÓN

Los puentes son estructuras que tienen la función de superar obstáculos tanto naturales como pueden ser ríos, lagos, entradas de mar, etc. así como artificiales producidos por el mismo hombre como caminos, carreteras, vías férreas, etc. con el fin de trasladar mercancías, recursos o para la circulación de personas en diferentes medios de transporte, antiguamente como carretas, o máquinas de vapor y actualmente tanto vehículos motorizados como medio ferroviarios e inclusive transporte marítimo.

Como se menciona anteriormente la necesidad de los puentes ha existido desde tiempos ancestrales, dando como resultado puentes que a pesar de ser arcaicos o primitivos, como el hecho de ser una gran laja de piedra o un simple tronco de madera, cumplían con su función de salvar barreras naturales y que con el paso de tiempo han ido evolucionando, tanto la utilización de nuevos materiales, pasando de puentes contruidos de piedra o madera a los actuales de acero o concreto o una mezcla de distintos materiales, como la complejidad y eficiencia de los mismos para resolver distintos problemas que se han ido presentado a lo largo de la historia.

Por la importancia que tienen los puentes dentro de la sociedad ha ido evolucionando también la ingeniería para el diseño de los mismos con la finalidad de cumplir con niveles de seguridad, funcionalidad, economía e inclusive estético. De tal manera que para el diseño de los puentes actuales se tome en consideración todas las acciones variables a las que pueda estar sujeto un puente y tratar de adecuar dichas cargas variables a un análisis lo más exacto posible. Uno de los organismos que más ha trabajado en el diseño de puentes es la American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO, que con base en una exhaustiva cantidad de pruebas y estudios ha implementado distintos métodos para el diseño de puentes que se adecuen a cada tipo por lo que se deben cumplir los requisitos establecidos para aplicar cada método.

Una de las cargas actuantes en un puente con un gran grado de incertidumbre es la referente a la carga vehicular, la que dependiendo de su localización en el puente, tanto longitudinalmente como transversalmente, puede generar distintos efectos. La AASHTO ha implementado el método de los factores de distribución para puentes tipo viga losa que tiene por objetivo conocer la distribución de la carga vehicular hacia las vigas y de ésta manera poder diseñar dichos elementos que son la base de los puentes tipo viga losa.

INDICE	
RESUMEN	2
INTRODUCCIÓN	3
INDICE	4
CAPÍTULO I	6
CONCEPTOS GENERALES	6
1.1. Clasificación de puentes	6
1.1.1. Utilidad	6
1.1.2. Material	6
1.1.3. Sistema estructural	9
1.2. Elementos de un puente	13
1.3. Camiones de diseño	15
1.3.1. Camiones de diseño AASHTO	16
1.3.2. Camiones de diseño en México	17
CAPÍTULO II	21
NORMATIVIDAD AASHTO	21
2.1. Diseño por esfuerzos permisibles ASD	21
2.2. Diseño por factores de carga LFD	22
2.3. Diseño por factores de carga y resistencia LRFD	22
CAPÍTULO III	24
DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA LRFD	24
3.1 Tipo de cargas y combinaciones	24
3.2. Puentes viga losa	27
3.2.1. Solicitaciones máximas	27
a) 3.2.1.1 Momento máximo, Teorema de Barré	28

b) 3.2.1.2 Cortante máximo	30
3.2.2. Método de los coeficientes de distribución	30
3.2.2.1. Campo de aplicación	31
3.2.2.2. Coeficiente de distribución de momento para viga interior	33
3.2.2.3. Coeficiente de distribución de momento para viga exterior	35
3.2.2.4. Coeficiente de distribución de corte para viga interior	37
3.2.2.5. Coeficiente de distribución de corte para viga exterior	38
CAPÍTULO IV	41
EJEMPLO DE APLICACIÓN	41
4.1 Puente de acero	41
4.1.1 Descripción del puente	41
4.1.2. Aplicación del método de los coeficientes de distribución	45
4.1.3. Estados límites	55
4.1.4. Análisis de resultados	60
4.2. Puente de concreto	61
4.2.1 Descripción del puente	61
	63
4.2.2. Aplicación del método de los coeficientes de distribución	64
4.2.3. Estados límites	75
4.2.4. Análisis de resultados	90
CAPÍTULO V	91
CONCLUSIONES	91
BIBLIOGRAFÍA	91

CAPÍTULO I

CONCEPTOS GENERALES

En el diseño de un puente, es labor del ingeniero civil escoger la solución óptima del problema considerando la funcionalidad, economía, seguridad e inclusive estética de las distintas alternativas disponibles por lo que es importante conocer los tipos de puentes que existen y hacer un análisis para encontrar el tipo de puente que más se acople a las necesidades y condiciones del proyecto, como: las limitaciones del suelo, la sismicidad de la zona y un aspecto muy importante la longitud del claro a salvar, a continuación presentarán algunas de las distintas clasificaciones que existen.

1.1. Clasificación de puentes

Existen distintas maneras para clasificar los puentes, no obstante ninguna de las siguientes clasificaciones son mutuamente excluyentes. Algunas de las clasificaciones en que se pueden agrupar los puentes son:

1.1.1. Utilidad

En lo referente a la utilidad de puente podemos clasificarlos de acuerdo a la función que tendrá en su vida útil y al usuario que va enfocado:

- Puentes peatonales
- Puentes carreteros
- Puentes para vías férreas
- Puentes canal
- Puentes acueductos

1.1.2. Material

1.1.2.1. Puentes de madera

Uno de los primeros materiales que utilizó el hombre para construir fue la madera. Debido a la abundancia de dicho material y fácil maleabilidad hace que su construcción sea rápida y de bajo costo, sin embargo, la madera es poco resistente a las acciones atmosféricas, por lo que requiere un mantenimiento continuo y costoso. A pesar de eso se siguen construyendo en la actualidad, ya sea de manera provisional, o por su atractivo visual



Figura 1.1 Puente Kossen, Australia

1.1.2.2. Puentes de mampostería

Los puentes de mampostería tienen la cualidad de ser resistentes y duraderos, ya que la mampostería es resistente a los factores ambientales su mantenimiento es casi nulo, aunque en la actualidad su construcción es muy costosa, por lo que solo se llegan a utilizar en ocasiones por motivos estéticos



Figura 1.2 Puente Viejo, Italia

1.1.2.3. Puentes de concreto reforzado y preesforzado

Los puentes de concreto reforzado y preesforzado vienen a sustituir a los puentes de mampostería, ya que al igual que éstos, resisten los agentes atmosféricos y la ventaja que tienen es que con la combinación del acero de refuerzo permiten superar claros mayores porque están diseñados de tal manera que el concreto pueda resistir los esfuerzos de compresión mientras que el acero resista las tensiones.

La diferencia del concreto reforzado y el concreto preesforzado es como trabaja su acero de refuerzo. El primero trabaja de manera pasiva; es decir, inicia a esforzarse una vez que estén actuando las cargas del proyecto, mientras que para el segundo caso trabaja de manera activa, el acero es tensado previamente a la actuación de las cargas externas que recibirá la estructura.



Figura 1.3 Puente de la presa Hoover, U.S.A.

1.1.2.4. Puentes de acero

Inicialmente los primeros puentes de estructura metálica fueron hechos de hierro fundido y hierro forjado hasta que a finales del siglo XIX se empezó a utilizar el acero para la construcción de puentes dado que sus características y propiedades que tienen alta resistencia, un rápido montaje y construcción por lo que hace que una de sus ventajas con puentes de otros materiales es la capacidad de construir puentes con claros mayores. Sin embargo el acero es de alto costo además de necesitar un mantenimiento constante por su poca resistencia a la corrosión por los factores ambientales



Figura 1.4 Puente Golden State, U.S.A.

1.1.3. Sistema estructural

Una clasificación más objetiva es de acuerdo a como trabajan de manera estructural. Pueden dividirse en dos tópicos dependiendo de la función del tablero sea móvil o fijo

1.1.3.1. Móvil

Este tipo de puentes se caracterizan por tener un tablero o parte de él, que se pueda desplazar, esto con la finalidad de permitir el funcionamiento para dos tipos de tránsito, por lo general para integrar el transporte terrestre con el transporte marítimo.

1.1.3.1.1. Puentes basculantes

El puente basculante, se construye, principalmente sobre canales de navegación, de manera que consta de un tablero dividido en dos partes, apoyado y articulado en sus extremos, lo que permite que en cada extremo gire alrededor de la línea de apoyo en dirección perpendicular al plano del puente. Posibilitan que las embarcaciones transiten libremente por el canal, y una vez que haya pasado la embarcación, el tablero regresa a su posición horizontal original

1.1.3.1.2. Puentes deslizante

Un puente deslizante tiene la posibilidad de recorrer su tablero en dirección de uno de sus apoyos, dejando el libre paso para navíos

1.1.3.1.3. Puente giratorio

El funcionamiento de un puente giratorio radica en que uno de sus extremos rota sobre su propio eje, hasta 90° , haciendo que el tablero quede de manera perpendicular al flujo vehicular

1.1.3.1.4. Puente de elevación vertical

Los puentes de elevación vertical tienen un tablero móvil que se desplaza de manera vertical desde unas torres con contrapesos ubicadas a ambos extremos de la plataforma

1.1.3.2. Fijo

El tablero de éstos puente se encuentra de manera inalterable y estático permanentemente y se pueden clasificar de la siguiente manera:

1.1.3.2.1. Puentes tipo losa

Es el puente más sencillo donde únicamente se construye una losa de concreto reforzado, pretensado o postensado; generalmente el claro de dichos puentes no exceden los 15 m. de longitud. Se puede construir con alguna de las siguientes secciones transversales:

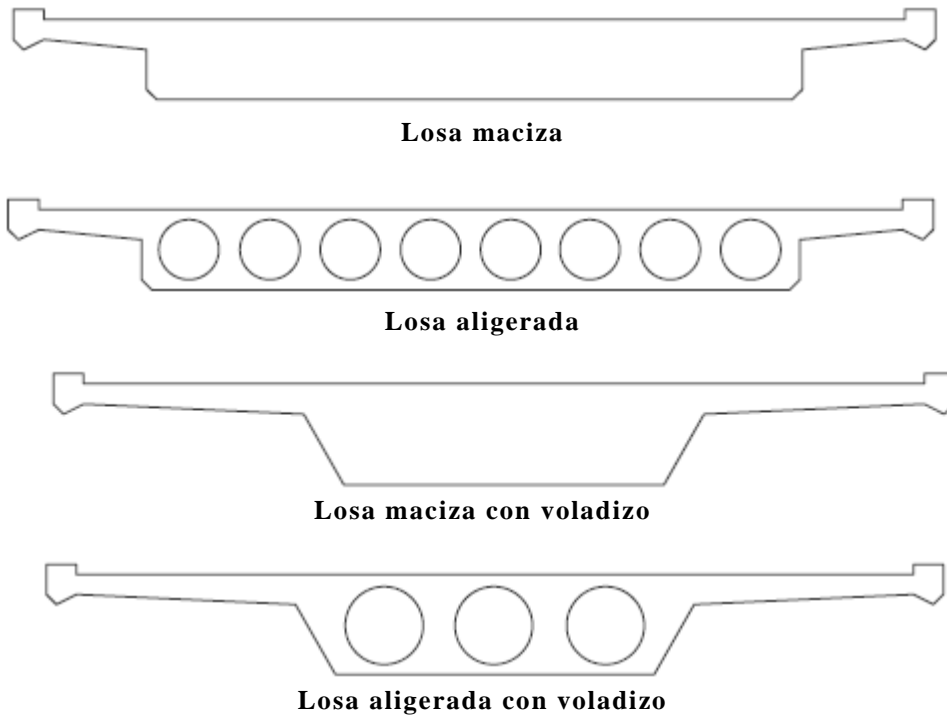


Figura 1.5 Sección transversal de losa

1.1.3.2.2. Puentes colgantes

Estos puentes son capaces de cubrir claros de mayor distancia, esto se debe a la configuración del puente. Consta de torres en las cuales van colgando cables, que forman una catenaria, y que soportarán los tirantes verticales que cargarán el tablero y las cargas de vehículos. Dichos cables van anclados en el terreno en los extremos del puente, hacia donde transmiten toda la fuerza de tensión a la cuál estarán sometidos.

La eficiencia de estos puentes radica en la altura de sus torres, mientras más altas, mayor es el claro que podrán salvar. Por su geometría estos puentes hacen que los cables de acero trabajen principalmente a tensión mientras que las torres de concreto a compresión.

La desventaja de éstos puentes es su falta de rigidez lo que los hace susceptibles a las fuerzas del viento

1.1.3.2.3. Puentes atirantados

Los puentes atirantados tienen una similitud a los puentes colgantes, la diferencia es que los cables que provienen de la torres son cables rectos que se conectan directamente con las vigas que sostienen el tablero

1.1.3.2.4. Puentes en arco

Como el nombre lo indica el elemento principal de éste puente es el arco, apoyado en sus extremos, donde el tablero puede estar apoyado por encima o debajo del arco. Desde sus inicios el arco fue utilizado en estructuras de mampostería por los beneficios del sistema estructural del arco, ya que trabaja principalmente a compresión, transmitiendo una fuerza vertical y una fuerza horizontal en sus apoyos llamados coseos.

1.1.3.2.5. Puentes en armaduras

Este tipo de puentes son construidos de madera o de acero ya que la manera de trabajo de las armaduras hace que algunos elementos trabajen a compresión y otros a tensión. Combina los elementos de tal manera que se generan teóricamente articulaciones en los extremos de cada elemento por lo que el momento en cada elemento tiende a ser despreciable.

Existen distintas configuraciones de configurar la armadura, lo cual dependerá del tipo de material y del claro a salvar.

1.1.3.2.6. Puentes viga losa

Los puentes viga losa son estructuras sencillas y eficiente por lo que tienen un gran campo de aplicación. Consiste de varios elementos paralelos que soportan un tablero de menor peralte que un puente losa. Estos elementos vigas pueden ser de madera, acero, concreto reforzado, concreto postensado o concreto pretensado, y pueden variar su sección transversal, como: vigas rectangulares, vigas T, Vigas I, Vigas cajón, vigas tipo canal, etc.

Existen diferentes sistemas estructurales para los puentes viga losa, los más usuales son:

- a) Viga simplemente apoyada.- Se trata del sistema más simple donde las vigas únicamente van apoyadas en sus extremos de manera articulada.



Viga simplemente apoyada



Viga simplemente apoyada (Sistema Estructural)

- b) Vigas Gerber.- El sistema estructural de las vigas Gerber está constituido por dos vigas isostáticas en los extremos del puente con un volado hacia el centro del claro, y un tercer tramo apoyado en los voladizos de las vigas extremas, de tal manera que el puente siga trabajando de manera isostática, esto para facilitar su cálculo.



Viga en sistema Gerber



Viga en sistema Gerber (Sistema Estructural)

- c) Viga continua.- Se diferencia del sistema Gerber en que las vigas trabajan de maneras hiperestática, esto aumenta la rigidez del puente, y constituye una solución más eficiente por la distribución de momentos y el cambio de momento producida en los apoyos interiores



Viga continua



Viga continua (Sistema Estructural)

A continuación se presenta una tabla con algunos ejemplos de la utilidad de los puentes en relación a su sistema estructural y el rango de claro que pueden salvar.

Tipo estructural	Material	Rango del claro (m)	Máximo claro en servicio
Losa	Concreto	0-12	
Vigas	Concreto	12-300	301 m, Stolmasundet, Noruega, 1998
	Acero	30-300	300 m, Ponte Coste e Silva, Brasil, 1974
Armadura	Acero	90-550	510 m, Minato, Japón, 1974
Arco	Concreto	90-420	420 m, Wanxian, China, 1997
	Acero	240-550	450 m, Lupu, China, 2003
Atirantado	Acero	90-1100	1088 m, Sutong, China, 2008
Colgante	Acero	300-2000	1991 m, Akashi-Kaikyo, Japon, 1998

Tabla 1.1 Design of Highway Bridges an LRFD Approach, R.M. Barker, 2007

1.2. Elementos de un puente

Un puente puede dividirse de manera general en dos subgrupo: superestructura y subestructura, y dependiendo del sistema estructural pueden variar los elementos dentro de estos grupos, en este trabajo nos enfocaremos principalmente a los elementos que constituyen un puente viga-losa.

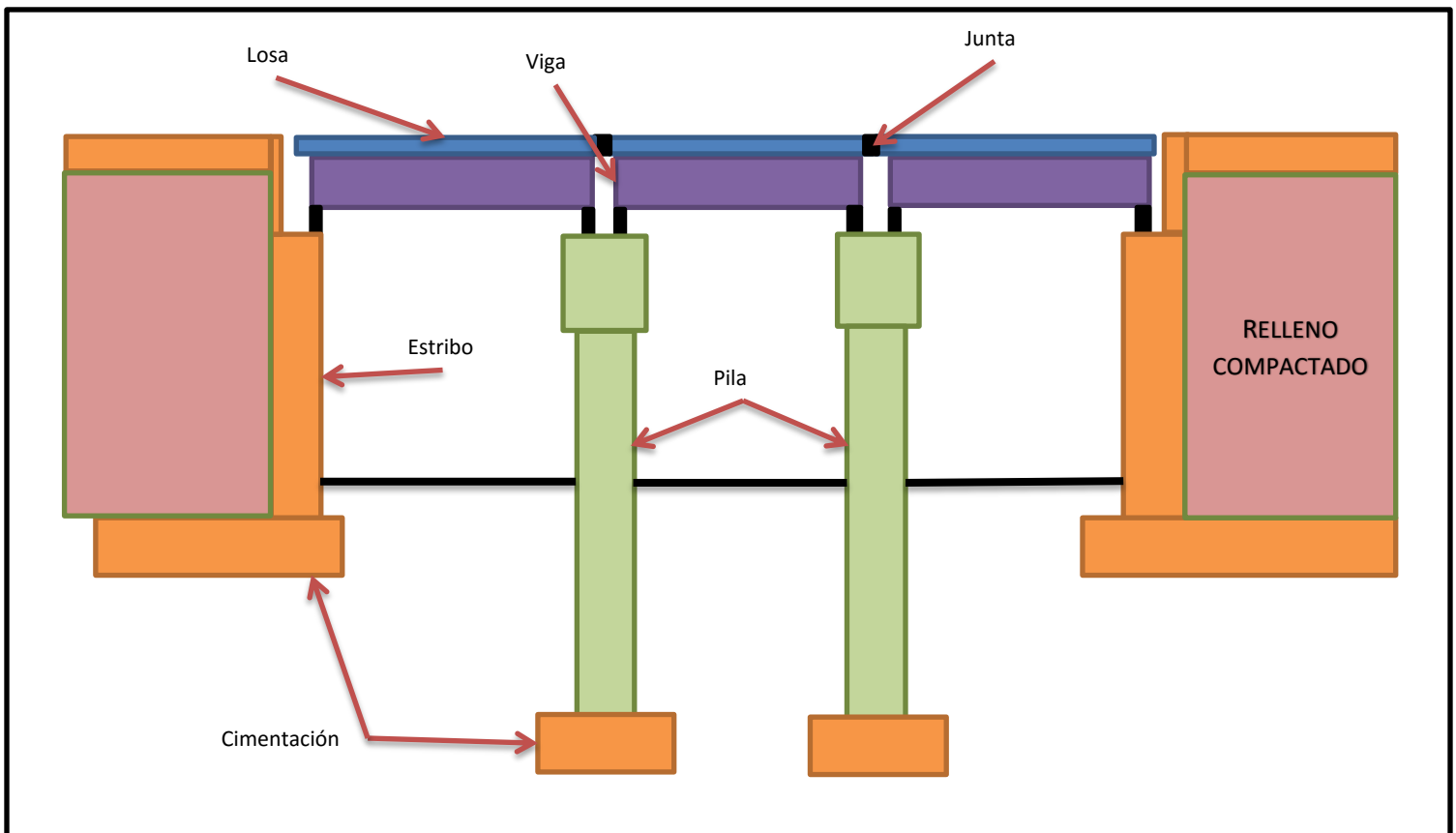


Figura 1.6 Vista longitudinal de un puente

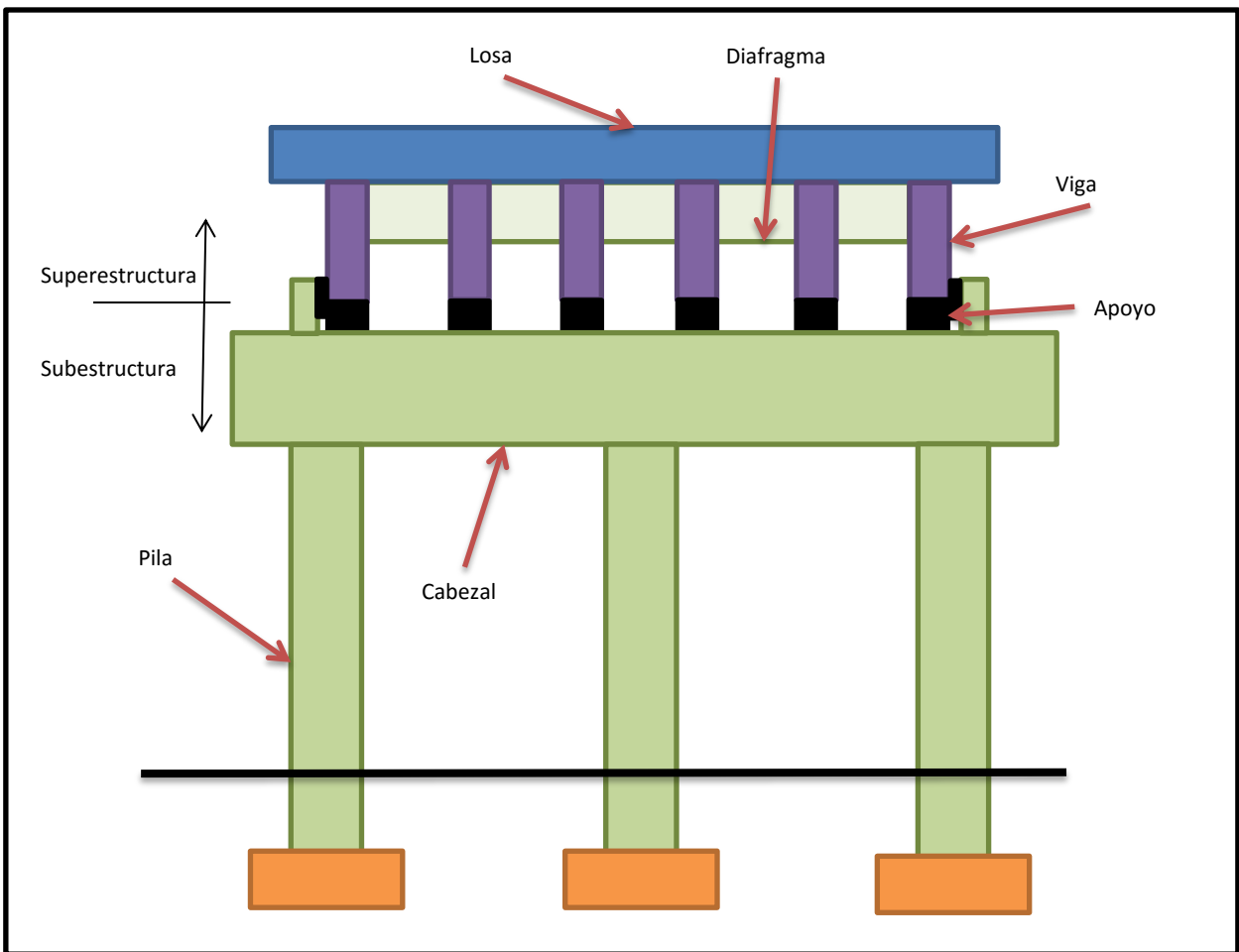


Figura 1.7 Vista transversal de un puente

a) Superestructura

a. Tablero

i. Losa

Es el elemento que proporciona la pista de rodadura para los vehículos o peatones, por lo que su función es recibir directamente la carga móvil

ii. Diafragma

Son elementos secundarios que rigidizan y arriostan lateralmente las vigas longitudinales, además contribuyen a que exista una redistribución de cargas vivas más uniforme en las vigas y tengan desplazamientos compatibles

iii. Accesorios del tablero

Son elementos secundarios que no son de carácter estructural pero que contribuyen a una carga permanente en el puente tal como guarniciones, banquetas, barandales, obras de drenaje, alumbrado, etc.

b. Vigas longitudinales

Son los elementos principales, para este tipo de puentes, ya que su función es dar soporte a la losa y por lo tanto recibir todas las solicitaciones, a las que estará trabajando el puente, los cuales son diseñados para momento

flexionante y para fuerza cortante. Estos elementos pueden ser de distinta sección transversal generalmente de sección rectangular, sección “T”, sección “I” o sección cajón, y de diferentes materiales como acero, madera, concreto reforzado, concreto pretensadas o postensado.

c. Juntas

Son dispositivos de unión entre dos losas que permitan sus desplazamientos independientes sin afectar el funcionamiento de la otra, desplazamientos como contracción o dilatación.

d. Apoyos

Son elementos, generalmente elastoméricos, que sirven de base para las vigas y por sus características elásticas permiten desplazamiento de éstas producidos por contracción o dilatación, desplazamientos producidos por el peso y la inercia de vehículos y para el caso de sismos permiten la disipación de energía.

b) Subestructura

a. Cabezal

Es una viga corta ubicado perpendicularmente a las vigas principales donde se localizan los apoyos y transmite las cargas de manera uniforme a la fila de pilas que existan en el marco

b. Pila

Son apoyos intermedios que se utilizan cuando el claro a salvar es muy grande y por lo tanto reciben reacciones de dos tramos del puente. Su función es enviar toda la carga a la cimentación

c. Estribos

Son los apoyos extremos del puente y al igual que las pilas tienen la función de transmitir la carga a la cimentación, además de dar soporte al relleno de los accesos al puente

d. Cimentación

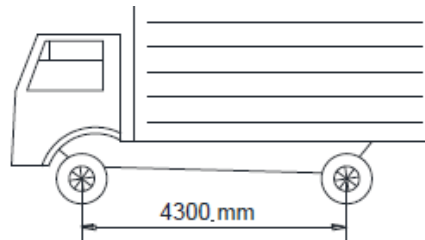
Es la base del puente que se encarga de transmitir toda la carga del puente, tanto por peso propio como por las cargas por servicio, al terreno.

1.3. Camiones de diseño

Podemos dividir los camiones de diseño en dos grupos, los utilizados en Estados Unidos por la normatividad AASHTO y los propuestos por el Instituto Mexicano del Transporte, IMT, los que comprenden dos camiones ficticios y un camión basado de la AASHTO tratando de adecuarlo a los camiones que transitan por el país.

1.3.1. Camiones de diseño AASHTO

- Modelo de cargas tipo H, corresponde a camiones de dos ejes y el número siguiente indica el peso total del camión en toneladas norteamericanas de 2000 lb, repartiendo la carga un 20% en el primer eje mientras que el 80% para el segundo eje, teniendo los siguientes camiones de diseño:



H20-44	8,000 Lbs 3,632 Kgs	32,000 Lbs 14,526 Kgs
H15-44	6,000 Lbs 2,724 Kgs	24,000 Lbs 10,896 Kgs

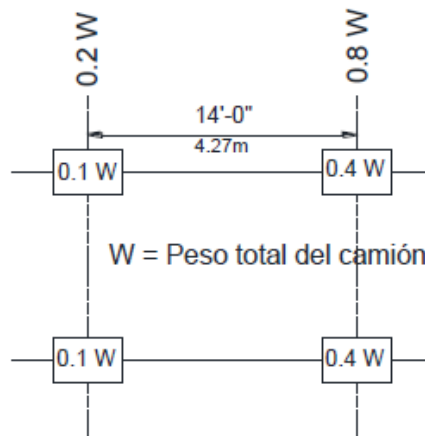


Figura 1.8 Camiones tipo H

- Modelo de cargas tipo HS, que consisten en camiones tipo tractor con dos ejes y un semirremolque de un eje, distribuyendo la carga de la misma manera que un camión tipo H con la adición del peso del semirremolque que representa el 80% del peso del camión como se muestra a continuación:

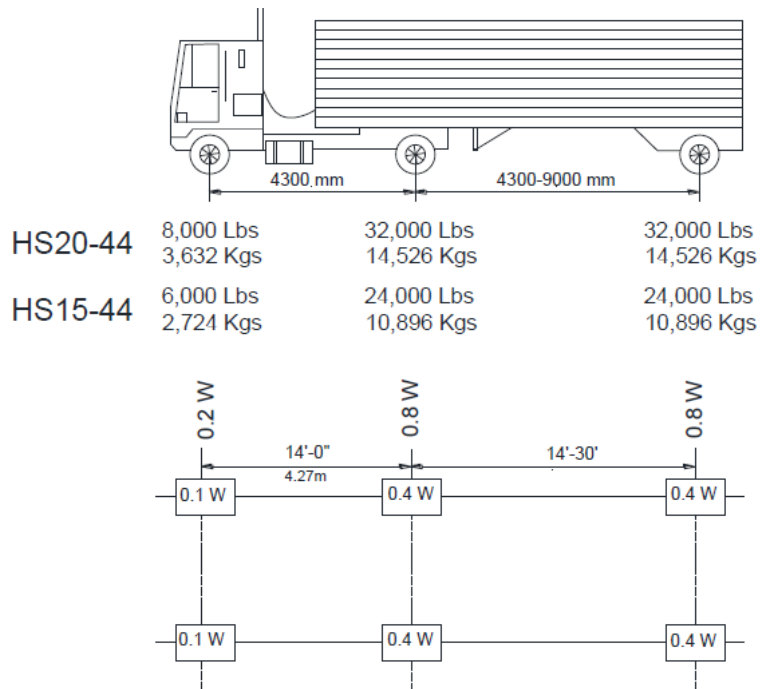


Figura 1.9 Camiones tipo HS

Las dimensiones del tractor son constantes de 14 ft (4.27 m) mientras que las dimensiones del semirremolque pueden variar de 4.3 m a 9 m, esto con la finalidad de utilizar la dimensión que produzca los mayores efectos.

1.3.2. Camiones de diseño en México

Para el diseño de puentes mexicanos el Instituto Mexicano de Transporte (IMT) ha reglamentado dos tipos de camiones, además de que ha establecido un camión de diseño con base en el reglamento del AASHTO, que son:

- Camión IMT 66.5

Es un camión virtual diseñado por el Instituto Mexicano del Transporte aplicable para tramos iguales o mayores de 30 m. donde actúa una carga uniforme (w) y tres cargas puntuales (P_1, P_2, P_3). Puede dividirse en dos casos:

a) Para tramos mayores a 30 metros las cargas son:

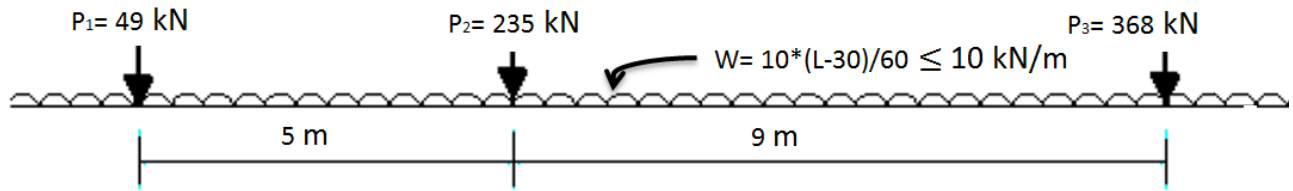
$$P_1 = 49 \text{ kN (5 t)}$$

$$P_2 = 235 \text{ kN (24 t)}$$

$$P_3 = 368 \text{ kN (37.5 t)}$$

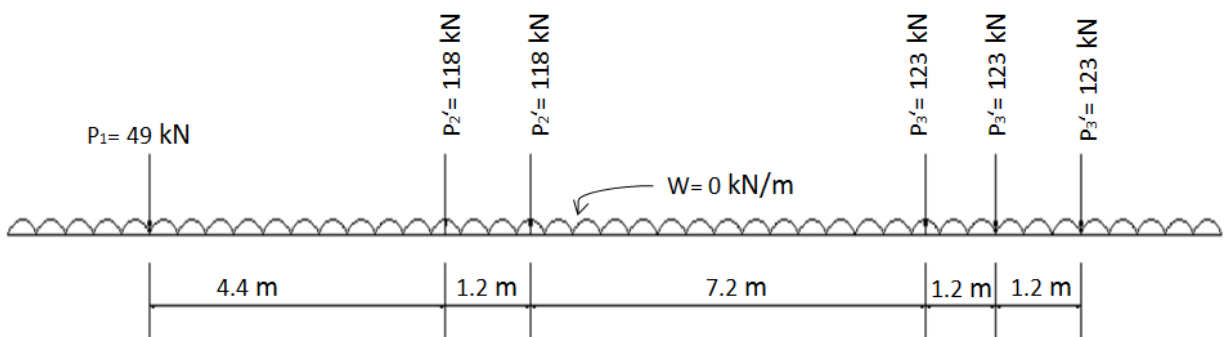
$$w = 10 \cdot (L - 30) / 60 \leq 10 \text{ kN/m (1} \cdot (L - 30) / 60 \leq 1 \text{ t/m)}$$

Donde L es la longitud del claro, por lo que para claros mayores de 90 metros la carga uniforme será de 10 kN/m



b) Para tramos iguales a 30 m.

La carga P_1 se mantiene constante mientras que la carga P_2 se divide en dos cargas iguales (P_2') y la carga P_3 se divide en tres cargas iguales (P_3') aplicadas como se muestra en la figura

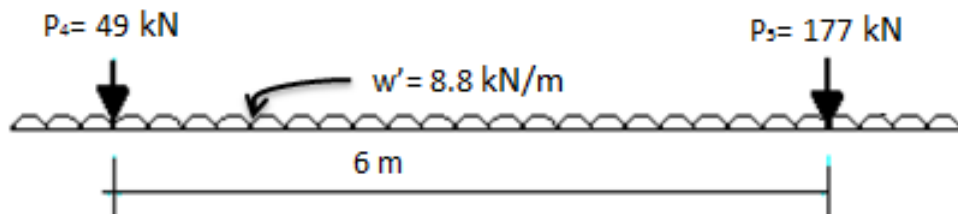


➤ Camión IMT 20.5

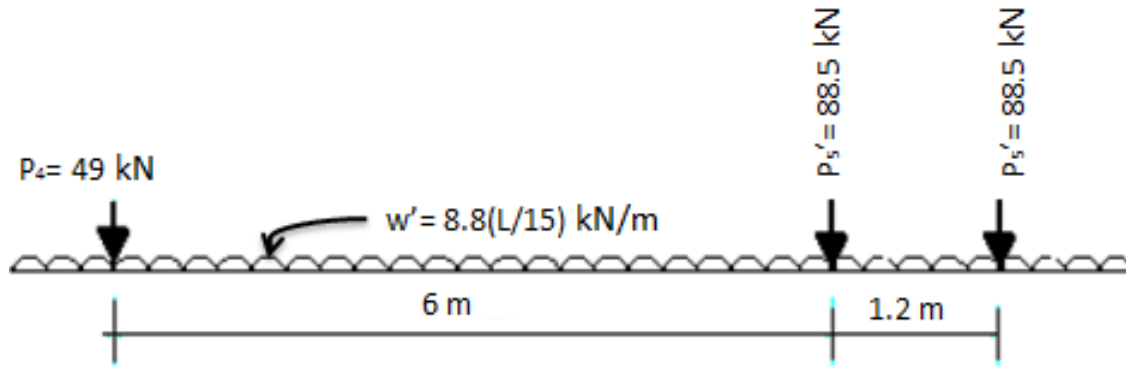
El IMT20.5 es otro camión virtual diseñado por el IMT, con la finalidad de aplicarlo para claros menores a 30 m. y podemos clasificarlo en dos situaciones:

a) Para tramos mayores o iguales a 15 m.

Consiste en dos cargas puntuales (P_4, P_5) y una carga uniforme (w') como se muestra en la siguiente figura

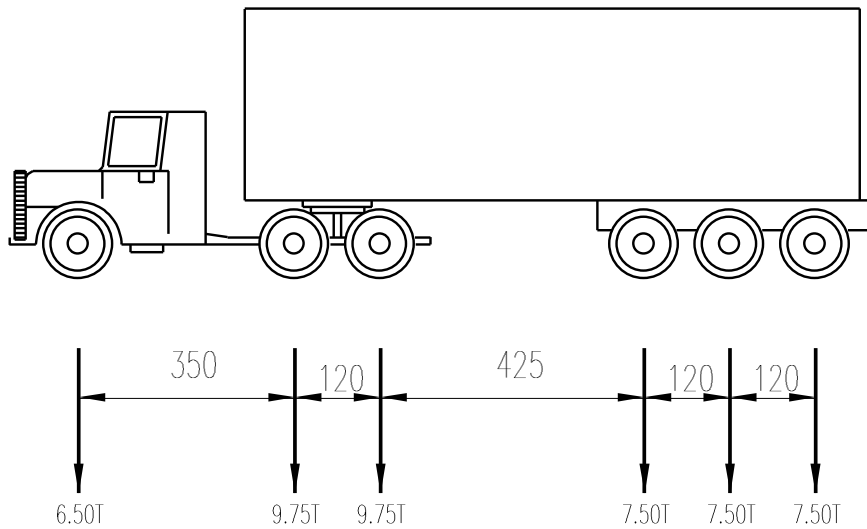


b) Para tramos menores a 15 m. la carga P_4 se mantiene constante mientras que la carga P_5 se divide en dos cargas iguales (P_5') y la carga uniforme w' disminuye con un factor de relación $L/15$, donde L es la longitud del claro



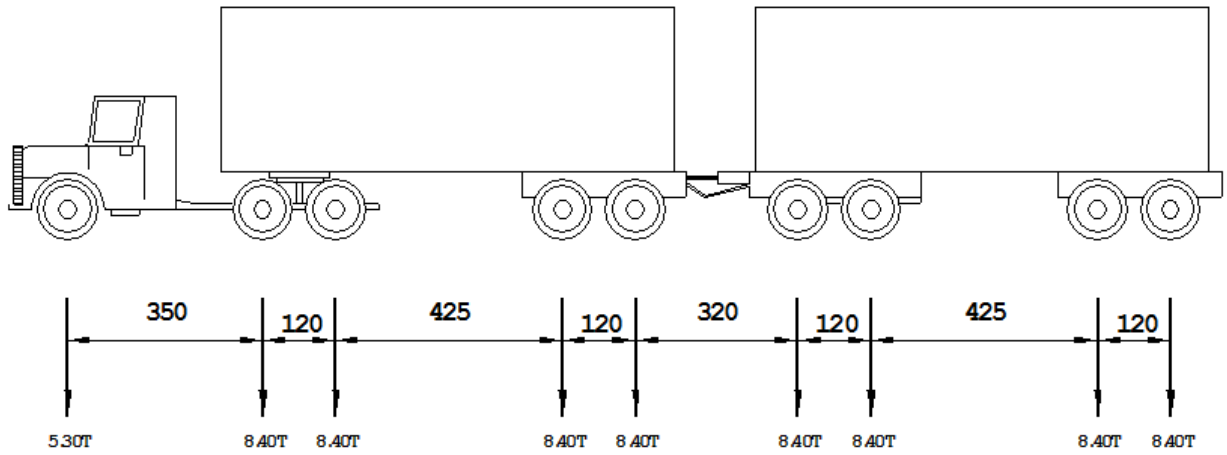
➤ Modelo de cargas tipo T

Tratando de adecuar la normatividad AASHTO a los camiones que circulan en nuestro país se crearon los camiones de diseño T3-S3 y T3-S3-R4, la letra T, S y R corresponden a tractor, semirremolque y remolque y el número siguiente la cantidad de ejes.



CAMION T3-S3 TIPO I

PESO = 48.5 TON.



CAMION T3-S2-R4 TIPO I

PESO = 72.5 TON.

Figura 1.10 Camiones tipo T

CAPÍTULO II

NORMATIVIDAD AASHTO

2.1. Diseño por esfuerzos permisibles ASD

El diseño de elementos por el método ASD, por sus siglas en inglés Allowable Stress Design, también conocido como diseño elástico, consiste en determinar, en primer instancia, los esfuerzos que se presentan en las secciones críticas de un miembro estructural bajo la acción de las cargas de servicio o de trabajo, considerando que el material se encuentra en una etapa elástica. Un elemento cumple con el diseño ASD cuando los esfuerzos de trabajo, producidos por las cargas máximas de servicio que se presentan en el elemento, no exceden los esfuerzos permisibles.

El esfuerzo permisible surge a partir de la relación entre el esfuerzo último del material y un factor de seguridad, factor que surge a partir de la experiencia, de tal manera que los esfuerzos permisibles se mantengan en un rango de comportamiento elástico del material.

EL diseño por el método ASD cumple la siguiente desigualdad:

$$\sum Q_i \leq \frac{R_n}{F.S.}$$

dónde:

Q_i = Carga máxima de servicio de la estructura

R_n = Resistencia última o de falla del material

F.S.= Factor de seguridad

El margen de seguridad para el diseño ASD está dado por el factor de seguridad

La ventaja de este método, que ha sido utilizado por más de 100 años, es que es un método sencillo por trabajar en el rango elástico, sin embargo, no diferencia el tipo de carga, su variabilidad ni las incertidumbres del material y por lo tanto la resistencia del mismo.

Para el diseño de puentes y el caso específico de la distribución de carga para vigas el método ASD propone un método de factor de distribución de carga aplicando la siguiente expresión

$$g = \frac{S}{D}$$

dónde:

g = Factor de distribución de carga

S = Separación entre vigas (mm)

D = Constante que depende del tipo de puente y el número de carriles cargados

Ésta expresión resulta muy útil y sencilla de utilizar, no obstante se demostró que esta expresión subestima los efectos de carga para traveses con poca separación, y los sobrestima cuando la separación entre traveses es grande.

2.2. Diseño por factores de carga LFD

El diseño LFD (Load Factor Design) o también conocido como diseño por estados límites o resistencia última, cubre las deficiencias del diseño ASD al tener un enfoque probabilístico y contemplar la variabilidad tanto de las cargas como de la resistencia de los elementos

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$$

dónde:

γ_i = Factor de carga

Q_i = Carga máxima de servicio de la estructura

ϕ = Factor de reducción de resistencia

R_n = Resistencia última o de falla del material

Los factores de carga están dados por el tipo y combinación de carga, éstos toman en cuenta la incertidumbre de las cargas mientras que los factores de reducción de resistencia están dados por las especificaciones de diseño del elemento.

En el diseño LFD el margen de seguridad se incorpora en los dos factores, de carga y de resistencia y es aplicado en ambos lados de la ecuación.

El diseño de puentes para el AASHTO con el diseño LFD, incluida en AASHTO Standard, contempla la misma expresión y la misma situación que el diseño por ASD para el método de factor de distribución de carga.

2.3. Diseño por factores de carga y resistencia LRFD

El diseño LRFD (Load and Resistance Factor Design) es una ampliación de la filosofía de diseño LFD, ya que contiene las mismas bases con la diferencia que el diseño LRFD actúa como un mecanismo para seleccionar los factores de carga de una manera más racional.

Lo anterior puede expresarse cumpliendo la siguiente desigualdad:

$$n \sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$$

dónde:

n = Factor de modificación de carga (relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa)

γ_i = Factor de carga

Q_i = Tipos de carga

ϕ = Factor de reducción de resistencia

R_n = Resistencia última o de falla del material

Para el diseño de puentes los factores de carga son obtenidos a partir de un análisis estadístico en los pesos de los materiales y las cargas vivas, mientras que los factores de resistencia se basan en la probabilidad de que un material cumpla con su resistencia.

Además ésta filosofía tiene la ventaja de que los factores de carga y resistencia cumplan con un índice de confiabilidad (β), que es un índice que indica la probabilidad de falla de una estructura, es decir, se fija la probabilidad de falla de una estructura. Para el caso de diseño por LRFD se establece un índice aproximado de confiabilidad (β), de 3.5 que asegura una probabilidad de excedencia que 2 de 10,000 elementos diseñados presentaran una carga mayor a la resistencia, ya factorizadas, en su vida útil. Mientras que el diseño por ASD puede llegar a presentar índices de confiabilidad de 2 a 4.5, lo que representa para un $\beta=2$ una probabilidad de que 4 de 100 elementos podrían excederse en su carga de diseño, lo que conlleva un diseño escaso que podría reflejarse en altos costos de mantenimiento mientras que un índice $\beta=4.5$ representa un diseño excesivamente conservador repercutiendo en estructuras muy costosas y sobradas.

Para el método de los factores de distribución de carga, el diseño AASHTO LRFD contempla más variables que el diseño ASD y LFD, incluidas en el diseño AASHTO SANTADARD, que se mencionarán a lo largo de este trabajo.

CAPÍTULO III

DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA LRFD

3.1 Tipo de cargas y combinaciones

La normatividad AASHTO contempla los siguientes grupos de carga:

1) Cargas permanentes

a) Peso propio

Incluye:

-Peso propio de los componentes estructurales (DC)

-Peso propio de la superficie de rodamiento e instalaciones para servicios públicos como tuberías y su contenido, barreras de concreto, guarniciones, etc. (DW)

b) Empuje de tierras

Incluye:

-Empuje horizontal del suelo (EH)

-Tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo las fuerzas secundarias del postensado (EL)

-Sobrecarga del suelo (ES)

-Fricción negativa (DD)

2) Cargas vivas

- Carga vehicular que consiste en el peso de la carga móvil aplicada, correspondiente al peso de los camiones de diseño (LL).

El carril de diseño será de 3.6 m por lo que el número de carriles se calculará de la parte entera de la relación entre el ancho de calzada y el carril de diseño

Se debe investigar el efecto que provoca más de un carril cargado con el camión de diseño. Para éste efecto se considera la probabilidad de que tales situaciones se presenten al mismo tiempo por lo que se tendrá que utilizar un factor de presencia múltiple (m) que depende del número de carriles y verificar cuál produce mayores efectos

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, m
1	1.2
2	1
3	0.85
>3	0.65

Tabla 3.1 Factor de presencia múltiple

- Carga peatonal que se deberá aplicar de $3.6 \cdot 10^{-3}$ MPa en todas las aceras de más de 600 mm de ancho (PL)

- Incremento por carga dinámica que se deberá aplicar el porcentaje (IM).

Se deberá aplicar el factor $(1+IM/100)$ a la carga estática del camión

Componentes	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%

Tabla 3.2 Factor de carga dinámica

- Fuerza centrífuga de los vehículos para tramos con curvatura, consiste en un factor C que está en función de la velocidad de diseño de la carretera y el radio de curvatura del carril de circulación (CE)
- Fuerza de frenado de los vehículos que deberá ser considerada en todos los carriles cargados y que transporten tráfico en la misma dirección (BR)
- Fuerza de colisión de un vehículo, que será considerado para estructuras que no son protegidas (CT)
- 3) Cargas hidráulicas y presión del flujo de agua, incluye las fuerzas provocadas por flotabilidad, presencia de caudales que puedan producir carga lateral, oleaje etc. (WA)
- 4) Carga de viento que depende de la localidad del puentes y puede presentar dos efectos
 - Viento sobre la sobrecarga, es decir, si hay vehículos presente la fuerza del viento se aplicará en los camiones de diseño que posteriormente será transmitido a la estructura (WL)
 - Viento sobre la estructura (WS)
- 5) Carga de hielo, si existe la probabilidad de presentarse dicho fenómeno, deberá aplicarse en las pilas de manera estática y dinámica (IC)
- 6) Fuerza sísmica, que dependerá de la zona sísmica donde se encuentre el proyecto, del cual se utilizarán distintos coeficientes sísmicos (EQ)
- 7) Carga por deformaciones superpuestas ocasionadas por fluencia o contracciones producidas por los cambios de temperatura
 - Deformaciones en sentido longitudinal del puente por temperatura uniforme (TU)
 - Deformaciones por gradiente de temperatura debido a la diferencia de temperaturas entre la parte superior e inferior del tablero (TG)
 - Contracción producida entre concreto de diferentes edades o concreto con la interacción de elementos de madera o de acero (SH)
 - Fluencia lenta para elementos de concreto y madera en función del tiempo (CR)
 - Asentamiento diferenciales (SE)
- 8) Fuerzas friccionales entre las superficies deslizantes (FR)
- 9) Colisión de embarcaciones, que será considerado en todos los puentes que crucen una vía navegable (CV)

En cuanto a las combinaciones de carga, la normatividad AASHTO define distintos escenarios y en cada uno los factores de carga (γ_i) se especifican en la tabla 3.4.1-1 del reglamento AASHTO LRFD

- RESISTENCIA I Combinación de cargas de peso propio y vehículos normales, sin viento
- RESISTENCIA II Combinación de cargas de peso propio y vehículos de diseño especiales, sin viento.

- RESISTENCIA III Combinación de cargas para el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/h
- RESISTENCIA IV Combinación de cargas para relaciones muy elevadas entre cargas permanentes y sobrecargas
- RESISTENCIA V Combinación de cargas de peso propio y vehículos normales, con una velocidad del viento de 90 km/h
- EVENTO EXTREMO I Combinación de cargas de uso del puente más efecto del sismo
- EVENTO EXTREMO II Combinación de cargas que incluye carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con un factor de reducción
- SERVICIO I Combinación de cargas relacionado con la operación normal del puente, con una velocidad del viento de 90 km/h. Se revisará la estabilidad de taludes, las deformaciones de las estructurales metálicas enterradas, revestimiento de túneles, se revisará los esfuerzos de compresión para el concreto pretensado
- SERVICIO II Combinación de cargas para estructuras metálicas, para verificar la fluencia en los elementos de acero
- SERVICIO III Combinación de cargas para revisar exclusivamente los esfuerzos de tensión para estructuras de concreto pretensado, con el objetivo de controlar las fisuras
- FATIGA Combinación de cargas de fatiga y fractura relacionada con la sobrecarga vehicular y las acciones dinámicas bajo un único camión de diseño

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

Tabla 3.3 Combinaciones de Carga y Factores de Carga de reglamento AASHTO

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		
• Activo	1,50	0,90
• En reposo	1,35	0,90
EL: Tensiones residuales de montaje	<u>1,00</u>	<u>1,00</u>
EV: Empuje vertical del suelo		
• <u>Estabilidad global</u>	<u>1,00</u>	<u>N/A</u>
• 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

Tabla 3.4 Factores de carga para cargas permanentes, γ_P del reglamento AASHTO

3.2. Puentes viga losa

La normatividad AASHTO LRFD permite diferentes tipos de análisis para puentes tipo viga losa, análisis estáticos o dinámicos, métodos aproximados o refinados, elásticos o inelásticos, pero cualquier método o análisis a considerar debe de cumplir los requisitos de equilibrio y compatibilidad y utilizar las relaciones fuerza-deformación.

El método de los factores de distribución, aceptado por la AASHTO, tiene la función de determinar la fracción de carga viva que recibe cada viga, mientras que la distribución de carga muerta puede ser considerado como una distribución uniforme ente las vigas, para así tener las solicitaciones correspondientes para el diseño de cada elemento.

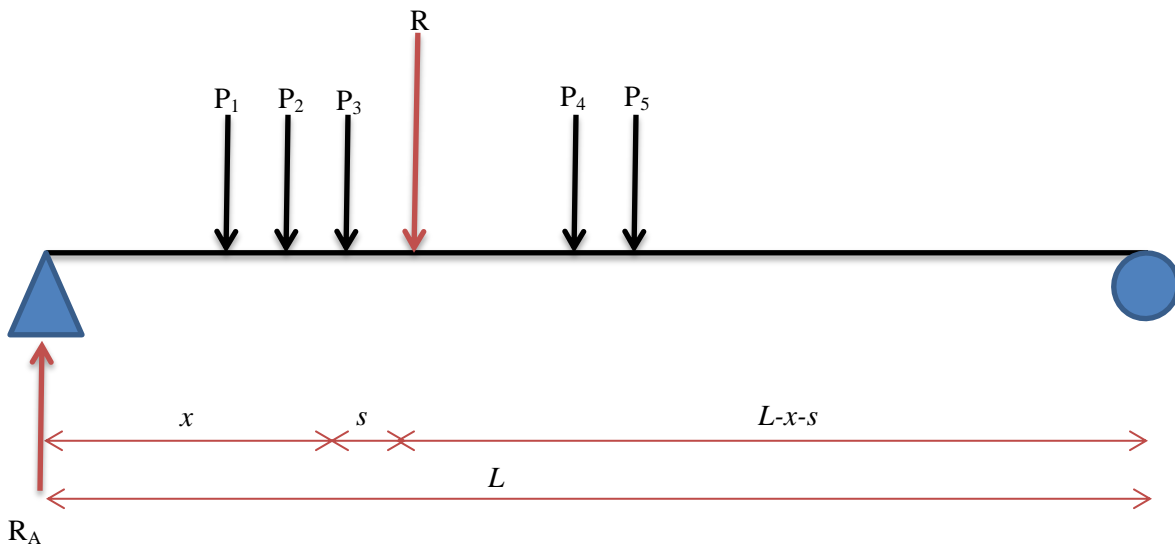
3.2.1. Solicitaciones máximas

Para obtener la distribución de carga viva para cada viga se debe conocer a primera instancia el momento y cortante máximo que puede ocurrir en un puente considerándolo como una viga simplemente apoyada

a) 3.2.1.1 Momento máximo, Teorema de Barré

El teorema de Barré se utiliza para conocer el momento máximo producido por una carga móvil a lo largo de una viga simplemente apoyada, y dicho teorema se aplica para obtener el máximo efecto de momento para un puente bajo la acción de una carga móvil.

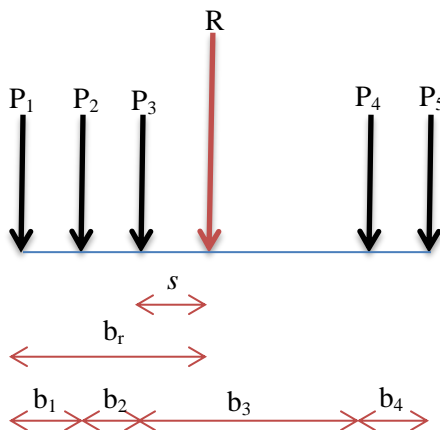
“El momento flector máximo que se origina en un viga sometida a un tren de cargas móviles, se encuentra bajo una rueda cuando esta rueda y la resultante total del tren de cargas equidista del centro de la viga”



donde:

$$R = \sum_i^n P_i$$

La variable s puede calcularse poniendo la resultante donde produzca el mismo momento que el tren de cargas por lo que quedaría:



$$R = \sum_i^n P_i$$

$$b_r = \frac{P_2 * (b_1) + P_2 * (b_1 + b_2) + P_2 * (b_1 + b_2 + b_3) + P_4 * (b_1 + b_2 + b_3 + b_4)}{R}$$

$$s = b_r - (b_1 + b_2)$$

Aplicando el teorema de Barré que dice que el momento máximo se presenta bajo la carga más próxima de la resultante obtendremos momentos en la carga P_3

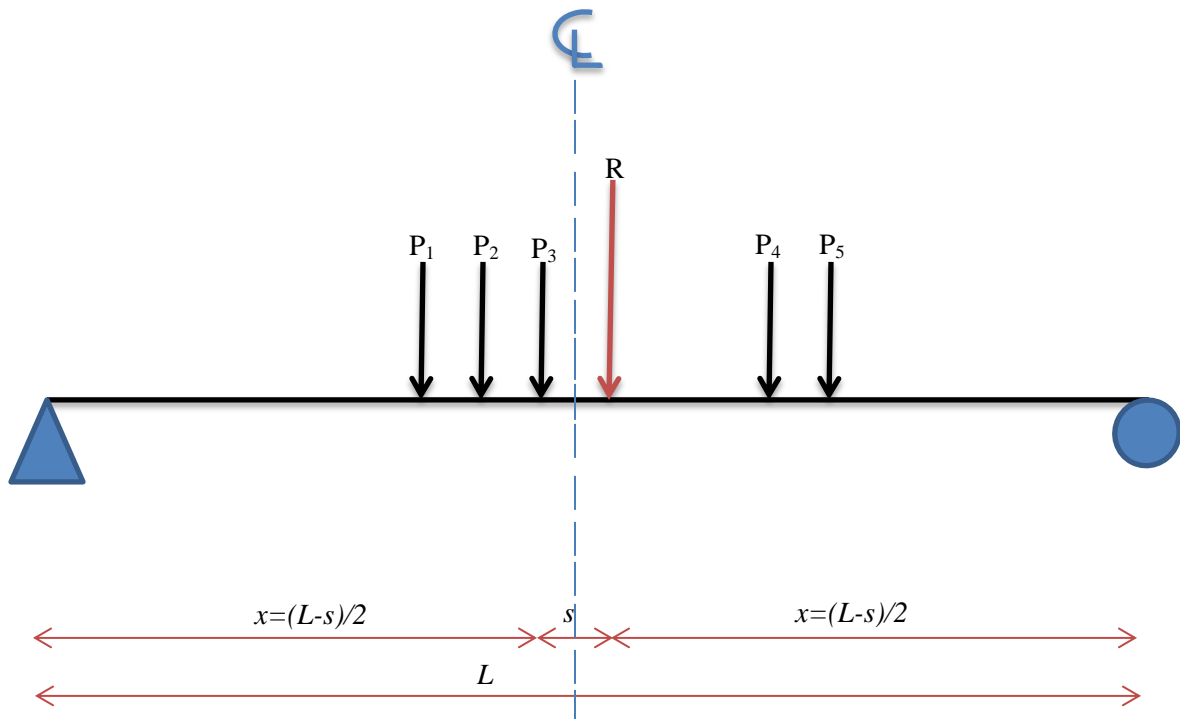
$$M_{P_3} = \frac{R(L - x - s)}{L}x - P_1 * (b_1 + b_2) - P_2 * (b_2)$$

Para que $M_{P_3} = M_{\text{máx}}$,

$$\frac{dM_{P_3}}{dx} = 0$$

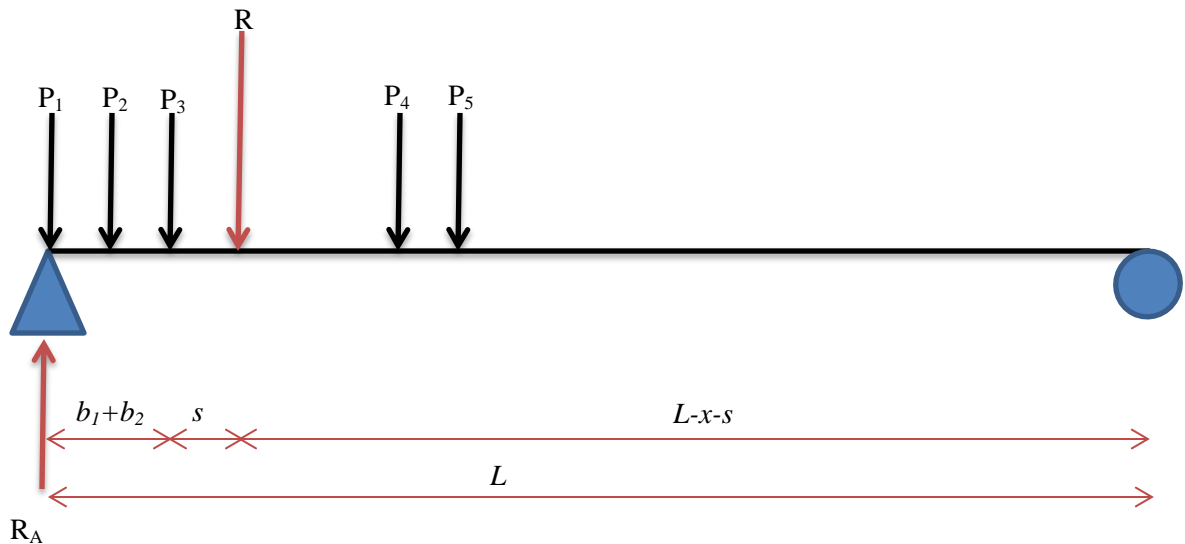
$$0 = \frac{R}{L}(L - s - 2 * x)$$

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



b) 3.2.1.2 Cortante máximo

Para la obtención del cortante máximo basta con colocar una de las cargas extremas del tren de cargas en el apoyo extremo. El valor de la reacción del apoyo será la fuerza cortante máxima que el tren de cargas puede generar al puente



$$R_A = V_{m\acute{a}x} = \frac{R * (L - (b_1 + b_2 + s))}{L}$$

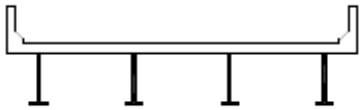
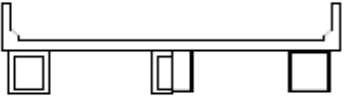

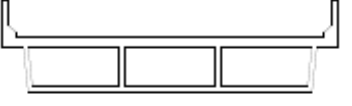
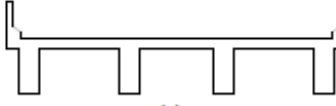
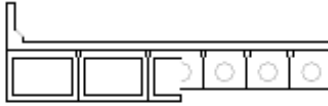
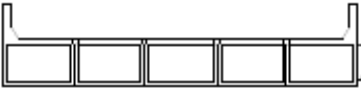
3.2.2. Método de los coeficientes de distribución

El método de los factores de distribución consiste en encontrar las solicitaciones máximas de momento y cortante por carga viva, producido por un tren de cargas que representa el paso del vehículo de diseño, considerando el puente como viga simplemente apoyada y distribuir cierto porcentaje a cada una de las vigas del puente, ese porcentaje es un factor que depende del material del puente y geometría del mismo, para encontrar dicho factor la AASHTO proporciona cuatro tablas, dos para encontrar el factor para momento flexionante para vigas interiores y para vigas exteriores y otros dos para cortante para vigas interiores y exteriores, donde dependiendo de la sección transversal, del tablero del puente y del número de carriles de diseño se puede obtener el factor a partir de la formula respectiva.

3.2.2.1. Campo de aplicación

Para que un puente viga losa pueda ser diseñado con el método de los factores de distribución debe de cumplir con las siguientes condiciones:

- Ancho de losa constante
- Número de vigas no menor a tres
- Vigas paralelas y con aproximadamente la misma separación y rigidez
- La curvatura en el plano debe ser pequeña
- La distancia en los voladizos no debe exceder de 910 mm
- La sección transversal de las vigas debe ser constante y coincidir con una de las secciones transversales mostrada en la tabla 4.6.2.2.1-1 de la norma AASHTO LRFD que se muestra a continuación

ELEMENTOS DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCION TRANSVERSAL TIPICA
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	Sobrecrepa 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)

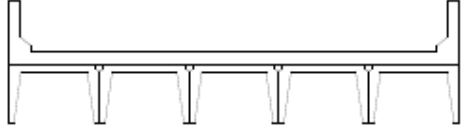
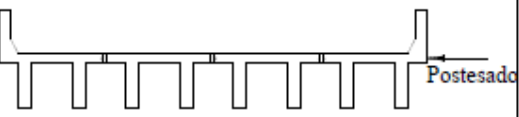
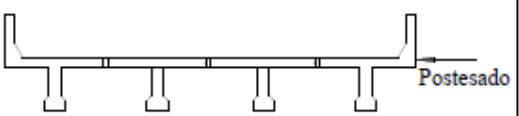


ELEMENTOS DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA
Secciones tipo canal de hormigón prefabricado con conectores de corte	Sobrecapa de hormigón colado in situ	 <p style="text-align: center;">(h)</p>
Sección doble Te de hormigón prefabricado con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Hormigón integral	 <p style="text-align: center;">(i)</p>
Sección Te de hormigón prefabricado con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Hormigón integral	 <p style="text-align: center;">(j)</p>
Secciones doble Te o Te con nervio de hormigón prefabricado	Hormigón colado in situ, hormigón prefabricado	 <p style="text-align: center;">(k)</p>
Vigas de madera	Hormigón colado in situ o tablonés, paneles encolados / clavados o madera tensada	 <p style="text-align: center;">(l)</p>

Tabla 3.5 Sección transversal

3.2.2.2. Coeficiente de distribución de momento para viga interior

Los factores de distribución para momento para vigas interiores pueden ser calculado con la siguiente tabla para las vigas que cumplan con las especificaciones antes mencionadas, para vigas con separación mayor a 3000 mm o menores a 1200 mm será necesario utilizar un análisis más refinado.

Tipo de vigas	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de Distribución	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a, l	Ver Tabla 4.6.2.2.2a-1	
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	1	Un carril de diseño cargado: $S/3700$ Dos o más carriles de diseño cargados: $S/3000$	$S \leq 1800$
Tablero de hormigón, emparillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{Lr_s^3}\right)^{0,1}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{Lr_s^3}\right)^{0,1}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$
		Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$
Viga cajón de hormigón de múltiples células coladas in situ	d	Un carril de diseño cargado: $\left(1,75 + \frac{S}{1100}\right) \left(\frac{300}{L}\right)^{0,35} \left(\frac{1}{N_c}\right)^{0,45}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $\left(\frac{13}{N_c}\right)^{0,3} \left(\frac{S}{430}\right) \left(\frac{1}{L}\right)^{0,25}$	$2100 \leq S \leq 4000$ $18.000 \leq L \leq 73.000$ $N_c \geq 3$ Si $N_c > 8$ usar $N_c = 8$
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras	b, c	Un carril de diseño cargado: $\left(\frac{S}{910}\right)^{0,35} \left(\frac{Sd}{L^2}\right)^{0,25}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $\left(\frac{S}{1900}\right)^{0,6} \left(\frac{Sd}{L^2}\right)^{0,125}$	$1800 \leq S \leq 5500$ $6000 \leq L \leq 43.000$ $450 \leq d \leq 1700$ $N_b \geq 3$
		Usar la ley de momentos	$S > 5500$

Tipo de vigas	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de Distribución	Rango de aplicabilidad													
Vigas de hormigón usadas en tableros multiviga	f	Un carril de diseño cargado: $k \left(\frac{b}{2,8L} \right)^{0,5} \left(\frac{I}{J} \right)^{0,25}$	$900 \leq b \leq 1500$ $6000 \leq L \leq 37.000$ $5 \leq N_b \leq 20$													
	g si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	donde: $k = 2,5(N_b)^{-0,2} \geq 1,5$ Dos o más carriles de diseño cargados: $k \left(\frac{b}{7600} \right)^{0,6} \left(\frac{b}{L} \right)^{0,2} \left(\frac{I}{J} \right)^{0,06}$														
	h	Independientemente del número de carriles cargados: S/D donde: $C = K (W / L) \leq K$ $D = 300 [11,5 - N_L + 1,4N_L (1 - 0,2C)^2]$ cuando $C \leq 5$ $D = 300 [11,5 - N_L]$ cuando $C > 5$	Oblicuidad ≤ 5 $N_L \leq 6$													
	g, i, j si están conectadas apenas lo suficiente para impedir desplazamiento vertical relativo en la interfase	$K = \sqrt{\frac{(1+\mu)I}{J}}$ Para el diseño preliminar se pueden utilizar los siguientes valores de K: <table border="0" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left; border-bottom: 1px solid black;">Tipo de viga</th> <th style="text-align: right; border-bottom: 1px solid black;">\underline{K}</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>- Vigas rectangulares sin vacíos</td> <td style="text-align: right;">0,7</td> </tr> <tr> <td>- Vigas rectangulares con vacíos circulares:</td> <td style="text-align: right;">0,8</td> </tr> <tr> <td>- Vigas de sección tipo cajón</td> <td style="text-align: right;">1,0</td> </tr> <tr> <td>- Vigas canal</td> <td style="text-align: right;">2,2</td> </tr> <tr> <td>- Viga Te</td> <td style="text-align: right;">2,0</td> </tr> <tr> <td>- Viga doble Te</td> <td style="text-align: right;">2,0</td> </tr> </tbody> </table>		Tipo de viga	\underline{K}	- Vigas rectangulares sin vacíos	0,7	- Vigas rectangulares con vacíos circulares:	0,8	- Vigas de sección tipo cajón	1,0	- Vigas canal	2,2	- Viga Te	2,0	- Viga doble Te
Tipo de viga	\underline{K}															
- Vigas rectangulares sin vacíos	0,7															
- Vigas rectangulares con vacíos circulares:	0,8															
- Vigas de sección tipo cajón	1,0															
- Vigas canal	2,2															
- Viga Te	2,0															
- Viga doble Te	2,0															
Emparillado de acero sobre vigas de acero	a	Un carril de diseño cargado: $S/2300$ si $t_g < 100$ $S/3050$ si $t_g \geq 100$ Dos o más carriles de diseño cargados: $S/2400$ si $t_g < 100$ $S/3050$ si $t_g \geq 100$	$S \leq 1800$ m $S \leq 3200$ mm													
Tablero de hormigón sobre múltiples vigas cajón de acero	b, c	Independientemente del número de carriles cargados: $0,05 + 0,85 \frac{N_L}{N_b} + \frac{0,425}{N_L}$	$0,05 \leq \frac{N_L}{N_b} \leq 1,5$													

Tabla 3.6 Coeficiente de distribución de momento para viga interior

3.2.2.3. Coeficiente de distribución de momento para viga exterior

Para la distribución de momento para una viga exterior d_e se tomara como positiva si el alma exterior está hacia dentro de la cara interior de la baranda para el tráfico y negativa si está hacia fuera del cordón o barrera del tráfico.

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a, l	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	l	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = e g_{interior}$ $e = 0,77 + \frac{d_e}{2800}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			Utilizar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$
Viga cajón de hormigón de múltiples células	d	$g = \frac{W_e}{4300}$	$g = \frac{W_e}{4300}$	$W_e \leq S$
		o los requisitos para diseño de estructuras que abarcan la totalidad del ancho especificados en el Artículo 4.6.2.2.1		
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras	b, c	Ley de momentos	$g = e g_{interior}$ $e = 0,97 + \frac{d_e}{8700}$	$0 \leq d_e \leq 1400$ $1800 < S \leq 5500$
			Ley de momentos	$S > 5500$
Vigas cajón de hormigón usadas en tableros multiviga	f, g	$g = e g_{interior}$ $e = 1,125 + \frac{d_e}{9100} \geq 1,0$	$g = e g_{interior}$ $e = 1,04 + \frac{d_e}{7600} \geq 1,0$	$d_e \leq 600$
Vigas de hormigón excepto las vigas cajón usadas en tableros multiviga	h	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
	i, j si están conectadas apenas lo suficiente para impedir desplazamiento vertical relativo en la interfase			
Tablero de emparrillado de acero sobre vigas de acero	a	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre múltiples vigas cajón de acero	b, c	Como se especifica en la Tabla 4.6.2.2.2b-1		

Tabla 3.7 Coeficiente de distribución de momento para viga exterior

Además cuando exista vigas transversales o diafragmas el factor de distribución no deberá ser menor que el obtenido suponiendo que la sección transversal se deforma y gira como una sección transversal rígida.

El procedimiento delineado es a través de la aproximación convencional

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext} \sum_1^{N_L} e}{\sum_1^{N_b} x^2}$$

donde:

R = Reacción sobre la viga exterior en términos de los carriles

N_L = Número de carriles cargados considerado

e = Excentricidad de un camión de diseño o una carga de carril de diseño respecto del centro de gravedad del conjunto de vigas (mm)

x = Distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas hasta cada viga (mm)

X_{ext} = Distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas hasta la viga exterior (mm)

N_b = Número de vigas

3.2.2.4. Coeficiente de distribución de corte para viga interior

El factor de distribución por corte para vigas interiores puede ser tomado de la siguiente tabla, para tipo de vigas que no se encuentren en la tabla se podrá usar el brazo de palanca

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	Ver Tabla 4.6.2.2.2a-1			
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	l	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$0,36 + \frac{S}{7600}$	$0,2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2,0}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $110 \leq t_s \leq 300$ $N_b \geq 4$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$N_b = 3$
Vigas cajón de hormigón de múltiples células coladas in situ	d	$\left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} \left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$	$\left(\frac{S}{2200}\right)^{0,9} \left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$	$1800 \leq S \leq 4000$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $890 \leq d \leq 2800$ $N_c \geq 3$
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras	b, c	$\left(\frac{S}{3050}\right)^{0,6} \left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$	$\left(\frac{S}{2250}\right)^{0,9} \left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$	$1800 \leq S \leq 5500$ $6000 \leq L \leq 43.000$ $450 \leq d \leq 1700$ $N_b \geq 3$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$S > 5500$
Vigas cajón de hormigón usadas en tableros multiviga	f, g	$0,70 \left(\frac{b}{L}\right)^{0,15} \left(\frac{I}{J}\right)^{0,05}$	$\left(\frac{b}{4000}\right)^{0,4} \left(\frac{b}{L}\right)^{0,1} \left(\frac{I}{J}\right)^{0,05} \left(\frac{b}{1200}\right)$ $\frac{b}{1200} \geq 1,0$	$900 \leq b \leq 1500$ $6000 \leq L \leq 37.000$ $5 \leq N_b \leq 20$ $1,0 \times 10^{10} \leq J \leq 2,5 \times 10^{11}$ $1,7 \times 10^{10} \leq I \leq 2,5 \times 10^{11}$
Vigas de hormigón excepto vigas cajón usadas en tableros multiviga	h	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
	i, j si están conectadas apenas lo suficiente para impedir desplazamiento vertical relativo en la interfase			
Tablero emparrillado de acero sobre vigas de acero	a	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre múltiples vigas cajón de acero	b, c	Según lo especificado en la Tabla 4.6.2.2.2b-1		

Tabla 3.8 Coeficiente de distribución de cortante para viga interior

3.2.2.5. Coeficiente de distribución de corte para viga exterior

Al igual que para el cálculo del factor de distribución de momento para viga exterior, la distancia d_e se tomara como positiva si el alma exterior está hacia dentro de la cara interior de la baranda para el tráfico y negativa si está hacia fuera del cordón o barrera del tráfico.

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a, l	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	l	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = e g_{interior}$ $e = 0,6 + \frac{d_e}{3000}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			Ley de momentos	$N_b = 3$
Viga cajón de hormigón de múltiples células colada in situ	d	Ley de momentos	$g = e g_{interior}$ $e = 0,64 + \frac{d_e}{3800}$	$-600 \leq d_e \leq 1500$
			o los requisitos para diseño de estructuras que abarcan la totalidad del ancho especificados en el Artículo 4.6.2.2.1	
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras	b, c	Ley de momentos	$g = e g_{interior}$ $e = 0,8 + \frac{d_e}{3050}$	$0 \leq d_e \leq 1400$
			Ley de momentos	$S > 5500$
Vigas cajón de hormigón usadas en tableros multiviga	f, g	$g = e g_{interior}$ $e = 1,25 + \frac{d_e}{6100} \geq 1,0$	$g = e g_{interior} \left(\frac{1200}{b} \right)$ $\frac{1200}{b} \leq 1,0$ $e = 1 + \left(\frac{d_e + b - 610}{12200} \right)^{0,5} \geq 1,0$	$d_e \leq 600$
Vigas de hormigón excepto vigas cajón usadas en tableros multiviga	h	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
	i, j si están conectadas apenas lo suficiente para impedir desplazamiento vertical relativo en la interfase			
Tablero emparrillado de acero sobre vigas de acero	a	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre múltiples vigas cajón de acero	b, c	Según lo especificado en la Tabla 4.6.2.2.2b-1		

Tabla 3.9 Coeficiente de distribución de cortante para viga exterior

Simbología

S = separación entre vigas o almas (mm)

L = Longitud del tramo de la viga (mm)

$K_g = n(I_{viga} + Ae_g^2) = \text{parámetro de rigidez longitudinal (mm}^4\text{)}$

$$n = \frac{E_{viga}}{E_{tablero}}$$

$E_c = 0.043\gamma_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$, en MPa

$E_c = 15.344\sqrt{f'_c}$, en kg/cm², con $\gamma_c = 2,320 \text{ kg/m}^3$

A = area de la viga (mm²)

$I = I_{viga} = \text{momento de inercia de la viga (mm}^4\text{)}$

d_e = distancia entre el alma exterior de una viga exterior y el borde interior de un cordón o barrera para el tráfico (mm)

e_g = distancia entre los centros de gravedad de la viga y el tablero (mm)

t_s = profundidad de la losa de concreto (mm)

N_c = número de células de una viga cajón de concreto

N_b = número de vigas o largueros

W_e = la mitad de la separación entre almas, más el vuelo total (mm)

b = ancho de la viga (mm)

d = profundidad de la viga o larguero (mm)

e = factor de corrección

g = factor de distribución

K = constante para diferentes tipos de construcción

J = constante torsional de St. Venant (mm⁴)

N_L = número de carriles de diseño

D = ancho de distribución por carril (mm)

C = parámetro de rigidez

μ = coeficiente de Poisson

t_s = profundidad de un emparrillado de acero o plancha de acero corrugado, incluyendo la sobrecapa de concreto o componente de concreto estructural integral, menos una tolerancia para considerar los efectos de pulido, ranurado o desgaste (mm)

La distancia L se utilizará de acuerdo a la siguiente tabla, que corresponde a la C4.6.2.1.1-1 de la AASHTO, dependiendo de la sollicitación a encontrar

SOLICITACIÓN	L (mm)
Momento positivo	Longitud del tramo para el cual se está calculando el momento
Momento negativo – Cerca de los apoyos interiores de tramos continuos entre puntos de inflexión bajo una carga uniforme en todos los tramos	Longitud promedio de los dos tramos adyacentes
Momento negativo – Excepto cerca de los apoyos interiores de tramos continuos	Longitud del tramo para el cual se está calculando el momento
Corte	Longitud del tramo para el cual se está calculando el cortante
Reacción exterior	Longitud del tramo exterior
Reacción interior de un tramo continuo	Longitud promedio de los dos tramos adyacentes

Tabla 3.10 L para usar en las ecuaciones de factor de distribución de carga

CAPÍTULO IV

EJEMPLO DE APLICACIÓN

4.1 Puente de acero

4.1.1 Descripción del puente

El puente “Quebrada Padre José” está ubicado en el Municipio de Talamanca, en la provincia de Limón, Costa Rica, en el camino de Mata de Limón- Sixaola.



Figura4.1 Localización del puente

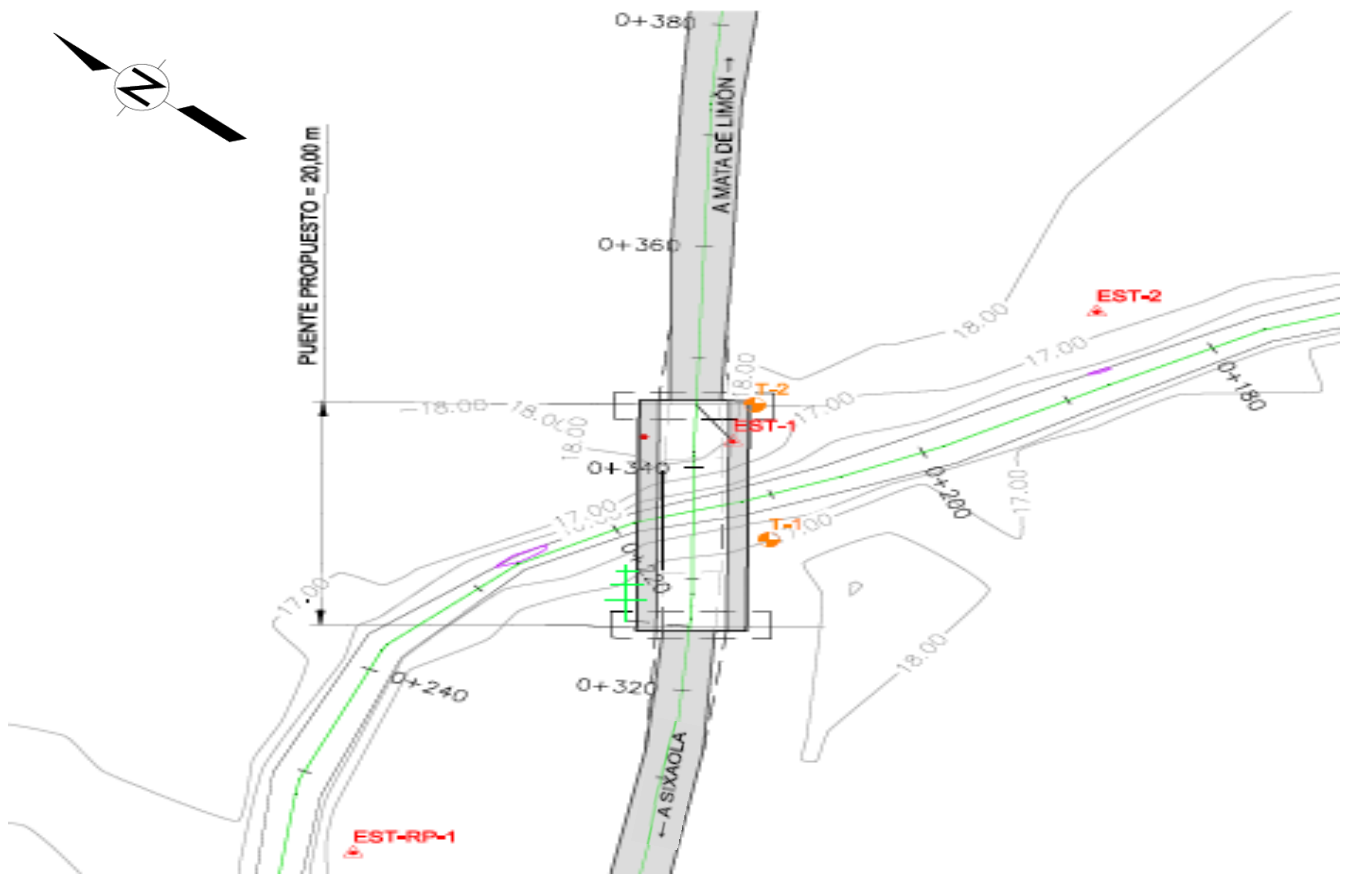


Figura4.2 Localización del puente

El puente, con un claro de 20 m, consiste en un tablero de concreto armado de $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ y acero de refuerzo de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ sostenido por 4 vigas tipo W36x194 de acero A572 Grado 50 con diafragma a cada 4 m compuesto por canales C12x30 de acero A572 Grado 50 con un apoyo fijo y uno móvil en los extremos, de manera que el puente trabaja como una viga simplemente apoyada

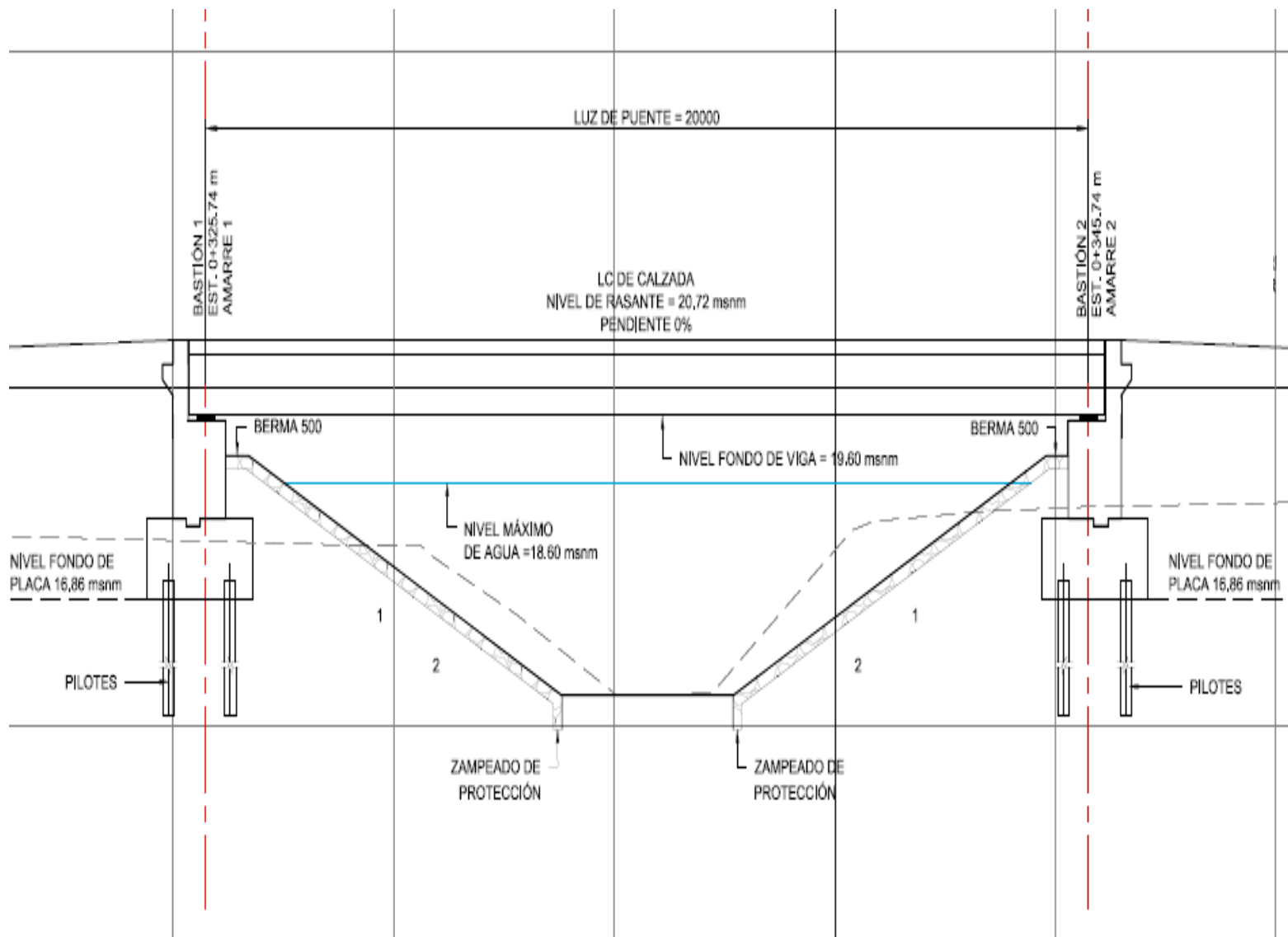


Figura4.3 Vista longitudinal

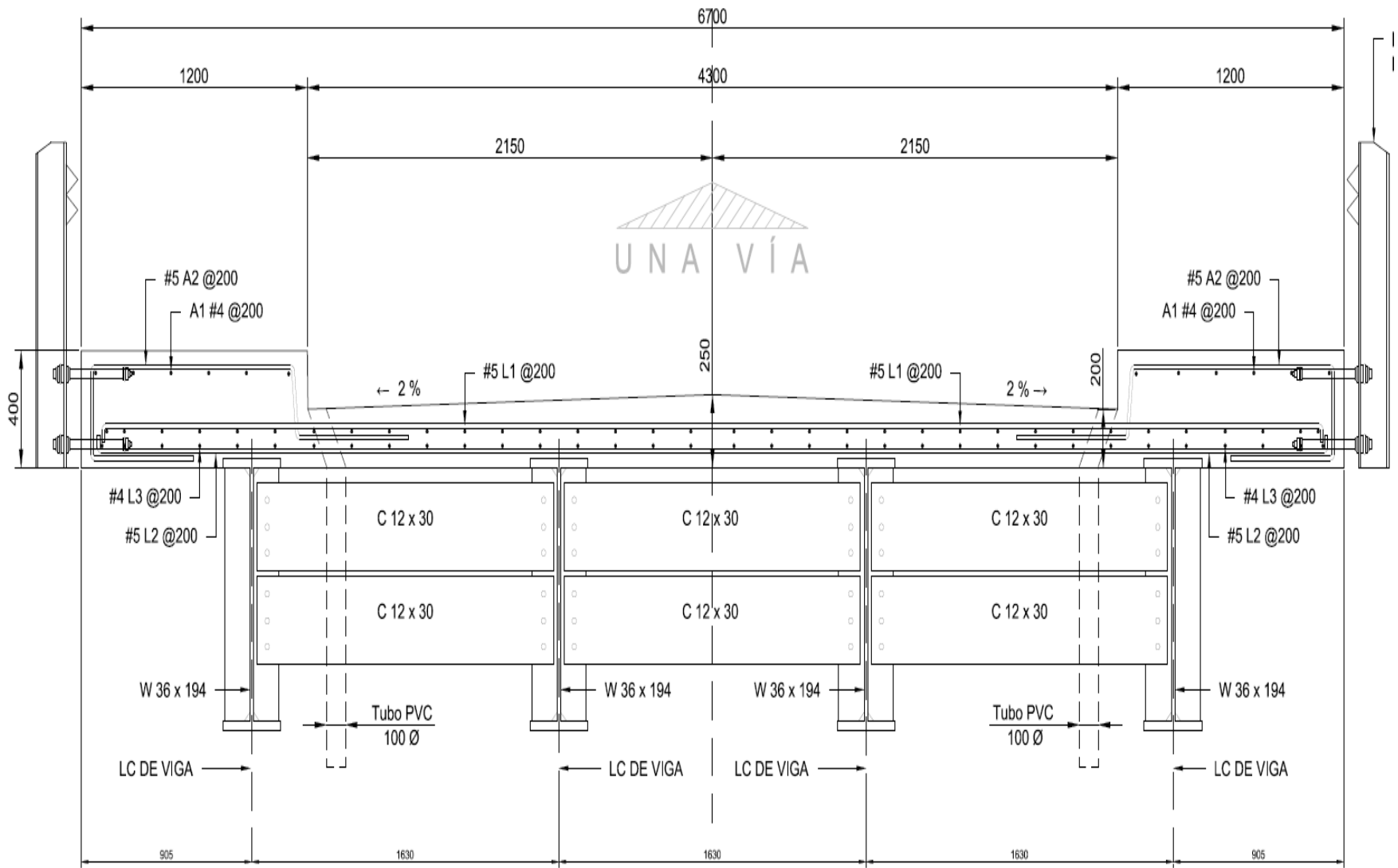


Figura 4.4 Sección transversal

4.1.2. Aplicación del método de los coeficientes de distribución

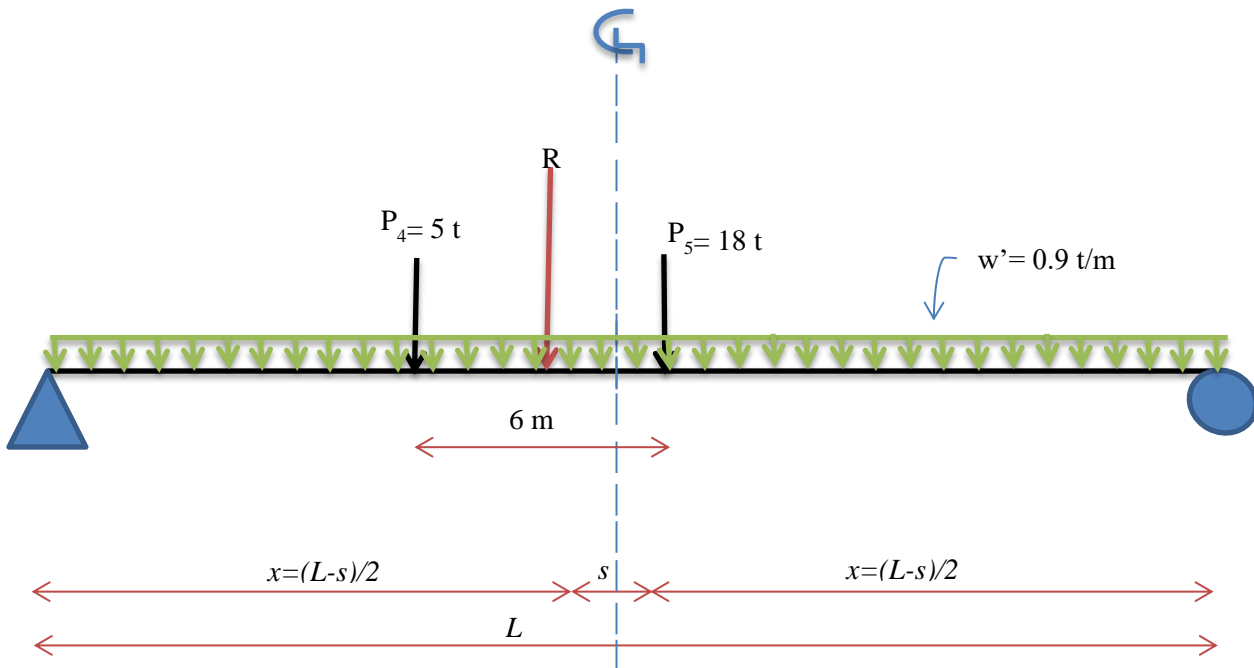
Inicialmente encontraremos las solicitaciones máximas de momento y cortante producido por la carga vehicular, por lo que se propondrán distintos camiones de diseño.

a) Camión IMT 20.5

Se propone el camión virtual IMT 20.5 ya que es aplicable para claros menores a 30 m

➤ Momento máximo

Aplicando el teorema de Barré



Carga	P(ton)	x(m)	P*x
P4	5	0	0
P5	18	6	108
Σ	23	6	108

R 23 ton
 X_r 4.7 m

El valor S será la distancia que hay entre la resultante y la rueda más cercana

S4 4.7 m
 S5 1.3 m

S	1.3	m
L	20.0	m
$x=(L-S)/2$	9.35	m

Por lo que el momento máximo producido por las cargas puntuales se presenta bajo la carga P_5 a una distancia de $x+S$; es decir, a los 10.65 m

$$R_{izq} = \frac{R * (x + S)}{L} = 12.25 \text{ t}$$

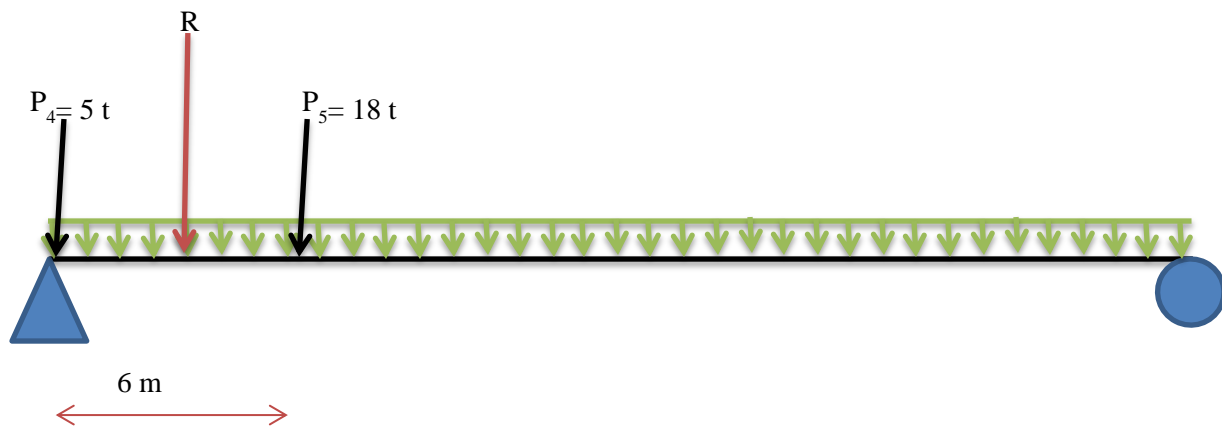
$$M_{carga\ puntual} = R_{izq} * (x + S) - P_4 * 6 = 100.49 \text{ t * m}$$

Ahora calculando el momento por la carga w' a 10.65 m

$$M_{carga\ repartida} = \frac{w' * L}{2} * 10.65 - \frac{w' * 10.65^2}{2} = 44.6 \text{ t * m}$$

$M_{m\acute{a}x} = 145.15 \text{ t * m}$ y se presenta en los 10.65 m

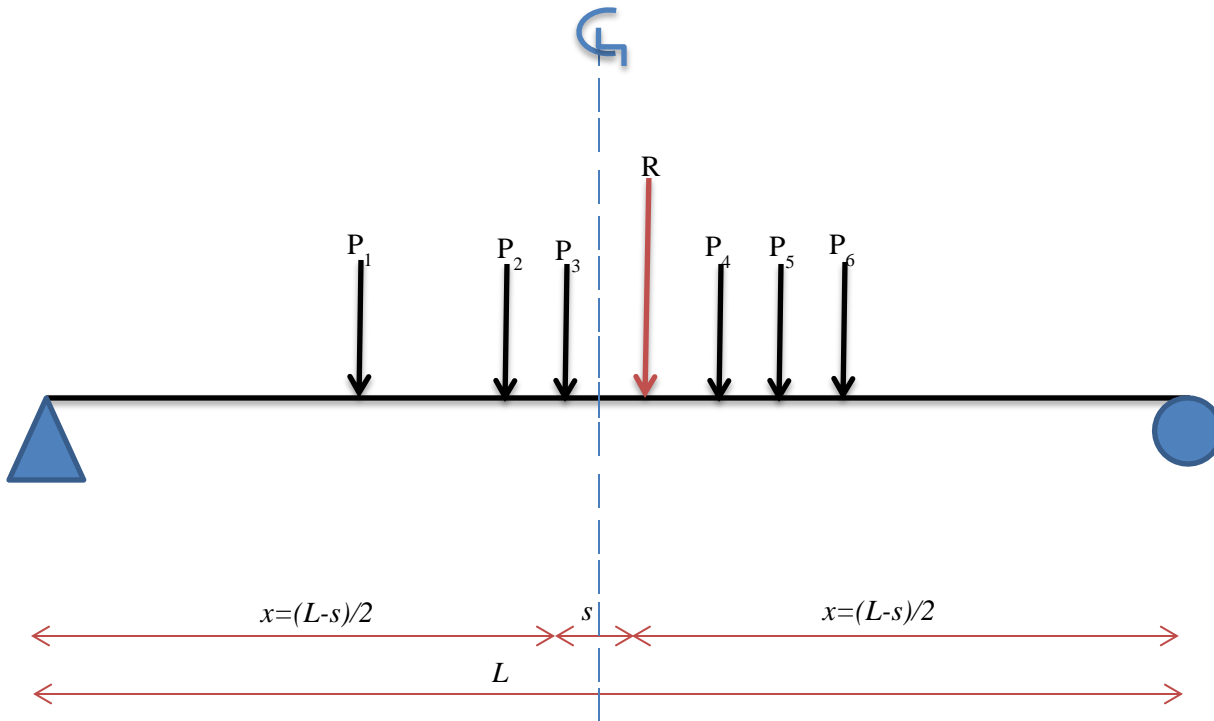
➤ Cortante máximo



$$R_{izq} = \frac{R * (L - x_r)}{L} + \frac{w'L}{2} = 26.57 \text{ t}$$

$$V_{m\acute{a}x} = 26.57 \text{ t}$$

- b) Camión T3-S3
 ➤ Momento máximo



Carga	P(ton)	x(m)	P*x
P1	6.5	0	0
P2	9.75	3.5	34.13
P3	9.75	4.7	45.83
P4	7.5	8.95	67.13
P5	7.5	10.15	76.13
P6	7.5	11.35	85.13
Σ	48.5		308.33

R 48.50 ton
 Xr 6.36 m

S3 1.66 m
 S4 2.59 m

Por lo que la distancia S corresponde a la distancia entre la resultante y la rueda 3

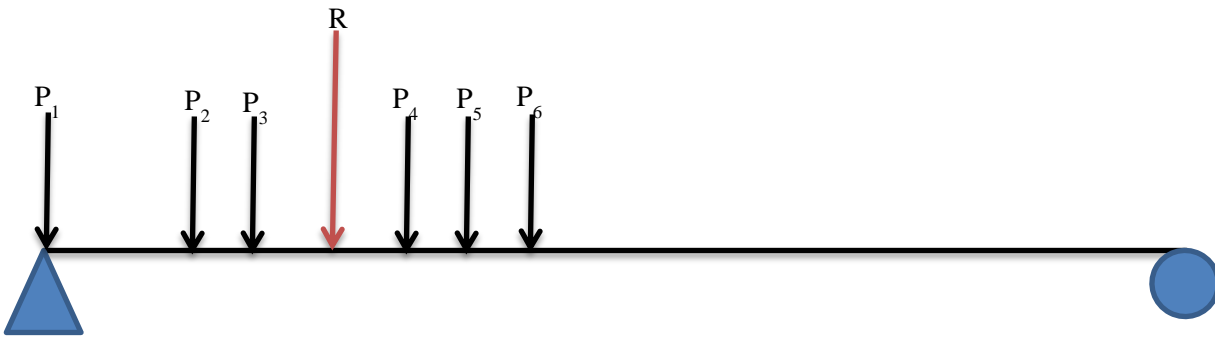
S	1.66	m
L	20.00	m
$x=(L-S)/2$	9.17	m

$$R_{izq} = \frac{R * (x)}{L} = 22.24 t$$

Calculando el momento bajo la rueda 3 a 9.17 m obtenemos

$$M_{m\acute{a}x} = 161.73 t * m$$

➤ Cortante maximo



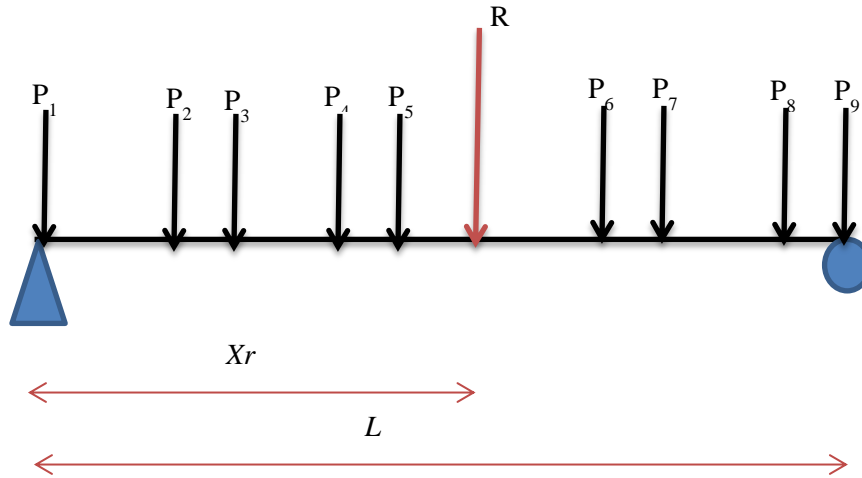
$$R_{izq} = \frac{R * (L - x_r)}{L} = 33.08 t$$

$$V_{m\acute{a}x} = 33.08 t$$

c) Camión T3-S2-R4

➤ Momento máximo

Como la longitud del puente y del camión es de 20 m consideraremos dos situaciones
La primera considerando que todas las ruedas del camión están sobre el puente



Carga	P(ton)	x(m)	P*x
P1	5.3	0	0
P2	8.4	3.5	29.4
P3	8.4	4.7	39.48
P4	8.4	8.95	75.18
P5	8.4	10.15	85.26
P6	8.4	13.35	112.14
P7	8.4	14.55	122.22
P8	8.4	18.8	157.92
P9	8.4	20	168
Σ	72.5		789.6

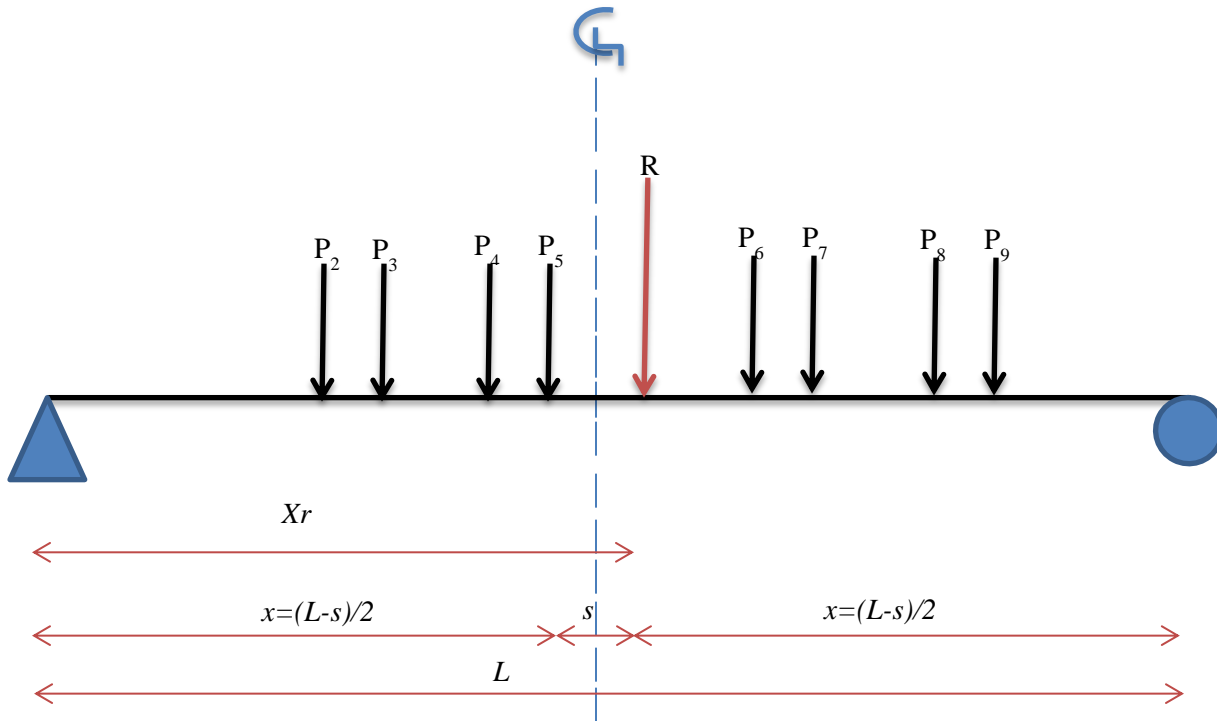
R	72.5	ton
Xr	10.89	m

$$R_{izq} = \frac{R * (L - x_r)}{L} = 33.08 \text{ t}$$

La rueda más cercana a la resultante es la rueda 5 por lo que el momento máximo se encuentra a los 10.15 m

$$M_{m\acute{a}x} = 169.64 \text{ t} \cdot \text{m}$$

El segundo caso es cuando la primera se encuentra fuera del puente, y únicamente las 8 cargas restante producen momento por lo que se les aplicará el teorema de Barré



Carga	P(ton)	x(m)	P*x
P1	0	0	0
P2	8.4	3.5	29.4
P3	8.4	4.7	39.48
P4	8.4	8.95	75.18
P5	8.4	10.15	85.26
P6	8.4	13.35	112.14
P7	8.4	14.55	122.22
P8	8.4	18.8	157.92
P9	8.4	20	168
Σ	67.2		789.6

R 67.2 ton
 Xr 11.75 m

S5	1.6	m
S6	1.6	m
S	1.6	m
L	20	m
$x=(L-S)/2$	9.2	m

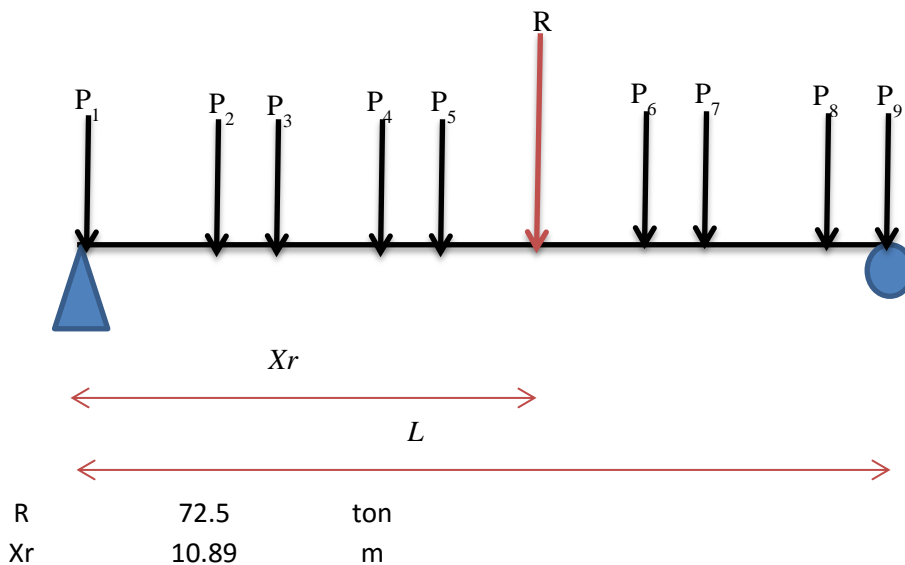
$$R_{izq} = \frac{R * (x)}{L} = 30.91 \text{ t}$$

El momento máximo se presenta en la rueda 5 a una distancia de 9.2 m

$$M_{m\acute{a}x} = 172.67 \text{ t * m}$$

Por lo que el momento máximo se presenta en el segundo caso, cuando la primera rueda se encuentra fuera del puente, con un momento de 172.67 t*m

➤ Cortante máximo



$$R_{izq} = \frac{R * (L - x_r)}{L} = 33.08 \text{ t}$$

$$R_{der} = \frac{R * (x_r)}{L} = 39.48 \text{ t}$$

$$V_{m\acute{a}x} = 39.48 \text{ t}$$

Camión de diseño	Momento máximo T*m	Distancia para M máx m	Cortante máximo T
IMT 20.5	145.15	10.65	26.57
T3S3	161.73	9.17	33.08
T3R2S4	172.67	9.20	39.48

Por lo que se tomará el momento de 172.67 t*m a los 9.2 m del puente y el cortante de 33.08 t.

Ahora se aplicará el método de los factores de distribución para conocer la distribución de la carga viva a las vigas principales

Factor de momento para viga interior

$$K_g = n(I_{viga} + Ae_g^2)$$

$$E = 14000\sqrt{f'c}$$

$$n = \frac{E_{viga}}{E_{tablero}}$$

Datos:

S	1630	mm
L	20000	mm
T _s	200	mm
E _{tablero}	234264.807	Kg/cm ²
E _{viga}	2100000	Kg/cm ²
N	8.96	
y _{tablero}	1027.1	mm
y _{viga}	463.55	mm
e _g	563.55	mm
A	36774.12	mm ²
I	5.04E+09	mm ⁴
K _g	1.50E+11	mm ⁴

Rango de aplicación

$$1100 \leq S \leq 4900$$

$$110 \leq t_s \leq 300$$

$$6000 \leq L \leq 73000$$

$$N_b \geq 4$$

$$4x10^9 \leq K_g \leq 3x10^{12}$$

Donde:

E _{tablero}	Módulo de elasticidad del tablero
E _{viga}	Módulo de elasticidad de la viga
n	relación modular entre la viga y el tablero
y _{tablero}	Centroide del tablero
y _{viga}	Centroide de la viga

e_g Excentricidad de centroide entre el tablero y la viga
 A Área de la sección
 I Inercia de la viga
 K_g Inercia de la sección compuesta
 g Factor de distribución

$$g = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{L * t_s^3}\right)^{0.1}$$

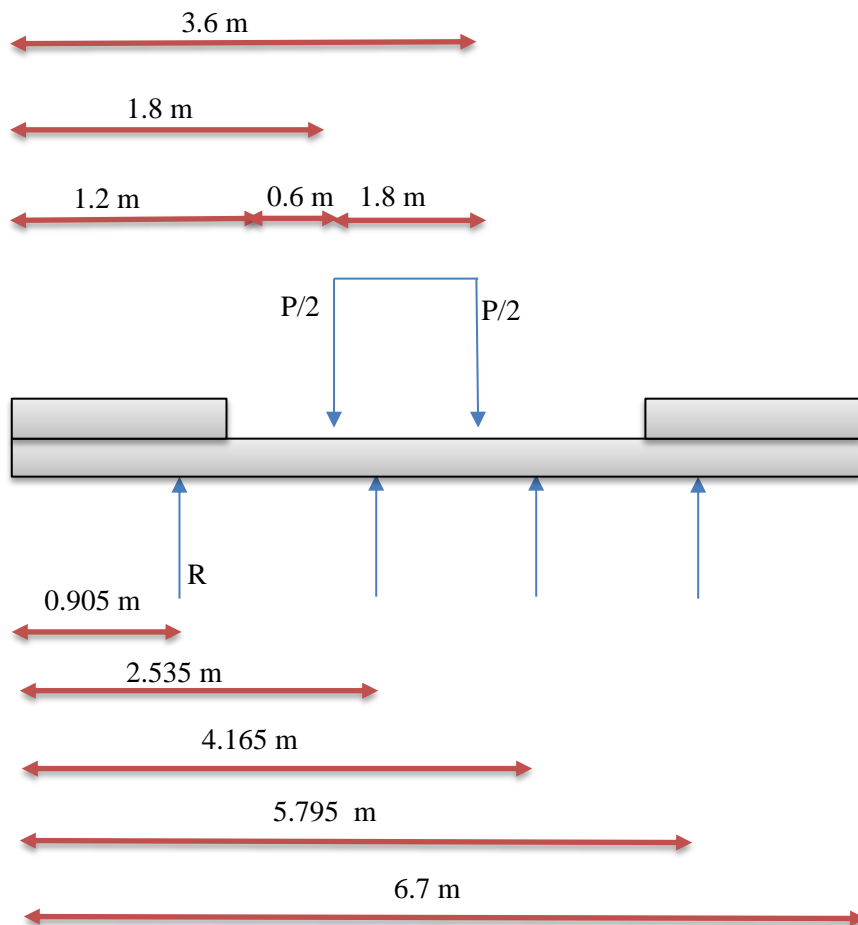
$g = 0.38$
 Factor de cortante para viga interior

$$g = 0.36 + \frac{S}{7600}$$

$g = 0.57$

Factor de momento para viga exterior

a) Ley de momentos



$$R = \frac{(1.63 - 0.6 - 0.295) P}{1.63 \cdot \frac{2}{2}}$$

$$R = 0.2255 \quad P$$

$$g = 0.2255$$

Como el factor de distribución se calculó a partir de la ley de momentos hay que agregarle el factor de presencia múltiple

$$m = 1.2$$

$$g = 0.271$$

b) Considerando que hay diafragmas rígidos

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext} \sum_1^{N_L} e}{\sum_1^{N_b} x^2}$$

NL	1	
Nb	4	
e	0.65	m
x _{ext}	2.445	m
x	0.815	m

$N_L =$ Número de carriles de diseño

$N_b =$ Número de vigas

$e =$ Distancia entre el eje del camión y el centroide de las vigas

$x_{ext} =$ Distancia entre la viga exterior y el centroide de las vigas

$x =$ Distancia entre la viga y el centroide de las vigas

R=	0.370
g	0.370
m	1.2
g	0.444

Factor de cortante para viga exterior

a) Ley de momentos

$$g = 0.271$$

b) Considerando que hay diafragmas rígidos

$$g = 0.44$$

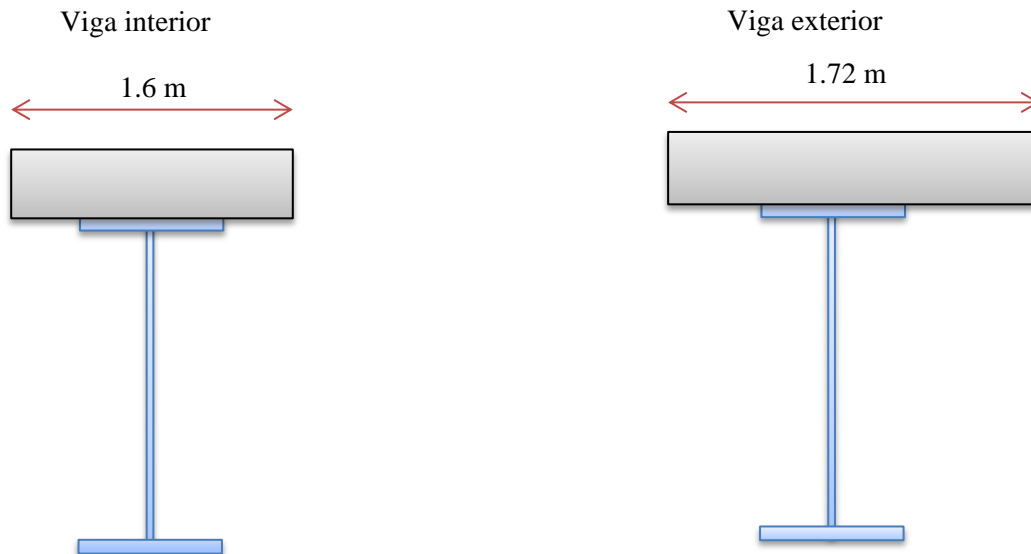
Tomando los valores máximos para cada factor tenemos la siguiente tabla

Viga		g
Momento	viga ext	0.444
	viga int	0.378
Cortante	viga ext	0.444
	viga int	0.574

4.1.3. Estados límites

Se calculará el estado límite de resistencia

Para la carga muerta, se puede considerar una distribución uniforme de acuerdo a la porción de losa que recibe cada viga



	VIGA INT		VIGA EXT	
LONG VIGA	2000	cm	2000	cm
ANCHO DE LOSA	163	cm	172	cm
ESPESOR DE LOSA	20	cm	20	cm
ANCHO DE PAVIMENTO	163	cm	172	cm
ESPESOR DE PAVIMENTO	12	cm	12	cm

Ya que la losa es colada in situ con la banqueta se puede distribuir uniformemente a las 4 vigas

BANQUETA				
ANCHO	60	cm	60	cm

ESPESOR 20 cm 20 cm

Materiales

Concreto	Losa	280	kg/cm2	
Acero viga	trabe	3500	kg/cm2	G50
Acero de rfzo	fy	4200	kg/cm2	

Viga W36x194
Propiedades

Área	57	in	367.74	cm2
d	36.5	in	92.71	cm
w	194	lb/ft	0.29	t/m
Ix	12100	in4	503640.02	cm4
Iy	375	in4	15608.68	cm4

VIGA INT

VIGA EXT

Cargas				
Peso viga	(t/m)	0.288		0.288
Losa	(t/m)	0.782		0.826
Pavimento	(t/m)	0.469		0.495
barandal y banqueta	(t/m)	0.338		0.338

Se aumentó 50 kg/m por el barandal

Elementos mecánicos

VIGA INTERIOR

x (m)	V pp	Vlosa	V pav	V bb	Vcm
0	2.88	7.82	4.69	3.38	18.78
9.20	0.23	0.63	0.38	0.27	1.50
20	-2.88	-7.82	-4.69	-3.38	-18.78

x (m)	M pp	M losa	M pav	M bb	Mcm
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9.20	14.32	38.87	23.32	16.79	93.31
20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

VIGA EXTERIOR

x (m)	V pp	Vlosa	V pav	V bb	Vcm
0	2.88	8.26	4.95	3.38	19.47
9.20	0.23	0.66	0.40	0.27	1.56
20	-2.88	-8.26	-4.95	-3.38	-19.47

x (m)	M pp	M losa	M pav	M bb	Mcm
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9.20	14.32	41.02	24.61	16.79	96.74
20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Resumen de carga viva

$$M_{max} = 172.67t * m$$

$$V_{max} = 39.48 t$$

Viga		g
Momento	viga ext	0.444
	viga int	0.378
Cortante	viga ext	0.444
	viga int	0.574

Para el la combinación de carga para RESISTENCIA I tenemos los siguientes factores

$$\gamma_P * DC + \gamma_P * DW + 1.75(LL + IM)$$

Se tomará el factor de

$$\gamma_P = 1.25$$

$$IM = 33\%$$

VIGA INTERIOR

x(m)	Vcm	Vcv	Vcv+i	Va	Vu
0	18.78	22.68	30.16	48.95	76.27
9.20	1.50	0.00	0.00	1.50	1.88
20	-18.78	-22.68	-30.16	-48.95	-76.27

x(m)	Mcm	Mcv	Mcv+i	Ma	Mu
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9.2	93.31	65.21	86.73	180.04	268.42
20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

VIGA EXTERIOR

x(m)	Vcm	Vcv	Vcv+i	Va	Vu
0	19.47	17.51	23.29	42.76	65.10
9.20	1.56	0.00	0.00	1.56	1.95
20	-19.47	-17.51	-23.29	-42.76	-65.10

x(m)	Mcm	Mcv	Mcv+i	Ma	Mu
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9.2	96.74	76.59	101.86	198.61	299.19
20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cálculo de resistencia

Viga W36x194

Propiedades

Área	57	in	367.7412	cm ²
d	36.5	in	92.71	cm
w	194	lb/ft	0.28832677	t/m
I _x	12100	in ⁴	503640.025	cm ⁴
r _x	14.6	in		
I _y	375	in ⁴	15608.6785	cm ⁴
r _y	2.56	in		
Z _x	767	in ³	12568.8781	cm ³
E	29000	ksi		
F _y	50	ksi		
S _x	664	in ³		
J	22.2	in ⁴		
c	1			
h _o	35.2	in		
r _{ts}	3.15	in		
t _w	0.765	in		

Diseño por momento

Para calcular el momento resistente de la viga debemos saber el comportamiento que tendrá de acuerdo a su longitud libre de pandeo por lo que se calcularán los parámetros L_p y L_r .

Primero lo calcularemos de acuerdo a las fórmulas del AISC

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y S_x h_o}{E J c} \right)^2}}$$

$$L_p = 9.04 \text{ ft}$$

$$L_r = 27.58 \text{ ft}$$

La longitud libre de pandeo L_b se tomará nula ya que el patín superior que está sometido a compresión se encuentra ahogado en la losa de concreto lo que restringe su pandeo. Por lo tanto el comportamiento de la viga por la acción del momento será plástica por lo que el momento resistente será el momento plástico

$$M_{px} = Z_x * F_y$$

$$M_{px} = 3196 \text{ kip} * \text{ft}$$

Para LRFD el momento resistente se calcula con el siguiente factor de reducción:

$$\phi_b M_{px} = 0.9 M_{px} = 2876 \text{ kip} * \text{ft}$$

$$\phi_b M_{px} = 397 \text{ t} * \text{m}$$

Comparando los resultados con la tabla 3-2 del manual AISC 13th

$$L_p = 9.04 \text{ ft}$$

$$L_r = 27.6 \text{ ft}$$

$$\phi_b M_{px} = 2880 \text{ kip} * \text{ft} = 398 \text{ t} * \text{m}$$

$$\phi_b M_{px} > M_U \quad \text{OK}$$

Diseño por cortante

De acuerdo a las fórmulas del AISC en el capítulo G tenemos que la resistencia por cortante está dada por

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

donde:

$$A_w = h * t_w = 27.92 \text{ in}^2$$

$$C_v = 1 \quad \text{cuando} \quad h/t_w \leq 2.24 \sqrt{E/F_y}$$

Por lo tanto

$$V_n = 837.675 \text{ kip}$$

Para LRFD el cortante resistente es:

$$\phi_b V_n = 1V_n = 837.675 \text{ kip} = 379 \text{ t}$$

De acuerdo a la tabla 3-2 del AISC

$$\phi_b V_n = 1V_n = 837 \text{ kip} = 379 \text{ t}$$

$$\phi_b V_n > V_u \quad \quad \quad OK$$

4.1.4. Análisis de resultados

Comparando los resultados obtenidos en el análisis se puede observar que el momento resistente es mayor al momento último, esto debido al comportamiento plástico de la viga producido por la restricción que proporciona la losa al patín de compresión, lo que hace que la viga trabaje a casi un 70% de resistencia última

$$M_u = 268.42 \text{ t} * \text{m}$$

$$M_R = 397 \text{ t} * \text{m}$$

$$M_R > M_u$$

Mientras que para el cortante la viga trabaja apenas al 20%

$$V_u = 76.27 \text{ t}$$

$$V_R = 379 \text{ t}$$

$$V_R > V_u$$

4.2. Puente de concreto

4.2.1 Descripción del puente

El puente denominado “Río Calabozo” se ubica en el camino Viejo a la Huasteca Km 3+650 en el municipio de Tantoyuca, Veracruz, México.

Con una longitud aproximada de 120 m el puente cuenta con 4 claros de 28 m cada uno. Cada claro está apoyado en los extremos por un apoyo fijo y un móvil lo que hace que trabaje como una viga simplemente apoyada.

Cuenta con una sección transversal constante de 9 metros de ancho, con un tablero de concreto armado de 18 cm de espesor soportado por seis vigas AASHTO tipo 4 con separación de 1.60 m

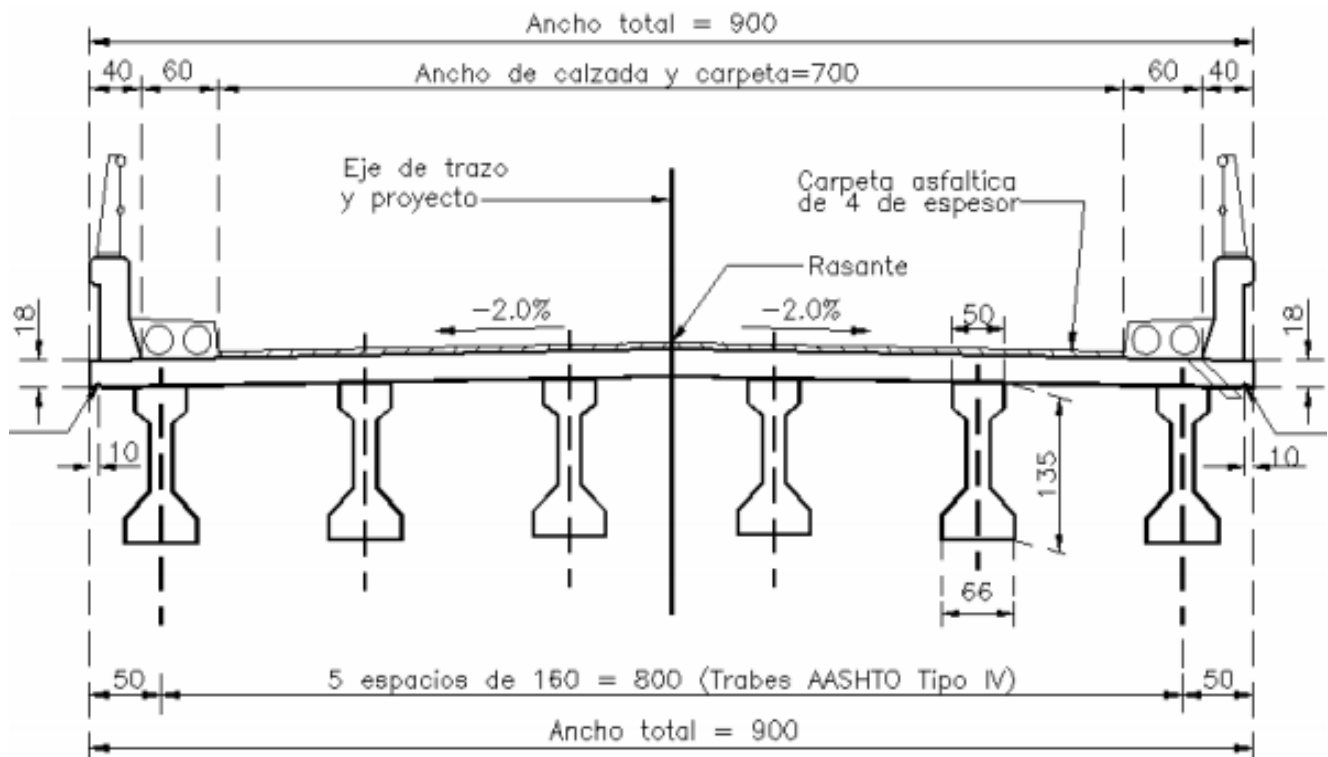


Figura 4.5 Sección transversal del proyecto

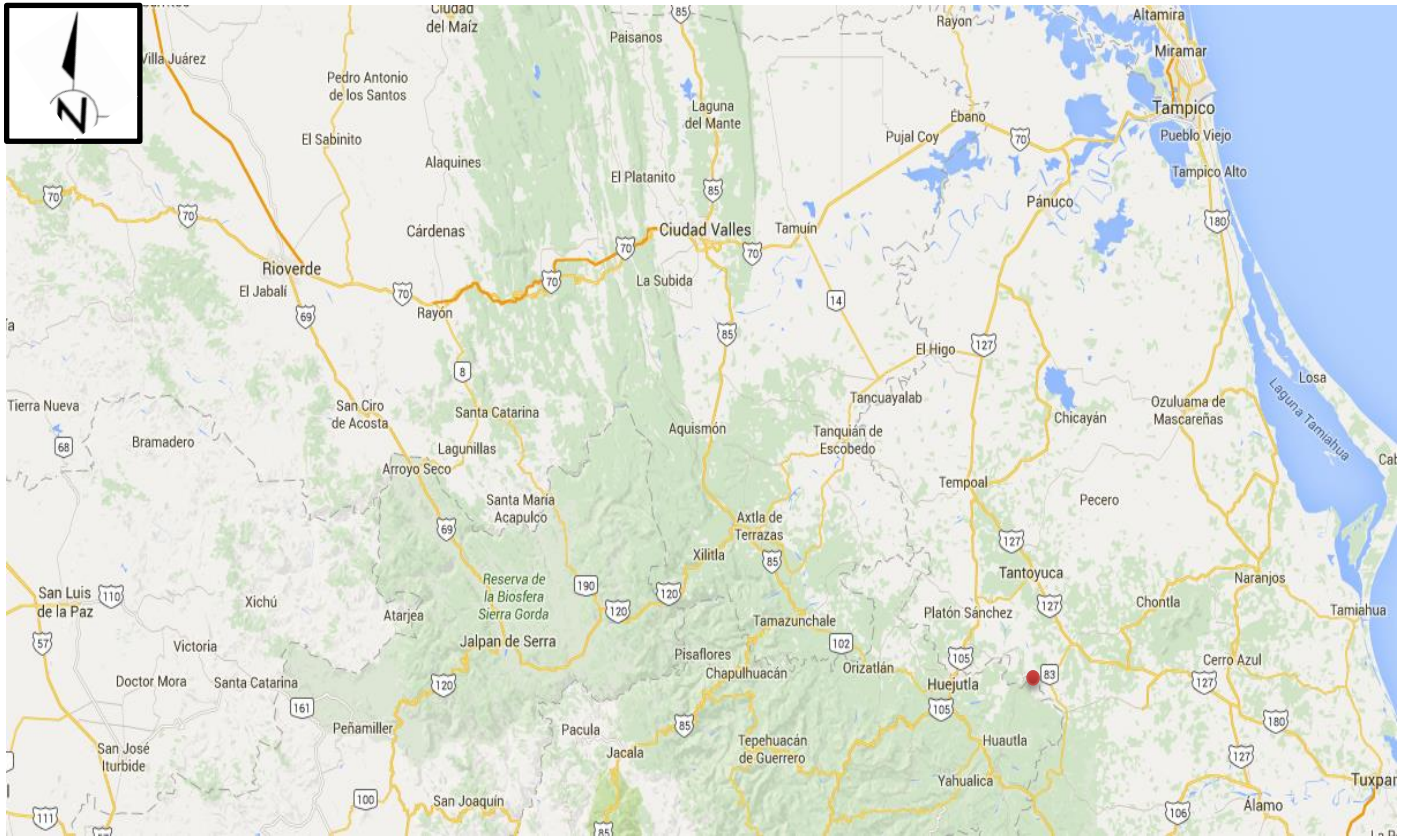


Figura 4.6 Localización del proyecto

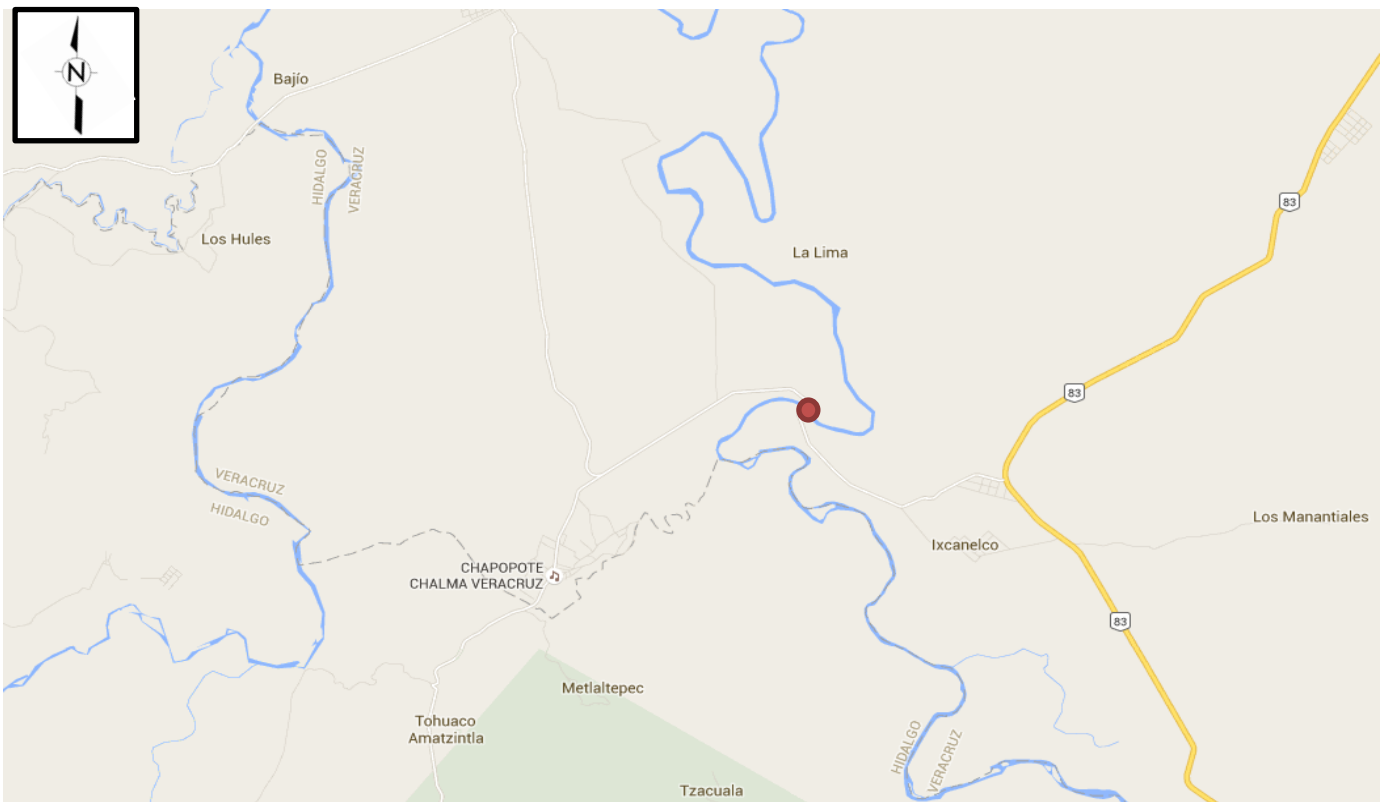


Figura 4.7 Localización del proyecto

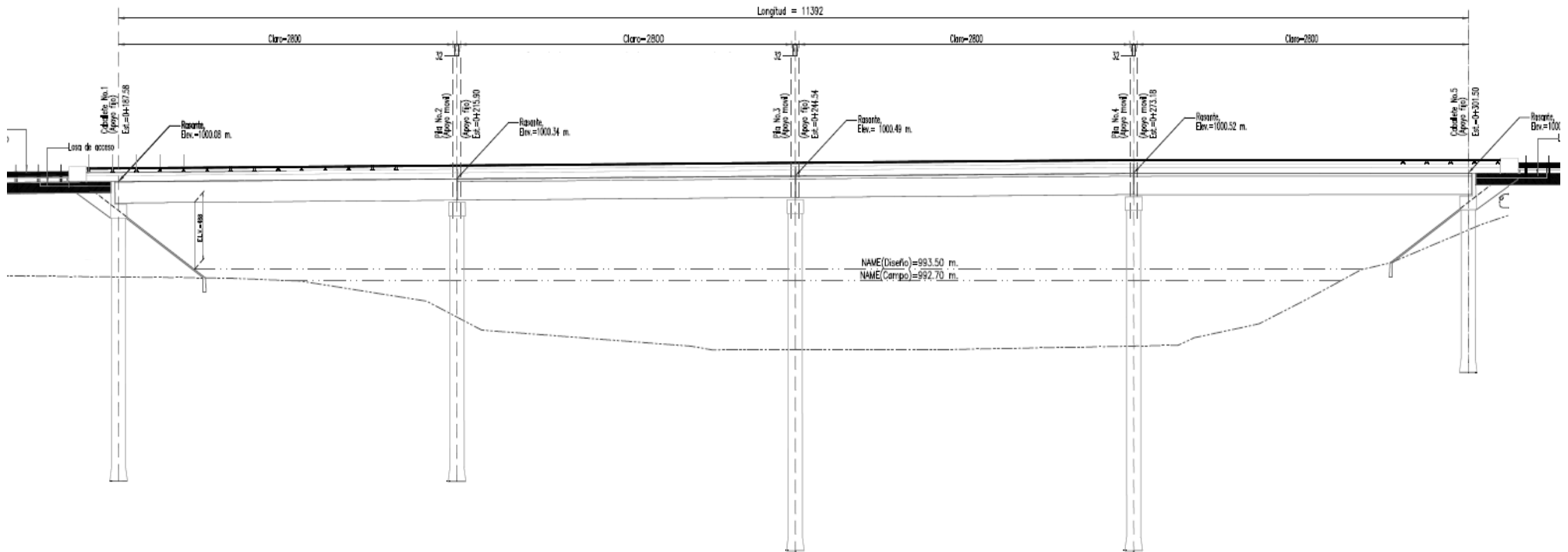


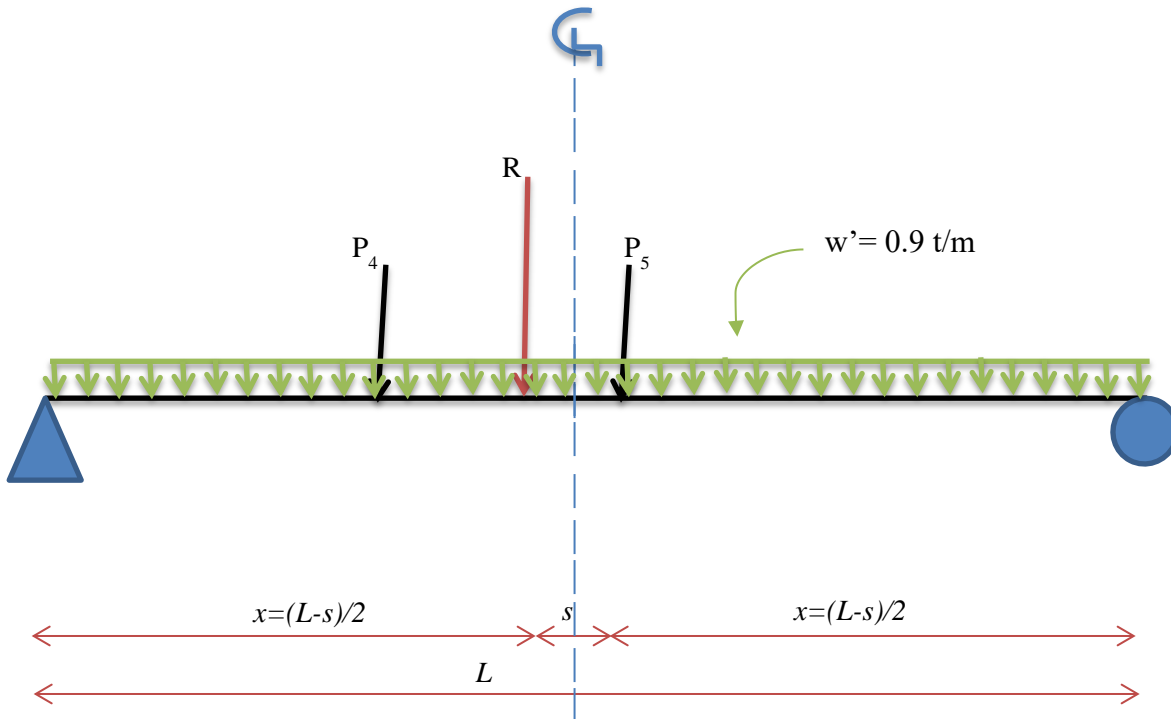
Figura 4.8 Vista longitudinal del puente

4.2.2. Aplicación del método de los coeficientes de distribución

Calculando las sollicitaciones máximas de momento y cortante, se analizarán diferentes camiones de diseño.

a) Camión IMT 20.5

Cálculo de momento aplicando el teorema de Barré para las cargas puntuales



Carga	P(ton)	x(m)	P*x
P4	4.99	0.00	0.00
P5	18.04	6.00	108.26
	23.04		108.26

R 23.04 ton
 Xr 4.70 m

Encontrando la distancia de la resultante a cada rueda tenemos

S4	4.70	m
S5	1.30	m

Por lo tanto la rueda más cercana a la resultante es la carga P_5 por lo que $S=S_5$

S	1.30	m
L	28	m
$x=(L-S)/2$	13.35	m

$$R_{izq} = \frac{R * (L - x)}{L} = 12.05 t$$

Calculando el momento máximo producido por las cargas puntuales bajo la carga P_5 a 14.65 m tenemos:

$$M_{puntuales} = R_{izq}(14.65) - P_4(6) = 146.63 t * m$$

Calculando el momento por la carga repartida a los 14.65 m tenemos:

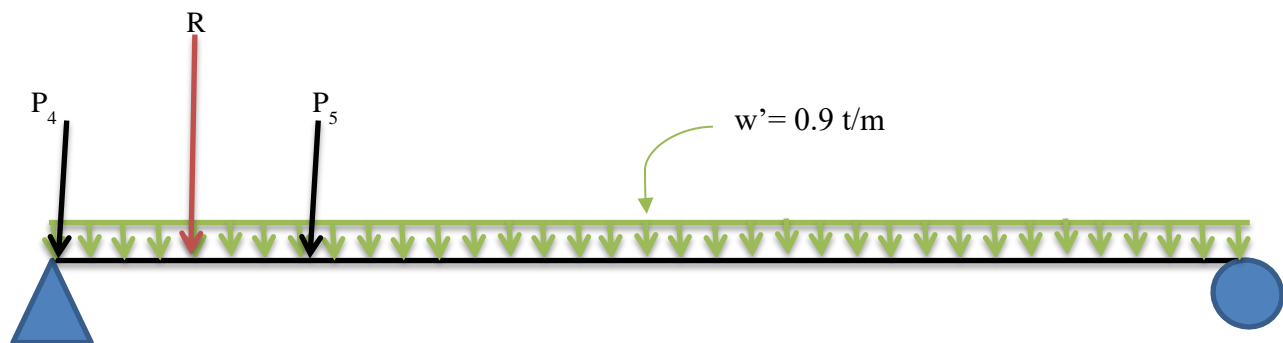
$$M_{repartida} = \frac{w'L}{2}x - \frac{w'x^2}{2} = 87.72 t * m$$

Sumando ambos efectos tenemos el momento máximo producido por el camión virtual IMT 20.5 s los 14.65 m

$$M_{max} = M_{puntuales} + M_{repartida} = 234.35 t * m$$

Cortante máximo

Para el obtener el cortante máximo en el extremo del puente se colocara la primera carga en el apoyo



Carga	P(ton)	x(m)	P*x
P1	4.99	0.00	0.00
P2	18.04	6.00	108.26
	23.04		108.26

R 23.04 ton
 Xr 4.70 m

El cortante producido por las cargas puntuales en el apoyo izquierdo es:

$$V_{puntuales} = \frac{R(L - x_r)}{L} = 19.17 t$$

El cortante producido por la carga repartida es:

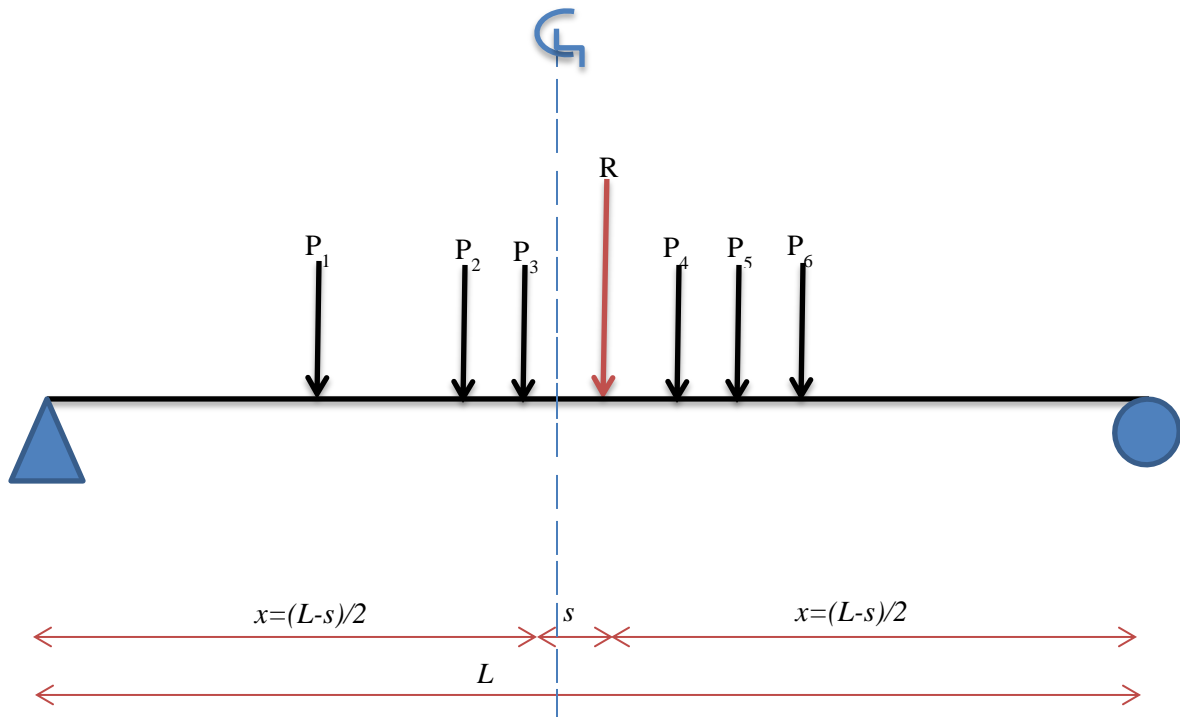
$$V_{repartida} = \frac{w'L}{2} = 12.56 t$$

$$V_{max} = V_{puntuales} + V_{repartida} = 31.73 t$$

b) Camión T3-S3

Momento máximo

Aplicando el teorema de Barré



Carga	P(ton)	x(m)	P*x
P1	6.5	0	0
P2	9.75	3.5	34.125
P3	9.75	4.7	45.825
P4	7.5	8.95	67.125
P5	7.5	10.15	76.125
P6	7.5	11.35	85.125
	48.5		308.325

R 48.5 ton
 Xr 6.36 m

Calculando las distancias entre la resultante y las ruedas más próximas

S3 1.66 m
 S4 2.59 m

Por lo que la rueda más cercana es la rueda número 3

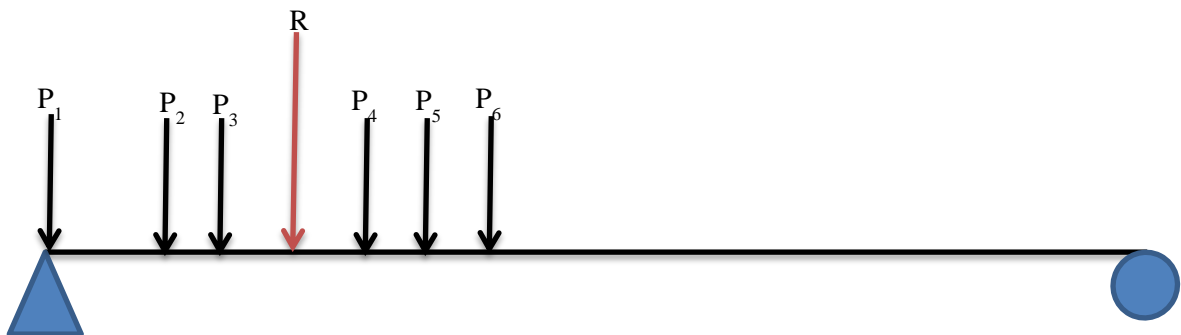
S 1.66 m
 L 28.00 m
 $x=(L-S)/2$ 13.17 m

$$R_{izq} = \frac{R * (x)}{L} = 22.81 t$$

Calculando el momento máximo bajo la rueda 3 a los 13.17 m tenemos:

$$M_{max} = 258.25 t * m$$

Cortante máximo



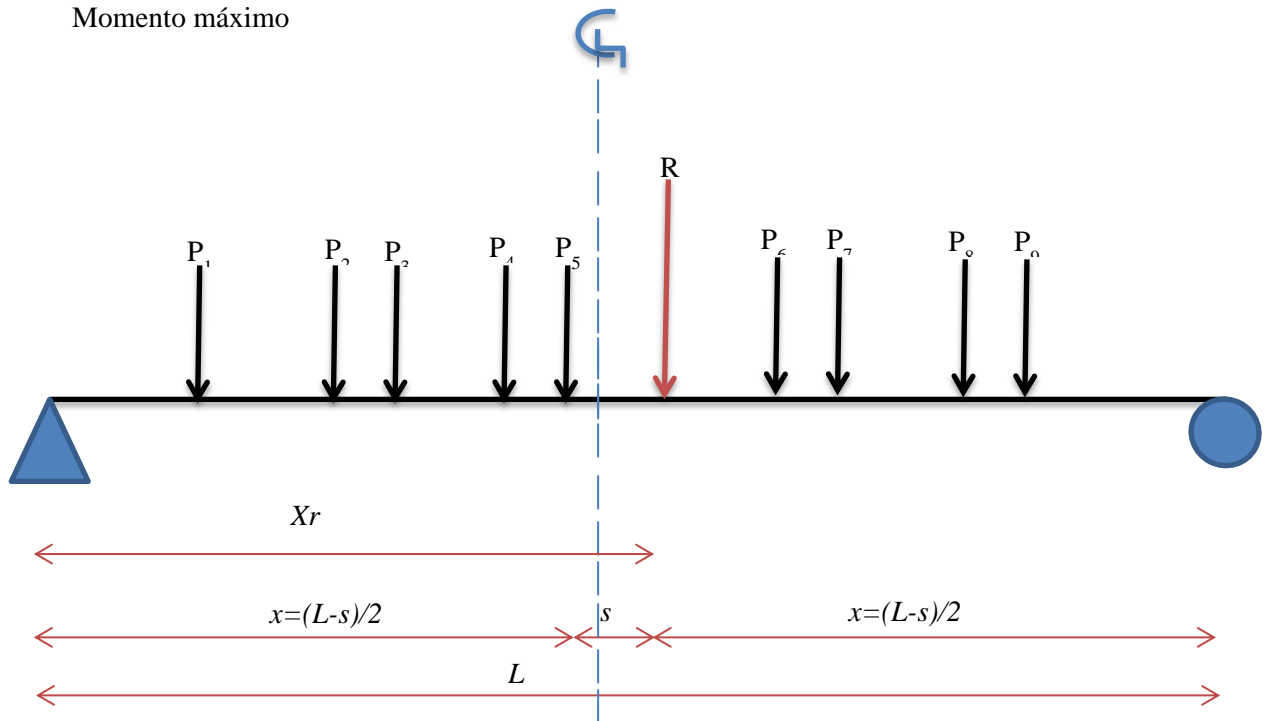
R 48.5 ton
 Xr 6.36 m
 L 28 m

El cortante máximo ocurre en el apoyo izquierdo del puente por lo que:

$$V_{max} = R_{izq} = \frac{R(L - x_r)}{L} = 37.49 \text{ t}$$

c) Camión T3-S2-R4

Momento máximo



Carga	P(ton)	x(m)	P*x
P1	5.3	0	0
P2	8.4	3.5	29.4
P3	8.4	4.7	39.48
P4	8.4	8.95	75.18
P5	8.4	10.15	85.26
P6	8.4	13.35	112.14
P7	8.4	14.55	122.22
P8	8.4	18.8	157.92
P9	8.4	20	168
	72.5		789.6

R	72.5	ton
Xr	10.89	m

La distancia entre la resultante y las ruedas más próximas son:

S5	0.74	m
S6	2.46	m

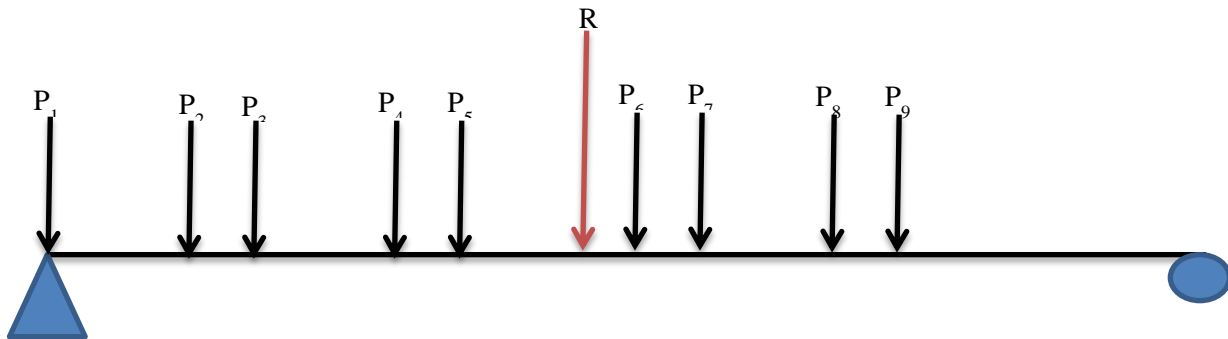
S	0.74	m
L	28.00	m
$x=(L-S)/2$	13.63	m

Calculando la reacción del apoyo izquierdo y el momento a los 13.63 m donde se presenta el momento máximo bajo la rueda 5 tenemos:

$$R_{izq} = \frac{R * (x)}{L} = 35.29 t$$

$$M_{max} = 315.48 t$$

Cortante máximo



R	72.5	ton
Xr	10.89	m
L	28	m

$$V_{max} = R_{izq} = \frac{R * (L - x_r)}{L} = 44.3 t$$

Cami3n	Mmax	x(m) donde se presenta Mmax	Vmax
IMT 20.5	234.35	14.65	31.73
T3-S3	258.25	13.17	37.49
T3-S2-R4	315.48	13.63	44.3

Tomando las solicitaciones m3ximas tenemos:

$$V_{max} = 44.3 t$$

$$M_{max} = 315.48 t * m \text{ a los } 13.63 m$$

Una vez obtenidas las solicitaciones m3ximas encontraremos la fracci3n de cortante y momento que se distribuye a cada una de las vigas interiores y exteriores

La secci3n transversal corresponde a una secci3n de tipo k seg3n la tabla 3.5 por lo tanto se calcularan los factores con las siguientes expresiones

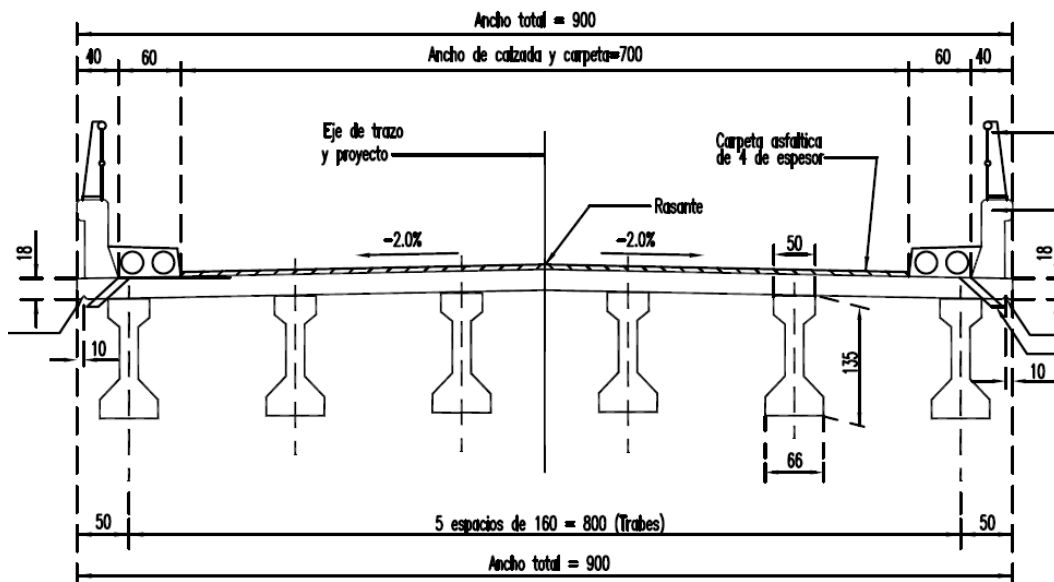


Figura 4.9 secci3n transversal del puente

Secciones doble Te o Te con nervio de hormig3n prefabricado	Hormig3n colado in situ, hormig3n prefabricado	<p>(k)</p>
---	--	------------

Figura 4.10 Tipo de secci3n de la tabla 3.5

Un carril cargado

Factor de distribución de momento para viga interior

$$K_g = n(I_{viga} + Ae_g^2)$$

$$E = 14000\sqrt{f'c}$$

$$n = \frac{E_{viga}}{E_{tablero}}$$

Datos:

		<i>Rango de aplicación</i>
S	1600 mm	
L	28000 mm	$1100 \leq S \leq 4900$
Ts	180 mm	
Etablero	221359.4362 Kg/cm ²	$110 \leq t_s \leq 300$
Eviga	261916.0171 Kg/cm ²	
n	1.183215957	$6000 \leq L \leq 73000$
ytablero	1462 mm	$N_b \geq 4$
yviga	628.4556704 mm	
eg	833.5443296 mm	$4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$
A	508906.65 mm ²	
I	1.08581E+11 mm ⁴	
Kg	5.46843E+11 mm ⁴	

Donde:

Etablero	Módulo de elasticidad del tablero
Eviga	Módulo de elasticidad de la viga
n	relación modular entre la viga y el tablero
ytablero	Centroide del tablero
yviga	Centroide de la viga
eg	Excentricidad de centroide entre el tablero y la viga
A	Área de la sección
I	Inercia de la viga
Kg	Inercia de la sección compuesta
g	Factor de distribución

$$g = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{L * t_s^3}\right)^{0.1}$$

g = 0.382
Factor de cortante para viga interior

$$g = 0.36 + \frac{S}{7600}$$

$$g = 0.57$$

Dos carriles cargados

Factor de momento para viga interior

$$g = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{L * t_s^3}\right)^{0.1}$$

$$g = 0.521$$

Factor de cortante para viga interior

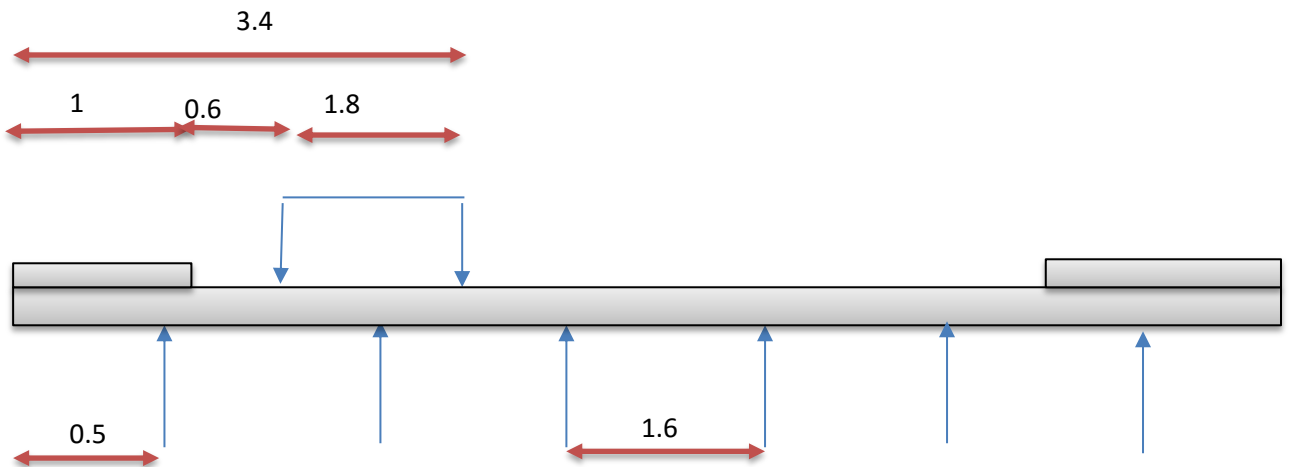
$$g = 0.2 + \frac{S}{3600}$$

$$g = 0.641$$

Un carril cargado

Factor de momento para viga exterior

a) Ley de momentos



Se calculará la reacción en el apoyo extremo izquierdo considerando que las demás vigas trabajan como articulación

$$R = \frac{(1.6 - 1.1) P}{1.6} \frac{1}{2}$$

R 0.15625P
g 0.1563

Como el factor se calculó a partir de la ley de momentos se agregará el factor de presencia múltiple

m 1.2
g 0.1875

b) Considerando que hay diafragmas rígidos

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext} \sum_1^{N_L} e}{\sum_1^{N_b} x^2}$$

NL 1
Nb 6
e 2 m
xext 4 m
X1 4 m
X2 2.4 m
X3 0.8 m

$N_L =$ Número de carriles de diseño

$N_b =$ Número de vigas

$e =$ Distancia entre el eje del camión y el centroide de las vigas

$x_{ext} =$ Distancia entre la viga exterior y el centroide de las vigas

$x_i =$ Distancia entre la viga i y el centroide de las vigas

R= 0.345P
g 0.345

Agregando el factor de presencia múltiple

g 0.345
m 1.2
g 0.414

Factor de cortante para viga exterior

a) Ley de momentos
g = 0.188

b) Considerando que hay diafragmas rígidos
g = 0.414

Dos carriles cargados

Factor de momento para viga exterior

a) Fórmula

$$g = e * g_{int}$$

$$e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$$

g _{int}	0.521	
d _e	100	mm
e	0.806	
g	0.419	

El valor d_e corresponde a la distancia del eje central de la viga exterior a la cara interior de la guarnición

b) Considerando diafragma rígido

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext} \sum_1^{N_L} e}{\sum_1^{N_b} x^2}$$

N _L	2
N _b	6
e ₁	2 m
e ₂	1 m
x _{ext}	4 m
X ₁	4 m
X ₂	2.4 m
X ₃	0.8 m

R=	0.423P
g	0.423

Agregando el factor de presencia múltiple para dos carriles cargados

R=	0.423
g	0.423

Factor de cortante para viga exterior

a) Formula

$$g = e * g_{int}$$

$$e = 0.6 + \frac{d_e}{3000}$$

g _{int}	0.641179138
d _e	100
e	0.633333333
g	0.4061

b) Considerando diafragmas rígidos

g	0.423
---	-------

Tomando los valores máximos para cada factor tenemos la siguiente tabla

		Un carril	Dos carriles
<i>Viga Interior</i>	Momento	0.382	0.521
	Cortante	0.571	0.641
<i>Viga Exterior</i>	Momento	0.414	0.423
	Cortante	0.414	0.423

4.2.3. Estados límites

Resumiendo los resultados del método de los factores de distribución se calculará el estado límite de resistencia

Las solicitaciones máximas son producido por un camión T3-S2-R4 a una distancia de 13.63 m para el momento máximo y en el apoyo para el cortante máximo

$$M_{\max} = 315.48 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$V_{\max} = 44.3 \text{ t}$$

Factor de impacto = 33%

Viga Interior

Coeficiente	Un carril	Dos o más carriles	Carga viva más impacto
Momento	0.382	0.521	218.423
Cortante	0.571	0.641	37.778

Viga Exterior

Coeficiente	Un carril	Dos o más carriles	Carga viva más impacto
Momento	0.414	0.423	177.325
Cortante	0.414	0.423	24.900

Por lo que las vigas más esforzadas son las interiores

Viga Interior

Mcv+i	218.42	t*m
Vcv+i	37.78	t

Para la carga muerta se calculará uniformemente de acuerdo a la porción de losa que le corresponde

DATOS:

LONG VIGA	2800	cm
ANCHO DE LOSA	160	cm
ESPESOR DE LOSA	18	cm
ANCHO DE PAVIMENTO	160	cm
ESPESOR DE PAVIMENTO	10	cm

MATERIALES

Concreto	Losa	250	kg/cm ²
Concreto	Trabe	350	kg/cm ²
Acero de rfzo	fy	4200	kg/cm ²

Consideraremos dos secciones para la viga, una en sección simple que se usará para el análisis de la viga en la transferencia y una sección compuesta, donde se incluye la viga y la porción de losa correspondiente, para el análisis en servicio

SECCION	SIMPLE	COMPUESTA	
h	137.20	155.20	cm
AREA	5089.07	7523.11	cm2
INERCIA	10858070.27	22363803.14	cm4
Yc inf	62.85	89.81	cm
Yc sup	74.35	65.39	cm
S sup	146031.2431	342028.6939	cm3
S inf	172773.8452	249000.6149	cm3
S st	-----	471952.0635	cm3

CARGAS

PESO PROPIO	1.221
LOSA	0.691
PAVIMENTO	0.384
GUAR BARAN BANQ	0.500
Elementos mecánicos para la carga muerta	

Cortante

X/L	X	V pp	Vlosa	V pav	V gb	Vcm
0	0	17.099	9.677	5.376	7.000	39.152
0.05	1.4	15.389	8.709	4.838	6.300	35.237
0.1	2.8	13.679	7.741	4.301	5.600	31.322
0.15	4.2	11.969	6.774	3.763	4.900	27.406
0.2	5.6	10.260	5.806	3.226	4.200	23.491
0.25	7	8.550	4.838	2.688	3.500	19.576
0.3	8.4	6.840	3.871	2.150	2.800	15.661
0.35	9.8	5.130	2.903	1.613	2.100	11.746
0.4	11.2	3.420	1.935	1.075	1.400	7.830
0.45	12.6	1.710	0.968	0.538	0.700	3.915
0.5	13.63	0.452	0.256	0.142	0.185	1.035
0.55	15.4	-1.710	-0.968	-0.538	-0.700	-3.915
0.6	16.8	-3.420	-1.935	-1.075	-1.400	-7.830
0.65	18.2	-5.130	-2.903	-1.613	-2.100	-11.746
0.7	19.6	-6.840	-3.871	-2.150	-2.800	-15.661
0.75	21	-8.550	-4.838	-2.688	-3.500	-19.576
0.8	22.4	-10.260	-5.806	-3.226	-4.200	-23.491
0.85	23.8	-11.969	-6.774	-3.763	-4.900	-27.406
0.9	25.2	-13.679	-7.741	-4.301	-5.600	-31.322
0.95	26.6	-15.389	-8.709	-4.838	-6.300	-35.237
1	28	-17.099	-9.677	-5.376	-7.000	-39.152

Momentos

X/L	X	M pp	Mlosa	M pav	M gb	M cm
0	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.05	1.4	22.742	12.870	7.150	9.310	52.072
0.1	2.8	43.090	24.386	13.548	17.640	98.663
0.15	4.2	61.044	34.546	19.192	24.990	139.773
0.2	5.6	76.605	43.352	24.084	31.360	175.401
0.25	7	89.771	50.803	28.224	36.750	205.548
0.3	8.4	100.544	56.900	31.611	41.160	230.214
0.35	9.8	108.922	61.641	34.245	44.590	249.399
0.4	11.2	114.907	65.028	36.127	47.040	263.102
0.45	12.6	118.498	67.060	37.256	48.510	271.324
0.5	13.63	119.611	67.690	37.606	48.966	273.873
0.55	15.4	118.498	67.060	37.256	48.510	271.324
0.6	16.8	114.907	65.028	36.127	47.040	263.102
0.65	18.2	108.922	61.641	34.245	44.590	249.399
0.7	19.6	100.544	56.900	31.611	41.160	230.214
0.75	21	89.771	50.803	28.224	36.750	205.548
0.8	22.4	76.605	43.352	24.084	31.360	175.401
0.85	23.8	61.044	34.546	19.192	24.990	139.773
0.9	25.2	43.090	24.386	13.548	17.640	98.663
0.95	26.6	22.742	12.870	7.150	9.310	52.072
1	28	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

De acuerdo a las consideraciones de AASHTO para el análisis del caso de cargas de la RESISTENCIA I se usará el factor de 1.25 para carga muerta y de 1.75 para carga viva

X (m)	Vcm	Vcv+i	Vu
0	39.15	37.78	115.05
13.62948276	1.04	0.00	1.30
28	-39.15	-37.78	-115.05

X (m)	Vcm	Vcv+i	Vu
0	39.15	37.78	115.05
13.62948276	1.04	0.00	1.30
28	-39.15	-37.78	-115.05

Número de torones

Lecho	# torones	yi	# tor yi
1	12	5	60
2	12	10	120
3	12	15	180
4	2	20	40
Suma	38		400

Centroíde del preesfuerzo

$$y_g = 10.526$$

Peralte efectivo y excentricidad del preesfuerzo

$$d = 144.67 \text{ cm}$$

$$e = 52.32 \text{ cm}$$

A continuación se calcularán los esfuerzos en la parte inferior de la trabe, en la parte superior de la trabe y finalmente en la parte superior de la losa, los cuales servirán posteriormente comparar con los esfuerzos permisibles para el estado de transferencia y servicio

Esfuerzos en la fibra inferior

x/L	X	fi pp	fi losa	fi pav	fi gb	fi cv+i	fi Total
0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.05	1.4	-13.16	-7.45	-2.87	-3.74	0.00	-27.22
0.1	2.8	-24.94	-14.11	-5.44	-7.08	0.00	-51.58
0.15	4.2	-35.33	-20.00	-7.71	-10.04	0.00	-73.07
0.2	5.6	-44.34	-25.09	-9.67	-12.59	0.00	-91.70
0.25	7	-51.96	-29.40	-11.33	-14.76	0.00	-107.46
0.3	8.4	-58.19	-32.93	-12.70	-16.53	0.00	-120.35
0.35	9.8	-63.04	-35.68	-13.75	-17.91	0.00	-130.38
0.4	11.2	-66.51	-37.64	-14.51	-18.89	0.00	-137.55
0.45	12.6	-68.59	-38.81	-14.96	-19.48	0.00	-141.84
0.5	13.63	-69.23	-39.18	-15.10	-19.66	0.00	-143.18
0.55	15.4	-68.59	-38.81	-14.96	-19.48	0.00	-141.84
0.6	16.8	-66.51	-37.64	-14.51	-18.89	0.00	-137.55
0.65	18.2	-63.04	-35.68	-13.75	-17.91	0.00	-130.38
0.7	19.6	-58.19	-32.93	-12.70	-16.53	0.00	-120.35
0.75	21	-51.96	-29.40	-11.33	-14.76	0.00	-107.46
0.8	22.4	-44.34	-25.09	-9.67	-12.59	0.00	-91.70
0.85	23.8	-35.33	-20.00	-7.71	-10.04	0.00	-73.07
0.9	25.2	-24.94	-14.11	-5.44	-7.08	0.00	-51.58
0.95	26.6	-13.16	-7.45	-2.87	-3.74	0.00	-27.22
1	28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Esfuerzos en la fibra superior de la trabe

x/L	X	fst pp	fst losa	fst pav	fst gb	fst cv+i	fst Total
0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.05	1.4	15.57	8.81	1.52	1.97	0.00	27.87
0.1	2.8	29.51	16.70	2.87	3.74	0.00	52.81
0.15	4.2	41.80	23.66	4.07	5.30	0.00	74.82
0.2	5.6	52.46	29.69	5.10	6.64	0.00	93.89
0.25	7	61.47	34.79	5.98	7.79	0.00	110.03
0.3	8.4	68.85	38.96	6.70	8.72	0.00	123.23
0.35	9.8	74.59	42.21	7.26	9.45	0.00	133.50
0.4	11.2	78.69	44.53	7.65	9.97	0.00	140.84
0.45	12.6	81.15	45.92	7.89	10.28	0.00	145.24
0.5	13.63	81.91	46.35	7.97	10.38	0.00	146.60
0.55	15.4	81.15	45.92	7.89	10.28	0.00	145.24
0.6	16.8	78.69	44.53	7.65	9.97	0.00	140.84
0.65	18.2	74.59	42.21	7.26	9.45	0.00	133.50
0.7	19.6	68.85	38.96	6.70	8.72	0.00	123.23
0.75	21	61.47	34.79	5.98	7.79	0.00	110.03
0.8	22.4	52.46	29.69	5.10	6.64	0.00	93.89
0.85	23.8	41.80	23.66	4.07	5.30	0.00	74.82
0.9	25.2	29.51	16.70	2.87	3.74	0.00	52.81
0.95	26.6	15.57	8.81	1.52	1.97	0.00	27.87
1	28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Esfuerzos en la fibra superior de la losa

x/L	X	fs pp	fs losa	fs pav	fs gb	fs cv+i	fst Total
0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.05	1.4	0.00	0.00	2.09	2.72	15.22	20.04
0.1	2.8	0.00	0.00	3.96	5.16	28.85	37.96
0.15	4.2	0.00	0.00	5.61	7.31	40.87	53.78
0.2	5.6	0.00	0.00	7.04	9.17	51.28	67.49
0.25	7	0.00	0.00	8.25	10.74	60.10	79.09
0.3	8.4	0.00	0.00	9.24	12.03	67.31	88.58
0.35	9.8	0.00	0.00	10.01	13.04	72.92	95.97
0.4	11.2	0.00	0.00	10.56	13.75	76.92	101.24
0.45	12.6	0.00	0.00	10.89	14.18	79.33	104.40
0.5	13.63	0.00	0.00	10.99	14.32	80.07	105.38
0.55	15.4	0.00	0.00	10.89	14.18	79.33	104.40
0.6	16.8	0.00	0.00	10.56	13.75	76.92	101.24
0.65	18.2	0.00	0.00	10.01	13.04	72.92	95.97
0.7	19.6	0.00	0.00	9.24	12.03	67.31	88.58
0.75	21	0.00	0.00	8.25	10.74	60.10	79.09
0.8	22.4	0.00	0.00	7.04	9.17	51.28	67.49
0.85	23.8	0.00	0.00	5.61	7.31	40.87	53.78
0.9	25.2	0.00	0.00	3.96	5.16	28.85	37.96
0.95	26.6	0.00	0.00	2.09	2.72	15.22	20.04
1	28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Esfuerzos debido al preesfuerzo

X/L	X	# Torones	e (cm)	Pi (presf) kg	P/A	P*e/Ss	P*e/Si	fsup pres	finf pres
0	0	6	57.85	73359	14.42	-29.06	24.56	-14.65	38.98
0.05	1.4	6	57.85	73359	14.42	-29.06	24.56	-14.65	38.98
0.1	2.8	12	57.85	146718	28.83	-58.12	49.13	-29.29	77.96
0.15	4.2	20	55.85	244530	48.05	-93.52	79.05	-45.47	127.10
0.2	5.6	26	54.77	317889	62.47	-119.23	100.77	-56.76	163.24
0.25	7	30	53.85	366795	72.08	-135.26	114.32	-63.18	186.40
0.3	8.4	34	53.14	415701	81.69	-151.27	127.86	-69.59	209.54
0.35	9.8	38	52.32	464607	91.30	-166.46	140.69	-75.16	231.99
0.4	11.2	38	52.32	464607	91.30	-166.46	140.69	-75.16	231.99
0.45	12.6	38	52.32	464607	91.30	-166.46	140.69	-75.16	231.99
0.5	13.63	38	52.32	464607	91.30	-166.46	140.69	-75.16	231.99
0.55	15.4	38	52.32	464607	91.30	-166.46	140.69	-75.16	231.99
0.6	16.8	38	52.32	464607	91.30	-166.46	140.69	-75.16	231.99
0.65	18.2	38	52.32	464607	91.30	-166.46	140.69	-75.16	231.99
0.7	19.6	34	53.14	415701	81.69	-151.27	127.86	-69.59	209.54
0.75	21	30	53.85	366795	72.08	-135.26	114.32	-63.18	186.40
0.8	22.4	26	54.77	317889	62.47	-119.23	100.77	-56.76	163.24
0.85	23.8	20	55.85	244530	48.05	-93.52	79.05	-45.47	127.10
0.9	25.2	12	57.85	146718	28.83	-58.12	49.13	-29.29	77.96
0.95	26.6	6	57.85	73359	14.42	-29.06	24.56	-14.65	38.98
1	28	6	57.85	73359	14.42	-29.06	24.56	-14.65	38.98

Revisión en transferencia

Se propone que el preesfuerzo empiece a trabajar cuando el concreto se encuentre a un 85% del $f'c$

Fibra superior de trabe kg/cm^2				$1.6f'c^{0.5}$		$0.6f'c$	
X/L	X	fpps	fs pfzo	ftotal sup	ft permi	fc permisible	Tensión
0	0	0.00	-14.65	-14.65	-27.62	178.8003	Cumple
0.05	1.4	15.57	-14.65	0.93	-27.62	178.8003	Cumple
0.1	2.8	29.51	-29.29	0.22	-27.62	178.8003	Cumple
0.15	4.2	41.80	-45.47	-3.67	-27.62	178.8003	Cumple
0.2	5.6	52.46	-56.76	-4.30	-27.62	178.8003	Cumple
0.25	7	61.47	-63.18	-1.71	-27.62	178.8003	Cumple
0.3	8.4	68.85	-69.59	-0.74	-27.62	178.8003	Cumple
0.35	9.8	74.59	-75.16	-0.57	-27.62	178.8003	Cumple
0.4	11.2	78.69	-75.16	3.52	-27.62	178.8003	Cumple
0.45	12.6	81.15	-75.16	5.98	-27.62	178.8003	Cumple
0.5	13.63	81.91	-75.16	6.75	-27.62	178.8003	Cumple
0.55	15.4	81.15	-75.16	5.98	-27.62	178.8003	Cumple
0.6	16.8	78.69	-75.16	3.52	-27.62	178.8003	Cumple
0.65	18.2	74.59	-75.16	-0.57	-27.62	178.8003	Cumple
0.7	19.6	68.85	-69.59	-0.74	-27.62	178.8003	Cumple
0.75	21	61.47	-63.18	-1.71	-27.62	178.8003	Cumple
0.8	22.4	52.46	-56.76	-4.30	-27.62	178.8003	Cumple
0.85	23.8	41.80	-45.47	-3.67	-27.62	178.8003	Cumple
0.9	25.2	29.51	-29.29	0.22	-27.62	178.8003	Cumple
0.95	26.6	15.57	-14.65	0.93	-27.62	178.8003	Cumple
1	28	0.00	-14.65	-14.65	-27.62	178.8003	Cumple

Fibra inferior de trabe		kg/cm2			Tensión	Compresión	
X/L	X	fpps	fs pfzo	ftotal inf	ft permi	fc permisible	Compresión
0	0	0.00	38.98	38.98	-27.62	178.8003	Cumple
0.05	1.4	-13.16	38.978	25.81	-27.62	178.8003	Cumple
0.1	2.8	-24.94	77.956	53.02	-27.62	178.8003	Cumple
0.15	4.2	-35.33	127.096	91.76	-27.62	178.8003	Cumple
0.2	5.6	-44.34	163.237	118.90	-27.62	178.8003	Cumple
0.25	7	-51.96	186.397	134.44	-27.62	178.8003	Cumple
0.3	8.4	-58.19	209.542	151.35	-27.62	178.8003	Cumple
0.35	9.8	-63.04	231.987	168.94	-27.62	178.8003	Cumple
0.4	11.2	-66.51	231.987	165.48	-27.62	178.8003	Cumple
0.45	12.6	-68.59	231.987	163.40	-27.62	178.8003	Cumple
0.5	13.63	-69.23	231.987	162.76	-27.62	178.8003	Cumple
0.55	15.4	-68.59	231.987	163.40	-27.62	178.8003	Cumple
0.6	16.8	-66.51	231.987	165.48	-27.62	178.8003	Cumple
0.65	18.2	-63.04	231.987	168.94	-27.62	178.8003	Cumple
0.7	19.6	-58.19	209.542	151.35	-27.62	178.8003	Cumple
0.75	21	-51.96	186.397	134.44	-27.62	178.8003	Cumple
0.8	22.4	-44.34	163.237	118.90	-27.62	178.8003	Cumple
0.85	23.8	-35.33	127.096	91.76	-27.62	178.8003	Cumple
0.9	25.2	-24.94	77.956	53.02	-27.62	178.8003	Cumple
0.95	26.6	-13.16	38.978	25.81	-27.62	178.8003	Cumple
1	28	0.00	38.978	38.98	-27.62	178.8003	Cumple

Esfuerzos en Servicio

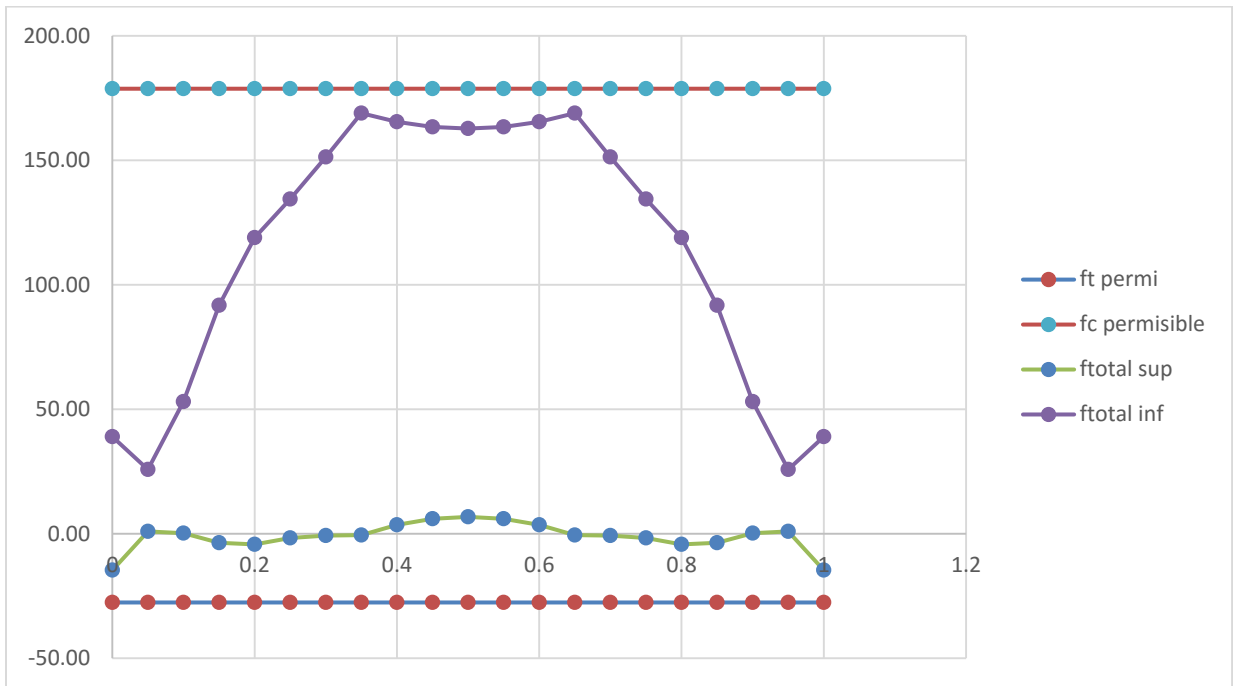
Esfuerzos en la fibra superior

X/L	X	FSUP TOTAL	fs pzdo	fs t	ft perm	fc perm	compresión
0	0	0.00	-11.717	-11.72	-14.97	140	Cumple
0.05	1.4	27.87	-11.717	16.16	-29.93	140	Cumple
0.1	2.8	52.81	-23.434	29.38	-29.93	140	Cumple
0.15	4.2	74.82	-36.377	38.44	-29.93	140	Cumple
0.2	5.6	93.89	-45.409	48.48	-29.93	140	Cumple
0.25	7	110.03	-50.546	59.48	-29.93	140	Cumple
0.3	8.4	123.23	-55.669	67.56	-29.93	140	Cumple
0.35	9.8	133.50	-60.129	73.37	-29.93	140	Cumple
0.4	11.2	140.84	-60.129	80.71	-29.93	140	Cumple
0.45	12.6	145.24	-60.129	85.11	-29.93	140	Cumple
0.5	13.63	146.60	-60.129	86.48	-29.93	140	Cumple
0.55	15.4	145.24	-60.129	85.11	-29.93	140	Cumple
0.6	16.8	140.84	-60.129	80.71	-29.93	140	Cumple
0.65	18.2	133.50	-60.129	73.37	-29.93	140	Cumple
0.7	19.6	123.23	-55.669	67.56	-29.93	140	Cumple
0.75	21	110.03	-50.546	59.48	-29.93	140	Cumple
0.8	22.4	93.89	-45.409	48.48	-29.93	140	Cumple
0.85	23.8	74.82	-36.377	38.44	-29.93	140	Cumple
0.9	25.2	52.81	-23.434	29.38	-29.93	140	Cumple
0.95	26.6	27.87	-11.717	16.16	-29.93	140	Cumple
1	28	0.00	-11.717	-11.72	-14.97	140	Cumple

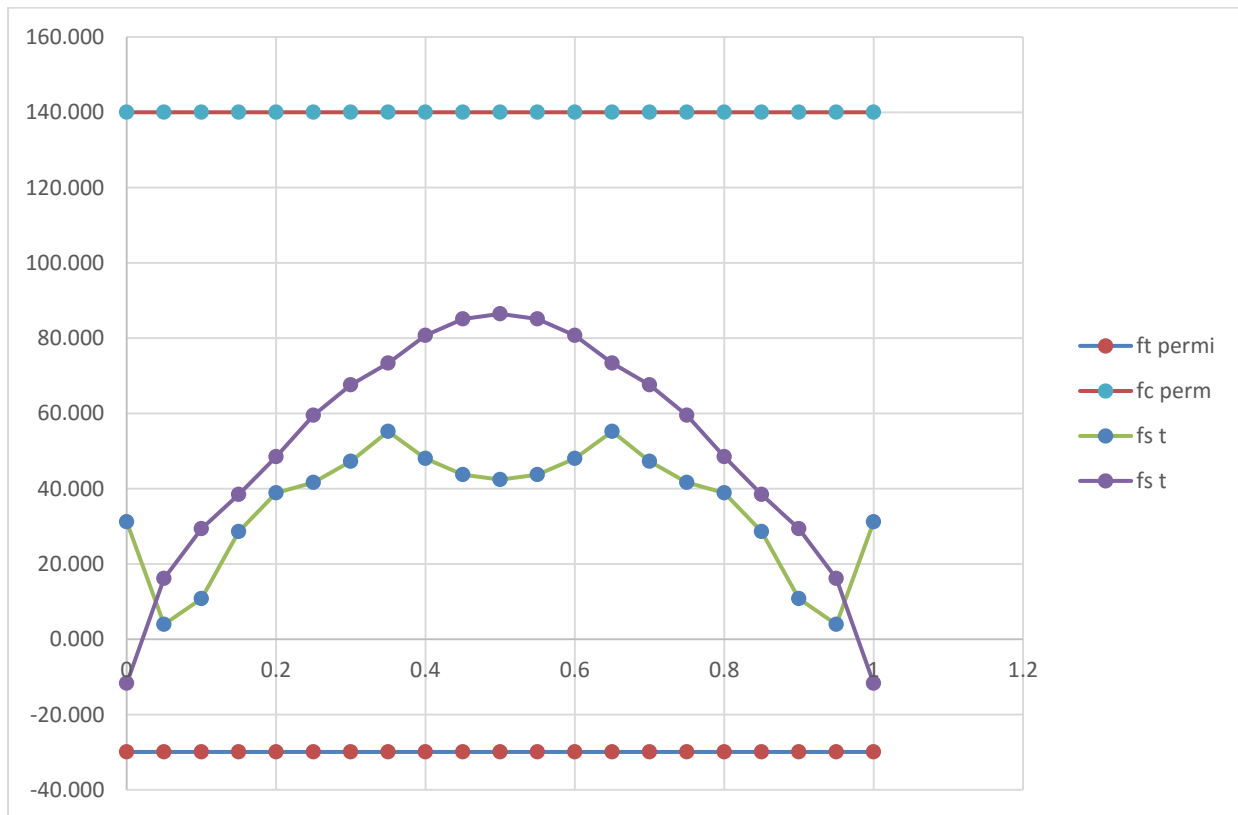
Se consideraron unas pérdidas de preesfuerzo del 20% por lo que el preesfuerzo efectivo es de 9880 kg/cm² comparado con su esfuerzo inicial de 12350 kg/cm² se tiene un 80% del preesfuerzo inicial

Esfuerzos en la fibra inferior de la trabe

X/L	X	FSUP TOTAL	fs pzdo	fs t	ft perm	fc perm	Compresión
0	0	0.00	31.18229721	31.18	-29.933	210	Cumple
0.05	1.4	-27.22	31.18229721	3.96	-29.933	210	Cumple
0.1	2.8	-51.58	62.36459443	10.79	-29.933	210	Cumple
0.15	4.2	-73.07	101.6764813	28.61	-29.933	210	Cumple
0.2	5.6	-91.70	130.5897401	38.89	-29.933	210	Cumple
0.25	7	-107.46	149.1179578	41.66	-29.933	210	Cumple
0.3	8.4	-120.35	167.6337208	47.28	-29.933	210	Cumple
0.35	9.8	-130.38	185.5896714	55.21	-29.933	210	Cumple
0.4	11.2	-137.55	185.5896714	48.04	-29.933	210	Cumple
0.45	12.6	-141.84	185.5896714	43.75	-29.933	210	Cumple
0.5	13.63	-143.18	185.5896714	42.41	-29.933	210	Cumple
0.55	15.4	-141.84	185.5896714	43.75	-29.933	210	Cumple
0.6	16.8	-137.55	185.5896714	48.04	-29.933	210	Cumple
0.65	18.2	-130.38	185.5896714	55.21	-29.933	210	Cumple
0.7	19.6	-120.35	167.6337208	47.28	-29.933	210	Cumple
0.75	21	-107.46	149.1179578	41.66	-29.933	210	Cumple
0.8	22.4	-91.70	130.5897401	38.89	-29.933	210	Cumple
0.85	23.8	-73.07	101.6764813	28.61	-29.933	210	Cumple
0.9	25.2	-51.58	62.36459443	10.79	-29.933	210	Cumple
0.95	26.6	-27.22	31.18229721	3.96	-29.933	210	Cumple
1	28	0.00	31.18229721	31.18	-29.933	210	Cumple



Grafica 4.1 Esfuerzos en transferencia



Grafica 4.2 Esfuerzos en servicio

Revisando la resistencia del elemento

Deformación inicial del preesfuerzo

$$\epsilon_i = 0.0050$$

Se calculará el elemento como una sección T dado que en un análisis iterativo el eje neutro se localiza por debajo de la losa

$$a = 21.67912582 \text{ cm}$$

$$c = 25.5048539 \text{ cm}$$

Lecho	# torones	y_i	ϵ	ϵ_i	$\epsilon \text{ Total}$	f	T (kg)	$T \cdot y_i$
1	12	5	0.0147	0.0050	0.0197	19000	225720	1128600
2	12	10	0.0141	0.0050	0.0191	19000	225720	2257200
3	12	15	0.0135	0.0050	0.0185	19000	225720	3385800
4	2	20	0.0129	0.0050	0.0179	19000	37620	752400
Acero de	2	5	0.0147			4200	10640.85706	53204.2853

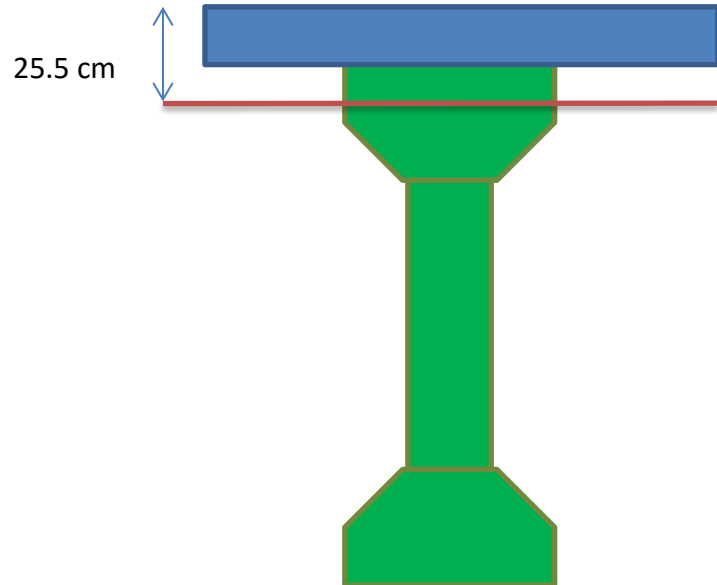
$$T = 725420.8571 \text{ kg}$$

$$C = 725420.8571 \text{ kg}$$

$$Y_g = 10.45 \text{ cm}$$

$$d = 144.75 \text{ cm}$$

$$M_r = 874.3038094 \text{ Tm}$$



X (m)	MR	Mu	
0	164.93	0.00	OK
13.62948276	874.30	724.58	OK
28	164.93	0.00	OK

Diseño por cortante

Vcrmin	$.53*\phi*f'c^{1/2}$	8.428	t
Vs aprox	$2.1*\phi*f'c^{1/2}$	33.39	t

Estribos #	4	
d	1.27	cm
a	1.27	cm ²
# ramas	2	
fy	4200.00	kg/cm ²

X (m)	Vu (t)	d (cm)	b (cm) alma	Vu/bd	VC	Vs	S teórica	S Real
0	115.05	124.16	20.3	45.65	8.4281	37.22	11.97	10
13.63	1.30	124.16	20.3	0.51	8.4281			
28	-115.05	124.16	20.3	45.65	8.4281	37.22	11.97	10

4.2.4. Análisis de resultados

Dado que las vigas AASHTO tienen acero de preesfuerzo tienen que revisarse los esfuerzos durante la transferencia y durante el servicio y compararlos con los esfuerzos permisibles, de compresión para que no exista aplastamiento y para tensión para que no se empiecen a presentar grietas que afecten el funcionamiento de la viga, lo cual se puede observar tanto en la gráfica 5.1 como en la gráfica 5.2 que los esfuerzos se encuentran dentro del rango permisible.

En lo que respecta a momento flexionante podemos resaltar que la viga trabaja a un 83% de su resistencia, por lo que no hay problemas por flexión mientras que para el cortante será necesario por lo menos usar estribos del número 4 a con separación de 10 cm en los extremos, que es la zona crítica.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES

La carga viva al ser una acción demasiado variable, no sólo en su magnitud sino en su posición tanto transversal como longitudinalmente, puede llegar a producir distintos efectos en la superestructura del puente, por lo que al utilizar el método de los factores de distribución se puede obtener la fracción máxima de momento y cortante, producida por la carga vehicular, para cada una de las vigas que soporta el puente.

Al aplicar éste método y analizar los resultados podemos observar que para ambos puentes la vigas trabajan alrededor de un 80% de su resistencia, lo cual es permisible y significa que las vigas trabajarán sin inconvenientes, no obstante, se tendrá que hacer un análisis más profundo para las demás combinaciones de carga donde se incluyan las acciones de sismo o de viento que probablemente puedan regir el diseño de los elementos.

Por lo anterior se puede concluir que el método de los factores de distribución puede ser una herramienta muy útil dada su practicidad y sencillez de utilizar, y podría usarse dicho método para el diseño de puentes o utilizarlo de una manera más secundaria como para realizar un análisis preliminar de manera rápida y a continuación realizar un análisis más refinado, con los software de diseño que se utilizan en la actualidad, y poder estar sensibilizado a los resultados que se deben obtener

BIBLIOGRAFÍA

Ignacio Enrique Hernández Quinto, “Normatividad Nacional de Cargas vivas en Puentes”, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural

American Association of State Highway and Transportation Officials, “AASHTO LRFD 2012 Bridge Design Specifications” Washington, DC, 2012

Publicación técnica No. 398 del IMT “Análisis de efectos longitudinales y transversales en puentes debido a cargas vivas vehiculares”, Sandandila, Qro, 2014

AHMSA, “Manual de diseño para la construcción con acero”, 2013

Ing. Arturo Rodríguez Serquén, “Puentes con AASHTO-LRFD 2010”, Perú, 2012

Jesús Flores Sánchez, Tesis “Conservación de puentes carreteros”, Universidad Nacional Autónoma de México,

Enrique Seminario Manrique, “Guía para el diseño de puentes con vigas y losas”, Universidad de Piura, Perú 2004

Cristian Andrés Ochoa Espinoza, Tesis “Diseño de superestructuras de puentes de hormigón armado. Comparación entre diseño según norma AASHTO STANDARD (Método ASD) y norma AASHTO LRFD”, Universidad Austral de Chile, Chile 2008

Ing. Ronald Cesar Gómez Johnson, Tesis “Comparación entre las filosofías de diseño por esfuerzos admisibles, factores de carga y factores de carga y resistencia en el diseño de superestructuras de puentes vehiculares bajo la acción de cargas gravitacionales”, Universidad Nacional Autónoma de México, 2008