



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

EVALUACIÓN DE LAS VIGAS T DE LA SUPERESTRUCTURA DEL
PUENTE DE 15 M DE LONGITUD SOBRE LA QUEBRADA PALENQUE.

APONTE CHAVEZ CRISTHIAN DAMIAN
INGENIERO CIVIL

MACHALA
2019



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

EVALUACIÓN DE LAS VIGAS T DE LA SUPERESTRUCTURA DEL
PUENTE DE 15 M DE LONGITUD SOBRE LA QUEBRADA
PALENQUE.

APONTE CHAVEZ CRISTHIAN DAMIAN
INGENIERO CIVIL

MACHALA
2019



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

EXAMEN COMPLEXIVO

EVALUACIÓN DE LAS VIGAS T DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE DE 15 M DE LONGITUD SOBRE LA QUEBRADA PALENQUE.

APONTE CHAVEZ CRISTHIAN DAMIAN
INGENIERO CIVIL

ORDÓÑEZ FERNANDEZ JOSÉ LUIS

MACHALA, 21 DE AGOSTO DE 2019


MACHALA
21 de agosto de 2019

Nota de aceptación:

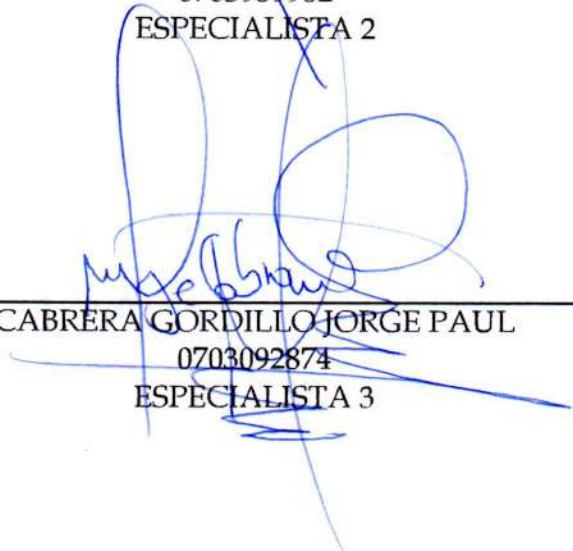
Quienes suscriben, en nuestra condición de evaluadores del trabajo de titulación denominado EVALUACIÓN DE LAS VIGAS T DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE DE 15 M DE LONGITUD SOBRE LA QUEBRADA PALENQUE., hacemos constar que luego de haber revisado el manuscrito del precitado trabajo, consideramos que reúne las condiciones académicas para continuar con la fase de evaluación correspondiente.



ORDÓÑEZ FERNÁNDEZ JOSÉ LUIS
0703830646
TUTOR - ESPECIALISTA 1



CARRION ROMERO LEYDEN OSWALDO
0703989962
ESPECIALISTA 2



CABRERA GORDILLO JORGE PAUL
0703092874
ESPECIALISTA 3

Fecha de impresión: miércoles 21 de agosto de 2019 - 07:00

Urkund Analysis Result

Analysed Document: C. APONTE.docx (D54805246)
Submitted: 8/13/2019 11:16:00 PM
Submitted By: jlordonez@utmachala.edu.ec
Significance: 10 %

Sources included in the report:

Ayrton Ortiz Abad.docx (D54805236)
TORRES AUCAY ALBA GABRIELA.pdf (D29747188)
Mejia Manzanares Shirley Xiomara.pdf (D29708777)
http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S2007-30112015000100004

Instances where selected sources appear:

10

CLÁUSULA DE CESIÓN DE DERECHO DE PUBLICACIÓN EN EL REPOSITORIO DIGITAL INSTITUCIONAL

El que suscribe, APONTE CHAVEZ CRISTHIAN DAMIAN, en calidad de autor del siguiente trabajo escrito titulado EVALUACIÓN DE LAS VIGAS <i>T</i> DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE DE 15 M DE LONGITUD SOBRE LA QUEBRADA PALENQUE., otorga a la Universidad Técnica de Machala, de forma gratuita y no exclusiva, los derechos de reproducción, distribución y comunicación pública de la obra, que constituye un trabajo de autoría propia, sobre la cual tiene potestad para otorgar los derechos contenidos en esta licencia.

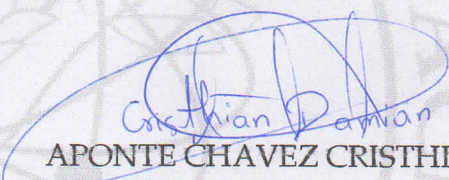
El autor declara que el contenido que se publicará es de carácter académico y se enmarca en las disposiciones definidas por la Universidad Técnica de Machala.

Se autoriza a transformar la obra, únicamente cuando sea necesario, y a realizar las adaptaciones pertinentes para permitir su preservación, distribución y publicación en el Repositorio Digital Institucional de la Universidad Técnica de Machala.

El autor como garante de la autoría de la obra y en relación a la misma, declara que la universidad se encuentra libre de todo tipo de responsabilidad sobre el contenido de la obra y que asume la responsabilidad frente a cualquier reclamo o demanda por parte de terceros de manera exclusiva.

Aceptando esta licencia, se cede a la Universidad Técnica de Machala el derecho exclusivo de archivar, reproducir, convertir, comunicar y/o distribuir la obra mundialmente en formato electrónico y digital a través de su Repositorio Digital Institucional, siempre y cuando no se lo haga para obtener beneficio económico.

Machala, 21 de agosto de 2019


APONTE CHAVEZ CRISTHIAN DAMIAN
0705226306

RESUMEN

El presente trabajo tiene por objeto evaluar las vigas T del puente de 15 m de longitud sobre la quebrada Palenque, en la vía Palenque del cantón Pasaje, en la provincia de El Oro; realizando un cálculo estructural detallado de las vigas tanto interior como exterior del puente.

Para el diseño estructural de las vigas T se ha seguido la normativa AASHTO, que se reconoce en el País como la reglamentación idónea para este tipo de estructuras.

Se tomaron en consideración dos tipos de cargas: las cargas permanentes las cuales engloban el peso de toda la estructura, acabados y el peso del asfalto, mientras que las cargas vivas corresponden a la sobrecarga vehicular de diseño HL-93, que es una combinación entre el camión o tándem de diseño y carga de carril de diseño.

Una vez obtenidas las cargas se pueden establecer los esfuerzos de cortantes y de momentos, en el caso de cargas vehiculares serán incrementadas incluyendo el factor de ampliación dinámica, luego se puede establecer la cantidad de acero necesaria para las sollicitaciones de momento, cortante y temperatura.

La normativa AASHTO establece las combinaciones de resistencia que se deben analizar, así como también los factores de mayoración que se consideran para cada una de dichas cargas. Es por eso que se emplean las combinaciones de resistencia I, con las mismas que se obtendrán los valores de diseño para momento y esfuerzos cortantes en las vigas.

Palabras clave: Vigas, Puente, Evaluación, Cargas, Hormigón, Acero.

ABSTRACT

The purpose of this work is to evaluate the T-beams of the 15 m long bridge on the Palenque parish, on the Palenque road in the canton Pasaje, in the province of El Oro; performing a detailed structural calculation of the beams both the inside and outside of the bridge.

For the structural design of the T-beams, AASHTO the rule has been followed, which is recognized in the country as the ideal regulation for this type of structure.

Two types of loads were taken into consideration: the permanent loads which include the weight of the entire structure, finishes and the weight of asphalt, while live loads correspond to the vehicle overload of HL-93 design, which is a combination between design truck or tandem and design lane loading.

Once the loads are obtained, the shear and moment efforts can be established, in the case of vehicle loads they will be increased including the dynamic expansion factor, then the amount of steel necessary for the moment, shear and temperature solicitations can be established.

The AASHTO normative establishes the combinations of resistance to be analyse, as well as the majoring factors that are considered for each of these loads. That is why the resistance I combinations are used, with the same that the design values for moment and shear stresses in the beams will be obtained.

Keywords: Beams, Bridge, Evaluation, Loads, Concrete, Steel.

ÍNDICE

RESUMEN	1
ABSTRACT	2
ÍNDICE	3
1 INTRODUCCIÓN	4
2 DESARROLLO.....	5
2.1 OBJETIVOS	5
2.1.1 OBJETIVO GENERAL	5
2.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	5
2.2 GENERALIDADES	5
2.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	6
2.4 EVALUACIÓN DE LAS VIGAS T DEL PUENTE	6
2.4.1 CARGAS PERMANENTES	7
2.4.2 CARGAS VIVAS	7
2.4.3 PORCENTAJE DE DISTRIBUCIÓN DE CARGA PARA MOMENTO FLEXIONANTE.....	8
2.4.4 PORCENTAJE DE DISTRIBUCIÓN DE CARGA PARA CORTANTE ...	10
2.4.5 MOMENTO FLECTOR EN VIGAS PRINCIPALES.....	10
2.4.6 ESFUERZO CORTANTE EN VIGAS PRINCIPALES.....	11
3 CONCLUSIONES.....	13
4 RECOMENDACIONES	13
BIBLIOGRAFÍA	14
ANEXOS.....	16
PROBLEMA.....	16
PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS.....	17
DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL INTERIOR.....	17
MOMENTOS DE DEFLEXIÓN POR CARGAS (VIGA INTERIOR).....	17
CÁLCULO DEL ACERO PRINCIPAL	21
ARMADURA DE CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA EN CARAS LATERALES	24
DISEÑO POR CORTE (VIGA INTERIOR)	24
DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL EXTERIOR	27
MOMENTOS DE DEFLEXIÓN POR CARGAS (VIGA INTERIOR).....	27
CÁLCULO DEL ACERO PRINCIPAL.....	29
DISEÑO POR CORTE (VIGA EXTERIOR)	31

1 INTRODUCCIÓN

Este trabajo cuenta con un cálculo estructural de las vigas T de hormigón armado interiores y exteriores de un puente de 15 m de longitud, en el cual se logra determinar los esfuerzos máximos que producen los distintos tipos de cargas que actúan de forma directa sobre las vigas.

Los esfuerzos producidos en las vigas están generados por las cargas permanentes y las transitorias; en las permanentes podemos encontrar el peso propio de los elementos estructurales y la carpeta de rodadura, mientras que en las transitorias son generadas por las cargas de los vehículos que transitan el puente y la carga de carril correspondiente para cada camión. En este caso utilizaremos el camión de diseño HL-93.

Los cálculos se los realizó mediante la normativa AASHTO (American Association of State Highway Officials) que se reconoce en el País como la reglamentación idónea para este tipo de estructuras. De donde se obtuvo los esfuerzos sobre las vigas, así como los factores de distribución de carga para las vigas, las combinaciones de carga para Resistencia I y Servicio III, la cuantía de acero, así como su distribución.

Algunas de las cargas que establecen las especificaciones AASHTO no son aplicables para esta clase de puentes. En cambio, otras, si bien se generan, no tienen mayor incidencia, o el diseño estructural realizado minimiza sus efectos, tales como: subpresión hidráulica, fuerzas de contracción, esfuerzos de montaje. Por tal motivo en el modelo de cálculo no se consideraron tales cargas.

Los cálculos mencionados se los puede encontrar en la sección de anexos, en los cuales se pueden verificar los procedimientos que se realizaron para las vigas interiores y exteriores del puente.

2 DESARROLLO

2.1 OBJETIVOS

2.1.1 OBJETIVO GENERAL

- Evaluar las vigas T de la superestructura del puente de 15 m de longitud sobre la quebrada Palenque, aplicando la normativa AASTHO para conocer su desempeño ante los momentos flectores y los esfuerzos cortantes en las vigas.

2.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar los momentos flectores y esfuerzos cortantes en las vigas producidas por las cargas permanentes y la sobrecarga vehicular de diseño HL-93.
- Determinar la cantidad de acero necesaria para soportar los momentos flectores y los esfuerzos cortantes en las vigas.
- Presentar un informe detallado de los cálculos realizados de las vigas T de la superestructura del puente de 15 m de longitud sobre la quebrada Palenque.

2.2 GENERALIDADES

Un puente es una estructura que se realiza sobre una depresión, el cual permite conectar eficazmente dos regiones, para así dar continuidad a una carretera [1]. Esta conexión es de gran importancia ya que permite el transporte y comercio entre las comunidades de manera mucho más rápidas y seguras [2].

Básicamente un puente está constituido por dos partes fundamentales que son: la superestructura conformada principalmente por la losa, vigas y capa de rodadura y la infraestructura conformada por pilares, estribos y cimientos [3].

Cabe recordar, que en Ecuador no existe una norma técnica actualizada para el diseño de puentes, es por ello que se ha recurrido a la norma americana AASHTO, en base a esta se propone el método AASHTO -LRFD 2017 para realizar la evaluación de las vigas T de puente existente en la vía a Palenque [4].

Los elementos estructurales de concreto reforzado son especialmente diseñados para soportar cargas externas que producen esfuerzos y deformaciones en el elemento [5]. A estas estructuras se les debe dar el mantenimiento necesario para evitar la corrosión debido a los efectos ambientales, para así evitar el deterioro de la estructura y que esta pueda cumplir con el periodo de vida útil para el cual fue diseñada [6].

2.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Para desarrollar el siguiente trabajo se tomará como ejemplo el puente que se encuentra construido en la vía Palenque del cantón Pasaje en la Provincia de El Oro. Este puente tiene como finalidad dar continuidad a la vía Palenque que conecta los sitios Palenque y Campo Real con la ciudad de Pasaje.

El puente está conformado por un carril en cada sentido y posee una luz de 15 m longitudinalmente y 11.20 m. transversalmente, posee 6 vigas separadas 1.65 m entre ellas, tiene una losa de 20 cm de espesor, se usa acero con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y un hormigón de $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$, el espesor de la carpeta asfáltica es de 7 cm, tres diafragmas, veredas y barandas a ambos lados del puente.

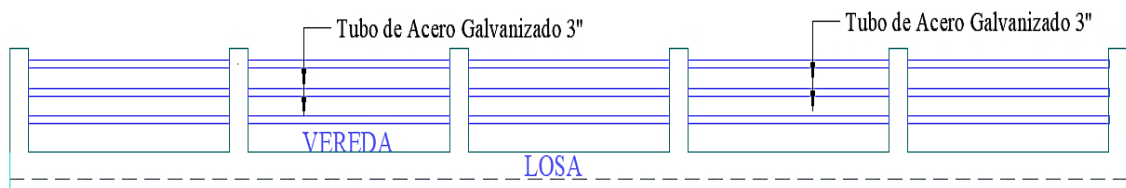


Fig 1. Sección longitudinal del puente

2.4 EVALUACIÓN DE LAS VIGAS T DEL PUENTE

El análisis realizado tiene como fin obtener la distribución de las cargas reales que actúan sobre las vigas principales [7]. Con estas cargas se pueden calcular los momentos flexionantes y los esfuerzos cortantes sobre las vigas interiores y exteriores producidos por el peso propio de la estructura y la carga vehicular de diseño HL-93 [8].

Para este diseño se propuso de 2 vigas principales exteriores y 4 vigas principales interiores conectadas por tres diafragmas, sus dimensiones son de 40 cm de ancho, con una altura de 110 cm y un espesor de losa de 20 cm, separadas entre si 165 cm.

2.4.1 CARGAS PERMANENTES

Son aquellas cargas que permanecen fijas durante la vida útil del puente, también denominadas cargas muertas, como por ejemplo el peso propio de la losa, vigas, aceras, barandas, diafragmas y carpeta asfáltica [9].

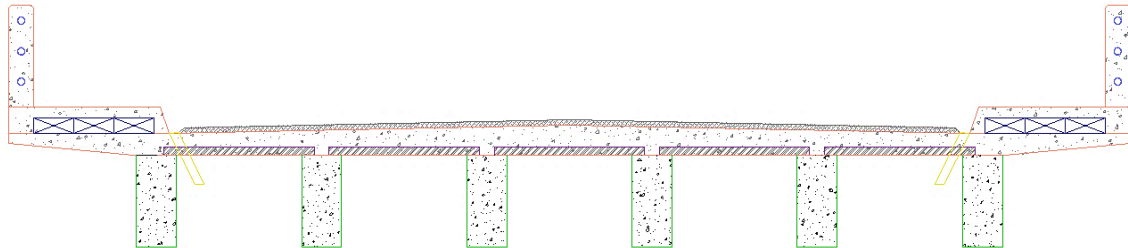


Fig 2. Sección transversal del puente

La carga producida por el peso de vigas, diafragma y losa para la viga interior fue de 2.29 T/m por, mientras que para la viga exterior las cargas producidas por los mismos elementos más la carga de barandas y veredas fueron de 3.32 T/m, por otro la carpeta asfáltica aportó 0.26 T/m en viga interior y 0.13 en viga exterior T/m.

2.4.2 CARGAS VIVAS

Son aquellas cargas producidas por el peso vehicular que transita sobre el puente, estas cargas están representadas como cargas verticales móviles, conocidas también como cargas transitorias, estas cargas deben ser consideradas acorde a la funcionalidad del puente [10].

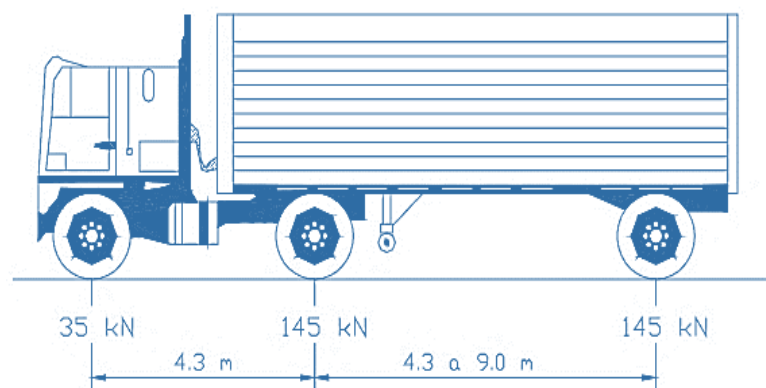


Fig 3. Camión de diseño HL-93

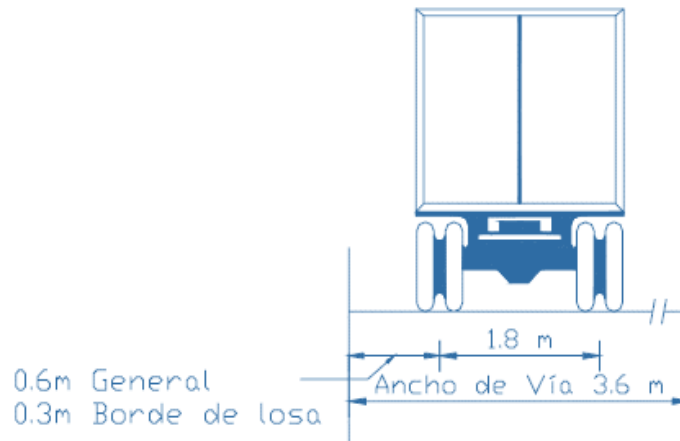


Fig 4. Tándem de diseño

El camión de diseño más la carga de carril produjeron un momento de 141.28 T-m para la viga interior, en la viga exterior se debe considerar la carga peatonal por lo cual el momento resultante fue de 182.79 T-m.

2.4.3 PORCENTAJE DE DISTRIBUCIÓN DE CARGA PARA MOMENTO FLEXIONANTE

Estos factores deben ser calculados para conocer el porcentaje de la carga viva que le aporta el camión de diseño a la misma.

Viga interior

Un carril cargado [3]

$$g = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} + \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} + \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1} \quad [11]$$

Dos carriles cargados [3]

$$g = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} + \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} + \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1} \quad [11]$$

El porcentaje de distribución de carga ganador resultó ser para el caso de dos carriles cargados con un valor de 0,538.

Viga exterior

Un carril cargado

Para conocer el porcentaje de distribución en las vigas exteriores se debe realizar una ley de momentos o conocida también como regla de la palanca y multiplicarlo por el factor de presencia múltiple 1.2.

Dos carriles cargados

Para conocer el porcentaje de distribución de carga se debe aplicar las siguientes fórmulas.

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

$$e = 0.77 + \frac{d_e}{2.8}$$

Donde d_e es la distancia desde el eje central de la viga exterior a la cara interior de la barrera. [3]

Para el caso de puentes de viga y losa con diafragmas rígidamente conectados.

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{\text{ext}} \Sigma e}{\Sigma X^2}$$

Donde:

R = reacción sobre la viga exterior en términos de carril.

NL = número de carriles cargados

Nb = número de vigas

e = excentricidad del camión de diseño o carga de carril respecto del centro de gravedad del conjunto de vigas

X_{ext} = distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas hasta la viga exterior

x = distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas hasta cada viga

Para un carril cargado se debe multiplicar por el factor de presencia múltiple 1,2. Para dos carriles cargados se debe multiplicar por el factor de presencia múltiple 1. [3]

El porcentaje ganador para este también fue para el caso correspondiente a dos carriles cargados con un valor de 0,424.

2.4.4 PORCENTAJE DE DISTRIBUCIÓN DE CARGA PARA CORTANTE

Viga interior

Un carril cargado

$$g = 0.36 + \left(\frac{S}{7.6}\right)$$

Dos carriles cargados

$$g = 0.2 + \left(\frac{S}{3.6}\right) - \left(\frac{S}{10.7}\right)^2$$

El porcentaje crítico fue para el caso B correspondiente a dos carriles cargados con un valor de 0,41.

Viga exterior

Se debe seguir el mismo proceso que en el porcentaje de distribución de carga para momento en viga externa. Dado esto el porcentaje ganador para este también fue para el caso correspondiente a dos carriles cargados con un valor de 0,424.

2.4.5 MOMENTO FLECTOR EN VIGAS PRINCIPALES

Los momentos flectores están dados por el peso propio de los elementos de la estructura, la carpeta asfáltica y el camión de diseño, en base a esto se tienen los momentos por resistencia I, servicio I y fatiga I.

Para el cálculo del acero del acero principal se debe tomar en cuenta el estado límite de resistencia I, que es una combinación básica de cargas que está directamente relacionada con el uso vehicular normal del puente [12].

CARGA	MOMENTO T-m	Y			n	U (T-m)		
		RESISTENCIA I	SERVICIO I	FATIGA I		RESISTENCIA I	SERVICIO I	FATIGA I
DC	48.94	1.25	1.00	0.00	1.00	205.22	132.30	57.04
DW	7.31	1.50	1.00	0.00				
LL+IM	76.05	1.75	1.00	0.75				

Tabla 1. Resumen de momentos positivos por cargas para viga interior.

Para satisfacer la demanda de este momento se emplean 6 varillas de 1 3/8", distribuidas de tal manera que tengan la capacidad de soportar un momento de 208.59 T-m. Con esto podremos obtener una relación entre demanda y capacidad de 98.39 %. Además, se debe emplear un acero de contracción y temperatura en cada cara lateral de 7/8".

CARGA	MOMENTO T-m	Y			n	U (T-m)		
		RESISTENCIA I	SERVICIO I	FATIGA I		RESISTENCIA I	SERVICIO I	FATIGA I
DC	79.59	1.25	1.00	0.00	1.00	240.51	160.70	58.09
DW	3.65	1.50	1.00	0.00				
LL+IM	77.45	1.75	1.00	0.75				

Tabla 2. Resumen de momentos positivos por cargas para viga exterior.

Para satisfacer la demanda de este momento se emplean 7 varillas de 1 3/8", distribuidas de tal manera que tengan la capacidad de soportar un momento de 244.18 T-m. Con esto podremos obtener una relación entre demanda y capacidad de 98.53 %. Además, se debe emplear un acero de contracción y temperatura en cada cara lateral de 7/8".

2.4.6 ESFUERZO CORTANTE EN VIGAS PRINCIPALES

Los esfuerzos cortantes están dados por el peso propio de los elementos de la estructura, la carpeta asfáltica y el camión de diseño, en base a esto se tienen los momentos por resistencia I, servicio I y fatiga I. Para el cálculo del cortante último actuante sobre la viga se debe tomar en cuenta el estado límite de resistencia I.

El cortante último actuante sobre la viga interior es de 45466 Kg, mientras que el cortante resistente de la viga reforzada con un acero de 1/2" con espaciamiento de 40 cm es de 53635 Kg.

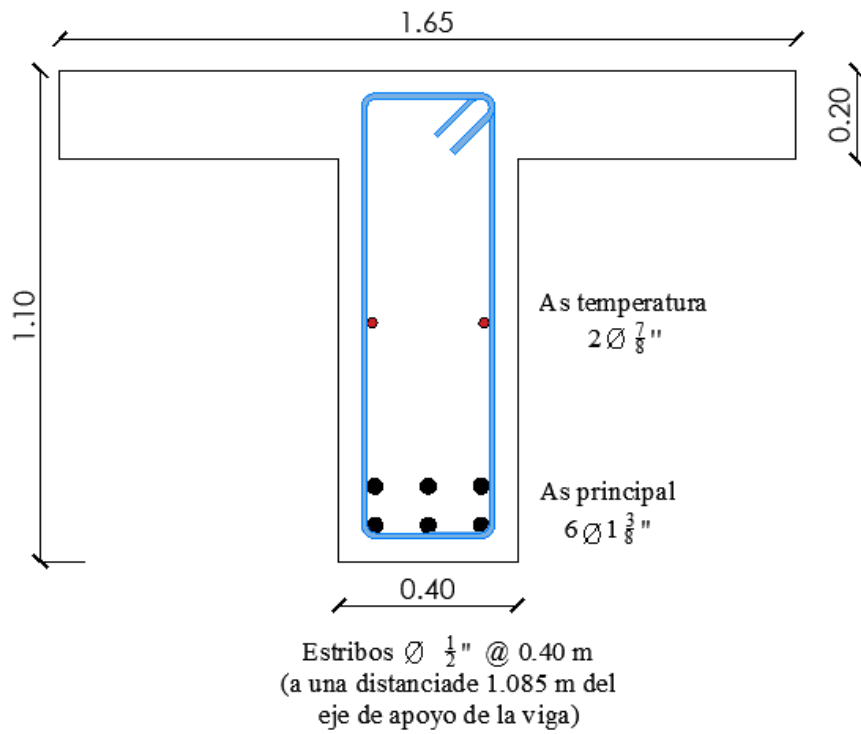


Fig 5. Diseño de viga interior

El cortante último actuante sobre la viga exterior es de 51245 Kg, mientras que el cortante resistente de la viga reforzada con un acero de 1/2" con espaciamiento de 30 cm es de 61506 Kg.

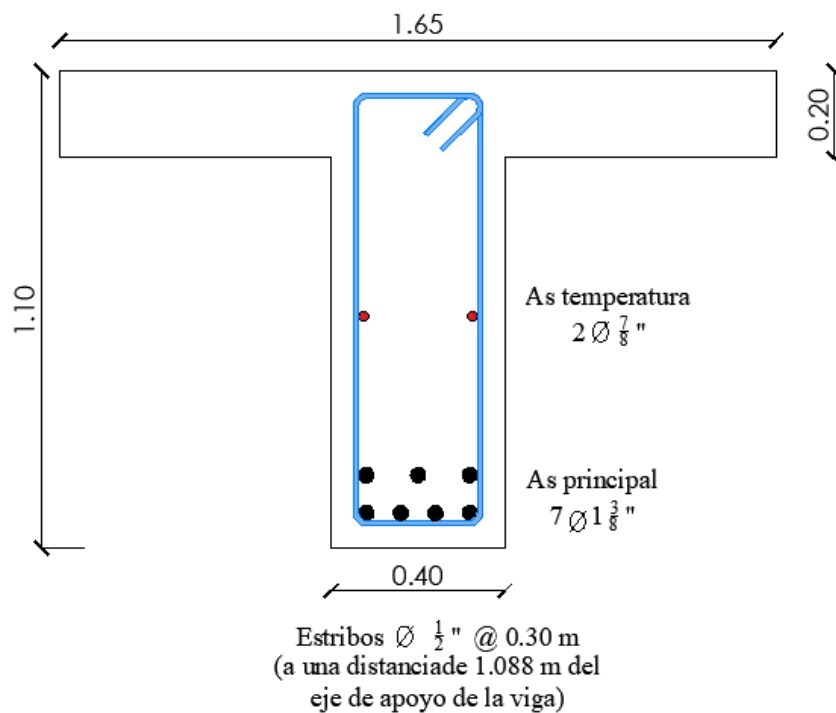


Fig 6. Diseño de viga exterior.

3 CONCLUSIONES

- Se determinó que los momentos flectores fueron de 205.22 T-m en las vigas interiores, mientras que en las vigas exteriores su valor fue de 235.87 T-m.
- Los esfuerzos cortantes en las vigas producidas por las cargas permanentes y la sobrecarga vehicular de diseño HL-93 ascendieron a 45466 Kg en vigas interiores fueron de 51245 Kg.
- Se elaboró el informe técnico presentando la configuración necesaria en geometría y armado de las vigas analizadas.

4 RECOMENDACIONES

- Estimar minuciosamente la distribución que se genera en los momentos de flexión y esfuerzos de corte para vigas interiores y exteriores según el tipo de tablero que dispone la superestructura del puente.
- Realizar el cálculo de deformación de las vigas interiores y exteriores para conocer si estas deformaciones están dentro de unos límites permisibles y que no se produzcan roturas.
- Analizar los distintos tipos de diafragmas para el arriostramiento lateral y el control de deformaciones de las vigas T.

BIBLIOGRAFÍA

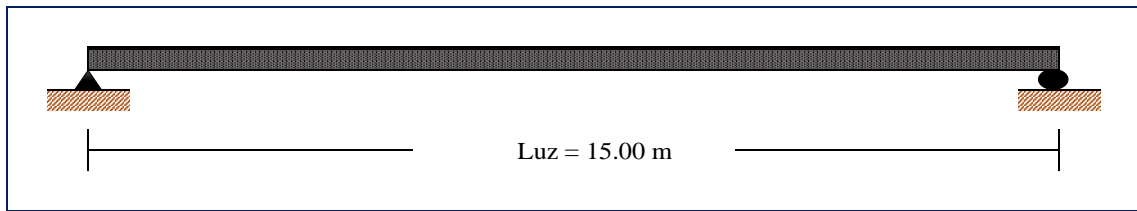
- [1] J. M. O. G. J. y. G. G. E. A. García Giraldo, «LA INFRAESTRUCTURA DE PUENTES EN LAS VÍAS SECUNDARIAS DEL DEPARTAMENTO DE ANTIOQUIA,» *Revista EIA*, vol. 11, n° 22, p. 14, 2014.
- [2] C. A. Ramírez-Alméciga, «Comparación entre el Programa de Evaluación de Puentes de “e-Bridge” en Costa Rica y el Sistema de Administración de Puentes en República Checa,» *Tecnología en Marcha*, vol. 29, n° 3, p. 7, 2016.
- [3] M. I. A. R. Serquén, Puentes con AASTHO-LRFD 2014 (7th Edition), Perú: Ediciones Prometeo Desencadenado, 2017.
- [4] . A. R. R. A. V. Á. Carlos G. Delgado Castro, «Propuesta de puente aplicando el método de diseño AASHTO LRFD para la ciudad de Manta,» *Dominio de las Ciencias*, vol. 4, n° 3, p. 23, 2018.
- [5] J. M. M.-R. P. L. V.-T. A. D.-H. J. R. G. C. A. Juárez, «COMPORTAMIENTO ANALÍTICO-EXPERIMENTAL A CORTANTE EN VIGAS DE CONCRETO FIBROREFORZADO,» *Concreto y Cemento. Investigación y Desarrollo*, vol. 6, n° 2, p. 17, 2015.
- [6] D. De León y J. C. Honorato, «TIEMPO ESTIMADO PARA MANTENIMIENTO DE UN PUENTE DE CONCRETO REFORZADO EXPUESTO A CORROSIÓN EN EL VALLE DE TOLUCA APLICANDO CRITERIOS PROBABILISTAS,» *Concreto y Cemento. Investigación y Desarrollo*, vol. 6, n° 2, p. 18, 2015.
- [7] K. Vargas-Padilla, «Un modelo simplificado para el análisis de datos de deformación de vigas, obtenidos de pruebas de carga en puentes,» *Tecnología en Marcha.*, vol. 1, n° Extra 1, p. 10, 2014.
- [8] S. A. C. C. G. Vanegas Herrera, «Estimación del índice de confiabilidad β de las vigas de un puente usando conteos de tráfico real (TPDS) mediante simulación,» *Tecnura*, vol. 18, n° 4, p. 12, 2014.
- [9] A. Pinto y R. Torres, «Incidencia de la norma AASHTO LRFD bridge design specifications en el análisis y diseño de tableros de puentes de concreto reforzado,» *Revista Ciencia e Ingeniería*, vol. 36, n° 3, p. 11, 2015.

- [10] D. C.-S. y. Y. V.-B. Eddy Fernández-Ochoa, «OBTENCIÓN DE UN MODELO DE CARGAS VIVAS A PARTIR DE ACCIONES REALES DE VEHÍCULOS SOBRE PUENTE DEL RÍO MAYARÍ, HOLGUÍN,» *Ciencia en su PC*, vol. 1, n° 1, p. 15, 2017.
- [11] A. A. o. S. H. a. T. Officials, AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, Washington, DC: AASHTO, 2014.
- [12] A. Viviescas Jaimes, L. Herrera Rey y S. Arenas Páez, «Determinación de la capacidad resistente de puentes viga-losa en concreto postensado mediante pruebas de vibración ambiental: Caso de estudio Puente El Ramo,» *INGE CUC*, vol. 13, n° 1, p. 11, 2017.

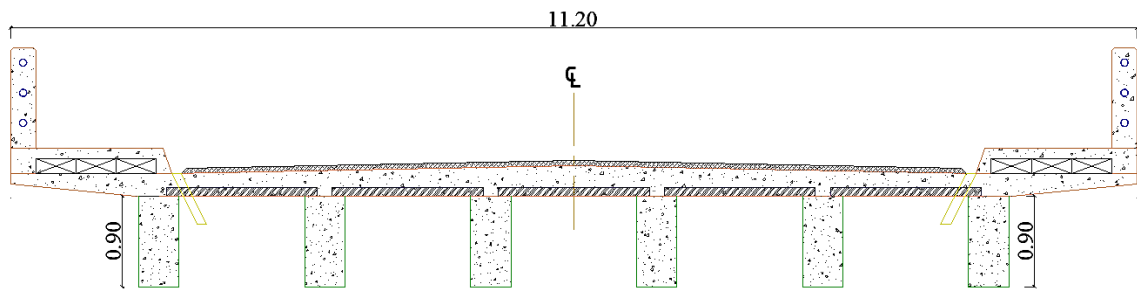
ANEXOS

PROBLEMA

Evaluar las vigas T el puente construido en la vía Palenque del cantón Pasaje en la Provincia de El Oro. El puente está conformado por dos carriles y posee una luz de 15 m longitudinalmente y 11.20 m transversalmente, posee 6 vigas separadas 1.65 m entre ellas, tiene una losa de 20 cm de espesor, se usa acero con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y un hormigón de $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$, el espesor de la carpeta asfáltica es de 7 cm, tres diafragmas.



Longitudinal



Transversal

LUZ DEL PUENTE:	15 m
Nº DE VIGAS:	6
Nº DE DIAFRAGMAS:	3
Nº DE CARRILES:	2
SEPARACIÓN- EJES DE VIGAS:	1.65 m
SEPARACIÓN-CARAS DE VIGAS	1.15
ANCHO DE CALZADA:	11.20 m
LONGITUD DE VOLADO:	1.275 m
ESPESOR DEL ASFALTO:	0.07 m
ESPESOR DE LOSA:	0.2 m
PESO E. DEL CONCRETO:	2.4 Tn/m^3
PESO E. DEL ASFALTO	2.25 Tn/m^3
F' _c CONCRETO	280 kg/cm^2
F _y DEL ACERO	4200 kg/cm^2

ANCHO DE BARRERA:	0.38 m
VEHICULO DE DISEÑO:	HL-93 m
ÁREA DE BARRERA:	0.2 m ²
BASE-VIGA DIAFRAGMA:	0.4 m
ALTURA-VIGA DIAFRAGMA:	0.7 m ²

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

ANCHO DE VIGAS LONGITUDINALES (Dada por la Asociación de Cemento Portland PCA)

$$\boxed{b = 0.0157 \sqrt{S L}} \quad \text{---->} \quad \begin{array}{l} S = 1.65 \text{ m} \\ L = 15.00 \text{ m} \\ b = 0.30 \text{ m} \end{array}$$

$$\rightarrow b_{\text{asumido}} = 0.40 \text{ m}$$

PERALTE MÍNIMO VIGAS T

$$\boxed{H = 0.070 L} \quad \text{---->} \quad H = 1.05 \text{ m}$$

$$\rightarrow H_{\text{asumido}} = 1.10 \text{ m}$$

ESPESOR DE LA LOSA EN VOLADO

$$\boxed{t_{\text{min}} = 200 \text{ mm}}$$

DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL INTERIOR

MOMENTOS DE FLEXIÓN POR CARGAS (VIGA INTERIOR)

CARGAS DISTRIBUIDAS

MOMENTO PARA LOSA

$$W_{\text{losa}} = 0.79 \text{ T/m}$$

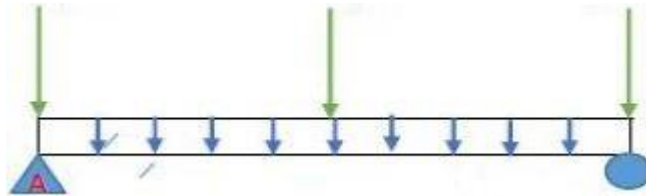
$$M_{\text{losa}} = 22.28 \text{ T-m}$$

MOMENTO PARA VIGA

$$W_{\text{viga}} = 0.864 \quad \text{T/m}$$

$$M_{\text{viga}} = 24.30 \quad \text{T-m}$$

CARGAS PUNTUALES



MOMENTO PARA DIAFRAGMA

$$\text{Diafragma} = 0.63 \quad \text{T/m}$$

$$M_{\text{diaf}} = 2.3625 \quad \text{T-m}$$

MOMENTO POR CARGA MUERTA (DC)

$$M_{\text{DC}} = 48.94 \quad \text{T-m}$$

MOMENTO PARA CARPETA AS 7 CM

$$W = 0.260 \quad \text{T/m}$$

MOMENTO DE CARGA POR SUPERFICIE DE RODADURA (DW)

$$M_{\text{DW}} = 7.31 \quad \text{T-m}$$

CARGA VIVA Y EFECTO DE CARGA DINÁMICA (LL+IM):

De la Tabla APÉNDICE II-B (Arturo Rodríguez Serquén), para vehículo HL-93, y con la consideración de carga dinámica en estado límite de resistencia:

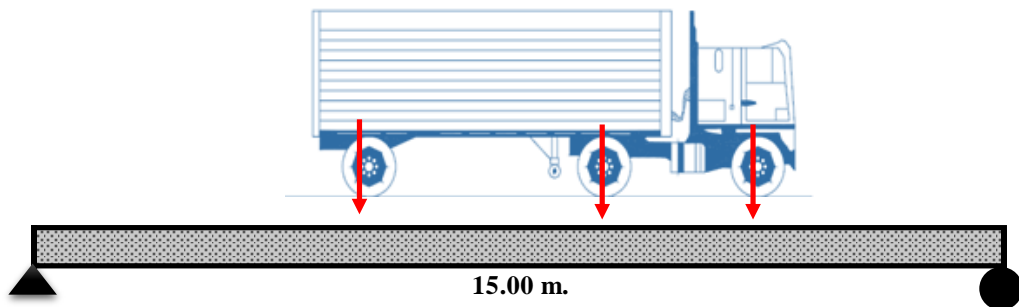
APÉNDICE II-B

MOMENTO y REACCIÓN MÁXIMOS POR CARGA HL-93 CON IM=0.33

MOMENTO (Tn-m)					REACCIÓN (Tn)				
LUZ	X (m)	CAMIÓN ó	S/C EQUIV	M(LL+IM)	LUZ	CAMIÓN	TANDEM	S/C EQUIV	V(LL+IM)
(m)	PUNTO DE MOM. MÁX.	(1)= TANDEM			(m)				
1	0.50	3.70	0.12	5.04	1	14.80	11.20	0.48	20.16
2	1.00	7.40	0.48	10.32	2	14.80	15.68	0.96	21.81
3	1.50	11.10	1.08	15.84	3	14.80	17.92	1.44	25.27
4	1.70	16.18 ⁽¹⁾	1.88	23.40	4	14.80	19.04	1.92	27.24
5	2.20	21.68 ⁽¹⁾	2.96	31.80	5	16.87	19.71	2.40	28.62
6	2.70	27.22 ⁽¹⁾	4.28	40.47	6	18.99	20.16	2.88	29.69
7	3.20	32.77 ⁽¹⁾	5.84	49.42	7	20.51	20.48	3.36	30.64
8	3.70	38.33 ⁽¹⁾	7.64	58.62	8	21.65	20.72	3.84	32.63
9	4.20	43.90 ⁽¹⁾	9.68	68.07	9	22.69	20.91	4.32	34.50
10	4.70	49.48 ⁽¹⁾	11.96	77.77	10	23.74	21.06	4.80	36.37
11	5.20	55.06 ⁽¹⁾	14.48	87.71	11	24.80	21.18	5.28	38.00
12	5.28	61.50	17.03	98.83	12	25.32	21.28	5.76	39.43
13	5.78	69.69	20.03	112.72	13	25.92	21.37	6.24	40.72
14	6.28	77.90	23.27	126.87	14	26.44	21.44	6.72	41.89
15	6.78	86.11	26.75	141.28	15	26.89	21.50	7.20	42.97
16	7.28	94.34	30.47	155.94	16	27.29	21.56	7.68	43.97
17	7.78	102.58	34.43	170.85	17	27.64	21.61	8.16	44.91
18	8.28	110.82	38.63	186.02	18	27.94	21.65	8.64	45.81
19	8.78	119.07	43.07	201.43	19	28.22	21.69	9.12	46.65
20	9.28	127.32	47.75	217.09	20	28.47	21.73	9.60	47.47
21	9.78	135.58	52.67	232.99	21	28.70	21.76	10.08	48.24
22	10.28	143.84	57.83	249.14	22	28.90	21.79	10.56	49.00
23	10.78	152.11	63.23	265.53	23	29.09	21.82	11.04	49.73
24	11.28	160.38	68.87	282.17	24	29.26	21.84	11.52	50.43
25	11.78	168.65	74.75	299.05	25	29.42	21.86	12.00	51.12

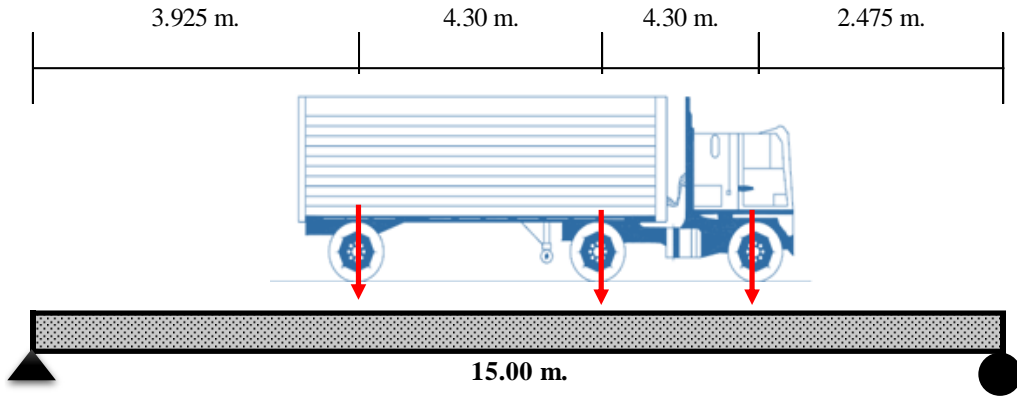
COMPROBACIÓN

CAMIÓN DE DISEÑO



L	C
4.3 m.	14.80 T
4.3 m.	14.80 T
4.3 m.	3.60 T

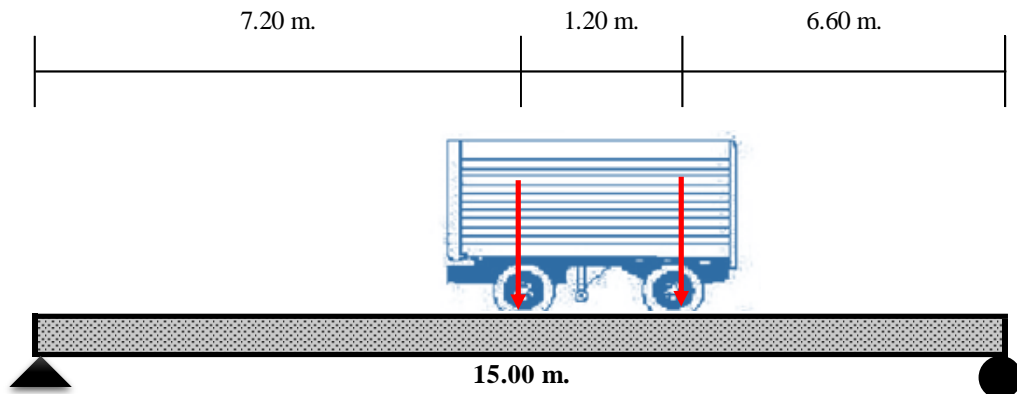
Re 33.20 T
Z 2.85 m



Ra= 18.21
Mmax= 86.10

Rb= 14.99

TÁNDEM DE DISEÑO

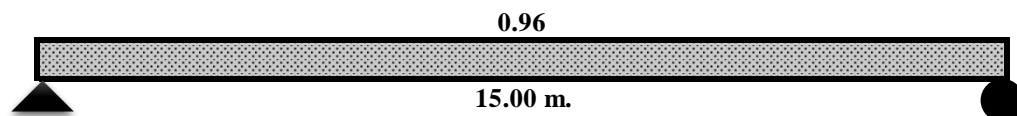


Ra= 10.75 T
Mmax= 80.64 T-m

Rb= 11.65 T

El camión de diseño genera mayor momento

CARGA DE CARRIL DE DISEÑO



Ra= 7.203 T
Mmax= 26.76 T-m

Rb= 7.203 T

CARGA VIVA MÁS 33% DE IMPACTO

$M_{LL+IM} = 141.28 \text{ T-m}$

% DE MOMENTO G QUE SE DISTRIBUYE A UNA VIGA INTERIOR

Espacio, logitud y Areas:

* S = 1,650.0 mm
 * L = 15,000 mm
 * Area_{viga} = 3.60E+05 mm²
 * I = 2.43E+10 mm⁴

Distancia entre centros:

* e_g = 0.55 m
 * eg = 55.00 cm

Resistencia del concreto:

* f_{c viga} = 280 kg/cm²
 * f_{c losa} = 280 kg/cm²

Modulo de elasticidad: 15100* (f_c^{1/2})

E_{viga} = 252,671 kg/cm²
 E_{losa} = 252,671 kg/cm²

*** CALCULAMOS Kg:**

Kg = n (I + Aeg²)

* K_g = 1.33E+11

1 CARRIL CARGADO	FD M _{VIGAS INTERIORES} =	0.415
2 CARRILES CARGADOS	FD M _{VIGAS INTERIORES} =	0.538

VALOR MÁXIMO ELEGIDO PARA MOMENTO POSITIVO	g _{VIGAS INTERIORES} =	0.538	T - m
	LL + IM =	76.05	

RESUMEN DE MOMENTOS POSITIVOS

CARGA	MOMENTO T-m	Y			n	U (T-m)		
		RESISTENCIA I	SERVICIO I	FATIGA I		RESISTENCIA I	SERVICIO I	FATIGA I
DC	48.94	1.25	1.00	0.00	1.00	205.22	132.30	57.04
DW	7.31	1.50	1.00	0.00				
LL+IM	76.05	1.75	1.00	0.75				

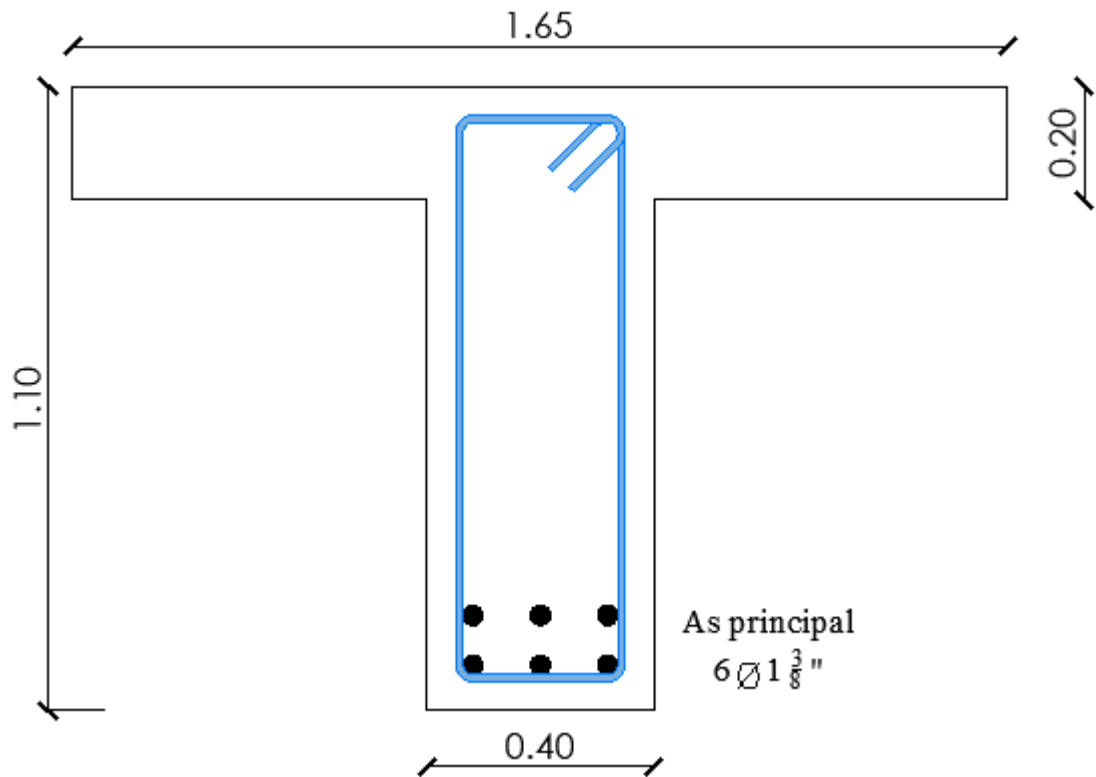
CÁLCULO DEL ACERO PRINCIPAL

c=ts a=βc

$$a = 0.17 \text{ m}$$

$$h = 110 \text{ cm}$$

Utilizando $A_s = 6 \phi 1 \frac{3}{8}$ " con la distribución mostrada, estribos $\frac{1}{2}$ " y recubrimiento $r = 5.0 \text{ cm}$ (2")



$$A_s = \frac{M_u}{0.9f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$c = 1.18 \frac{\rho f_y d}{0.85f'_c}$$

$$z = 12.4619 \text{ cm}$$

$$d = 97.5381 \text{ cm}$$

$$A_s = 60.98 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.00379$$

$$c = 7.7 \text{ cm}$$

Se diseñará como viga rectangular

$$A_s = 57.47 \text{ cm}^2$$

Requerido

$$a = 3.07 \text{ cm}$$

$$A_s = 57.48 \text{ cm}^2 \quad (\text{Con } A_s = 6 \phi 1 \frac{3}{8}'')$$

$$M_u = 205.22 \text{ T-m} \quad \text{Demanda}$$

$$M_u = 208.59 \text{ T-m} \quad \text{Capacidad}$$

$$R = \frac{D}{C} = 98.39\%$$

As máximo

Una sección no sobre reforzada cumple con: $c/d_e < 0.42$

$$c = 9.05 \text{ cm}$$

$$d_e = 97.5381 \text{ cm}$$

$$c/d_e = 0.09 \text{ ok}$$

As mínimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1.2M_{cr}$ y $1.33M_u$

$$a) 1.2M_{cr} = 1.2fr S = 134.30 \text{ T-m}$$

Siendo:

$$fr = 2.01 (f_c)^{1/4} = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = bh^2/6 = 332750.00 \text{ cm}^3$$

$$b) 1.33 M_u = 272.95 \text{ T-m}$$

El menor valor es 134.30 T-m y la cantidad de acero calculada (57.48 cm^2), resiste $M_u = 211.80 \text{ T-m} > 134.30 \text{ T-m}$ OK!

USAR 6 ϕ 1 3/8''

ARMADURA DE CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA EN CARAS LATERALES

En el alma de la viga

$$\begin{aligned} A_{\text{stemp}} &= 6.48 \text{ cm}^2 \\ A_{\text{stemp}} &= 3.24 \text{ cm}^2 \\ A_{\text{stemp}} &= 2 \phi 7/8" \end{aligned}$$

Usaremos por cara: 1 ϕ 7/8" (3.88cm²)

DISEÑO POR CORTE (VIGA INTERIOR)

Determinación del peralte efectivo por corte

$$\vartheta = 45^\circ$$

dv = peralte de corte efectivo

$$dv = 96.00 \text{ cm}$$

$$0.9d_e = 87.78 \text{ cm Ok}$$

$$0.72h = 79.20 \text{ cm}$$

La sección crítica por corte se ubica desde el eje del apoyo en:

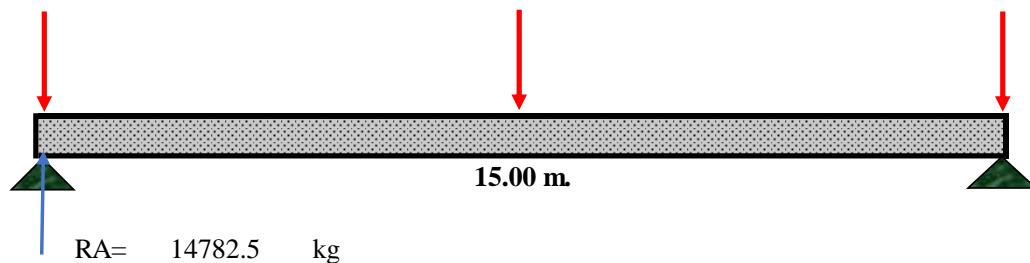
$$0.125 + 0.96 = 1.085 \text{ m}$$

A la distancia 1.085 m

Carga muerta (DC)

$$W_{DC} = 1656 \text{ kg/cm}$$

$$P_{\text{diaf}} = 630 \text{ kg}$$

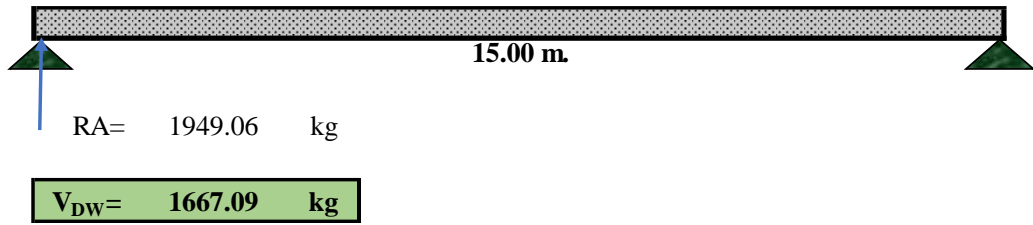


$$R_A = 14782.5 \text{ kg}$$

$$V_{DC} = 12355.72 \text{ kg}$$

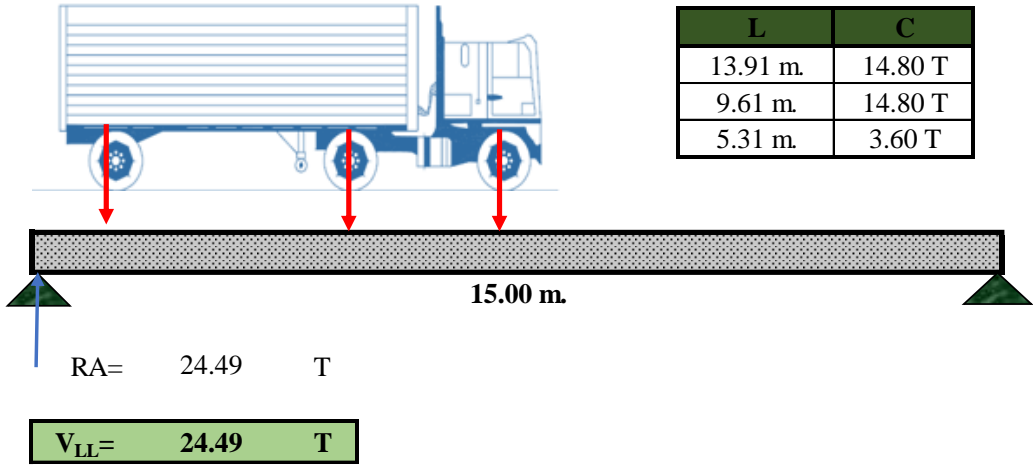
Superficie de rodadura (DW)

$$W_{DW} = 259.88 \text{ kg/cm}$$

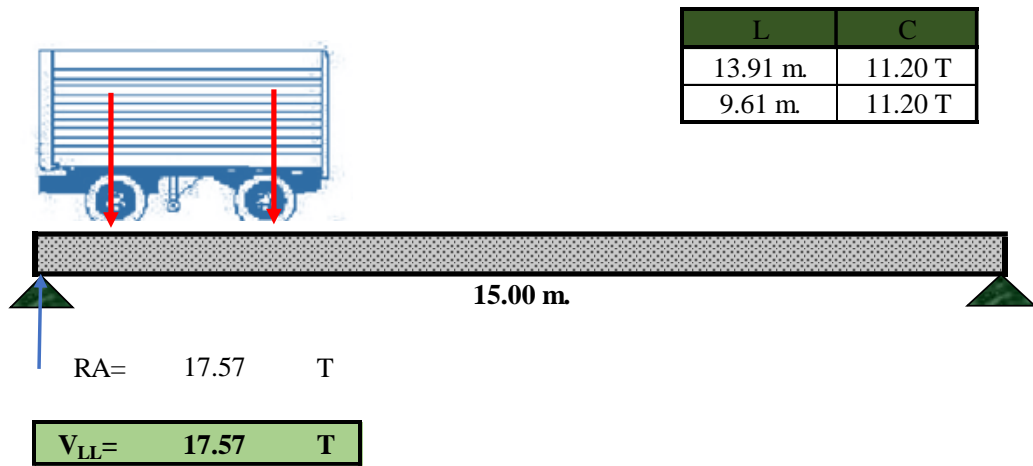


Carga viva (LL)

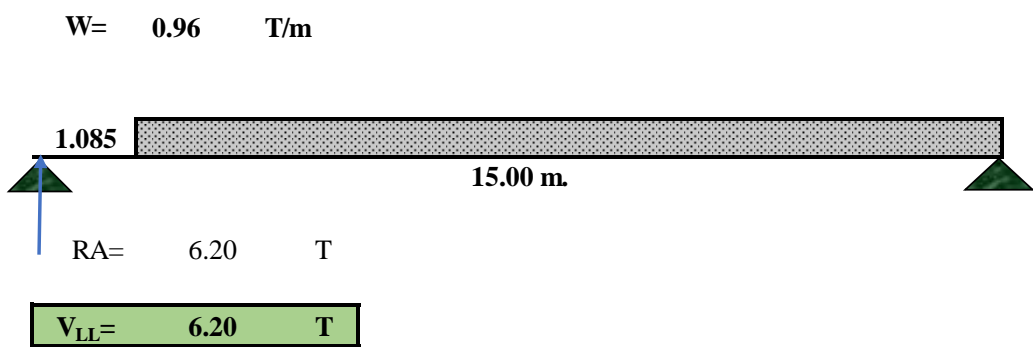
a) Camión de Diseño



b) Tandem



c) Carga de carril



$$V_{LL+IM} = 38.77 \text{ T}$$

Distribución en viga interior

Caso de un carril cargado:

$$g = 0.38$$

Caso de dos carriles cargados:

$$g = 0.41 \text{ (CRÍTICO)}$$

$$V_{LL+IM} = 15726.1 \text{ Kg}$$

Para el Diseño por Estado Límite de Resistencia I

$$V_{DC} = 12355.72 \text{ kg}$$

$$V_{DW} = 1667.09 \text{ kg}$$

$$V_u = 45466 \text{ Kg}$$

Cortante actuante

Cortante resistente : $V_r = \phi V_n$
 $\phi = 0.9$

siendo V_n el menor de:
$$\begin{cases} V_n = V_c + V_s + V_p \\ V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p \end{cases}$$

$V_c = 34056$	Kg	Cortante resistente concreto	
$V_s = 25538$	Kg	Se propone estribos $\emptyset 1/2''$ espaciados cada 40 cm.	$A_v = 2.53 \text{ cm}^2$
$V_p = 0$	Kg	Componente fuerza pretensado	

$$V_n = 59594.3 \text{ Kg}$$

$$V_n = 268804.0 \text{ Kg}$$

$$V_n = 59594.3 \text{ Kg}$$

$$V_r = 53635 \text{ Kg}$$

$$53635 > 45465.905 \text{ OK}$$

Refuerzo transversal mínimo

$$A_{v\text{mín}} = 0.645 < 2.53 \text{ Ok}$$

Espaciamiento máximo del refuerzo transversal

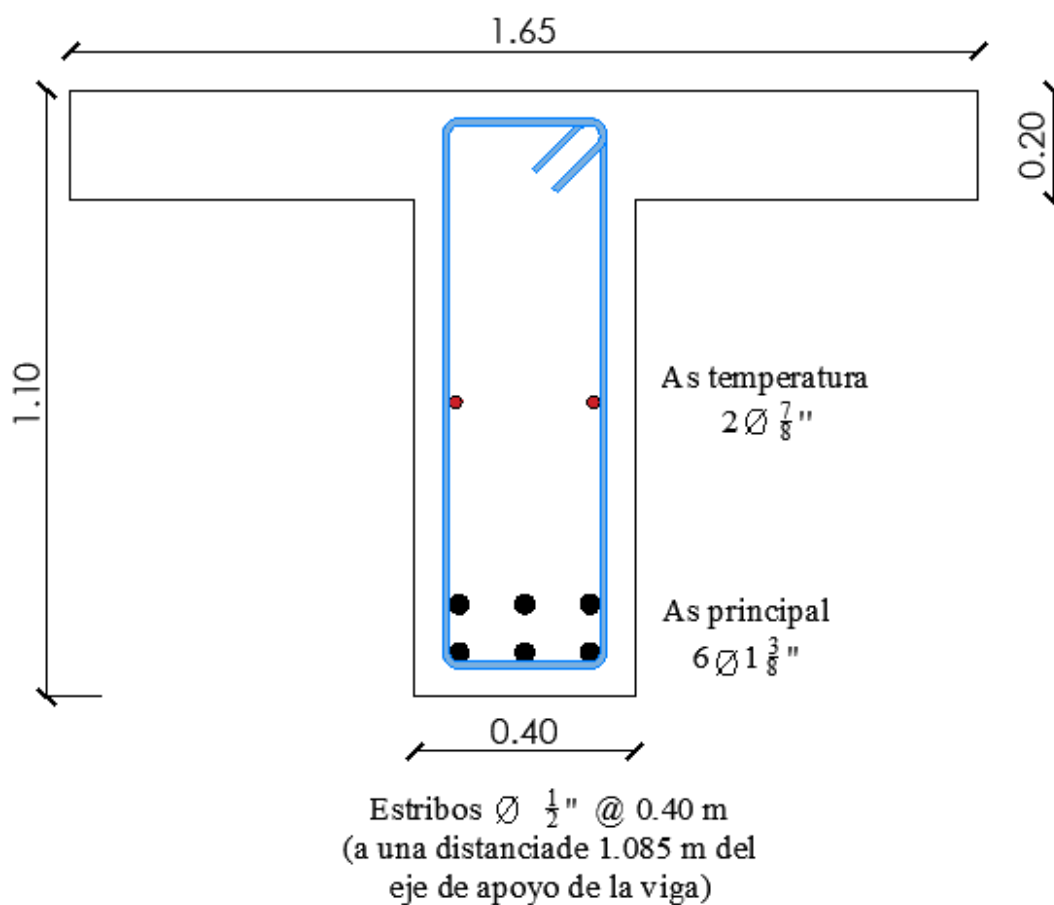
$$v_u = 13.155 \text{ Kg/cm}^2$$

$$0.125f_c = 35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$S_{\text{máx}} = 76.80 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = 60 \text{ cm}$$

$$s = 40 \text{ cm} < S_{\text{máx}} = 60 \text{ cm} \text{ Ok}$$



DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL EXTERIOR

MOMENTOS DE DEFLEXIÓN POR CARGAS (VIGA INTERIOR)

CARGAS DISTRIBUIDAS

MOMENTO PARA LOSA

$$W_{\text{losa}} = 0.79 \text{ T/m}$$

$$M_{\text{losa}} = 22.28 \text{ T-m}$$

MOMENTO PARA VIGA

$$W_{\text{viga}} = 0.864 \quad \text{T/m}$$

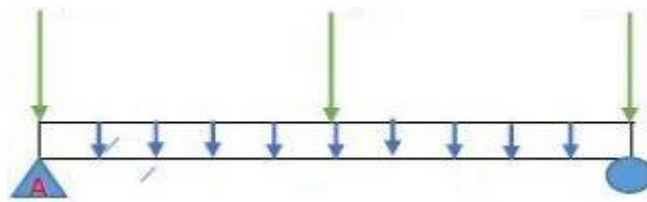
$$M_{\text{viga}} = 24.30 \quad \text{T-m}$$

MOMENTO PARA VEREDA Y BARRERA

$$W_{\text{barrera}} = 1.10 \quad \text{T/m}$$

$$M_{\text{barrera}} = 30.89 \quad \text{T-m}$$

CARGAS PUNTUALES



MOMENTO PARA DIAFRAGMA

$$\text{Diafragma} = 0.57 \quad \text{T/m}$$

$$M_{\text{diaf}} = 2.13 \quad \text{T-m}$$

MOMENTO POR CARGA MUERTA (DC)

$$M_{\text{DC}} = 79.59 \quad \text{T-m}$$

MOMENTO DE CARGA POR SUPERFICIE DE RODADURA (DW)

D MOMENTO PARA CARPETA AS 7 CM

$$W = 0.130 \quad \text{T/m}$$

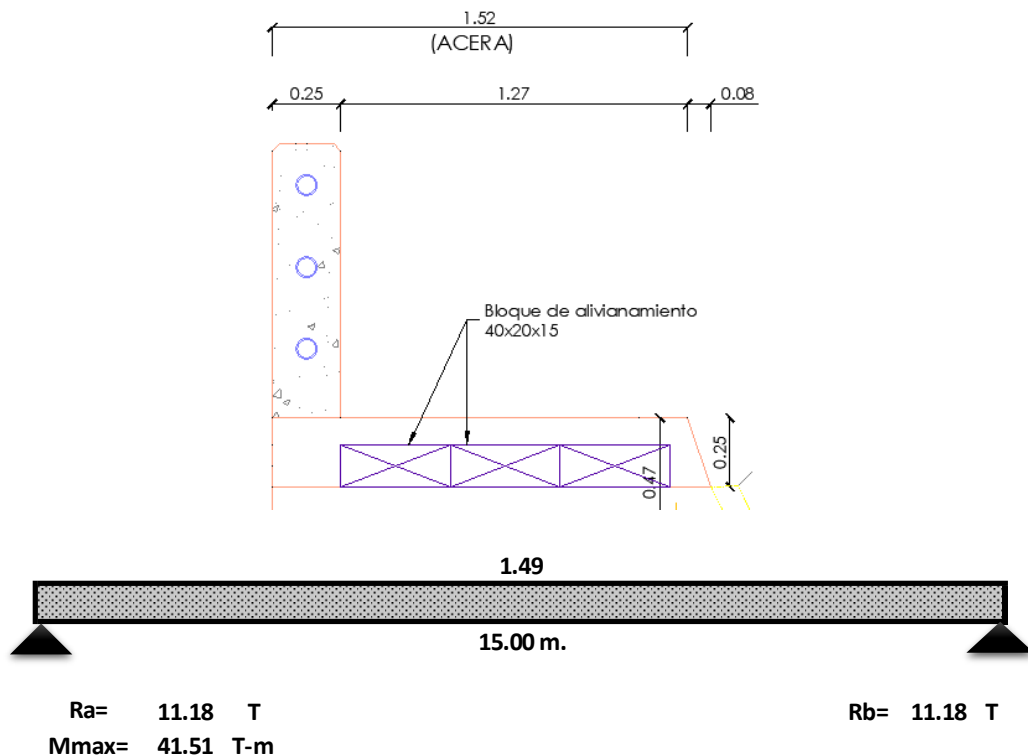
$$M = 3.65 \quad \text{T-m}$$

CARGA VIVA Y EFECTO DE CARGA DINÁMICA (LL+IM):

De la Tabla APÉNDICE II-B (Arturo Rodríguez Serquén), para vehículo HL-93, y con la consideración de carga dinámica en estado límite de resistencia:

$$M_{\text{LL+IM}} = 141.28 \quad \text{T-m}$$

Se deberá aplicar una carga peatonal de 367 kg/m^2 en todas las aceras de más de 0.60 m de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.



$M_{LL+IM} = 182.79 \text{ T-m}$

% DE MOMENTO G QUE SE DISTRIBUYE A UNA VIGA EXTERIOR

A	1 CARRIL CARGADO	0.364
B	2 O MÁS CARRILES CARGADOS	0.424
C	1 CARRIL CARGADO	0.345
	2 CARRILES CARGADOS	0.395

VALOR MÁXIMO ELEGIDO PARA MOMENTO POSITIVO	g VIGAS EXTERIORES =	0.424
	LL + IM =	77.45

RESUMEN DE MOMENTOS POSITIVOS

CARGA	MOMENTO T-m	Y			n	U (T-m)		
		RESISTENCIA I	SERVICIO I	FATIGA I		RESISTENCIA I	SERVICIO I	FATIGA I
DC	79.59	1.25	1.00	0.00	1.00	240.51	160.70	58.09
DW	3.65	1.50	1.00	0.00				
LL+IM	77.45	1.75	1.00	0.75				

CÁLCULO DEL ACERO PRINCIPAL

Utilizando $A_s = 7 \phi 1 \frac{3}{8}$ con la distribución mostrada, estribos $1/2$ y recubrimiento $r = 5.0 \text{ cm}$ (2")

$$\begin{aligned}
 z &= 11.90625 \text{ cm} \\
 d &= 98.09375 \text{ cm} \\
 A_s &= 71.01785 \text{ cm}^2 \\
 \rho &= 0.004388 \\
 c &= 8.96268 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Se diseñará como viga rectangular

$$\begin{aligned}
 A_s &= 67.34 \text{ cm}^2 && \text{Requerido Estimado} \\
 a &= 3.60 \text{ cm} \\
 A_s &= 67.06 \text{ cm}^2 && (\text{Con } A_s = 7 \phi 1 \text{ 3/8''}) \\
 M_u &= 240.51 \text{ T-m} && \text{Demanda} \\
 M_u &= 244.09 \text{ T-m} && \text{Capacidad} \\
 R &= \frac{D}{C} = 98.53\%
 \end{aligned}$$

As máximo

Una sección no sobre reforzada cumple con: $c/d_e < 0.42$

$$\begin{aligned}
 c &= 10.54 \text{ cm} \\
 d_e &= 98.0938 \text{ cm} \\
 c/d_e &= 0.11 \text{ ok}
 \end{aligned}$$

As mínimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1.2M_{cr}$ y $1.33M_u$

$$\text{a) } 1.2M_{cr} = 1.2f_r S = 134.30 \text{ T-m}$$

Siendo:

$$f_r = 2.01 (f_c)^{1/4} = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

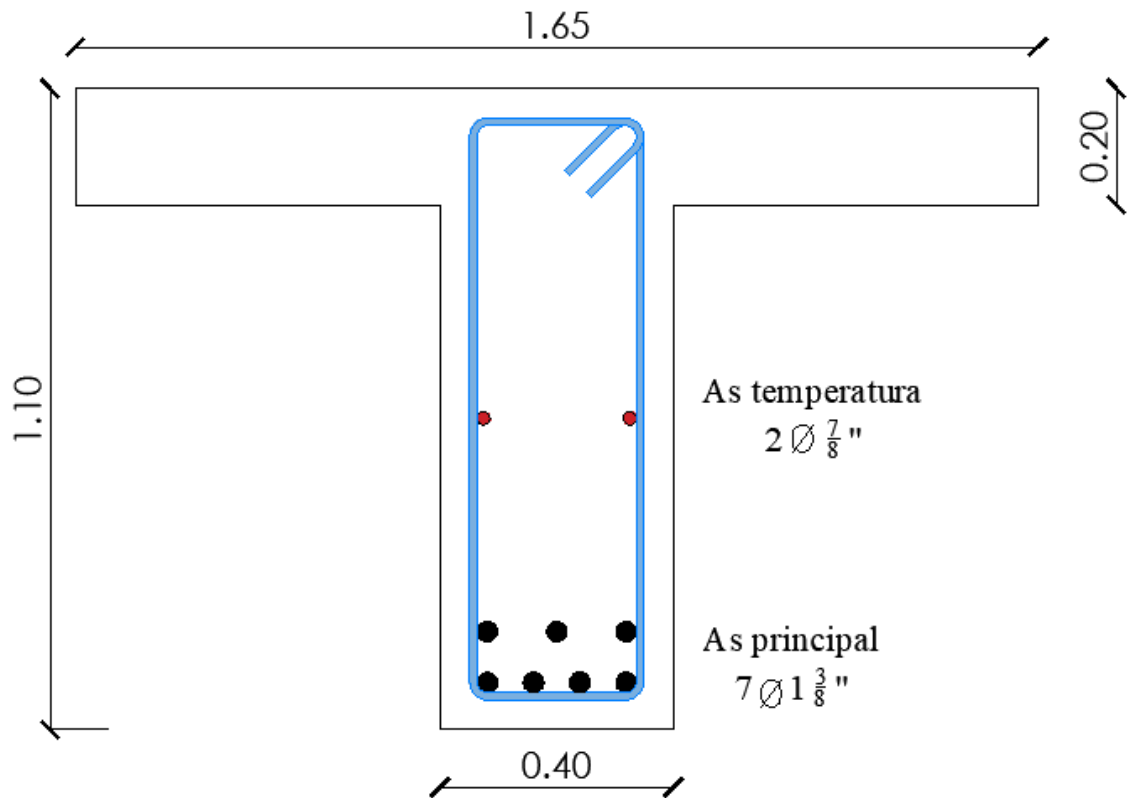
$$S = bh^2/6 = 332750 \text{ cm}^3$$

Armadura de contracción y temperatura en caras laterales

$$\text{b) } 1.33 M_u = 319.88 \text{ T-m}$$

El menor valor es 134.30 T-m y la cantidad de acero calculada (70.94 cm^2), resiste $M_u = 205.22 \text{ T-m} > 134.30 \text{ T-m}$ OK!

USAR 7 ϕ 1 7/8''



DISEÑO POR CORTE (VIGA EXTERIOR)

Sección crítica por corte cerca al apoyo extremo

$$\theta = 45^\circ$$

dv = peralte de corte efectivo

$$dv = 96.29 \text{ cm}$$

$$0.9d_e = 88.28 \text{ cm} \quad \text{Ok}$$

$$0.72h = 79.20 \text{ cm}$$

La sección crítica por corte se ubica desde el eje del apoyo en:

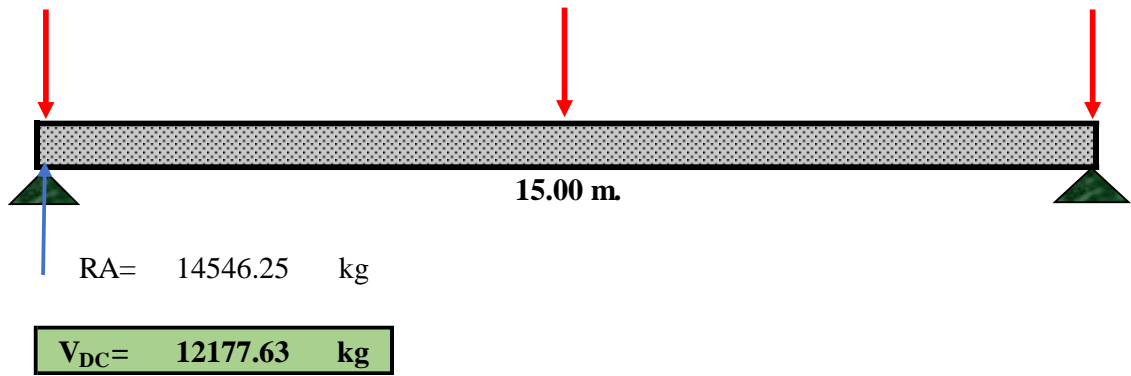
$$0.125 + 0.9629 = 1.088 \text{ m}$$

A la distancia de 1.088 m

Carga muerta (DC)

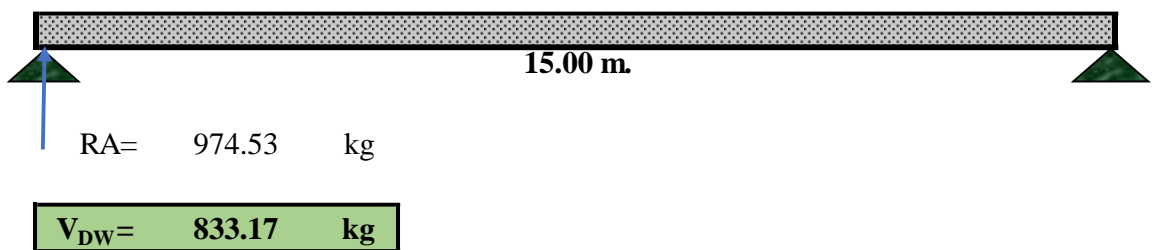
$$W_{DC} = 1656 \text{ kg/cm}$$

$$P_{\text{diaf}} = 567 \text{ kg}$$



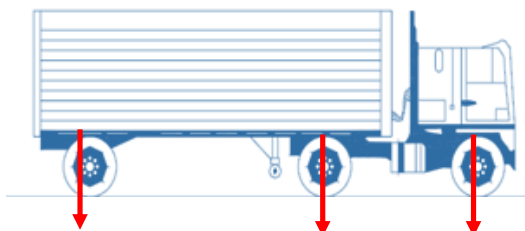
Superficie de rodadura (DW)

$W_{DW} = 129.94 \text{ kg/cm}$

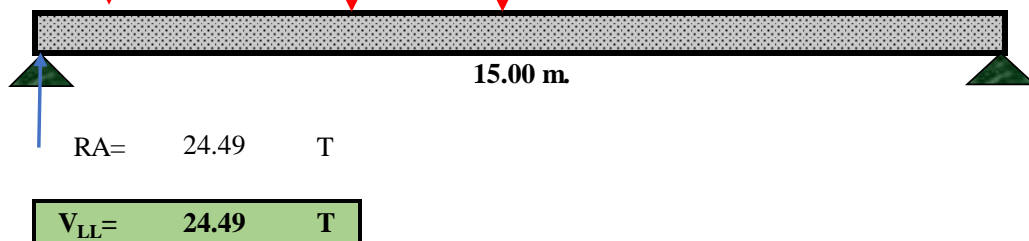


Carga viva (LL):

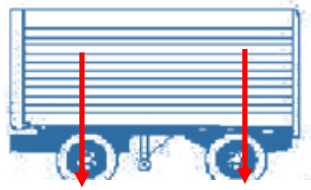
a) Camión de Diseño



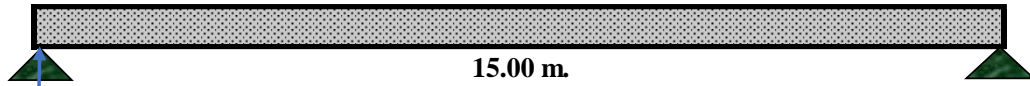
L	C
13.91 m.	14.80 T
9.61 m.	14.80 T
5.31 m.	3.60 T



b) Tandem



L	C
13.91 m	11.20 T
9.61 m	11.20 T

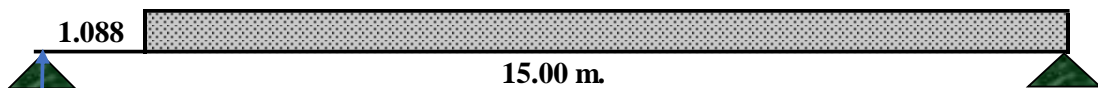


$$R_A = 17.56 \text{ T}$$

$$V_{LL} = 17.56 \text{ T}$$

c) Carga de carril

$$W = 0.96 \text{ T/m}$$

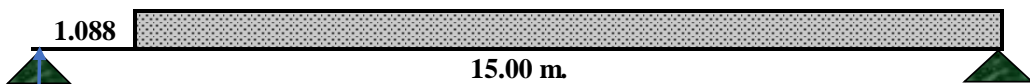


$$R_A = 6.20 \text{ T}$$

$$V_{LL} = 6.20 \text{ T}$$

c) Carga peatonal en vereda

$$W = 1.49 \text{ T/m}$$



$$R_A = 9.61 \text{ T}$$

$$V_{LL} = 9.61 \text{ T}$$

$$V_{LL+IM} = 48.37 \text{ T}$$

Distribución en viga interior

Caso de un carril cargado:

$$g = 0.38$$

Caso de dos carriles cargados:

$$g = 0.41 \quad (\text{CRÍTICO})$$

$$V_{LL+IM} = 20497.1 \text{ Kg}$$

Para el Diseño por Estado Límite de Resistencia I

$$V_{DC} = 12177.63 \text{ kg}$$

$$V_{DW} = 833.17 \text{ kg}$$

$$V_u = 52342 \text{ Kg}$$

Cortante actuante

$V_c = 34159$	Kg	Cortante resistente concreto		
$V_s = 34155$	Kg	Se propone estribos Ø1/2" espaciados cada 30 cm.	$A_v = 2.53$	cm^2
$V_p = 0$	Kg	Componente fuerza pretensado		

$$V_n = 68314.3 \text{ Kg}$$

$$V_n = 269621.3 \text{ Kg}$$

$$V_n = 68314.3 \text{ Kg}$$

$$V_r = 61482.83 \text{ Kg}$$

$$61483 > 52342 \text{ OK}$$

Refuerzo transversal mínimo

$$A_{v\text{mín}} = 0.645 < 2.53 \text{ Ok}$$

Espaciamiento máximo del refuerzo transversal

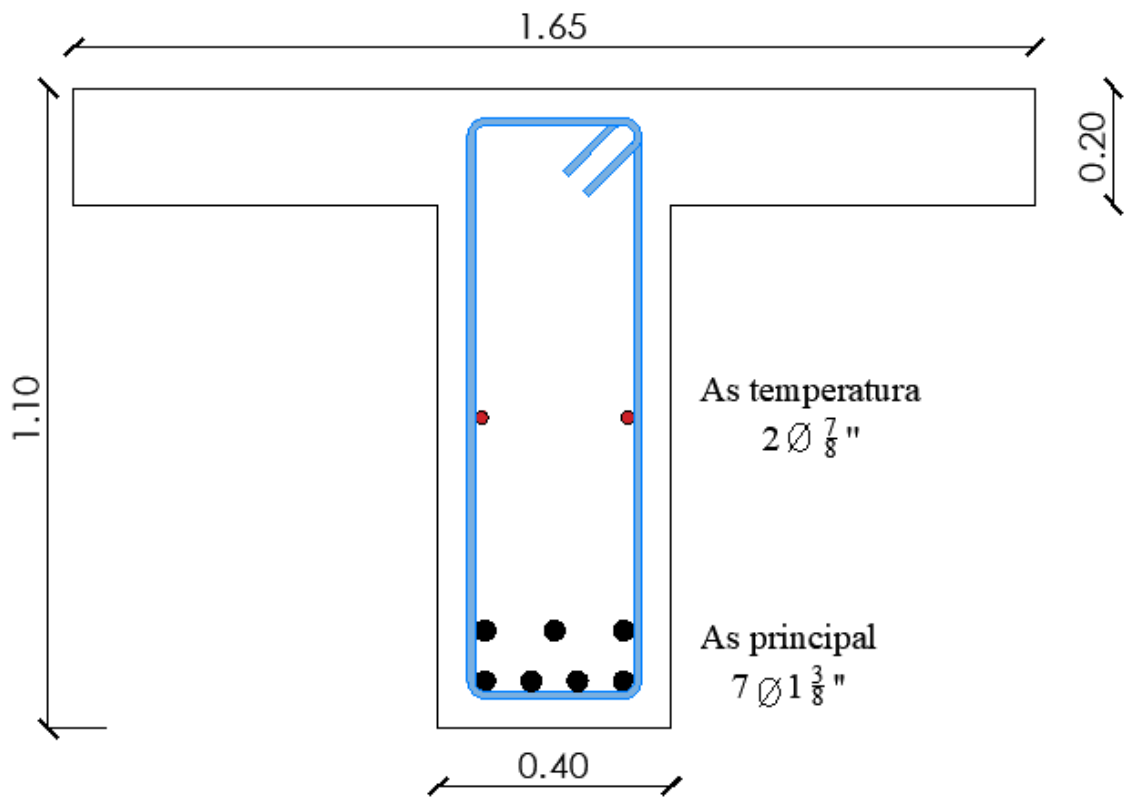
$$v_u = 15.099 \text{ Kg/cm}^2$$

$$0.125f_c = 35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$S_{\text{máx}} = 77.03 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = 60 \text{ cm}$$

$$s = 30 \text{ cm} < S_{\text{máx}} = 60 \text{ cm} \text{ Ok}$$



Estribos $\frac{1}{2}$ " @ 0.30 m
 (a una distancia de 1.088 m del
 eje de apoyo de la viga)



Puente en la vía a Palenque



Vigas del puente de 15 m de longitud sobre la quebrada Palenque