



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

EVALUACIÓN DE VIGAS T DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE
EL CHECO DE 35 METROS DE LONGITUD SOBRE EL RÍO ARENILLAS

BARROS JIRON ROMULO FABIAN
INGENIERO CIVIL

MACHALA
2019



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

EVALUACIÓN DE VIGAS T DE LA SUPERESTRUCTURA DEL
PUENTE EL CHECO DE 35 METROS DE LONGITUD SOBRE EL
RÍO ARENILLAS

BARROS JIRON ROMULO FABIAN
INGENIERO CIVIL

MACHALA
2019



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

EXAMEN COMPLEXIVO

EVALUACIÓN DE VIGAS T DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE EL CHECO
DE 35 METROS DE LONGITUD SOBRE EL RÍO ARENILLAS

BARROS JIRON ROMULO FABIAN
INGENIERO CIVIL

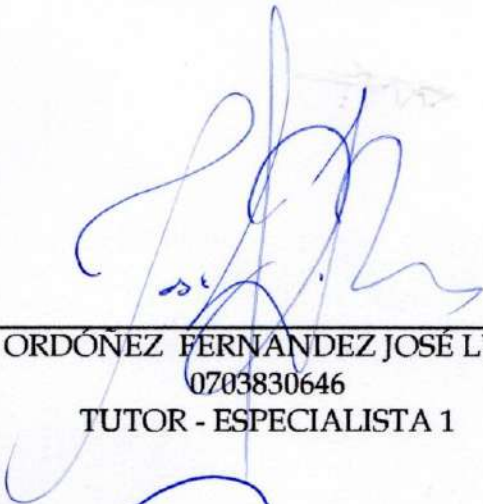
ORDÓÑEZ FERNANDEZ JOSÉ LUIS

MACHALA, 21 DE AGOSTO DE 2019


MACHALA
21 de agosto de 2019

Nota de aceptación:

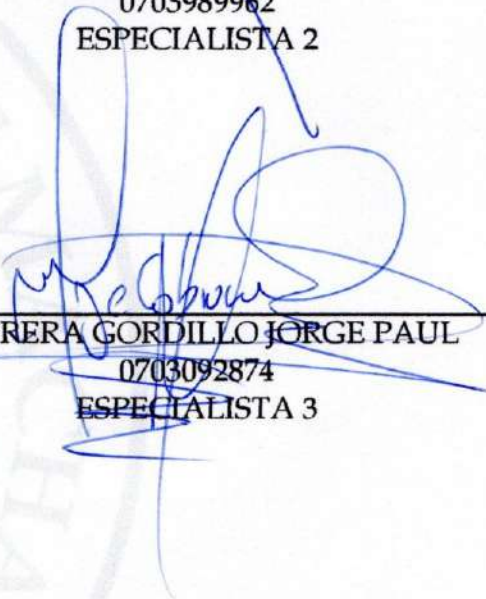
Quienes suscriben, en nuestra condición de evaluadores del trabajo de titulación denominado EVALUACIÓN DE VIGAS T DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE EL CHECO DE 35 METROS DE LONGITUD SOBRE EL RÍO ARENILLAS, hacemos constar que luego de haber revisado el manuscrito del precitado trabajo, consideramos que reúne las condiciones académicas para continuar con la fase de evaluación correspondiente.



ORDÓNEZ FERNANDEZ JOSÉ LUIS
0703830646
TUTOR - ESPECIALISTA 1



CARRION ROMERO LEYDEN OSWALDO
0703989962
ESPECIALISTA 2



CABRERA GORDILLO JORGE PAUL
0703092874
ESPECIALISTA 3

Fecha de impresión: martes 20 de agosto de 2019 - 12:59

Urkund Analysis Result

Analysed Document: BARROS JIRÓN.docx (D54805235)
Submitted: 8/13/2019 11:14:00 PM
Submitted By: jlordonez@utmachala.edu.ec
Significance: 3 %

Sources included in the report:

TORRES AUCAY ALBA GABRIELA.pdf (D29747188)
20190401 Edwin Cahuatijo_Evelyn Gavilanez.pdf (D50033848)
TESIS_BELTRAN-CAICEDO.docx (D32871640)

Instances where selected sources appear:

4

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

El que suscribe, BARROS JIRON ROMULO FABIAN, en calidad de autor del siguiente trabajo escrito titulado EVALUACIÓN DE VIGAS <i>T</i> DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE EL CHECO DE 35 METROS DE LONGITUD SOBRE EL RÍO ARENILLAS, 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



BARROS JIRON ROMULO FABIAN
0103615290

RESUMEN

El presente documento está enfocado en la evaluación de las Vigas T de la superestructura del PUEBTE DE HORMIGÓN ARMADO SOBRE EL RÍO ARENILLAS, UBICADO EN LA VÍA JUMÓN – LA CUCA, SECTOR EL CHECO, CANTÓN SANTA ROSA, PROVINCIA DE EL ORO, donde se hizo la respectiva visita técnica para realizar las mediciones de la obra ejecutada y constatarlas con lo establecido en el plano constructivo, y además se verificó el nivel de deterioro en la estructura.

Con los datos verificados se utiliza el Método AASHTO LRFD para el diseño de puentes y con sus requisitos, artículos y tablas se argumenta el desarrollo de los cálculos.

Para la evaluación de las vigas interiores y exteriores se toma en cuenta las cargas actuantes y se verifica la geometría de los elementos y se obtiene los momentos por estado de carga, como la llamada carga muerta DC, la carga de asfalto DW y para la carga viva se considera el camión de diseño HL-93 y el tándem de diseño para obtener el momento tipo LL+IM. Entonces con estos valores se calcula el momento por Resistencia I, y este será el momento establecido como la demanda a flexión de las vigas.

Se procede con el cálculo de acero principal de la viga, se obtiene un momento por capacidad y se determina una relación Demanda/Capacidad que denote un adecuado armado estructural, que se complementará con el acero por contracción y temperatura y con el diseño por cortante.

Palabras Claves: Hormigón Armado, Vigas, Momentos, Cortante

ABSTRACT

This document is focused on the evaluation of the T-beams of the superstructure of the ARMED CONCRETE BRIDGE ON THE ARENILLAS RIVER, LOCATED ON THE VILLA JUMÓN - LA CUCA, SECTOR EL CHECO, CANTÓN SANTA ROSA, PROVINCE OF EL ORO, where it was made the respective technical visit to carry out the measurements of the executed work and verify them with what was established in the construction plan, and also the level of deterioration in the structure was verified.

With the verified data, the AASHTO LRFD Method is used for the design of bridges and with its requirements, articles and tables the development of the calculations is argued.

For the evaluation of the inner and outer beams, the acting loads are taken into account and the geometry of the elements is verified and the moments per load state are obtained, such as the so-called DC dead load, the DW asphalt load and for the load Viva is considered the HL-93 design truck and the design tandem to obtain the LL + IM type moment. Then with these values the moment is calculated by Resistance I, and this will be the moment established as the demand for bending of the beams.

We proceed with the calculation of the main steel of the beam, a moment is obtained by capacity and a Demand / Capacity relationship is determined that denotes an adequate structural reinforcement, which will be complemented with the steel by contraction and temperature and with the shear design.

Keywords: Reinforced Concrete, Beams, Moments, Shear

CONTENIDO

RESUMEN.....	7
ABSTRACT.....	8
CONTENIDO.....	9
LISTA DE FIGURAS.....	10
INTRODUCCIÓN.....	11
DESARROLLO.....	12
1. OBJETIVOS.....	12
1.1. Objetivo General:.....	12
1.2. Objetivos Específicos:.....	12
2. GENERALIDADES.....	12
2.1. Cargas Permanentes.....	13
2.2. Sobrecarga Vehicular.....	13
2.3. Sobrecarga Peatonal.....	13
3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	13
4. DISEÑO VIGA PRINCIPAL INTERIOR.....	14
4.1. Momentos De Flexión Por Cargas.....	14
4.1.1. Carga Muerta DC.....	14
4.1.2. Carga Superficie de Rodadura DW.....	15
4.1.3. Carga Viva (HL-93) LL+IM.....	15
4.1.4. Análisis y Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores: Factores de Carga “g”.....	15
4.1.5. Resumen de momentos flectores y criterios LRFD aplicables.....	15
4.2. Cálculo De Acero Principal.....	16
4.3. Relación Demanda / Capacidad.....	16
4.4. Acero De Contracción Y Temperatura.....	16
4.5. Diseño Por Corte (Viga Interior).....	16
5. DISEÑO VIGA PRINCIPAL EXTERIOR.....	17
5.1. Momentos De Flexión Por Cargas.....	17
5.1.1. Carga Muerta DC.....	17

5.1.2.	Carga Superficie de Rodadura DW	17
5.1.3.	Carga Viva (HL-93) LL+IM.....	17
5.1.4.	Ley de Momentos.....	17
5.1.5.	Resumen de momentos flectores y criterios LRFD aplicables.....	18
5.2.	Cálculo De Acero Principal	18
5.3.	Relación Demanda / Capacidad.....	18
5.4.	Acero De Contracción Y Temperatura.....	18
5.5.	Diseño Por Corte (Viga Exterior)	18
6.	GEOMETRÍA Y ARMADO DE VIGAS “T”	19
	CONCLUSIONES.....	20
	RECOMENDACIONES.....	20
	BIBLIOGRAFÍA.....	21
	ANEXOS	23

LISTA DE FIGURAS

Figura 1	Configuración geométrica y armado estructural de las vigas. Fuente El Autor....	19
----------	---	----

INTRODUCCIÓN

En la Provincia de El Oro existe un número considerable de puentes de hormigón armado con su vida útil excedida, y en otros casos, algunos puentes no llegan siquiera a cumplir con el tiempo de operatividad para el que fue ejecutado, por motivos diversos, desde cálculos erróneos en el diseño inicial donde posiblemente no se tomó en cuenta factores importantes, como por ejemplo todos los tipos de vehículos que circularían, o en otros casos utilizar materiales de construcción de forma incorrecta, inadecuados procesos constructivos que no cumplen con el diseño de proyecto. [1] Y los fenómenos climáticos que no se anticiparon con un estudio completo de los periodos de retorno de lluvias, niveles máximos de crecida de ríos, sismos, y más eventos naturales probables en la zona de construcción. Y en definitiva esto ocasiona un nivel de deterioro que afecta el nivel de desempeño estructural del puente.

Existen diversos tipos de puentes, y en este documento se hará referencia a un puente tipo losa sobre vigas donde se evaluarán específicamente las vigas, que son elementos estructurales importantes para la correcta funcionalidad de toda la estructura.

Para realizar esta evaluación de Vigas T, se ha seleccionado el PUENTE SOBRE EL RÍO ARENILLAS, UBICADO EN LA VÍA JUMÓN – LA CUCA, SECTOR EL CHECO, CANTÓN SANTA ROSA, PROVINCIA DE EL ORO, donde se realizó la visita técnica, para tomar las medidas respectivas de los elementos estructurales e inspeccionar los niveles de deterioro.

Se observó deterioro en la calzada de la vía del puente, deterioro en las juntas de dilatación y esto se da principalmente por la frecuencia de paso y la velocidad de vehículos de carga pesada. [2] Además se observó que cuando circulaban estos camiones de carga pesada, que es el tránsito vehicular más común de la zona, se hacían sentir vibraciones en el puente de forma notable. [3] De aquí la necesidad de evaluar las vigas interiores y exteriores de la superestructura de este puente, para determinar su resistencia obteniendo los momentos a flexión y la capacidad cortante.

Estos esfuerzos en las vigas se determinarán siguiendo el Método AASHTO LRFD y tomando en cuenta las cargas que actúan sobre ellas.

DESARROLLO

1. OBJETIVOS

1.1. Objetivo General:

- Evaluar la capacidad de carga que presentarían las Vigas T del puente isostático analizado según el Método AASHTO LRFD, que permita validar estos elementos para ser utilizados como parte de la superestructura.

1.2. Objetivos Específicos:

- Calcular los esfuerzos máximos producidos por el peso propio, por la carga de carpeta asfáltica y por la carga vehicular del camión HL-93, en las vigas interiores y exteriores.
- Determinar las áreas de acero necesarias en las vigas para resistir las cargas actuantes tanto a flexión como a corte, mediante las especificaciones AASHTO LRFD.
- Elaborar un informe técnico donde se especifiquen estos esfuerzos máximos a flexión y a corte, y la configuración necesaria en geometría y armado de las vigas analizadas.

2. GENERALIDADES

Un puente de hormigón armado se puede clasificar en dos grandes conjuntos que son la infraestructura (cimientos) y la superestructura que básicamente consiste en la losa o tablero, parte que recibirá de forma directa las cargas que actúan sobre el puente, y esta losa a su vez estará constituida por diafragmas unidos perpendicularmente a las vigas interiores y exteriores que transmitirán las cargas de la losa a los estribos. [4]

Las vigas son elementos estructurales de vital importancia ya que de ellas depende que el puente resista a las cargas a las que será sometido, por esto se debe procurar un correcto análisis para determinar los momentos a flexión y la capacidad cortante, y no forzar a la viga a un estado límite de sollicitación, ya que esto ocasionaría una reducción abrupta de la rigidez del elemento, fallando al perder su integridad y desencadenando un colapso inminente de la sección o de la estructura. [5]

La evaluación del diseño de vigas interiores y exteriores de la superestructura de un puente, debe cumplir los requisitos donde resistan los efectos de las cargas muertas, que consisten en los pesos propios de losa, viga, diafragmas para viga interior, y se agrega

peso de barrera y vereda para viga exterior; y estos se determinan como factor de carga DC. Además la carga por carpeta asfáltica se calcula como factor de carga DW. [6]

2.1. Cargas Permanentes

Además de las cargas antes descritas que también se denominan Cargas Permanentes (DC, DW):

- DC= Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales
- DW= Peso propio de las superficies de rodamiento

2.2. Sobrecarga Vehicular

La sobrecarga vehicular se determinará según el Método AASHTO LRFD, donde para este caso se considera un camión de diseño HL-93. Ver Anexos.

“La distancia entre los dos ejes más pesados se toma como aquella que, estando entre los límites de 4.30m y 9.00m., resulta en los mayores efectos.” [7] Ver anexos.

2.3. Sobrecarga Peatonal

Se deberá aplicar una carga peatonal de 366 kg/m² en todas las aceras de más de 0.60m de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño. [7]

Esta carga se debe tomar en cuenta ya que se produce por una persona al caminar y denota componentes en tres direcciones: una componente de mayor magnitud, que es la vertical y una componente horizontal y otra longitudinal; y para determinar estas componentes se deben considerar parámetros como la frecuencia, velocidad y longitud del paso. [8]

3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Evaluar los momentos a flexión y la capacidad cortante de las Vigas T de la superestructura del Puente “El Checo” de 35.60 metros de longitud sobre el Río Arenillas. Las dimensiones se pueden verificar en anexos en las gráficas del perfil y sección transversal del puente. Utilizar hormigón $f'c$: 280 kg/cm² y f_y : 4200 kg/cm². Vehículo de diseño: HL-93

4. DISEÑO VIGA PRINCIPAL INTERIOR

El pre diseño de la viga y la losa se omite, y se toma los valores reales existentes en la estructura, es decir espesor de losa $t= 20\text{cm}$, ancho de viga $b=40\text{ cm}$, altura de viga $= 210\text{ cm}$ y separación entre vigas $S'=240\text{ cm}$

4.1. Momentos De Flexión Por Cargas

Los ensayos de control de calidad en los materiales son indispensables en la construcción de toda obra y más aún si es un puente de hormigón armado, y en este tipo de obra debe ser el principal requisito los controles de durabilidad del hormigón que le permitan a la estructura satisfacer durante su vida útil los requisitos para los que fue diseñada. [9]

De hecho para controlar la durabilidad y la vida útil del hormigón armado, debe ser primordial la evaluación del efecto de la corrosión en la estructura de acuerdo a la zona donde se procederá a la construcción de las obras. [10]

Para determinar la carga muerta DC y DW, se tomara en cuenta la geometría de los elementos y se los multiplicará por los pesos específicos del hormigón de 2.4 T/m^3 y del asfalto de 2.25 T/m^3 , según corresponda.

4.1.1. Carga Muerta DC

Se calcula el peso W de la losa multiplicando el espesor de la losa t , por la separación entre vigas S' y por el peso específico del hormigón, y se obtiene **W Losa =1.152 T/m**.

De la misma forma se calcula el peso W de la viga multiplicando la altura de viga h descontando el espesor de la losa t , por el ancho de la viga b y por el peso específico del hormigón, y se obtiene **W Viga=1.824 T/m**

Luego se suma estos dos pesos, y esta sumatoria se usa en la fórmula de momento $M=WL^2/8$, y se obtiene el valor de momento **$M_{DC1} = 471.46\text{ T-m}$**

- Diafragmas

Se calcula el peso de diafragma interior tomando en cuenta su geometría y se obtiene **W Diafragma = 1.80 T**, y con la fórmula de momento $M=PL/3$ se determina **$M_{DC2}=21.36\text{ T-m}$**

$$\mathbf{MDC= M_{DC1} + M_{DC2} = 471.46\text{ T- m} + 21.36\text{ T- m} = 492.82\text{ T- m}}$$

4.1.2. Carga Superficie de Rodadura DW

Se calcula el peso W del asfalto multiplicando el espesor de la carpeta asfáltica, por la separación entre vigas S' y por el peso específico del asfalto, y se obtiene **W Asfalto =0.270 T/m**.

Luego este peso se usa en la fórmula de momento $M=WL^2/8$, y se obtiene el valor de momento **$M_{DW}=42.77 T-m$**

4.1.3. Carga Viva (HL-93) LL+IM

Los puentes de hormigón armado están sometidos a diferentes tránsitos vehiculares, es decir reciben cargas de magnitud variable debido al convoy de vehículos que cruzan el pavimento del tablero o losa del puente, y estas magnitudes pueden comprometer la estructura. [11] Por esto se debe calcular esta carga viva y para este caso se considera el camión de diseño HL-93, y usando el Teorema de Barré se obtiene el siguiente valor.

$$M_{LL+IM}=492.86T-m$$

4.1.4. Análisis y Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores: Factores de Carga “g”

a) Un carril de diseño cargado:

$g=0.462$, De acuerdo a la Tabla 4.6.2.2b-1 (Ver Anexos). [12]

b) Dos o más carriles de diseño cargados:

$g=0.669$, De acuerdo a la Tabla 4.6.2.2b-1 (Ver Anexos). [12]

Valor máximo elegido para momento positivo: “**g vigas interiores**” = **0.669**

$$M_{(LL+IM)}=0.669 \times 492.86 T-m=329.72 T-m$$

4.1.5. Resumen de momentos flectores y criterios LRFD aplicables

Ver Anexos Tabla 3.4.1-1.

CARGA	MOMENTO T-m	Y			n	U (T-m)		
		RESISTENCIA I	SERVICIO I	FATIGA		RESISTENCIA I	SERVICIO I	FATIGA
DC	492,82	1,25	1,00	0,00	1,00	1257,19	842,50	230,18
DW	42,77	1,50	1,00	0,00				
LL+IM	329,72	1,75	1,00	0,75				

4.2. Cálculo De Acero Principal

Para este cálculo se determina que trabaja como viga T. De acuerdo al Apéndice III B [12]

Conocida la geometría de la viga, la resistencia de los materiales y los esfuerzos a flexión, se resuelve las incógnitas y se obtiene el área de acero teórico $A_s = 231.2 \text{ cm}^2$. [13]

Se propone usar varillas de 1 ½" y de 1": (Ver distribución de varillas en Capítulo 6)

$A_s \text{ colocado} = (16 \times 11.40 \text{ cm}^2) + (2 \times 5.07 \text{ cm}^2) = 192.54 \text{ cm}^2 = 18 \text{ varillas}$

Se calcula los siguientes valores para determinar de Mu de capacidad:

$Y_{CG} = 21.71 \text{ cm}$ $d = 188.29 \text{ cm}$ $\rho = 0.00426$ $c = 16.65 \text{ cm}$ $a = 14.15 \text{ cm}$

Mu=1318.88 T-m

4.3. Relación Demanda / Capacidad

$$R \text{ D/C} = (1257.19 \text{ T-m}) / (1318.88 \text{ T-m}) = 0.95 = 95\%$$

4.4. Acero De Contracción Y Temperatura

$$A_{s \text{ temp}} = 0.0018 * A_g [\text{MKS, con } f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2] = 13.68 \text{ cm}^2$$

$A_{s \text{ temp}} = 6.84 \text{ cm}^2/\text{cara} \therefore 4 \text{ } \emptyset 5/8 \text{ por cara lateral de la viga interior.}$

4.5. Diseño Por Corte (Viga Interior)

Se calcula los siguientes cortantes:

- $V_{DC} = 49.40 \text{ T}$
- $V_{DW} = 4.81 \text{ T}$
- $V_{(LL+IM)} = 54.60 \times "g \text{ crítico}" = 54.60 \times 0.8164 = 44.58 \text{ T}$

Se calcula un cortante por Resistencia I:

$$V_{RI} = 1.25V_{DC} + 1.5V_{DW} + 1.75V_{(LL+IM)}$$

$$V_{RI} = 1.25(49.40) + 1.5(4.81) + 1.75(44.58) = 146.98 \text{ T}$$

Se debe seguir el diseño de estribos en la sección crítica y se calcula un cortante nominal del concreto y del acero, donde se propone **estribos de ½ " espaciados cada 15 cm**, y se obtiene un cortante resistente total y se evalúa si pasa corte.

Cortante resistente total: $V_R = 172.65 \text{ T} > 146.98 \text{ T} \rightarrow \text{PASA CORTE}$

5. DISEÑO VIGA PRINCIPAL EXTERIOR

Para obtener las cargas por peso propio se sigue el mismo procedimiento que la viga interior pero en este caso se agrega el peso de acera, postes y barandas. De igual forma se determina el peso de asfalto descontando la acera, y se toma el mismo valor por carga viva determinado anteriormente. Entonces se tiene:

5.1. Momentos De Flexión Por Cargas

5.1.1. Carga Muerta DC

- $M_{DC}=557.25 \text{ T-m}$

5.1.2. Carga Superficie de Rodadura DW

Donde más se notó deterioro de la superficie de rodadura como baches, fue en la sección sostenida por las vigas exteriores, es decir en los bordes de la calzada, pero son daños superficiales, que no afectan estructuralmente al pavimento. [14]

- $M_{DW}=22.34 \text{ T-m}$

5.1.3. Carga Viva (HL-93) LL+IM

- Se toma el mismo momento calculado anteriormente, pero sumado la carga peatonal M_{PL} , entonces se tiene:

$$M_{LL+IM}=544.89 \text{ T-m}$$

De hecho este puente cumple un rol fundamental, ya que mantiene el flujo de transporte y de sus pobladores que incluso caminando se movilizan a lo largo de las plantaciones ya que es un sector agrícola, por lo que este puente debe estar en condiciones operativas y resistir ante solicitudes externas, por lo que se considera todas las cargas. [15]

Cabe mencionar que se debe hacer una planificación íntegra donde se tome en cuenta todos los factores a intervenir tanto en el diseño y construcción, como en el mantenimiento y operación del puente de hormigón armado. [16]

5.1.4. Ley de Momentos

De los casos a, b y c seleccionados para el estado límite de resistencia, se toma el factor de distribución mayor: $g = 0.6225 \rightarrow \text{Resistencia}$

$$M_{LL+IM} = (0.6225) (544.89 \text{ T-m})=339.19 \text{ T-m}$$

5.1.5. Resumen de momentos flectores y criterios LRFD aplicables

CARGA	MOMENTO	Y			n	U (T-m)		
	T-m	RESISTENCIA I	SERVICIO I	FATIGA		RESISTENCIA I	SERVICIO I	FATIGA
DC	557,25	1,25	1,00	0,00	1,00	1323,66	886,33	230,10
DW	22,34	1,50	1,00	0,00				
LL+IM	339,19	1,75	1,00	0,75				

5.2. Cálculo De Acero Principal

Se determina de la misma forma que en la viga interior. Por tanto: **As=231.2 cm²** y **Mu=1318.88 T-m**

5.3. Relación Demanda / Capacidad

$$R D/C = (1323.66 \text{ T-m}) / (1318.88 \text{ T-m}) = 1.00 = 100\%$$

5.4. Acero De Contracción Y Temperatura

$$A_{s \text{ temp}} = 0.0018 * A_g [\text{MKS, con } f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2] = 13.68 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ temp}} = 6.84 \text{ cm}^2/\text{cara} \therefore 4 \text{ } \emptyset 5/8 \text{ por cara lateral de la viga exterior.}$$

5.5. Diseño Por Corte (Viga Exterior)

Se calcula los siguientes cortantes:

- **V_{DC}=57.69 T**
- **V_{DW}=2.26 T**
- **V_(LL+IM)=57.71 × "g viga exterior" = 57.71 × 0.6225 = 35.92 T**

Se obtiene un cortante por Resistencia I:

$$- V_u = 1.25(57.69) + 1.50(2.26) + 1.75(35.92) = \mathbf{V_u = 138.36 T}$$

Se propone estribos de 1/2" espaciados cada 15 cm: **Cortante resistente total:**

$$V_R = 172.65 \text{ T} > 138.36 \text{ T} \rightarrow \mathbf{PASA CORTE}$$

Nota: Para más detalle de los cálculos, revisar la sección de anexos

6. GEOMETRÍA Y ARMADO DE VIGAS "T"

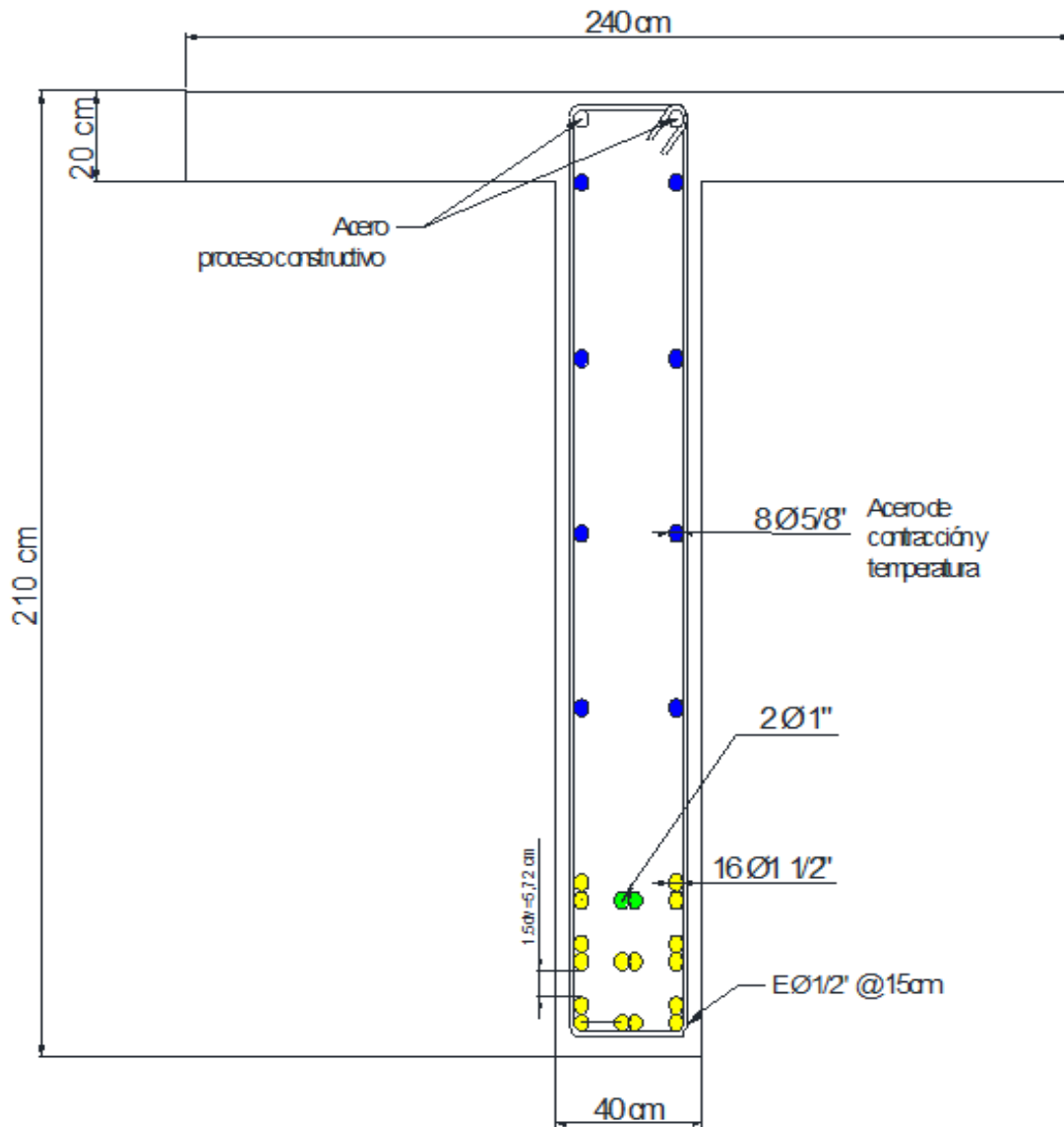


Figura 1 Configuración geométrica y armado estructural de las vigas. Fuente El Autor

CONCLUSIONES

- Para la viga interior se obtuvo un $M_{DC}=492.82$ T-m, un $M_{DW}=42.77$ T-m. y un $M_{LL+IM}=492,86$ T-m y este valor se lo multiplicó por el factor de carga g y se obtuvo **$M_{LL+IM}=0.669 \times 492,86$ T-m=329.72 T-m.** Para la viga exterior se obtuvo un $M_{DC}=557.25$ T-m, un $M_{DW}=22.34$ T-m y un $M_{LL+IM}=544.89$ T-m y este valor se lo multiplicó por el factor de carga g y se obtuvo **$M_{LL+IM} = (0.6225) (544.89$ T-m)=339.19 T-m.** El valor de Momento por Resistencia I es **$Mu_{Demanda}= 1257,19$ T-m** y **$Mu_{Demanda}= 1323,66$ T-m,** para viga interior y exterior, respectivamente.
- El área de acero calculado a flexión es $A_s=231.2$ cm², pero ajustando cerca al 100% se propone tanto para la viga interior, como exterior $A_s=192.54$ cm² y se obtiene **$Mu_{Capacidad}=1318,88$ T-m** y se obtiene una relación demanda /capacidad **$R D/C=95\%$** y **$R D/C=100\%$** , respectivamente. A corte se propone estribos de 1/2" cada 15 cm, tanto en viga interior como exterior, entonces el cortante resistente total resultó **$V_R=172.65$ T,** que es mayor al cortante por Resistencia I de viga interior **$V_I=146.98$ T** y mayor al cortante por Resistencia I de viga exterior **$V_I=138.36$ T,** y por tanto en ambas pasa corte.
- Se elaboró un informe técnico donde se especifica los resultados de los esfuerzos máximos a flexión y a corte, y se presenta la configuración necesaria en geometría y armado de las vigas analizadas.

RECOMENDACIONES

- Es importante realizar los cálculos, respetando la geometría real de los elementos estructurales existentes en la estructura ejecutada, para obtener valores reales de los esfuerzos.
- Además de dimensiones y geometría, se recomienda validar que la deformación cumpla con los requisitos a largo plazo para las vigas propuestas.
- Si un puente de acuerdo al diseño se va a construir de hormigón armado, depende mucho de la luz, ya que si es de gran longitud es recomendable construir apoyos intermedios o en su efecto cambiar el diseño original, y construir el puente con vigas pre-esforzadas.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] H. Porras-Díaz, O. G. Sánchez-Rivera y J. A. Galvis-Guerra, «Tecnologías Building Information Modeling en la elaboración de presupuestos de construcción de estructuras en concreto reforzado,» *Revista Entramado*, vol. 11, nº 1, pp. 230-249, 2015.
- [2] J. A. Flores Rangel, «Infraestructura carretera: construcción, financiamiento y resistencia en México y América,» *Revista Transporte y Territorio*, nº 13, pp. 122-148, 2015.
- [3] D. U.-M. Francisco Navarro-Henríquez, «Mediciones y análisis de vibraciones en el puente Virilla, ruta nacional N° 1,» *Tecnología en Marcha*, vol. 28, nº 2, pp. 230-249, 2014.
- [4] R. B. ., S. A. ., N. N. A. Vega, «Vulnerabilidad sísmica de puentes chilenos considerando el efecto de la duración de los registros,» *ACHISINA*, 2019.
- [5] A. Ospina, H. Urrego y J. Botero, «Aplicación de un método basado en el desempeño para el análisis y diseño sismo resistente de puentes de concreto reforzado,» *Ingeniería y Ciencia*, vol. 9, nº 17, pp. 209-236, 2013.
- [6] Y. M. Abdul Rajman Valdés, H. Alfonso Pérez y P. A. Hernández Delgado, «Diseño de tablero mixto para un puente continuo.,» *Revista de Arquitectura e Ingeniería*, vol. 7, nº 3, pp. 1-80, 2013.
- [7] A. R. Serquén, PUENTES, Lima, 2012.
- [8] J. ANDERSON SÁNCHEZ, D. GÓMEZ y P. THOMSON, «ANÁLISIS DE LA INTERACCIÓN HUMANO-ESTRUCTURA EN PUENTES PEATONALES DE SANTIAGO DE CALI,» *Dyna*, vol. 80, nº 177, pp. 86-94, 2013.
- [9] A. B. M. Victoriano González Fernández, «APLICACIÓN DE LAS TÉCNICAS NO DESTRUCTIVAS PULL-OFF Y ULTRASONIDOS EN EL CONTROL DE CALIDAD DEL REFUERZO CON MATERIALES COMPUESTOS EN ESTRUCTURAS DE

CONCRETO,» *Ciencia e Ingeniería Neogranadina*, vol. 28, nº 1, pp. 5-26, 2017.

- [10] J. C. Guerra Mera, A. Castañeda Valdés y J. J. Howland Albea, «Estudio preliminar de la agresividad corrosiva de la atmósfera en el puente de los Caras, Manabí, Ecuador,» *Revista CENIC. Ciencias Químicas*, vol. 47, pp. 17-29, 2016.
- [11] J. D. S. y S. D. A. F. Leitao, «Fatigue analysis and life prediction of composite highway bridge decks under traffic loading,» *Latin American Journal of Solids and Structures*, vol. 10, pp. 505-522, 2013.
- [12] A. R. Serquén, PUENTES CON AASHTO-LRFD 2014, Lima: Prometeo Desencadenado, 2017.
- [13] 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,» *Ciencia e Ingeniería*, vol. 36, nº 3, pp. 131-140, 2015.
- [14] M. E. Alfaro, «Capas de refuerzo con hormigón adheridas como alternativa para la rehabilitación de pavimentos asfálticos,» *Revista Infraestructura Vial*, vol. 17, nº 30, pp. 40-49, 2017.
- [15] D. A. y O. C. Germán Nanclares, «EVALUACIÓN DE SISTEMAS PASIVOS DE CONTROL DE VIBRACIONES EN LA ESTRUCTURA DE UN PUENTE,» *Mecánica Computacional*, vol. 35, pp. 637-661, 2017.
- [16] A. G. C. J.S. Gaitán Cardona, «USO DE LA METODOLOGÍA BRIM (BRIDGE INFORMATION MODELING) COMO HERRAMIENTA PARA LA PLANIFICACIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN DE UN PUENTE DE CONCRETO EN COLOMBIA,» *CIENCIA E INGENIERÍA NEOGRANADINA*, vol. 24, nº 2, pp. 145-156, 2014.

ANEXOS

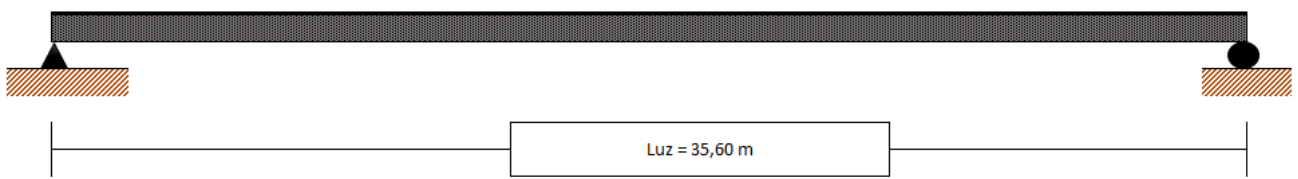
CALCULOS DE VIGAS T DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE DE HORMIGÓN ARMADO UBICADO EN EL SECTOR “EL CHECO”, SOBRE EL RÍO AMARILLO

1. DATOS

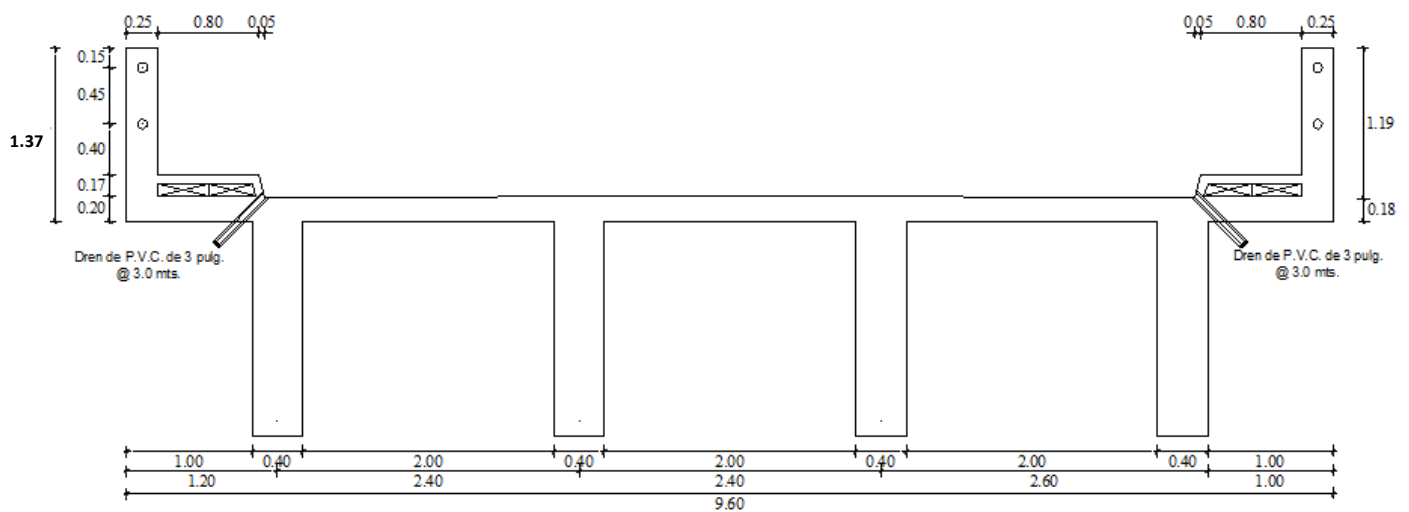
Luz del Puente: 35.60 m	Peso E. Concreto: 2.40 T/m ³
N° de Vigas: 4	Peso E. Asfalto : 2.25 T/m ³
N° de Diafragmas: 4	Peso E. Acero : 7.85 T/m ³
Separación entre ejes de vigas: 2.40 m	f'c : 280 kg/cm ²
Separación entre caras de vigas: 2.00 m	f y : 4200 kg/cm ²
Ancho de calzada: 7.30 m	Ancho de barrera: 1.15 m
Longitud de Volado: 1.00 m	Vehículo de diseño: HL-93
Espesor de asfalto: 2" (0.05m)	Altura Viga Diafragma: 1.70 m

2. GEOMETRÍA DEL PUENTE

Perfil del Puente

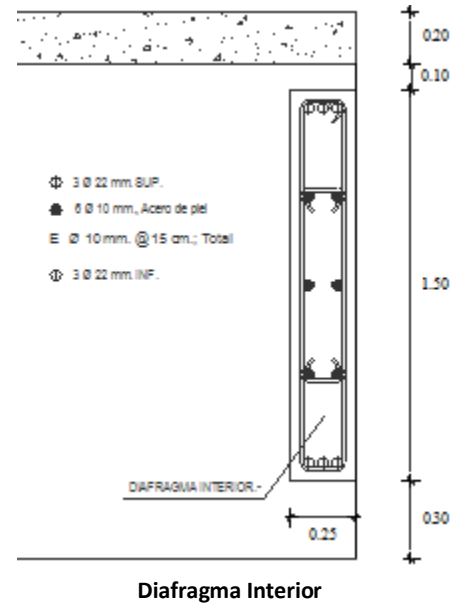
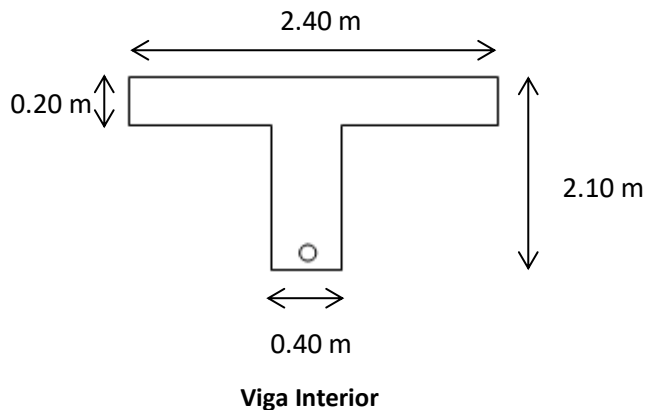


Sección Transversal del Puente



3. DISEÑO VIGA PRINCIPAL INTERIOR

a) Geometría:



b) Datos:

- Ancho de la viga $b = 0.40 \text{ m}$
- Altura de viga $h = 2.10 \text{ m}$
- Espesor de Losa $t = 0.20 \text{ m}$
- Espesor de diafragma interior = 0.25 m
- Altura de diafragma interior = 1.50 m

c) Momentos de flexión por cargas:

➤ Carga Muerta DC

$$W_{\text{Losa}} = 0.20 \text{ m} \times 2.40 \text{ m} \times 2.4 \text{ T/m}^3 = 1,152 \text{ T/m}$$

$$W_{\text{Viga}} = 1.90 \text{ m} \times 0.40 \text{ m} \times 2.4 \text{ T/m}^3 = 1,824 \text{ T/m}$$

$$\Sigma W_{DC1} = 2,976 \text{ T/m}$$

$$M = \frac{WL^2}{8} = M_{DC1} = \frac{(2,976 \text{ T/m})(35.60 \text{ m})^2}{8} = 471.46 \text{ T} - \text{m}$$

- Diafragmas

$$P_{\text{Diafragma}} = (2.40 \text{ m} - 0.40 \text{ m})(1.50 \text{ m})(0.25 \text{ m})(2.4 \text{ T/m}^3) = 1.80 \text{ T}$$

$$M = \frac{PL}{3} = M_{DC2} = \frac{(1,80 \text{ T})(35,60 \text{ m})}{3} = 21.36 \text{ T} - \text{m}$$

$$MDC = M_{DC1} + M_{DC2} = 471.46 \text{ T} - \text{m} + 21.36 \text{ T} - \text{m} = 492.82 \text{ T} - \text{m}$$

- Carga Superficie de Rodadura DW

$$W_{\text{Asfalto}} = 0.05 \text{ m} \times 2.40 \text{ m} \times 2.25 \text{ T/m}^3 = 0,270 \text{ T/m}$$

$$M = \frac{WL^2}{8} = M_{DW} = \frac{(0.270 \text{ T/m})(35.60 \text{ m})^2}{8} = 42.77 \text{ T} - \text{m}$$

- Carga Viva (HL-93) LL+IM

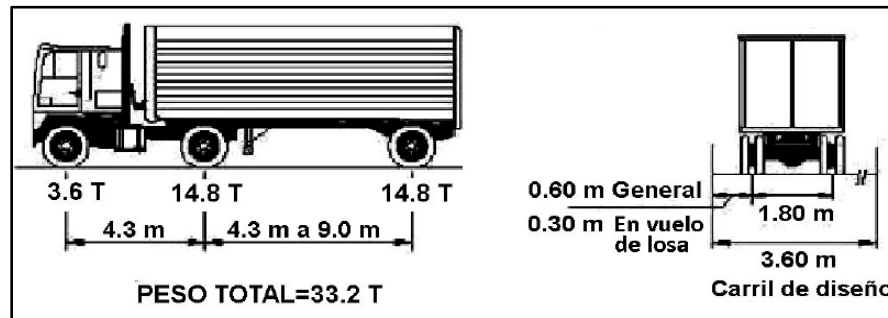
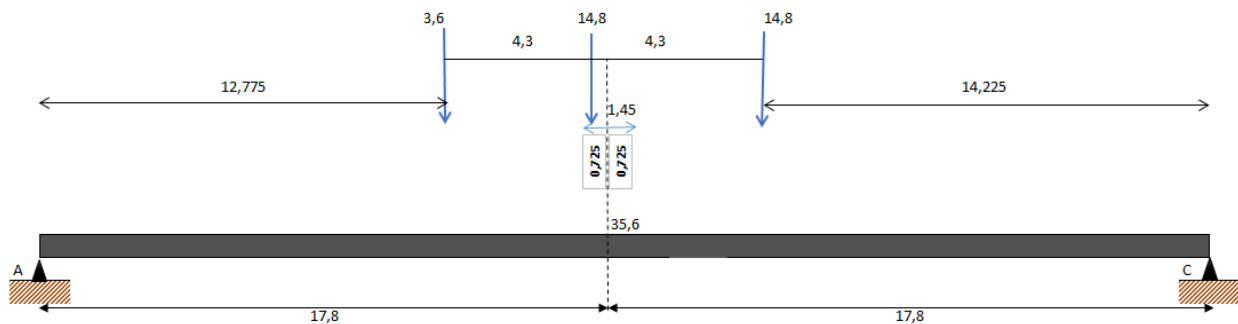


Figura 1. Camión de Diseño y Carga de Carril. [7]



Teorema de Barré

- $\sum MC = 0$
 $14.8(14.225) + 14.8(18.525) + 3.6(22.825) - R(35.60) = 0$
 $R = 15.923 T$
- $M_2 = -3.6(4.3) + 15.923(17.075)$
 $M_2 = 256.41 T - m$
- $M_{CC} = (0.96)(17.8)(17.075) - 0.96(17.075) \left(\frac{17.075}{2}\right)$
 $M_{CC} = 151.83 T - m$
- $M_{LL+IM} = (1.33)(256.41 T - m) + 151.83 T - m$

$$MLL + IM = 492,86T - m$$

d) Análisis y Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores

- $M_{DC} = 492.82 T - m$
- $M_{DW} = 42.77 T - m$
- $M_{LL+IM} = 492.86T - m$

Tabla 4.6.2.2b-1 – Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores

Tipo de vigas	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de Distribución	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a, l	Ver Tabla 4.6.2.2.2a-1	
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	i	Un carril de diseño cargado: $S/3700$ Dos o más carriles de diseño cargados: $S/3000$	$S \leq 1800$
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{L t_r^3}\right)^{0,1}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{L t_r^3}\right)^{0,1}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_r \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$
		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	$S > 5500$

Factores de Carga “g”

- 1) Un carril de diseño cargado:

$$g = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{kg}{L \times ts^3}\right)^{0.1}$$

- S = Separación entre vigas o almas (mm)
- L = Longitud del tramo de la viga (mm)
- Kg = Parámetro de rigidez longitudinal (mm⁴)
- ts = Profundidad de la losa de hormigón (mm)

- Se calcula kg:

$$kg = n \left(I + (A \times eg^2) \right)$$

- Dónde:

$$n = \frac{E_B}{E_D} = \frac{15100 \sqrt{f'c}}{15100 \sqrt{f'c}} = 1$$

- E_B=Módulo de elasticidad del material de la viga
- E_D=Módulo de elasticidad del material del tablero
- I = Momento de inercia de la viga mm⁴

- $I = \frac{b \times (h-t)^3}{12} = \frac{400 \times (2100-200)^3}{12} = 2.29 \times 10^{11} \text{ mm}^4$
- $A = b \times (h - t) = 400 \times (2100 - 200) = 760000 \text{ mm}^2$
- $eg = \frac{h}{2} = \frac{2100}{2} = 1050 \text{ mm}$
- $kg = n \left(I + (A \times eg^2) \right) = 1(2.29 \times 10^{11} \text{ mm}^4 + (760000 \text{ mm}^2 \times (1050 \text{ mm})^2)$
 $kg = 1.067 \times 10^{12} \text{ mm}^4$

$$g = 0.06 + \left(\frac{S}{4300} \right)^{0.4} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.3} \left(\frac{kg}{L \times ts^3} \right)^{0.1}$$

$$g = 0.06 + \left(\frac{2400}{4300} \right)^{0.4} \left(\frac{2400}{35600} \right)^{0.3} \left(\frac{1.067 \times 10^{12}}{35600 \times 200^3} \right)^{0.1}$$

$$g = 0.462$$

- 2) Dos o más carriles de diseño cargados:

$$g = 0.075 + \left(\frac{S}{2900} \right)^{0.6} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.3} \left(\frac{kg}{L \times ts^3} \right)^{0.1}$$

$$g = 0.075 + \left(\frac{2400}{2900} \right)^{0.6} \left(\frac{2400}{35600} \right)^{0.2} \left(\frac{1.067 \times 10^{12}}{35600 \times 200^3} \right)^{0.1}$$

$$g = 0.669$$

Valor máximo elegido para momento positivo: “g vigas interiores” = 0.669

$$M_{LL+IM} = 0.669 \times 492,86 T - m = 329.72 T - m$$

e) Resumen de momentos flectores y criterios LRFD aplicables

Tabla 3.4.1-1 - Factores de Carga y Combinaciones

Combinación de Cargas Estado Límite	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Usar sólo uno por vez				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Resistencia I (excepto notas)	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	γ_p	—	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	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 I— LL, IM & CE solamente	—	1.50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatiga II— LL, IM & CE solamente	—	0.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

CARGA	MOMENTO T-m	Y			n	U (T-m)		
		RESISTENCIA I	SERVICIO I	FATIGA		RESISTENCIA I	SERVICIO I	FATIGA
DC	492,82	1,25	1,00	0,00	1,00	1257,19	842,50	230,18
DW	42,77	1,50	1,00	0,00				
LL+IM	329,72	1,75	1,00	0,75				

f) Cálculo de acero principal

APÉNDICE III-B

PROCESO DE DISEÑO VIGA T

a) Tomar el ancho efectivo b como el ancho tributario de la viga (Art. 4.6.2.6)

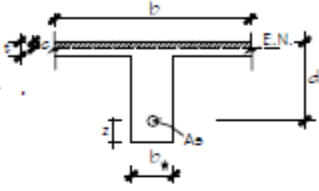
b) **CASO I: Viga Rectangular ($a < t$)**

1) Suponer $a = t$
Con lo que:
$$a = 0.85a, \quad A_s = \frac{M_u}{0.85f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

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

2) Calcular
$$a = 1.1 \beta \frac{\rho f_y d}{0.85 f_y}$$

3) Chequear:
Si $a \leq t$, DISEÑAR COMO VIGA RECTANGULAR (diseño convencional)
Si $a > t$, DISEÑAR COMO VIGA T

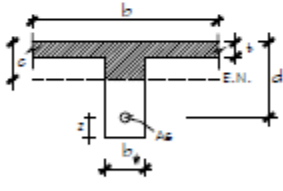


c) **CASO II: Viga T ($a > t$)**

1) Calcular $A_{s1} = 0.85 \frac{f_c}{f_y} (b - b_w) t$

2) Calcular M_{s1}
$$M_{s1} = \phi A_{s1} f_y \left(d - \frac{t}{2}\right)$$

siendo $M_u = M_{s1} + M_{s2}$
$$\rightarrow M_{s2} = M_u - M_{s1}$$



3) Calcular $(A_s - A_{s1})$
$$(A_s - A_{s1}) = \frac{M_{s2}}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}, \quad a = \frac{(A_s - A_{s1}) f_y}{0.85 f_c b_w}$$

Luego:
$$A_s = \frac{M_{s2}}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} + A_{s1}$$

- Ancho efectivo viga "T"; el menor

De

$$\left\{ \begin{array}{l} L/4 = 35.6/4 = 8.9 \text{ m} \\ 12t_f + t_w = 12(0.2) + 0.40 = 2.8 \\ \mathbf{S = 2.40 \text{ m}} \end{array} \right.$$

$$\begin{aligned}
 - C &= ts \\
 a &= \beta \times c \\
 a &= 0.85 \times 0.20 \text{ m} \\
 a &= 0.17 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{As \times fy}{b \times 0.85 \times f'c} \\
 As &= \frac{a \times b \times 0.85 \times f'c}{fy} \\
 As &= \frac{17 \text{ cm} \times 240 \text{ cm} \times 0.85 \times 280 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} \\
 As &= 231.2 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Usando varillas de $\emptyset 1\ 1/2''$ y $\emptyset 1''$:

$$\begin{aligned}
 \emptyset 1\ 1/2'' &= \text{Área} = \frac{\pi \emptyset^2}{4} = \frac{\pi (3.81 \text{ cm})^2}{4} \\
 &= 11.40 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\emptyset 1'' = \text{Área} = \frac{\pi \emptyset^2}{4} = \frac{\pi (2.54 \text{ cm})^2}{4} = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ varillas} = 231.2 \text{ cm}^2 / 11.40 \text{ cm}^2 = 20.28 \approx 21$$

$$\text{As calculado} = 231.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{As colocado} = (16 \times 11.40 \text{ cm}^2) + (2 \times 5.07 \text{ cm}^2) = 192.54 \text{ cm}^2 \approx 18 \text{ varillas}$$

$$18 Y_{CG} = 4(9.08) + 4(22.42) + 4(35.76) + 2(7.175) + 2(20.51) + 2(33.22)$$

$$18 Y_{CG} = 390.85 \text{ cm}$$

$$Y_{CG} = 390.85 \text{ cm} / 18$$

$$Y_{CG} = 21.71 \text{ cm}$$

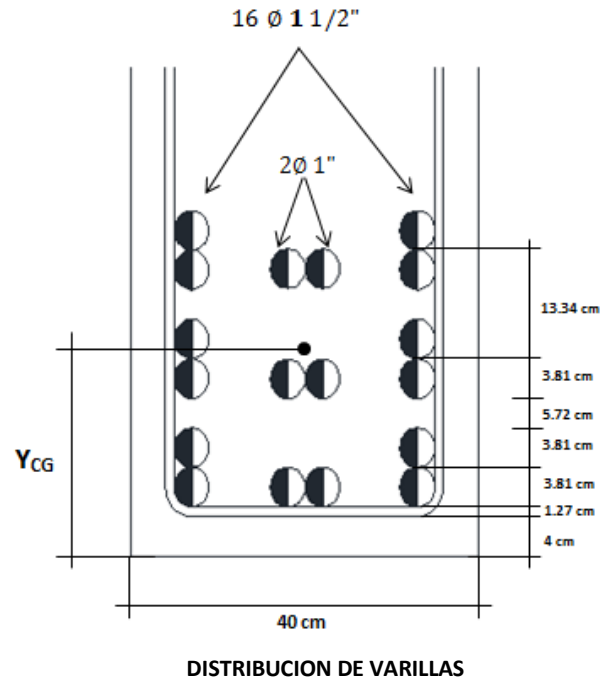
$$d = h - Y_{CG}$$

$$d = 210 \text{ cm} - 21.71 \text{ cm}$$

$$d = 188.29 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{As}{bd} = \frac{192.54 \text{ cm}^2}{240 \text{ cm} \times 188.29 \text{ cm}} = 0.00426$$

$$c = \frac{\rho \times fy \times d}{0.85 \times f'c \times \beta_1} = \frac{0.00426 \times 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 188.29 \text{ cm}}{0.85 \times 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 0.85} = 16.65 \text{ cm}$$



$$a = \beta_1 \times c = 0.85 \times 16.65 \text{ cm} = 14.15 \text{ cm}$$

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

$$Mu = A_s \times 0.9 \times f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 192.54 \text{ cm}^2 \times 0.9 \times 4200 \text{ kg/cm}^2 \times (188.29 \text{ cm} - 14.15 \text{ cm}/2)$$

$Mu = 1318.88 \text{ T} - \text{m}$

Relación Demanda / Capacidad

$$R \frac{D}{C} = \frac{1257.17 \text{ T} - \text{m}}{1318.88 \text{ T} - \text{m}} = 0.95 = 95\%$$

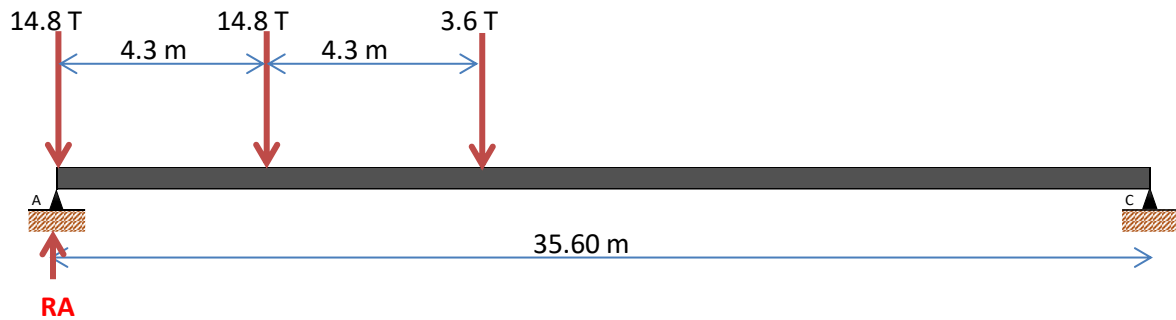
ACERO DE CONTRACCION Y TEMPERATURA

$$A_{s_{temp}} = 0.0018 * A_g [\text{MKS, con } f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2] = 13.68 \text{ cm}^2$$

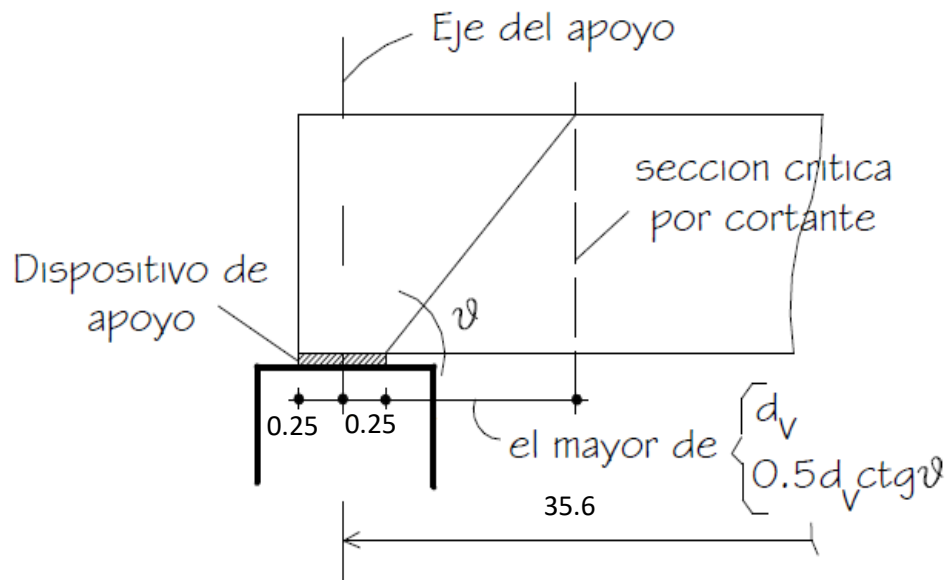
$$A_{s_{temp}} = 6.84 \text{ cm}^2/\text{cara} \therefore 4 \text{ } \emptyset 5/8 \text{ por cara}$$

Se usará como acero de contracción y temperatura 4 varilla $\emptyset 5/8$ por cara lateral de la viga interior.

4. DISEÑO POR CORTE (VIGA INTERIOR)



- $\sum MC = 0$
 $14.8(35.60) + 14.8(31.3) + 3.6(27) - RA(35.60) = 0$
 $RA = 30.54 T$
- **Carril:**
 $0.96(35.60)/2 = 17.09 T$
- $V_{LL+IM} = 30.54 T(1.33) + 17.09 T = 57.71 T$



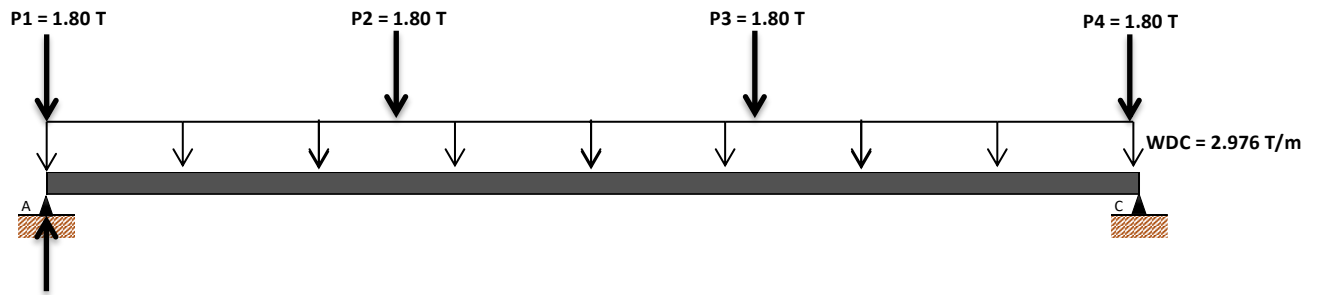
$$d_v = \text{peralte de corte efectivo} = d_e - \frac{a}{2} = 189 \text{ cm} - \frac{17.14 \text{ cm}}{2} = 180.43 \text{ cm}$$

No menor que el mayor valor de

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.90d_e = 0.90(189 \text{ cm}) = 170.1 \text{ cm} \text{ OK!} \\ 0.72h = 0.72(210 \text{ cm}) = 151.2 \text{ cm} \end{array} \right.$$

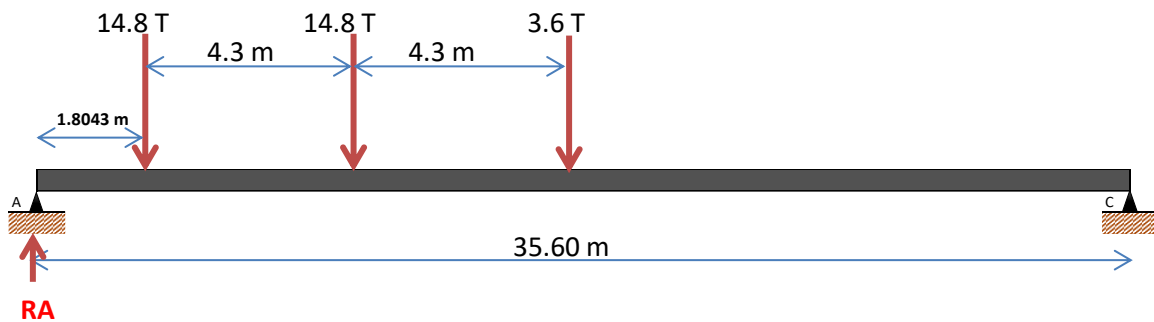
La sección crítica por corte se ubica desde el eje de apoyo en:

$$0.250 \text{ m} + 1.8043 \text{ m} = 2.05 \text{ m}$$



- $RA_{DC} = (P1 \times 4 \times \frac{1}{2}) + (W_{DC} \times L \times \frac{1}{2})$
- $RA_{DC} = (1.80 \times 4 \times \frac{1}{2}) + (2.976 \times 35.60 \times \frac{1}{2}) = 56.57 T$
- $V_{DC} = RA - P1 - W_{DC} \times d_v$
- $V_{DC} = 56.57 T - 1.80 T - 2.976 \frac{T}{m} \times 1.8043 m = 49.40 T$
- $V_{DW} = \frac{W_{DW} \times L}{2} = \frac{0.270 \frac{T}{m} \times 35.60 m}{2} = 4.81 T$

A la distancia $d_v = 1.8043 m$:



- $\sum MC = 0$
 $14.8(33.80) + 14.8(29.50) + 3.6(25.20) - RA(35.60) = 0$
 $RA = 28.86 T$
- **Carril:**
 $0.96(35.60 - 1.8043)/2 = 16.22 T$

$$V_{LL+IM} = 28.86 T(1.33) + 16.22 T = 54.60 T \text{ (carril)}$$

Factores de carga "g"

➤ **Caso de un carril cargado**

$$g = 0.36 + \frac{S}{7600} = 0.36 + \frac{2400}{7600} = 0.6758$$

➤ **Caso de dos carriles cargados:**

$$g = 0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^2 = 0.2 + \frac{2400}{3600} - \left(\frac{2400}{10700}\right)^2 = 0.8164 \text{ (crítico)}$$

$$V_{LL+IM} = 0.8164(54.60 T) = 44.58 T$$

$$V_{RI} = 1.25V_{DC} + 1.5V_{DW} + 1.75V_{LL+IM}$$

$$V_{RI} = 1.25(49.40) + 1.5(4.81) + 1.75(44.58) = \mathbf{146.98 T}$$

$$\text{Cortante actuante: } Vu = \mathbf{146.98 T}$$

$$\text{Cortante resistente: } Vr = \phi Vn ; \phi = \mathbf{0.9}$$

$$\text{Siendo } Vn \text{ el menor } \left\{ \begin{array}{l} Vn = Vc + Vs + Vp \\ Vn = 0.25f'c b_v d_v + Vp \end{array} \right.$$

Cortante resistente concreto Vc:

$$Vc = 0.53\sqrt{f'c} \times b_v d_v = 0.53\sqrt{280} \times (40)(180.43) = 64.01 T$$

Cortante resistente del acero Vs:

Se propone estribos de $\frac{1}{2}$ " = 12.7 mm espaciados cada 15 cm, luego:

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{s} = \frac{(2.53)(4200)(180.43)}{15} = 127.82 T$$

Donde:

- $S = 15 \text{ cm}$ (espaciamiento de estribos)
- $A_v = 2 \times A_s = 2 \times \left(\frac{\pi \times \phi^2}{4}\right) = 2 \times \left(\frac{\pi \times (1.27 \text{ cm})^2}{4}\right) = \mathbf{2.53 \text{ cm}^2}$

Componente fuerza pretensado Vp = 0

Entonces:

$$Vn = Vc + Vs = 64.01 T + 127.82 T = \mathbf{191.83 T}$$

$$V_R = \phi Vn = (0.9)(191.83 T) = \mathbf{172.65 T}$$

Cortante resistente total:

$$V_R = \mathbf{172.65 T} > \mathbf{146.98 T} \rightarrow \text{PASA CORTE}$$

Refuerzo Transversal Mínimo

$$A_v \geq 0.27\sqrt{280} \frac{(40)(10)}{4200}$$

$$A_v \text{ min} = 0.43 \text{ cm}^2 < 1.57 \text{ cm}^2 \text{ OK!}$$

Espaciamiento máximo de estribos

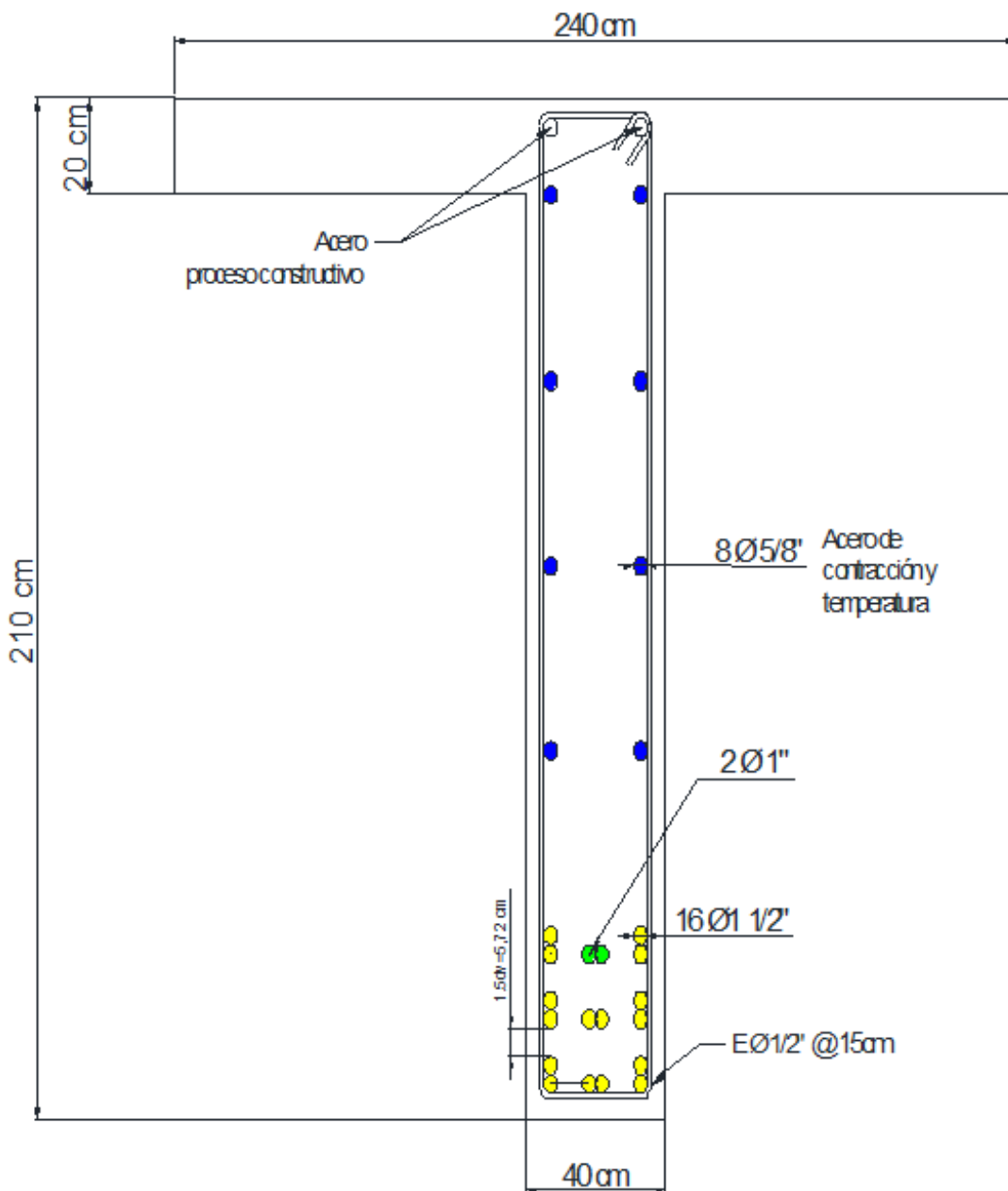
$$V_u = \frac{V_u}{\phi b_v d_v} = \frac{146980}{0.9(40)(180.43)} = 22.63 \text{ kg/cm}^2$$

Como $V_u = 22.63 \text{ kg/cm}^2 < 0.125(280 \text{ kg/cm}^2) = 35 \text{ kg/cm}^2$

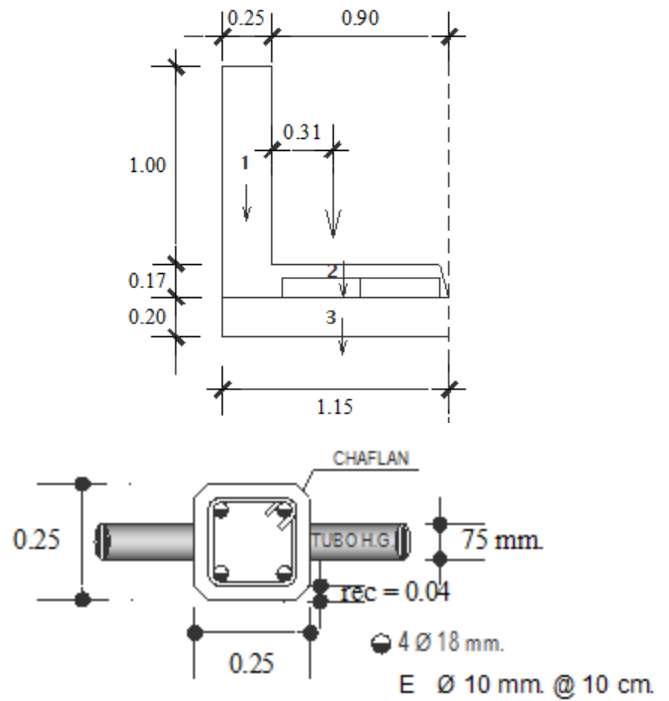
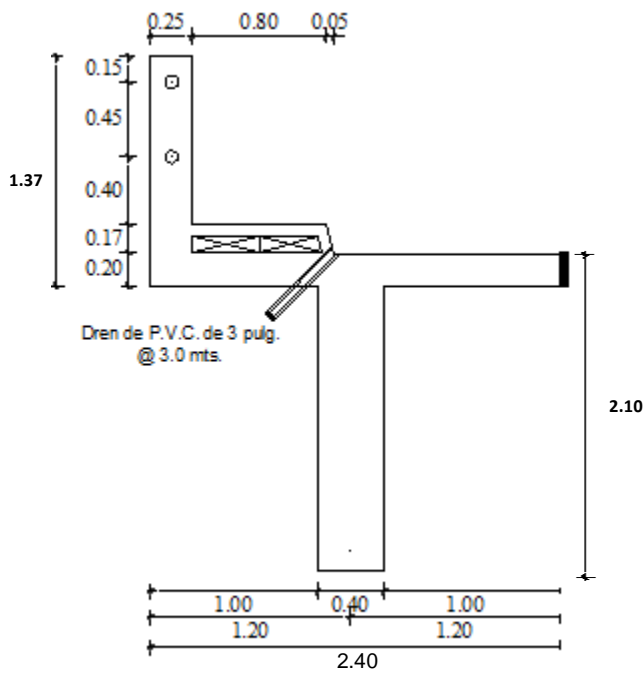
$$S_{\text{máx}} = 0.8d_v = 0.8 \times 180.43 \text{ cm} = 144.34 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = 60 \text{ cm} > S = 15 \text{ cm}$$

ARMADO DE VIGA INTERIOR



5. DISEÑO VIGA PRINCIPAL EXTERIOR



(D) Diámetro	Espesor	Peso	Área	I	W	i
Pulgadas	mm	Kg/m	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm ³
3"	3.00	5.42	6.90	46.29	12.15	2.59

a) MOMENTOS DE FLEXIÓN POR CARGAS

- Carga Muerta DC

$$W_{Losa} = 0.20 \text{ m} \times 2.40 \text{ m} \times 2.4 \text{ T/m}^3 = 1,152 \text{ T/m}$$

$$W_{Viga} = 1.90 \text{ m} \times 0.40 \text{ m} \times 2.4 \text{ T/m}^3 = 1,824 \text{ T/m}$$

$$W_{Postes} = (0.25 \text{ m} \times 0.25 \text{ m} \times 1.17 \text{ m} \times 2.4 \text{ T/m}^3 \times 14) / 35.60 \text{ m} = 0,069 \text{ T/m}$$

$$W_{Pasamanos} = \pi \times ((0.075 \text{ m})^2 - (0.072 \text{ m})^2) \times 7.85 \text{ T/m}^3 = 0,011 \text{ T/m}$$

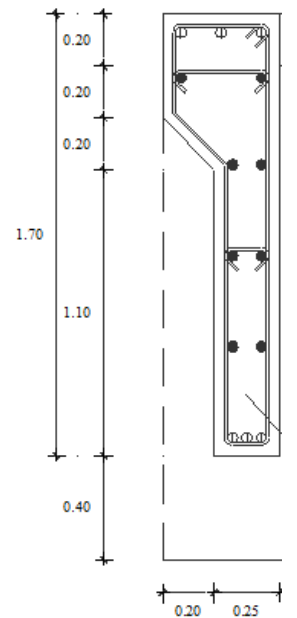
$$W_{Vereda} = 0.17 \text{ m} \times 0.90 \text{ m} \times 2.4 \text{ T/m}^3 = 0,3672 \text{ T/m}$$

$$\Sigma W_{DC1} = 3,4232 \text{ T/m}$$

$$M = \frac{WL^2}{8} = M_{DC1} = \frac{(3.4232 \text{ T/m})(35.60 \text{ m})^2}{8} = 542.30 \text{ T-m}$$

- Diafragmas

$$P_{Diafragma} = (0.525 \text{ m}^2) \left(1.20 \text{ m} - \frac{0.40 \text{ m}}{2} \right) (2.4 \text{ T/m}^3) = 1.26 \text{ T}$$



Diafragma exterior

$$M = \frac{PL}{3} = M_{DC2} = \frac{(1,26 T)(35,60 m)}{3} = 14.952 T - m$$

$$MDC = M_{DC1} + M_{DC2} = 542.30 T - m + 14.952 T - m = 557.25 T - m$$

- Carga Superficie de Rodadura DW

$$W_{Asfalto} = 0.05 m \times (2.40 m - 1.15m) \times 2.25 T/m^3 = 0,141 T/m$$

$$M = \frac{WL^2}{8} = M_{DW} = \frac{(0.141 T/m)(35.60m)^2}{8} = 22.34 T - m$$

- Carga Viva (HL-93) LL+IM

$$366 \frac{kg}{m^2} \times 0.90m = 329.40 \frac{kg}{m} = 0.329 T/m$$

$$\bullet M_{PL} = (0.329)(17.8)(17.075) - 0.329(17.075) \left(\frac{17.075}{2} \right)$$

$$M_{PL} = 52.03 T - m$$

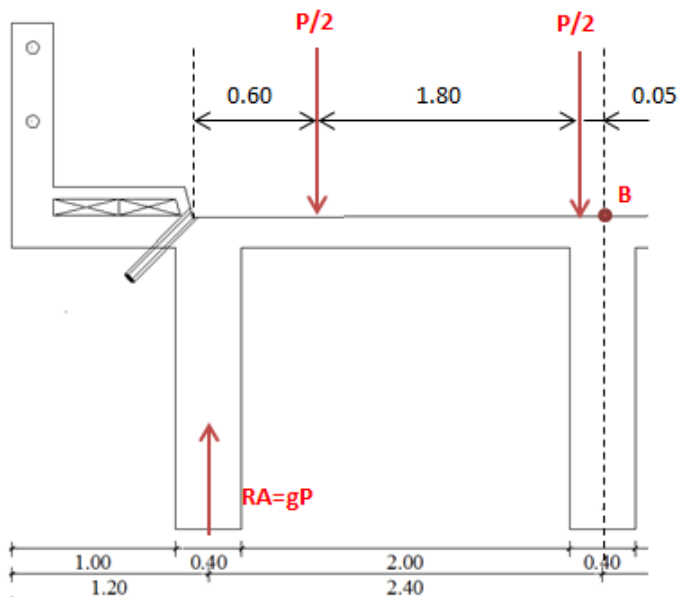
$$MLL + IM = 492,86 T - m + 52.03 T - m$$

$$MLL + IM = 544.89 T - m$$

Nota: Se debe obtener el porcentaje de momento "g" que se distribuye en la viga exterior, y este factor "g" (el mayor) se multiplicará por el momento de carga viva MLL+IM

Ley de Momentos

a) Caso de un carril de diseño cargado



$$\sum MB = 0$$

$$0 = -\frac{P}{2}(0.05) - \frac{P}{2}(1.85) + RA(2.40)$$

$$RA = 0.3958 P \quad g = 0.3958$$

b) Caso de dos o más carriles cargados

$$g = e * g v. int$$

$$e = 0.77 + \frac{de}{2800} ; de$$

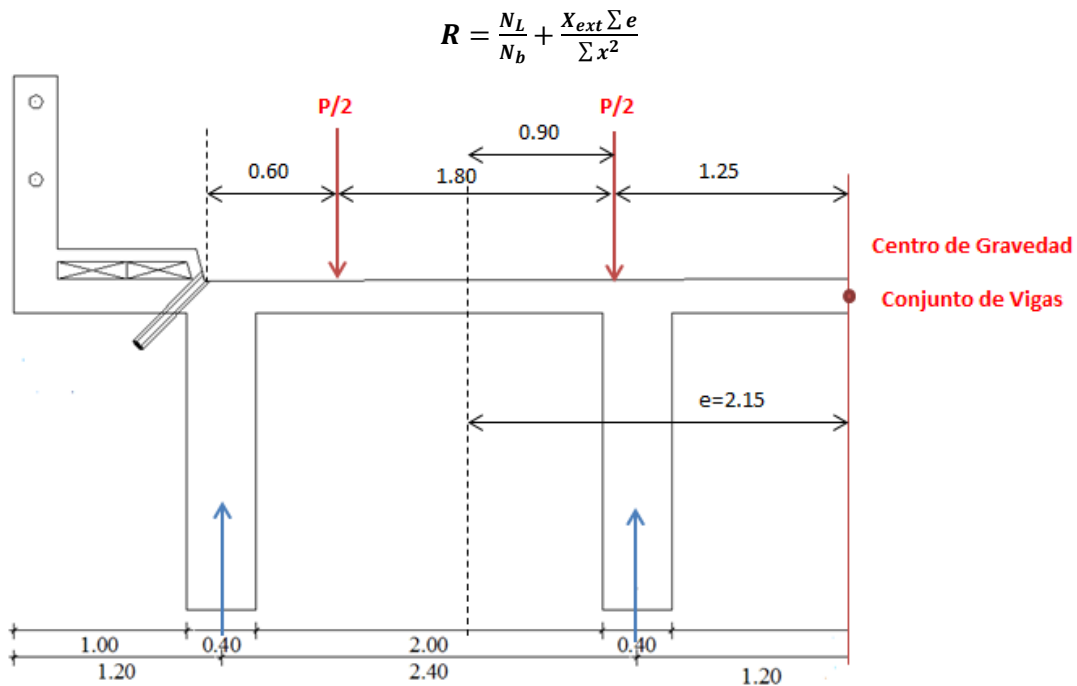
= distancia entre el alma de una viga exterior y el borde interior de la barrera

$$e = 0.77 + \frac{0.05}{2800} = 0.770$$

$$g = e * g v. int = 0.770 \times 0.669 = 0.515$$

c) Caso puentes de viga y losa de diafragmas rígidamente conectados

C.I. Un carril cargado



Dónde:

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

Nb= Número de vigas

NL=Número de carriles cargados considerados

e = Excentricidad de un camión de diseño o una carga de carril de diseño respecto al centro de gravedad del conjunto de vigas.

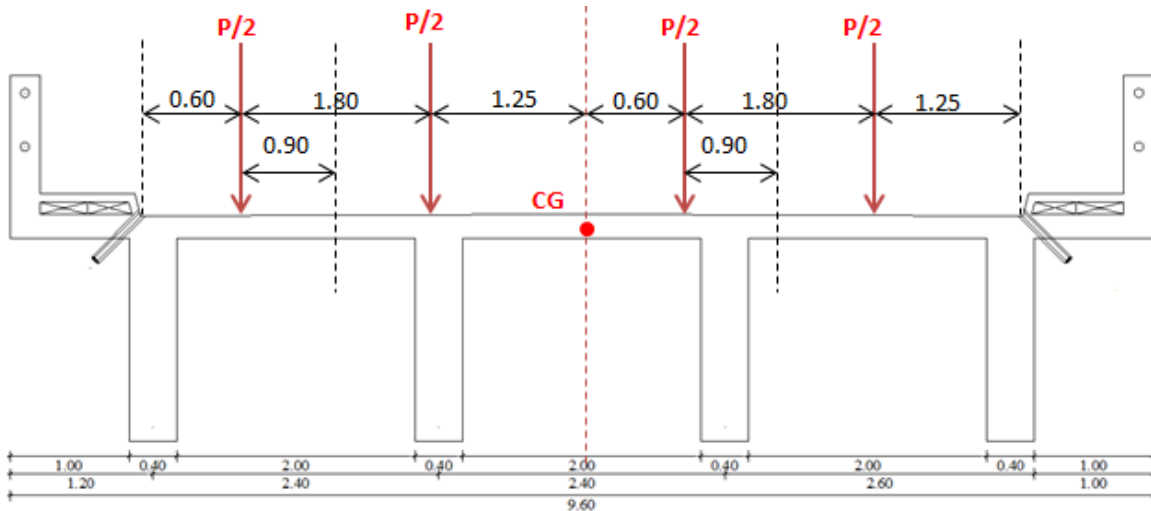
X = Distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas hasta cada viga.

X ext = Distancia Horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas hasta la viga exterior

$$R = \frac{1}{4} + \frac{3.60(2.15)}{2(3.60^2 + 1.20^2)} = 0.5188$$

$$g = 0.5188$$

CII. Dos o más carriles cargados



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

$$R = \frac{2}{4} + \frac{3.60(2.15 - 1.50)}{2(3.60^2 + 1.20^2)} = 0.5813$$

$$g = 0.5813$$

- Tabla de factores de presencia múltiple de acuerdo al número de carriles

Número de Carriles	Factor de presencia múltiple
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

- Se multiplica cada "gn" por el factor de presencia respectivo y se obtiene el "g" real

Caso	Nº de Carriles	"gn"	m	"g"
a	1	0.3958	1.20	0.4749
b	2 o más	0.5150	1.00	0.5150
c	1	0.5188	1.20	0.6225
	2 o más	0.5813	1.00	0.5813

De los casos a, b y c seleccionados para el estado límite de resistencia, se toma el factor de distribución mayor:

$$g = 0.6225 \rightarrow \text{Resistencia}$$

$$MLL + IM = (0.6225)(544.89 T - m) = 339.19 T - m$$

g) Resumen de momentos flectores y criterios LRFD aplicables

CARGA	MOMENTO T-m	Y			n	U (T-m)		
		RESISTENCIA I	SERVICIO I	FATIGA		RESISTENCIA I	SERVICIO I	FATIGA
DC	557,25	1,25	1,00	0,00	1,00	1323,66	886,33	230,10
DW	22,34	1,50	1,00	0,00				
LL+IM	339,19	1,75	1,00	0,75				

h) Cálculo de acero principal

- Ancho efectivo viga "T"; el menor

$$De \begin{cases} L/4 = 35.6/4 = 8.9 \text{ m} \\ 12t_f + t_w = 12(0.2) + 0.40 = 2.8 \\ \mathbf{S = 2.40 \text{ m}} \end{cases}$$

- $C = ts$

$$a = \beta \times c$$

$$a = 0.85 \times 0.20 \text{ m}$$

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

$$a = \frac{As \times fy}{b \times 0.85 \times f'c}$$

$$As = \frac{a \times b \times 0.85 \times f'c}{fy}$$

$$As = \frac{17 \text{ cm} \times 240 \text{ cm} \times 0.85 \times 280 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2}$$

$$As = 231.2 \text{ cm}^2$$

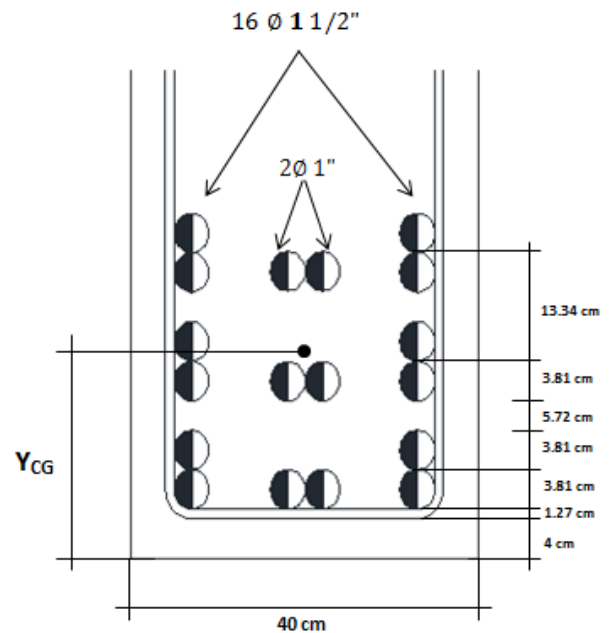
Usando varillas de:

$$\begin{aligned} \phi 1 1/2" &= \text{Área} = \frac{\pi \phi^2}{4} = \frac{\pi (3.81 \text{ cm})^2}{4} \\ &= 11.40 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\phi 1" = \text{Área} = \frac{\pi \phi^2}{4} = \frac{\pi (2.54 \text{ cm})^2}{4} = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ varillas} = 231.2 \text{ cm}^2 / 11.40 \text{ cm}^2 = 20.28 \approx 21$$

$$As \text{ calculado} = 231.2 \text{ cm}^2$$



DISTRIBUCIÓN DE VARILLAS

$$As \text{ colocado} = (16 \times 11.40 \text{ cm}^2) + (2 \times 5.07 \text{ cm}^2) = 192.54 \text{ cm}^2 \approx 18 \text{ varillas}$$

$$18 Y_{CG} = 4(9.08) + 4(22.42) + 4(35.76) + 2(7.175) + 2(20.51) + 2(33.22)$$

$$18 Y_{CG} = 390.85 \text{ cm}$$

$$Y_{CG} = 390.85 \text{ cm}/18$$

$$Y_{CG} = 21.71 \text{ cm}$$

$$d = h - Y_{CG}$$

$$d = 210 \text{ cm} - 21.71 \text{ cm}$$

$$d = 188.29 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{As}{bd} = \frac{192.54 \text{ cm}^2}{240 \text{ cm} \times 188.29 \text{ cm}} = 0.00426$$

$$c = \frac{\rho \times f_y \times d}{0.85 \times f'_c \times \beta_1} = \frac{0.00426 \times 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 188.29 \text{ cm}}{0.85 \times 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 0.85} = 16.65 \text{ cm}$$

$$a = \beta_1 \times c = 0.85 \times 16.65 \text{ cm} = 14.15 \text{ cm}$$

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

$$\begin{aligned} Mu &= As \times 0.9 \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 192.54 \text{ cm}^2 \times 0.9 \times 4200 \text{ kg/cm}^2 \times (188.29 \text{ cm} - 14.15 \text{ cm}/2) \end{aligned}$$

$Mu = 1318.88 \text{ T} - m$

Relación Demanda / Capacidad

$$R \frac{D}{C} = \frac{1323.66 \text{ T} - m}{1318.88 \text{ T} - m} = 1.00 = 100 \%$$

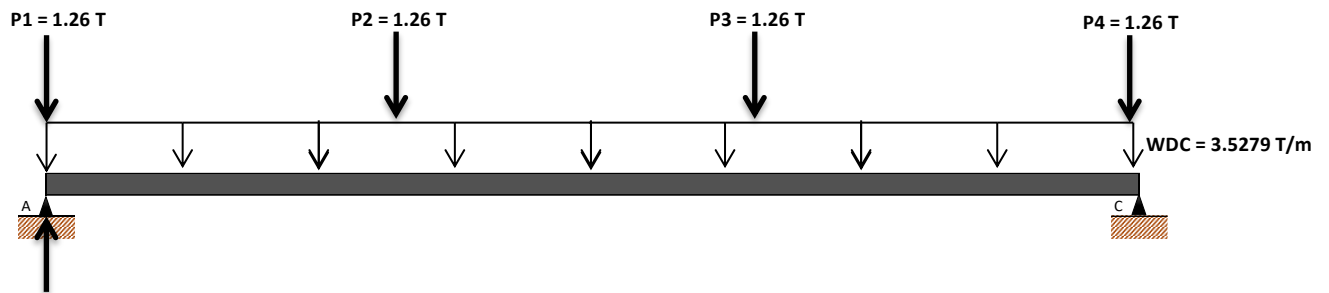
ACERO DE CONTRACCION Y TEMPERATURA

$$As_{temp} = 0.0018 * Ag [MKS, con f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2] = 13.68 \text{ cm}^2$$

$$As_{temp} = 6.84 \text{ cm}^2/\text{cara} \therefore 4 \text{ } \emptyset 5/8 \text{ por cara}$$

Se usará como acero de contracción y temperatura 4 varilla $\emptyset 5/8$ por cara lateral de la viga interior.

6. DISEÑO POR CORTE (VIGA EXTERIOR)



$$- RA_{DC} = \left(P1 \times 4 \times \frac{1}{2} \right) + \left(W_{DC} \times L \times \frac{1}{2} \right)$$

$$- RA_{DC} = \left(1.26 \times 4 \times \frac{1}{2} \right) + \left(3.5279 \times 35.60 \times \frac{1}{2} \right) = 65.32 T$$

$$- V_{DC} = RA - P1 - W_{DC} \times d_v$$

$$- V_{DC} = 65.32 T - 1.26 T - 3.5279 \frac{T}{m} \times 1.8043 m = 57.69 T$$

$$- V_{DW} = \frac{W_{DW} \times L}{2} = \frac{0.141 \frac{T}{m} \times 35.60 m}{2} - 1.8043(0.141) = 4.81 T$$

$$V_{DW} = \frac{W_{DW} \times L}{2} = \frac{0.141 \frac{T}{m} \times 35.60 m}{2} - 1.8043(0.141) = 2.26 T$$

$$- V_{LL+IM} = 57.71 \times g \text{ viga exterior} = 57.71 \times 0.6225 = 35.92 T$$

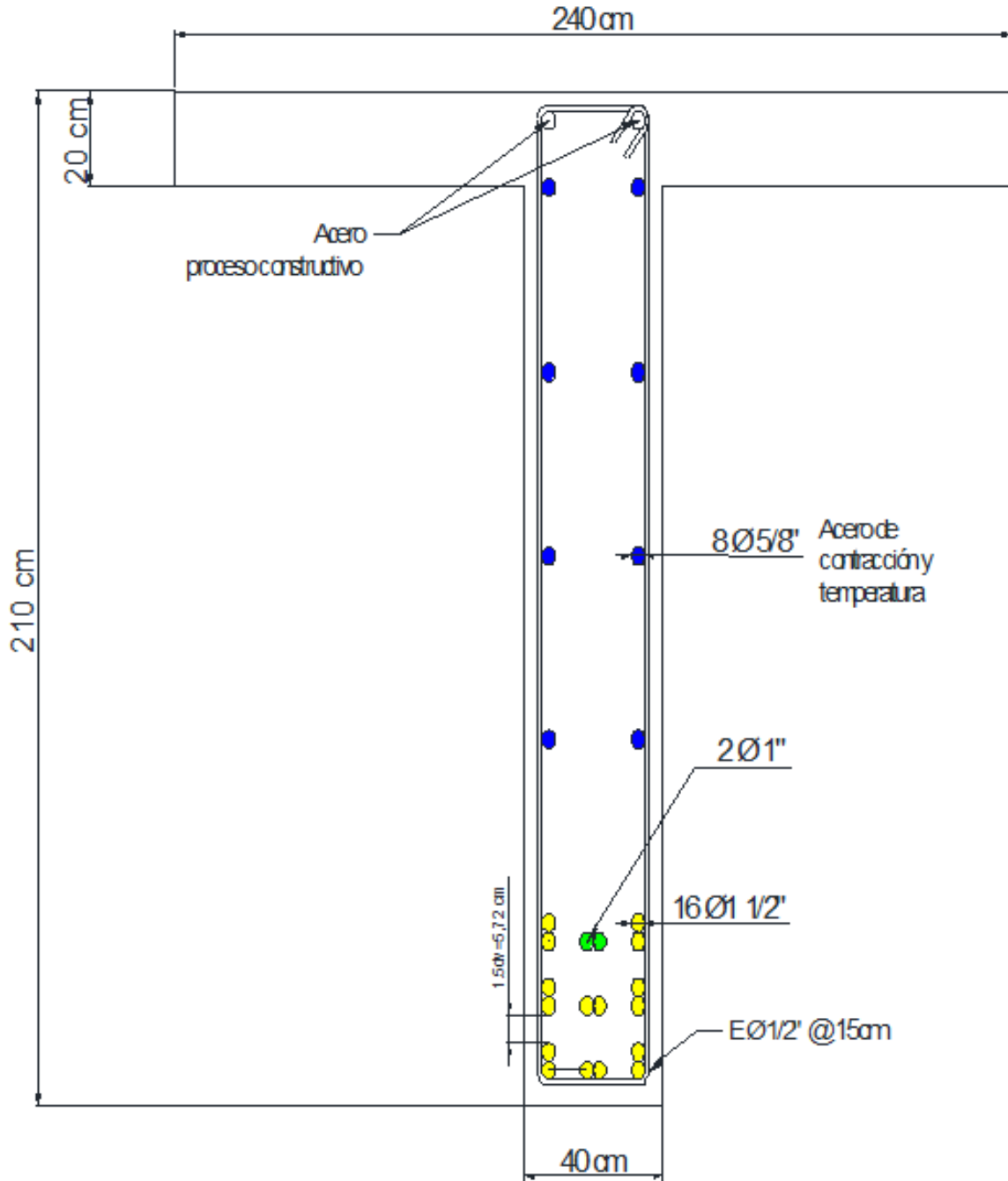
$$- Vu = 1.25(57.69) + 1.50(2.26) + 1.75(35.92)$$

$$Vu = 138.36 T$$

Cortante resistente total:

$$V_R = 172.65 T > 138.36 T \rightarrow \text{PASA CORTE}$$

ARMADO DE VIGA EXTERIOR



Memoria Fotográfica PUEBTE SOBRE EL RIO ARENILLAS “EL CHECO”



Visita al Puente “El Checo”



Medición de la longitud del Puente El Checo – (Luz = 35.60)



Medición del ancho del Puente El Checo

Deterioro de la platina en la junta de dilatación de un extremo del puente



Juntas de dilatación entre estribo y puente



Parte inferior del puente, se observan vigas y diafragmas



Comparando lo ejecutado con lo que especifica el plano constructivo

