

CLIENTE:

PROYECTO: BV. ENLACE ENTRE AVDA. CIRCUNVALACIÓN Y RUTA 20

## MEMORIA DE CÁLCULO

**PUENTE-VIADUCTO S/ RUTA 20**  
pr. 7+349.48 - 7+403.48

## ÍNDICE GENERAL

DESCRIPCIÓN .....	3
VIGAS PRETENSADAS .....	15
LOSA DE TABLERO.....	43
DEFENSAS DE HORMIGÓN .....	62
VIGAS TRANSVERSALES.....	71

**DESCRIPCIÓN**

PUENTE-VIADUCTO S/ RUTA 20  
pr. 7+349.48 - 7+403.48

## ÍNDICE

<b>1. OBJETO.....</b>	<b>5</b>
<b>2. NORMAS DE REFERENCIA Y BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>5</b>
<b>3. DOCUMENTOS DE REFERENCIA .....</b>	<b>5</b>
<b>4. DOCUMENTOS RELACIONADOS .....</b>	<b>5</b>
<b>5. ESPECIFICACIÓN DE MATERIALES .....</b>	<b>5</b>
<b>6. DESCRIPCIÓN DEL PUENTE (VIADUCTO).....</b>	<b>6</b>
<b>7. SOFTWARE UTILIZADO .....</b>	<b>7</b>
<b>8. HIPÓTESIS DE CARGAS .....</b>	<b>8</b>
<b>8.1. FUERZAS PRINCIPALES .....</b>	<b>9</b>
<b>8.1.1. PESO PROPIO DE LA SUPERESTRUCTURA .....</b>	<b>9</b>
<b>8.1.2. PESO PROPIO ELEMENTOS ADICIONALES (SOBRECARGA PERMANENTE) .....</b>	<b>9</b>
<b>8.1.3. SOBRECARGA ACCIDENTAL (DE USO) .....</b>	<b>9</b>
<b>8.1.4. IMPACTO .....</b>	<b>10</b>
<b>8.1.5. CONTRACCIÓN Y FLUENCIA DEL Hº .....</b>	<b>10</b>
<b>8.1.FUERZAS ADICIONALES.....</b>	<b>10</b>
<b>8.2.1. CARGA DE VIENTO .....</b>	<b>10</b>
<b>8.2.2. FRENADO DE VEHÍCULOS .....</b>	<b>10</b>
<b>8.2.3. EFECTOS POR DESPLAZAMIENTO Y ASENTAMIENTO DE ESTRIBOS Y                 PILARES .....</b>	<b>11</b>
<b>8.2.4. EFECTOS SÍSMICOS.....</b>	<b>11</b>
<b>9. DISEÑO Y VERIFICACIÓN DE ELEMENTOS .....</b>	<b>14</b>

## 1. OBJETO

El objeto de la sección descriptiva es definir las características que tendrá el puente - viaducto sobre ruta 20 y determinar las cargas actuantes sobre el mismo, a los fines de dimensionar la estructura y las fundaciones correspondientes.

## 2. NORMAS DE REFERENCIA Y BIBLIOGRAFÍA

- VIALIDAD NACIONAL “Bases para el cálculo de puentes de hormigón armado”
- CIRSOC 101-05 “Reglamento Argentino de Cargas Permanentes y Sobrecargas mínimas de Diseño para edificios y otras estructuras”
- INPRES-CIRSOC 103-91 Parte I “Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes”
- INPRES-CIRSOC 103-05 Parte II “Construcciones de hormigón armado”
- CIRSOC 107-82 “Acción Térmica Climática sobre las Construcciones”
- CIRSOC 201-05 “Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón” (Tomos 1 y 2)
- CIRSOC-804 PROYECTO de reglamento “Defensas y Barandas” (basado en AASTHO LRFD Design Specifications Sección 13)
- DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS (España) “Recomendaciones para el proyecto y puesta en obra de apoyos elastomericos para puentes de carretera “

## 3. DOCUMENTOS DE REFERENCIA

- BV-PL-004-PA: Planialtimetría
- Informe de estudio de suelo – Puente sobre Ruta Nacional N°20

## 4. DOCUMENTOS RELACIONADOS

- BV-PL-010-PU05F: Plano de fundaciones
- BV-PL-010-PU05G: Plano general – plantas, cortes y detalles

## 5. ESPECIFICACIÓN DE MATERIALES

- Hormigón H-25 para elementos de hormigón armado
  - Tensión característica ( $f'c$ ) = 25 MPa
- Hormigón H-40 para elementos de hormigón pretensado
  - Tensión característica ( $f'c$ ) = 40 MPa
- Acero para Hormigón Armado
  - Tensión de fluencia ( $f_y$ ) = 420 MPa
- Acero de trilógic
  - Tensión de fluencia ( $f_{ytr}$ ) = 500 MPa

- Acero para pretensado
  - Cordones → Tensión de fluencia ( $f_y$ ) = 1700 MPa
  - Trenzas → Tensión de fluencia ( $f_y$ ) = 1500 MPa

## 6. DESCRIPCIÓN DEL PUENTE(VIADUCTO)

El Puente presenta las siguientes características:

Estructura de 2 tramos.

Longitud total (a eje juntas de dilatación puente-accesos)  $L_T=55.58m$

Longitud a eje de juntas de dilatación por tramo:

- Tramo 1:  $L_1=27.79m$
- Tramo 2:  $L_2=27.79m$

Longitud a eje de pilas por tramo:

- Tramo 1:  $L_1=27.45m$
- Tramo 2:  $L_2=27.45m$

Ancho total tablero:  $b_T=24.60m$

Longitud total ( $L_{VT}$ ) y a eje de apoyo ( $L_{VC}$ ) de vigas por tramo:

- Tramo 1:  $L_{VT1}=27.65m$   $L_{VC1}=27.1m$
- Tramo 2:  $L_{VT2}=27.65m$   $L_{VC2}=27.1m$

Tablero compuesto por:

- Calzada: ancho=7.30m
- Banquinas: ancho=2.50m
- Retiro borde:(incluida barrera) ancho= 0.50m (a cada lado)
- Mediana central: ancho = 4m

Pendiente longitudinal primer tramo:  $il = 2.5 \%$

Pendiente longitudinal segundo tramo:  $il = -2.5 \%$

Pendiente transversal (bombeo):  $it= 2\%$

### Estructura tablero

Constituido por vigas de sección doble TE (I) de hormigón armado pretensado, ubicadas en paralelo, desfasadas  $81.22^\circ$  medido desde el eje de vigas, con un inter-eje de 2.8m, siendo un total de 9 vigas, con tablero con volados de 1.10m de cada lado. La traza del puente se encuentra sobre una curva vertical, por lo que a modo de cumplir con el diseño vial sin incorporar mucha carga permanente, se optó por vigas facetadas, copiando la geometría de la curva vertical.

Sobre dichas vigas se configura la losa del tablero. Las losas "de tramo" (ubicadas entre vigas longitudinales) se ejecutarán con pre-losas premoldeadas, de 0.05m de espesor más trilogic (reticulado metálico) que permita su utilización como encofrado del hormigón in-situ a ejecutar para completar la losa. Sobre estas pre-losas, se dispone, previo al hormigonado, las armaduras correspondientes a la losa en su estado definitivo. La losa incorporada in situ, es de 0.13m de espesor, quedando un tablero de 0.18m de espesor total.

Las losas en voladizo se llevarán a cabo por medio de hormigonado in situ. Para esto, se dejan pases en vigas longitudinales para fijar el encofrado, colocando las

armaduras propias de la losa y las armaduras especiales de borde para las barreras de protección extremas (New Jersey)

Se completa con la ejecución in situ, de vigas transversales extremas y una central en cada uno de los tramos, que permiten la vinculación de las 9 vigas longitudinales, colaborando con la estabilidad transversal del tablero, y la distribución de cargas concentradas.

### **Apoyo tablero**

Constituyen los estribos del puente, y se componen de:

- **Viga dintel**
- **Columnas**
- **Bases de fundación**

Las vigas longitudinales apoyan sobre una viga extrema, denominada **viga dintel extrema**, de sección cuadrada (1.20x1.20m), con pantalla posterior para cierre transversal en cada extremo del puente, y entre tramos apoyan en una viga central, denominada **viga dintel central**, de sección rectangular (1.40x1.20m).

Estas vigas dintel no son perpendiculares al eje longitudinal del puente, sino que están a 81.22° (Ver planos).

El apoyo de cada viga se materializa a través de dados de hormigón en los cuales se ubican apoyos de neopreno, respondiendo su diseño a los estados de cargas más desfavorables.

### **Apoyo Viga dintel extrema**

Estas vigas apoyan sobre 5 **columnas** de sección circular ( $\varnothing = 0.90\text{m}$ ), distanciadas 5.65m entre sí, con 2 voladizos de 1.40m (dando una longitud total de viga dintel de 25.4m).

La altura de la columna, desde el cabezal de fundación hasta la cara inferior de la viga dintel es de 6.67m.

### **Apoyo Viga dintel central**

Estas vigas apoyan sobre 6 **columnas** de sección circular ( $\varnothing = 0.90\text{m}$ ), distanciadas 4.35m entre sí, con 2 voladizos de 1.25m (dando una longitud total de viga dintel de 24.25m).

La altura de la columna, desde el cabezal de fundación hasta la cara inferior de la viga dintel es de 7.36m (desnivel longitudinal de 2.5%).

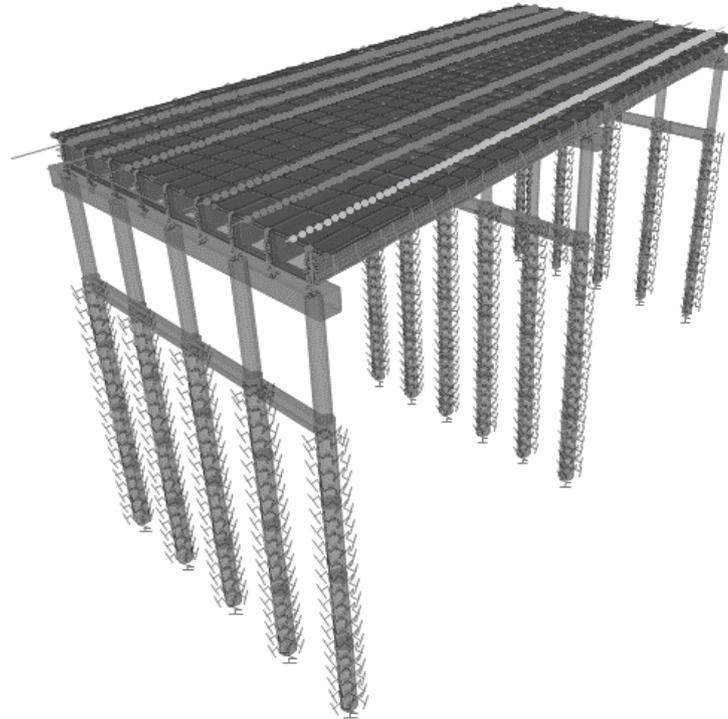
### **Apoyo columnas**

Se ejecutan **pozos de fundación** de  $\varnothing = 1\text{m}$  en los estribos extremos y  $\varnothing = 1.2\text{m}$  en la pila central, de acuerdo con el correspondiente estudio de suelos

## **7. MODELO NUMÉRICO**

El modelo numérico de la estructura se llevó a cabo por medio de programas destinados al cálculo estructural. Se confeccionó un único modelo en el cual se representó todos los elementos estructurales, con las dimensiones geométricas y características de los materiales antes mencionadas. Además, se incorporó el esviaje del puente, como así también las características del suelo para representar las restricciones sobre los pilotes de fundación (por medio de resortes). Se despreció la inclinación longitudinal y la doble inclinación transversal. Para la obtención de las solicitaciones necesarias para el cálculo

seccional que se llevara a cabo en las secciones siguientes, se adicionarlos las cargas actuantes sobre el puente, las cuales se detallarán en los apartados siguientes. A continuación, se puede observar el modelo numérico utilizado:



## 8. HIPÓTESIS DE CARGAS

En referencia al Manual “Bases para el cálculo de puentes de H<sup>o</sup>A<sup>o</sup> de vialidad nacional”, las cargas consideradas para el cálculo son las siguientes:

### FUERZAS PRINCIPALES

- Peso propio de la superestructura
- Peso propio elementos adicionales
- Sobrecarga accidental (uso)
- Impacto
- Influencia de la T°, contracción y fluencia del hormigón

### FUERZAS ADICIONALES

- Carga de viento
- Frenado de vehículos
- Esfuerzos transmitidos por barandas, barreras, etc.
- Frotamiento en los apoyos móviles
- Efectos por desplazamientos y asentamientos de estribos y/o pilares
- Efectos Sísmicos

## 8.1. FUERZAS PRINCIPALES

### 8.1.1. PESO PROPIO DE LA SUPERESTRUCTURA

Peso losa  $e=0.18\text{m}$   $D_L=0.18 \times 25 = 4.50 \text{ kN/m}^2$   
 Carpeta de rodamiento  $e=0.05\text{m}$   $D_C=0.05 \times 24 = 1.20 \text{ kN/m}^2$

Peso propio vigas VP160/15  $D_{VL}=0.4656 \times 25 = 11.64 \text{ kN/m}$   
 Peso propio viga transversal borde  $D_{VTb}=0.3 \times 1.25 \times 25 = 9.38 \text{ kN/m}$   
 Peso propio viga transversal central  $D_{VTc}=0.35 \times 1.25 \times 25 = 10.94 \text{ kN/m}$

### 8.1.2. PESO PROPIO ELEMENTOS ADICIONALES (SOBRECARGA PERMANENTE)

Barreras New Jersey  $D_B = 0.3 \times 25 = 7.5 \text{ kN/m}$   
 Mediana  $D_M = 0.2 \times 25 = 5.0 \text{ kN/m}^2$

### 8.1.3. SOBRECARGA ACCIDENTAL (DE USO)

Sobrecarga móvil: Puente categoría A-30 (300 kN):

Aplanadora rodillo delantero  $R_d = 130 \text{ kN}$   
 Aplanadora rodillo trasero (2)  $R_t = 85 \text{ kN}$   
 Multitud compacta en calzada  $L_c = 6 \text{ kN/m}^2$

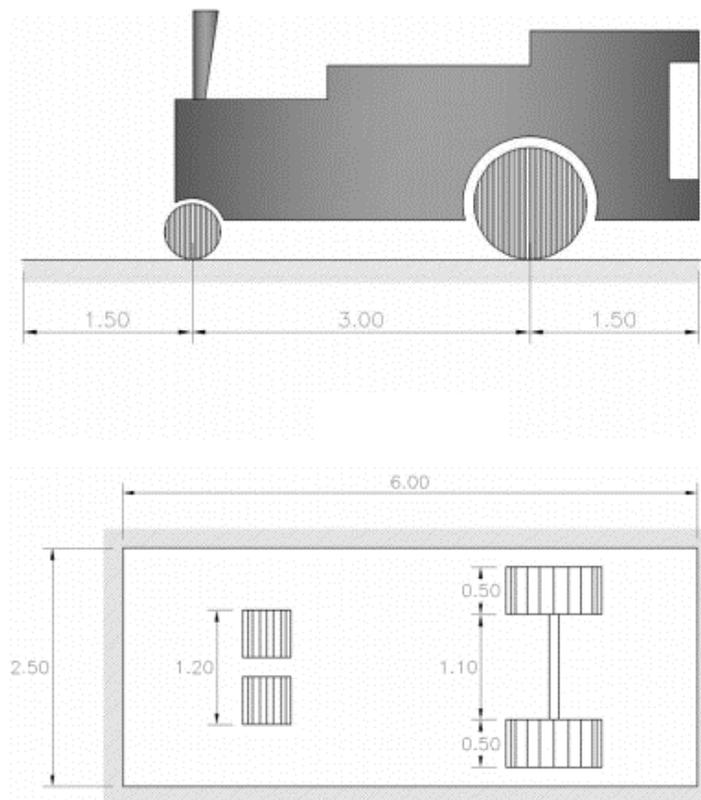


Figura 1. Aplanadora Tipo

Se debe considerar una aplanadora (**Figura 1**) por faja de circulación (ancho=3.00m), en este caso corresponde: 6 aplanadoras considerando un ancho de puente de 24.6m menos los 4m correspondientes a la mediana. Se colocarán 3 aplanadoras por sentido de circulación. Por lo que se considera una reducción en el peso de las mismas del 85%.

#### 8.1.4. IMPACTO

Para aplicar sobre las sobrecargas accidentales: aplanadora y multitud compacta.

- Para cálculo de losa de tablero:  $C_i = 1.4$
- Para cálculo de vigas longitudinales:  $C_i = 1.25$
- Para el resto de la estructura:  $C_i = 1$

#### 8.1.5. T<sup>o</sup>, CONTRACCIÓN Y FLUENCIA DEL H<sup>o</sup>

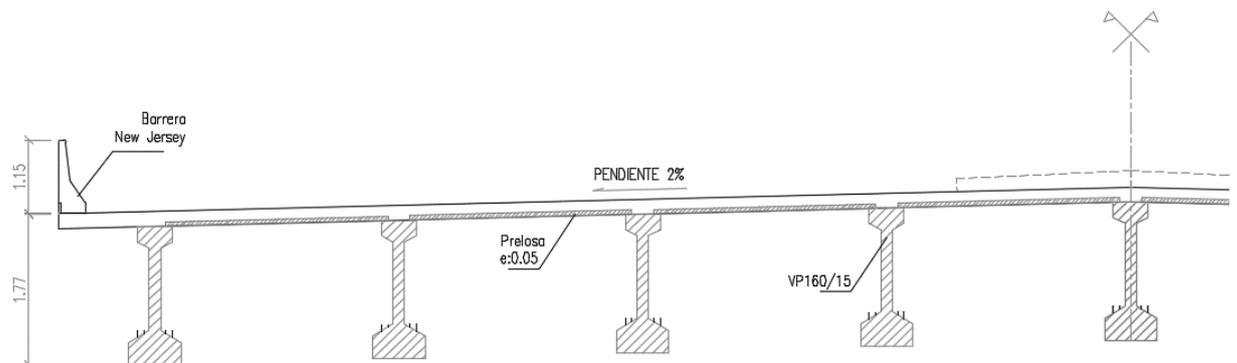
No se tienen en cuenta para la definición tensional de la estructura debido a la isostaticidad de la misma, pero si se tiene en cuenta la contracción y fluencia del H<sup>o</sup> en la consideración de pérdidas de pretensados de las vigas constitutivas.

### 8.2. FUERZAS ADICIONALES

#### 8.2.1. CARGA DE VIENTO

Presión horizontal para puentes vacíos:  $W_v = 2.5 \text{ kN/m}^2$   
 Altura de superficie expuesta:  $h_v = 1.77 + 1.15 \approx 2.90 \text{ m}$

Presión horizontal para puentes cargados:  $W_c = 1.5 \text{ kN/m}^2$   
 Altura de superficie expuesta:  $h_c = 1.77 + 2.00 \approx 3.75 \text{ m}$



#### 8.2.2. FRENADO DE VEHÍCULOS

Se toma una fuerza horizontal equivalente a 1/25 veces el valor de multitud compacta sin impacto, sobre cada tramo del puente, siendo esta no menor a 0.15 veces el peso de una aplanadora por faja de circulación.

Tramo 1 y 2 (L = 27.79m)

Área por de tramo:  $A_t = 27.79 * 24.6 = 683.63\text{m}^2$

Fuerza horizontal de frenado:  $F_f = 1/25 * 6 * 683.63 = 164.07 \text{ kN}$

Fuerza mínima a adoptar:  $F_f \text{ min} = 0.15 * 300 * 6 = 270 \text{ kN}$

Se adopta:  $F_f = 270 \text{ kN}$

### 8.2.3. EFECTOS POR DESPLAZAMIENTO Y ASENTAMIENTO DE ESTRIBOS Y PILARES

No se consideran, por no presentar influencia sobre el estado tensional de la estructura (isostática).

### 8.2.4. EFECTOS SÍSMICOS

El emplazamiento de la estructura en cuestión se encuentra en Zona Sísmica 1 (de reducida peligrosidad sísmica) de acuerdo a lo establecido por el Reglamento INPRES-CIRSOC 103-91. Teniendo en cuenta el tipo de construcción y el tipo de suelo, se pueden definir los siguientes coeficientes y características:

- Construcción tipo Grupo A: vía principal de comunicación
  - o Factor de riesgo:  $\gamma = 1.30$
- Suelo tipo II (intermedio)
- Ductilidad
  - o Transversal:  $\mu = 5$
  - o Longitudinal:  $\mu = 3$

A partir de estos valores se pudo determinar el espectro de diseño a utilizar para definir las cargas sísmicas, siendo este:

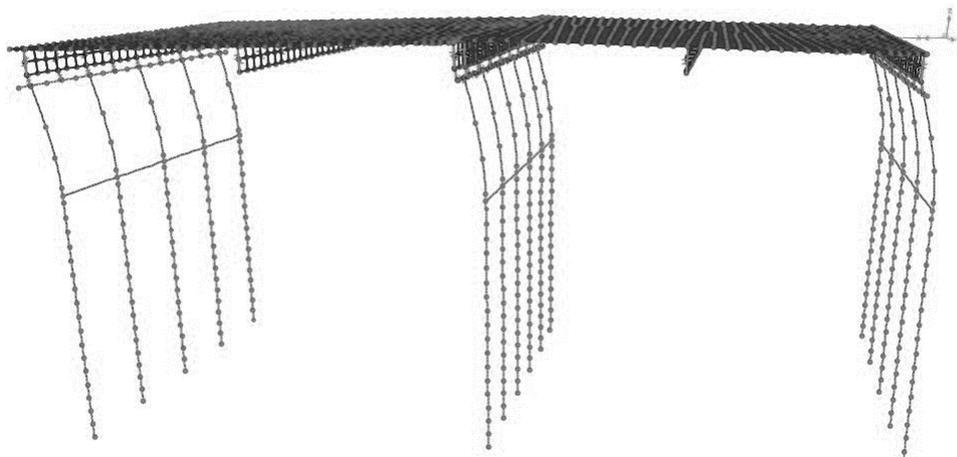
- $a_s = 0.09$
- $T_1 = 0.3s$
- $b = 0.27$
- $T_2 = 0.8s$

Los periodos fundamentales de vibración de la estructura se determinaron a partir del modelo numérico para la dirección longitudinal y transversal del puente. Se consideró el tablero del puente como un diafragma rígido.

#### Periodo de vibración longitudinal

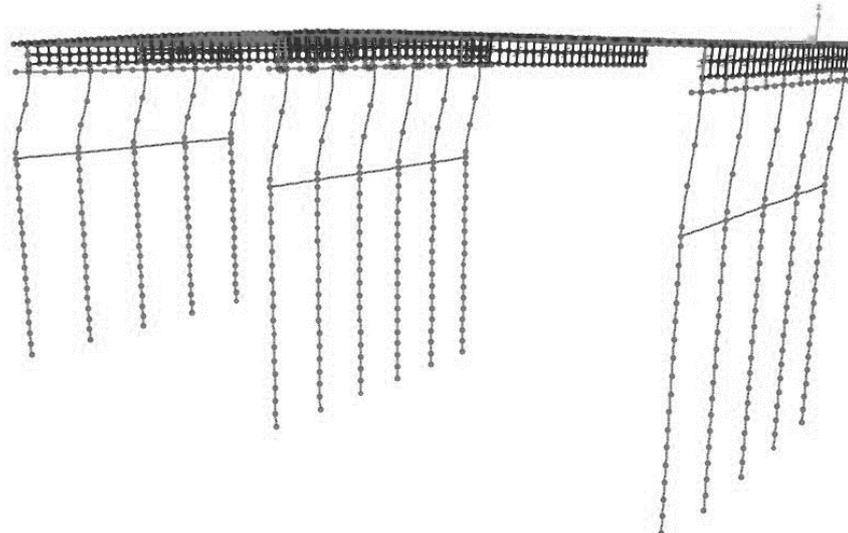
A partir del modelado se obtuvo como periodo de vibración longitudinal  **$T_1 = 1.41s$** .

A continuación, se detalla la deformada obtenida para dicha dirección.



Periodo de vibración transversal

A partir del modelado se obtuvo como periodo de vibración longitudinal **Tt = 0.93s**.  
A continuación, se detalla la deformada obtenida para dicha dirección.



Coefficiente sísmico longitudinal

A partir del periodo fundamental de vibración longitudinal y el espectro de diseño obtenemos los siguientes valores:

- R = 3 (Tl > T1)
- Sal = 0.18 (Tl > T2)

De esta forma, el coeficiente sísmico de diseño longitudinal resulta **Ci = 0.08**.

Coefficiente sísmico transversal

A partir del periodo fundamental de vibración longitudinal y el espectro de diseño obtenemos los siguientes valores:

- R = 5 (Tt > T1)
- Sat = 0.24 (Tt > T2)

De esta forma, el coeficiente sísmico de diseño longitudinal resulta **Ct = 0.06**.

**Fuerzas sísmicas laterales**

Para la determinación de las fuerzas sísmicas laterales se determinará la carga gravitatoria afectada. En este caso:

- Peso propio de tablero

$$\text{Losa + carpeta} = 1367\text{m}^2 * (4.50 + 1.20) \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 7450 \text{ kN}$$

$$\text{Vigas long.} = 9 * (27.65 + 27.65)\text{m} * 11.64 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 5793 \text{ kN}$$

$$\text{Vigas transv.} = \left( 4 * 9.38 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 2 * 10.94 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) * 22.40\text{m} = 1331 \text{ kN}$$

- Peso propio de estribos y pilas:

$$\text{Vigas dintel borde} = 2 * 36 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 25.4\text{m} = 1829 \text{ kN}$$

$$\text{Vigas dintel central} = 39 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 24.25\text{m} = 946 \text{ kN}$$

$$\text{Columnas borde} = 10 * \left( \frac{0.9^2 * \pi}{4} \right) m^2 * 25 \frac{kN}{m^3} * 6.67m = 1061 kN$$

$$\text{Columnas central} = 6 * \left( \frac{0.9^2 * \pi}{4} \right) m^2 * 25 \frac{kN}{m^3} * 7.36m = 637 kN$$

- Multitud compacta sobre calzada

$$MCSC = 1090 m^2 * 6 \frac{kN}{m^2} = 6540 kN$$

- Aplanadora A30 (x 6 y reducción 0.85)

$$A30 = 0.85 * 6 * 300 kN = 1530 kN$$

Se considerará un porcentaje de 50% de la carga móvil actuando en el instante del sismo. De esta manera tenemos:

- Peso propio de tablero  $G_T = 14159 kN$
- Peso propio de estribo y pilas  $G_{EYP} = 4473 kN$
- Multitud compacta sobre calzada  $L_{MCSC} = 3270 kN$
- Aplanadora A30 (x 5)  $L_{A30} = 765 kN$
- **Carga gravitatoria total  $Wt = 22667kN$**

El corte basal se determina a partir de la relación entre la carga gravitatoria total movilizada por el sismo y el coeficiente sísmico de diseño, para cada dirección.

- $V_{oL} = Wt * C_l = 1813.4kN$
- $V_{oT} = Wt * C_t = 1360.0kN$

### ***Distribución del corte basal en altura***

Se determinará la fuerza actuante a la altura de tablero, ya que se considera a este como un diafragma rígido. La fuerza actuante es proporcional a la altura del diafragma respecto a la altura total y a la masa presente en dicha altura.

En este caso, se considerará que en la cota de tablero está presente el peso propio del tablero, mitad de la sobrecarga móvil, pedo de las vigas dintel y la mitad del peso correspondiente a las columnas.

Las cargas laterales obtenidas se colocarán en los apoyos de cada viga, por lo que se calcularán para cada estribo y pila, distribuyéndose luego en los apoyos de las vigas concurrentes. Se tendrá en cuenta el área de aporte pertinente respecto a peso propio de tablero, peso de vigas dintel y columnas correspondientes, y mitad de sobrecarga móvil (teniendo en cuenta el área de aporte para multitud compacta sobre calzada) y totalidad de peso de aplanadoras (por la particularidad del movimiento de las mismas).

En resumen, se calculará la carga gravitatoria concurrente a cada uno de los 3 apoyos. Luego, la carga lateral a nivel de tablero por apoyo de tramo y, finalmente, por apoyo de viga (valor a ingresar en el modelo numérico):

1. Apoyo extremo Tramo 1 y extremo Tramo 2:

$$\text{Coeficiente de aporte Peso tablero y MCSC} = \frac{\frac{27.79}{2}}{55.58} = 0.25$$

$$\text{Coeficiente de aporte Peso columnas} = \frac{5}{10} = 0.5$$

$$\text{Coeficiente de aporte viga dintel} = \frac{1}{2} = 0.5$$

$$W1 = 765 + 0.25 * (3270 + 14159) + 0.5 * 0.5 * 1061 + 0.5 * 1829 = \mathbf{6302 \text{ kN}}$$
$$SL1 = \frac{W1}{Wt} * V_0L = \mathbf{504.2 \text{ kN}} \quad ST1 = \frac{W1}{Wt} * V_0T = \mathbf{378.2 \text{ kN}}$$

Acción lateral a introducir por apoyo de viga:

$$SL1_i = \frac{SL1}{9} = \mathbf{56.0 \text{ kN}} \quad ST1_i = \frac{ST1}{9} = \mathbf{42.0 \text{ kN}}$$

**2. Apoyo Tramo 1 – Tramo 2:**

$$\text{Coeficiente de aporte Peso tablero y MCSC} = \frac{\left(\frac{27.79}{2} + \frac{27.79}{2}\right)}{55.58} = 0.5$$

$$W2 = 765 + 0.5 * (3270 + 14159) + 0.5 * 637 + 946 = \mathbf{10.744 \text{ kN}}$$

$$SL2 = \frac{W2}{Wt} * V_0L = \mathbf{859.5 \text{ kN}} \quad ST2 = \frac{W2}{Wt} * V_0T = \mathbf{644.6 \text{ kN}}$$

Acción lateral a introducir por apoyo de viga:

$$SL2_i = \frac{SL2}{9} = \mathbf{95.5 \text{ kN}} \quad ST2_i = \frac{ST2}{9} = \mathbf{71.6 \text{ kN}}$$

## **9. DISEÑO Y VERIFICACIÓN DE ELEMENTOS**

El proceso de diseño y verificación de los elementos componentes de la superestructura se encuentra detallado en las siguientes secciones:

- MC LOSA DE TABLERO: Losa y Pre-loso
- MC VIGAS PRETENSADAS
- MC VIGAS TRANSVERSALES
- MC DEFENSAS: Barreras New Jersey

**VIGAS PRETENSADAS**  
PUENTE-VIADUCTO S/ RUTA 20  
pr. 7+349.48 - 7+403.48

## ÍNDICE

<b>1. OBJETO.....</b>	<b>17</b>
<b>2. DATOS DE PUENTE Y VIGAS.....</b>	<b>17</b>
<b>3. ANÁLISIS DE CARGA .....</b>	<b>18</b>
<b>4. COMBINACIONES DE CARGA .....</b>	<b>18</b>
<b>4.1. COMBINACIONES DE SERVICIO .....</b>	<b>18</b>
<b>4.2. COMBINACIONES ÚLTIMAS .....</b>	<b>18</b>
<b>5. SOLICITACIONES .....</b>	<b>18</b>
<b>6. MATERIALES .....</b>	<b>21</b>
<b>6.1. TENSIONES ADMISIBLES EN HORMIGÓN PRETENSADO.....</b>	<b>21</b>
<b>7. PERDIDAS DE PRETENSADO.....</b>	<b>22</b>
<b>8. VERIFICACIÓN DE TENSIONES EN EL HORMIGÓN.....</b>	<b>24</b>
<b>8.1. SECCIÓN 1 (SECCIÓN EXTREMA).....</b>	<b>25</b>
<b>8.2. SECCIÓN 2 .....</b>	<b>27</b>
<b>8.3. SECCIÓN 3 .....</b>	<b>29</b>
<b>8.4. SECCIÓN 4 .....</b>	<b>31</b>
<b>8.5. SECCIÓN CENTRAL .....</b>	<b>33</b>
<b>9. VERIFICACIÓN A ROTURA .....</b>	<b>35</b>
<b>9.1. FLEXIÓN.....</b>	<b>35</b>
<b>9.2. CORTE.....</b>	<b>37</b>
<b>10. OTRAS VERIFICACIONES.....</b>	<b>39</b>
<b>10.1.CORTE HORIZONTAL ENTRE VIGA Y LOSA .....</b>	<b>39</b>
<b>10.1.CORTE HORIZONTAL ENTRE VIGA Y LOSA .....</b>	<b>39</b>
<b>10.1.CORTE HORIZONTAL ENTRE VIGA Y LOSA .....</b>	<b>39</b>
<b>10.1.CORTE HORIZONTAL ENTRE VIGA Y LOSA .....</b>	<b>40</b>
<b>10.2. ARMADURA PASIVA EN APOYO .....</b>	<b>41</b>
<b>10.3. ARMADURA PARA ZUNCHADO DE CORDONES EN EXTREMO .....</b>	<b>41</b>
<b>10.4. ESTADOS TRANSITORIOS .....</b>	<b>42</b>
<b>10.4. ESTADOS TRANSITORIOS .....</b>	<b>42</b>

## 1. OBJETO

El objeto de la presente sección de cálculo es determinar las solicitaciones, dimensionar y verificar las vigas pretensadas longitudinales del tablero correspondiente al puente-viaducto sobre ruta 20

## 2. DATOS DE PUENTE Y VIGAS

El puente consta de 2 tramos geoméricamente iguales entre sí, pero opuestos. Como se mencionó en la Descripción General, el mismo se encuentra en una curva vertical, y se optó por facetar las vigas copiando la parábola de la curva, a modo de alivianar cargas permanentes. Como el pico de la curva vertical se encuentra en el centro (entre tramos), ambos lados siguen el mismo facetado.

Por lo detallado, se diseña y verifica una sola viga.

Son datos de interés para el análisis de las vigas:

Ancho de tablero: 24.60 m

Largo de vigas: 27.65 m

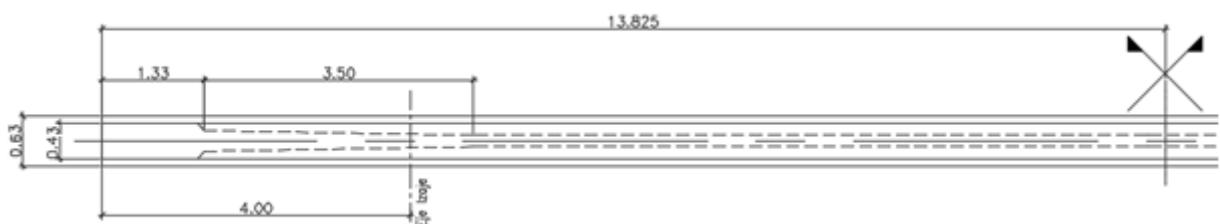
Cada tramo está compuesto por 9 vigas pretensadas VP 160/13, cuya distancia inter-eje es de 2.80 m, quedando voladizos extremos de 1.10 m (de eje viga extrema a borde de tablero)

- Espesor de losa: 0.18 m

### Respecto a las vigas pretensadas

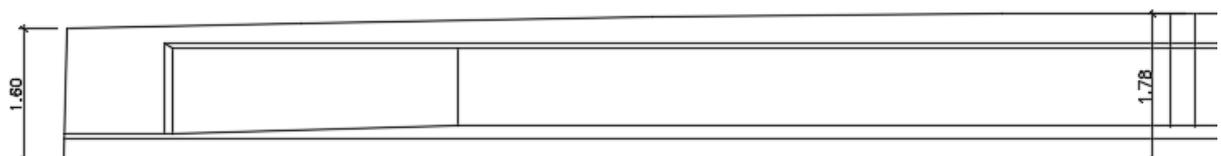
Características geométricas:

#### Vista en planta



En esta vista se observa el macizado de 1.33 m, y abocinado de 3.50 m.

#### Vista en lateral



En esta vista se aprecia el facetado, en centro la viga alcanza 1.78 m, siendo que en extremo es de 1.60 m.

Luz de cálculo: 27.05 m (entre eje de apoyos)

### 3. ANÁLISIS DE CARGA

El análisis de carga se detalla en la descripción. Las cargas que se tendrán en cuenta son:

1. Carga permanente: se considerará el peso propio de la superestructura (losa, vigas longitudinales y transversales, carpeta de rodamiento) como así también el peso de elementos adicionales (barrera tipo New Jersey y mediana central).
2. Sobrecarga móvil o de uso: se tendrá en cuenta la multitud compacta sobre calzada (MCSC) y el vehículo tipo de diseño, aplanadora A30 (6 aplanadoras en 6 fajas de circulación, con el peso reducido al 85%), teniendo en cuenta el factor de impacto (1.25).

### 4. COMBINACIONES DE CARGA

#### Referencias

- D = carga permanente (incluye peso propio de la estructura, carpeta de rodamiento, New Jersey y mediana central)
- LM = sobrecarga móvil (multitud compacta sobre calzada + aplanadoras A-30). Ésta se analizó en dos situaciones distintas de distribución: una simétrica (LM Simétrica), la sobrecarga actuando en las 6 fajas de circulación simétricamente distribuidas; y la otra asimétrica (LM Asimétrica), donde se acumuló la sobrecarga en uno de los sentidos de circulación (actuando sólo 3 fajas asimétricamente distribuidas a modo de recargar sólo una mitad del puente)

#### 4.1. COMBINACIONES DE SERVICIO

SC01	D
SC02a	D + LM Simétrica
SC02b	D + LM Asimétrica

#### 4.2. COMBINACIONES ÚLTIMAS

DC01	1.4 D
DC02a	1.2 D + 1.6 LM Simétrica
DC02b	1.2 D + 1.6 LM Asimétrica

### 5. SOLICITACIONES

Las solicitaciones para diseño seccional a rotura y verificación de tensiones y deformaciones en servicio, se obtuvieron a través del modelo numérico que se detalló en la descripción del correspondiente puente.

Respecto al modelado de la sobrecarga móvil, es necesario hacer la siguiente aclaración:

“El modelo numérico permite definir fajas de circulación y un vehículo de diseño, en este caso se definieron 6 fajas, y como vehículo la aplanadora A-30. Luego, el mismo analiza distintas posiciones del vehículo en sentido longitudinal dentro de las fajas de circulación, individualmente y en simultaneo (las 6 aplanadoras al mismo tiempo), obteniendo finalmente una envolvente de las solicitaciones para cada viga. Para el diseño se utilizaron las solicitaciones máximas de dichas envolventes para la viga más solicitada (obviamente incorporando el resto de cargas).”

A modo de resumen, se presentan las solicitaciones:

- En estado puro
  - M1: Peso propio de vigas pretensadas*
  - M2: Peso propio de losa + vigas transversales*
  - M3: Sobrecarga permanente del tablero*
  - M4: Sobrecarga móvil*

Sección	Dist. [m]	M [kNm] por acción:					
		M1	M2	M3	M4a	M4b	M4c
Apoyo	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
1	1,60	279,95	308,45	68,41	1113,00	932,00	
2	3,38	550,21	606,23	134,45	1861,00	1739,00	
3	6,76	943,21	1039,25	230,49	2503,00	2502,00	
4	10,14	1179,01	1299,06	288,11	2796,00	2995,00	
Central	13,53	1257,61	1385,66	307,32	3062,00	3358,00	
Sección	Dist. [m]	V [Kn] por acción:					
		V1	V2	V3	V4a	V4b	V4c
Apoyo	0,00	185,97	204,90	45,44	507,00	495,00	
1	1,60	163,97	180,66	40,07	444,00	432,00	
2	3,38	139,48	153,68	34,08	361,00	350,00	
3	6,76	92,98	102,45	22,72	244,00	236,00	
4	10,14	46,49	51,23	11,36	139,00	139,00	
Central	13,53	0,00	0,00	0,00	205,00	176,00	

- En estado límite de servicio

Sección	Dist. [m]	Ms [kNm] por combinación:				Ms Máx [kNm]
		SC01	SC02a	SC02b	SC02c	
Apoyo	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
1	1,60	656,81	1769,81	1588,81	1769,81	
2	3,38	1290,88	3151,88	3029,88	3151,88	
3	6,76	2212,94	4715,94	4714,94	4715,94	
4	10,14	2766,18	5562,18	5761,18	5761,18	
Central	13,53	2950,59	6012,59	6308,59	6308,59	
Sección	Dist. [m]	Vs [kNm] por combinación:				Vs Máx [kNm]
		SC01	SC02a	SC02b	SC02c	
Apoyo	0,00	436,32	943,32	931,32	943,32	
1	1,60	384,70	828,70	816,70	828,70	
2	3,38	327,24	688,24	677,24	688,24	
3	6,76	218,16	462,16	454,16	462,16	
4	10,14	109,08	248,08	248,08	248,08	
Central	13,53	0,00	205,00	176,00	205,00	

- En estado límite último

Sección	Dist. [m]	Mu [kNm] por combinación:				Mu Máx [kNm]
		DC01	DC02a	DC02b	DC02c	
Apoyo	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
1	1,60	919,54	2568,98	2279,38	2568,98	
2	3,38	1807,24	4526,66	4331,46	4526,66	
3	6,76	3098,12	6660,33	6658,73	6660,33	
4	10,14	3872,65	7793,01	8111,41	8111,41	
Central	13,53	4130,83	8439,91	8913,51	8913,51	
Sección	Dist. [m]	Vu [kN] por combinación:				VuMáx [kN]
		DC01	DC02a	DC02b	DC02c	
Apoyo	0,00	610,84	1334,78	1315,58	1334,78	
1	1,60	538,58	1172,04	1152,84	1172,04	
2	3,38	458,13	970,28	952,68	970,28	
3	6,76	305,42	652,19	639,39	652,19	
4	10,14	152,71	353,29	353,29	353,29	
Central	13,53	0,00	328,00	281,60	328,00	

## 6. MATERIALES

### En vigas pretensadas

- Hormigón H-40

$$f'c = 40 \text{ MPa} \quad Ec = 29725 \text{ MPa}$$

$$f'ci = 28 \text{ MPa} \quad Eci = 24870 \text{ MPa} \quad \text{Al momento de tesado}$$

### En losa 2da Etapa

- Hormigón H-25

$$f'c = 25 \text{ MPa} \quad Ec = 23500 \text{ MPa}$$

### Armadura de pretensado

- Cordones C1900 Grado 270 diámetro 12.7 mm

$$fpy = 1700 \text{ MPa} \quad fpu = 1900 \text{ MPa} \quad Eps = 195000 \text{ MPa}$$

$$ft = 1400 \text{ MPa} \quad \text{Tensión de tesado}$$

$$An = 0.99 \text{ cm}^2 \quad \text{Área nominal de sección transversal}$$

### Armadura pasiva

- Acero ADN-420

$$fy = 420 \text{ MPa} \quad Es = 210000 \text{ MPa}$$

## 6.1. TENSIONES ADMISIBLES EN HORMIGÓN PRETENSADO

		t = 0		t = ∞ p/cargas:			
		En extremos	En general	Semi - permanentes	Totales		
H-40	Tensión de compresión fc [MPa]=	0.6 f'ci =	16,8	0.45 f'c =	18,0	0.60 f'c =	24,0
	Tensión de tracción ft [Mpa]=	0.5vf'ci =	-2,6	0.25vf'ci =	-1,3	0.7 vf'c =	-4,4
H-25	Tensión de compresión fc [MPa]=			0.45 f'c =	11,25	0.60 f'c =	15
	Tensión de tracción ft [Mpa]=			0.7 vf'c =			-3,5

## 7. PERDIDAS DE PRETENSADO

De acuerdo a CIRSOC 201-05

Parámetros de interés:

Resistencia especificada a la comp. Del Hº de viga  $f_c$  [Mpa] = 40  
 Resistencia especificada al momento de tesado  $f_{ci}$  [Mpa] = 28 (según CIRSOC 201-05)  
 Resistencia adoptada del Hº al momento de tesado  $f_{ci}$  [Mpa] = 28

Edad efectiva del Hormigón al momento de hormigonar la losa  $t$  [días] = 60

Fuerza de pretensado en sección central (sin pérdidas)  $P$  [kN] = 4559,94

Fuerza de pretensado en sección extrema (sin pérdidas)  $P$  [kN] = 1934,52

Espesor ficticio de viga:

$def = V/S$  (siendo  $V$ : sección de Hº y  $S$ : perímetro expuesto al aire)

	S. Simple	S. Comp.
$V$ [m²] =	0,5465	0,92281104
$S$ [m] =	5,123	10,163
$V/S$ [cm] =	10,67	9,08
$V/S$ adoptado [cm] =		9,61

Tensión en Hº a nivel de centro de gravedad de los elementos tensores

	Sección Central	Sección Extrema	Tensión Media
$f_{cir}$ [MPa]	11,71	5,49	8,60
$f_{cds}$ [MPa]	3,78	0,89	2,34

A tiempo cero  
A tiempo infinito

$$f_{cir} = K_{cir} * f_{cpi} - f_g \quad (K_{cir} = 0,9 \text{ p/pretensado}) \quad f_{cds} = M_{cds} / (W_{sp})$$

$$f_{cpi} = P / Ag + (P * h_{sp}) / (W_{sp}) \quad M_{cds} = M_2 + M_3$$

$$f_g = M_1 / (W_{sp})$$

Pérdidas por acortamiento elástico (ES):

$$ES = E_{ps} * \frac{f_{ps}}{E_{ci}} = f_{cir} = 67,4 \text{ Mpa}$$

$K_{ES} = 1$  (Para pretensado)

$E_{ps} =$  Módulo de elasticidad de elementos tensores [Mpa] = 195000

$E_{ci} =$  Módulo de elasticidad del Hº al momento de tesado [Mpa] = 24870

**Pérdidas por retracción (SH):**

$$SH = 8,2 \cdot 10^{-4} \cdot K_{SH} \cdot E_{ps} \cdot \left(1 - 0,024 \cdot \frac{V}{S}\right) \cdot (100 - RH) =$$

**36,9 Mpa** (perdida final)  
**23,3 Mpa** (perdida parcial)

$K_{SH} = 1$  (Para pretensado)  
 $E_{ps} =$  Módulo de elasticidad de elementos tensores [Mpa] = **195000**  
 $V/S =$  Espesor ficticio de viga [cm] = **9,61**  
 $RH =$  Humedad media del ambiente (de Tabla) **70** Al aire libre

Ambiente	Humedad relativa media en %
En aire muy húmedo	90
En general al aire libre	70
En aire seco (p.e. en ambientes interiores secos)	50

**Pérdidas por fluencia del Hormigón (CR):**

$$CR = K_{CR} \cdot (f_{ctd} - f_{std}) \cdot \frac{E_{ps}}{E_c} =$$

**82,2 Mpa** (perdida final)  
**44,3 Mpa** (al momento de hormigonar la losa)

$K_{CR} = 2$  (Para pretensado)  
 $E_{ps} =$  Módulo de elasticidad de elementos tensores [Mpa] = **195000**  
 $E_c =$  Módulo de elasticidad del Hormigón a 28 días [Mpa] = **29725**

**Pérdidas por relajación de los cables (RE):**

$$RE = [K_{re} - J] \cdot (ES + SH + CR) \cdot C =$$

**26,2 Mpa** (perdida final)  
**14,1 Mpa** (al momento de hormigonar la losa)

$K_{re} =$  Valor básico de relajación [Mpa] = **35** Acero BR C-1900  
 $J =$  Factor para reducción de tensión (por otras perdidas) **0,04**

Tipo de elemento tensor	Relevado de tensiones	$K_{re}$ [MPa]	J
Cordón de 3 alambres C-1950	Térmico (Relajación Normal - RN)	144	0,16
Cordón de 3 alambres C-1800		133	0,15
Cordón de 3 alambres C-1750		130	0,14
Cordón de 3 alambres C-1650		122	0,13
Alambre de acero APL-1700	Termomecánico (Baja relajación - BR)	31	0,04
Cordón de 7 alambres C-1900		35	0,04

$C =$  Factor por nivel de tensión (de Tabla) **0,95**  
 $f_{pl} =$  Tensión de tiro en elementos tensores [Mpa] = **1400**  
 $f_{pu} =$  Tensión de rotura en elementos tensores [Mpa] = **1900**  
 $f_{pl}/f_{pu}$  Relación de tensiones para obtener C **0,74**

$f_{pl}/f_{pu}$	Acero de Relajación Normal	Acero de Baja Relajación
$0,60 \leq f_{pl}/f_{pu} < 0,70$	$0,49 + 5 \cdot (f_{pl}/f_{pu} - 0,60)$	$0,33 + 4 \cdot (f_{pl}/f_{pu} - 0,60)$
$0,70 \leq f_{pl}/f_{pu} \leq 0,80$	$1,00 + 9 \cdot (f_{pl}/f_{pu} - 0,70)$	$0,75 + 5 \cdot (f_{pl}/f_{pu} - 0,70)$

**RESUMEN DE PERDIDAS:**

**At = 0**

Acortamiento elástico, ES = 67,4 Mpa  
Tensión inicial de A<sup>º</sup>P<sup>º</sup> (con ES) = **1332,6 Mpa**

**At = t1** (Momento de hormigonado de Losa)

Retracción, SH = 23,3 Mpa  
Fluencia Lenta, CR = 44,3 Mpa  
Relajación, RE = 14,1 Mpa

% de Pérdidas = 6,13%  
**Adoptado = 7,00%**

**At = ∞**

Retracción, SH = 36,9 Mpa  
Fluencia Lenta, CR = 82,2 Mpa  
Relajación, RE = 26,2 Mpa

% de Pérdidas = 10,90%  
**Adoptado = 14,00%**

**PERDIDAS DE PRETENSADO ETAPA 1 = 7,00%**  
**PERDIDAS DE PRETENSADO ETAPA 2 = 7,00%**

## 8. VERIFICACIÓN DE TENSIONES EN EL HORMIGÓN

Se tuvieron en cuenta cinco etapas o estados transitorios de la viga a verificar:

**Estado 1:** Pretensado inicial + Peso Propio de viga (S.S.)

**Estado 2:** Pretensado inicial + Peso Propio de viga + Carga Losa tablero + Perdidas parciales (S.S.)

**Estado 3:** Pretensado inicial + Peso Propio de viga + Carga Losa tablero + Sobrecarga permanente + Pérdidas totales (S.C.)

**Estado 4:** Pretensado inicial + Peso Propio de viga + Carga Losa tablero + Sobrecarga permanente + 60% Sobrecarga Móvil + Pérdidas totales (S.C.)

**Estado 5:** Pretensado inicial + Peso Propio de viga + Carga Losa tablero + Sobrecarga permanente + 100% Sobrecarga Móvil + Pérdidas totales (S.C.)

En primera instancia se calculó el estado tensional para cada tipo de carga en cada sección según la carga actúe para la sección simple (S.S.) o sección compuesta (S.C.), esto se tiene en cuenta a través de las propiedades mecánicas de cada sección, y luego según la etapa a verificar se realizaron las combinaciones con los correspondientes coeficientes de aplicación.

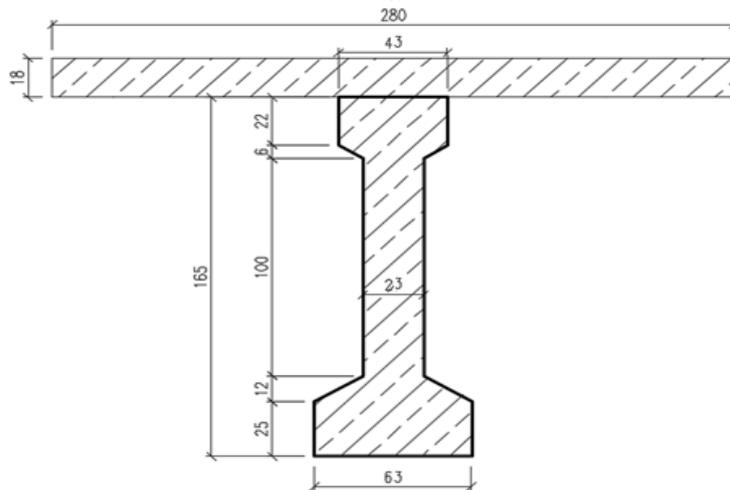
Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

## 8.1. SECCIÓN 1 (SECCIÓN EXTREMA)

### Características Geométricas de la sección

h [m] =	1,65	b1 [m] =	0,63	b2 [m] =	0,43	bw [m] =	0,23		
hf1 [m] =	0,25	hw1 [m] =	0,12	hw [m] =	1,00	hw2 [m] =	0,06	hf2 [m] =	0,22
hL [m] =	0,18	bL [m] =	2,8						

### Corte transversal



### Disposición de armado en la sección

Sección de A <sup>o</sup> Activa		N <sup>o</sup> Cordones	
Asp [cm <sup>2</sup> ] =	14,81		15
ysp [cm] =	11,3		
Sección de A <sup>o</sup> Pasiva			
	Inferior	Superior	
As [cm <sup>2</sup> ] =	16,08	10,3	
ys [cm] =	4	161	

### Propiedades mecánicas de la sección

Propiedad	Sección Simple	Sección Simple Homogénea	Sección Compuesta	Sección Compuesta Homogénea
Area [m <sup>2</sup> ] =	0,55350	0,57773	0,95195	0,97618
Yg [m] =	0,73851	0,72724	1,15770	1,14062
Ixx [m <sup>4</sup> ] =	0,16309	0,17581	0,39682	0,41926
h inf [m] =	0,73851	0,72724	1,15770	1,14062
h sp [m] =	0,62518	0,61390	1,04436	1,02728
h sup v [m] =	0,91149	0,92276	0,49230	0,50938
h sup L [m] =			0,67230	0,68938
W inf [m <sup>3</sup> ] =	0,22084	0,24176	0,34276	0,36757
W sp [m <sup>3</sup> ] =	0,26088	0,28639	0,37996	0,40812
W sup v [m <sup>3</sup> ] =	0,17893	0,19053	0,80604	0,82307
W sup L [m <sup>3</sup> ] =			0,59023	0,60816

**Verificacion de estado tensional**

Fuerza de Pretensado inicial = 1969,0 kN  
Pérdida de Pretensado Etapa 1 = 7,00%  
Pérdida de Pretensado Etapa 2 = 7,00%

Estado tensional en Viga Pretensada [Mpa]	Estados de Carga					
	Pretensado inicial (t=0) para S.S.	Peso propio de viga para S.S.	Carga Perm. Losa para S.S.	Sob. Carga Perm. Losa para S.C.	Pérdidas Etapa 2 7%	Sobrecarga Móvil para S.C.
Tensión sup. Losa				0,09	0,07	1,48
Tensión inf. Losa				0,07	0,03	1,12
Tensión sup. Viga	-2,87	1,40	1,54	0,09	0,04	1,42
Tensión fibra A <sup>e</sup> P <sup>e</sup>	7,34	-0,94	-1,04	-0,16	-0,47	-2,66
Tensión inf. Viga	8,09	-1,12	-1,23	-0,18	-0,51	-2,96

**Estado 1: Pretensado inicial + Peso Propio de viga (S.S)**

Coef. de aplicación:	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Estado tensional [Mpa]	A cumplirse:	Tensiones admisibles [Mpa]
Tensión sup. Viga	-2,87	1,40	0,00	0,00	0,00	0,00	-1,47	mayor a	<b>-2,65 CUMPLE</b>
Tensión fibra A <sup>e</sup> P <sup>e</sup>	7,34	-0,94	0,00	0,00	0,00	0,00	6,39	menor a	<b>16,80 CUMPLE</b>
Tensión inf. Viga	8,09	-1,12	0,00	0,00	0,00	0,00	6,97	menor a	<b>16,80 CUMPLE</b>

**Estado 2: Pretensado inicial + Peso Propio de viga + Carga Losa tablero + Perdidas Parciales (S.S.)**

Coef. de aplicación:	0,93	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	Estado tensional [Mpa]	A cumplirse:	Tensiones admisibles [Mpa]
Tensión sup. Viga	-2,67	1,40	1,54	0,00	0,00	0,00	0,27	menor a	<b>16,80 CUMPLE</b>
Tensión fibra A <sup>e</sup> P <sup>e</sup>	6,82	-0,94	-1,04	0,00	0,00	0,00	4,84	menor a	<b>16,80 CUMPLE</b>
Tensión inf. Viga	7,52	-1,12	-1,23	0,00	0,00	0,00	5,17	menor a	<b>16,80 CUMPLE</b>

**Estado 3: Pretensado inicial + Peso propio de viga + Carga Losa tablero + Sob. Carga permanente + Perdidas**

Coef. de aplicación:	0,93	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	Estado tensional [Mpa]	A cumplirse:	Tensiones admisibles [Mpa]
Tensión sup. Losa				0,09	0,07	0,00	0,16	menor a	<b>11,25 CUMPLE</b>
Tensión inf. Losa				0,07	0,03	0,00	0,10	menor a	<b>18,00 CUMPLE</b>
Tensión sup. Viga	-2,67	1,40	1,54	0,09	0,04	0,00	0,40	menor a	<b>18,00 CUMPLE</b>
Tensión fibra A <sup>e</sup> P <sup>e</sup>	6,82	-0,94	-1,04	-0,16	-0,47	0,00	4,20	menor a	<b>18,00 CUMPLE</b>
Tensión inf. Viga	7,52	-1,12	-1,23	-0,18	-0,51	0,00	4,49	menor a	<b>18,00 CUMPLE</b>

**Estado 4: Pretensado inicial + Peso propio de viga + Carga Losa tablero + Sob. Carga permanente + 60% Sob.**

Coef. de aplicación:	0,93	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	Estado tensional [Mpa]	A cumplirse:	Tensiones admisibles [Mpa]
Tensión sup. Losa				0,09	0,07	0,89	1,05	menor a	<b>11,25 CUMPLE</b>
Tensión inf. Losa				0,07	0,03	0,67	0,77	menor a	<b>18,00 CUMPLE</b>
Tensión sup. Viga	-2,67	1,40	1,54	0,09	0,04	0,85	1,25	menor a	<b>18,00 CUMPLE</b>
Tensión fibra A <sup>e</sup> P <sup>e</sup>	6,82	-0,94	-1,04	-0,16	-0,47	-1,60	2,61	menor a	<b>18,00 CUMPLE</b>
Tensión inf. Viga	7,52	-1,12	-1,23	-0,18	-0,51	-1,78	2,71	menor a	<b>18,00 CUMPLE</b>

**Estado 5: Pretensado inicial + Peso propio de viga + Carga Losa tablero + Sob. Carga permanente + 100% Sob**

Coef. de aplicación:	0,93	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	Estado tensional [Mpa]	A cumplirse:	Tensiones admisibles [Mpa]
Tensión sup. Losa				0,09	0,07	1,48	1,65	menor a	<b>15,00 CUMPLE</b>
Tensión inf. Losa				0,07	0,03	1,12	1,22	menor a	<b>24,00 CUMPLE</b>
Tensión sup. Viga	-2,67	1,40	1,54	0,09	0,04	1,42	1,82	menor a	<b>24,00 CUMPLE</b>
Tensión fibra A <sup>e</sup> P <sup>e</sup>	6,82	-0,94	-1,04	-0,16	-0,47	-2,66	1,54	menor a	<b>24,00 CUMPLE</b>
Tensión inf. Viga	7,52	-1,12	-1,23	-0,18	-0,51	-2,96	1,52	menor a	<b>24,00 CUMPLE</b>

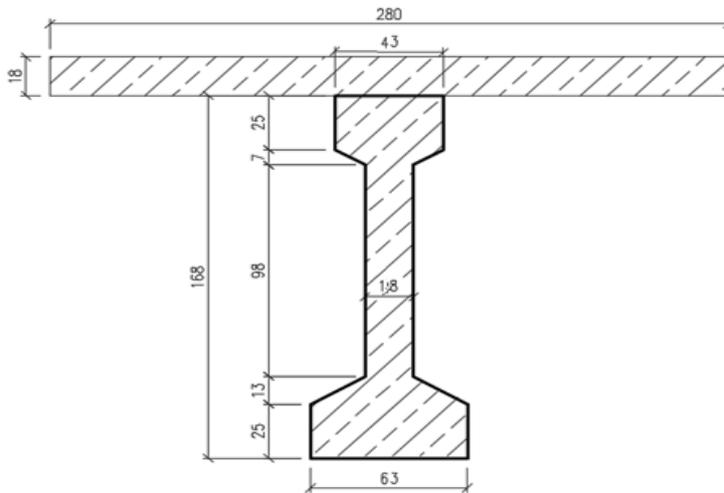
Referencia: Tensión de Compresión signo (+); Tensión de Tracción signo (-)

## 8.2. SECCIÓN 2

### Características Geométricas de la sección

h [m] =	1,68	b1 [m] =	0,63	b2 [m] =	0,43	bw [m] =	0,18		
hf1 [m] =	0,25	hw1 [m] =	0,13	hw [m] =	0,98	hw2 [m] =	0,07	hf2 [m] =	0,25
hL [m] =	0,18	bL [m] =	2,8						

### Corte transversal



### Disposición de armado en la sección

Sección de A <sup>o</sup> Activa		N <sup>o</sup> Cordones	
Asp [cm <sup>2</sup> ] =	20,73		21
y <sub>sp</sub> [cm] =	11,4		
Sección de A <sup>o</sup> Pasiva			
	Inferior	Superior	
As [cm <sup>2</sup> ] =	16,08	10,3	
ys [cm] =	4	164	

### Propiedades mecánicas de la sección

Propiedad	Sección Simple	Sección Simple Homogénea	Sección Compuesta	Sección Compuesta Homogénea
Area [m <sup>2</sup> ] =	0,51540	0,54292	0,91385	0,94137
Yg [m] =	0,74923	0,73326	1,19430	1,17208
Ixx [m <sup>4</sup> ] =	0,16883	0,18334	0,40435	0,43202
h inf [m] =	0,74923	0,73326	1,19430	1,17208
h sp [m] =	0,63495	0,61898	1,08001	1,05779
h sup v [m] =	0,93077	0,94674	0,48570	0,50792
h sup L [m] =			0,66570	0,68792
W inf [m <sup>3</sup> ] =	0,22534	0,25004	0,33856	0,36860
W sp [m <sup>3</sup> ] =	0,26590	0,29620	0,37439	0,40842
W sup v [m <sup>3</sup> ] =	0,18139	0,19366	0,83250	0,85057
W sup L [m <sup>3</sup> ] =			0,60740	0,62801

**Verificacion de estado tensional**

Fuerza de Pretensado inicial = 2756,7 kN  
Pérdida de Pretensado Etapa 1 = 7,00%  
Pérdida de Pretensado Etapa 2 = 7,00%

Estado tensional en Viga Pretensada [Mpa]	Estados de Carga					
	Pretensado inicial (t=0) para S.S.	Peso propio de viga para S.S.	Carga Perm. Losa para S.S.	Sob. Carga Perm. Losa para S.C.	Pérdidas Etapa 2 7%	Sobrecarga Móvil para S.C.
Tensión sup. Losa				0,17	0,10	2,40
Tensión inf. Losa				0,13	0,03	1,82
Tensión sup. Viga	-3,68	2,70	2,98	0,17	0,04	2,30
Tensión fibra Aº Pº	10,41	-1,80	-1,98	-0,32	-0,68	-4,43
Tensión inf. Viga	11,43	-2,12	-2,34	-0,36	-0,73	-4,92

**Estado 1: Pretensado inicial + Peso Propio de viga (S.S)**

Coef. de aplicación:	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Estado tensional [Mpa]
Tensión sup. Viga	-3,68	2,70	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,98
Tensión fibra Aº Pº	10,41	-1,80	0,00	0,00	0,00	0,00	8,61
Tensión inf. Viga	11,43	-2,12	0,00	0,00	0,00	0,00	9,31

A cumplirse: Tensiones admisibles [Mpa]  
mayor a **-1,32 CUMPLE**  
menor a **16,80 CUMPLE**

**Estado 2: Pretensado inicial + Peso Propio de viga + Carga Losa tablero + Perdidas Parciales (S.S.)**

Coef. de aplicación:	0,93	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	Estado tensional [Mpa]
Tensión sup. Viga	-3,42	2,70	2,98	0,00	0,00	0,00	2,26
Tensión fibra Aº Pº	9,68	-1,80	-1,98	0,00	0,00	0,00	5,90
Tensión inf. Viga	10,63	-2,12	-2,34	0,00	0,00	0,00	6,17

A cumplirse: Tensiones admisibles [Mpa]  
menor a **16,80 CUMPLE**  
menor a **16,80 CUMPLE**

**Estado 3: Pretensado inicial + Peso propio de viga + Carga Losa tablero + Sob. Carga permanente + Perdidas**

Coef. de aplicación:	0,93	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	Estado tensional [Mpa]
Tensión sup. Losa				0,17	0,10	0,00	0,27
Tensión inf. Losa				0,13	0,03	0,00	0,17
Tensión sup. Viga	-3,42	2,70	2,98	0,17	0,04	0,00	2,47
Tensión fibra Aº Pº	9,68	-1,80	-1,98	-0,32	-0,68	0,00	4,91
Tensión inf. Viga	10,63	-2,12	-2,34	-0,36	-0,73	0,00	5,09

A cumplirse: Tensiones admisibles [Mpa]  
menor a **11,25 CUMPLE**  
menor a **18,00 CUMPLE**  
menor a **18,00 CUMPLE**

**Estado 4: Pretensado inicial + Peso propio de viga + Carga Losa tablero + Sob. Carga permanente + 60% Sob.**

Coef. de aplicación:	0,93	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	Estado tensional [Mpa]
Tensión sup. Losa				0,17	0,10	1,44	1,71
Tensión inf. Losa				0,13	0,03	1,09	1,26
Tensión sup. Viga	-3,42	2,70	2,98	0,17	0,04	1,38	3,85
Tensión fibra Aº Pº	9,68	-1,80	-1,98	-0,32	-0,68	-2,66	2,25
Tensión inf. Viga	10,63	-2,12	-2,34	-0,36	-0,73	-2,95	2,13

A cumplirse: Tensiones admisibles [Mpa]  
menor a **11,25 CUMPLE**  
menor a **18,00 CUMPLE**  
menor a **18,00 CUMPLE**

**Estado 5: Pretensado inicial + Peso propio de viga + Carga Losa tablero + Sob. Carga permanente + 100% Sob**

Coef. de aplicación:	0,93	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	Estado tensional [Mpa]
Tensión sup. Losa				0,17	0,10	2,40	2,67
Tensión inf. Losa				0,13	0,03	1,82	1,99
Tensión sup. Viga	-3,42	2,70	2,98	0,17	0,04	2,30	4,77
Tensión fibra Aº Pº	9,68	-1,80	-1,98	-0,32	-0,68	-4,43	0,47
Tensión inf. Viga	10,63	-2,12	-2,34	-0,36	-0,73	-4,92	0,16

A cumplirse: Tensiones admisibles [Mpa]  
menor a **15,00 CUMPLE**  
menor a **24,00 CUMPLE**  
menor a **24,00 CUMPLE**

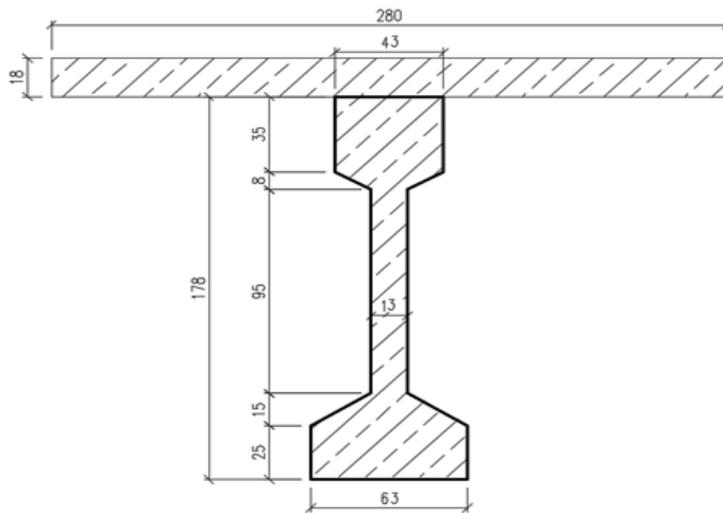
Referencia: Tensión de Compresión signo (+); Tensión de Tracción signo (-)

### 8.3. SECCIÓN 3

#### Características Geométricas de la sección

h [m] =	1,74	b1 [m] =	0,63	b2 [m] =	0,43	bw [m] =	0,13		
hf1 [m] =	0,25	hw1 [m] =	0,15	hw [m] =	0,95	hw2 [m] =	0,08	hf2 [m] =	0,31
hL [m] =	0,18	bL [m] =	2,8						

#### Corte transversal



#### Disposición de armado en la sección

Sección de A <sup>o</sup> Activa		N <sup>o</sup> Cordones	
Asp [cm <sup>2</sup> ] =	26,65		27
y <sub>sp</sub> [cm] =	10,4		
Sección de A <sup>o</sup> Pasiva			
	Inferior	Superior	
As [cm <sup>2</sup> ] =	16,08	6,28	
ys [cm] =	4	170	

#### Propiedades mecánicas de la sección

Propiedad	Sección Simple	Sección Simple Homogénea	Sección Compuesta	Sección Compuesta Homogénea
Area [m <sup>2</sup> ] =	0,49370	0,52208	0,89215	0,92052
Yg [m] =	0,78573	0,75911	1,25212	1,22264
Ixx [m <sup>4</sup> ] =	0,18753	0,20303	0,42934	0,46397
h inf [m] =	0,78573	0,75911	1,25212	1,22264
h sp [m] =	0,68202	0,65541	1,14841	1,11894
h sup v [m] =	0,95427	0,98089	0,48788	0,51736
h sup L [m] =			0,66788	0,69736
W inf [m <sup>3</sup> ] =	0,23867	0,26746	0,34289	0,37948
W sp [m <sup>3</sup> ] =	0,27496	0,30978	0,37386	0,41466
W sup v [m <sup>3</sup> ] =	0,19652	0,20699	0,88001	0,89682
W sup L [m <sup>3</sup> ] =			0,64284	0,66533

**Verificacion de estado tensional**

Fuerza de Pretensado inicial = 3544,3 kN  
Pérdida de Pretensado Etapa 1 = 7,00%  
Pérdida de Pretensado Etapa 2 = 7,00%

Estado tensional en Viga Pretensada [Mpa]	Estados de Carga					
	Pretensado inicial (t=0) para S.S.	Peso propio de viga para S.S.	Carga Perm. Losa para S.S.	Sob. Carga Perm. Losa para S.C.	Pérdidas Etapa 2 7%	Sobrecarga Móvil para S.C.
Tensión sup. Losa				0,28	0,12	3,05
Tensión inf. Losa				0,21	0,04	2,32
Tensión sup. Viga	-4,41	4,33	4,77	0,27	0,05	2,94
Tensión fibra Aº Pº	13,69	-2,94	-3,24	-0,54	-0,90	-5,86
Tensión inf. Viga	14,84	-3,41	-3,75	-0,59	-0,96	-6,41

Estado 1: Pretensado inicial + Peso Propio de viga (S.S)							Estado tensional [Mpa]	A cumplirse:	Tensiones admisibles [Mpa]
Coef. de aplicación:	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00			
Tensión sup. Viga	-4,41	4,33	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,08	mayor a	<b>-1,32 CUMPLE</b>
Tensión fibra Aº Pº	13,69	-2,94	0,00	0,00	0,00	0,00	10,75	menor a	<b>16,80 CUMPLE</b>
Tensión inf. Viga	14,84	-3,41	0,00	0,00	0,00	0,00	11,43		

Estado 2: Pretensado inicial + Peso Propio de viga + Carga Losa tablero + Perdidas Parciales (S.S.)							Estado tensional [Mpa]	A cumplirse:	Tensiones admisibles [Mpa]
Coef. de aplicación:	0,93	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00			
Tensión sup. Viga	-4,10	4,33	4,77	0,00	0,00	0,00	5,00	menor a	<b>16,80 CUMPLE</b>
Tensión fibra Aº Pº	12,73	-2,94	-3,24	0,00	0,00	0,00	6,55		
Tensión inf. Viga	13,80	-3,41	-3,75	0,00	0,00	0,00	6,64	menor a	<b>16,80 CUMPLE</b>

Estado 3: Pretensado inicial + Peso propio de viga + Carga Losa tablero + Sob. Carga permanente + Perdidas							Estado tensional [Mpa]	A cumplirse:	Tensiones admisibles [Mpa]
Coef. de aplicación:	0,93	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00			
Tensión sup. Losa				0,28	0,12	0,00	0,40	menor a	<b>11,25 CUMPLE</b>
Tensión inf. Losa				0,21	0,04	0,00	0,25		
Tensión sup. Viga	-4,10	4,33	4,77	0,27	0,05	0,00	5,32	menor a	<b>18,00 CUMPLE</b>
Tensión fibra Aº Pº	12,73	-2,94	-3,24	-0,54	-0,90	0,00	5,11		
Tensión inf. Viga	13,80	-3,41	-3,75	-0,59	-0,96	0,00	5,09	menor a	<b>18,00 CUMPLE</b>

Estado 4: Pretensado inicial + Peso propio de viga + Carga Losa tablero + Sob. Carga permanente + 60% Sob.							Estado tensional [Mpa]	A cumplirse:	Tensiones admisibles [Mpa]
Coef. de aplicación:	0,93	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60			
Tensión sup. Losa				0,28	0,12	1,83	2,23	menor a	<b>11,25 CUMPLE</b>
Tensión inf. Losa				0,21	0,04	1,39	1,65		
Tensión sup. Viga	-4,10	4,33	4,77	0,27	0,05	1,76	7,08	menor a	<b>18,00 CUMPLE</b>
Tensión fibra Aº Pº	12,73	-2,94	-3,24	-0,54	-0,90	-3,51	1,59		
Tensión inf. Viga	13,80	-3,41	-3,75	-0,59	-0,96	-3,85	1,25	menor a	<b>18,00 CUMPLE</b>

Estado 5: Pretensado inicial + Peso propio de viga + Carga Losa tablero + Sob. Carga permanente + 100% Sob							Estado tensional [Mpa]	A cumplirse:	Tensiones admisibles [Mpa]
Coef. de aplicación:	0,93	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00			
Tensión sup. Losa				0,28	0,12	3,05	3,45	menor a	<b>15,00 CUMPLE</b>
Tensión inf. Losa				0,21	0,04	2,32	2,58		
Tensión sup. Viga	-4,10	4,33	4,77	0,27	0,05	2,94	8,26	menor a	<b>24,00 CUMPLE</b>
Tensión fibra Aº Pº	12,73	-2,94	-3,24	-0,54	-0,90	-5,86	-0,75		
Tensión inf. Viga	13,80	-3,41	-3,75	-0,59	-0,96	-6,41	-1,32	mayor a	<b>-4,43 CUMPLE</b>

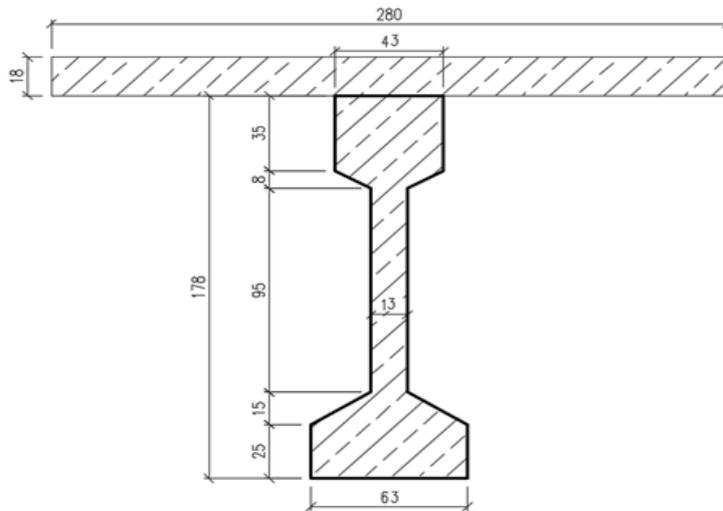
Referencia: Tensión de Compresión signo (+); Tensión de Tracción signo (-)

## 8.4. SECCIÓN 4

### Características Geométricas de la sección

h [m] =	1,77	b1 [m] =	0,63	b2 [m] =	0,43	bw [m] =	0,13	hf2 [m] =	0,34
hf1 [m] =	0,25	hw1 [m] =	0,15	hw [m] =	0,95	hw2 [m] =	0,08		
hL [m] =	0,18	bL [m] =	2,8						

### Corte transversal



### Disposición de armado en la sección

Sección de Aº Activa		
	Nº Cordones	
Asp [cm²] =	32,57	33
ysp [cm] =	10,0	
Sección de Aº Pasiva		
	Inferior	Superior
As [cm²] =	16,08	6,28
ys [cm] =	4	173

### Propiedades mecánicas de la sección

Propiedad	Sección Simple	Sección Simple Homogénea	Sección Compuesta	Sección Compuesta Homogénea
Area [m²] =	0,50660	0,53827	0,90505	0,93672
Yg [m] =	0,81041	0,77906	1,27249	1,23885
Ixx [m⁴] =	0,19934	0,21749	0,44640	0,48691
h inf [m] =	0,81041	0,77906	1,27249	1,23885
h sp [m] =	0,71041	0,67906	1,17249	1,13885
h sup v [m] =	0,95959	0,99094	0,49751	0,53115
h sup L [m] =			0,67751	0,71115
W inf [m³] =	0,24598	0,27917	0,35081	0,39303
W sp [m³] =	0,28060	0,32028	0,38073	0,42754
W sup v [m³] =	0,20774	0,21948	0,89728	0,91671
W sup L [m³] =			0,65889	0,68468

**Verificacion de estado tensional**

Fuerza de Pretensado inicial = 4331,9 kN  
Pérdida de Pretensado Etapa 1 = 7,00%  
Pérdida de Pretensado Etapa 2 = 7,00%

Estado tensional en Viga Pretensada [Mpa]	Estados de Carga					
	Pretensado inicial (t=0) para S.S.	Peso propio de viga para S.S.	Carga Perm. Losa para S.S.	Sob. Carga Perm. Losa para S.C.	Pérdidas Etapa 2 7%	Sobrecarga Móvil para S.C.
Tensión sup. Losa				0,34	0,15	3,54
Tensión inf. Losa				0,26	0,05	2,72
Tensión sup. Viga	-5,32	5,11	5,63	0,33	0,07	3,44
Tensión fibra Aº Pº	16,52	-3,56	-3,92	-0,65	-1,08	-6,80
Tensión inf. Viga	17,83	-4,08	-4,49	-0,71	-1,15	-7,41

Estado 1: Pretensado inicial + Peso Propio de viga (S.S)							Estado tensional [Mpa]	A cumplirse:	Tensiones admisibles [Mpa]
Coef. de aplicación:	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00			
Tensión sup. Viga	-5,32	5,11	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,21	mayor a	<b>-1,32 CUMPLE</b>
Tensión fibra Aº Pº	16,52	-3,56	0,00	0,00	0,00	0,00	12,96	menor a	<b>16,80 CUMPLE</b>
Tensión inf. Viga	17,83	-4,08	0,00	0,00	0,00	0,00	13,75	menor a	<b>16,80 CUMPLE</b>

Estado 2: Pretensado inicial + Peso Propio de viga + Carga Losa tablero + Perdidas Parciales (S.S.)							Estado tensional [Mpa]	A cumplirse:	Tensiones admisibles [Mpa]
Coef. de aplicación:	0,93	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00			
Tensión sup. Viga	-4,95	5,11	5,63	0,00	0,00	0,00	5,79	menor a	<b>16,80 CUMPLE</b>
Tensión fibra Aº Pº	15,36	-3,56	-3,92	0,00	0,00	0,00	7,88	menor a	<b>16,80 CUMPLE</b>
Tensión inf. Viga	16,58	-4,08	-4,49	0,00	0,00	0,00	8,00	menor a	<b>16,80 CUMPLE</b>

Estado 3: Pretensado inicial + Peso propio de viga + Carga Losa tablero + Sob. Carga permanente + Perdidas							Estado tensional [Mpa]	A cumplirse:	Tensiones admisibles [Mpa]
Coef. de aplicación:	0,93	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00			
Tensión sup. Losa				0,34	0,15	0,00	0,49	menor a	<b>11,25 CUMPLE</b>
Tensión inf. Losa				0,26	0,05	0,00	0,31	menor a	<b>18,00 CUMPLE</b>
Tensión sup. Viga	-4,95	5,11	5,63	0,33	0,07	0,00	6,19	menor a	<b>18,00 CUMPLE</b>
Tensión fibra Aº Pº	15,36	-3,56	-3,92	-0,65	-1,08	0,00	6,14	menor a	<b>18,00 CUMPLE</b>
Tensión inf. Viga	16,58	-4,08	-4,49	-0,71	-1,15	0,00	6,14	menor a	<b>18,00 CUMPLE</b>

Estado 4: Pretensado inicial + Peso propio de viga + Carga Losa tablero + Sob. Carga permanente + 60% Sob.							Estado tensional [Mpa]	A cumplirse:	Tensiones admisibles [Mpa]
Coef. de aplicación:	0,93	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60			
Tensión sup. Losa				0,34	0,15	2,12	2,61	menor a	<b>11,25 CUMPLE</b>
Tensión inf. Losa				0,26	0,05	1,63	1,94	menor a	<b>18,00 CUMPLE</b>
Tensión sup. Viga	-4,95	5,11	5,63	0,33	0,07	2,06	8,25	menor a	<b>18,00 CUMPLE</b>
Tensión fibra Aº Pº	15,36	-3,56	-3,92	-0,65	-1,08	-4,08	2,06	menor a	<b>18,00 CUMPLE</b>
Tensión inf. Viga	16,58	-4,08	-4,49	-0,71	-1,15	-4,45	1,69	menor a	<b>18,00 CUMPLE</b>

Estado 5: Pretensado inicial + Peso propio de viga + Carga Losa tablero + Sob. Carga permanente + 100% Sob							Estado tensional [Mpa]	A cumplirse:	Tensiones admisibles [Mpa]
Coef. de aplicación:	0,93	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00			
Tensión sup. Losa				0,34	0,15	3,54	4,03	menor a	<b>15,00 CUMPLE</b>
Tensión inf. Losa				0,26	0,05	2,72	3,03	menor a	<b>24,00 CUMPLE</b>
Tensión sup. Viga	-4,95	5,11	5,63	0,33	0,07	3,44	9,63	menor a	<b>24,00 CUMPLE</b>
Tensión fibra Aº Pº	15,36	-3,56	-3,92	-0,65	-1,08	-6,80	-0,66	mayor a	<b>-4,43 CUMPLE</b>
Tensión inf. Viga	16,58	-4,08	-4,49	-0,71	-1,15	-7,41	-1,27	mayor a	<b>-4,43 CUMPLE</b>

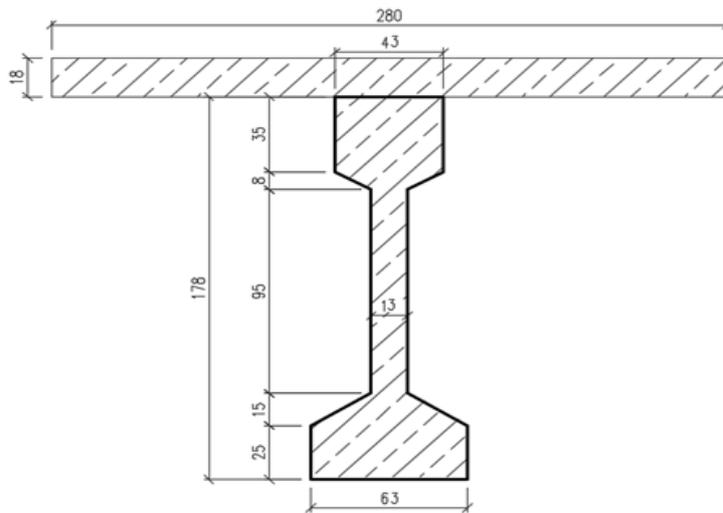
Referencia: Tensión de Compresión signo (+); Tensión de Tracción signo (-)

## 8.5. SECCIÓN CENTRAL

### Características Geométricas de la sección

h [m] =	1,78	b1 [m] =	0,63	b2 [m] =	0,43	bw [m] =	0,13		
hf1 [m] =	0,25	hw1 [m] =	0,15	hw [m] =	0,95	hw2 [m] =	0,08	hf2 [m] =	0,35
hL [m] =	0,18	bL [m] =	2,8						

### Corte transversal



### Disposición de armado en la sección

Sección de A <sup>o</sup> Activa		N <sup>o</sup> Cordones	
Asp [cm <sup>2</sup> ] =	32,57		33
ysp [cm] =	10,0		
Sección de A <sup>o</sup> Pasiva			
	Inferior	Superior	
As [cm <sup>2</sup> ] =	16,08	6,28	
ys [cm] =	4	174	

### Propiedades mecánicas de la sección

Propiedad	Sección Simple	Sección Simple Homogénea	Sección Compuesta	Sección Compuesta Homogénea
Area [m <sup>2</sup> ] =	0,51090	0,54257	0,90935	0,94102
Yg [m] =	0,81853	0,78702	1,27925	1,24558
Ixx [m <sup>4</sup> ] =	0,20331	0,22180	0,45217	0,49314
h inf [m] =	0,81853	0,78702	1,27925	1,24558
h sp [m] =	0,71853	0,68702	1,17925	1,14558
h sup v [m] =	0,96147	0,99298	0,50075	0,53442
h sup L [m] =			0,68075	0,71442
W inf [m <sup>3</sup> ] =	0,24838	0,28183	0,35346	0,39591
W sp [m <sup>3</sup> ] =	0,28295	0,32285	0,38344	0,43047
W sup v [m <sup>3</sup> ] =	0,21146	0,22337	0,90298	0,92275
W sup L [m <sup>3</sup> ] =			0,66422	0,69026

**Verificacion de estado tensional**

Fuerza de Pretensado inicial = 4331,9 kN  
Pérdida de Pretensado Etapa 1 = 7,00%  
Pérdida de Pretensado Etapa 2 = 7,00%

Estado tensional en Viga Pretensada [Mpa]	Estados de Carga					
	Pretensado inicial (t=0) para S.S.	Peso propio de viga para S.S.	Carga Perm. Losa para S.S.	Sob. Carga Perm. Losa para S.C.	Pérdidas Etapa 2 %	Sobrecarga Móvil para S.C.
Tensión sup. Losa				0,36	0,15	3,94
Tensión inf. Losa				0,28	0,05	3,03
Tensión sup. Viga	-5,31	5,36	5,90	0,35	0,07	3,83
Tensión fibra A <sup>e</sup> P <sup>e</sup>	16,49	-3,77	-4,15	-0,69	-1,08	-7,57
Tensión inf. Viga	17,78	-4,31	-4,75	-0,75	-1,15	-8,25

Estado 1: Pretensado inicial + Peso Propio de viga (S.S)							Estado tensional [Mpa]	A cumplirse:	Tensiones admisibles [Mpa]
Coef. de aplicación:	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00			
Tensión sup. Viga	-5,31	5,36	0,00	0,00	0,00	0,00	0,05	menor a	<b>16,80 CUMPLE</b>
Tensión fibra A <sup>e</sup> P <sup>e</sup>	16,49	-3,77	0,00	0,00	0,00	0,00	12,72		
Tensión inf. Viga	17,78	-4,31	0,00	0,00	0,00	0,00	13,48	menor a	<b>16,80 CUMPLE</b>

Estado 2: Pretensado inicial + Peso Propio de viga + Carga Losa tablero + Perdidas Parciales (S.S.)							Estado tensional [Mpa]	A cumplirse:	Tensiones admisibles [Mpa]
Coef. de aplicación:	0,93	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00			
Tensión sup. Viga	-4,94	5,36	5,90	0,00	0,00	0,00	6,33	menor a	<b>16,80 CUMPLE</b>
Tensión fibra A <sup>e</sup> P <sup>e</sup>	15,33	-3,77	-4,15	0,00	0,00	0,00	7,42		
Tensión inf. Viga	16,54	-4,31	-4,75	0,00	0,00	0,00	7,48	menor a	<b>16,80 CUMPLE</b>

Estado 3: Pretensado inicial + Peso propio de viga + Carga Losa tablero + Sob. Carga permanente + Perdidas							Estado tensional [Mpa]	A cumplirse:	Tensiones admisibles [Mpa]
Coef. de aplicación:	0,93	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00			
Tensión sup. Losa				0,36	0,15	0,00	0,51	menor a	<b>11,25 CUMPLE</b>
Tensión inf. Losa				0,28	0,05	0,00	0,33		
Tensión sup. Viga	-4,94	5,36	5,90	0,35	0,07	0,00	6,75	menor a	<b>18,00 CUMPLE</b>
Tensión fibra A <sup>e</sup> P <sup>e</sup>	15,33	-3,77	-4,15	-0,69	-1,08	0,00	5,64		
Tensión inf. Viga	16,54	-4,31	-4,75	-0,75	-1,15	0,00	5,58	menor a	<b>18,00 CUMPLE</b>

Estado 4: Pretensado inicial + Peso propio de viga + Carga Losa tablero + Sob. Carga permanente + 60% Sob.							Estado tensional [Mpa]	A cumplirse:	Tensiones admisibles [Mpa]
Coef. de aplicación:	0,93	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60			
Tensión sup. Losa				0,36	0,15	2,36	2,87	menor a	<b>11,25 CUMPLE</b>
Tensión inf. Losa				0,28	0,05	1,82	2,15		
Tensión sup. Viga	-4,94	5,36	5,90	0,35	0,07	2,30	9,04	menor a	<b>18,00 CUMPLE</b>
Tensión fibra A <sup>e</sup> P <sup>e</sup>	15,33	-3,77	-4,15	-0,69	-1,08	-4,54	1,10		
Tensión inf. Viga	16,54	-4,31	-4,75	-0,75	-1,15	-4,95	0,63	menor a	<b>18,00 CUMPLE</b>

Estado 5: Pretensado inicial + Peso propio de viga + Carga Losa tablero + Sob. Carga permanente + 100% Sob							Estado tensional [Mpa]	A cumplirse:	Tensiones admisibles [Mpa]
Coef. de aplicación:	0,93	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00			
Tensión sup. Losa				0,36	0,15	3,94	4,44	menor a	<b>15,00 CUMPLE</b>
Tensión inf. Losa				0,28	0,05	3,03	3,36		
Tensión sup. Viga	-4,94	5,36	5,90	0,35	0,07	3,83	10,57	menor a	<b>24,00 CUMPLE</b>
Tensión fibra A <sup>e</sup> P <sup>e</sup>	15,33	-3,77	-4,15	-0,69	-1,08	-7,57	-1,93		
Tensión inf. Viga	16,54	-4,31	-4,75	-0,75	-1,15	-8,25	-2,67	mayor a	<b>-4,43 CUMPLE</b>

Referencia: Tensión de Compresión signo (+); Tensión de Tracción signo (-)

## 9. VERIFICACIÓN A ROTURA

### 9.1. FLEXIÓN

Acorde a CIRSOC 201-05, se verifica:

$$Mu \leq \phi Mn \text{ con } \phi = 0.9$$

Momento nominal:

$$Mn = n * z * fy * An$$

Con:

n: N° de barras;

z: distancia de eje de barra a centro de losa (zona comprimida);

An: Área nominal de la sección transversal de armadura;

Fy: Tensión de fluencia del acero.

#### SECCION CENTRAL

	Cantidad	Diámetro	Sección	Fy	Distancia a centro losa		
Arm. Activa en capa 1	11	1/2"	0,987 cm <sup>2</sup>	170 kN/cm <sup>2</sup>	1,810 m	=	3340,70 kNm
Arm. Activa en capa 2	11	1/2"	0,987 cm <sup>2</sup>	170 kN/cm <sup>2</sup>	1,760 m	=	3248,41 kNm
Arm. Activa en capa 3	11	1/2"	0,987 cm <sup>2</sup>	170 kN/cm <sup>2</sup>	1,710 m	=	3156,13 kNm
Arm. Activa en capa 4						=	
Arm. Pasiva	8	16	2,010 cm <sup>2</sup>	42 kN/cm <sup>2</sup>	1,83 m	=	1235,66 kNm
Arm. Pasiva	2	10	0,785 cm <sup>2</sup>	42 kN/cm <sup>2</sup>	1,63 m	=	107,48 kNm
							<b>Mn</b> = 11088,39 kNm
Factor de minoración:	$\phi =$	0,9					<b><math>\phi Mn</math></b> = 9979,55 kNm
							<b>Mu</b> = 8913,51 kNm

**VERIFICA**

#### SECCION 4

	Cantidad	Diámetro	Sección	Fy	Distancia a centro losa		
Arm. Activa en capa 1	11	1/2"	0,987 cm <sup>2</sup>	170 kN/cm <sup>2</sup>	1,800 m	=	3322,24 kNm
Arm. Activa en capa 2	11	1/2"	0,987 cm <sup>2</sup>	170 kN/cm <sup>2</sup>	1,750 m	=	3229,96 kNm
Arm. Activa en capa 3	11	1/2"	0,987 cm <sup>2</sup>	170 kN/cm <sup>2</sup>	1,700 m	=	3137,67 kNm
Arm. Activa en capa 4						=	
Arm. Pasiva	8	16	2,010 cm <sup>2</sup>	42 kN/cm <sup>2</sup>	1,82 m	=	1228,91 kNm
Arm. Pasiva	2	10	0,785 cm <sup>2</sup>	42 kN/cm <sup>2</sup>	1,62 m	=	106,82 kNm
							<b>Mn</b> = 11025,61 kNm
Factor de minoración:	$\phi =$	0,9					<b><math>\phi Mn</math></b> = 9923,05 kNm
							<b>Mu</b> = 8111,41 kNm

**VERIFICA**

**SECCION 3**

	Cantidad	Diámetro	Sección	Fy	Distancia a centro losa		
Arm. Activa en capa 1	7	1/2"	0,987 cm <sup>2</sup>	170 kN/cm <sup>2</sup>	1,770 m	=	2078,92 kNm
Arm. Activa en capa 2	11	1/2"	0,987 cm <sup>2</sup>	170 kN/cm <sup>2</sup>	1,720 m	=	3174,59 kNm
Arm. Activa en capa 3	9	1/2"	0,987 cm <sup>2</sup>	170 kN/cm <sup>2</sup>	1,670 m	=	2521,88 kNm
Arm. Activa en capa 4						=	
Arm. Pasiva	8	16	2,010 cm <sup>2</sup>	42 kN/cm <sup>2</sup>	1,79 m	=	1208,65 kNm
Arm. Pasiva	2	10	0,785 cm <sup>2</sup>	42 kN/cm <sup>2</sup>	1,59 m	=	104,84 kNm
Factor de minoración:	$\phi =$	0,9					
						<b>Mn</b>	= 9088,89 kNm
						<b><math>\phi M_n</math></b>	= 8180,00 kNm
						<b>Mu</b>	= 6660,33 kNm

**VERIFICA**

**SECCION 2**

	Cantidad	Diámetro	Sección	Fy	Distancia a centro losa		
Arm. Activa en capa 1	2	1/2"	0,987 cm <sup>2</sup>	170 kN/cm <sup>2</sup>	1,710 m	=	573,84 kNm
Arm. Activa en capa 2	11	1/2"	0,987 cm <sup>2</sup>	170 kN/cm <sup>2</sup>	1,660 m	=	3063,85 kNm
Arm. Activa en capa 3	8	1/2"	0,987 cm <sup>2</sup>	170 kN/cm <sup>2</sup>	1,610 m	=	2161,14 kNm
Arm. Activa en capa 4						=	
Arm. Pasiva	8	16	2,010 cm <sup>2</sup>	42 kN/cm <sup>2</sup>	1,73 m	=	1168,14 kNm
Arm. Pasiva	2	10	0,785 cm <sup>2</sup>	42 kN/cm <sup>2</sup>	1,53 m	=	100,89 kNm
Factor de minoración:	$\phi =$	0,9					
						<b>Mn</b>	= 7067,85 kNm
						<b><math>\phi M_n</math></b>	= 6361,07 kNm
						<b>Mu</b>	= 4526,66 kNm

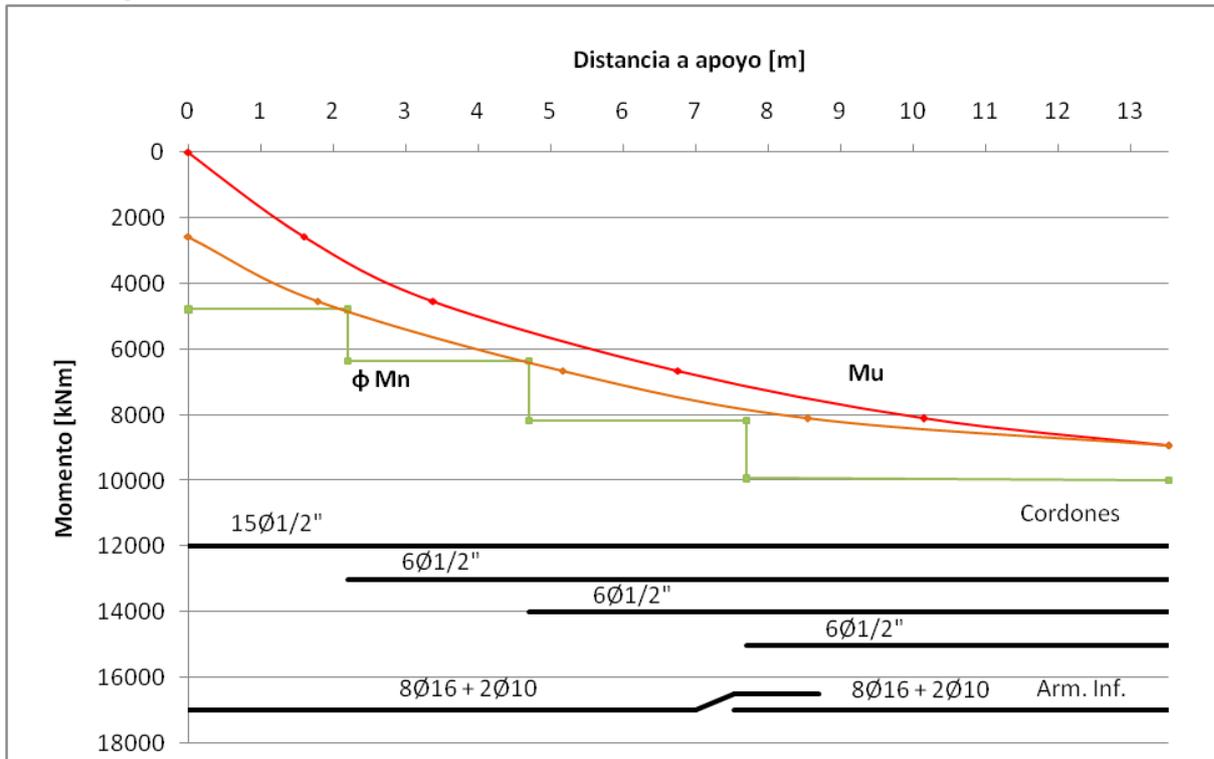
**VERIFICA**

**SECCION 1**

	Cantidad	Diámetro	Sección	Fy	Distancia a centro losa		
Arm. Activa en capa 1	0	1/2"	0,987 cm <sup>2</sup>	170 kN/cm <sup>2</sup>	1,680 m	=	0,00 kNm
Arm. Activa en capa 2	11	1/2"	0,987 cm <sup>2</sup>	170 kN/cm <sup>2</sup>	1,630 m	=	3008,47 kNm
Arm. Activa en capa 3	4	1/2"	0,987 cm <sup>2</sup>	170 kN/cm <sup>2</sup>	1,580 m	=	1060,43 kNm
Arm. Activa en capa 4						=	
Arm. Pasiva	8	16	2,010 cm <sup>2</sup>	42 kN/cm <sup>2</sup>	1,70 m	=	1147,88 kNm
Arm. Pasiva	2	10	0,785 cm <sup>2</sup>	42 kN/cm <sup>2</sup>	1,50 m	=	98,91 kNm
Factor de minoración:	$\phi =$	0,9					
						<b>Mn</b>	= 5315,70 kNm
						<b><math>\phi M_n</math></b>	= 4784,13 kNm
						<b>Mu</b>	= 2568,98 kNm

**VERIFICA**

**Diagrama de cobertura a flexión**



**9.2. CORTE**

Acorde a CIRSOC 201-05, se verifica:

$$V_u \leq \phi V_n \text{ con } \phi = 0.75$$

Corte nominal:

$$V_n = V_c + V_s$$

Resistencia al corte proporcionado por el hormigón en elementos pretensados:

$$V_c = \left( \frac{\sqrt{f'_c}}{20} + 5 \frac{V_u * d}{M_u} \right) b_w * d \text{ con } \frac{V_u * d}{M_u} \leq 1$$

Límite inferior:

$$V_{ci} = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

Límite superior:

$$V_{cs} = 0.4 \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

Resistencia al corte proporcionado por la armadura:

$$V_s = (V_u - \phi V_c) / \phi$$

Armadura necesaria:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y * d}$$

Armadura mínima:

$$\frac{A_v}{s_{min}} = \frac{1}{16} \sqrt{f'c} * \frac{bw}{f_y} \geq 0.33 \frac{bw}{f_y}$$

Se toma:

***d = variable*** (Desde fibra extrema comprimida a baricentro de armadura de pretensado)

***bw = ancho de alma***

***f<sub>y</sub> = 420 MPa***

***f'c = 25 MPa*** (Correspondiente a Losa – zona de compresión)

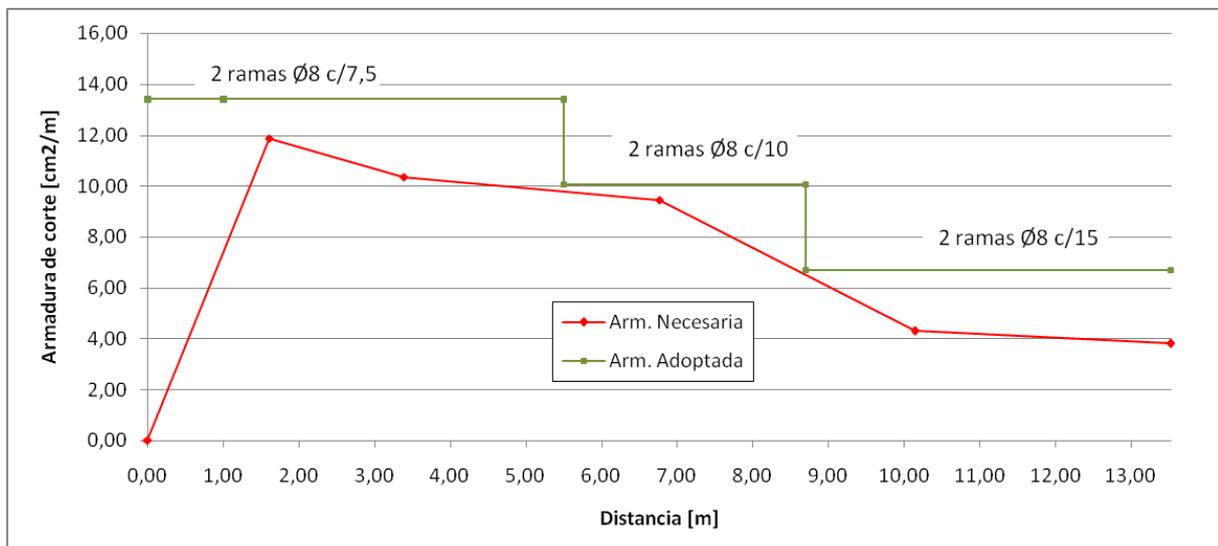
**Armadura de corte necesaria**

Seccion	Dist. [m]	bw [m]	Mu [kNm]	Vu [kN]	Vc [kN]	Vci [kN]	Vcs [kN]	Vc Adop. [kN]	Vs [kN]	Arm. Mín. [cm2/m]	Arm. Nec. [cm2/m]
Apoyo	0,00	0,43	0,00	1334,78	175,23	584,08	1401,80	584,08	1195,62	3,38	0,00
1	1,60	0,23	2568,98	1172,04	1487,70	312,42	749,80	749,80	812,92	1,81	11,87
2	3,38	0,18	4526,66	970,28	585,90	244,50	586,80	585,90	707,81	1,41	10,34
3	6,76	0,13	6660,33	652,19	222,08	176,58	423,80	222,08	647,50	1,02	9,46
4	10,14	0,13	8111,41	353,29	128,19	176,58	423,80	176,58	294,48	1,02	4,30
Central	13,53	0,13	8913,51	328,00	116,52	176,58	423,80	176,58	260,75	1,02	3,81

**Armadura de corte adoptada (Distancia a eje de apoyo)**

Tramo	Dist. [m]	Nº ramas	Diám. [mm]	Sep. [cm]	Arm. Adop. [cm2/m]
Extremo	-0,3	2	8	7,5	13,40
1	1	2	8	7,5	13,40
2	5,5	2	8	7,5	13,40
3	8,7	2	8	10	10,05
4	13,53	2	8	15	6,70

**Diagrama de cobertura a corte**



## 10. OTRAS VERIFICACIONES

### 10.1. CORTE HORIZONTAL ENTRE VIGA Y LOSA

#### 10.1.1. RETRACCIÓN DIFERENCIAL

Se adopta una retracción diferencia de la losa respecto a la viga de:

$$\varepsilon_s(t = \infty) = \pm 2,0 \times 10^{-4}$$

$$Ec \text{ viga} = \frac{1}{3} * 29725 \text{ MPa} = 9908 \text{ MPa}$$

$$Ec \text{ losa} = \frac{1}{3} * 23500 \text{ MPa} = 7833 \text{ MPa}$$

$$Ag \text{ viga} = 0,511 \text{ m}^2$$

$$Ag \text{ losa} = 0,504 \text{ m}^2 \text{ (ancho colaborante)}$$

$$Wsup \text{ viga} = 0,211 \text{ m}^3$$

$$y \text{ sup viga} = 0,961 \text{ m}$$

Fuerza de retracción

$$Fr = \frac{\varepsilon_s}{\frac{1}{(Ag * Ec) \text{ losa}} + \frac{y \text{ sup viga}}{(W \text{ sup} * Ec) \text{ viga}} + \frac{1}{(Ag * Ec) \text{ viga}}}$$

$$Fr = 219,7 \text{ kN}$$

#### 10.1.2. EFECTO TÉRMICO

Diferencia de temperatura entre viga y losa:

$$\Delta T = \pm 5^\circ \text{C}$$

$$\alpha = 1 \times 10^{-5} \frac{1}{^\circ \text{C}}$$

$$Ec \text{ viga} = 29725 \text{ MPa}$$

$$Ec \text{ losa} = 23500 \text{ MPa}$$

$$Ag \text{ viga} = 0,511 \text{ m}^2$$

$$Ag \text{ losa} = 0,504 \text{ m}^2 \text{ (ancho colaborante)}$$

$$Wsup \text{ viga} = 0,211 \text{ m}^3$$

$$y \text{ sup viga} = 0,961 \text{ m}$$

Fuerza de corte viga-losa por diferencia de temperatura:

$$Ft = \frac{\alpha * \Delta T}{\frac{1}{(Ag * Ec) \text{ losa}} + \frac{y \text{ sup viga}}{(W \text{ sup} * Ec) \text{ viga}} + \frac{1}{(Ag * Ec) \text{ viga}}}$$

$$F_t = 164,75 \text{ kN}$$

### 10.1.3. ARMADURA NECESARIA POR EFECTO DE COACCIÓN

Longitud de transferencia  $L_t = 9,22 \text{ m}$

$$A_v (\text{coacción}) = \frac{(219,7 \text{ kN} + 164,75 \text{ kN}) * 1,6}{0,75 * 9,22 \text{ m} * 42 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 2,12 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### 10.1.4. ARMADURA POR FLEXIÓN

Acorde a CIRSOC 201-05, se verifica:

$$V_u \leq \phi V_{nh} \text{ con } \phi = 0.75$$

O lo que es igual:

$$v_u \leq \phi v_{nh} \text{ con } \phi = 0.75$$

A una distancia "d" del apoyo, el esfuerzo de corte requerido máximo es:

$$V_u = 1200 \text{ kN}$$

Para un ancho de superficie de contacto:  $b_v = 0.30 \text{ m}$ ; y una distancia desde fibra extrema comprimida a baricentro de armadura de pretensado:  $d = 1.63 \text{ m}$ , se tiene una tensión rasante de diseño ( $v_d$ ):

$$v_d = \frac{v_u}{\phi} = \frac{1200}{0.30 * 1.63 * 0.75} = 3.27 \text{ MPa}$$

Cortes límites (Según CIRSOC 201-05 Cap. 17):

$$v_{lim \text{ sup}} = 3.5 \text{ MPa}$$

$$v_{lim \text{ inf}} = 0.6 \text{ MPa}$$

Como:  $v_{lim \text{ inf}} < v_d < v_{lim \text{ sup}}$ , se debe satisfacer:

$$v_{nh} = (1.8 + 0.6 * \rho v * f_y) \text{ MPa} \leq 3.5 \text{ MPa}$$

$$\rho v = \frac{A_v}{s * b_v}$$

Luego, verificando con armadura de corte vertical adoptada, restando la necesaria por efectos de coacción:

Seccion	Dist. [m]	Vu [kN]	vd [MPa]	Arm. Adop. [cm2/m]	pv	vnh [Mpa]
1	1,60	1172,04	3,39	18,39	0,00657	3,46
2	3,38	970,28	2,81	11,29	0,00403	2,82
3	6,76	652,19	1,89	7,94	0,00284	2,51
4	10,14	353,29	1,02	4,59	0,00164	2,21
Central	13,53	328,00	0,95	4,59	0,00164	2,21

Verifica  
Verifica  
Verifica  
Verifica  
Verifica

**Se adopta mismos estribos que en corte vertical, excepto en zona de macizado, donde se continua estribos centrales Ø8 c/15, y se adiciona horquillas Ø10 c/15**

### 10.2. ARMADURA PASIVA EN APOYO

Corte en sección crítica:  $V_u = 1200 \text{ kN}$

Coeficiente de minoración:  $\phi = 0.75$  (corte)

Armatura necesaria:

$$A_s = \frac{V_u}{\phi * f_y} = 38.10 \text{ cm}^2$$

**Armatura adoptada:**

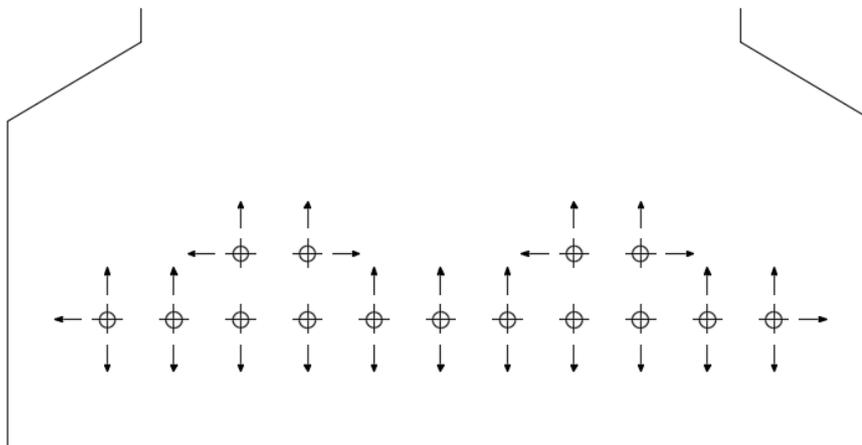
**9U Ø16 (36.18 cm<sup>2</sup>) +**

**4L Ø16 (10.05 cm<sup>2</sup>)**

**Total = 46.23 cm<sup>2</sup> – Verifica**

### 10.3. ARMADURA PARA ZUNCHADO DE CORDONES EN EXTREMO

En extremo se anclan 15 cordones, ubicados como sigue:



En la imagen se representa la dirección de las fuerzas transversales libres (las que no se contrarrestan) del paquete de cordones con anclaje por adherencia.

La tracción transversal se toma como:  $Z = 0.26P$ , siendo  $P$  = **fuerza de pretensado inicial** (según estudios de M. Sargious, citados en "Hormigón Pretensado" – Dr. Ing. Fritz Leonhardt)

Tensión de tesado inicial:  $f_{t_0} = 1330 \text{ MPa}$  (con acortamiento elástico)

Cordones máximos por cara:  $n = 11$

Sección transversal por cordón:  $A_{sp} = 0.987 \text{ cm}^2$

Tracción transversal:

$$Z = 0.26 * n * ft_0 * Asp = 375kN$$

Coefficiente de mayoración = 1.4

Armadura necesaria:

$$As = \frac{1.4 * Z}{fy} = 12.5cm^2$$

**Se adopta 2 ramas Ø8 c/7.5 cm, siendo un total de 13 por extremo (14.08 cm<sup>2</sup>), en una longitud de 0.9 m – Verifica**

**En las zonas siguientes de introducción de fuerzas de pretensado, se adopta 2 ramas Ø8 c/15 cm, siendo un total de 7 en tramos de 0.9 m.**

#### 10.4. ESTADOS TRANSITORIOS

La peor condición se da durante el transporte, con un voladizo de 5m.

Peso propio de viga en extremo:  $q = 17.5 kN/m$  (para sección maciza)

Coefficiente de impacto dinámico = 1.5

Combinación de carga a usar: **1.4 D**

Para un esquema estático de viga en voladizo se tiene:

Momento último negativo:  $Mu = 1.4 * \left(1.5 * 17.5 * \frac{5^2}{2}\right) = 460 kNm$

Recubrimiento superior:  $d' = 0.02 m$

Brazo de palanca:  $z = (1.60 - d') * 0.9 = 1.42 m$

Coefficiente de minoración:  $\phi = 0.90$  (flexión)

Armadura superior necesaria:

$$As = \frac{Mu}{0.9 * z * fy} = 8.60 cm^2$$

**Armadura superior adoptada: 2 Ø20 + 2 Ø16 (10.3 cm<sup>2</sup>) -Verifica**

#### 10.5. FLECHA

Flecha instantánea por sobrecarga:  $\Delta l = \frac{5}{48} * \frac{27,05^2 * 3,358 MNm}{0,493 m^4 * 26612 MPa} = 0,0195 m$

Flecha admisible  $\leq L/800 = 0,034 m$  – **Verifica**

**LOSA DE TABLERO**  
**PUENTE-VIADUCTO S/ RUTA 20**  
pr. 7+349.48 - 7+403.48

## ÍNDICE

<b>1. OBJETO</b> .....	<b>45</b>
<b>2. DATOS DE LOSA TABLERO</b> .....	<b>45</b>
<b>3. ANÁLISIS DE CARGA</b> .....	<b>46</b>
<b>3.1. CARGAS PERMANENTES</b> .....	<b>46</b>
<b>3.2. SOBRECARGAS</b> .....	<b>46</b>
<b>3.3. CARGAS MÓVILES</b> .....	<b>46</b>
<b>4. SOLICITACIONES</b> .....	<b>48</b>
<b>4.1. DURANTE HORMIGONADO</b> .....	<b>48</b>
<b>4.2. EN SERVICIO</b> .....	<b>49</b>
<b>5. DIMENSIONADO Y VERIFICACIONES</b> .....	<b>53</b>
<b>5.1. LOSA DE TRAMO</b> .....	<b>53</b>
<b>5.1.1.VERIFICACIÓN DE ETAPA CONSTRUCTIVA (PRELOSA)</b> .....	<b>53</b>
<b>5.1.1.1.SOLICITACIONES</b> .....	<b>53</b>
<b>5.1.1.2.VERIFICACIÓN ARMADURA COMPRIMIDA</b> .....	<b>53</b>
<b>5.1.1.3.VERIFICACIÓN ARMADURA TRACCIONADA</b> .....	<b>53</b>
<b>5.1.1.4.VERIFICACIÓN DE DIAGONALES</b> .....	<b>54</b>
<b>5.1.1.5.VERIFICACIÓN CORTE EN PRELOSA</b> .....	<b>54</b>
<b>5.1.2.VERIFICACIÓN EN SERVICIO (LOSA COMPLETA)</b> .....	<b>55</b>
<b>5.1.2.1.SOLICITACIONES</b> .....	<b>55</b>
<b>5.1.2.2.VERIFICACIÓN CORTE EN JUNTA PRELOSA-LOSA</b> .....	<b>55</b>
<b>5.1.2.3.VERIFICACIÓN ARMADURA INFERIOR</b> .....	<b>56</b>
<b>5.1.2.4.VERIFICACIÓN ARMADURA SUPERIOR</b> .....	<b>56</b>
<b>5.1.2.5.VERIFICACIÓN A CORTE</b> .....	<b>57</b>
<b>5.2. LOSA EN VOLADIZO</b> .....	<b>57</b>
<b>5.2.1.SOLICITACIONES</b> .....	<b>57</b>
<b>5.2.2.VERIFICACIÓN ARMADURA SUPERIOR</b> .....	<b>57</b>
<b>5.2.3.VERIFICACIÓN A CORTE</b> .....	<b>58</b>
<b>5.3. LOSA DE CONTINUIDAD (JUNTA CENTRAL)</b> .....	<b>58</b>
<b>5.3.1.ASENTAMIENTO EN EL APOYO DE NEOPRENO</b> .....	<b>58</b>
<b>5.3.2.MODELO NUMÉRICO</b> .....	<b>59</b>
<b>5.3.3.VERIFICACIÓN ARMADURA SUPERIOR E INFERIOR</b> .....	<b>60</b>
<b>5.3.4.VERIFICACIÓN A CORTE</b> .....	<b>60</b>
<b>5.3.5.VERIFICACIÓN ARMADURA TRANSVERSAL</b> .....	<b>60</b>
<b>5.4. CONTROL DE FISURACIÓN</b> .....	<b>60</b>

## 1. OBJETO

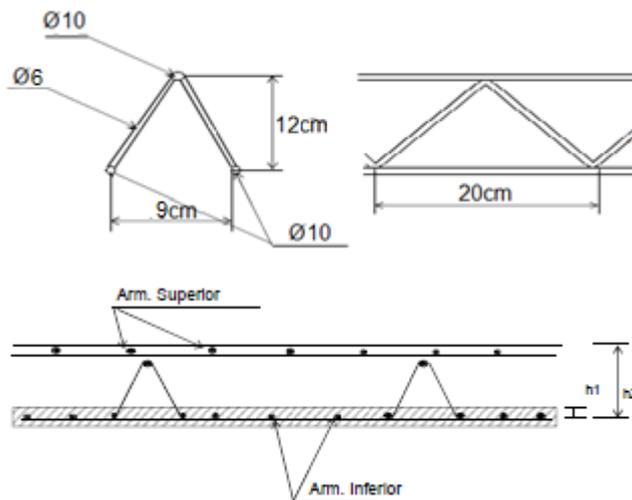
El objeto de la presente sección de cálculo es determinar las cargas actuantes y dimensionar la losa del tablero correspondiente al puente - viaducto sobre ruta 20.

## 2. DATOS DE LOSA TABLERO

La losa de tablero estará constituida por prelosas, y hormigonada en segunda etapa para conformar la losa completa. Los tramos entre ejes de vigas serán iguales, y en extremo un voladizo de menor longitud. Encima de la misma se colocará una carpeta de rodamiento y en los extremos en voladizo una defensa tipo New Jersey. Todas las características se detallan a continuación:

### • Prelosas

Espesor	$e_{PL} = 0.05 m$
Hormigón H-25	$f'c = 25MPa$ $E_c = 23500MPa$
Acero ADN420	$f_y = 420MPa$ $E_s = 200000MPa$
Acero de trilogic	$f_{ytr} = 500MPa$ $E_s = 200000MPa$
Características del trilogic:	



Recubrimiento	$r = 0.02 m$
Distancias	$h1 = 0.025 m$
	$h2 = 0.155 m$

### • Losa total en tramo

Espesor	$e_L = 0.18 m$
Recubrimiento	$r = 0.025 m$
Hormigón 2ª Etapa H-25	$f'c = 25MPa$ $E_c = 23500MPa$
Acero ADN420	$f_y = 420MPa$ $E_s = 210000MPa$

### • Losa en voladizo

Espesor	$e_{LV} = 0.18 m$
---------	-------------------

Recubrimiento	$r = 0.025 \text{ m}$	
Hormigón 2ª Etapa H-25	$f'c = 25\text{MPa}$	$Es = 23500\text{MPa}$
Acero ADN420	$fy = 420\text{MPa}$	$Es = 210000\text{MPa}$

Los Trilogic se colocarán con una separación  $S = 30\text{cm}$ , teniendo así aproximadamente 3 Trilogic por metro.

Distancia entre eje de vigas: 2.80 m

Luz de cálculo Losa total: 2.80 m (Simplemente apoyada)

Distancia entre borde de vigas: 2.37 m

Las prelosas apoyan 7.5 cm en cada viga, por lo que:

Luz de cálculo Prelosas: 2.30 m (Simplemente apoyada)

### 3. ANÁLISIS DE CARGA

El análisis se realiza considerando un ancho unitario de losa, obteniendo así:

#### 3.1. CARGAS PERMANENTES

- Peso propio de prelosas de H°A°

$$q_{D1} = 0.05 * 1 * 25 = 1.25 \text{ kN/m}$$

- Peso propio de H° de 2ª Etapa

$$q_{D2} = 0.13 * 1 * 25 = 3.25 \text{ kN/m}$$

- Peso propio carpeta de rodamiento

$$q_{D3} = 0.05 * 1 * 24 = 1.20 \text{ kN/m}$$

#### 3.2. SOBRECARGAS

- Permanentes:

- Peso propio barreras New Jersey

$$q_{D4} = 0.3 * 1 * 25 = 7.50 \text{ kN}$$

- Peso propio Mediana

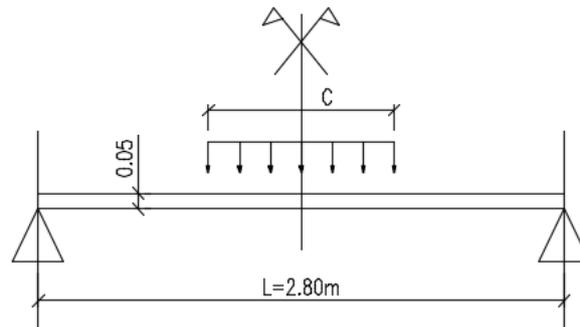
$$q_{D5} = 0.20 * 1 * 25 = 5.00 \text{ kN/m}$$

- De trabajo:

$$q_L = 1.5 \text{ kN/m}$$

#### 3.3. CARGAS MÓVILES

- Aplanadora A-30, coeficiente de impacto = 1.4, reducción = 0.80
  - Rodillo delantero



$$Prd = 130 \text{ kN} * 1.4 * 0.80 = 145.6 \text{ kN}$$

$$C = 1.20 + 2 * 0.05 = 1.30 \text{ m}$$

Ancho efectivo para flexión

$$b_{Mf} = 0.10 + 2 * 0.05 + \frac{2}{3} * 2.80 = 2.07 \text{ m (ancho efectivo)}$$

$$q_{rdMf} = \frac{Prd}{b_{Mf} * C} * 1\text{m} = 54.11 \text{ kN/m}$$

Ancho efectivo para corte (considerando sección crítica a 0.15 m)

$$b_Q = 0.10 + 2 * 0.05 + 2 * 0.15 = 0.5 \text{ m}$$

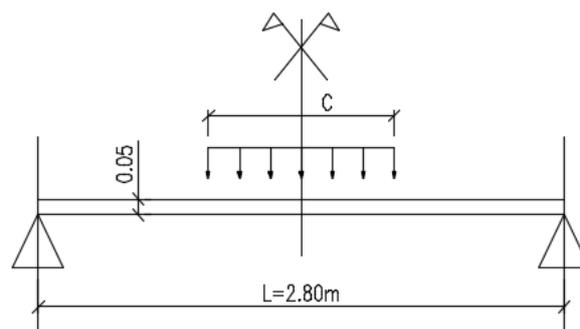
$$b_Q = 0.10 + 5 * 0.18 + 2 * 0.15 = 1.25 \text{ m (ancho efectivo)}$$

$$q_{rdQ} = \frac{Prd}{b_Q * C} * 1\text{m} = 89.60 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Ancho efectivo para voladizo

No se considera longitud disponible para que se apoye el rodillo delantero, ya que de los 1.10 m de eje de viga extrema a borde de tablero, aproximadamente 0.40 m están ocupados por una barrera tipo New Jersey, por lo que el centro de rodillo queda encima de la viga.

- Rodillo trasero



$$Prt = 85 \text{ kN} * 1.4 * 0.80 = 95.20 \text{ kN}$$

$$C = 0.5 + 2 * 0.05 = 0.60 \text{ m}$$

Ancho efectivo para flexión

$$b_{Mf} = 0.10 + 2 * 0.05 + \frac{2}{3} * 2.80 = 2.07 \text{ m (ancho efectivo)}$$

$$q_{rtMf} = \frac{Prt}{b_{Mf} * C} * 1m = 76.65 \text{ kN/m}$$

Ancho efectivo para corte (considerando sección crítica a 0.15 m)

$$b_Q = 0.10 + 2 * 0.05 + 2 * 0.15 = 0.50 \text{ m}$$

$$b_Q = 0.10 + 5 * 0.18 + 2 * 0.15 = 1.25 \text{ m (ancho efectivo)}$$

$$q_{rtQ} = \frac{Prt}{b_Q * C} * 1m = 126.90 \text{ kN/m}$$

Ancho efectivo para voladizo

Se ubica centro de rodillo trasero a 0.45 m de eje de viga extrema, 0.10 m de sección crítica.

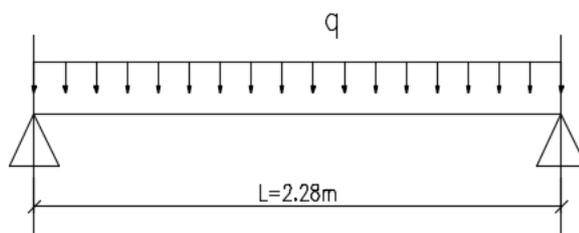
$$b_{Vol} = 0.10 + 5 * 0.18 + 0.10 = 1.05 \text{ m (ancho efectivo)}$$

$$q_{rtVol} = \frac{Prt}{b_Q * C} * 1m = 151.11 \text{ kN/m}$$

## 4. SOLICITACIONES

### 4.1. DURANTE HORMIGONADO

- En tramo: Esquema estático viga simplemente apoyada L = 2.28 m



$$M_{D1} = \frac{q_{D1} * L^2}{8} = 0.42 \text{ kNm}$$

$$V_{D1} = q_{D1} * \frac{L}{2} = 1.02 \text{ kN}$$

$$M_{D2} = \frac{q_{D2} * L^2}{8} = 1.00 \text{ kNm}$$

$$V_{D2} = q_{D2} * \frac{L}{2} = 2.45 \text{ kN}$$

$$M_L = \frac{q_L * L^2}{8} = 0.50 \text{ kNm}$$

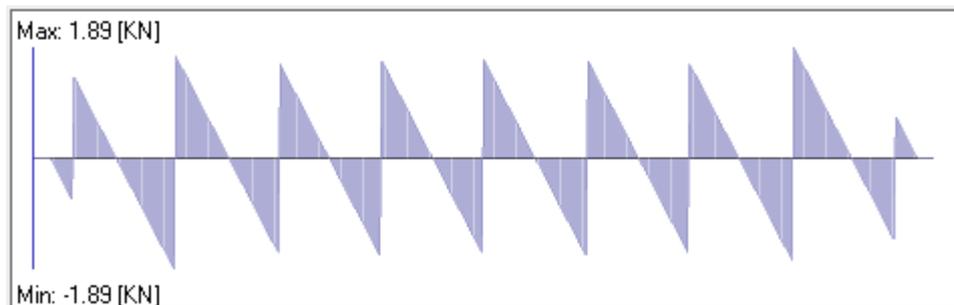
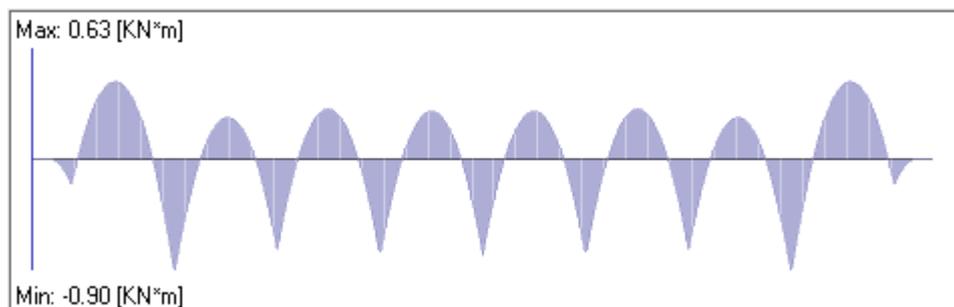
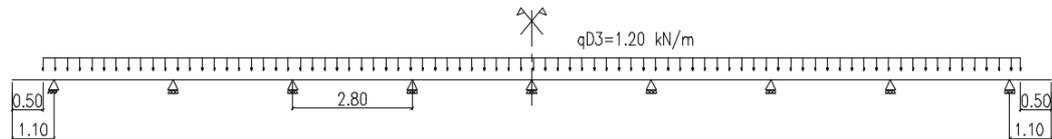
$$V_L = q_L * \frac{L}{2} = 1.23 \text{ kN}$$

## 4.2. EN SERVICIO

Como esquema estático se adoptó una viga continua, y a través de un modelo plano se obtuvo los siguientes diagramas:

- En tramo:

### Carpeta de rodamiento



Momento negativo:

$$M_{D3 (-)} = 0.90 \text{ kNm}$$

Momento positivo:

$$M_{D3 (+)} = 0.63 \text{ kNm}$$

Corte:

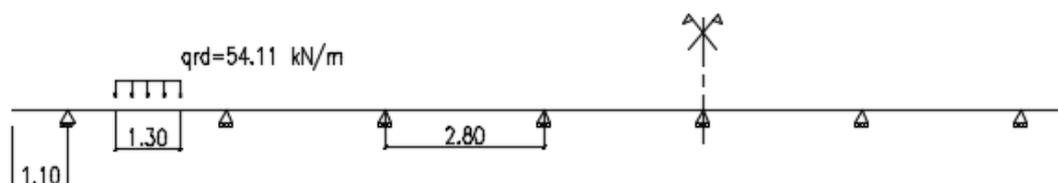
$$V_{D3} = 1.89 \text{ kN}$$

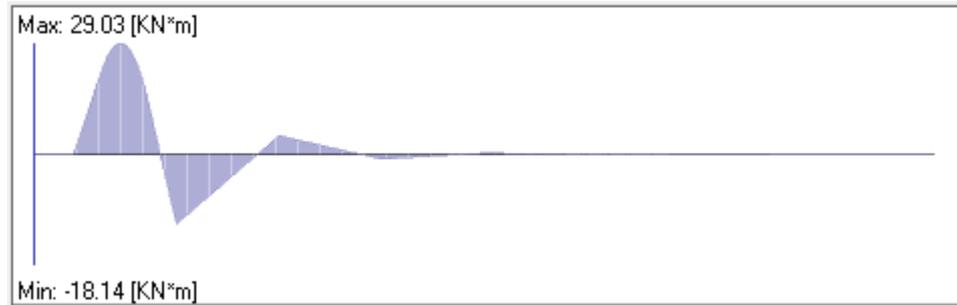
### Mediana

No hace falta considerarla, porque sus cargas son menores a las móviles, y sobre la misma no hay circulación de vehículos.

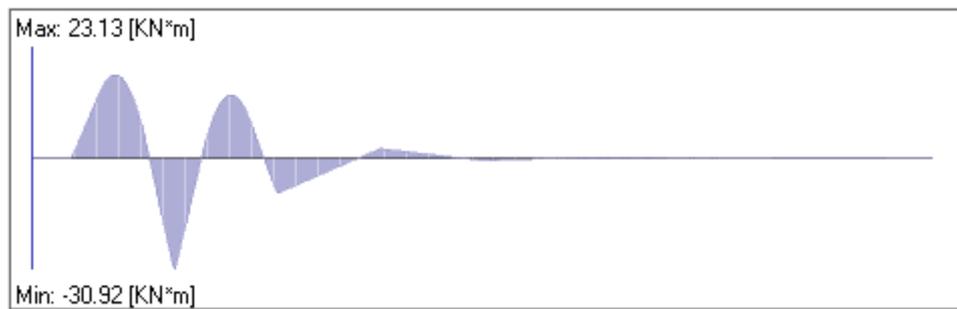
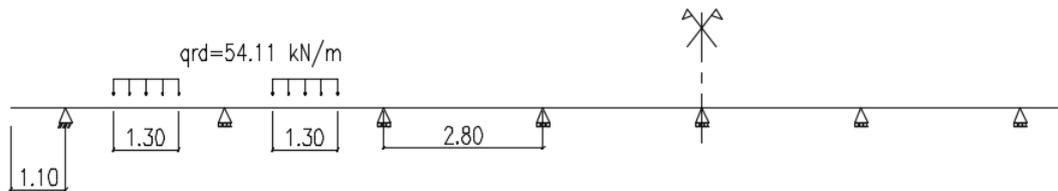
### Rodillo delantero

Para momentos máximos:





Para corte máximo:



Momento negativo:

$$M_{rd (-)} 30.92 \text{ kNm}$$

Momento positivo:

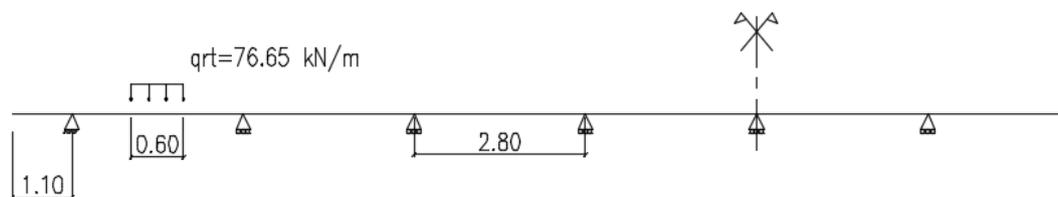
$$M_{rd (+)} = 29.03 \text{ kNm}$$

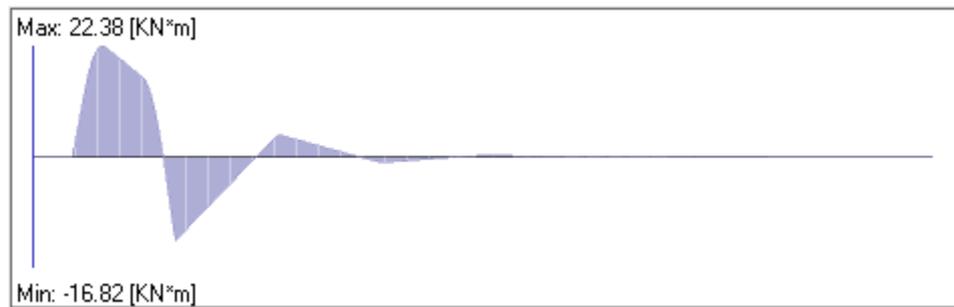
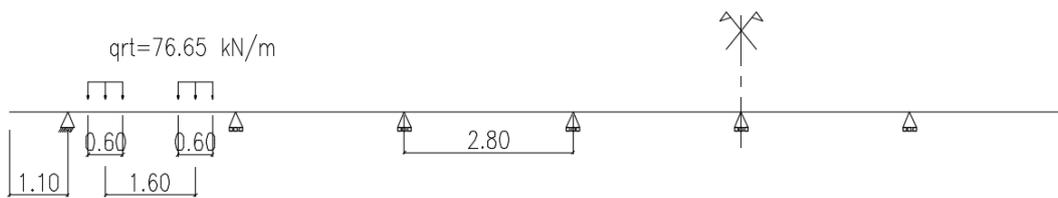
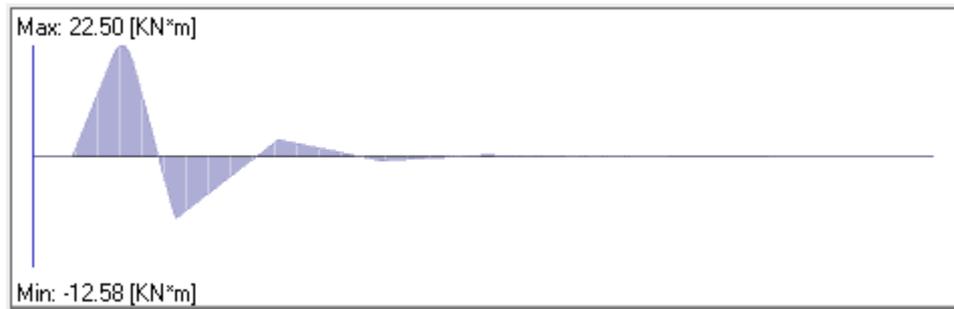
Corte:

$$V_{rd} = 77.84 \text{ kN}$$

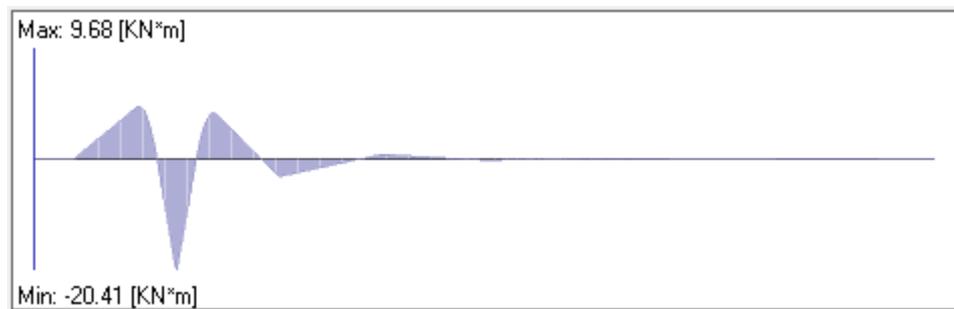
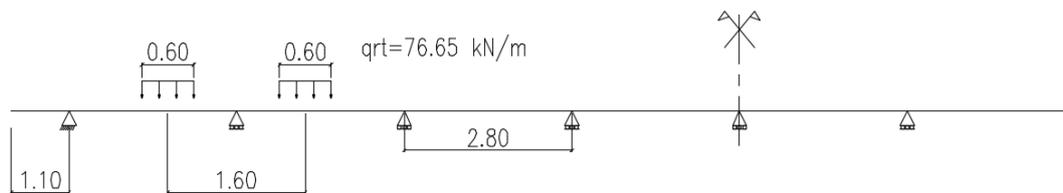
**Rodillo trasero**

Para máximo momento positivo:

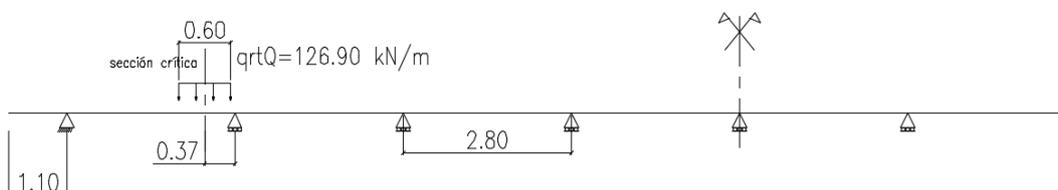


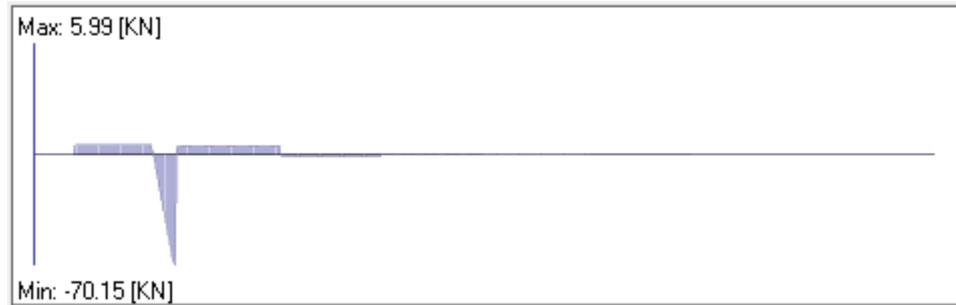


Para máximo momento negativo:



Para corte máximo:





*Momento negativo*

$$M_{rt (-)} = 20.41 \text{ kNm}$$

*Momento positivo*

$$M_{rt (+)} = 22.50 \text{ kNm}$$

*Corte:*

$$V_{rt} = 70.15 \text{ kN}$$

**Resumen de solicitaciones por sobrecarga móvil**

$$M_{LM (-)} = 30.92 \text{ kNm}$$

$$M_{LM (+)} = 29.03 \text{ kNm}$$

$$V_{LM} = 77.84 \text{ kN}$$

- En voladizo: Con un esquema estático de viga en voladizo  $L=1.1\text{m}$

Peso propio Losa

$$q_{D1V} = q_{D1} + q_{D2} = 4.50 \text{ kN/m}$$

$$M_{D1V} = q_{D1V} * \frac{L^2}{2} = 2.57 \text{ kNm}$$

$$V_{D1V} = q_{D1V} * L = 4.68 \text{ kN}$$

Por peso propio Carpeta

$$M_{D3V} = q_{D3} * \frac{0.60^2}{2} = 0.22 \text{ kNm}$$

$$V_{D3V} = q_{D3} * 0.60 = 0.72 \text{ kN}$$

Por peso propio Barrera New Jersey

$$M_{D4V} = q_{D4} * 1.00 = 7.50 \text{ kNm}$$

$$V_{D4} = q_{D4} = 7.50 \text{ kN}$$

Por sobrecarga móvil

$$M_{LM \text{ voladizo}} = q_{rtVol} * 0.60 * 0.45 = 40.80 \text{ kNm}$$

$$V_{LM \text{ voladizo}} = q_{rtVol} * 0.60 * \frac{0.75-0.37}{0.75} = 45.95 \text{ kN (en sección crítica)}$$

## 5. DIMENSIONADO Y VERIFICACIONES

### 5.1. LOSA DE TRAMO

#### 5.1.1. VERIFICACIÓN DE ETAPA CONSTRUCTIVA (PRELOSA)

##### 5.1.1.1. SOLICITACIONES

Peso propio prelosa:  $M_{D1} = 0.81 \text{ kNm}$   $V_{D1} = 1.43 \text{ kN}$

Peso propio losa:  $M_{D2} = 1.95 \text{ kNm}$   $V_{D2} = 3.42 \text{ kN}$

Sobrecarga constructiva:  $M_L = 0.97 \text{ kNm}$   $V_L = 1.71 \text{ kN}$

Combinación: 1.2D + 1.6L

Total:  $M_u = 4.86 \text{ kNm}$   $V_u = 8.56 \text{ kN}$

##### 5.1.1.2. VERIFICACIÓN ARMADURA COMPRIMIDA

La compresión actuante en la armadura superior se obtiene a partir del máximo momento solicitante y el brazo de palanca, es decir:

$d = 12\text{cm} - 0.5\text{cm} - 0.5\text{cm} = 11\text{cm}$  (brazo de palanca)

Relación de trilogic por metro:  $n = 100\text{cm}/30\text{cm} = 3.30$

Compresión por barra:

$$C_u = \frac{M_u}{3.30 \cdot d} = \frac{4.86 \text{ kN.m} \times 100}{3.30 \cdot 11 \text{ cm}} = \mathbf{13.39 \text{ kN}}$$

La resistencia a compresión se define considerando el posible pandeo de la barra comprimida.

$L_p = 20\text{cm}$  (longitud de pandeo)

$r_g = \frac{\varnothing}{4} = 0.25\text{cm}$  (radio de giro)

$\lambda = \frac{L_p}{r_g} = 80$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{ytr}}{E}} = \frac{80}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{500 \text{ Mpa}}{200000 \text{ Mpa}}} = 1.27 < 1.5$$

$$F_{cr} = 0.658^{\lambda_c^2} \cdot F_y = 25.37 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_R = \phi \cdot A_{ss} \cdot F_{cr} = 0.85 \cdot 0.79 \text{ cm}^2 \cdot 25.37 \text{ kN/cm}^2 = \mathbf{17.04 \text{ kN}} > C_u = \mathbf{13.39 \text{ kN}} - \text{Verifica}$$

##### 5.1.1.3. VERIFICACIÓN ARMADURA TRACCIONADA

Se consideran 3 trilogic por metro, o sea, 6 armaduras de  $\varnothing 10$ . La tracción se obtiene a partir del momento actuante y del brazo de palanca:

$d = 11\text{cm}$  (brazo de palanca)

Tracción por barra:

$$T_U = \frac{M_u}{6 \cdot d} = \frac{4.86\text{kN.m} \times 100}{6 \cdot 11\text{cm}} = \mathbf{7.40\text{kN}}$$

La resistencia a tracción es:

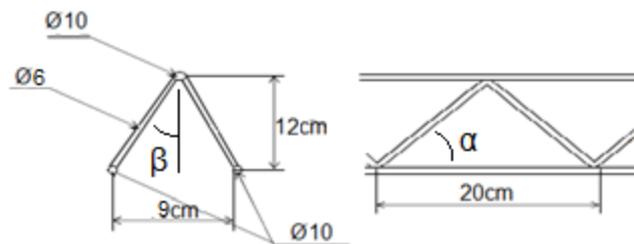
$$T_R = \phi \cdot A_{si} \cdot f_{ytr} = 0.9 \cdot 0.79\text{cm}^2 \cdot 50\text{kN/cm}^2 = \mathbf{35.55\text{kN}} > T_U = \mathbf{7.40\text{kN}} - \mathbf{Verifica}$$

#### 5.1.1.4. VERIFICACIÓN DE DIAGONALES

Ángulos: tomando altura entre ejes de barras  $h=9\text{ cm}$  en vez de altura total  $h_t=10\text{ cm}$

$$\tan \beta = \frac{4.5}{11} = 0.41 \quad \beta = 22.3^\circ$$

$$\tan \alpha = \frac{11}{10} = 1.1 \quad \alpha = 47.7^\circ$$



A través de una doble proyección se puede determinar la sollicitación sobre la diagonal.

$$C_{Ud} = \frac{V_u}{n \cdot d \cdot \sin \alpha \cdot \cos \beta} = \frac{8.56\text{kN}}{6 \cdot \sin 47.7^\circ \cdot \cos 22.3^\circ} = \mathbf{2.08\text{kN}}$$

La resistencia a la compresión de la diagonal resulta:

$$L_d = \sqrt{\left(\frac{20\text{cm}}{2}\right)^2 + \left(\frac{9\text{cm}}{2}\right)^2 + (11\text{cm})^2} = 15.53\text{cm} = L_p$$

$$r_g = \frac{\phi}{4} = 0.15\text{cm} \text{ (radio de giro)}$$

$$\lambda = \frac{L_p}{r_g} = 104$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{ytr}}{E}} = \frac{104}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{500\text{Mpa}}{200000\text{Mpa}}} = 1.66 > 1.5$$

$$F_{cr} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} \cdot f_{ytr} = 15.91\text{kN/cm}^2$$

$$C_{Rd} = \phi \cdot A_{sd} \cdot F_{cr} = 0.85 \cdot 0.28\text{cm}^2 \cdot 15.91\text{kN/cm}^2 = \mathbf{3.78\text{kN}} > C_{Ud} = \mathbf{2.08\text{kN}} - \mathbf{Verifica}$$

#### 5.1.1.5. VERIFICACIÓN CORTE EN PRELOSA

$$V_n = V_c = \frac{1000}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot 1\text{ m} \cdot 0.025 = 20.8\text{ kN}$$

$$\emptyset V_n = 0.75 * 20.8 = 15.6 \text{ kN} > V_u - \text{Verifica}$$

### 5.1.2. VERIFICACIÓN EN SERVICIO (LOSA COMPLETA)

#### 5.1.2.1. SOLICITACIONES

	Momento positivo	Momento negativo	
Peso propio prelosa:	$M_{D1} = 0.81 \text{ kNm}$	$M_{D1} = 0.00 \text{ kNm}$	$V_{D1} = 1.43 \text{ kN}$
Peso propio losa:	$M_{D2} = 1.95 \text{ kNm}$	$M_{D2} = 0.00 \text{ kNm}$	$V_{D2} = 3.42 \text{ kN}$
Carpeta de rodamiento:	$M_{D3} = 0.63 \text{ kNm}$	$M_{D3} = 0.90 \text{ kNm}$	$V_{D3} = 1.89 \text{ kN}$
Sobrecarga móvil:	$M_{LM} = 29.03 \text{ kNm}$	$M_{LM} = 30.92 \text{ kNm}$	$V_{LM} = 77.84 \text{ kN}$

Combinación: 1.2 D + 1.6 L

Total:  $M_{u(+)} = 50.52 \text{ kNm}$        $M_{u(-)} = 50.55 \text{ kNm}$        $V_u = 132.63 \text{ kN}$

#### 5.1.2.2. VERIFICACIÓN CORTE EN JUNTA PRELOSA-LOSA

Resistencia al corte límite según Cirsoc 201-05:

$$V_{nh \text{ lim}} = 3.5 * b * d * 1000 = 3.5 * 1 * 0.145 * 1000 = 507.5 \text{ kN}$$

Como:

$$V_{nh \text{ lim}} = 507.5 > V_u = 132.63 \text{ kN}$$

Se utiliza la expresión:

$$V_{nh} = \left( 1.8 * b * d + 0.6 * \frac{A_v}{s} * d * f_{ytr} \right)$$

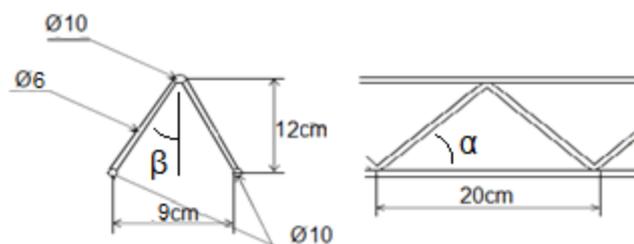
Área de estribos colocados: (en  $1 \text{ m}^2$ )

$$\text{Estribos: } \emptyset 6 = 0.283 \text{ cm}^2$$

$$s = 0.20 \text{ m}$$

Cantidad de trilogic por metro: 3

$$\text{sen } \alpha * \cos \beta = 0.68$$



$$A_v/s = 4 * N^{\circ} \text{Trilogic} * \frac{0.283 \text{ cm}^2}{0.68 * s} \cong 24.97 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Resistencia al corte:

$$V_{nh} = \left( 1.8 * b * d + 0.6 * \frac{Av}{s} * d * f_{y_{tr}} \right)$$

$$= (1.8 * 1 * .145 * 1000 + 0.6 * 24.97 * 0.145 * 50) = 370 \text{ kN}$$

$$\emptyset V_{nh} = 0.75 * 370 = 277 \text{ kN} > V_u - \text{Verifica}$$

### 5.1.2.3. VERIFICACIÓN ARMADURA INFERIOR

La armadura inferior se determinará a partir del momento flector positivo último.

$$K_r = \frac{M_u}{b * d^2 * f'_c} = \frac{50.52 \text{ kNm} * 1000}{100\text{cm} * (14.5\text{cm})^2 * 25\text{Mpa}} = 0.09 < 0.205 \text{ Verifica sección subarmada}$$

$$K_z = 0.90$$

$$A_{s1} = \frac{M_{\text{tramo}}}{K_z * d * \phi * f_y} = \frac{50.52 \text{ kNm} * 100}{0.9 * 14.5\text{cm} * 0.9 * 42\text{kN/cm}^2} = 10.24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Considerando el aporte de la armadura inferior de Trilogic:

$$A_{st} = \left( 2 * \frac{\pi * \phi^2}{4} \right) * \frac{1}{s} = \left( 2 * \frac{\pi * 1\text{cm}^2}{4} \right) * \frac{100\text{cm}}{30\text{cm}} = 5.24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La armadura inferior a colocar será igual a:

$$A_s = A_{s1} - A_{s_{itr}} = 10.24\text{cm}^2/\text{m} - 5.24 \text{ cm}^2/\text{m} = 5.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura mínima: está dada por contracción:

$$A_{min} = 0.0018 * 18 \text{ cm} * 100 \text{ cm} = 3.24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**Se adopta 1Ø10c/15cm (A<sub>sinf</sub>= 5.24 cm<sup>2</sup>/m)**

Armadura de repartición: **Se adopta 1Ø8c/15cm (A<sub>srep</sub>=3.33 cm<sup>2</sup>/m)**

### 5.1.2.4. VERIFICACIÓN ARMADURA SUPERIOR

La armadura superior se determinará a partir del momento flector negativo último

$$K_r = \frac{M_u}{b * d^2 * f'_c} = \frac{50.55 \text{ kNm} * 1000}{100\text{cm} * (16\text{cm})^2 * 25\text{Mpa}} = 0.08 < 0.205 \text{ Verifica sección subarmada}$$

$$K_z = 0.95$$

$$A_{s1} = \frac{M_u}{k_z * d * \phi * f_y} = \frac{50.55 \text{ kNm} \times 100}{0.95 \times 16 \text{ cm} \times 0.9 \times 42 \text{ kN/cm}^2} = 8.80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura mínima: está dada por contracción:

$$A_{min} = 0.0018 * 18 \text{ cm} * 100 \text{ cm} = 3.24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**Se adopta 1Ø12c/12.5cm (A<sub>sinf</sub>= 9.04 cm<sup>2</sup>/m)**

Armadura de repartición: **Se adopta 1Ø8c/15cm (A<sub>srep</sub>=3.33 cm<sup>2</sup>/m)**

### 5.1.2.5. VERIFICACIÓN A CORTE

Aporte a Resistencia al corte del Hormigón:

$$V_c = \frac{1000}{6} * \sqrt{f'_c} * 1 \text{ m} * 0.15 = 125 \text{ kN}$$

Se considera aporte de las diagonales de los trilogic:

$$V_s = \frac{A_v * f_{y_{tr}} * d}{s * \cos \beta * \sin \alpha} = \frac{4 * N^\circ \text{Trilogic} * 0.283 * 50 * 0.15}{0.20 \text{ m} * \cos 22.3 * \sin 47.6} = 141.9 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0.75 * (125 \text{ kN} + 141.9 \text{ kN}) = 200 \text{ kN} > V_u - \text{Verifica}$$

## 5.2. LOSA EN VOLADIZO

### 5.2.1. SOLICITACIONES

	Momento negativo	Corte
Peso propio losa:	$M_{D1V} = 2.57 \text{ kNm}$	$V_{D1V} = 4.68 \text{ kN}$
Peso propio carpeta:	$M_{D3V} = 0.22 \text{ kNm}$	$V_{D3V} = 0.72 \text{ kN}$
Peso propio barrera:	$M_{D4V} = 7.50 \text{ kNm}$	$V_{D4V} = 7.50 \text{ kN}$
Sobrecarga móvil:	$M_{LM \text{ voladizo}} = 40.80 \text{ kNm}$	$V_{LM \text{ voladizo}} = 45.95 \text{ kN}$

Combinación: 1.2 D + 1.6 L

Total:  $M_u = 77.63 \text{ kNm}$

$V_u = 89.00 \text{ kN}$

### 5.2.2. VERIFICACIÓN ARMADURA SUPERIOR

Se compara el momento último debido a cargas permanentes + sobrecargas móviles, con el debido a cargas permanentes + choque de vehículo (estado extremo):

$M_u = 77.63 \text{ kNm}$

$M_{u \text{ extremo}} = 87.10 \text{ kNm}$  (Ver MC-DEFENSA)

Se verifica con  $M_{u \text{ extremo}}$ , en "MC – DEFENSA"

### 5.2.3. VERIFICACIÓN A CORTE

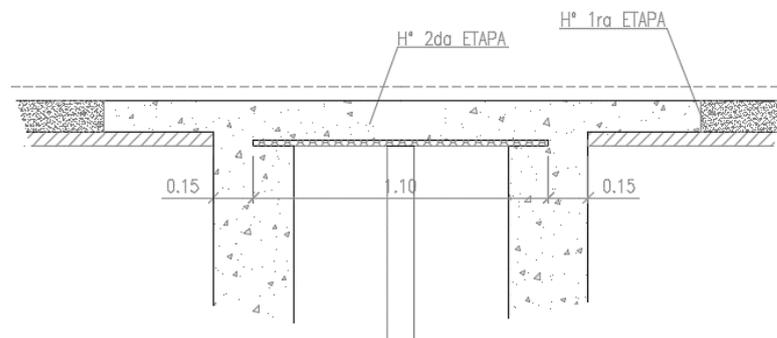
Aporte a Resistencia al corte del Hormigón:

$$V_c = \frac{1000}{6} * \sqrt{f'_c} * 1 \text{ m} * 0.15 = 125 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0.75 * 125 \text{ kN} = 93.75 \text{ kN} > V_u - \text{Verifica}$$

### 5.3. LOSA DE CONTINUIDAD (JUNTA CENTRAL)

En la unión de los tramos del puente se deberá realizar la vinculación entre las losas correspondientes a cada tramo. Debido a los asentamientos diferenciales que existirán entre los apoyos de neopreno de un tramo y al otro (por las cargas móviles exclusivamente) se darán esfuerzos de corte y momentos flectores en las secciones de la losa donde se de la vinculación. Para reducir la magnitud de los mismos se otorgará una longitud mayor entre los extremos donde se darán los desplazamientos diferenciales, logrando esto al separar la losa de la viga longitudinal por medio una plancha de poliestireno expandido. En la imagen siguiente se observa lo explicado anteriormente para facilitar su entendimiento:



#### 5.3.1. ASENTAMIENTO EN EL APOYO DE NEOPRENO

La carga que se considerará es la carga móvil, ya que los asentamientos debidos a cargas permanentes son iguales en ambos apoyos:

- Sobrecarga móvil = 351.67kN

El asentamiento vertical es de:

$$\Delta e_T = K^1 * n * \frac{t^3}{a^2} * \frac{(\sigma_m + 30)}{G}$$

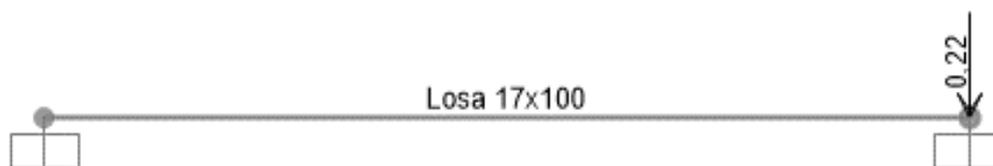
$$\Delta e_T = 1.46 * 5 * \frac{8\text{mm}^3}{250\text{mm}^2} * \frac{(28.13\text{kg/cm}^2 + 30)}{16\text{kg/cm}^2} = 0.22\text{mm}$$

$$\sigma_m = \frac{N_v}{a * b} = \frac{351.67\text{kN} * 100}{25\text{m} * 50\text{cm}} = 28.13\text{kg/cm}^2$$

La expresión anterior se utilizó en la sección "ESTRIBOS" para el cálculo de asentamiento total. Se considera que el milímetro que se debe incrementar sobre el asentamiento queda absorbido al ser colocadas las vigas longitudinales.

### 5.3.2. MODELO NUMÉRICO

Se realizó un modelo numérico para la obtención de las solicitaciones en la losa, según la geometría mostrada en la imagen anterior y el desplazamiento calculado anteriormente. Además, se consideró la acción del rodillo delantero sobre la losa, combinándola junto con las cargas permanentes (1.2D+1.6L).



La losa posee una longitud de 1m, encontrándose esta empotrada en ambos extremos. En uno de los extremos de la losa se definió un desplazamiento de 0.22mm. Además, sobre la losa se colocó la carga móvil antes mencionada con las siguientes características:

$$Prd = 130 \text{ kN} * 1.4 * 0.80 = 145.6 \text{ kN}$$

$$C = 0.2 + 2 * 0.05 = 0.2 \text{ m}$$

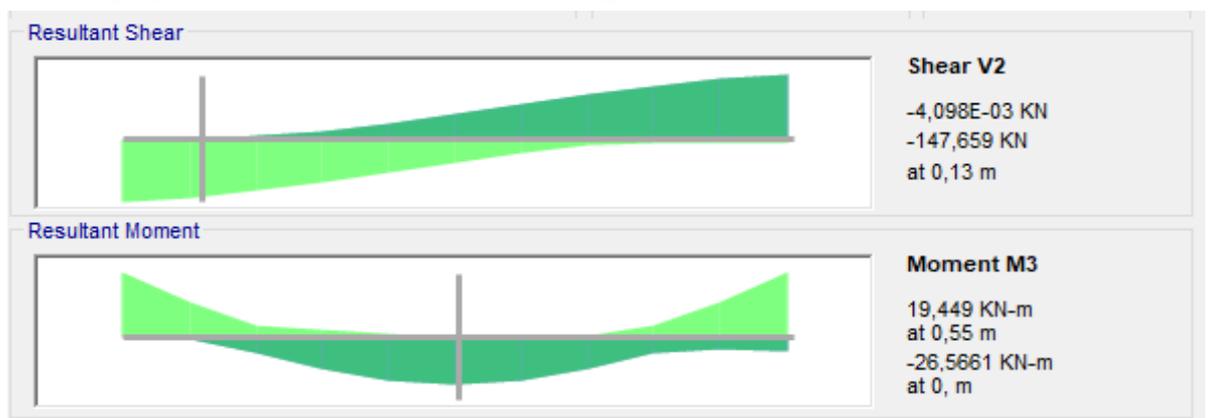
Ancho efectivo para corte (considerando sección crítica a 0.13m)

$$b_Q = 0.5 + 2 * 0.05 + 2 * 0.13 = 0.86 \text{ m}$$

$$b_Q = 0.5 + 5 * 0.13 + 2 * 0.13 = \mathbf{1.41 \text{ m (ancho efectivo)}}$$

$$q_{rdQ} = \frac{Prd}{b_Q * C} * 1\text{m} = \mathbf{516.31 \text{ kN/m}}$$

Las solicitaciones obtenidas, a partir de la envolvente de la combinación de carga y del desplazamiento son las siguientes:



$$Mu = 26.57 \text{ kNm}$$

$$V_u = 147.66 \text{ kNm}$$

### 5.3.3. VERIFICACIÓN ARMADURA SUPERIOR E INFERIOR

La armadura superior e inferior se determinará a partir del momento flector máximo

$$K_r = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f'_c} = \frac{26.57 \text{ kNm} \cdot 1000}{100 \text{ cm} \cdot (12 \text{ cm})^2 \cdot 25 \text{ Mpa}} = 0.074 < 0.205 \text{ Verifica sección subarmada}$$

$$K_z = 0.945$$

$$A_s = \frac{M_u}{K_z \cdot d \cdot \phi \cdot f_y} = \frac{26.57 \text{ kNm} \cdot 100}{0.945 \cdot 12 \text{ cm} \cdot 0.9 \cdot 42 \text{ kN/cm}^2} = \mathbf{6.20 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

Armadura mínima:

$$A_{min} = 0.0033 \cdot 12 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 3.96 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**Se adoptan 1Ø12c/15cm (As=7.54 cm<sup>2</sup>/m)**

### 5.3.4. VERIFICACIÓN A CORTE

El aporte a la resistencia al corte del hormigón es de:

$$V_c = \phi \cdot \frac{1000}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot d = 0.75 \cdot \frac{1000}{6} \cdot \sqrt{25 \text{ Mpa}} \cdot 0.12 \text{ m} = \mathbf{75 \text{ kN}}$$

Se coloca armadura de corte para resistir el exceso de cortante:

$$\frac{A_t}{s} = \frac{V_s}{\phi \cdot d \cdot f_y} = \frac{147.66 \text{ kN} - 75 \text{ kN}}{0.75 \cdot 0.12 \text{ m} \cdot 42 \text{ kN/cm}^2} = \mathbf{19.22 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

**Se adoptan 6rØ8c/15cm (As=20.10 cm<sup>2</sup>/m)**

### 5.3.5. VERIFICACIÓN ARMADURA TRANSVERSAL

Se coloca como armadura transversal la armadura mínima por contracción, siendo esta de:

$$A_{min} = 0.0018 \cdot 17 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 3.06 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**Se adoptan 1Ø8c/15cm (As=3.33 cm<sup>2</sup>/m)**

## 5.4. CONTROL DE FISURACIÓN

Para determinar el ancho de fisura se utilizará la expresión de Gergely y Lutz.

$$W = 1.1 \times 10^{-5} \cdot \beta \cdot f_s \cdot \sqrt[3]{d \cdot b \cdot A}$$

La tensión del acero (fs) se determinará a partir de las combinaciones de carga de servicio para los distintos valores de momento existente.

	Positivo	Negativo
Peso propio prelosa:	$M_{D1} = 0.81 \text{ kNm}$	$M_{D1} = 0.00 \text{ kNm}$
Peso propio losa:	$M_{D3} = 0.63 \text{ kNm}$	$M_{D3} = 0.90 \text{ kNm}$
Carpeta de rodamiento:	$M_{D3} = 0.63 \text{ kNm}$	$M_{D3} = 0.90 \text{ kNm}$
Sobrecarga móvil:	$M_{LM} = 29.03 \text{ kNm}$	$M_{LM} = 30.92 \text{ kNm}$

Total:  $M_s(+)$  = 32.42 kNm  $M_s(-)$  = 31.82 kNm

Momento positivo

$K_z = 0.9$  (por elección siendo conservador)

$$F_s = \frac{M_s}{K_z * d * A_s} = \frac{32.42 \text{ kN.m} \times 100}{0.9 * 14.5 \text{ cm} * (5.24 \text{ cm}^2 + 5.24 \text{ cm}^2)} = 23.70 \text{ kN/cm}^2 = 237 \text{ Mpa}$$

$d_b = 10 \text{ mm}$

Nºbarras (por metro) = 12

$$A = \frac{b * 2y}{\text{N}^\circ \text{barras}} = \frac{1000 \text{ mm} * 2 * (30 \text{ mm} + 10 \text{ mm}/2)}{12} = 5833 \text{ mm}^2$$

$\beta = 1.35$  (para losas)

$$W = 1.1 \times 10^{-5} * 1.35 * 237 \text{ Mpa} * \sqrt[3]{10 \text{ mm} * 5833 \text{ mm}^2} = 0.14 \text{ mm} < 0.30 \text{ mm} - \textit{Verifica}$$

Se considera como ancho de fisura máximo tolerable 0.30mm, para una condición de exposición a ambientes con aire húmedo.

Momento negativo

$K_z = 0.9$  (por elección siendo conservador)

$$F_s = \frac{M_s}{K_z * d * A_s} = \frac{31.82 \text{ kN.m} \times 100}{0.9 * 15 \text{ cm} * (7.54 \text{ cm}^2)} = 31.26 \text{ kN/cm}^2 = 312.60 \text{ Mpa}$$

$d_b = 12 \text{ mm}$

Nº barras (por metro) = 6

$$A = \frac{b * 2y}{\text{N}^\circ \text{barras}} = \frac{1000 \text{ mm} * 2 * (20 \text{ mm} + 12 \text{ mm}/2)}{6} = 8670 \text{ mm}^2$$

$\beta = 1.35$  (para losas)

$$W = 1.1 \times 10^{-5} * 1.35 * 312.60 \text{ Mpa} * \sqrt[3]{10 \text{ mm} * 8670 \text{ mm}^2} = 0.21 \text{ mm} < 0.30 \text{ mm} - \textit{Verifica}$$

**DEFENSAS DE HORMIGÓN**  
PUENTE-VIADUCTO S/ RUTA 20  
pr. 7+349.48 - 7+403.48

## ÍNDICE

<b>1. OBJETO.....</b>	<b>64</b>
<b>2. NIVEL DE COMPORTAMIENTO.....</b>	<b>64</b>
<b>3. VEHÍCULO DE DISEÑO.....</b>	<b>65</b>
<b>3.1. ALTURA EFECTIVA DE FUERZA DE VUELCO .....</b>	<b>65</b>
<b>4. DATOS DE LA DEFENSA DE H° .....</b>	<b>66</b>
<b>5. DISEÑO DE LA DEFENSA.....</b>	<b>66</b>
<b>5.1. IMPACTOS DENTRO DE UN SEGMENTO DE UN MURO .....</b>	<b>67</b>
<b>5.1.1. RESISTENCIAS FLEXIONALES .....</b>	<b>67</b>
<b>5.1.2. CÁLCULOS .....</b>	<b>67</b>
<b>5.1.3. VERIFICACIÓN DE LO ADOPTADO .....</b>	<b>68</b>
<b>5.2. IMPACTOS EN EXTREMO O JUNTA DE UN MURO.....</b>	<b>68</b>
<b>5.2.1. CÁLCULOS .....</b>	<b>68</b>
<b>5.2.2. VERIFICACIÓN DE LO ADOPTADO .....</b>	<b>68</b>
<b>6. DISEÑO DE ARMADURAS EN VOLADIZO .....</b>	<b>69</b>
<b>6.1. CARGAS Y SOLICITACIONES (POR METRO).....</b>	<b>69</b>
<b>6.2. CÁLCULO DE ARMADURA SUPERIOR EN LOSA .....</b>	<b>69</b>
<b>6.3. VERIFICACIÓN AL CORTE EN JUNTA DEFENSA-LOSA .....</b>	<b>69</b>

## 1. OBJETO

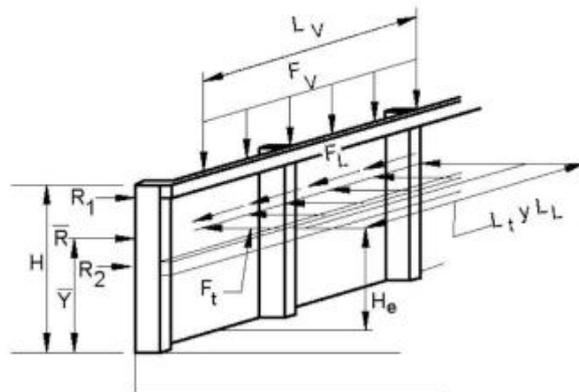
El objeto de la presente memoria de cálculo es determinar las cargas actuantes y verificar la defensa de hormigón del voladizo del tablero correspondiente al puente - viaducto sobre ruta 20.

## 2. NIVEL DE COMPORTAMIENTO

Conforme al proyecto de reglamento CIRSOC-804 "Defensas y Barandas" (basado en AASTHO LRFD Design Specifications Sección 13), se adopta un nivel de comportamiento medio (TL-5), correspondiente a autovías de alta velocidad, carreteras principales arteriales y autopistas principales con un alto volumen de vehículos pesados mixtos.

Tabla A13.2-1 – Fuerzas nominales para las defensas de tránsito vehicular

Fuerzas nominales y simbologías	Niveles de Ensayo para las Defensas			
	Bajo	Regular	Medio	Alto
Transversal $F_t$ [kN]	240	300	600	750
Longitudinal $F_L$ [kN]	100	100	200	250
Vertical descendente $F_v$ [kN]	22	100	300	350
$L_t$ y $L_L$ [m]	1,10	1,20	2,40	2,40
$L_v$ [m]	5,50	6,00	12,00	12,00
$H_e$ (mín.) [m]	0,70	0,90	1,20	1,40
Mínima altura de la defensa $H$ [m]	0,70	0,90	1,20	2,30



### 3. VEHÍCULO DE DISEÑO

Conforme al nivel de comportamiento, el vehículo de diseño o vehículo a contener es un camión con remolque de 360 kN a 80 km/h y un ángulo de impacto de 15°.

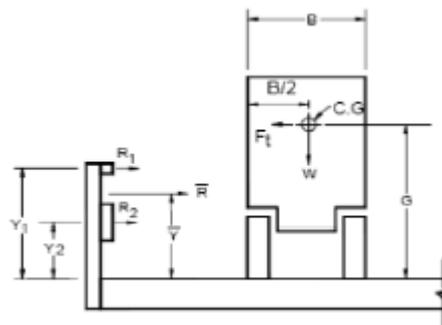


Tabla 13.7.3-1 – Niveles de ensayo para las defensas de puentes y criterios para los ensayos de choque

Características de los vehículos	Pequeños automóviles	Camionetas (Pickups)	Camión semi-remolque	Camión con remolque	Camión cisterna
W [kN]	11	23	100	356	356
B [m]	1,68	1,98	2,29	2,40	2,40
G [m]	0,56	0,70	1,24	1,85	2,06
Ángulo de impacto, $\theta$	25°	25°	15°	15°	15°
Nivel de ensayo	Velocidad de Ensayo (km/h)				
BAJO	100	100	N/A	N/A	N/A
REGULAR	100	100	90	N/A	N/A
MEDIO	100	100	N/A	80	N/A
ALTO	100	100	N/A	N/A	80

#### 3.1. ALTURA EFECTIVA DE FUERZA DE VUELCO

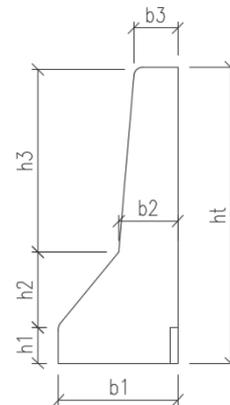
$$He = G - \frac{W * B}{2 Ft} = 1.85 - \frac{356 * 2.40}{2 * 600} = 1.14 \text{ m}$$

Altura total de la defensa = **1.15 m – Verifica**

#### 4. DATOS DE LA DEFENSA DE H°

##### **Geometría**

Altura total:	$ht = 1.15 \text{ m}$
Altura de base:	$h1 = 0.15 \text{ m}$
Altura media:	$h2 = 0.30 \text{ m}$
Altura superior:	$h3 = 0.70 \text{ m}$
Ancho base:	$b1 = 0.40 \text{ m}$
Ancho medio:	$b2 = 0.26 \text{ m}$
Coronamiento:	$b3 = 0.15 \text{ m}$
Área:	$A = 0.30 \text{ m}^2$



##### **Posición de Armaduras**

Recubrimiento:  $r = 0.03 \text{ m}$

Brazo de palanca estribos verticales en zona crítica:

$$Zt = 0.95 * (b1 - r) = 0.35 \text{ m}$$

Brazo de palanca armaduras longitudinales:

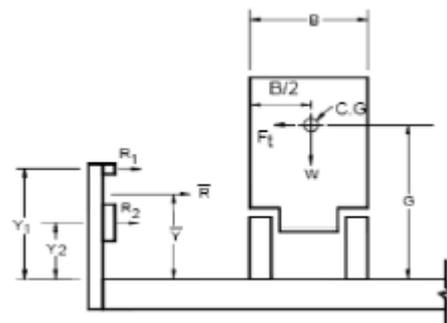
$$Zl = 0.95 * \left( \frac{b2+b1}{2} - r \right) = 0.17 \text{ m}$$

#### 5. DISEÑO DE LA DEFENSA

Análisis por líneas de fluencia y diseño por resistencia.

Se debe verificar:

$$R_w \geq Ft$$



## 5.1. IMPACTOS DENTRO DE UN SEGMENTO DE UN MURO

Resistencia nominal de la defensa frente a la carga transversal,  $R_W$ :

$$R_W = \left( \frac{2}{2 L_c - L_t} \right) \left( 8 M_b + 8 M_w + \frac{M_c * L_c^2}{H} \right)$$

Longitud crítica del muro, en la cual se produce el mecanismo de la línea de fluencia,  $L_c$ :

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left( \frac{L_t}{2} \right)^2 + \frac{8 H (M_b + M_w)}{M_c}}$$

Los datos faltantes son:

$L_t = 2.40m$  (Longitud de distribución longitudinal de la fuerza de impacto)

$H = 1.15m$  (Altura de la defensa)

$M_b = 0 kNm/m$  (Resistencia flexional viga superior)

$M_w = Al * Zl * f_y * \phi$  (Resistencia flexional horizontal)

$M_c = At * Zt * f_y * \phi$  (Resistencia flexional vertical)

$F_t = 600 kN$  (Fuerza transversal especificada para una defensa TL-5)

### 5.1.1. RESISTENCIAS FLEXIONALES

Estas dependen de la armadura longitudinal y estribos en la defensa, por simplicidad se busca dimensionar la barrera intentando igualar dichas resistencias, de esta forma nos independizamos de las mismas en el cálculo de la longitud crítica ( $L_c$ ), y verificando  $R_W \geq F_t$ , obtenemos armadura necesaria.

$$M_c = M_w = M$$

### 5.1.2. CÁLCULOS

$$L_c = \frac{2.40}{2} + \sqrt{\left( \frac{2.40}{2} \right)^2 + 8 * 1.15} = 4.46 m$$

$$F_t = 600 kN \leq \left( \frac{2}{2 * 4.46 - 2.40} \right) \left( 8 * M + \frac{M * 4.46^2}{1.15} \right)$$

Luego:

$$M \geq 77.60 kNm/m$$

Armadura longitudinal necesaria:

$$Al = \frac{M}{Zl * f_y * \phi} = \frac{77.60}{0.17 * 42 * 0.9} = 12.08 cm^2$$

**Se adopta 8 Ø16 por cara (16.08 cm<sup>2</sup> por cara)**

Estribos verticales necesarios en tramo:

$$A_t = \frac{M}{Z_t * f_y * \phi} = \frac{77.60}{0.35 * 42 * 0.9} = 5.87 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**Se adopta 1 Ø12 c/20 (5.65 cm<sup>2</sup>/m)**

### 5.1.3. VERIFICACIÓN DE LO ADOPTADO

$$M_w = 16.08 * .17 * 42 * 0.9 = 104.00 \text{ kNm}$$

$$M_c = 5.65 * .35 * 42 * 0.9 = 74.75 \text{ kNm/m}$$

$$L_c = \frac{2.40}{2} + \sqrt{\left(\frac{2.40}{2}\right)^2 + \frac{8 * 1.15 (104.00)}{74.75}} = 4.97 \text{ m}$$

$$R_W = \left(\frac{2}{2 * 4.97 - 2.40}\right) \left(8 * 104.00 + \frac{74.75 * 4.97^2}{1.15}\right) = 646.58 \text{ kN}$$

$$R_W = 646.60 \text{ kN} > Ft = 600 \text{ kN} - \text{Verifica}$$

## 5.2. IMPACTOS EN EXTREMO O JUNTA DE UN MURO

$$R_W = \left(\frac{2}{2 L_c - L_t}\right) \left(M_b + M_w + \frac{M_{c \text{ extremo}} * L_c^2}{H}\right)$$

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{H (M_b + M_w)}{M_{c \text{ extremo}}}}$$

### 5.2.1. CÁLCULOS

Como las armaduras ya están dimensionadas, se densifica en extremo los estribos hasta que verifiquen:

**Se adopta 1 Ø12 c/10 (11.30 cm<sup>2</sup>/m)**

### 5.2.2. VERIFICACIÓN DE LO ADOPTADO

$$M_w = 16.08 * .17 * 42 * 0.9 = 104.00 \text{ kNm}$$

$$M_{c \text{ extremo}} = 11.30 * .35 * 42 * 0.9 = 150.00 \text{ kNm/m}$$

$$L_c = \frac{2.40}{2} + \sqrt{\left(\frac{2.40}{2}\right)^2 + \frac{1.15 (104.00)}{150.00}} = 2.70 \text{ m}$$

$$R_W = \left( \frac{2}{2 * 2.70 - 2.40} \right) \left( 104.00 + \frac{150 * 2.70^2}{1.15} \right) = 703.25 \text{ kN}$$

$$R_W = 703.25 \text{ kN} > Ft = 600 \text{ kN} - \textit{Verifica}$$

## 6. DISEÑO DE ARMADURAS EN VOLADIZO

Datos de losa en voladizo:

Espesor:  $e = 18 \text{ cm}$   
 Recubrimiento:  $r = 2.5 \text{ cm}$   
 Largo de voladizo:  $L_v = 0.70 \text{ m}$

### 6.1. CARGAS Y SOLICITACIONES (POR METRO)

Peso propio losa hormigón:  $P1 = 0.18 * 25 * 1.10 * 1 = 4.95 \text{ kN}$   
 Peso propio defensa:  $P2 = 0.30 * 25 * 1 = 7.50 \text{ kN}$

Momentos:

$$M1 = P1 * 0.55 = 2.72 \text{ kNm}$$

$$M2 = P2 * 1.00 = 7.50 \text{ kNm}$$

$$M3 = 74.75 \text{ kNm} \text{ (Por choque de vehículo, se verifica con } M_c)$$

Momento ultimo:

$$Mu = 1.2 * 10.22 + 1.0 * 74.75 = 87.02 \text{ kNm}$$

Tracción:

$$Nu = \frac{F_t}{L_t} = \frac{600 \text{ kN}}{2.40 \text{ m}} = 250 \text{ kN/m}$$

### 6.2. CÁLCULO DE ARMADURA SUPERIOR EN LOSA

Coefficiente de minoración para evento extremo:  $\phi = 1.00$

Armadura superior necesaria:

$$A_s = \frac{Mu - Nu * 1 * e}{\phi * 0.9 * d * f_y} + \frac{Nu}{\phi * f_y} = 18.03 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura superior adoptada: **horquillas Ø12 c/12.5 + 1 Ø12 c/12.5 de tablero (18.08 cm<sup>2</sup>/m)**

### 6.3. VERIFICACIÓN AL CORTE EN JUNTA DEFENSA-LOSA

Se diseña con mecanismo de corte por fricción

Fuerza transversal:  $F_t = 600 \text{ kN}$

Fuerza longitudinal:  $F_L = 200 \text{ kN}$

Longitud de aplicación:  $L_t = 2.40 \text{ m}$

Corte último:

$$V_u = \sqrt{\left(\frac{F_t}{L_t}\right)^2 + \left(\frac{F_L}{L_t}\right)^2} = 264 \text{ kN/m}$$

Coefficiente de fricción:  $\mu = 1.4$  (Junta monolítica)

Armadura necesaria:

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi * \mu * f_y} = \frac{264}{1 * 1.4 * 42} = 4.50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura adoptada:

**Estribos en defensa 1 Ø12 c/15 (7.54 cm<sup>2</sup>/m) - Verifica**

**VIGAS TRANSVERSALES**  
PUENTE-VIADUCTO S/ RUTA 20  
pr. 7+349.48 - 7+403.48

## ÍNDICE

<b>1. OBJETO</b> .....	<b>73</b>
<b>2. DATOS DE VIGAS TRANSVERSALES</b> .....	<b>73</b>
<b>3. ANÁLISIS DE CARGA</b> .....	<b>73</b>
<b>4. COMBINACIONES DE CARGA</b> .....	<b>74</b>
<b>4.1. COMBINACIONES ÚLTIMAS</b> .....	<b>74</b>
<b>4.2. COMBINACIONES DE SERVICIO</b> .....	<b>74</b>
<b>5. SOLICITACIONES</b> .....	<b>74</b>
<b>5.1. VIGA TRANSVERSAL DE EXTREMO</b> .....	<b>74</b>
<b>5.2. VIGA TRANSVERSAL CENTRAL</b> .....	<b>75</b>
<b>6. CÁLCULO SECCIONAL</b> .....	<b>76</b>
<b>6.1. VIGA TRANSVERSAL CENTRAL</b> .....	<b>76</b>
<b>6.1.1. CÁLCULOS DE ARMADURA NECESARIA (VIGA CENTRAL)</b> .....	<b>76</b>
<b>6.1.1.1. ARMADURA LONGITUDINAL INFERIOR POR MOMENTO FLECTOR</b> .....	<b>76</b>
<b>6.1.1.2. ARMADURA LONGITUDINAL SUPERIOR POR MOMENTO FLECTOR</b> .....	<b>76</b>
<b>6.1.1.3. ARMADURA TRANSVERSAL DE CORTE</b> .....	<b>76</b>
<b>6.1.1.4. ARMADURA DE TORSIÓN</b> .....	<b>77</b>
<b>6.1.2. DETALLE DE ARMADO (VIGA CENTRAL)</b> .....	<b>77</b>
<b>6.2. VIGA TRANSVERSAL EXTREMA</b> .....	<b>77</b>
<b>6.2.1. CÁLCULOS DE ARMADURA NECESARIA (VIGA EXTREMA)</b> .....	<b>77</b>
<b>6.2.1.1. ARMADURA LONGITUDINAL INFERIOR POR MOMENTO FLECTOR</b> .....	<b>77</b>
<b>6.2.1.2. ARMADURA LONGITUDINAL SUPERIOR POR MOMENTO FLECTOR</b> .....	<b>78</b>
<b>6.2.1.3. ARMADURA TRANSVERSAL DE CORTE</b> .....	<b>78</b>
<b>6.1.1.4. ARMADURA DE TORSIÓN</b> .....	<b>79</b>
<b>6.2.2. DETALLE DE ARMADO (VIGA EXTREMA)</b> .....	<b>79</b>

## 1. OBJETO

El objeto de la presente sección de cálculo es determinar las solicitaciones, dimensionar y verificar las vigas transversales del tablero correspondientes al puente-viaducto sobre ruta 20

## 2. DATOS DE VIGAS TRANSVERSALES

Las características que presenta la viga transversal ya se detallaron en la descripción. De todas formas, se hará un breve resumen de estas para facilitar el entendimiento de la presente memoria:

- Ancho  $b = 0.3\text{m}$  (VT de borde) y  $0.35\text{m}$  (VT central)
- Altura  $h = 1.43\text{m}$ . Obtenida a partir de:
  - $1.25\text{m}$  hormigonada desde la cara superior de la viga pretensada hasta el borde inferior del alma, en la sección macizada.
  - $0.18\text{m}$  correspondientes a la losa
- Largo  $L = 22.40\text{m}$  (distancia inter-eje de vigas longitudinales de  $2.80\text{m}$  por numero de espacios entre vigas longitudinales = 8)
- Recubrimiento  $r = 2.5\text{cm}$
- Hormigón H-25  $f'c = 25\text{Mpa}$
- Acero ADN 420  $f_y = 420\text{Mpa}$

## 3. ANÁLISIS DE CARGA

El análisis de carga se detalla en la descripción. Las cargas que se tendrán en cuenta son:

1. Carga permanente: se considerará el peso propio de la superestructura (losa, vigas longitudinales y transversales, carpeta de rodamiento) como así también el peso de elementos adicionales (barrera tipo New Jersey y mediana central).
2. Sobrecarga móvil o de uso: se tendrá en cuenta la multitud compacta sobre calzada (MCSC) y el vehículo tipo de diseño, aplanadora A30 (6 aplanadoras en 6 fajas de circulación, con el peso reducido al 85%), teniendo en cuenta el factor de impacto (1.25).

## 4. COMBINACIONES DE CARGA

### Referencias

- D = carga permanente (incluye peso propio de la estructura, carpeta de rodamiento y New Jersey)
- LM = sobrecarga móvil (multitud compacta sobre calzada + aplanadoras A-30). Ésta se analizó en dos situaciones distintas de distribución: una simétrica (LM<sub>Simétrica</sub>), la sobrecarga actuando en las 6 fajas de circulación simétricamente distribuidas; y la otra asimétrica (LM<sub>Asimétrica</sub>), donde se acumuló la sobrecarga en uno de los sentidos de circulación (actuando sólo 3 fajas asimétricamente distribuidas a modo de recargar sólo una mitad del puente)

### 4.1. COMBINACIONES ÚLTIMAS

DC01	1.4 D
DC02a	1.2 D + 1.6 LM <sub>Simétrica</sub>
DC02b	1.2 D + 1.6 LM <sub>Asimétrica</sub>

### 4.2. COMBINACIONES DE SERVICIO

SC01	D
SC02a	D + LM <sub>Simétrica</sub>
SC02b	D + LM <sub>Asimétrica</sub>

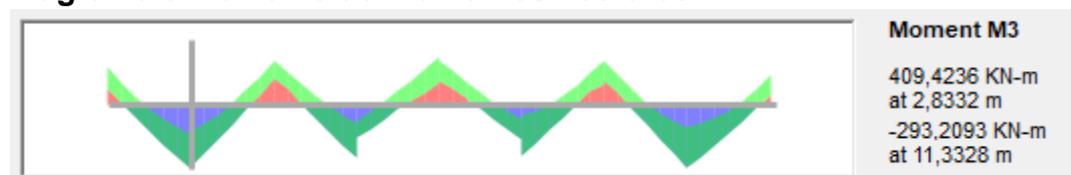
## 5. SOLICITACIONES

Las solicitaciones se obtuvieron a través del modelo numérico. Se aclara que debido a diferencia de comportamiento entre vigas transversales extremas y centrales, se tratarán de forma diferenciada.

A continuación, se presentan los diagramas envolventes de solicitaciones, detallando el esfuerzo de diseño en cada caso:

### 5.1. EN VIGA TRANSVERSAL DE EXTREMO

#### Diagrama envolvente de momentos flectores



Momento positivo:  $Mu_{(+)} = 409.5 \text{ kNm}$

Momento negativo:  $Mu_{(-)} = 293.2 \text{ kNm}$

**Diagrama envolvente de esfuerzos de corte**



**Shear V2**  
236,715 KN  
at 5,6664 m  
-244,377 KN  
at 16,9992 m

Corte:  $Vu = 244.4 \text{ kN}$

**Diagrama envolvente de esfuerzos de torsión**

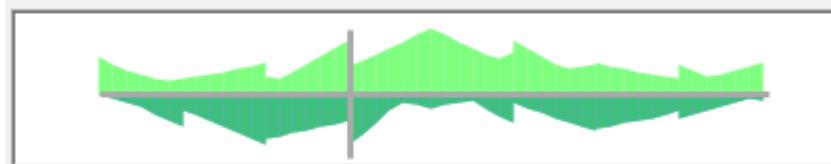


**Torsion**  
29,7102 KN-m  
at 14,166 m  
-52,234 KN-m  
at 9,444 m

Momento torsor:  $Tu = 52.3 \text{ kNm}$

**5.2. EN VIGA TRANSVERSAL CENTRAL**

**Diagrama envolvente de momentos flectores**

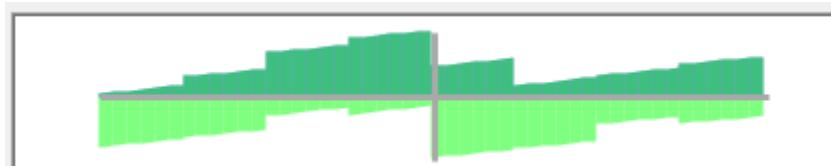


**Moment M3**  
490,6058 KN-m  
at 8,4996 m  
-623,1518 KN-m  
at 11,3328 m

Momento positivo:  $Mu_{(+)} = 490.6 \text{ kNm}$

Momento negativo:  $Mu_{(-)} = 623.2 \text{ kNm}$

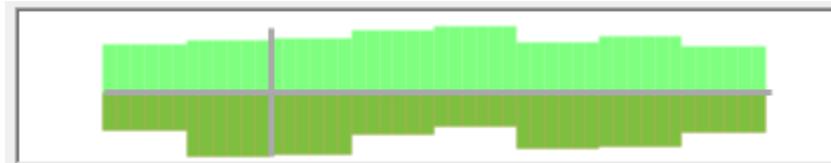
**Diagrama envolvente de esfuerzos de corte**



**Shear V2**  
331,155 KN  
at 11,3328 m  
-304,679 KN  
at 11,3328 m

Corte:  $Vu = 331.2 \text{ kN}$

**Diagrama envolvente de esfuerzos de torsión**



**Torsion**  
11,6398 KN-m  
at 5,6664 m  
-11,4012 KN-m  
at 14,166 m

Momento torsor:  $Tu = 11.7 \text{ kNm}$

## 6. CÁLCULO SECCIONAL

### 6.1. VIGA TRANSVERSAL CENTRAL

#### 6.1.1. CÁLCULOS DE ARMADURA NECESARIA (VIGA CENTRAL)

##### 6.1.1.1. ARMADURA LONGITUDINAL INFERIOR POR MOMENTO FLECTOR

$$Mu_{(+)} = 490.6 \text{ kNm}$$

$$kr = \frac{Mu}{b * d^2 * f'c} = \frac{490.6}{0.35 * 140^2 * 2.5} = 0.029 < 0.205 - \text{Seccion subarmada}$$

$$kz = 0.95$$

Armadura necesaria:

$$As_{inf} = \frac{Mu}{kz * d * \phi * fy} = \frac{490.6}{0.95 * 1.40 * 0.9 * 42} = 9.76 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima:

$$Amin = 0.0033 * b * d = 0.0033 * 35 * 140 = 16.17 \text{ cm}^2$$

##### 6.1.1.2. ARMADURA LONGITUDINAL SUPERIOR POR MOMENTO FLECTOR

$$Mu_{(-)} = 623.2 \text{ kNm}$$

$$kr = \frac{Mu}{b * d^2 * f'c} = \frac{623.2}{0.35 * 140^2 * 2.5} = 0.04 < 0.205 - \text{Seccion subarmada}$$

$$kz = 0.95$$

Armadura necesaria:

$$As_{inf} = \frac{Mu}{kz * d * \phi * fy} = \frac{623.2}{0.95 * 1.40 * 0.9 * 42} = 12.40 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima:

$$Amin = 0.0033 * b * d = 0.0033 * 35 * 140 = 16.17 \text{ cm}^2$$

##### 6.1.1.3. ARMADURA TRANSVERSAL DE CORTE

$$Vu = 331.2 \text{ kN}$$

Resistencia al corte del hormigón:

$$Vc = \frac{1000}{6} \sqrt{f'c} * d * b = \frac{1000}{6} \sqrt{25} * 1.40 * 0.35 = 408.3 \text{ kN}$$

Resistencia al corte necesario de armadura

$$Vs = \frac{Vu - \phi Vc}{\phi} = \frac{331.2 \text{ kN} - 0.75 * 408.3 \text{ kN}}{0.75} = 33.3 \text{ kN}$$

Armadura necesaria:

$$\frac{At}{s} = \frac{Vs}{d * fy} = \frac{33.3}{1.40 * 42} = 0.57 \text{ cm}^2/m$$

Armadura mínima:

$$A_{min} = \frac{1}{16} \sqrt{f'c} * \frac{b}{fy} = 2.60 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{min} = \frac{1}{3} * \frac{b}{fy} = 2.78 \text{ cm}^2/m$$

#### 6.1.1.4. ARMADURA DE TORSIÓN

$$Tu = 11.7 \text{ kNm}$$

$$A_{cp} = b * h = 0.35 * 1.43 = 0.50 \text{ m}^2$$

$$p_{cp} = 2b + 2h = 2 * 0.35 + 2 * 1.43 = 3.56 \text{ m}$$

Torsión crítica

$$Tc = \frac{1}{12} * \phi * \sqrt{f'c} * \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} = \frac{1}{12} * 0.75 * \sqrt{25} * \frac{0.50^2}{3.56} * 1000 = 22 \text{ kNm}$$

No se considera armadura adicional por torsión

#### 6.1.2. DETALLE DE ARMADO (VIGA CENTRAL)

**Armadura longitudinal inferior**

Necesario: 16.17 cm<sup>2</sup>

**Se adopta 5 Ø20**

**Armadura longitudinal superior**

Necesario: 16.17 cm<sup>2</sup>

**Se adopta 5 Ø20**

**Armadura longitudinal del alma por cara**

**Se adopta 6 Ø10 por cara (4.71 cm<sup>2</sup> por cara) - Verifica**

**Armadura transversal (Estribos)**

Necesario: 2.78  $\frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

**Se adopta 2 ramas Ø10 c/15 (10.48 cm<sup>2</sup>/m) - Verifica**

### 6.2. VIGA TRANSVERSAL EXTREMA

#### 6.2.1. CÁLCULOS DE ARMADURA NECESARIA (VIGA EXTREMA)

##### 6.2.1.1. ARMADURA LONGITUDINAL INFERIOR POR MOMENTO FLECTOR

$$Mu_{(+)} = 409.5 \text{ kNm}$$

$$kr = \frac{Mu}{b * d^2 * f'c} = \frac{409.5}{0.35 * 140^2 * 2.5} = 0.05 < 0.205 - \text{Seccion subarmada}$$

$$kz = 0.95$$

Armadura necesaria:

$$As_{inf} = \frac{Mu}{kz * d * \phi * fy} = \frac{409.5}{0.95 * 1.40 * 0.9 * 42} = 8.15 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima:

$$Amin = 0.0033 * b * d = 0.0033 * 35 * 140 = 16.17 \text{ cm}^2$$

Como la armadura de cálculo es menor a la mínima, según CIRSOC 201-05, se puede adoptar 1.33 de la armadura de cálculo: **10.85 cm<sup>2</sup>**

### 6.2.1.2. ARMADURA LONGITUDINAL SUPERIOR POR MOMENTO FLECTOR

$$Mu_{(-)} = 293.2 \text{ kNm}$$

$$kr = \frac{Mu}{b * d^2 * f'c} = \frac{293.2}{0.35 * 140^2 * 2.5} = 0.05 < 0.205 - \text{Seccion subarmada}$$

$$kz = 0.95$$

Armadura necesaria:

$$As_{inf} = \frac{Mu}{kz * d * \phi * fy} = \frac{293.2}{0.95 * 1.40 * 0.9 * 42} = 5.83 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima:

$$Amin = 0.0033 * b * d = 0.0033 * 35 * 140 = 16.17 \text{ cm}^2$$

Como la armadura de cálculo es menor a la mínima, según CIRSOC 201-05, se puede adoptar 1.33 de la armadura de cálculo: **7.75 cm<sup>2</sup>**

### 6.2.1.3. ARMADURA TRANSVERSAL DE CORTE

$$Vu = 244.4 \text{ kN}$$

Resistencia al corte del hormigón:

$$Vc = \frac{1000}{6} \sqrt{f'c} * d * b = \frac{1000}{6} \sqrt{25} * 1.40 * 0.35 = 408.3 \text{ kN}$$

Resistencia al corte necesario de armadura

$$Vs = \frac{Vu - \phi Vc}{\phi} = \frac{244.4 - 0.75 * 408.3}{0.75} = -82.43 \text{ kN}$$

Se adopta armadura mínima

Armadura mínima:

$$Amin = \frac{1}{16} \sqrt{f'c} * \frac{b}{fy} = 2.60 \text{ cm}^2/m$$

$$Amin = \frac{1}{3} * \frac{b}{fy} = 2.78 \text{ cm}^2/m$$

#### 6.2.1.4. ARMADURA DE TORSIÓN

$$Tu = 52.3 \text{ kNm}$$

$$A_{cp} = b * h = 0.35 * 1.43 = 0.50 \text{ m}^2$$

$$p_{cp} = 2b + 2h = 2 * 0.35 + 2 * 1.43 = 3.56 \text{ m}$$

Torsión crítica

$$Tc = \frac{1}{12} * \phi * \sqrt{f'c} * \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} = \frac{1}{12} * 0.75 * \sqrt{25} * \frac{0.50^2}{3.56} * 1000 = 25.36 \text{ kNm}$$

$$A_{oh} = 0.27 * 1.35 = 0.36 \text{ m}^2$$

$$p_h = 2 * 0.27 + 2 * 1.35 = 3.24 \text{ m}$$

$$A_o = 0.85 * A_{oh} = 0.306 \text{ m}^2 \text{ (Área encerrada por flujo de corte)}$$

Armadura transversal necesaria:

$$\frac{At}{s} = \frac{Tu}{\phi * 2 * A_o * fy} = \frac{52.3}{0.75 * 2 * 0.306 * 42} = 2.71 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura longitudinal necesaria:

$$Al = 2.71 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Verificación de tensiones por corte-torsión:

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{b * d}\right)^2 + \left(\frac{Tu * ph}{1.7 * A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{Vc}{b * d} + \frac{2}{3} \sqrt{f'c}\right)$$

$$1.80 \text{ MPa} \leq 3.00 \text{ MPa} - \text{Verifica}$$

#### 6.2.2. DETALLE DE ARMADO (VIGA EXTREMA)

**Armadura longitudinal inferior**

$$\text{Necesario: } 10.85 \text{ cm}^2 + 2.71 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} * b = 11.80 \text{ cm}^2$$

**Se adopta 5 Ø20 (15.70 cm<sup>2</sup>) - Verifica**

**Armadura longitudinal superior**

$$\text{Necesario: } 7.75 \text{ cm}^2 + 2.71 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} * b = 8.70 \text{ cm}^2$$

**Se adopta 5 Ø20 (15.70 cm<sup>2</sup>) - Verifica**

**Armadura longitudinal del alma por cara**

$$\text{Necesario: } 2.71 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} * h = 3.88 \text{ cm}^2 \text{ por cara}$$

**Se adopta 6 Ø10 por cara (4.71 cm<sup>2</sup> por cara) - Verifica**

**Armadura transversal (Estribos)**

$$\text{Necesario: } 2.78 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} + 2 * 2.71 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} = 8.20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**Se adopta 2 ramas Ø10 c/15 (10.48 cm<sup>2</sup>/m) - Verifica**