

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
ESTRIBOS .....	15
FUNDACIÓN .....	45

**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>8</b>
<b>8.1.1. PESO PROPIO DE LA SUPERESTRUCTURA .....</b>	<b>8</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>9</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 elastoméricos 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 trilogic
  - 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:  $L1=27.79m$
- Tramo 2:  $L2=27.79m$

Longitud a eje de pilas por tramo:

- Tramo 1:  $L1=27.45m$
- Tramo 2:  $L2=27.45m$

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 5.66m entre sí, con 2 voladizos de 1.24m (dando una longitud total de viga dintel de 25.12m).

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 4.54m entre sí, con 2 voladizos de 0.90m (dando una longitud total de viga dintel de 24.50m).

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 adicionaron 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 HºAº 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
- Movimientos lentos (Influencia de la Tº, 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=0.18m	$D_L = 0.18 \times 25 = 4.50 \text{ kN/m}^2$
Carpeta de rodamiento	e=0.05m	$D_C = 0.05 \times 24 = 1.20 \text{ kN/m}^2$



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  $D_M = 0.2 \times 25=5.0 \text{ kN/m}^2$

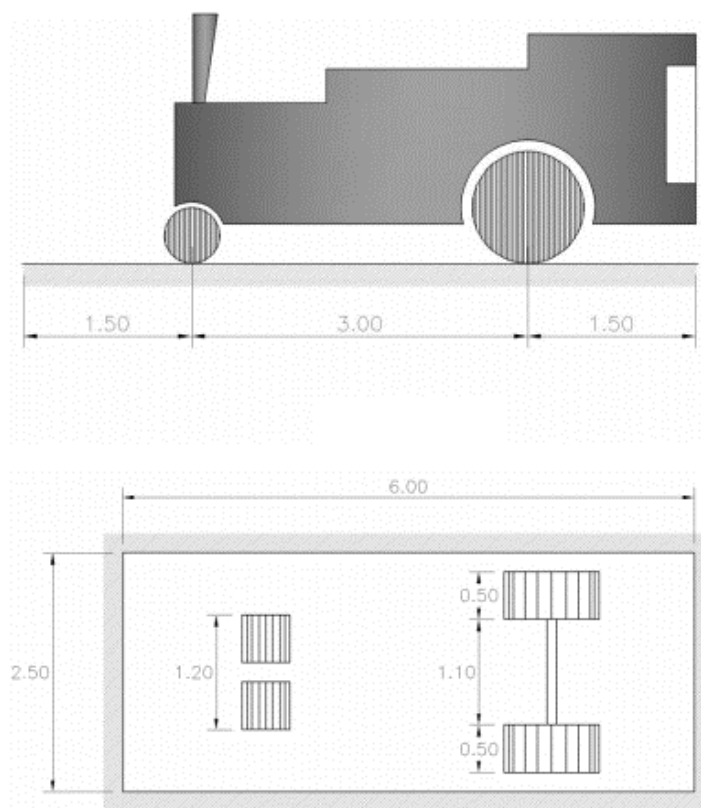
### 8.1.3. SOBRECARGA ACCIDENTAL (DE USO)

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. MOVIMIENTOS LENTOS ( $T^0$ , CONTRACCIÓN Y FLUENCIA DEL $H^0$ )

No se tienen en cuenta para la definición tensional de la superestructura, pero si se tiene en cuenta la contracción y fluencia del  $H^0$  en la consideración de pérdidas de pretensados de las vigas constitutivas.

Se tienen en cuenta los efectos que tienen los movimientos lentos sobre la subestructura y fundación. A continuación se observa la fuerza que se debe disponer en cada uno de los apoyos de las vigas sobre los estribos (la pila no experimenta efectos debido a los movimientos lentos, ya que se cancelan los que se producen en un tramo y en el otro), obtenido este valor del análisis realizado en la sección correspondiente a los estribos, para la verificación de los apoyos de neopreno:

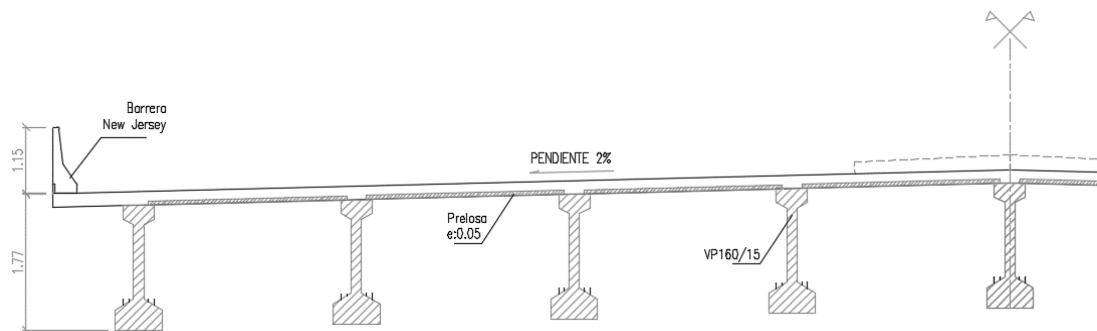
$$F_{LT} = \frac{\delta_{LT} * a * b * G}{e_n} = \frac{13.82\text{mm} * 25\text{cm} * 50\text{cm} * 8\text{kg/cm}^2}{45\text{mm} * 100} = 30.7\text{kN}$$

## 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 ( $L = 27.79\text{m}$ )

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:  $\mu=3$

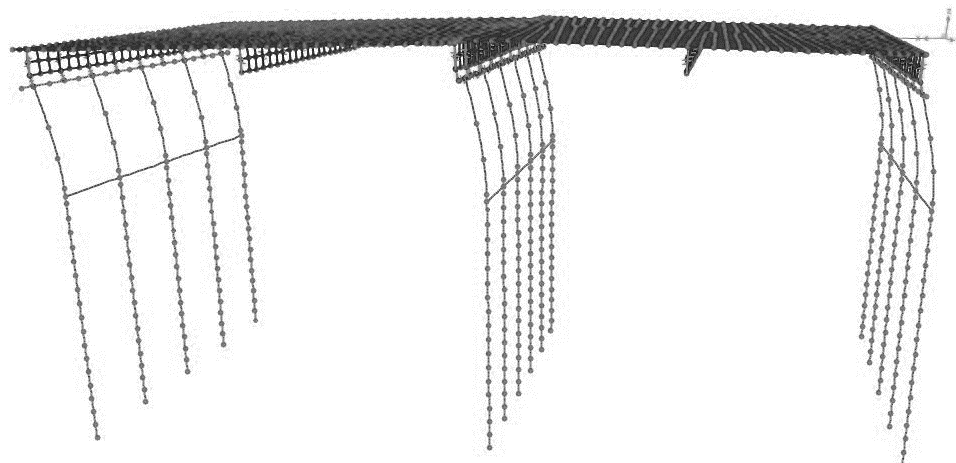
A partir de estos valores se pudo determinar el espectro de diseño a utilizar para definir las cargas sísmicas, siendo este:

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

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.

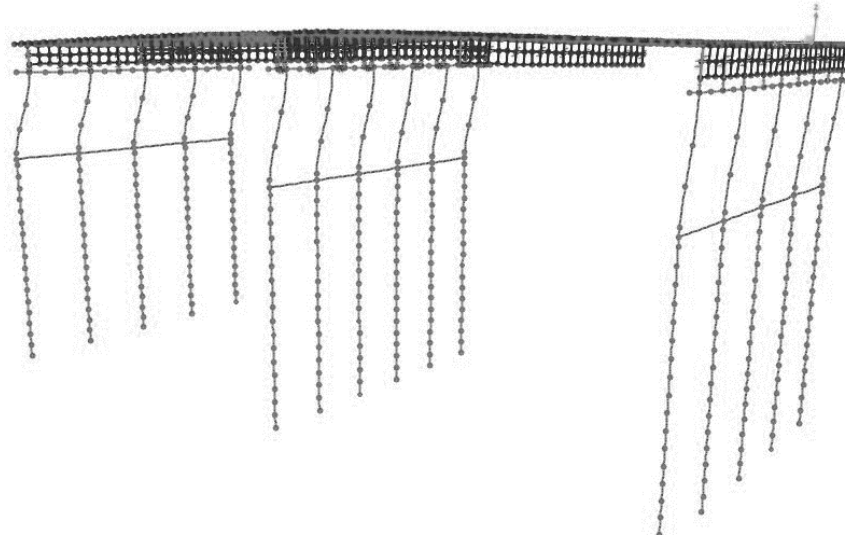
#### Periodo de vibración longitudinal

A partir del modelado se obtuvo como periodo de vibración longitudinal  **$T_l = 1.41s$** . A continuación, se detalla la deformada obtenida para dicha dirección.



#### Periodo de vibración transversal

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



Coeficiente sísmico longitudinal

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

- $R = 3$  ( $T_l > T_1$ )
- $Sal = 0.18$  ( $T_l > T_2$ )

De esta forma, el coeficiente sísmico de diseño longitudinal resulta **C<sub>l</sub> = 0.08**.

Coeficiente sísmico transversal

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

- $R = 5$  ( $T_t > T_1$ )
- $Sat = 0.24$  ( $T_t > T_2$ )

De esta forma, el coeficiente sísmico de diseño longitudinal resulta **C<sub>t</sub> = 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

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

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

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

- Peso propio de estribos y pilas:

$$Vigas dintel borde = 2 * 36 \frac{kN}{m} * 25.12m = 1809 kN$$

$$Vigas dintel central = 39 \frac{kN}{m} * 24.50m = 956 kN$$

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

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

- Multitud compacta sobre calzada

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

- Aplanadora A30 (x 6 y reducción 0.85)

$$A30 = 0.85 * 6 * 300 \text{ kN} = 1530 \text{ kN}$$

En el caso de la fuerza sísmica en sentido longitudinal no se considerará la sobrecarga móvil actuando en el instante del sismo, mientras que en el sentido transversal se considerará un porcentaje de 50% de la misma. De esta manera tenemos:

- Peso propio de tablero  $G_T = 14159 \text{ kN}$
- Peso propio de estribo y pilas  $G_{EYP} = 4473 \text{ kN}$

**Carga gravitatoria total longitudinal Wtl = 18632kN**

- Peso propio de tablero  $G_T = 14159 \text{ kN}$
- Peso propio de estribo y pilas  $G_{EYP} = 4473 \text{ kN}$
- Multitud compacta sobre calzada  $L_{MCSC} = 3270 \text{ kN}$
- Aplanadora A30 (x 6)  $L_{A30} = 765 \text{ kN}$

- **Carga gravitatoria total transversal Wtt = 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.

- $V_{oL} = Wt * C_l = 1490.6 \text{ kN}$
- $V_{oT} = Wt * C_t = 1360.0 \text{ kN}$

**Distribución del corte basal en altura**

Siendo el corte basal la fuerza resultante debida a la acción sísmica, se determina la fuerza lateral a nivel de tablero según la expresión:

$$F_k = \frac{W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i} \cdot V_o$$

siendo:

- $F_k$  la fuerza sísmica lateral en el nivel k;
- $W_i, W_k$  las cargas gravitatorias supuestas concentradas en los niveles i ó k, respectivamente;
- $h_i, h_k$  las alturas de los niveles i ó k medidas a partir del nivel basal (nivel 0);
- $V_o$  el esfuerzo de corte en la base de la construcción.

Se considera que, a nivel de tablero, para ambas direcciones, está presente el peso propio del mismo, peso de las vigas dintel y la mitad del peso de las columnas e incorporando, solo para la dirección transversal, la mitad de la sobrecarga móvil.

No se tiene en cuenta la altura debido a que la altura del nivel de tablero respecto a la base y la altura total de la estructura respecto a la base son coincidentes.

Además, se distribuye la fuerza lateral a nivel de tablero total en cada estribo extremo y pilas intermedias según la carga gravitatoria concurrente a cada uno de estos. Finalmente, se determina a partir de la carga lateral por estribo y pila la carga lateral sísmica por apoyo de viga, siendo este el valor a ingresar en el modelo numérico:

1. Apoyo extremo Tramo 1 y extremo Tramo 2:

$$\text{Coeficiente de aporte Peso tablero y MCSC} = \frac{lb1}{lt} = \frac{27.79}{55.58} = 0.25$$

$$\text{Coeficiente de aporte Peso columnas borde} = \frac{Ncb1}{Nct} = \frac{5}{10} = 0.5$$

$$\text{Peso viga dintel de borde} = 36 \frac{kN}{m} * 25.12m = 904.3kN$$

$$W1l = C_{\text{Área}} * P_{\text{Tablero}} + 0.5 * C_{N^{\circ}\text{Columnas}} * P_{\text{Columnas}} + P_{V \text{ Dintel}}$$

$$W1l = 0.25 * 14159kN + 0.5 * 0.5 * 1061kN + 904.3kN = \mathbf{4709.3 kN}$$

$$W1t = A_{30} + C_{\text{Área}} * (P_{\text{Tablero}} + MCSC) + 0.5 * C_{N^{\circ}\text{Columnas}} * P_{\text{Columnas}} + P_{V \text{ Dintel}}$$

$$W1t = 765kN + 0.25 * (14159kN + 3270kN) + 0.5 * 0.50 * 1061kN + 904.3kN$$

$$W1t = \mathbf{6291.8 kN}$$

$$SL1 = \frac{W1l}{wtl} * V_0L = \mathbf{376.75kN} \quad ST1 = \frac{W1t}{wtt} * V_0T = \mathbf{377.50kN}$$

Acción lateral a introducir por apoyo de viga:

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

## 2. Apoyo Tramo 1 – Tramo 2:

$$\text{Coeficiente de aporte Peso tablero y MCSC} = \frac{lc2}{lt} = \frac{(\frac{27.79}{2} + \frac{27.79}{2})}{55.58} = 0.5$$

Peso columnas centrales = 637kN

Peso viga dintel central = 956kN

$$W2l = C_{\text{Área}} * P_{\text{Tablero}} + 0.5 * P_{\text{Columnas}} + P_{V \text{ Dintel}}$$

$$W2l = 0.50 * 14159kN + 0.5 * 637kN + 956kN = \mathbf{8417.7 kN}$$

$$W2t = A_{30} + C_{\text{Área}} * (P_{\text{Tablero}} + MCSC) + 0.5 * P_{\text{Columnas}} + P_{V \text{ Dintel}}$$

$$W2t = 765kN + 0.50 * (14159kN + 3270kN) + 0.50 * 637kN + 956kN$$

$$W2t = \mathbf{10754.0 kN}$$

$$SL2 = \frac{W2l}{wtl} * V_0L = \mathbf{673.43 kN} \quad ST2 = \frac{W2t}{wtt} * V_0T = \mathbf{645.23 kN}$$

Acción lateral a introducir por apoyo de viga:

$$SL2_i = \frac{SL2}{9} = \mathbf{74.8 kN} \quad ST2_i = \frac{ST2}{9} = \mathbf{71.6 kN}$$

## 9. DISEÑO Y VERIFICACIÓN DE ELEMENTOS

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

- MC LOSA DE TABLERO: Losa y Pre-loza
- MC VIGAS PRETENSADAS
- MC VIGAS TRANSVERSALES
- MC DEFENSAS: Barreras New Jersey
- MC ESTRIBOS: Vigas dintel, apoyos de neopreno y columnas de pila.
- MC FUNDACIONES: Pilotes y viga de fundación.

**ESTRIBOS**

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

## ÍNDICE

<b>1. OBJETO</b> .....	<b>18</b>
<b>2. ANÁLISIS DE CARGA</b> .....	<b>18</b>
<b>3. COMBINACIONES DE CARGA</b> .....	<b>18</b>
3.1. Combinaciones de servicio .....	18
3.2. Combinaciones últimas .....	19
<b>4. SOLICITACIONES</b> .....	<b>19</b>
4.1. Rigidez flexional efectiva de la columna .....	19
4.2. Carga crítica de pandeo .....	19
4.3. Solicitaciones .....	21
4.4. Efectos de segundo orden .....	21
<b>5. CÁLCULO SECCIONAL</b> .....	<b>24</b>
5.1. Columna estribos extremos .....	24
5.1.1. Armadura longitudinal .....	24
5.1.2. Armadura transversal .....	25
5.2. Columna pila central .....	26
5.2.1. Armadura longitudinal .....	26
5.2.2. Armadura transversal .....	27
5.3. Viga dintel estribo extremo .....	28
5.3.1. Armadura longitudinal superior .....	28
5.3.2. Armadura longitudinal inferior .....	29
5.3.3. Armadura lateral .....	29
5.3.4. Verificación por tracción .....	29
5.3.5. Armadura de torsión .....	30
5.3.6. Armadura transversal de corte .....	30
5.4. Viga dintel pila central .....	30
5.4.1. Armadura longitudinal superior .....	31
5.4.2. Armadura longitudinal inferior .....	31
5.4.3. Armadura lateral .....	32
5.4.4. Verificación por tracción .....	32
5.4.5. Armadura de torsión .....	32
5.4.5.1. Armadura transversal de torsión .....	32
5.4.5.2. Armadura longitudinal de torsión .....	33
5.4.5.3. Verificación de tensiones por corte-torsión .....	33
5.4.6. Armadura transversal de corte .....	33
5.4.7. Armadura transversal total .....	33
<b>6. APOYOS DE NEOPRENO</b> .....	<b>34</b>
6.1. Acciones existentes .....	34
6.1.1. Cargas verticales .....	34
6.1.2. Cargas horizontales en dirección longitudinal .....	34
6.1.3. Cargas horizontales en dirección transversal .....	34
6.2. Desplazamientos lentos .....	34
6.2.1. Temperatura .....	34
6.2.2. Retracción .....	34
6.2.3. Fluencia lenta .....	35
6.2.4. Desplazamiento lento total .....	35



<b>6.3.Predimensionado del neopreno.....</b>	<b>35</b>
<b>6.4.Verificaciones.....</b>	<b>35</b>
<b>6.4.1. Tensión de compresión media máxima .....</b>	<b>35</b>
<b>6.4.2. No desplazamiento del apoyo .....</b>	<b>36</b>
<b>6.4.3. Distorsión angular.....</b>	<b>36</b>
<b>6.4.4. No levantamiento del apoyo.....</b>	<b>37</b>
<b>6.4.5. Tensión tangencial total .....</b>	<b>38</b>
<b>6.4.6. Espesor de los zunchos .....</b>	<b>39</b>
<b>6.4.7. Condición de estabilidad.....</b>	<b>39</b>
<b>7. TOPES SÍSMICOS .....</b>	<b>39</b>
<b>7.1.Topes sísmicos transversales estribo extremo.....</b>	<b>39</b>
<b>7.1.1. Ménsula corta .....</b>	<b>39</b>
<b>7.1.1.1. Verificación al corte .....</b>	<b>40</b>
<b>7.1.1.2. Armadura principal .....</b>	<b>40</b>
<b>7.1.1.3. Estribos.....</b>	<b>40</b>
<b>7.1.2. Taco de neopreno .....</b>	<b>41</b>
<b>7.1.Topes sísmicos transversales pila central.....</b>	<b>41</b>
<b>7.1.1. Ménsula corta .....</b>	<b>41</b>
<b>7.1.1.1. Verificación al corte .....</b>	<b>41</b>
<b>7.1.1.2. Armadura principal .....</b>	<b>41</b>
<b>7.1.1.3. Estribos.....</b>	<b>42</b>
<b>7.1.2. Taco de neopreno .....</b>	<b>42</b>
<b>7.2. Topes sísmicos longitudinales .....</b>	<b>42</b>
<b>7.2.1. Pantalla trasera.....</b>	<b>42</b>
<b>7.2.1.1. Armadura principal vertical.....</b>	<b>43</b>
<b>7.2.1.2. Armadura lateral.....</b>	<b>43</b>
<b>7.2.1.3. Verificación al corte .....</b>	<b>43</b>
<b>7.2.2. Taco de neopreno .....</b>	<b>44</b>

## 1. OBJETO

El objeto de la presente memoria de cálculo es determinar las solicitaciones y dimensionar los elementos estructurales que constituyen a los estribos (columnas, viga dintel y apoyos de neopreno) correspondientes al puente- viaducto sobre ruta 20.

## 2. ANÁLISIS DE CARGA

El análisis de carga se detalló 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) e infraestructura, como así también el peso de elementos adicionales (barrera tipo New Jersey).
2. Sobrecarga 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%). Ambas se considerarán sin impacto, por tratarse del cálculo de la infraestructura.
3. Frenado de vehículos.
4. Viento con puente cargado y viento con puente descargado.
5. Sismo en dirección longitudinal y transversal.

## 3. COMBINACIONES DE CARGA

### Referencias

- D = carga permanente (incluye peso propio de la estructura, carpeta de rodamiento, New Jersey)
- A30 = 6 aplanadoras A30, cada una en una faja de circulación (6 fajas en total distanciadas 3m aproximadamente)
- A30<sub>Asimetrica</sub> = 3 aplanadoras A30 colocadas asimétricamente (borde izquierdo), cada una en una faja de circulación distanciadas 2.5m
- MCSC = multitud compacta sobre calzada
- MCSC<sub>Asimetrica</sub> = multitud compacta colocada coincidente con las 3 aplanadoras asimétricas
- F = frenado
- ML = movimientos lentos
- WD = efecto del viento con puente descargado
- WC = efecto del viento con puente cargado
- Sy = sismo en la dirección transversal del puente
- Sx = sismo en la dirección longitudinal del puente

### 3.1. COMBINACIONES DE SERVICIO

SC03 D

SC04a D + MCSC + A30

SC04b D + MCSC<sub>Asimetrica</sub> + A30<sub>Asimetrica</sub>

SC05 D + F + ML + MCSC + A30

SC06 D + WD

SC07 D + 0.5MCSC + 0.5A30 + WC

SC08 D + 0.5 (MCSC + A30) + Sy + 0.3Sx

$$SC09 \quad D + Sx + 0.3Sy$$

### 3.2. COMBINACIONES ÚLTIMAS

$$DC03 \quad 1.4D$$

$$DC04a \quad 1.2D + 1.6MCSC + 1.6A30$$

$$DC04b \quad 1.2D + 1.6MCSC_{Asimetrica} + 1.6A30_{Asimetrica}$$

$$DC05 \quad 1.2D + 1.2ML + 1.6F + 1.6MCSC + 1.6A30$$

$$DC06 \quad 1.2D + 1.6WD$$

$$DC07 \quad 1.2D + 1.6MCSC + 0.5A30 + 0.5WC$$

$$DC08 \quad 1.2D + 0.5 (MCSC + A30) + Sy + 0.3Sx$$

$$DC09 \quad 1.2D + Sx + 0.3Sy$$

$$DC10 \quad 0.9D + Sy + 0.3Sx$$

$$DC11 \quad 0.9D + Sx + 0.3Sy$$

## 4. SOLICITACIONES

A través del modelo numérico y las combinaciones de carga, se pudieron determinar las distintas solicitaciones necesarias para el cálculo de las columnas y viga dinteles, como así también la carga crítica de pandeo para las distintas direcciones. Cabe aclarar que se realizó la reducción de la rigidez de la columna, especificado en el CIRSOC 201-05.

### 4.1. RIGIDEZ FLEXIONAL EFECTIVA DE LA COLUMNA

De acuerdo con lo especificado, la rigidez flexional se debe reducir debido a los efectos de figuración por tracción y los efectos de fluencia lenta sobre las deformaciones. La rigidez flexional efectiva será:

$$(E * I)_{ef} = \frac{0.4 * Ec * Ig}{1 + \beta d}$$

$\beta d$  = relación entre la máxima carga axial mayorada de larga duración y la máxima carga axial mayorada total. A partir del modelo se obtuvieron las siguientes solicitaciones:

$$Pu = -3361.03kN \text{ para DC04b}$$

$$PD = -2095.77kN$$

$$\beta d = \frac{PD}{Pu} = 0.63$$

$$Ec = 4700 * \sqrt{f'c} = 23500Mpa$$

$$Ig = \frac{\pi * r^4}{4} = 0.0322m^4$$

$$(E * I)_{ef} = 185427.39kNm^2$$

En el modelo se afectará solamente a la inercia de la sección, de esta manera:

$$I_{ef} = \frac{0.4}{1 + \beta d} Ig = 0.245 Ig$$

### 4.2. CARGA CRITICA DE PANDEO

La determinación de la carga crítica de pandeo se realizó cargando axialmente las pilas con una fuerza de 1kN (denominada "Axial" en el modelo), obteniendo a través del modelo el factor con el cual se debe afectar esta fuerza para determinar la carga crítica de pandeo para cada modo (en este caso, el factor coincide con la carga crítica de pandeo por ser una fuerza unitaria).

### Carga crítica de pandeo alrededor de Y

El resultado obtenido a partir del modelo es una carga crítica de pandeo de - **7923.14kN** para el modo de pandeo longitudinal. A continuación, se muestra la geometría deformada por pandeo en la dirección longitudinal.



Pandeo en dirección longitudinal  
**Pc = 7923,14kN**

### Coeficiente de longitud efectiva para pandeo alrededor de Y

A partir de la carga crítica de pandeo, es posible determinar el coeficiente longitudinal efectiva para pandeo alrededor del eje Y, por medio de la siguiente expresión:

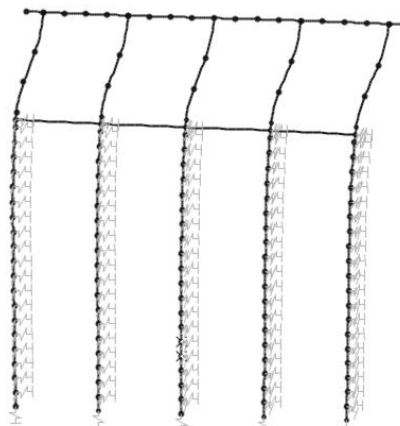
$$Pc_{yy} = \frac{\pi^2 * (E * I)ef}{(ky * l)^2} = 7923.14 \text{ kN}$$

Despejando Ky y tomando l ≈ 8m tenemos:

Ky = 1.92 **se adopta Ky = 2**

### Carga crítica de pandeo alrededor de X

El resultado obtenido a partir del modelo es una carga crítica de pandeo de - **34230.28kN** para el modo de pandeo transversal. A continuación, se muestra la geometría deformada por pandero en la dirección transversal.



Pandeo en dirección transversal  
**Pc = 34230,28kN**

### Coeficiente de longitud efectiva para pandeo alrededor de X

A partir de la carga crítica de pandeo, es posible determinar el coeficiente longitudinal efectiva para el pandeo alrededor del eje X, por medio de la siguiente expresión:

$$Pc_{xx} = \frac{\pi^2 * (E * I)ef}{(kx * l)^2} = 34230.28 \text{ kN}$$

Despejando  $K_x$  y tomando  $l \approx 8\text{m}$  tenemos:

$K_x = 0.93$  se adopta  $K_y = 1.0$

#### 4.3. SOLICITACIONES

A continuación, se detallan las solicitaciones extraídas del modelo para cada una de las combinaciones de carga antes detalladas. Estas solicitaciones serán corregidas debido a los efectos de segundo orden que se deben considerar.

##### Solicitaciones en estribo extremo

Combinación	Pu (kN)	Vuy (kN)	Vux (kN)	Muy (kNm)	Mux (kNm)
DC03	1655,31	36,73	16,53	62,10	124,48
DC04a	2401,87	60,24	21,39	112,16	206,32
DC04b	2256,97	61,40	22,16	106,06	194,82
DC05	2409,34	68,11	78,03	490,57	230,17
DC06	1428,82	58,59	14,38	89,38	188,88
DC07	1735,14	62,87	17,95	104,27	206,16
DC08	1767,64	113,72	38,47	245,60	362,31
DC09	1420,63	52,70	94,33	633,18	172,03
DC10	1105,41	100,10	33,02	215,00	304,41
DC11	1069,45	45,33	93,14	624,38	146,77

##### Solicitaciones en pila central

Combinación	Pu (kN)	Vuy (kN)	Vux (kN)	Muy (kNm)	Mux (kNm)
DC03	2445,07	18,45	2,45	9,19	70,18
DC04a	3329,68	31,17	13,93	96,14	117,57
DC04b	3361,03	28,78	10,00	66,66	109,98
DC05	3336,55	38,87	66,41	459,01	143,00
DC06	2106,75	57,22	6,50	48,42	195,96
DC07	2494,85	55,12	9,69	52,53	191,70
DC08	2537,26	116,79	31,70	205,15	400,90
DC09	2100,43	41,90	90,38	645,03	146,60
DC10	1625,90	109,18	27,43	192,95	376,37
DC11	1576,54	37,94	90,31	644,68	131,54

#### 4.4. EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN

Los efectos de segundo orden se tendrán en cuenta, de ser necesario, incrementando los momentos de primer orden. En este caso, tanto alrededor de X (eje longitudinal), como Y (eje transversal), se comporta como un pórtico no arriostrado ( $k_i > 1$ ).

##### Efectos de segundo orden alrededor de Y

En primer lugar, se calculará la esbeltez como:

$$\lambda_y = \frac{ky * l}{r_y}$$

$$r_y = \frac{r}{2} = 0.225m$$

$$\lambda_y = 53.3 > 22 - \text{Se deben considerar efectos de segundo orden}$$

Estribo extremo

El factor de amplificación del momento será:

$$\delta_y = \frac{1}{1 - \frac{Pu}{\phi P_c}}$$

$$P_c = -7923.14kN$$

$$\Phi = 0.75$$

Combinación	Pu (kN)	Muy (kNm)	δy	Muy' (kNm)
DC03	1655,31	62,10	1,39	86,07
DC04a	2401,87	112,16	1,68	188,24
DC04b	2256,97	106,06	1,61	171,01
DC05	2409,34	490,57	1,68	825,12
DC06	1428,82	89,38	1,32	117,67
DC07	1735,14	104,27	1,41	147,27
DC08	1767,64	245,60	1,42	349,59
DC09	1420,63	633,18	1,31	832,11
DC10	1105,41	215,00	1,23	264,13
DC11	1069,45	624,38	1,22	761,41

Pila central

El factor de amplificación del momento será:

$$\delta_y = \frac{1}{1 - \frac{Pu}{\phi P_c}}$$

$$P_c = -7923.14kN$$

$$\Phi = 0.75$$

Combinación	Pu (kN)	Muy (kNm)	δy	Muy' (kNm)
DC03	2445,07	9,19	1,70	15,61
DC04a	3329,68	96,14	2,27	218,67
DC04b	3361,03	66,66	2,30	153,46
DC05	3336,55	459,01	2,28	1046,75
DC06	2106,75	48,42	1,55	75,01
DC07	2494,85	52,53	1,72	90,54
DC08	2537,26	205,15	1,75	358,02
DC09	2100,43	645,03	1,55	997,67
DC10	1625,90	192,95	1,38	265,63
DC11	1576,54	644,68	1,36	877,48

**Efectos de segundo orden alrededor de X**

Se calculará la esbeltez como:

$$\lambda x = \frac{kx * l}{rx}$$

$$rx = \frac{r}{2} = 0.225m$$

$$\lambda x = 35.55 > 22 - \text{Se deben considerar efectos de segundo orden}$$

Estribo extremo

El factor de amplificación del momento será:

$$\delta x = \frac{1}{1 - \frac{Pu}{\phi P_c}}$$

$$P_c = -34915.86kN$$

$$\Phi = 0.75$$

Combinación	Pu (kN)	Mux (kNm)	δx	Mux' (kNm)
DC03	1655,31	124,48	1,07	133,06
DC04a	2401,87	206,32	1,10	227,61
DC04b	2256,97	194,82	1,10	213,60
DC05	2409,34	230,17	1,10	254,01
DC06	1428,82	188,88	1,06	200,01
DC07	1735,14	206,16	1,07	221,11
DC08	1767,64	362,31	1,07	389,10
DC09	1420,63	172,03	1,06	182,11
DC10	1105,41	304,41	1,04	318,11
DC11	1069,45	146,77	1,04	153,15

Pila central

El factor de amplificación del momento será:

$$\delta x = \frac{1}{1 - \frac{Pu}{\phi P_c}}$$

$$P_c = -34915.86kN$$

$$\Phi = 0.75$$

Combinación	Pu (kN)	Mux (kNm)	δx	Mux' (kNm)
DC03	2445,07	70,18	1,11	77,57
DC04a	3329,68	117,57	1,15	135,09
DC04b	3361,03	109,98	1,15	126,54
DC05	3336,55	143,00	1,15	164,37
DC06	2106,75	195,96	1,09	213,48
DC07	2494,85	191,70	1,11	212,34
DC08	2537,26	400,90	1,11	444,87
DC09	2100,43	146,60	1,09	159,67
DC10	1625,90	376,37	1,07	401,82
DC11	1576,54	131,54	1,07	140,15

## 5. CÁLCULO SECCIONAL

### 5.1. COLUMNA ESTRIBOS EXTREMOS

Las características que presenta la columna, necesarias para el dimensionado, son:

- Diámetro  $\varnothing = 0.9\text{m}$
- Recubrimiento  $r = 4\text{cm}$
- Hormigón H-25  $f'c = 25\text{Mpa}$
- Acero ADN420  $f_y = 420\text{Mpa}$

Las solicitaciones que se utilizaran para el cálculo de la columna se muestran a continuación.

Combinación	Pu (kN)	Vuy (kN)	Vux (kN)	Muy' (kNm)	Mux' (kNm)
DC03	1655,31	36,73	16,53	86,07	133,06
DC04a	2401,87	60,24	21,39	188,24	227,61
DC04b	2256,97	61,40	22,16	171,01	213,60
DC05	2409,34	68,11	78,03	825,12	254,01
DC06	1428,82	58,59	14,38	117,67	200,01
DC07	1735,14	62,87	17,95	147,27	221,11
DC08	1767,64	113,72	38,47	349,59	389,10
DC09	1420,63	52,70	94,33	832,11	182,11
DC10	1105,41	100,10	33,02	264,13	318,11
DC11	1069,45	45,33	93,14	761,41	153,15

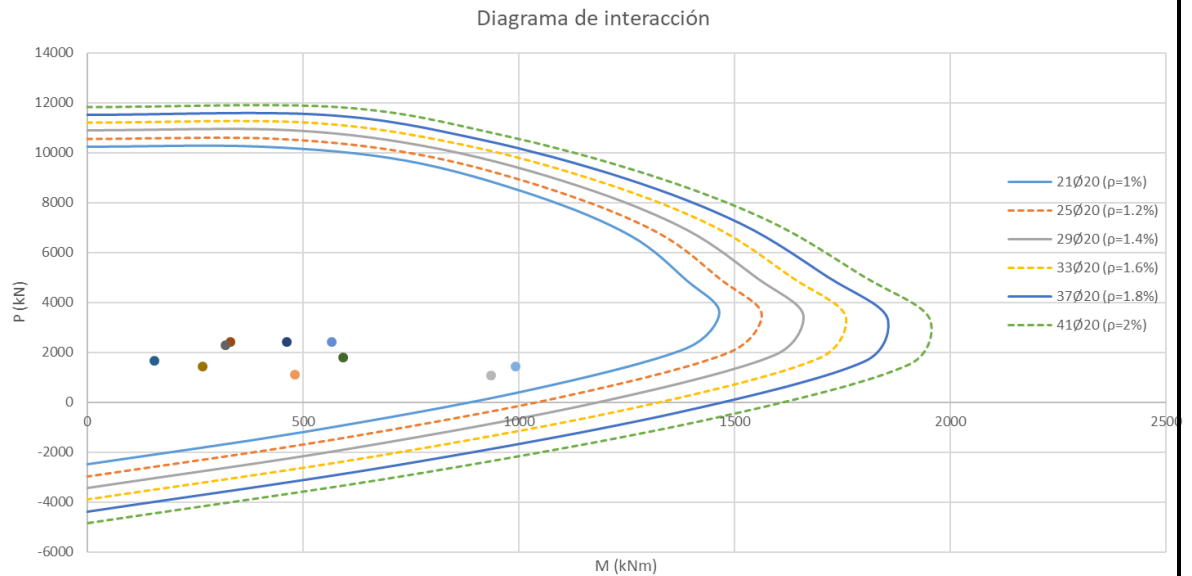
#### 5.1.1. ARMADURA LONGITUDINAL

Al tratarse de una columna de sección circular, para el dimensionado se realizará la composición de los momentos en la dirección X e Y, pasando de esta manera de una flexión compuesta esviada a una flexión compuesta, simplificando su tratamiento.

Combinación	Pu (kN)	Mut' (kNm)
DC03	1655,31	158,47
DC04a	2401,87	295,37
DC04b	2256,97	273,62
DC05	2409,34	863,34
DC06	1428,82	232,06
DC07	1735,14	265,66
DC08	1767,64	523,08
DC09	1420,63	851,81
DC10	1105,41	413,47
DC11	1069,45	776,66

A partir del diagrama de interacción correspondiente se determina la armadura longitudinal necesaria, considerando una cuantía mínima de 1%. A continuación, se muestra el diagrama de interacción correspondiente:





Puede verse que según el diagrama, se requiere cuantía mínima  $\rho = 1\%$   
 $A_s = \rho * A_g \cong 63.62 \text{ cm}^2$

**Adoptan 20Ø20 armadura longitudinal ( $A_s \text{ Adop} = 62.83 \text{ cm}^2$ )**

### 5.1.2. ARMADURA TRANSVERSAL

Al igual que con el momento flector se realizará la composición del corte en las dos direcciones, utilizando el mayor para el dimensionado.

Combinación	Vuy (kN)	Vux (kN)	Vut (kN)
DC03	36,73	16,53	40,28
DC04a	60,24	21,39	63,92
DC04b	61,40	22,16	65,28
DC05	68,11	78,03	<b>103,57</b>
DC06	58,59	14,38	60,33
DC07	62,87	17,95	65,38
DC08	113,72	38,47	<b>120,05</b>
DC09	52,70	94,33	108,05
DC10	100,10	33,02	105,41
DC11	45,33	93,14	103,58

Se observa la diferenciación de las combinaciones que poseen la acción sísmica, ya que en estas no se debe considerar el aporte del hormigón para resistir el corte.

La resistencia al corte proporcionado por el hormigón es:

$$V_c = \phi * \frac{1000}{6} \sqrt{f'c} * 0.8 * \phi^2 = 405 \text{ kN} > V_{ut \text{ NoSismica}} = 103.57 \text{ kN}$$

Se coloca la armadura transversal mínima, siendo de:

$$A_{min} = \frac{1}{16} \sqrt{f'c} * \frac{b}{f_y} = 6.69 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{min} = \frac{1}{3} * \frac{b}{f_y} = 7.14 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

**Espiral Ø10c/15cm (At adop = 10.48cm<sup>2</sup>/m)**

La resistencia al corte proporcionado por la armadura transversal es:

$$V_s = \phi * \frac{A_t}{s} * f_y * 0.8 * \phi = 237 \text{ kN} > V_{ut, \text{sismico}} = 120.05 \text{ kN} - \text{Verifica}$$

En los extremos de la columna se debe realizar el densificado del estriado en una longitud L=1.5m desde el extremo, a los fines de confinar y brindar ductilidad.

**Espiral Ø10c/7.5cm en L=1.5m**

**5.2. COLUMNA PILA CENTRAL**

Las características que presenta la columna, necesarias para el dimensionado, son:

- Diámetro Ø = 0.9m
- Recubrimiento r = 4cm
- Hormigón H-25 f'c = 25Mpa
- Acero ADN420 fy = 420Mpa

Las solicitaciones que se utilizaran para el cálculo de la columna se muestran a continuación.

Combinación	Pu (kN)	Vuy (kN)	Vux (kN)	Muy' (kNm)	Mux' (kNm)
DC03	2445,07	18,45	2,45	15,61	77,57
DC04a	3329,68	31,17	13,93	218,67	135,09
DC04b	3361,03	28,78	10,00	153,46	126,54
DC05	3336,55	38,87	66,41	1046,75	164,37
DC06	2106,75	57,22	6,50	75,01	213,48
DC07	2494,85	55,12	9,69	90,54	212,34
DC08	2537,26	116,79	31,70	358,02	444,87
DC09	2100,43	41,90	90,38	997,67	159,67
DC10	1625,90	109,18	27,43	265,63	401,82
DC11	1576,54	37,94	90,31	877,48	140,15

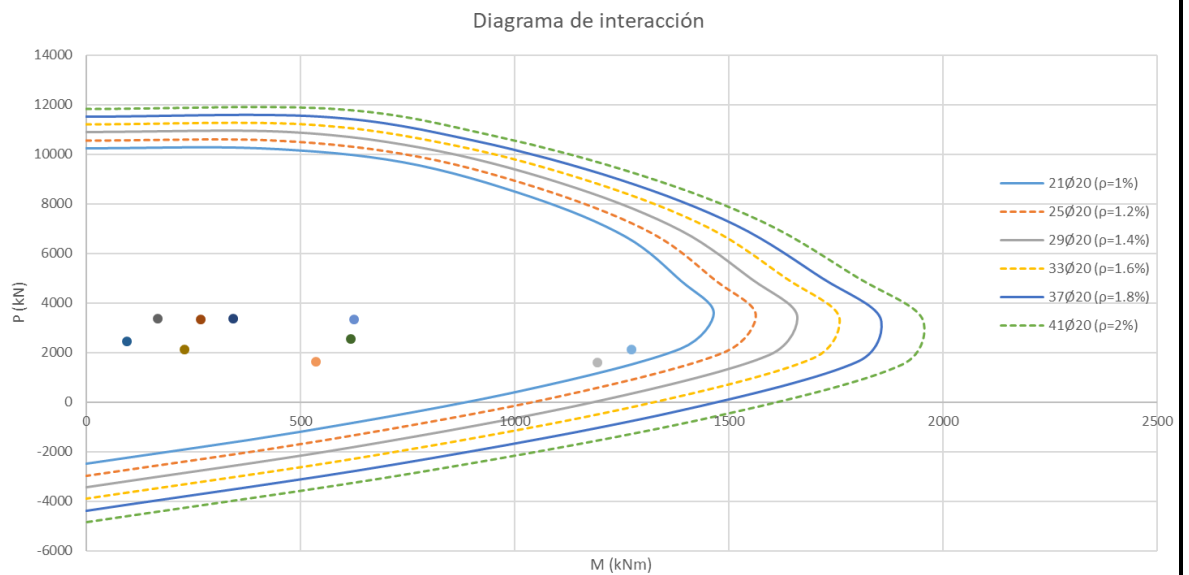
**5.2.1. ARMADURA LONGITUDINAL**

Al tratarse de una columna de sección circular, para el dimensionado se realizará la composición de los momentos en la dirección X e Y, pasando de esta manera de una flexión compuesta esviada a una flexión compuesta, simplificando su tratamiento.

Combinación	Pu (kN)	Mut' (kNm)
DC03	2445,07	79,13
DC04a	3329,68	257,03
DC04b	3361,03	198,91
DC05	3336,55	1059,57
DC06	2106,75	226,27
DC07	2494,85	230,83

DC08	2537,26	571,04
DC09	2100,43	1010,37
DC10	1625,90	481,68
DC11	1576,54	888,60

A partir del diagrama de interacción correspondiente se determina la armadura longitudinal necesaria, considerando una cuantía mínima de 1%. A continuación, se muestra el diagrama de interacción correspondiente:



Puede verse que según el diagrama, se requiere cuantía mínima  $\rho = 1\%$

$$A_s = \rho * A_g \cong 63.62 \text{ cm}^2$$

**Adoptan 20Ø20 armadura longitudinal ( $A_s \text{ Adop} = 62.83 \text{ cm}^2$ )**

### 5.2.2. ARMADURA TRANSVERSAL

Al igual que con el momento flector se realizará la composición del corte en las dos direcciones, utilizando el mayor para el dimensionado.

Combinación	Vuy (kN)	Vux (kN)	Vut (kN)
DC03	18,45	2,45	18,61
DC04a	31,17	13,93	34,14
DC04b	28,78	10,00	30,46
DC05	38,87	66,41	<b>76,95</b>
DC06	57,22	6,50	57,58
DC07	55,12	9,69	55,97
DC08	116,79	31,70	<b>121,01</b>
DC09	41,90	90,38	99,62
DC10	109,18	27,43	112,57
DC11	37,94	90,31	97,95

Se observa la diferenciación de las combinaciones que poseen la acción sísmica, ya que en estas no se debe considerar el aporte del hormigón para resistir el corte.

La resistencia al corte proporcionado por el hormigón es:

$$V_c = \phi * \frac{1000}{6} \sqrt{f'c} * 0.8 * \phi^2 = 405kN > V_{ut, \text{NoSismica}} = 76.95kN$$

Se coloca la armadura transversal mínima, siendo de:

$$A_{min} = \frac{1}{16} \sqrt{f'c} * \frac{b}{f_y} = 6.70cm^2/m$$

$$A_{min} = \frac{1}{3} * \frac{b}{f_y} = 7.14cm^2/m$$

**Espiral Ø10c/15cm (Atadop = 10.48cm<sup>2</sup>/m)**

La resistencia al corte proporcionado por la armadura transversal es:

$$V_s = \phi * \frac{A_t}{s} * f_y * 0.8 * \phi = 237 kN > V_{ut, \text{sismico}} = 121.01kN - \text{Verifica}$$

En los extremos de la columna se debe realizar el densificado del estriado en una longitud L=1.5m desde el extremo, a los fines de confinar y brindar ductilidad.

**Espiral Ø10c/7.5cm en L=1.5m**

### 5.3. VIGA DINTEL ESTRIBO EXTREMO

Las características que presenta la viga dintel son:

- Ancho b = 1.20m
- Altura h = 1.20m
- Recubrimiento r = 3.5cm
- Hormigón H-25 f'c = 25Mpa
- Acero ADN420 fy = 420Mpa

Las solicitaciones máximas necesarias para el dimensionado, se obtuvieron a partir del programa. A continuación, se detallan los resultados obtenidos:

- Nu = 53.67kN
- Vu<sub>2d</sub> = 501.36kN (con N = 0kN)
- Vu<sub>3</sub> = 118.05kN
- T = 98.74kN
- Mu<sub>2</sub> = 157.44kN
- Mu<sub>3p</sub> = 1185.26kN
- Mu<sub>3n</sub> = -553.87kN

Solamente se considera los esfuerzos axiales de tracción, ya que esta es una situación desfavorable.

#### 5.3.1. ARMADURA LONGITUDINAL SUPERIOR

$$K_r = \frac{M_{sup}}{b * d^2 * f'c} = \frac{553.87kN.m * 1000}{120cm * (116.5cm)^2 * 25Mpa} = 0.01 < 0.205 \text{ Verifica sección subarmada}$$

$$K_z = 0.966$$

$$A_{S_{sup}} = \frac{M_{sup}}{K_z * d * \phi * f_y} = \frac{553.87kN.m * 100}{0.966 * 116.5cm * 0.9 * 42kN/cm^2} = 13.02cm^2$$

$$A_{min} = 0,0033 * b * d = 0,0033 * 120\text{cm} * 116.5\text{cm} = 46.13\text{cm}^2$$

Pero se expresa en art.10.5.3 de CIRSOC 201-05, que de adoptar como armadura longitudinal 1/3 más de lo especificado por cálculo, no es necesario cumplir con la armadura mínima detallada anteriormente. Por lo que:

$$A_{min} = 1.33 * A_{sup} = 17.32\text{cm}^2$$

**Se adoptan 12Ø20 armadura superior ( $A_s = 37.68\text{cm}^2$ )**

### 5.3.2. ARMADURA LONGITUDINAL INFERIOR

$$K_r = \frac{M_{inf}}{b * d^2 * f'c} = \frac{1185.26\text{kN.m} * 1000}{120\text{cm} * (116.5\text{cm})^2 * 25\text{Mpa}} = 0.03 < 0.205 \text{ Verifica sección subarmada}$$

$$K_z = 0.966$$

$$A_{S_{inf}} = \frac{M_{inf}}{K_z * d * \phi * f_y} = \frac{1185.26\text{kN.m} * 100}{0.966 * 116.5\text{cm} * 0.9 * 42\text{kN/cm}^2} = 27.86\text{cm}^2$$

$$A_{min} = 0,0033 * b * d = 0,0033 * 120\text{cm} * 116.5\text{cm} = 46.13\text{cm}^2$$

Pero se expresa en art.10.5.3 de CIRSOC 201-05, que de adoptar como armadura longitudinal 1/3 más de lo especificado por cálculo, no es necesario cumplir con la armadura mínima detallada anteriormente. Por lo que:

$$A_{min} = 1.33 * A_{sup} = 37.05\text{cm}^2$$

**Se adoptan 12Ø20 armadura inferior ( $A_i = 37.68\text{cm}^2$ )**

### 5.3.3. ARMADURA LATERAL

$$K_r = \frac{M_{lat}}{b * d^2 * f'c} = \frac{157.44\text{kN.m} * 1000}{120\text{cm} * (116.5\text{cm})^2 * 25\text{Mpa}} = 0.01 < 0.205 \text{ Verifica sección subarmada}$$

$$K_z = 0.966$$

$$A_{S_{lat}} = \frac{M_{lat}}{K_z * d * \phi * f_y} = \frac{157.44\text{kN.m} * 100}{0.966 * 116.5\text{cm} * 0.9 * 42\text{kN/cm}^2} = 3.70\text{cm}^2$$

$$A_{min} = 1.33 * A_{sup} = 4.92\text{cm}^2$$

**Se adoptan 5Ø16 armadura lateral en cada cara ( $A_l = 10.05\text{cm}^2$ )**

### 5.3.4. VERIFICACIÓN POR TRACCIÓN

Se realizará un tratamiento diferenciado del esfuerzo axial y el momento flector. La armadura necesaria para resistir la tracción es de:

$$A_l = \frac{Nu}{\phi * f_y} = \frac{53.67\text{kN}}{0.9 * 42\text{kN/cm}^2} = 1.41\text{cm}^2$$

No es necesario colocar armadura para resistir la tracción, ya que queda asegurada la armadura necesaria con los excedentes colocados para flexión.

### 5.3.5. ARMADURA DE TORSIÓN

En primer lugar, se determinará si es posible ignorar el efecto de la torsión, siendo factible esto cuando:

$$T_u < \frac{1}{12} * \phi * \sqrt{f'c} * \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$$

- $A_{cp} = 1.2m * 1.2m = 1.44m^2$
- $P_{cp} = 2 * 1.2m + 2 * 1.2m = 4.8m$
- $\Phi = 0.75$

$$T_u = 98.74kNm < \frac{1}{12} * \phi * \sqrt{f'c} * \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} = 135kNm$$

Por lo que se puede desprejar el efecto torsional.

Por lo que se puede desprejar el efecto torsional.

### 5.3.6. ARMADURA TRANSVERSAL DE CORTE

Se determinará la armadura transversal a partir del corte  $V_{u2}$ , ya que este supera ampliamente al corte  $V_{u3}$ , y teniendo en cuenta que la viga se encuentra traccionada.

$$V_{u2} = 501.36kN$$

$$N_u = 0kN$$

La resistencia al corte proporcionado por el hormigón es de:

$$V_c = \phi * \left(1 - \frac{0.3 * N_u}{A_g}\right) * \frac{1000}{6} * \sqrt{f'c} * b_w * d = 873.75kN > V_u = 501.36kN$$

Se coloca armadura transversal mínima, siendo esta de:

$$A_{min} = \frac{1}{16} * \sqrt{f'c} * \frac{b}{f_y} = 8.93cm^2/m$$

$$A_{min} = \frac{1}{3} * \frac{b}{f_y} = 9.52cm^2/m$$

**Se adoptan 6rØ10c/30cm (Ae=15.8cm<sup>2</sup>/m)**

## 5.4. VIGA DINTEL PILA CENTRAL

Las características que presenta la viga dintel son:

- Ancho  $b = 1.40m$
- Altura  $h = 1.20m$
- Recubrimiento  $r = 3.5cm$
- Hormigón H-25  $f'c = 25Mpa$
- Acero ADN420  $f_y = 420Mpa$

Las solicitaciones máximas necesarias para el dimensionado, se obtuvieron a partir del programa. A continuación, se detallan los resultados obtenidos:

- $N_u = 65.52\text{kN}$
- $V_{u2_d} = 1332.50\text{kN}$  (con  $N = 29.05\text{kN}$ )
- $V_{u3} = 114.07\text{kN}$
- $T = 266.40\text{kNm}$
- $M_{u2} = 108.27\text{kNm}$
- $M_{u3_p} = 1252.23\text{kNm}$
- $M_{u3_n} = -1373.56\text{kNm}$

Solamente se considera los esfuerzos axiales de tracción, ya que esta es una situación desfavorable.

#### 5.4.1. ARMADURA LONGITUDINAL SUPERIOR

$$K_r = \frac{M_{u\text{sup}}}{b * d^2 * f_c} = \frac{1373.56\text{kN.m} * 1000}{140\text{cm} * (116.5\text{cm})^2 * 25\text{Mpa}} = \mathbf{0.03 < 0.205 \text{ Verifica sección subarmada}}$$

$$K_z = 0.966$$

$$A_{S_{\text{sup}}} = \frac{M_{u\text{sup}}}{K_z * d * \phi * f_y} = \frac{1373.56\text{kN.m} * 100}{0.966 * 116.5\text{cm} * 0.9 * 42\text{kN/cm}^2} = 32.28\text{cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0,0033 * b * d = 0,0033 * 140\text{cm} * 116.5\text{cm} = 53.82\text{cm}^2$$

Pero se expresa en art.10.5.3 de CIRSOC 201-05, que de adoptar como armadura longitudinal 1/3 más de lo especificado por cálculo, no es necesario cumplir con la armadura mínima detallada anteriormente. Por lo que:

$$A_{\text{min}} = 1.33 * A_{S_{\text{sup}}} = 42.94\text{cm}^2$$

**Se adoptan 14Ø20 armadura superior ( $A_s = 43.98\text{cm}^2$ )**

#### 5.4.2. ARMADURA LONGITUDINAL INFERIOR

$$K_r = \frac{M_{u\text{inf}}}{b * d^2 * f_c} = \frac{1252.23\text{kN.m} * 1000}{140\text{cm} * (116.5\text{cm})^2 * 25\text{Mpa}} = \mathbf{0.03 < 0.205 \text{ Verifica sección subarmada}}$$

$$K_z = 0.966$$

$$A_{S_{\text{inf}}} = \frac{M_{u\text{inf}}}{K_z * d * \phi * f_y} = \frac{1252.23\text{kN.m} * 100}{0.966 * 116.5\text{cm} * 0.9 * 42\text{kN/cm}^2} = 29.44\text{cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0,0033 * b * d = 0,0033 * 140\text{cm} * 116.5\text{cm} = 53.82\text{cm}^2$$

Pero se expresa en art.10.5.3 de CIRSOC 201-05, que de adoptar como armadura longitudinal 1/3 más de lo especificado por calculo, no es necesario cumplir con la armadura mínima detallada anteriormente. Por lo que:

$$A_{\text{min}} = 1.33 * A_{S_{\text{sup}}} = 39.15\text{cm}^2$$

**Se adoptan 14Ø20 armadura inferior ( $A_i = 43.98\text{cm}^2$ )**

### 5.4.3. ARMADURA LATERAL

$$K_r = \frac{M_{lat}}{b * d^2 * f'_c} = \frac{108.27 \text{ kN.m} * 1000}{120 \text{ cm} * (126.5 \text{ cm})^2 * 25 \text{ Mpa}} = 0.01 < 0.205 \text{ Verifica sección subarmada}$$

$$K_z = 0.966$$

$$A_{s_{lat}} = \frac{M_{lat}}{K_z * d * \phi * f_y} = \frac{108.27 \text{ kN.m} * 100}{0.966 * 126.5 \text{ cm} * 0.9 * 42 \text{ kN/cm}^2} = 2.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.33 * A_{sup} = 3.12 \text{ cm}^2$$

Se adoptan 5Ø16 armadura lateral en cada cara ( $A_l = 10.05 \text{ cm}^2$ )

### 5.4.4. VERIFICACIÓN POR TRACCIÓN

Se realizará un tratamiento diferenciado del esfuerzo axial y el momento flector. La armadura necesaria para resistir la tracción es de:

$$A_l = \frac{N_u}{\phi * f_y} = \frac{65.52 \text{ kN}}{0.9 * 42 \text{ kN/cm}^2} = 1.73 \text{ cm}^2$$

No es necesario colocar armadura para resistir la tracción, ya que queda asegurada la armadura necesaria con los excedentes colocados para flexión.

### 5.4.5. ARMADURA DE TORSIÓN

En primer lugar, se determinará si es posible ignorar el efecto de la torsión, siendo factible esto cuando:

$$T_u < \frac{1}{12} * \phi * \sqrt{f'_c} * \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$$

- $A_{cp} = 1.2 \text{ m} * 1.30 \text{ m} = 1.56 \text{ m}^2$
- $P_{cp} = 2 * 1.2 \text{ m} + 2 * 1.3 \text{ m} = 5 \text{ m}$
- $\phi = 0.75$

$$T_u = 266.40 \text{ kNm} < \frac{1}{12} * \phi * \sqrt{f'_c} * \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} = 152.1 \text{ kNm}$$

Por lo que no se puede despreciar el efecto torsional, teniendo que colocar de esta manera armadura de torsión.

Por lo que no se puede despreciar el efecto torsional, teniendo que colocar de esta manera armadura de torsión.

#### 5.4.5.1. ARMADURA TRANSVERSAL DE TORSIÓN

Armadura transversal necesaria:

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_u}{\phi * 2 * A_o * f_y} = \frac{266.4 \text{ kNm}}{0.75 * 2 * 1.25 \text{ m}^2 * 42 \text{ kN/cm}^2} = 3.38 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{oh} = 1.265 \text{ m} * 1.165 \text{ m} = 1.47 \text{ m}^2$$

$$A_o = 0.85 * A_{oh} = 1.25 \text{ m}^2 \text{ (Área encerrada por flujo de corte)}$$



#### 5.4.5.2. ARMADURA LONGITUDINAL DE TORSIÓN

Armadura transversal necesaria:

$$A_t = \frac{At}{s} * p_h = 3.38 \text{ cm}^2/\text{m} * 4.86\text{m} = \mathbf{14.73\text{cm}^2}$$

$$p_h = 2 * 1.265 + 2 * 1.165\text{m} = 4.86\text{m}$$

Se debe colocar en cada carga aproximadamente  $4.3\text{cm}^2$ , verificando con el excedente de armadura longitudinal de flexión colocado.

#### 5.4.5.3. VERIFICACIÓN DE TENSIONES POR CORTE-TORSIÓN

Se debe verificar la relación:

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

$$\sqrt{\left(\frac{1332.5}{1.3 * 1.165}\right)^2 + \left(\frac{266.4 * 4.86}{1.7 * 1.47^2}\right)^2} \leq 0.75 * \left(\frac{1255.03}{1.3 * 1.165} + \frac{2}{3} \sqrt{25}\right)$$

$$0.95 \text{ MPa} \leq \mathbf{3.12\text{MPa}} - \textit{Verifica}$$

#### 5.4.6. ARMADURA TRANSVERSAL DE CORTE

Se determinará la armadura transversal a partir del corte  $Vu_2$ , ya que este supera ampliamente al corte  $Vu_3$ , y teniendo en cuenta que la viga se encuentra traccionada.

$$Vu_2 = 1332.50\text{kN}$$

$$Nu = 29.05\text{kN}$$

La resistencia al corte proporcionado por el hormigón es de:

$$Vc = \phi * \left(1 - \frac{0.3 * Nu}{Ag}\right) * \frac{1000}{6} \sqrt{f'c} * bw * d = \mathbf{941.27\text{kN} < Vu = 1332.50\text{kN}}$$

$$\frac{At}{s} = \frac{Vu - Vc}{\phi * d * fy} = \frac{1332.50\text{kN} - 941.27\text{kN}}{0.75 * 1.165\text{m} * 42\text{kN}/\text{cm}^2} = \mathbf{10.66\text{cm}^2/\text{m}}$$

#### 5.4.7. ARMADURA TRANSVERSAL TOTAL

La armadura transversal total se obtiene de sumar la armadura transversal de corte y la de torsión, por lo que:

$$\frac{At}{s_{Total}} = \frac{At}{s_{Cor.}} + 2 * \frac{At}{s_{Tor.}} = 10.66\text{cm}^2/\text{m} + 2 * 3.38\text{cm}^2/\text{m} = \mathbf{17.42\text{cm}^2/\text{m}}$$

La armadura transversal mínima es de:

$$A_{min} = \frac{1}{16} \sqrt{f'c} * \frac{b}{fy} = 9.67\text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_{min} = \frac{1}{3} * \frac{b}{fy} = 10.32\text{cm}^2/\text{m}$$

**Se adoptan 6rØ12c/30cm (Ae=22.62cm<sup>2</sup>/m)**

Cumpliendo con 2rØ12c/30cm exteriores para torsión (Aet=7.53cm<sup>2</sup>/m) y 4rØ12c/30cm interiores para corte (Aec=15.07cm<sup>2</sup>/m)

## 6. APOYOS DE NEOPRENO

### 6.1. ACCIONES EXISTENTES

Para el dimensionado de los apoyos de neopreno se considerarán las siguientes cargas.

#### 6.1.1. CARGAS VERTICALES

- Peso propio de tablero = 14159kN
  - Peso propio de tablero por apoyo = **393.31kN**
- Sobrecarga móvil = 3165kN
  - Sobrecarga móvil por apoyo = **351.67kN**

**Carga vertical total por apoyo = 744.98kN**

#### 6.1.2. CARGAS HORIZONTALES EN DIRECCIÓN LONGITUDINAL

- Fuerza de frenado = 270kN
  - Fuerza de frenado por apoyo = **15kN**
- Acción sísmica longitudinal = 378kN
  - Acción sísmica longitudinal por apoyo = **42kN**

**Carga horizontal longitudinal total por apoyo = 42kN**

No se considera simultaneidad entre la fuerza de frenado y la acción sísmica, diseñando de esta manera con la mayor de estas.

#### 6.1.3. CARGAS HORIZONTALES EN DIRECCIÓN TRANSVERSAL

- Viento descargado = 201.85kN
  - Fuerza de viento descargado por apoyo = **11.41kN**
- Viento cargado = 123.8kN
  - Fuerza de viento cargado por apoyo = **8.69kN**
- Acción sísmica transversal = 378kN
  - Acción sísmica transversal por apoyo = **42kN**

**Carga horizontal transversal total por apoyo = 42kN**

No se considera simultaneidad entre la acción del viento y la acción sísmica, diseñando de esta manera con la mayor de estas.

### 6.2. DESPLAZAMIENTOS LENTOS

#### 6.2.1. TEMPERATURA

Se considera un salto térmico de 20°, teniendo así un desplazamiento de:

$$\delta_T = \Delta T^\circ * L * \alpha = 20^\circ C * 27.65m * 1x10^{-5}C^{-1} = 5.53mm$$

#### 6.2.2. RETRACCIÓN

Se considera la pérdida por retracción determinada para el cálculo de la viga pretensada al momento del hormigonado de la losa:

$$SH = 36.9Mpa - 23.3Mpa = 13.6Mpa$$

$$E_{pret} = 195000Mpa$$

$$\delta_{SH} = \frac{SH}{E} * L = \frac{13.6Mpa}{195000Mpa} * 27.65m = \mathbf{1.92mm}$$

### 6.2.3. FLUENCIA LENTA

Se considera la pérdida por fluencia lenta determinada para el cálculo de la viga pretensada al momento del hormigonado de la losa:

$$CR = 82.2Mpa - 44.3Mpa = 37.9Mpa$$

$$E_{pret} = 195000Mpa$$

$$\delta_{CR} = \frac{CR}{E} * L = \frac{37.9Mpa}{195000Mpa} * 27.65m = \mathbf{5.37mm}$$

### 6.2.4. DESPLAZAMIENTO LENTO TOTAL

$$\delta_{LT} = 5.53mm + 2.92mm + 5.37mm = \mathbf{13.82mm}$$

$$F_{LT} = \frac{\delta_{LT} * a * b * G}{e_n} = \frac{13.82mm * 25cm * 50cm * 8kg/cm^2}{45mm * 100} = \mathbf{30.7kN}$$

### 6.3. PRE DIMENSIONADO DEL NEOPRENO

Teniendo en cuenta los desplazamientos lentos que se dan en el apoyo de neopreno, se realizará un pre dimensionado del mismo, para luego poder llevar a cabo posteriormente las verificaciones correspondientes.

Con respecto a los desplazamientos lentos de debe cumplir la relación:

$$\frac{\delta_{LT}}{0.5} < e_n$$

Siendo  $e_n$  el espesor total del elastometro. De esta forma:

$$\frac{13.82mm}{0.5} = 27.64mm < e_n$$

Se adopta un apoyo de neopreno con las siguientes características:

- Dimensiones en planta: 250x500
- Capas de elastometro: 5 capas de 8mm
- Zunchos metálicos: 6 zunchos de 3mm
- Recubrimiento exterior: 2.5mm

Teniendo así un espesor total de elastómero de  $5*8mm+2*2.5mm = 45mm$ , y un espeso total del apoyo de  $45mm+6*3mm=63mm$ .

### 6.4. VERIFICACIONES

#### 6.4.1. TENSIÓN DE COMPRESIÓN MEDIA MÁXIMA

$$\frac{N_{max}}{a * b} \leq 15000kN/m^2$$

$$\frac{744.98kN}{0.25m * 0.50m} = \mathbf{5959.81kN/m^2} < 15000kN/m^2 - \mathbf{Verifica}$$

**Acortamiento vertical máximo**

$$e_T = \Delta e_T + 1mm < 0.15h$$

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

$$\Delta e_T = 1.46 * 5 * \frac{8mm^3}{250mm^2} * \frac{(59.60kg/cm^2 + 30)}{16kg/cm^2} = 0.33mm$$

b/a	1	1,2	1,25	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2	2,5	10	∞
K <sub>1</sub>	2,37	2,01	1,94	1,88	1,78	1,70	1,64	1,58	1,53	1,49	1,46	1,34	1,07	1

$$e_T = 0.33mm + 1mm = \mathbf{1.33mm} < 0.15 * 63mm = \mathbf{9.45mm} - \textit{Verifica}$$

**6.4.2. NO DESPLAZAMIENTO DEL APOYO**

**Tensión de compresión media mínima**

$$\frac{N_{min}}{a * b} \geq 2000kN/m^2$$

$$\frac{393.31kN}{0.25m * 0.50m} = \mathbf{3149.48kN/m^2} > 2000kN/m^2 - \textit{Verifica}$$

**Adherencia**

$$f * N_{min} \geq H_{max}$$

$$f = 0.10 + \frac{6}{\sigma_{mmin}} = 0.10 + \frac{6}{31.50kg/cm^2} = 0.29$$

$$0.29 * 393.31kN = \mathbf{114.06kN} > 42kN + 30.7kN = 72.7kN - \textit{Verifica}$$

**6.4.3. DISTORSIÓN ANGULAR**

**Desplazamientos lentos**

$$\frac{\delta_{LT}}{e_n} < 0.5$$

$$\frac{13.82mm}{45mm} = \mathbf{0.31} < 0.5 - \textit{Verifica}$$

**Desplazamientos totales sin acción sísmica**

Se considera la posible simultaneidad entre la acción de frenado y la acción del viento con el puente cargado.

$$\delta_F = \frac{F * e_n}{a * b * G} = \frac{1500kg * 45mm}{25cm * 50cm * 16kg/cm^2} = 3.38mm \textit{ (frenado)}$$

$$\delta_W = \frac{W * e_n}{a * b * G} = \frac{869kg * 45mm}{25cm * 50cm * 16kg/cm^2} = 1.96mm \textit{ (viento)}$$

Los desplazamientos totales en sentido longitudinal y en sentido transversal son:

$$\delta_L = \delta_{LT} + \delta_F = 13.82mm + 3.38mm = 17.2mm$$

$$\delta_T = \delta_W = 1.96mm$$

El desplazamiento total se obtiene de componer a los desplazamientos en la dirección longitudinal y transversal.

$$\delta_{Total} = \sqrt{\delta_L^2 + \delta_T^2} = \mathbf{17.31mm}$$

n

Para los desplazamientos sin acción sísmica se debe satisfacer la relación:

$$\frac{\delta_{Total}}{e_n} < 0.7$$

$$\frac{17.31mm}{45mm} = 0.38 < 0.7 - Verifica$$

#### Desplazamientos totales con acción sísmica

Se considera la acción sísmica en la dirección longitudinal en simultaneo con un 30% de la acción sísmica transversal.

$$\delta_{Sl} = \frac{Sl * e_n}{a * b * G} = \frac{4200kg * 45mm}{25cm * 50cm * 16kg/cm^2} = 9.45mm$$

$$\delta_{St} = 0.3 * \frac{Sl * e_n}{a * b * G} = 0.3 * \frac{4200kg * 45mm}{25cm * 50cm * 16kg/cm^2} = 2.84mm$$

Los desplazamientos totales en sentido longitudinal y en sentido transversal son:

$$\delta_L = \delta_{LT} + \delta_{Sl} = 13.82mm + 9.45mm = 23.27mm$$

$$\delta_T = \delta_{St} = 2.84mm$$

El desplazamiento total se obtiene de componer a los desplazamientos en la dirección longitudinal y transversal.

$$\delta_{Total} = \sqrt{\delta_L^2 + \delta_T^2} = 23.44mm$$

Para los desplazamientos con acción sísmica se debe satisfacer la relación:

$$\frac{\delta_{Total}}{e_n} < 1$$

$$\frac{23.44mm}{45mm} = 0.52 < 1 - Verifica$$

#### 6.4.4. NO LEVANTAMIENTO DEL APOYO

El no levantamiento de los apoyos de neopreno se asegura considerando los giros que se dan en este.

A los fines simplificativos, se tratará la viga como si fuera una viga de hormigón armado simplemente apoyada, considerando los giros que se dan a partir de que esta es cargada con la losa (los giros por peso propio de la viga quedan absorbidos con el pretensado).

#### Giro por peso propio de la losa

$$\theta_{Losa} = \frac{q_L * L^3}{24 * E * I} = \frac{11.9kN/m * 27.65m^3}{24 * 29725.41Mpa * 0.23153m^4} = 0.0015rad$$

#### Giro por carga permanente

$$\theta_{Cperm} = \frac{q_{CP} * L^3}{24 * E * I} = \frac{14kN/m * 27.65m^3}{24 * 29725.41Mpa * 0.49493m^4} = 0.0010rad$$

#### Giro por multitud compacta sobre calzada

$$\theta_{MCSC} = \frac{q_{MCSC} * L^3}{24 * E * I} = \frac{16.8kN/m * 27.65m^3}{24 * 29725.41Mpa * 0.49493m^4} = 0.0010rad$$

**Giro por aplanadora A30**

$$\theta_{A30} = \frac{P_{A30} * L^2}{16 * E * I} = \frac{300kN * 27.65m^2}{16 * 29725.41Mpa * 0.49493m^4} = 0.0010rad$$

**Giro por imperfecciones**

$$\theta_{Imp} = 0.01 \text{ (tableros prefabricados)}$$

**Giro total**

$$\theta_{Total} = 0.0145$$

Se debe verificar la siguiente relación para cumplir con la condición de no levantamiento:

$$\frac{\theta_{Total}}{n} < n * \frac{3}{S} * \left(\frac{t}{a}\right)^2 * \frac{\sigma_m}{G}$$

$$S = \frac{a * b}{2 * t * (a + b)} = \frac{25cm * 50cm}{2 * 0.8cm * (25cm + 50cm)} = 10.42$$

$$\frac{\theta_{Total}}{n} = \frac{0.0145}{5} = 0.0029 < 5 * \frac{3}{10.42} * \left(\frac{0.8cm}{25cm}\right)^2 * \frac{59.60kg/cm^2}{16kg/cm^2}$$

$$= 0.0055 - \text{Verifica}$$

**6.4.5. TENSIÓN TANGENCIAL TOTAL**

**Tensión tangencial por esfuerzo normal**

$$\tau_N = \frac{1.5 * \sigma_m}{S} = \frac{1.5 * 59.60kg/cm^2}{10.42} = 8.58kg/cm^2$$

**Tensión tangencial por desplazamiento**

$$\tau_{H1} = \frac{\delta_{LT} * G_L}{T} + \frac{\delta_{I} * G_I}{T} = \frac{1.4cm * 8kg/cm^2}{4.5cm} + \frac{0.95cm * 16kg/cm^2}{4.5cm} = 5.85kg/cm^2$$

$$\tau_{H2} = 0.3 * \frac{\delta_t * G_I}{T} = 0.3 * \frac{0.95cm * 16kg/cm^2}{4.5cm} = 1.01kg/cm^2$$

$$\tau_{HT} = \sqrt{\tau_{H1}^2 + \tau_{H2}^2} = 5.93kg/cm^2$$

**Tensión tangencial por giro**

$$\tau_{\theta} = \frac{G}{2} * \left(\frac{a}{t}\right)^2 * \frac{\theta_{Total}}{n} = \frac{8kg/cm^2}{2} * \left(\frac{25cm}{0.8cm}\right)^2 * \frac{0.0145}{5} = 11.33kg/cm^2$$

**Tensión tangencial total**

$$\tau_T = 25.84kg/cm^2$$

Se debe verificar la siguiente relación:

$$\tau_T = 25.84kg/cm^2 < 5 * G = 40kg/cm^2 - \text{Verifica}$$

#### 6.4.6. ESPESOR DE LOS ZUNCHOS

$$e > \frac{a}{S} * \frac{\sigma_m}{\sigma_a}$$

$$e \geq 2mm$$

$$e = 3mm > \frac{250mm}{10.42} * \frac{6.0Mpa * 1.7}{235Mpa} = 1.04mm - Verifica$$

$$e = 3mm \geq 2mm - Verifica$$

#### 6.4.7. CONDICIÓN DE ESTABILIDAD

$$T = 45mm > \frac{a}{10} = \frac{250mm}{10} = 25mm - Verifica$$

$$T = 45mm < \frac{a}{5} = \frac{250mm}{5} = 50mm - Verifica$$

### 7. TOPES SÍSMICOS

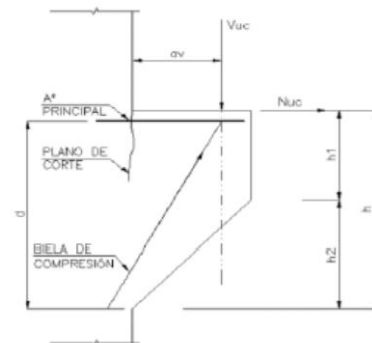
#### 7.1. TOPES SÍSMICOS TRANSVERSALES ESTRIBO EXTREMO

Los topes sísmicos transversales están constituidos por un bloque de hormigón armado dispuesto sobre la viga dintel, cuyo funcionamiento se puede asimilar al de una ménsula corta. Se colocan tacos de neopreno fijados a este por medio de resina epoxi para amortiguar el posible golpe de la viga ante un sismo.

##### 7.1.1. MÉNSULA CORTA

Las dimensiones de la ménsula corta son:

- $av \approx 0.26m$
- $h1 = h = 0.70m$
- $h2 = 0$
- $r$  (recubrimiento) = 3.5cm
- $d = 0.665m$
- $b = 0.90m$



Para aplicar las disposiciones de ménsula corta se debe cumplir la relación:

$$\frac{av}{d} < 1$$

$$\frac{0.26m}{0.665m} = 0.39 < 1 - Verifica$$

Las cargas actuantes sobre la ménsula son:

$$Vu = 1.5 * 378.2kN = 567.3kN$$

$$Nu = 0$$

Cumpliendo con la relación  $Nu < Vu$ .

Se incrementa la acción sísmica transversal de 378.2kN (42kN por viga) en un 50%.

### 7.1.1.1. VERIFICACIÓN AL CORTE

La resistencia al corte se obtiene a partir del menor valor de las siguientes expresiones:

$$V_n = 0.2 * f'c * b * d = 0.2 * 2.5kN/cm^2 * 90cm * 66.5cm = 2992.50kN$$

$$V_n = 0.55 * b * d = 0.55kN/cm^2 * 90cm * 66.5cm = 3291.75kN$$

$$\phi * V_n = 0.75 * 2992.5kN = \mathbf{2244.38.73kN} > V_u = 567.3kN - \mathbf{Verifica}$$

### 7.1.1.2. ARMADURA PRINCIPAL

La armadura de corte por fricción es de:

$$A_{vf} = \frac{Vu}{fy * \mu} = \frac{567.30kN}{42kN/cm^2 * 1} = 13.51cm^2$$

La armadura para resistir el momento mayorado se obtiene considerando un  $Nuc = 0.2 * Vu = 0.2 * 567.30kN = 113.13kN$ , siendo así:

$$Mu = Vu * a + Nuc * r = 567.3kN * 0.26m + 113.2kN * 0.035m = 151.5kNm$$

$$Kr = \frac{Mu}{b * d^2 * f'c} = \frac{151.5kN.m * 1000}{90cm * (66.5cm)^2 * 25Mpa} = \mathbf{0.02 < 0.205 Verifica sección subarmada}$$

$$Kz = 0.966$$

$$Af = \frac{Mu}{Kz * d * \phi * fy} = \frac{151.5kN.m * 100}{0.966 * 66.5cm * 0.9 * 42kN/cm^2} = 6.23cm^2$$

La armadura para resistir el esfuerzo de tracción es de:

$$An = \frac{Nuc}{\phi * fy} = \frac{113.13kN}{0.9 * 42kN/cm^2} = 3.00cm^2$$

La armadura principal deberá ser:

$$As = Af + An = 6.23cm^2 + 3.00cm^2 = 9.23cm^2$$

$$As = 0.67 * A_{vf} + An = 0.67 * 13.51cm^2 + 3.00cm^2 = 12.05cm^2$$

La armadura mínima es de:

$$As = 0.04 * \frac{f'c}{fy} * b * d = 0.04 * \frac{25Mpa}{420Mpa} * 90cm * 65.5cm = \mathbf{14.03cm^2}$$

**Se adoptan 7Ø16 (As=14.07cm<sup>2</sup>)**

### 7.1.1.3. ESTRIBOS

Los estribos deberán tener una armadura de:

$$Ah = 0.5 * (As - An) = 0.5 * (14.07cm^2 - 3.00cm^2) = \mathbf{5.53cm^2}$$

**Se adoptan 6 estribos de 2 ramas Ø8 (Ah=6cm<sup>2</sup>)**



### 7.1.2. TACO DE NEOPRENO

Se colocará un neopreno de 10cmx40cmx1cm, debiendo verificarse la presión que se ejerce sobre este. Se considera una presión máxima de 150kg/cm<sup>2</sup>.

$$\sigma_{max} = \frac{Vu}{a * b} = \frac{567.30kN * 100}{10cm * 40cm} = 142.83 \frac{kg}{cm^2} < 150 \frac{kg}{cm^2} - Verifica$$

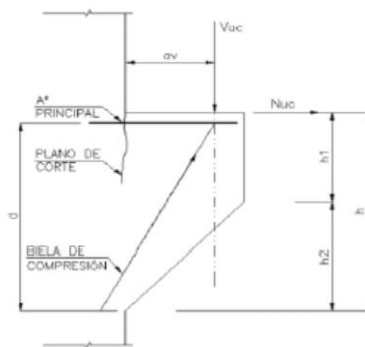
## 7.2. TOPES SÍSMICOS TRANSVERSALES PILA CENTRAL

Los topes sísmicos transversales en la pila central se ejecutan de la misma manera que los correspondientes a los estribos extremos.

### Ménsula corta

Las dimensiones de la ménsula corta son:

- $av \approx 0.26m$
- $h1 = h = 0.70m$
- $h2 = 0$
- $r$  (recubrimiento) = 3.5cm
- $d = 0.665m$
- $b = 1.30m$



Para aplicar las disposiciones de ménsula corta se debe cumplir la relación:

$$\frac{av}{d} < 1$$

$$\frac{0.26m}{0.665m} = 0.39 < 1 - Verifica$$

Las cargas actuantes sobre la ménsula son:

$$Vu = 1.5 * 644.5kN = 966.75kN$$

$$Nuc = 0$$

Cumpliendo con la relación  $Nuc < Vu$ .

Se incrementa la acción sísmica transversal de 644.6kN (71.6kN por viga) en un 50%.

### 7.2.1.1. VERIFICACIÓN AL CORTE

La resistencia al corte se obtiene a partir del menor valor de las siguientes expresiones:

$$V_n = 0.2 * f'c * b * d = 0.2 * 2.5kN/cm^2 * 130cm * 66.5cm = 4322.50kN$$

$$V_n = 0.55 * b * d = 0.55kN/cm^2 * 130cm * 66.5cm = 4754.75kN$$

$$\phi * V_n = 0.75 * 4322.5kN = 3241.88kN > Vu = 966.75kN - Verifica$$

### 7.2.1.2. ARMADURA PRINCIPAL

La armadura de corte por fricción es de:

$$A_{vf} = \frac{Vu}{fy * \mu} = \frac{966.75kN}{42kN/cm^2 * 1} = 23.01cm^2$$

La armadura para resistir el momento mayorado se obtiene considerando un  $Nuc = 0.2 * Vu = 0.2 * 966.75kN = 193.35kN$ , siendo así:

$$Mu = Vu * a + Nuc * r = 966.75kN * 0.26m + 193.4kN * 0.035m = 258.1kNm$$

$$Kr = \frac{Mu}{b * d^2 * f'c} = \frac{258.10kN.m * 1000}{130cm * (66.5cm)^2 * 25Mpa} = \mathbf{0.02 < 0.205 \text{ Verifica sección subarmada}}$$

$$Kz = 0.966$$

$$Af = \frac{Mu}{Kz * d * \phi * fy} = \frac{258.10kN.m * 100}{0.966 * 66.5cm * 0.9 * 42kN/cm^2} = 10.62cm^2$$

La armadura para resistir el esfuerzo de tracción es de:

$$An = \frac{Nuc}{\phi * fy} = \frac{193.35kN}{0.9 * 42kN/cm^2} = 5.12cm^2$$

La armadura principal deberá ser:

$$As = Af + An = 10.62cm^2 + 5.12cm^2 = 15.74cm^2$$

$$As = 0.67 * A_{vf} + An = 0.67 * 23.01cm^2 + 5.12cm^2 = 20.54cm^2$$

La armadura mínima es de:

$$As = 0.04 * \frac{f'c}{fy} * b * d = 0.04 * \frac{25Mpa}{420Mpa} * 130cm * 65.5cm = \mathbf{20.27cm^2}$$

**Se adoptan 10Ø16 (As=20.10cm<sup>2</sup>)**

### 7.2.1.3. ESTRIBOS

Los estribos deberán tener una armadura de:

$$Ah = 0.5 * (As - An) = 0.5 * (20.10cm^2 - 5.12cm^2) = \mathbf{7.49cm^2}$$

**Se adoptan 8 estribos de 2 ramas Ø8 (Ah=8cm<sup>2</sup>)**

### 7.2.2. TACO DE NEOPRENO

Se colocará un neopreno de 10cmx40cmx1cm, debiendo verificarse la presión que se ejerce sobre este. Se considera una presión máxima de 150kg/cm<sup>2</sup>.

$$\sigma_{max} = \frac{Vu}{a * b} = \frac{966.75kN * 100}{2 * 10cm * 40cm} = \mathbf{120.84 \frac{kg}{cm^2} < 150 \frac{kg}{cm^2} - Verifica}$$

## 7.3. TOPES SÍSMICOS LONGITUDINALES

Los topes sísmicos longitudinales están constituidos por una pantalla trasera vinculada a la viga dintel en la parte inferior, cuyo funcionamiento se puede asimilar al de una viga en voladizo. Se colocan tacos de neopreno fijados a esta por medio de resina epoxi para amortiguar el posible golpe de la viga ante un sismo.

### 7.3.1. PANTALLA TRASERA

Las características de la pantalla son:

- h = 0.6m (posición de la carga sísmica)

- $e = 0.3m$
- $r$  (recubrimiento) = 3.5cm

La acción sísmica en dirección longitudinal es de:

- $P = 158.8kN * 1.5 = 238.2kN$  (acción sísmica por viga)

### 7.3.1.1. ARMADURA PRINCIPAL VERTICAL

La armadura principal se determina con el momento que se da en la base de la pantalla (considerando que se encuentra empotrada en la base y libre en el extremo superior). Se desprecian posibles acciones verticales de compresión, debida a su baja magnitud (favorecen a la estructura). El momento en la base debido a la acción sísmica resulta:

$$M_s = P * h = 238.2kN * 0.6m = 142.92kNm$$

La armadura longitudinal a colocar resulta:

$$K_r = \frac{M_u}{b * d^2 * f'_c} = \frac{142.92kN.m * 1000}{280cm * (26.5cm)^2 * 25Mpa} = 0.04 < 0.205 \text{ Verifica sección subarmada}$$

$$K_z = 0.966$$

$$A_s = \frac{M_u}{K_z * d * \phi * f_y} = \frac{142.92kN.m * 100}{0.966 * 26.5cm * 0.9 * 42kN/cm^2} = 14.76cm^2$$

La armadura mínima es de:

$$A_{min} = 0,0033 * b * d = 0,0033 * 280cm * 26.5cm = 24.49cm^2$$

**Equivale a 8.75cm<sup>2</sup>/m**

**Se adoptan 1Ø12c/10 (As=11.31cm<sup>2</sup>)**

### 7.3.1.2. ARMADURA LATERAL

Considerando el mínimo de armadura necesaria por contracción:

$$A_{min} = 0,0018 * b * d = 0,0018 * 100cm * 26.5cm = 4.77cm^2/m$$

**Se adoptan 1Ø10c/15cm por cara (Al =5.27cm<sup>2</sup>)**

### 7.3.1.3. VERIFICACIÓN AL CORTE

Se considera el corte producido por la acción sísmica, siendo estos de:

$$V_u = 238.2kN$$

La resistencia al corte proporcionado por el hormigón es de:

$$V_c = \phi * \frac{1000}{6} \sqrt{f'_c} * b * d = 0.75 * \frac{1000}{6} \sqrt{25Mpa} * 2.8m * 0.265m = 463.75kN$$

Se considera aceptable no colocar armadura de corte.

### 7.3.2. TACO DE NEOPRENO

Se colocará un neopreno de 20cmx20cmx1cm en el extremo de la viga longitudinal, debiendo verificarse la presión que se ejerce sobre este. Se considera una presión máxima de 150kg/cm<sup>2</sup>.

$$\sigma_{max} = \frac{Vu}{a * b} = \frac{238.20kN * 100}{20cm * 20cm} = 59.55 \frac{kg}{cm^2} < 150 \frac{kg}{cm^2} - Verifica$$

## **FUNDACIÓN**

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

## ÍNDICE

<b>1. OBJETO</b> .....	<b>47</b>
<b>2. ANÁLISIS DE CARGA</b> .....	<b>47</b>
<b>3. COMBINACIONES DE CARGA</b> .....	<b>47</b>
<b>3.1. Combinaciones de servicio</b> .....	<b>47</b>
<b>3.2. Combinaciones últimas</b> .....	<b>48</b>
<b>4. SOLICITACIONES</b> .....	<b>48</b>
<b>5. CAPACIDAD DE CARGA VERTICAL DEL PILOTE</b> .....	<b>48</b>
<b>5.1. Solicitación</b> .....	<b>49</b>
<b>5.2. Resistencia total del pilote extremo</b> .....	<b>49</b>
<b>5.3. Resistencia total del pilote central</b> .....	<b>49</b>
<b>6. CÁLCULO SECCIONAL</b> .....	<b>50</b>
<b>6.1. Pilote extremo</b> .....	<b>50</b>
<b>6.1.1. Armadura longitudinal</b> .....	<b>50</b>
<b>6.1.2. Armadura transversal</b> .....	<b>52</b>
<b>6.2. Pilote central</b> .....	<b>53</b>
<b>6.2.1. Armadura longitudinal</b> .....	<b>53</b>
<b>6.2.2. Armadura transversal</b> .....	<b>55</b>
<b>6.3. Viga de fundación extrema</b> .....	<b>56</b>
<b>6.3.1. Armadura longitudinal inferior y superior</b> .....	<b>56</b>
<b>6.3.2. Armadura longitudinal lateral</b> .....	<b>56</b>
<b>6.3.3. Armadura transversal</b> .....	<b>56</b>
<b>6.4. Viga de fundación central</b> .....	<b>57</b>
<b>6.4.1. Armadura longitudinal inferior y superior</b> .....	<b>57</b>
<b>6.4.2. Armadura longitudinal lateral</b> .....	<b>57</b>
<b>6.4.3. Armadura transversal</b> .....	<b>57</b>

## 1. OBJETO

El objeto de la presente sección de cálculo es determinar las solicitaciones y dimensionar los elementos estructurales que constituyen la fundación (pilotes y viga de fundación) correspondiente al puente-viaducto sobre ruta 20.

## 2. ANÁLISIS DE CARGA

El análisis de carga se detalló 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) e infraestructura, como así también el peso de elementos adicionales (barrera tipo New Jersey).
2. Sobrecarga 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%). Ambas se considerarán sin impacto, por tratarse del cálculo de la infraestructura.
3. Frenado de vehículos.
4. Viento con puente cargado y viento con puente descargado.
5. Sismo en dirección longitudinal y transversal.

## 3. COMBINACIONES DE CARGA

### Referencias

- D = carga permanente (incluye peso propio de la estructura, carpeta de rodamiento, New Jersey)
- A30 = 6 aplanadoras A30, cada una en una faja de circulación (6 fajas en total distanciadas 3m aproximadamente)
- A30<sub>Asimétrica</sub> = 3 aplanadoras A30 en un sentido de circulación, distanciadas 2.5m aproximadamente
- MCSC = multitud compacta sobre calzada
- MCSC<sub>Asimétrica</sub> = multitud compacta colocada solo en un sentido de circulación
- F = frenado
- ML = movimientos lentos
- WD = efecto del viento con puente descargado
- WC = efecto del viento con puente cargado
- Sy = sismo en la dirección transversal del puente
- Sx = sismo en la dirección longitudinal del puente

### 3.1. COMBINACIONES DE SERVICIO

SC03	D
SC04a	D + MCSC + A30
SC04b	D + MCSC <sub>Asimétrica</sub> + A30 <sub>Asimétrica</sub>
SC05	D + ML + F + MCSC + A30
SC06	D + WD
SC07	D + 0.5MCSC + 0.5A30 + WC
SC08	D + 0.5 (MCSC + A30) + Sy + 0.3Sx
SC09	D + Sx + 0.3Sy

### 3.2. COMBINACIONES ÚLTIMAS

DC03	1.4D
DC04a	1.2D + 1.6MCSC + 1.6A30
DC04b	1.2D + 1.6MCSC <sub>Asimetrica</sub> + 1.6A30 <sub>Asimetrica</sub>
DC05	1.2D + 1.2ML + 1.6F + 1.6MCSC + 1.6A30
DC06	1.2D + 1.6WD
DC07	1.2D + 0.5MCSC + 0.5A30 + 1.6WC
DC08	1.2D + 0.5 (MCSC + A30) + Sy + 0.3Sx
DC09	1.2D + Sx + 0.3Sy
DC10	0.9D + Sy + 0.3Sx
DC11	0.9D + Sx + 0.3Sy

### 4. SOLICITACIONES

A partir del modelo y las combinaciones de carga, se pudieron determinar las distintas solicitaciones necesarias para el cálculo de los pilotes y de la viga riostra, las cuales se detallan en los distintos cálculos seccionales. Se incrementó los momentos flectores obtenidos del modelo a través de los factores de segundo orden obtenidos para las columnas de la pila.

### 5. CAPACIDAD DE CARGA VERTICAL DEL PILOTE

Las características del suelo fueron proporcionadas a través del estudio geotécnico correspondiente. A continuación, se muestra la tabla resumen utilizada para el diseño de la fundación.

Estrato	Profundidad (m)	Numero de Golpes Promedio (N)	Numero de Golpes Corregidos (N <sub>60</sub> )	Ángulo de fricción Efectivo $\phi$ (°)	Resistencia al corte sin drenaje Su kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia Friccional Qf kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia de punta Qp kg/cm <sup>2</sup>	Modulo de reacción K <sub>h30</sub> kg/cm <sup>3</sup>
Limos medianamente compactos	2.0	12	9	18	0.6	0.24		2.4
	13.0							
Limos compactos	13.0	20	15	23	0.9	0.38		4.0
	18.0							
Limos muy compactos	18.0	30	23	25	1.4	0.52	6.7	6.0
	20.0							

La resistencia friccional y de punta son capacidades admisibles, es decir, ya están afectados por los factores de seguridad correspondiente.

Debido a la diferencia de las solicitaciones en los estribos extremos y en la pila central y a la característica del suelo, el diámetro de pilote utilizado y la cota de fundación difiere.

Las características que presentan los pilotes para fundar los estribos extremos son:

- Diámetro  $\varnothing=1\text{m}$
- Profundidad P=20m
- Recubrimiento r=5cm
- Hormigón H-25 f'c=25Mpa
- Acero ADN420 fy=420Mpa

Las características que presentan los pilotes para fundar la pila central son:



- Diámetro  $\varnothing=1.2m$
- Profundidad  $P=22m$
- Recubrimiento  $r=5cm$
- Hormigón H-25  $f'c=25Mpa$
- Acero ADN420  $f_y=420Mpa$

### 5.1. SOLICITACIÓN

A partir de las combinaciones de carga de servicio, se definió la máxima carga axial a la cual se ve sometido el pilote, en este caso:

**Pilote extremo**

**$N_s=2183.20kN$  (SC04b)**

**Pilote central**

**$N_s=3149.30kN$  (SC04b)**

### 5.2. RESISTENCIA TOTAL DEL PILOTE EXTREMO

La resistencia total del pilote se determinará como la suma de la capacidad friccional y la capacidad por punta.

**Resistencia friccional** (no se considera aporte friccional del último metro)

$$R_f = \pi * 1m * (24kN/m^2 * 11m + 38kN/m^2 * 5m + 52kN/m^2 * 2m)$$

$$R_f = 1753.01kN$$

**Resistencia de punta**

$$R_p = \frac{\pi * (1m)^2}{4} * 670kN/m^2$$

$$R_p = 526.22kN$$

**Resistencia total del pilote**

$$R_t = R_f + R_p = 1753.01kN + 526.22kN$$

$$R_p = 2279.23kN > N_s = 2183.20kN - Verifica$$

### 5.3. RESISTENCIA TOTAL DEL PILOTE CENTRAL

La resistencia total del pilote se determinará como la suma de la capacidad friccional y la capacidad por punta.

**Resistencia friccional** (no se considera aporte friccional del último metro)

$$R_f = \pi * 1.2m * (24kN/m^2 * 11m + 38kN/m^2 * 5m + 52kN/m^2 * 4m)$$

$$R_f = 2495.68kN$$

**Resistencia de punta**

$$R_p = \frac{\pi * (1.2m)^2}{4} * 670kN/m^2$$

$$R_p = 757.75kN$$

### Resistencia total del pilote

$$R_t = R_f + R_p = 2495.68kN + 757.75kN$$

$$R_p = 3253.43kN > N_s = 3149.30kN - \text{Verifica}$$

## 6. CÁLCULO SECCIONAL

### 6.1. PILOTE EXTREMO

Para el cálculo seccional del pilote se debe tener en cuenta que la armadura longitudinal del mismo será cortada, a los fines de ajustarse al diagrama de flexión existente. Los tramos en los cuales se cortará la armadura se definiría según la conveniencia constructiva y económica. Para la obtención de las solicitaciones se discretizó el pilote en tramos de 5m, ya que se considera esta como una longitud inicial adecuada para ajustar el diagrama de flexión (ya que la longitud comercial de las barras es de 12m, permitiendo de esta manera utilizar barras de 6m al proporcionar la longitud de empalme).

Además, al igual que para las columnas del estribo, se incrementarán los momentos flectores a los fines de considerar los efectos de segundo orden, por lo que se utilizarán los mismos factores que se utilizaron para la columna, los cuales se detallan en la sección "MC-ESTRIBOS".

#### 6.1.1. ARMADURA LONGITUDINAL

A continuación, se detallan las solicitaciones máximas obtenidas del modelo a partir de las combinaciones últimas de carga, junto con las correcciones correspondientes a los fines de considerar los efectos de segundo orden, para las distintas profundidades consideradas.

Tramo 0m a 5m

Combinación	Pu (kN)	Muy (kNm)	Mux (kNm)
DC03	1811,55	98,94	166,35
DC04a	2498,77	168,28	394,53
DC04b	2412,79	134,69	626,11
DC05	2504,30	577,22	448,10
DC06	1552,87	109,66	208,49
DC07	1848,25	134,07	227,23
DC08	1871,38	317,03	366,79
DC09	1552,65	723,14	241,36
DC10	1203,85	279,54	323,40
DC11	1164,47	709,51	208,90

Valores de momento máximo para profundidad de 2m aproximadamente.

Se realiza la amplificación de los momentos flectores a partir de los coeficientes correspondientes y, posteriormente, la composición del momento en las dos direcciones por ser un pilote de sección circular.

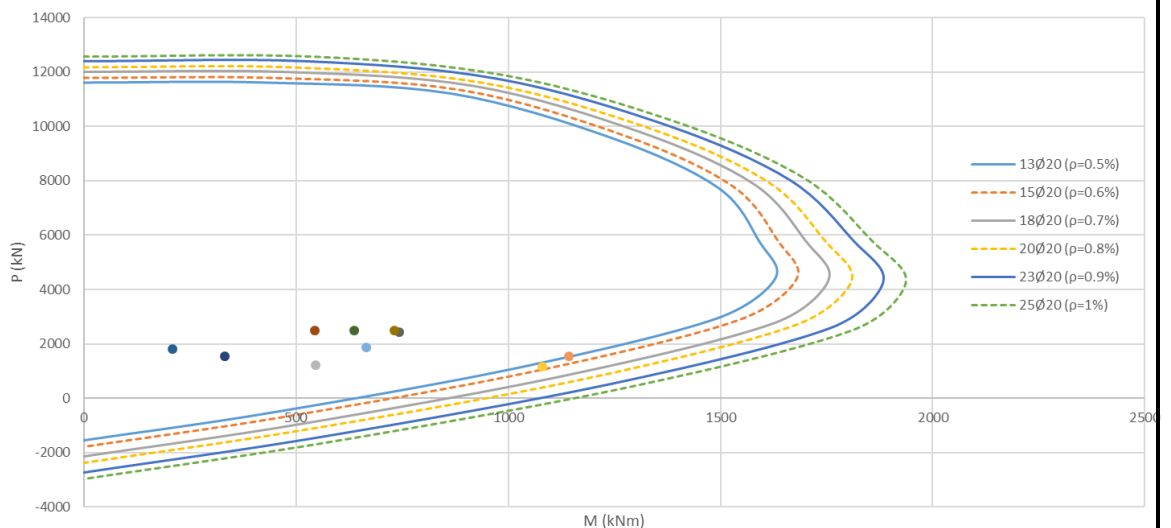
Combinación	Muy (kNm)	$\delta y$	Muy' (kNm)	Mux (kNm)	$\delta x$	Mux' (kNm)	Mut' (kNm)
DC03	98,94	1,39	137,14	166,35	1,07	177,82	224,56
DC04a	168,28	1,68	282,44	394,53	1,10	435,25	518,86
DC04b	134,69	1,61	217,18	626,11	1,10	686,46	720,00
DC05	577,22	1,68	970,85	448,10	1,10	494,51	1089,54
DC06	109,66	1,32	144,38	208,49	1,06	220,77	263,79
DC07	134,07	1,41	189,37	227,23	1,07	243,70	308,62
DC08	317,03	1,42	451,27	366,79	1,07	393,91	599,01
DC09	723,14	1,31	950,34	241,36	1,06	255,50	984,09
DC10	279,54	1,23	343,43	323,40	1,04	337,95	481,82
DC11	709,51	1,22	865,23	208,90	1,04	217,98	892,26

En resumen, las solicitaciones necesarias para la determinación de la armadura longitudinal son:

Combinación	Pu (kN)	Mut' (kNm)
DC03	1811,55	224,56
DC04a	2498,77	518,86
DC04b	2412,79	720,00
DC05	2504,30	1089,54
DC06	1552,87	263,79
DC07	1848,25	308,62
DC08	1871,38	599,01
DC09	1552,65	984,09
DC10	1203,85	481,82
DC11	1164,47	892,26

A partir del diagrama de interacción correspondiente, se determina la armadura longitudinal necesaria, considerando una cuantía mínima de 0.5%. A continuación, se muestra el diagrama de interacción correspondiente:

Diagrama de interacción



Puede verse que según el diagrama, se requiere cuantía mínima  $\rho = 0.6\%$ :

$$A_s = \rho * A_g \cong 47 \text{ cm}^2$$

**Se adopta 16Ø20 de armadura longitudinal ( $A_s \text{Adop} = 50.24 \text{cm}^2$ )**

Para los tramos inferiores (entre los 5m y los 20m) las solicitaciones serán menores, por lo que será necesaria la armadura mínima en estos tramos también. De esta manera las 16 barras de Ø20 armadura se mantendrán toda la extensión del pilote.

#### Longitud de anclaje y empalme

El anclaje de las barras longitudinales se realizará en el arranque del pilote, doblando a 90° las barras hacia el interior.

En este caso, se debe asegurar una longitud de anclaje, desde la sección crítica hasta el gancho. Dicha longitud es:

$$l_{dh} = \left( 0.24 * \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) * d_b = 20.16d_b = 40.32 \text{cm} - \text{Verifica (sección crítica se ubica a 2m de distancia del arranque del pilote)}$$

La longitud del gancho es de  $12d_b = 24 \text{cm}$

**Se adopta 25cm de longitud de gancho**

El empalme de las barras por yuxtaposición debe cumplir con la longitud mínima, en este caso (considerando empalme clase B):

$$1.3 * l_d = 1.3 * \left( \frac{3f_y}{5\sqrt{f'_c}} \right) * d_b = 65.5d_b = 131.04 \text{cm}$$

**Se adopta 1.5m de longitud de empalme**

#### **6.1.2. ARMADURA TRANSVERSAL**

La determinación de la armadura transversal del pilote se realizará por medio de las combinaciones de cargas últimas dadas, realizando la composición de los cortes por tratarse de una sección circular:

Combinación	Vuy (kN)	Vux (kN)	Vut (kN)
DC03	37,15	18,06	41,31
DC04a	67,12	25,10	71,66
DC04b	94,65	25,73	98,08
DC05	74,71	85,72	<b>113,71</b>
DC06	62,19	16,51	64,34
DC07	67,48	20,38	70,49
DC08	116,37	54,50	<b>128,50</b>
DC09	46,90	103,16	113,32
DC10	97,92	47,40	108,79
DC11	39,38	103,90	111,11

Se realiza la distinción de las combinaciones de carga no sísmica (de DC03 a DC07) y de las combinaciones sísmicas (DC08 a DC11), ya que en las últimas no se debe considerar el aporte del hormigón para el cálculo del corte resistente, debido a la posible formación de rotulas (en extremos).

La resistencia al corte proporcionado por el hormigón es:

$$V_c = \phi * \frac{1000}{6} \sqrt{f'_c} * \emptyset^2 * 0.8 = 500.0 \text{ kN} > V_{ut_{\text{No Sísmico}}} = 113.71 \text{ kN}$$

**Se adopta espiral Ø10c/25cm ( $A_{t,adop} = 6.28 \text{ cm}^2/\text{m}$ )**

La resistencia al corte proporcionado por la armadura transversal es:

$$V_s = \phi \frac{A_t}{s} * f_y * 0.8 * \emptyset = 158 \text{ kN} > V_{ut_{\text{sísmico}}} = 128.50 \text{ kN} - \text{Verifica}$$

En el extremo superior del pilote se debe realizar el densificado del estriado en una longitud  $L=3\text{m}$ , ya que el momento flector máximo se da a los 2m, brindando ductilidad en la sección crítica frente a una posible formación de rotula.

**Se adopta espiral Ø10c/12.5cm en  $L=3\text{m}$  (extremo superior)**

## 6.2. PILOTE CENTRAL

El cálculo seccional de los pilotes en pila central se realiza de la misma forma que en estribos extremos.

### 6.2.1. ARMADURA LONGITUDINAL

A continuación, se detallan las solicitaciones máximas obtenidas del modelo.

Tramo 0m a 5m

Combinación	Pu (kN)	Muy (kNm)	Mux (kNm)
DC03	2663,91	35,14	180,25
DC04a	3498,04	87,95	407,50
DC04b	3432,49	173,66	1030,50
DC05	3499,57	548,10	472,49
DC06	2303,70	69,80	229,62
DC07	2677,45	82,31	255,85
DC08	2743,56	286,84	424,68
DC09	2289,72	760,94	257,60
DC10	1804,31	264,67	395,44
DC11	1718,99	755,60	218,85

Valores de momento máximo para profundidad de 2m aproximadamente.

Se realiza la amplificación de los momentos flectores.

Combinación	Muy (kNm)	$\delta_y$	Muy' (kNm)	Mux (kNm)	$\delta_x$	Mux' (kNm)	Mut' (kNm)
DC03	35,14	1,70	59,71	180,25	1,11	199,22	207,98
DC04a	87,95	2,27	200,03	407,50	1,15	468,22	509,16
DC04b	173,66	2,30	399,77	1030,50	1,15	1185,74	1251,32
DC05	548,10	2,28	1249,91	472,49	1,15	543,07	1362,79

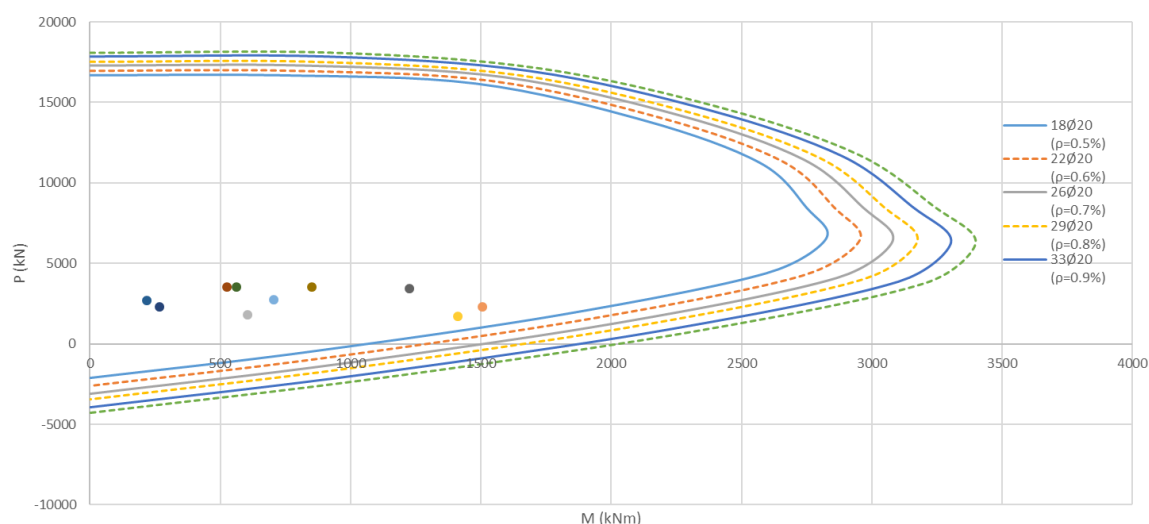
DC06	69,80	1,55	108,14	229,62	1,09	250,15	272,52
DC07	82,31	1,72	141,87	255,85	1,11	283,38	316,92
DC08	286,84	1,75	500,58	424,68	1,11	471,25	687,50
DC09	760,94	1,55	1176,96	257,60	1,09	280,55	1209,94
DC10	264,67	1,38	364,37	395,44	1,07	422,18	557,67
DC11	755,60	1,36	1028,46	218,85	1,07	233,16	1054,56

En resumen, las solicitaciones necesarias para la determinación de la armadura longitudinal son:

Combinación	Pu (kN)	Mut' (kNm)
DC03	2663,91	207,98
DC04a	3498,04	509,16
DC04b	3432,49	1251,32
DC05	3499,57	1362,79
DC06	2303,70	272,52
DC07	2677,45	316,92
DC08	2743,56	687,50
DC09	2289,72	1209,94
DC10	1804,31	557,67
DC11	1718,99	1054,56

A continuación, se muestra el diagrama de interacción correspondiente necesario para la determinación de la armadura longitudinal:

Diagrama de interacción



Puede verse que según el diagrama, se requiere cuantía mínima  $\rho = 0.5\%$ :

$$A_s = \rho * A_g \cong 56 \text{ cm}^2$$

**Se adopta 18Ø20 de armadura longitudinal ( $A_s \text{ Adop} = 56.52 \text{ cm}^2$ )**

Para los tramos inferiores (entre los 5m y los 18m) las solicitaciones serán menores, por lo que será necesaria la armadura mínima en estos tramos también. De esta manera las 18 barras de Ø20 armadura se mantendrán toda la extensión del pilote.

Longitud de anclaje y empalme

El anclaje de las barras longitudinales se realizará en el arranque del pilote, doblando a 90° las barras hacia el interior.

En este caso, se debe asegurar una longitud de anclaje, desde la sección crítica hasta el gancho. Dicha longitud es:

$$l_{dh} = \left( 0.24 * \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) * d_b = 20.16d_b = 40.32cm - \text{Verifica (sección crítica se ubica a 2m de distancia del arranque del pilote)}$$

La longitud del gancho es de  $12d_b = 24cm$

**Se adopta 25cm de longitud de gancho**

El empalme de las barras por yuxtaposición debe cumplir con la longitud mínima, en este caso (considerando empalme clase B):

$$1.3 * l_d = 1.3 * \left( \frac{3f_y}{5\sqrt{f'_c}} \right) * d_b = 65.5d_b = 131.04cm$$

**Se adopta 1.5m de longitud de empalme**

**6.2.2. ARMADURA TRANSVERSAL**

La determinación de la armadura transversal del pilote se realizará por medio de las combinaciones de cargas últimas dadas, realizando la composición de los cortes por tratarse de una sección circular:

Combinación	Vuy (kN)	Vux (kN)	Vut (kN)
DC03	4,10	29,10	29,39
DC04a	13,87	51,15	53,00
DC04b	19,09	111,77	<b>113,39</b>
DC05	64,65	56,47	85,84
DC06	7,82	62,49	62,98
DC07	9,40	63,62	64,31
DC08	45,63	115,23	<b>123,93</b>
DC09	93,92	40,19	102,15
DC10	42,04	103,98	112,16
DC11	93,70	33,97	99,66

Se realiza la distinción de las combinaciones de carga no sísmica (de DC03 a DC07) y de las combinaciones sísmicas (DC08 a DC11), ya que en las últimas no se debe considerar el aporte del hormigón para el cálculo del corte resistente, debido a la posible formación de rotulas (en extremos).

La resistencia al corte proporcionado por el hormigón es:

$$V_c = \phi * \frac{1000}{6} \sqrt{f'c} * \phi^2 * 0.8 = 500.0kN > V_{ut, \text{No Sismico}} = 113.39 kN$$

**Se adopta espiral Ø10c/25cm ( $A_{t, \text{adop}} = 6.28\text{cm}^2/\text{m}$ )**

La resistencia al corte proporcionado por la armadura transversal es:

$$V_s = \phi \frac{A_t}{s} * f_y * 0.8 * \phi = 189.91kN > V_{ut, \text{sismico}} = 123.23kN - \text{Verifica}$$

En el extremo superior del pilote se debe realizar el densificado del estriado en una longitud  $L=3\text{m}$ , ya que el momento flector máximo se da a los 2m, brindando ductilidad en la sección crítica frente a una posible formación de rotula.

**Se adopta espiral Ø10c/12.5cm en  $L=3\text{m}$  (extremo superior)**

### 6.3. VIGA DE FUNDACIÓN EXTREMA

Las características que presenta la viga de fundación son:

- Ancho  $b = 0.3\text{m}$
- Altura  $h = 1.0\text{m}$
- Recubrimiento  $r = 5\text{cm}$
- Hormigón H-25  $f'c = 25\text{Mpa}$
- Acero ADN420  $f_y = 420\text{Mpa}$

Las solicitaciones máximas necesarias para el dimensionado, se obtuvieron a partir del programa, a través de la envolvente de las combinaciones de cargas. A continuación, se detallan los resultados.

- $M_{u33} = 404.45\text{kN}$
- $V_{u2} = 149.18\text{kN}$

Los demás esfuerzos no se tienen en cuenta ya que su magnitud es despreciable.

#### 6.3.1. ARMADURA LONGITUDINAL INFERIOR Y SUPERIOR

$$K_r = \frac{M_{u\text{sup}}}{b * d^2 * f'c} = \frac{404.45\text{kN.m} * 1000}{30\text{cm} * (95\text{cm})^2 * 25\text{Mpa}} = 0.06 < 0.205 \text{ Verifica sección subarmada}$$

$$K_z = 0.96$$

$$A_s = \frac{M_{u\text{sup}}}{K_z * d * \phi * f_y} = \frac{404.45\text{kN.m} * 100}{0.96 * 95\text{cm} * 0.9 * 42\text{kN/cm}^2} = 11.73\text{cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0,0033 * b * d = 0,0033 * 30\text{cm} * 95\text{cm} = 9.41\text{cm}^2$$

**Adoptan 4Ø20 ( $A_{s, \text{Adop}} = 12.57\text{cm}^2$ )**

#### 6.3.2. ARMADURA LONGITUDINAL LATERAL

**Se adoptan 3Ø10 en cada cara**

#### 6.3.3. ARMADURA TRANSVERSAL

La resistencia al corte proporcionado por el hormigón es:

$$V_c = \phi * \frac{1000}{6} \sqrt{f'c} * d * b = 178.12kN > V_{u22} = 149.18 kN - \text{Verifica}$$



Se coloca la armadura transversal mínima, siendo de:

$$A_{min} = \frac{1}{16} \sqrt{f'c} * \frac{b}{f_y} = 2.23 \text{cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{min} = \frac{1}{3} * \frac{b}{f_y} = 2.38 \text{cm}^2 / \text{m}$$

**Se adopta 2ramas Ø8c/30cm ( $A_{tadop} = 3.35 \text{cm}^2 / \text{m}$ )**

#### 6.4. VIGA DE FUNDACIÓN CENTRAL

Las características que presenta la viga de fundación son:

- Ancho  $b = 0.4 \text{m}$
- Altura  $h = 1.0 \text{m}$
- Recubrimiento  $r = 5 \text{cm}$
- Hormigón H-25  $f'c = 25 \text{Mpa}$
- Acero ADN420  $f_y = 420 \text{Mpa}$

Las solicitaciones máximas necesarias para el dimensionado, se obtuvieron a partir del programa, a través de la envolvente de las combinaciones de cargas. A continuación, se detallas los resultados.

- $M_{u33} = 732.73 \text{kN}$
- $V_{u2} = 309.57 \text{kN}$

Los demás esfuerzos no se tienen en cuenta ya que su magnitud es despreciable.

##### 6.4.1. ARMADURA LONGITUDINAL INFERIOR Y SUPERIOR

$$K_r = \frac{M_{u\text{sup}}}{b * d^2 * f'c} = \frac{732.73 \text{kN.m} * 1000}{30 \text{cm} * (95 \text{cm})^2 * 25 \text{Mpa}} = 0.08 < 0.205 \text{ Verifica sección subarmada}$$

$$K_z = 0.945$$

$$A_s = \frac{M_{u\text{sup}}}{K_z * d * \phi * f_y} = \frac{732.73 \text{kN.m} * 100}{0.945 * 95 \text{cm} * 0.9 * 42 \text{kN/cm}^2} = 21.59 \text{cm}^2$$

$$A_{min} = 0,0033 * b * d = 0,0033 * 30 \text{cm} * 95 \text{cm} = 9.41 \text{cm}^2$$

**Adoptan 7Ø20 ( $A_s \text{Adop} = 21.98 \text{cm}^2$ )**

##### 6.4.2. ARMADURA LONGITUDINAL LATERAL

**Se adoptan 3Ø10 en cada cara**

##### 6.4.3. ARMADURA TRANSVERSAL

La resistencia al corte proporcionado por el hormigón es:

$$V_c = \phi * \frac{1000}{6} \sqrt{f'c} * d * b = 237.5 \text{kN} < V_{u22} = 309.57 \text{kN} \text{-Verifica}$$

Se coloca la armadura transversal mínima para soportar el exceso de corte sobre el hormigón, siendo esta de:

$$A_{min} = \frac{1}{16} \sqrt{f'c} * \frac{b}{f_y} = 2.23 \text{cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{min} = \frac{1}{3} * \frac{b}{f_y} = 2.38cm^2/m$$

**Se adopta 2ramasØ8c/30cm ( $A_{\text{adop}} = 3.35cm^2/m$ )**

La resistencia proporcionada por la armadura es de:

$$V_s = \phi * \frac{A_t}{s} * f_y * d = 100.25kN > V_{u22} - V_c = 309.57kN - 237.5kN \\ = 72.07kN - Verifica$$