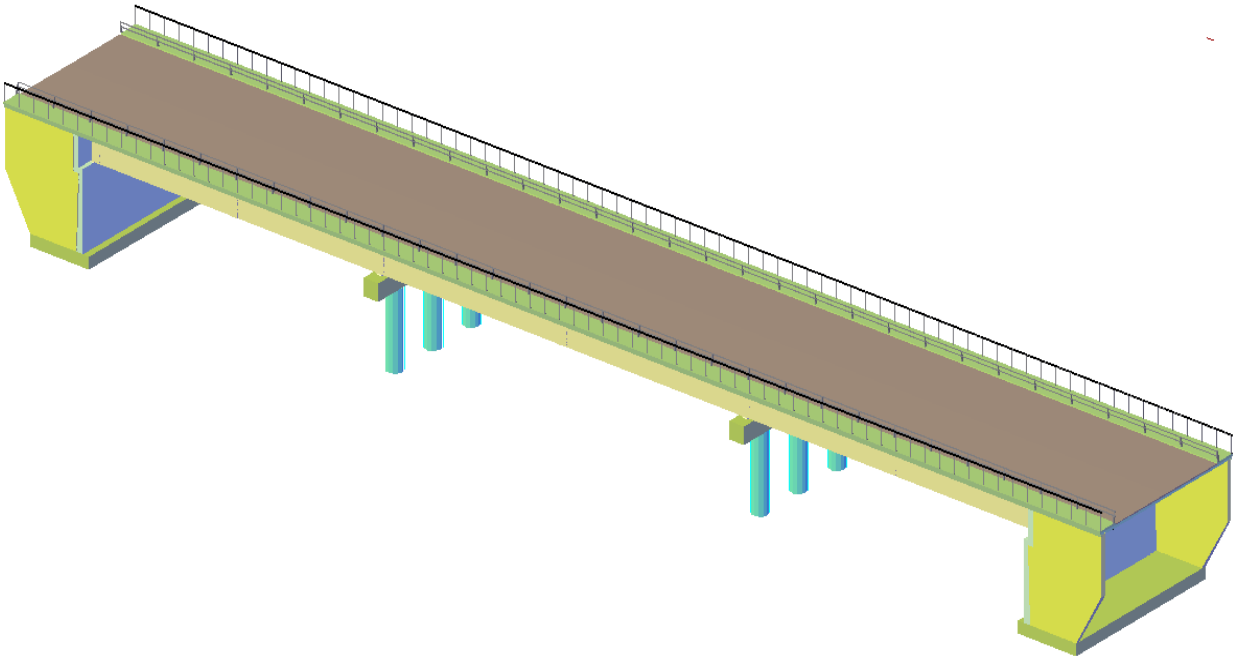
UNIVERSIDAD NACIONAL DE SANTIAGO DEL ESTERO
FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS Y TECNOLOGÍAS
DEPARTAMENTO ACADÉMICO DE ESTRUCTURAS Y CONSTRUCCIONES

PUENTE VIGA DE Hº Aº



AUTOR: BOETTO CIMADEVILLA LEANDRO SANTIAGO

AÑO 2008

INDICE

CAPITULO I: DESCRPICIÓN DEL PUENTE

CAPITULO II: MATERIALES

CAPITULO III: DISEÑO ESTRUCTURAL

CAPITULO IV: ESTADOS DE CARGA

- **A. Cargas principales**
  - A.1. Cargas permanentes
  - A.2. Sobrecarga útil
  - A.3. Impacto
- **B. Cargas adicionales**
  - B.1. Acción del viento
  - B.2. Fuerza de Frenado
  - B.3. Acción del sismo

CAPITULO V: CÁLCULO DE LA SUPERESTRUCTURA

- **A. Estados límites de servicio. Hipótesis generales**
- **B. Losas**
  - B.1. Solicitaciones
  - B.2. Dimensionado
- **C. Vigas**
  - C.1. Trenes de cargas
  - C.2. Trenes de cálculo
  - C.3. Solicitaciones
  - C.4. Dimensionado

CAPITULO VI: CÁLCULO DE LA INFRAESTRUCTURA

- **A. Apoyos**
  - A.1. Reacciones
  - A.2. Predimensionado
  - A.3. Deformaciones
  - A.4. Cálculo del número de placas
  - A.5. Cálculo de las fuerzas horizontales
  - A.6. Verificaciones
  - A.7. Anclajes antisísmicos
- **B. Estribos**
  - B.1. Pantalla lateral
  - B.2. Pantalla frontal
  - B.3. Espaldón
- **C. Viga Cabezal**
  - C.1. Esquema y resolución estática
  - C.2. Dimensionado
- **D. Pilas**
  - D.1. Esquema de cálculo
  - D.2. Acciones que solicitan a la viga o pila
  - D.3. Resolución estática
  - D.4. Dimensionado

CAPITULO VII: DETALLES DE ARMADO

ANEXO I: TABLAS Y GRAFICAS EMPLEADAS DEL REGLAMENTO NAA – 80

CAPITULO I: DESCRPICIÓN DEL PUENTE

1. Esquema Estático

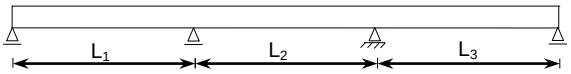
Nº Tramos: 3 tramos continuos

L_1 = 20 m

L_2 = 25 m

L_3 = 20 m

h = 1.70 m

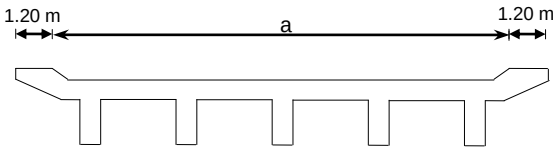


2. Esquema de Superestructura

Nº Vigas: 5

Losa: 1 Dirección

a_C = 8.50 m



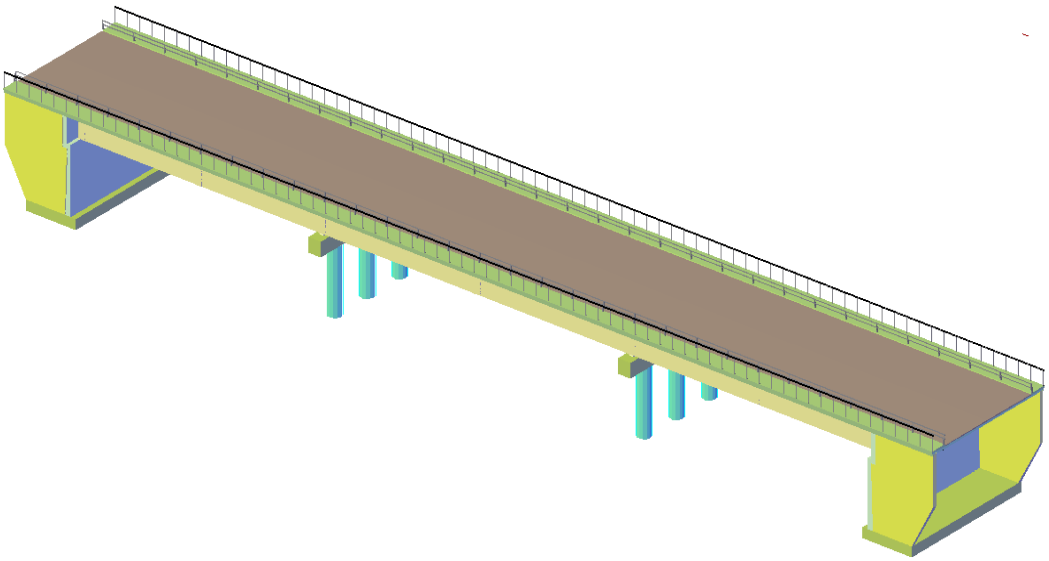
3. Esquema de Infraestructura

Apoyos: Neopreno

Tipo de Estribos: Cerrado

Pilas: Con viga cabezal y tres columnas

4. Vista en perspectiva



CAPITULO II: MATERIALES

- Las losas, vigas, estribos, pilas y fundaciones estarán construidos con Hormigón Armado convencional (Hormigón elaborado).
  - ✓ *Hormigón:*

H – 21

$$\sigma'_{bk} = 210 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\beta_R = 175 \frac{kg}{cm^2}$$

$$E = 300.000 \frac{kg}{cm^2}$$

Asentamiento: 12 – 14 cm:

  - ✓ *Acero*

ADN 420

$$\sigma_f = 4200 \frac{kg}{cm^2} = 420 \text{ MPa}$$

$$\sigma_R = 5000 \frac{kg}{cm^2}$$

$$E_S = 2.100.000 \frac{kg}{cm^2}$$

- Sobre el tablero, se colocara una carpeta de desgaste también de hormigón.
- Los apoyos del puente serán de neopreno. Sus especificaciones técnicas son:

$$\sigma_{adm} = 100 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{min,\ adm} = 20 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\tau_{V,\ adm} = 18 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\tau_{H,\ adm} = 7 \frac{kg}{cm^2}$$

$G = 16 \frac{kg}{cm^2}$ → Para cargas de corta duración

$G' = 8 \frac{kg}{cm^2}$ → Para cargas de larga duración

Espesor de la placa de neopreno: e_{pn} = 0.8 cm

Espesor de la placa de acero: e_{pa} = 0.1 cm

Dureza (según ASTM-676) = 60 Shore

Resistencia a tracción (según ASTM – D412): 175 kg/cm^2

Alargamiento a la rotura: 350 %.

Desgarramiento (según ASTM – D624): ≥ 45 kg/cm^2

Cuando se requiere un espesor superior al de una placa se yuxtapone el número necesario de ellas vulcanizadas o pegadas con resina epoxi, formando un sándwich.

CAPITULO III: DISEÑO ESTRUCTURAL

A. Superestructura

La superestructura comprende todos los componentes que se encuentran por encima de los elementos de soporte:

- ✓ Superficie de rodamiento: Sobre la cual circulan los vehículos, puede ser de asfalto o de concreto.
- ✓ Losa: Cuya función principal es distribuir las cargas transversalmente en toda la longitud del puente.
- ✓ Vigas: Miembros principales del puente y se diseñan para resistir el trabajo a flexión.

Tablero

Para el diseño de la estructura portante del tablero, se adoptan 5 vigas principales (VP) y vigas secundarias (VS) ubicadas en las mitades de los tramos y en los extremos, que cumplen las siguientes funciones:

- ✓ Distribuir uniformemente las cargas que actúan sobre las vigas principales.
- ✓ Dan rigidez torsional a las vigas principales.
- ✓ Dar apoyo a las losas del tablero.

Teniendo en cuenta todas estas simplificaciones, se pueden distribuir cargas iguales hacia cada viga principal.

El ancho de calzada es de 8.50 m y veredas ambos lados de 1.20 m, en las cuales se colocan barandas de seguridad.

Sobre el tablero se coloca una carpeta de desgaste que en el centro tiene 10 cm de espesor con pendiente hacia ambos lados hasta un espesor de 6 cm, la altura del cordón es de 9 cm.

Entre la calzada y la vereda se disponen guarda rails, como una defensa contra el golpe dinámico de un vehículo. Estas estructuras se caracterizan por la gran capacidad de deformación y están constituidas por pequeñas columnas distancias 4 m que sostienen dos semilunas de chapa de gran resistencia, teniendo un gran momento de inercia debido a su forma.

Para evacuar el agua de lluvia, se colocan tubos de desagües distanciados uniformemente.

Losas

Por la relación de luces se tiene que:

Para tramos exteriores: $\frac{l_x}{l_y} = \frac{10\ m}{2.125m} = 4.70 \rightarrow$ Losas derechas

Para tramos interiores: $\frac{l_x}{l_y} = \frac{12.5\ m}{2,125\ m} = 5.88 \rightarrow$ Losas derechas

Esbeltez mínima de losa: Luz de cálculo

A los fines del cálculo de estabilidad se adoptará como la luz de losas y viguetas o vigas secundarias la distancia entre los ejes de las vigas, columnas o péndolas que sirvan de apoyo o suspensión respectivamente.

Para la altura útil de las losas según Leonhardt tenemos que para puentes de categoría A30 de hormigón armado la esbeltez va de 15 a 22.

Espesor mínimo de losas

Las normas indican un espesor mínimo de losa de 12 cm

Entonces:

Altura útil: $h = \frac{L}{15} = \frac{2.125m}{15} = 14cm$

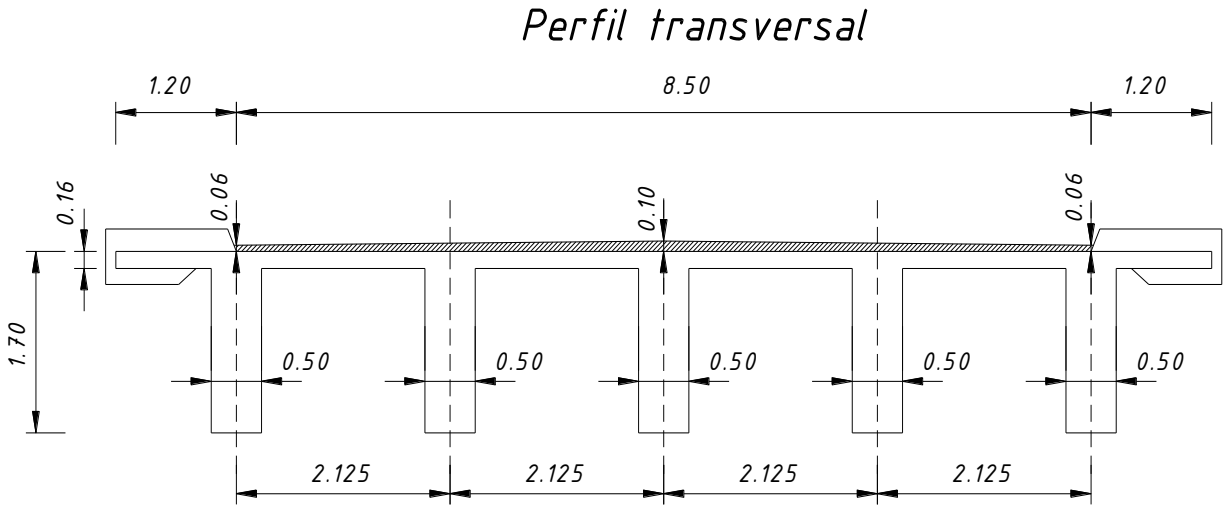
Recubrimiento: 2 cm

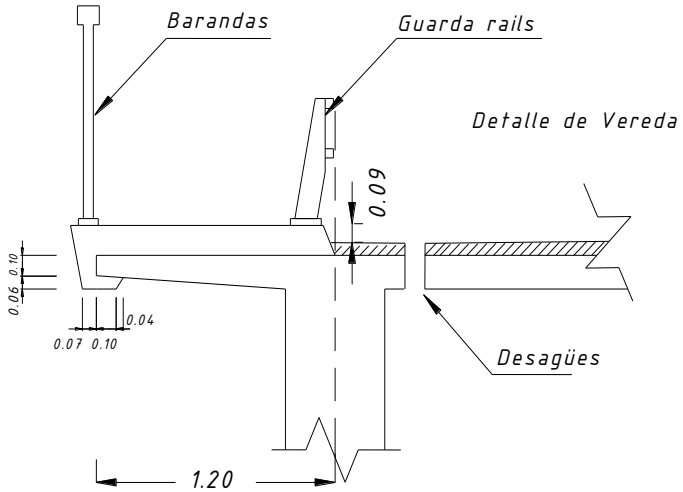
Altura total: d = h + r = 14 cm + 2 cm = 16

Vigas

Altura: h_T = 1.70 m

Se adopta, un ancho: b = 0.50 m





B. Subestructura

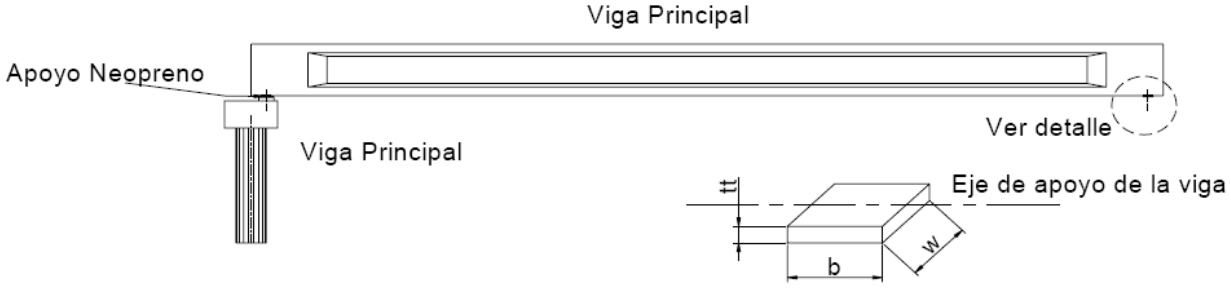
La subestructura está formada por todos los elementos que requiere la superestructura para sustentarse, estos son:

- ✓ Apoyos
- ✓ Estribos
- ✓ Vigas cabezales
- ✓ Pilas

Su función es la de transmitir eficientemente las cargas de la superestructura a la cimentación.

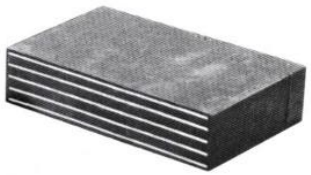
Apoyos

Se trata de apoyos flexibles construidos con materiales, están ubicados entre las pilas y estribos, transmiten las cargas de la superestructura a la infraestructura y permiten los movimientos de la superestructura.



Para cierto rango de luces se ha sustituido casi por completo a los apoyos móviles tradicionales y los apoyos fijos (rodillo metálico, rotulas metálicas o de Hº Aº, placas de plomo, articulaciones tipo MESNAGER, FREYSSINET, etc.).

Vulgarmente, se los denomina "Apoyos de Neopreno". El material base suele ser una combinación de diversos elastómeros modelados bajo presión y temperatura y otros aditivos químicos. Presentan diversas ventajas respecto a los apoyos mecánicos.



- ✓ Economía: Simplicidad de diseño

  Sencillez constructiva

  Reducido espesor (bajo costo de material)

- ✓ Funcionamiento estructural: Cargas de compresión: Absorbe las irregularidades de las superficies de contacto.

  Cargas horizontales: Se deforma rápidamente desde el comienzo del movimiento de las vigas

- ✓ Ausencia de mantenimiento: No hay necesidad de limpieza ni de lubricación

El funcionamiento estructural de estos no serán enteramente móviles ni enteramente fijos, sino semifijos o parcialmente móviles. Su grado de movilidad estará dado por su capacidad de deformación horizontal y no por su desplazamiento.

En realidad, estos actuaran como apoyos fijos respecto de las cargas horizontales, pues las absorben, y como móviles respecto de las deformaciones dado que las permiten. En cuanto a los giros, estos operan como rótulas puntuales.

Bancadas

El apoyo de neopreno se coloca sobre bancadas de hormigón colado a posteriori donde debe cuidarse la correcta nivelación y alineación de los mismos. Sus dimensiones se muestran en los planos adjuntos.

Para evitar fisuración y asegurar su resistencia, estas son armadas en dos direcciones con barras finas (por ejemplo: 6 mm), convenientemente ancladas en el soporte del pilar.

La dosificación de las bancadas serán:

1:2 → Cemento: Arena gruesa

$a/c \leq 0.40$

Anclajes antisísmicos

A fin de evitar desplazamientos excesivos como consecuencia de sismos violentos, la superestructura deberá vincularse adecuadamente a las pilas o estribos mediante anclajes o topes. Estos dispositivos deberán:

- ✓ Permitir desplazamientos tales como los provocados por la acción de las cargas móviles, variaciones de temperatura, retracción, pretensado, etc.

- ✓ Impedir más allá de los límites tolerados por los apoyos propiamente dichos, aquellos desplazamientos que, por su magnitud, hagan peligrar la estabilidad de la superestructura.

Dichos anclajes o topes deberán proyectarse para resistir solamente las fuerzas sísmicas horizontales, mayoradas en un 50%, quedando destinada a los apoyos la función de soportar las cargas verticales.

Estribos

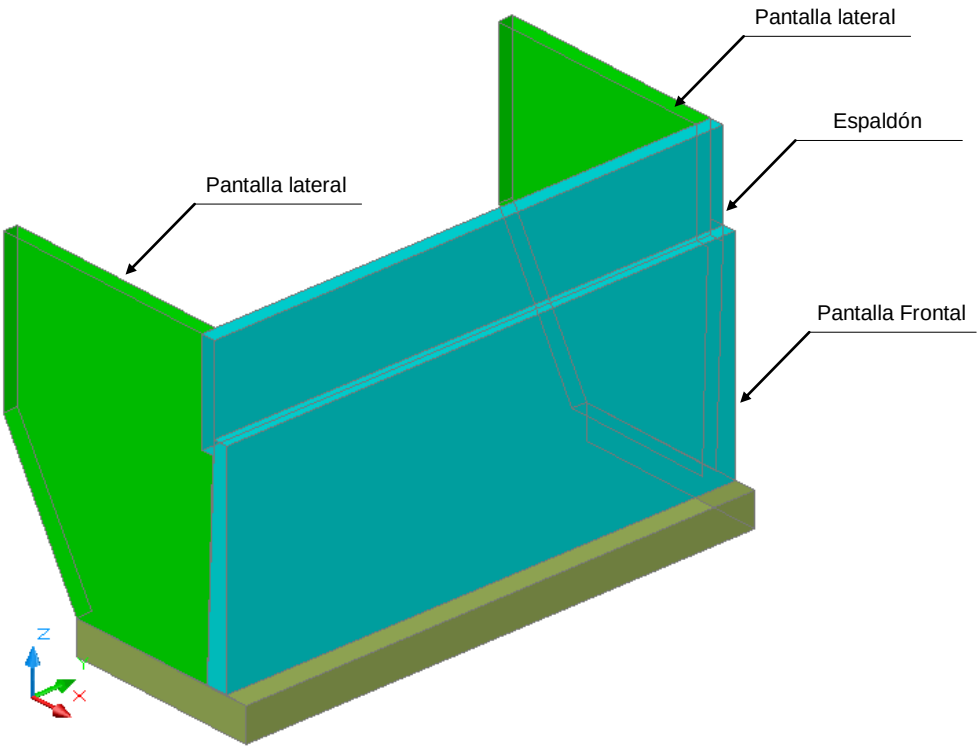
Los estribos de puentes están ubicados en los extremos del puente, sirven para transmitir la carga desde la subestructura hasta la cimentación.

Los estribos pueden ser:

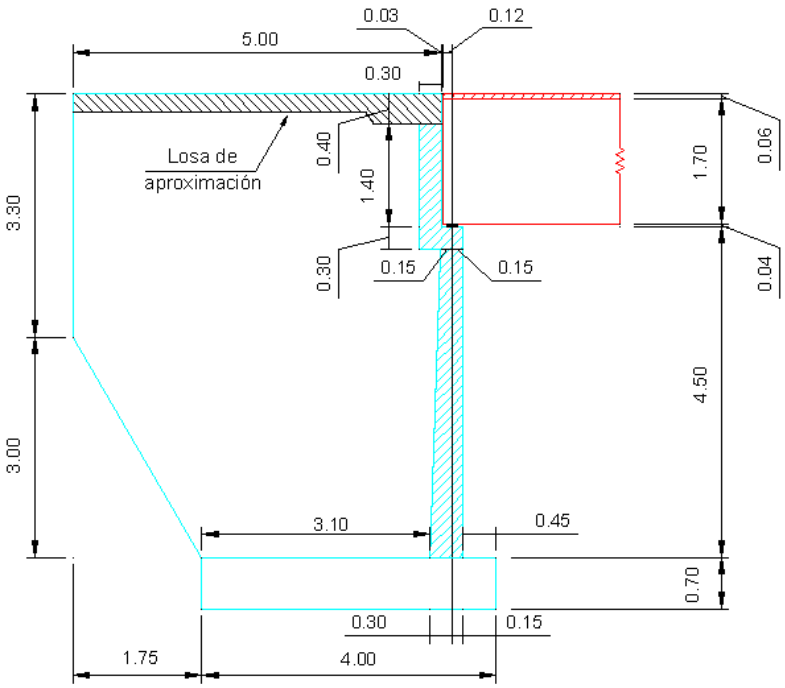
- ✓ Cerrados: Actúan además como muros de contención frontal del terraplén para retener la tierra de relleno por detrás de ellos.
- ✓ Abiertos: Dejan caer el terraplén con su talud natural, pero requiere la protección de taludes.

En este caso se opto por el primero, que a continuación se muestra:

Vista en perspectiva

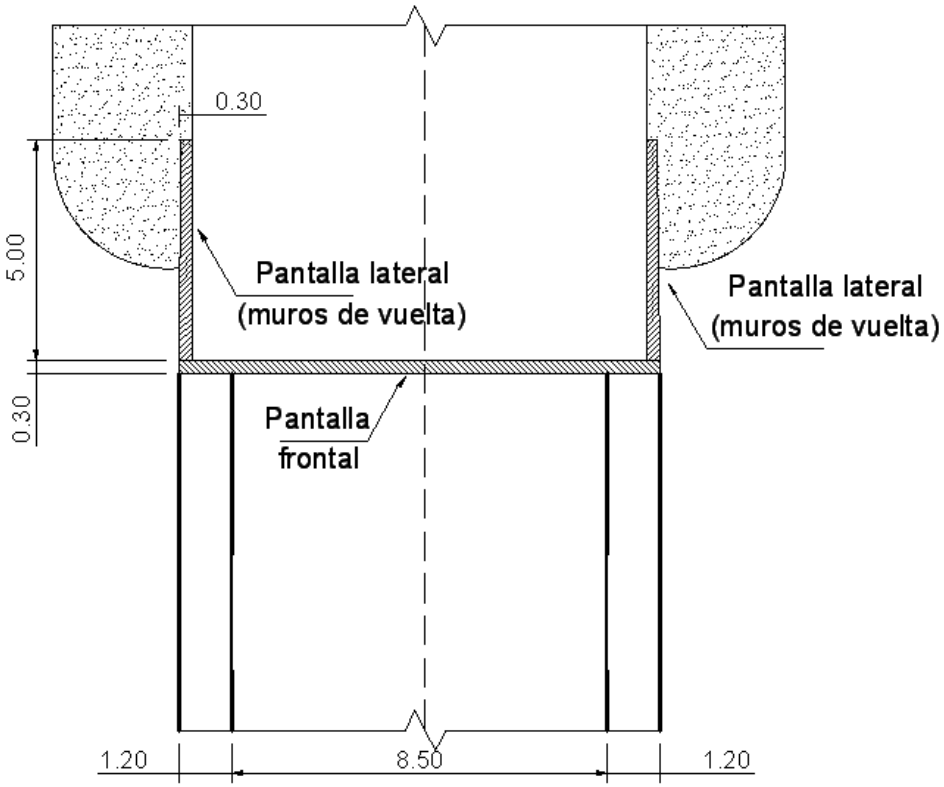


Plano YZ



Hay que tener en cuenta, que dado que se independiza el tablero del estribo, no se considera la transmisión de empujes al tablero.

En los terraplenes de acceso al puente o en los cortes que se realizan en las inmediaciones del mismo, se colocan aleros en los costados de los estribos, denominados “muros de vuelta”, estos están vinculados al estribo y paralelos al eje del camino, tienen por misión sostener lateralmente la tierra.



Losa de transición

El relleno de tierra detrás de los estribos se asientan debido al peso del transito, produciéndose con frecuencias asientos diferenciales o baches que resulta molestan, esto se corrige colocado una losa o placa de transición, que apoya firmemente uno de sus extremos sobre el puente y el otro acompaña el asentamiento del terraplén.

Según Leonhardt, la longitud de esta losa está regida por el valor del asentamiento previsto y las exigencias del tránsito. Para autopistas, la pendiente no debería ser mayor que 1:300, o 1:200 para los demás casos, de forma tal que un asentamiento de 5 cm exigiría una placa de transición de aproximadamente de 15 m de longitud.

Para su espesor se adopta una altura de 15 cm, mientras que en los extremos se aumenta a 40 cm para tener mayor rigidez.

Viga Cabezal - Pilas

Elementos estructurales ubicados entre los estribos, que junto con estos transmiten eficientemente las cargas de la superestructura a la fundación.

Las columnas generan muchas ventajas frente a otros tipos de sustentación, por ejemplo, una módica necesidad de materiales, visión casi libre debajo del puente, mejor posibilidad de cruces oblicuos y un aspecto más liviano.

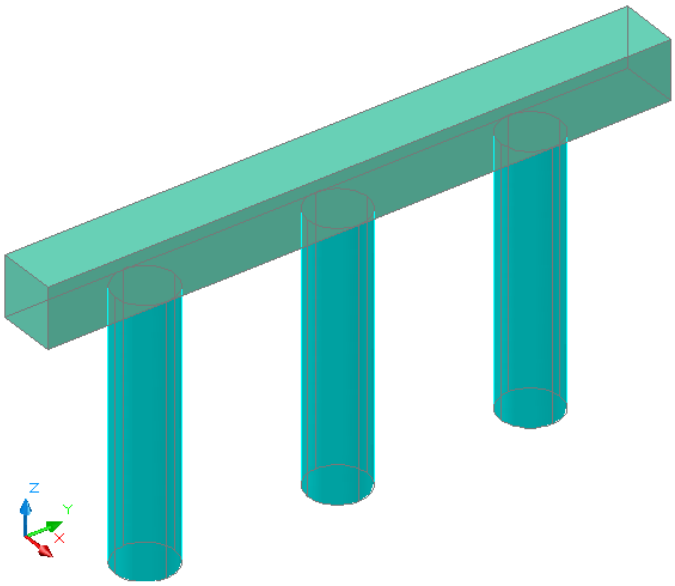
Frecuentemente las dimensiones de las pilas están regidas por el espacio para el ajuste de los mecanismos de apoyo.

En sentido transversal, se reduce la cantidad de pilas al menor número posible, es decir, se eligen dos o tres columnas a distancias transversales correspondientemente grandes.

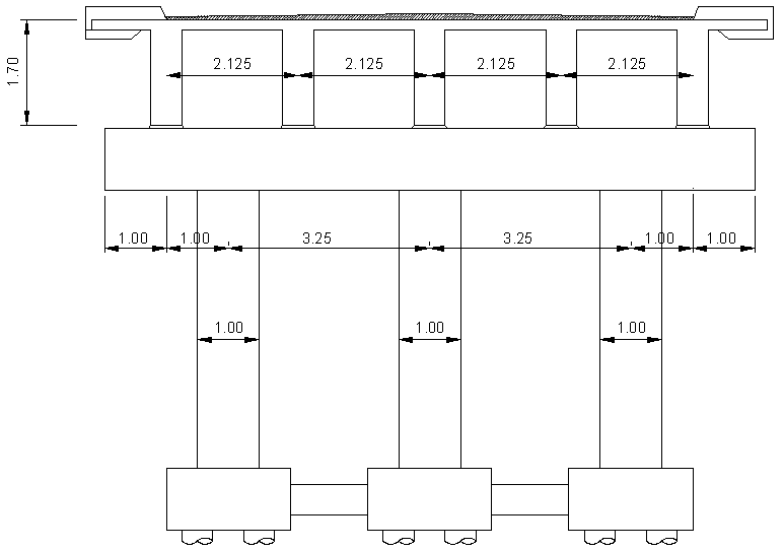
El diseño adoptado para este caso, consta de una viga cabezal con tres columnas.

- ✓ Número de vigas principales: $N_{VP} = 5$
- ✓ Ancho de la viga cabezal de pila: $b_{VC} = 1.00$ m
- ✓ Altura de la viga cabezal de pila: $h_{VC} = 1.00$ m
- ✓ Longitud de la viga cabezal de pila: $L_{VC} = (N_{Pilas} - 1) \cdot (l_x + l_{vC}^{Pila} + l_{vC}^{Vol}) = 10.50$ m
- ✓ Distancia desde el voladizo al eje de la viga principal: $l_{vC}^{Vol} = 1.00$ m
- ✓ Distancia desde el eje de la viga principal al eje de la pila: = 1.00 m
- ✓ Número de apoyos internos: $N_{ap}^{i} = 1$
- ✓ Número total de apoyos: $N_{ap}^{t} = 20$
- ✓ Número de apoyos por viga cabezal de pila: $N_{ap}^{VC} = N_{VP} \cdot N_{ap}^{i} = 5$
- ✓ Número de pilas: $N_{pila} = 3$
- ✓ Diámetro de la pila: $\phi_{pila} = 1.00$ m
- ✓ Altura de la pila: $h_{pila} = 4.50$ m
- ✓ Altura de la parte sumergida de la pila: $h_{\omega} = 3.80$ m

Vista en perspectiva



Plano YZ



CAPITULO IV: ESTADOS DE CARGA

Las Normas de DNV los clasifica en:

A. Fuerzas Principales

A.1. Cargas permanentes

Para la determinación de las cargas se admitirán los siguientes pesos específicos:

- ✓ Acero laminado y acero fundido: 7850 kg/m³
- ✓ Hormigón de cascotes de ladrillo: 1800 kg/m³
- ✓ Hormigón de cemento armado: 2500 kg/m^3

Designación		Carga	Carga Total [tn/m]	Carga a cada viga [tn/m]
Peso propio	Losa tablero	0.16 m · 2.5 tn/m^3 · (8.50 m +2·1.20 m)	4.36	0.88
	Viga	5 · 0.50 m · (1.70 m - 0.16 m) · 2.5 tn/m^3	9.63	1.93
	Total		13.99	2.80
Sobrecarga permanente	Carpeta desgaste	0.10 m · 2.5 tn/m^3 · 8.50 m	2.13	0.43
	Vereda	2 · 1.20 m · 0.15 m · 2.5 tn/m^3 ·	0.86	0.17
	Baranda y guarda rails	4 · 0.05 tn/m	0.20	0.04
	Total		3.19	0.64
Carga permanente total = Peso propio + sobre carga permanente			17.18	**3.44**

A.2. Sobrecarga útil

Los puentes carreteros de hormigón a construirse en todo el territorio de la República Argentina con intervención de la Dirección Nacional de Vialidad responderán a la siguiente clasificación:

.

Tabla Nº 1 – Sobrecarga Reglamentaria

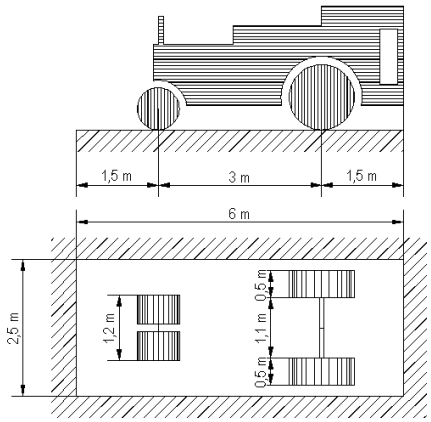
	Categoría de puentes			
	A - 30	A - 25	A - 20	Especial
Aplanadora Peso total (tn) Aplanadora Rodillo delantero (tn) Cada rodillo trasero (tn)	30 13 8.5	25 10 7.5	20 8 6	Carga según el caso
Multitud compacta (tn/m²)	0.6	0.6	0.5	
Sobrecarga en veredas (tn/m²)	0.4	0.4	0.4	

En este caso se tiene un puente A-30, entonces la aplanadora a emplear en el cálculo es de 30 tn.

Los puentes de categoría A-30 se emplearán en los caminos de la Red Nacional y de Ayuda Federal sometidos a tránsito de vehículos pesados y en aquéllos que puedan tenerlos durante la vida útil de puente.

La categoría del puente será determinada en cada caso por la Dirección Provincial de Vialidad.

Para el cálculo estático se tomará una aplanadora por cada faja de circulación de que disponga el puente. Fuera de la zona de calzada ocupada por las aplanadoras se supondrá que actúa una sobrecarga uniforme equivalente al peso de la multitud correspondiente a la categoría del puente.



Aplanadora tipo

A.2.1. Fajas de circulación

Se considerará como faja de circulación un ancho mínimo de calzada igual a tres metros.
Por lo tanto:

$$\text{Nº de fajas} = \frac{\text{Ancho de calzada}}{\text{Ancho de faja}} = \frac{8.50\ \text{m}}{3\ \text{m}} = 2.83 \quad \Rightarrow \quad \text{Se adopta : 2 fajas}$$

El coeficiente de seguridad o de reducción correspondiente a 2 fajas es: $\phi = 1$

A.2.2. Multitud compacta

La multitud compacta se tomará siempre sin reducción con el valor indicado en la Tabla Nº 1.

Las cargas se situarán en la posición más desfavorable. No deberán tenerse en cuenta las cargas que debido a su ubicación reduzcan los momentos flectores.

Multitud compacta de calzada: $m_{CC} = 0.6\ \frac{tn}{m^2}$

Multitud compacta de vereda: $m_{CV} = 0.4\ \frac{tn}{m^2}$

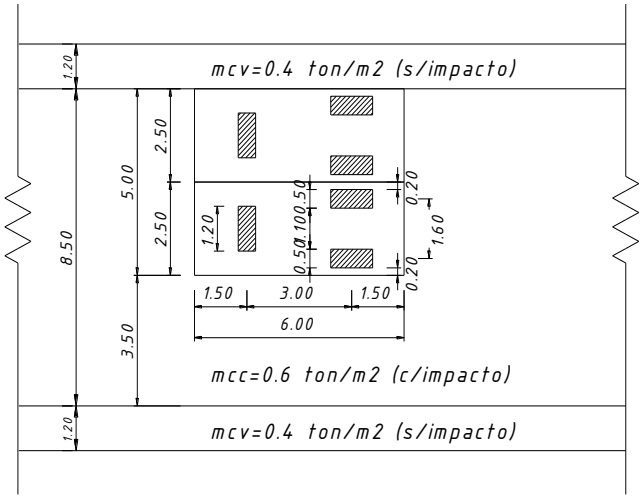
A.3. <u>Impacto</u>

Para el cálculo de los esfuerzos originados por la sobrecarga móvil o de las tensiones producidas por la misma, la sobrecarga será afectada por el coeficiente de impacto correspondiente a las características y a la luz de la estructura indicada en la Tabla Nº2 del reglamento de DNV.

La multitud compacta, sobre veredas o sobre espacios no accesibles para vehículos, como así también en puentes destinados exclusivamente para peatones, se aplicará en el cálculo sin impacto. Se tendrá en cuenta este coeficiente cuando se aplica la multitud sobre la calzada o en espacios accesibles accidentalmente a los vehículos.

Asimismo se calculará sin impacto la tensión en la infraestructura, es decir en los estribos, pilares y fundaciones, salvo que la misma se halle rígidamente unida a la superestructura, como los pies derechos de pórticos en cuyo caso se considerará el impacto para aquélla parte situada encima de la fundación. La fundación se calculará sin impacto.

Para este caso se escoge un coeficiente de impacto: $\varphi = 1.4$

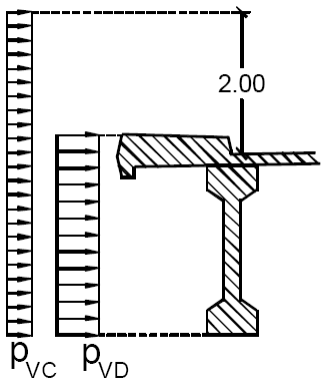


Entonces la sobrecarga útil con impacto queda:

Designación	Peso	Carga	
P_d :Rodillo delantero	8.5 ton	$P_d \cdot \varphi$ =13 ton ·1.4	18.2 ton
P_t :Rodillo trasero	13 ton	2 ·$P_t \cdot \varphi$ = 2 · 8.5 ton ·1.4	23.8 ton
mc_c :Multitud compacta en calzada	0.6 ton/m^2	$mc_c \cdot \varphi$ =0.6 ton/m^2 ·1.4	0.84 ton/m^2
mc_v :Multitud compacta en vereda	0.4 ton/m^2	mc_v=0.4 ton/m^2	0.40ton/m^2

B. Fuerzas adicionales

B.1. Acción del viento



Se trata de una acción secundaria que actúa en sentido transversal al eje del puente, aplicada sobre la superestructura.

La acción del viento se considera como una presión horizontal con distintas intensidades y aplicada en distintas superficies según se considere el puente descargado o cargado.

- ✓ Puente descargado: P_{VD} = 250 kg/m²
- ✓ Puente cargado: P_{VC}= 150 kg/m²

Las superficies expuestas a la acción de viento se determinarán de acuerdo a las dimensiones efectivas del puente en la forma que se indica a continuación:

1) Puentes descargados: En estructuras con vigas de alas llena se tomará la proyección vertical de la viga principal exterior y de la parte del tablero que sobresalga.

En estructuras con dos vigas reticuladas, la superficie correspondiente al tablero y la de las partes de las dos vigas principales que sobresalgan, en proyección vertical.

2) Puentes cargados: Se sumará a las superficies calculadas de acuerdo a 1), primero o segundo párrafo, la proyección vertical de la sobrecarga que sobresalga del tablero.

La superficie correspondiente a la sobrecarga móvil se considerará como una faja de continúa de 2 m de altura sobre el nivel de la vereda o guardarruedas cubriendo una sola de las faja de tránsito, cuando así resulte el más desfavorable.

De acuerdo a lo expuesto, se tiene:

a) Puente descargado: $W_{VD} = 0.25 \ \frac{ton}{m^2} \cdot L \cdot h_v$

b) Puente cargado: $W_{VC} = 0.15 \frac{ton}{m^2} \cdot L \cdot (h_V + 2\ m)$

Donde: L: Longitud del tramo, o tramos, cargados.

h_V : Altura de viga.

Entonces:

a) $W_{VD} = 0.25 \frac{ton}{m^2} \cdot L \cdot h_V = 0.25 \frac{ton}{m^2} \cdot 65\ m \cdot 1.70\ m = 27.63\ ton$

b) $W_{VC} = 0.15 \frac{ton}{m^2} \cdot L \cdot (h_V + 2\ m) = 0.15 \frac{ton}{m^2} \cdot 65\ m \cdot (1.70\ m + 2\ m) = 36.08\ ton$

Se adopta como fuerza de viento: W = 36.08 ton

Nota: Tanto la fuerza de frenado como la acción del viento deben distribuirse entre los apoyos en función de la relación de rigideces entre los apoyos, los cuales se determinaran una vez que ese conozca las dimensiones de los apoyos.

B. 2. Fuerza de frenado

El frenado de vehículos se tomará en cuenta aplicando una fuerza horizontal en el plano del tablero de 1/25 de la sobrecarga equivalente a la multitud compacta, sin impacto, distribuida sobre todo el largo y ancho de la calzada, debiendo adoptarse como mínimo una fuerza de 0.15 veces el peso de una aplanadora por cada faja de circulación.

El esfuerzo de frenado deberá considerarse en conjunto con la fuerza horizontal originada por el frotamiento de apoyos móviles bajo la acción de la carga permanente.

Cuando este frotamiento tienda a disminuir el esfuerzo de frenado, los coeficientes de frotamiento se tomarán iguales a la mitad de los valores indicados en el apartado A-III-d.

a) $F_f = \frac{1}{25} \cdot m_{cc} \cdot a_C \cdot L_p$

b) $F_f = 0.15 \cdot nº \cdot G_{apl}$

Donde: n°: Cantidad de aplanadoras

Gap: Peso de cada aplanadora

m_{cc}: Multitud compacta en calzada

a_C : Ancho de la calzada

L: Longitud del tramo, o tramos, cargados.

Entonces:

a) $F_f = \frac{1}{25} \cdot m_{cc} \cdot a_C \cdot L_p = \frac{1}{25} \cdot 0.6 \frac{ton}{m^2} \cdot 8.50\ m \cdot 65\ m = 13.26\ ton$

b) $F_f = 0.15 \cdot nº \cdot G_{apl} = 0.15 \cdot 2 \cdot 30\ ton = 9\ ton$

Se adopta como fuerza de frenado: F_f = 13.26 ton

B. 3. Acción del sismo

Zona Sísmica: 1 (ANEXO I - Fig. 2)

Tipo de puente: Carretero

Destino: Puente para ruta nacional

Característica de la estructura: Construcciones con estructura de mediana capacidad de disipación de energía

$$\sigma_{admT} = 0.5 \frac{kg}{cm^2}$$

Tipo de Suelo: 3

Período fundamental de vibración libre de la estructura: T = 0,6 seg (se adopta en base a la estadística de puentes existentes)

B.3.1. Fuerza Sísmica Horizontal

Según Normas Antisísmicas Argentinas (NAA-80)

Cálculo del coeficiente sísmico horizontal:

$$C = C_0 \cdot \gamma_d \cdot \gamma_e \cdot s = 0.0025 \cdot 1.5 \cdot 1.4 \cdot 1.2 = 0.063$$

Donde: C_0 (Coeficiente sísmico zonal, ver ANEXO I - Fig. 2 y Tabla Nº 2) = 0.025

γ_d (Coeficiente de destino, ver ANEXO I - Tabla Nº 13) = 1.50

γ_e (Coeficiente de estructura, ver ANEXO - Tabla Nº 4) = 1.4

s (Coeficiente de influencia del terreno y del período fundamental de vibración libre de la estructura, ver Fig. 3) = 1.20

Cálculo de la carga permanente total en el puente

$$G = g_1 + g_2 + g_3 = (4.36 \text{ ton/m} + 2.13 \text{ ton/m} + 9.36 \text{ ton/m}) \cdot 65 \text{ m} = 1030.25 \text{ ton}$$

Donde: g_1 = Peso propio del tablero

g_2 = Peso propio de la carpeta de rodamiento

g_3 = Peso propio de la viga principal

Cálculo de la sobrecarga móvil o de servicio total en el puente

$$P = p_1 + p_2 + p_3 = 407.1 \text{ ton} + 60 \text{ ton} + 62.4 \text{ ton} = 529.5 \text{ ton}$$

Donde: p_1 (Sobrecarga debido a la mcc) = $[a_S \cdot L_T - n^o_a \cdot (l_a \cdot a_a)] \cdot m_{cc}]$

$p_1 = [10.9 \text{ m} \cdot 65 \text{ m} - 2 \cdot (6 \text{ m} \cdot 2.5 \text{ m})] \cdot 0.6 \text{ ton/m}^2 = 407.1 \text{ ton}$

p_2 (Sobrecarga debido al peso de la aplanadora) = $n^o_a \cdot P_a$

$p_2 = 2 \cdot 30 \text{ ton} = 60 \text{ ton}$

p_3 (Sobrecarga debido a la m_{cv}) = $(L_V \cdot L_T \cdot n^o_v) \cdot m_{cv}$

$p_3 = (1.2 \text{ m} \cdot 65 \text{ m} \cdot 2) \cdot 0.4 \text{ ton/m}^2 = 62.4 \text{ ton}$

Con: a_s = Ancho de la sección

L_T = Longitud total del puente

n^o_a = Cantidad de aplanadoras

l_a = Largo de la aplanadora

a_a = Ancho de la aplanadora

P_a = Peso de la aplanadora

L_V = Longitud del voladizo

n^o_V = Cantidad de voladizos

Carga vertical total

$$Q = G + P \cdot p$$

Donde: p = Coeficiente de participación de la sobrecarga de servicio, ver ANEXO I - Tabla Nº 14

Sentido longitudinal: $p_L = 0$

Sentido transversal: $p_T = 0.25$

Entonces:

Carga vertical total sentido longitudinal: $Q_L = 1030.25 \text{ ton} + 529.5 \text{ ton} \cdot 0 = 1030.25 \text{ ton}$

Carga vertical total sentido transversal: $Q_T = 1030.25 \text{ ton} + 529.5 \text{ ton} \cdot 0.25 = 1162.63 \text{ ton}$

<u>Fuerza sísmica horizontal total</u>

$$F_{SH} = C \cdot Q_L$$

Sentido longitudinal: $F_{SHL} = 0.063 \cdot 1030.25 \text{ ton} = 64.905 \text{ ton}$

Sentido transversal: $F_{SHT} = 0.063 \cdot 1162.63 \text{ ton} = 73.245 \text{ ton}$

B.3.2. Fuerza Sísmica Vertical

Se tiene que la carga vertical total en la dirección transversal es:

$$Q_V = G + P \cdot p_v = 1030.25 \text{ ton} + 529.5 \text{ ton} \cdot 0.25 = 1162.63 \text{ ton}$$

Siendo p_v: Coeficiente de participación de la sobrecarga de servicio, ver ANEXO I - Tabla Nº 14 = 0.25

Luego, el coeficiente sísmico vertical es igual a:

$$C_V = 0.5 \cdot C = 0.5 \cdot 0.063 = 0.032$$

Por lo tanto, la fuerza sísmica:

Sentido vertical: $F_{SV} = C_V \cdot Q_V = 0.032 \cdot 11162.5 \text{ ton} = 37.200 \text{ ton}$

CAPITULO V: CÁLCULO DE LA SUPERESTRUCTURA

A. Estados límites de servicio. Hipótesis generales

El cálculo de los momentos, esfuerzos de corte y esfuerzos normales, así como de las tensiones originadas por los mismos se realizará en general con arreglo a la teoría de la elasticidad, suponiendo que el hormigón es un material homogéneo, isótropo y elástico que obedece la ley de Hooke de proporcionalidad entre tensiones y deformaciones y que las armaduras se deforman solidaria y conjuntamente con el hormigón en razón de la adherencia entre ambos materiales. En particular se supondrá que las secciones sometidas a flexión simple o compuesta permanecen planas después de deformarse.

En casos especiales y con comprobaciones experimentales adecuadas podrán considerarse para el cálculo de los esfuerzos exteriores (momentos, esfuerzos de corte y esfuerzos normales) las deformaciones plásticas del hormigón y la redistribución de los esfuerzos que las mismas pueden originar.

El dimensionamiento podrá sin embargo efectuarse sobre la base de la teoría de rotura. Las piezas sometidas a compresión simple se dimensionarán siempre basándose en su carga de rotura.

B. Losas

B.1. Solicitaciones

B.1.1. Hipótesis generales

En las losas aquí consideradas se producen los momentos máximos, cuando el eje delantero del rodillo, se encuentra en el centro de la losa. No es necesario considerar una carga de muchedumbre a ambos lados del rodillo, por cuanto su influencia es muy pequeña. En efecto, para un tamo interior de 3.40 m de luz se obtendría solamente 0.039 tonm. Igualmente insignificante resulta el efecto de los camiones situados en los tramos b, con respecto al tramo a, en cual se encuentra el rodillo (ver Figura V.1). Para una luz de 3.40 m, el momento en el centro del tramo, producido por ambos camiones resulta aproximadamente de 0.025 tonm.

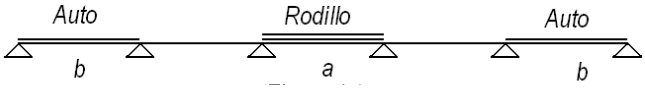


Figura V.1.

B.1.2. Momentos Flectores[1]

B.1.2.1. Tablero

a) Análisis de cargas

Designación	Carga [tn/m]	
Peso propio	0.16 m · 2.4 tn/m^3 · 1 m	0.38
Carpeta de desgaste	0.10 m · 2.4 tn/m^3 · 1 m	0.24
Total g		0.62

b) Momento debido al peso propio

Momento en el tramo para apoyo con empotramiento perfecto debido al peso propio.

$$M_g = \frac{g \cdot L^2}{24} = \frac{0.62 \cdot 2.125^2}{24} = 0.12 \ \frac{tnm}{m}$$

c) Momento debido a la sobrecarga por aplanadora

Cuando la aplanadora se desplaza perpendicularmente a la luz se tiene que:

✓ *Ancho de actuación de la carga*

$$2 \cdot m = 1.20 + 2 \cdot s \quad \Rightarrow \quad 2 \cdot m = 1.20 + 2 \cdot 0.1$$
$$\Rightarrow \quad m = 0.70 \ m$$

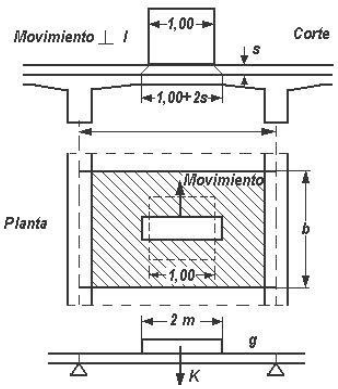


Figura 5.2. El rodillo se mueve ⊥ a l

[1] Para obtener los momentos flectores solicitantes en las losas se emplearon las Tablas de Losser

✓ *Ancho activo de la losa*

$$L \leq 3.15 + 3 \cdot s \quad \Rightarrow \quad b = \frac{2}{3} \cdot L$$

$$L < 3.15 + 3 \cdot 0.10 = 3.45 \text{ m} \quad \Rightarrow b = \frac{2}{3} \cdot 2.125 \text{ m} = 1.42 \text{ m}$$

✓ *Carga actuante*

Para el cálculo de las losas aquí tratadas es suficiente tener en cuenta las cargas permanentes y 1.40 veces la carga correspondiente a la rueda delantera del rodillo. Otras cargas secundarias pueden despreciarse. Para una franja de 1 m de ancho, la magnitud de la carga actuante K de la carga W, correspondiente a la delantera del rodillo inclusive el coeficiente dinámico es:

$$K = \frac{1.4 \cdot W}{b} = \frac{1.4 \cdot 13 \text{ ton}}{1.42 \text{ m}} = 12.85 \text{ ton/m}$$

Peso rodillo delantero: W = 13 ton

✓ *Momentos en los tramos extremos*

Se supone que en las vigas exteriores (de borde) se eviten efectos de torsión por medio de vigas transversales, de suerte que pueda admitirse un semi empotramiento de las losas en dichas vigas exteriores.

El subíndice e significa tramo externo. Con esta posición de los puntos fijos, cargas simétricas producen, un ángulo de torsión τ_A en el apoyo exterior, igual a la mitad del que se produciría en una losa exterior libremente apoyada. La carga K provoca en el centro de la losa, referida a 1 m de ancho (ver. Fig. 5.3) provoca en la losa de un tramo estáticamente determinado, un momento en el centro:

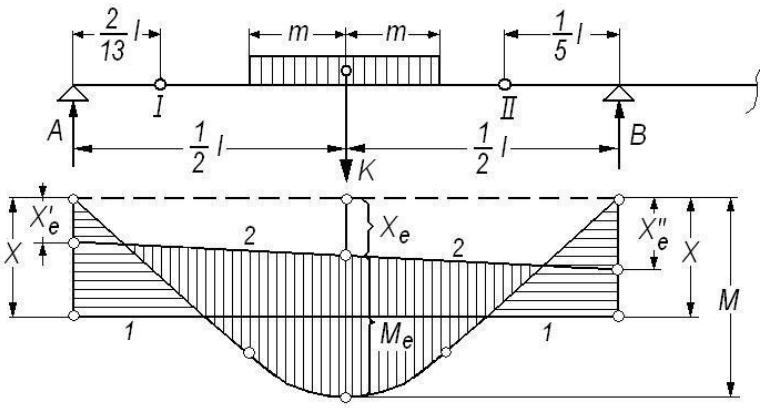


Figura 5.3. Diagrama de momento flector en tramos extremos

$$M = K \cdot \frac{L - m}{4} = 12.85 \frac{\text{tn}}{\text{m}} \cdot \frac{2.125 \text{ m} - 0.70 \text{ m}}{4} = 4.58 \frac{\text{tnm}}{\text{m}}$$

Término de carga:

$$B = K \cdot \frac{3 \cdot L^2 - 4 \cdot m^2}{8 \cdot L} = 12.58 \frac{\text{tn}}{\text{m}} \cdot \frac{3 \cdot (2.125 \text{ m})^2 - 4 \cdot (0.70 \text{ m})^2}{8 \cdot 2.125 \text{ m}} = 8.57 \frac{\text{tnm}}{\text{m}}$$

Momentos en los apoyos considerando un empotramiento perfecto bilateral:

$$X = -K \cdot \frac{3 \cdot L^2 - 4 \cdot m^2}{24 \cdot L} = -12.85 \frac{\text{tn}}{\text{m}} \cdot \frac{3 \cdot (2.125 \text{ m})^2 - 4 \cdot (0.70 \text{ m})^2}{24 \cdot 2.125 \text{ m}} = -2.91 \frac{\text{tnm}}{\text{m}}$$

Momentos en los apoyos considerando un empotramiento parcial:

Exterior: $$X_e' = -\frac{1}{7} \cdot B = -K \cdot \frac{3 \cdot L^2 - 4 \cdot m^2}{56 \cdot L} = -12.85 \frac{\text{tn}}{\text{m}} \cdot \frac{3 \cdot (2.125 \text{ m})^2 - 4 \cdot (0.70 \text{ m})^2}{56 \cdot 2.125 \text{ m}} = -1.25 \frac{\text{tnm}}{\text{m}}$$

Interior: $$X_e'' = -\frac{3}{14} \cdot L = -K \cdot \frac{3 \cdot (3 \cdot L^2 - 4 \cdot m^2)}{112 \cdot L} = -12.85 \frac{\text{tn}}{\text{m}} \cdot \frac{3 \cdot (3 \cdot (2.125 \text{ m})^2 - 4 \cdot (0.70 \text{ m})^2)}{112 \cdot 2.125 \text{ m}} = -1.88 \frac{\text{tnm}}{\text{m}}$$

En el centro del tramo, la línea de cierre produce una disminución X_e, cuya magnitud es:

$$X_e = \frac{1}{2} \cdot (X_e' + X_e'') = -\frac{5}{28} \cdot B = 0.536 \cdot X = 0.536 \cdot \left(-2.91 \frac{\text{tnm}}{\text{m}}\right) = -1.56 \frac{\text{tnm}}{\text{m}}$$

En el centro del tramo resulta el momento para el eje delantero del rodillo referido a un 1 m de ancho de losa:

$$M_e = M + X_e = M + 0.536 \cdot X = 4.58 \frac{tnm}{m} - 1.56 \frac{tnm}{m} = 3.02 \frac{tnm}{m}$$

Para proyectar la sección en los apoyos, se presupone un empotramiento perfecto, de suerte que sea determinante en estos puntos el momento X.

En la Figura 5.3. esta indicado el diagrama de momentos, debido a la carga del rodillo en el tramo extremo. La línea de cierre correspondiente a un empotramiento perfecto es la 1-1, mientras que la 2-2 corresponde al empotramiento parcial.

✓ *Momentos en los tramos internos (ver Fig. 5.4.)*

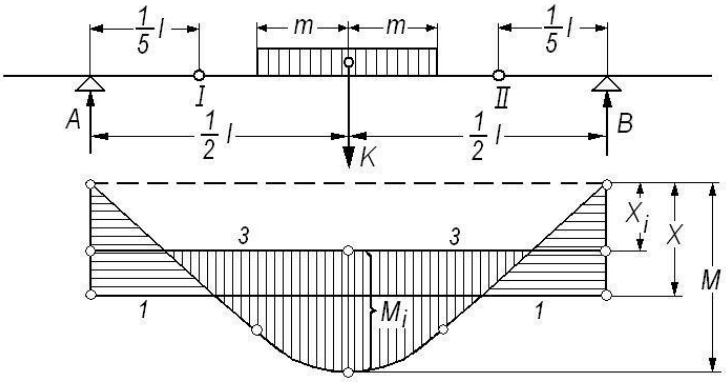


Figura 5.4. Diagrama de momento flector en tramos internos

Elegimos ambos puntos fijos a las distancias a = b = 1/5 · L de los apoyos.

Y ambos momentos en los apoyos producidos por la carga del rodillo en el centro del tramo:

$$X_i = -\frac{1}{3} \cdot L = 0.6 \cdot X = 0.6 \cdot \left(-2.91 \frac{tnm}{m}\right) = -1.75 \frac{tnm}{m}$$

El sub-índice i significa tramo interno. X significa en esta última ecuación, el momento en el apoyo con empotramiento perfecto en ambos extremos.

En el centro del tramo es determinante para el cálculo la siguiente expresión:

$$M_i = M + X_i = M + 0.6 \cdot X = 4.58 \frac{tnm}{m} + 0.6 \cdot \left(-2.91 \frac{tnm}{m}\right) = 2.83 \frac{tnm}{m}$$

En la Figura 5.4. esta indicado el diagrama de momentos, siendo 1-1 la línea de cierre para el empotramiento prefecto, mientras que 3-3 lo es para el empotramiento parcial.

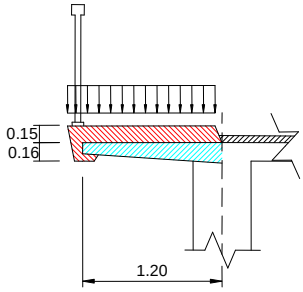
En todas las ecuaciones deben introducirse los momentos en los apoyos X_i y X con sus signos negativos.

B.1.2.2. Voladizo

a) Análisis de cargas

Designación		Carga	
Peso propio	Vereda inferior	0.16 m ·1.20 m ·2.5 tn/m^3	0.48 tn/m
	Vereda superior	1.20 m · 0.15 m · 2.5 tn/m^3	0.45 tn/m
	Total g		0.93 tn/m
Sobre carga permanente	Multitud compacta en vereda	m_{CV} = 0.40 tn/m^2	0.40 tn/m^2
	Baranda y guarda rails	g_b = 2 · 0.05 tn/m	0.10 tn/m

b) Momento flector actuante



$$M_V = \frac{g \cdot L_v^2}{2} + \frac{m_{CV} \cdot L_v^2}{2} + g_b \cdot L_v \cdot 1m =$$

$$M_V = \frac{0.93 \cdot 1.20^2}{2} + \frac{0.40 \cdot 1.20^2}{2} + 0.10 \cdot 1.20 \cdot 1 = 1.08 \text{ tnm}$$

B.1.2.3. Momentos definitivos de cálculo

Sección		Expresión	Valor [tnm/m]
Tablero	Tramo Externo	$M_e + 1.5 \cdot M_g = 3.02 + 1.5 \cdot 0.12$	3.2
	Tramo Interno	$M_i + M_g = 2.83 + 0.12$	2.95
	Apoyo Interno	$X - 2 \cdot M_g = -2.91 - 2 \cdot 0.12$	- 3.15
	Apoyo externo	$X = -2.91$	-2.91
Voladizo			- 1.08

B.2. Dimensionado

B.2.1. Armadura principal

$$K_h = \frac{h\,[m]}{\sqrt{\frac{M\,[Nm]}{b\,[m]}}} \Rightarrow \text{De tabla : } k_s \Rightarrow Fe = K_S \cdot \frac{M\,[Nm]}{h\,[m]} \left[\frac{cm^2}{m}\right]$$

Donde: h = 14 cm

b = 1 m

Sección		Momento flector		K_h	K_h	Fe [cm²/m]	Disposición
		tnm/m	KNm/m				
Tablero	**Tramo Externo**	3.20	32.0	2.47	4.7	10.74	ø12 c/10 cm (11.31 cm²)
	Tramo Interno	2.95	29.5	2.58	4.7	9.90	ø12 c/10 cm (11.31 cm²)
	Apoyo Interno	3.15	31.5	2.49	4.7	10.58	ø12 c/10 cm (11.31 cm²)
Apoyo Externo		2.91	29.1	2.60	4.7	9.77	ø12 c/10 cm (11.31 cm²)

B.2.2. Armadura transversal

La armadura transversal f es perpendicular a L y se apoya sobre la armadura principal Fe. La sección f se refiere a 1 m de longitud de losa, medido en el sentido de la luz L.

La sección necesaria f para la armadura transversal, tiene la siguiente magnitud:

Coeficiente de armadura transversal: c = 0.1 +0.1· [b – (t + 2·s)] = 0.21

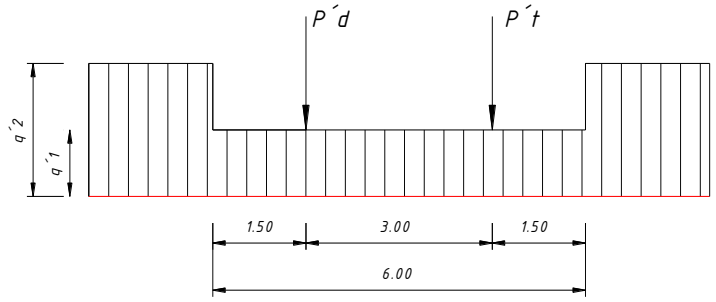
Tipo de puentes I		
Sección	**Fe [cm²/m]**	**Disposición**
Tramos extremos	$f = \frac{c \cdot M_e}{z \cdot \sigma_e} = \frac{0.21 \cdot 3.02}{0.85 \cdot 0.14 \cdot 2.4} = 2.20 \frac{cm^2}{m}$	ø8 c/20 (2.51 cm²/m)
Tramos internos	$f = \frac{c \cdot M_i}{z \cdot \sigma_e} = \frac{0.21 \cdot 2.83}{0.85 \cdot 0.14 \cdot 2.4} = 2.08 \frac{cm^2}{m}$	ø8 c/20 (2.51 cm²/m)

Los momentos M_e y M_i y el coeficiente c, pueden tomarse directamente de las tablas LIX.

C. Vigas

C.1. Trenes de carga

C.1.1. Tren de carga sin impacto



$P'd = \text{Nº de aplanadora} \cdot s \cdot P_d = 2 \cdot 13\ \text{ton} = 26\ \text{ton}$

$P't = \text{Nº de aplanadora} \cdot s \cdot 2 \cdot P_t = 2 \cdot 2 \cdot 8.5\ \text{ton} = 34\ \text{ton}$

$q'_2 = \text{Nº de veredas} \cdot \text{ancho vereda} \cdot mc_v + \text{ancho calzada} \cdot mc_c =$

$2 \cdot 1.20\ \text{m} \cdot 0.4\ \text{ton/m}^2 + 8.50\ \text{m} \cdot 0.60\ \text{ton/m}^2 = 6.06\ \text{ton/m}$

$q'_1 = \text{Nº de veredas} \cdot \text{ancho vereda} \cdot mc_v + (\text{ancho calzada} - \text{Nº aplanadora} \cdot s \cdot \text{ancho aplandoras}) \cdot mc_c =$

$2 \cdot 1.20\ \text{m} \cdot 0.4\ \text{ton/m}^2 + (8.50\ \text{m} - 2 \cdot 2.50\ \text{m}) \cdot 0.60\ \text{ton/m}^2 = 3.06\ \text{ton/m}$

C.1.2. Tren de carga con impacto

$P'd_\varphi = \text{Nº de aplanadora} \cdot s \cdot P_d \cdot \varphi \cdot \phi = 2 \cdot 13\ \text{ton} \cdot 1.4 \cdot 1 = 36.4\ \text{ton}$

$P't_\varphi = \text{Nº de aplanadora} \cdot s \cdot 2 \cdot P_t \cdot \varphi \cdot \phi = 2 \cdot 2 \cdot 8.5\ \text{ton} \cdot 1.4 \cdot 1 = 47.6\ \text{ton}$

$q'_{2\varphi} = \text{Nº de veredas} \cdot \text{ancho vereda} \cdot mc_v + \text{ancho calzada} \cdot mc_c \cdot \varphi =$

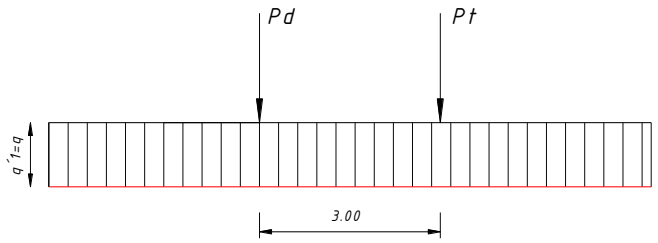
$2 \cdot 1.20\ \text{m} \cdot 0.4\ \text{ton/m}^2 + 8.50\ \text{m} \cdot 0.60\ \text{ton/m}^2 \cdot 1.4 = 8.10\ \text{ton/m}$

$q'_{1\varphi} = \text{Nº de veredas} \cdot \text{ancho vereda} \cdot mc_v + (\text{ancho calzada} - \text{Nº aplanadora} \cdot s \cdot \text{ancho aplandoras}) \cdot mc_c \cdot \varphi =$

$2 \cdot 1.20\ \text{m} \cdot 0.4\ \text{ton/m}^2 + (8.50\ \text{m} - 2 \cdot 2.50\ \text{m}) \cdot 0.60\ \text{ton/m}^2 \cdot 1.4 = 3.90\ \text{ton/m}$

C.2. Trenes de cálculo

Para simplificar el cálculo se toma una única carga uniforme distribuida y se resta a las cargas puntuales de los rodillos el equivalente al aumento de carga en la longitud de la aplanadora.



C.2.1. Tren de cálculo sin impacto

$q = q'_1 = 6.06\ \text{ton/m}$

$\Delta P = (q'_2 - q'_1) \cdot \text{Largo de aplanadora} = (6.06\ \text{ton/m} - 3.06\ \text{ton/m}) \cdot 6\ \text{m} = 18\ \text{ton}$

$P_d = P'_d - \dfrac{\Delta P}{2} = 26\ \text{ton} - \dfrac{18\ \text{ton}}{2} = 17\ \text{ton}$

$$P_t = P'_t - \frac{\Delta P}{2} = 34\ ton - \frac{18\ ton}{2} = 25\ ton$$

C.2.2. Tren de cálculo con impacto

$$q_\varphi = q'_{1\varphi} = 8.10\ ton/m$$

$$\Delta P_\varphi = (q'_{2\varphi} - q'_{1\varphi}) \cdot \text{Largo de aplanadora} = (8.10\ to/m - 3.90\ ton/m) \cdot 6\ m = 25.2\ ton$$

$$P_{d\varphi} = P'_{d\varphi} - \frac{\Delta P_\varphi}{2} = 36.4\ ton - \frac{25.2\ ton}{2} = 23.8\ ton$$

$$P_{t\varphi} = P'_{t\varphi} - \frac{\Delta P_\varphi}{2} = 47.60\ ton - \frac{25.2\ ton}{2} = 35\ ton$$

Para cada viga se tendrá que dividir estos entre el número de vigas. Así lo establece el reglamento en su apartado B-IV (Repartición de las cargas concentradas en vigas, pórticos, bóvedas, etc.):

"…**se podrá considerar la sobrecarga de vehículos (aplanadoras) colocadas simétricamente en el sentido transversal según lo indica el apartado A-II-b y suponer que la misma se reparte por igual entre todas las vigas.**

En estos casos es indispensable prever viguetas o arriostramientos transversales adecuados."

En resumen:

	Carga permanente	Con impacto	Sin impacto
CARGAS TOTALES [ton/m]	g = 17.18	q = 8.10	q = 6.06
		P_d = 23.8	P_d = 17
		P_t = 35	P_t = 25
CARGAS A CADA VIGA [ton/m]	g = 3.44	q = 1.62	q = 1.21
		P_d = 4.76	P_d = 3.4
		P_t = 7	P_t = 5

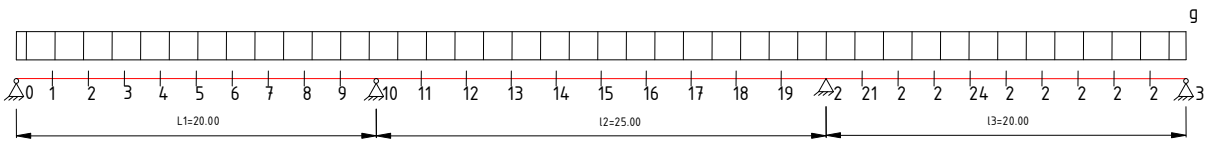
C.3. Solicitaciones

C.3.1. Momentos Flectores

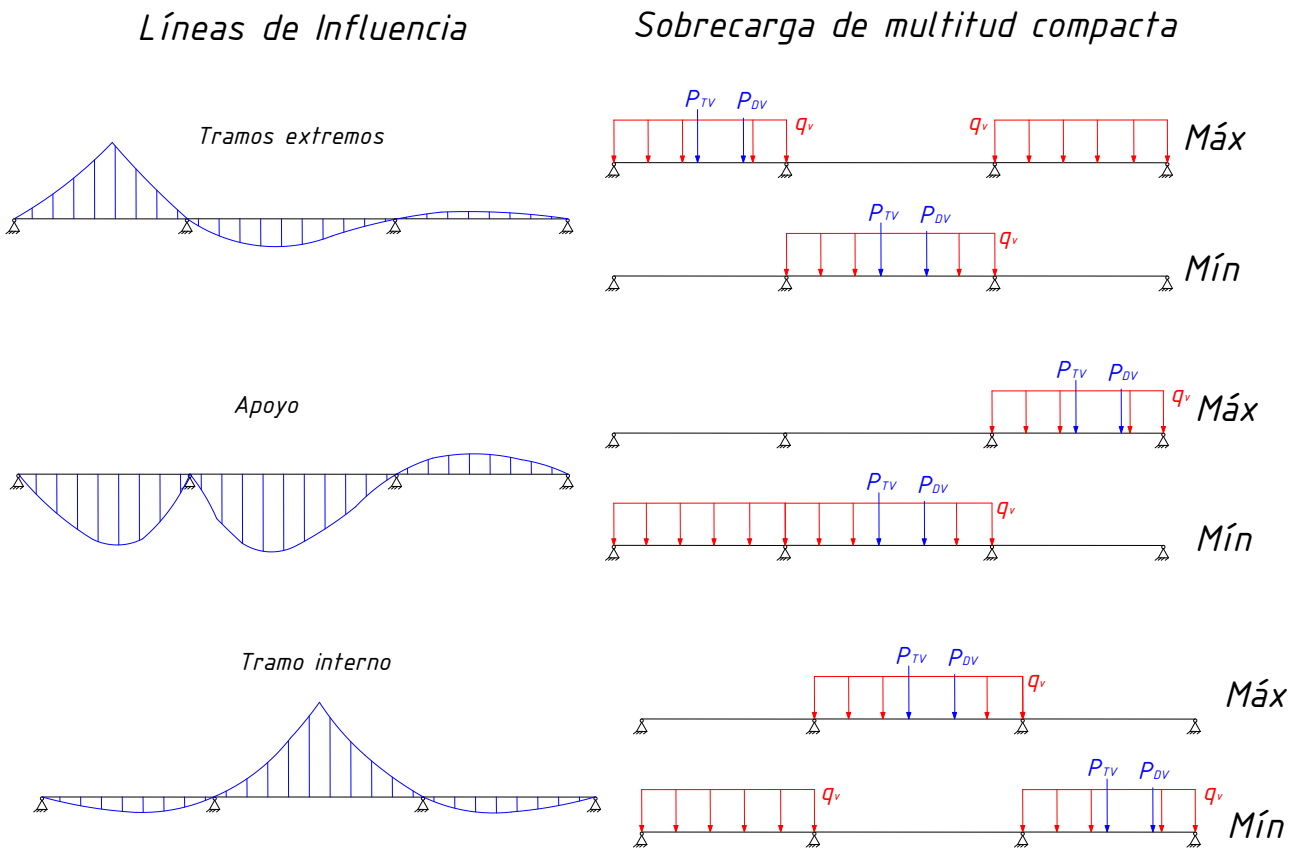
Para la obtención de la envolvente de momentos se dividió a cada tramo en diez partes.

Luego se definieron los siguientes estados de carga:

Peso propio



Multitud compacta

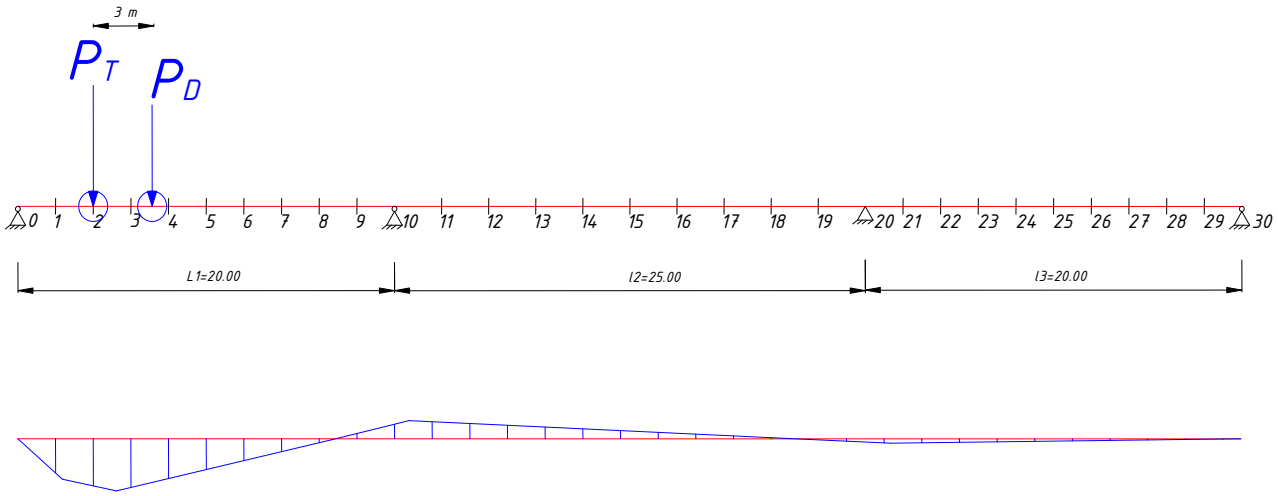


Aplanadora de cálculo

Para simular el desplazamiento de la aplanadora se utilizo el software AVWIN, para ello se coloco la mayor carga en cada uno de los puntos de las vigas, como se muestra a continuación. De esta manera se obtuvo los máximos y mínimos para cada punto.

Luego en planilla Excel se copiaron los valores de los momentos para cada estado debido al rodillo en cada uno de los puntos en cada tramo y así se logra obtener la envolvente debido a la carga móvil.

No obstante a ello, para comprobar la veracidad de los resultados, se modelo la estructura en el software Sap 2000 con lo cual se obtuvieron resultados idénticos.



Diagramas [2]

Diagrama Momento Flector debido a Carga Muerta [tonm]

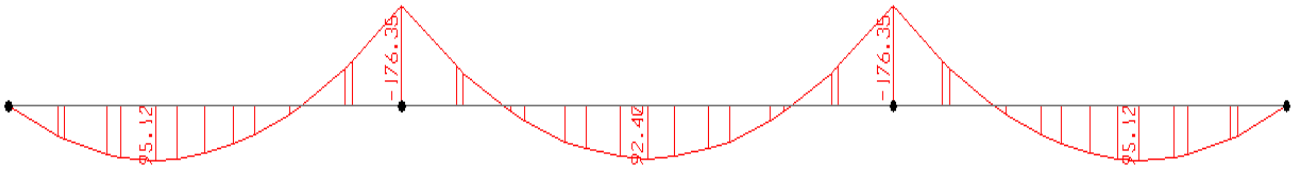


Diagrama Envolvente de Momento Flector debido a la Multitud Compacta [tonm]

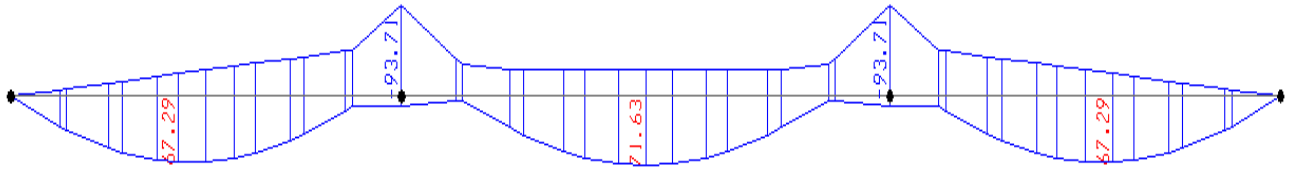
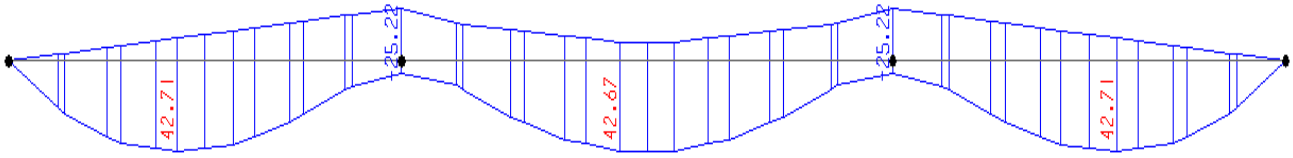
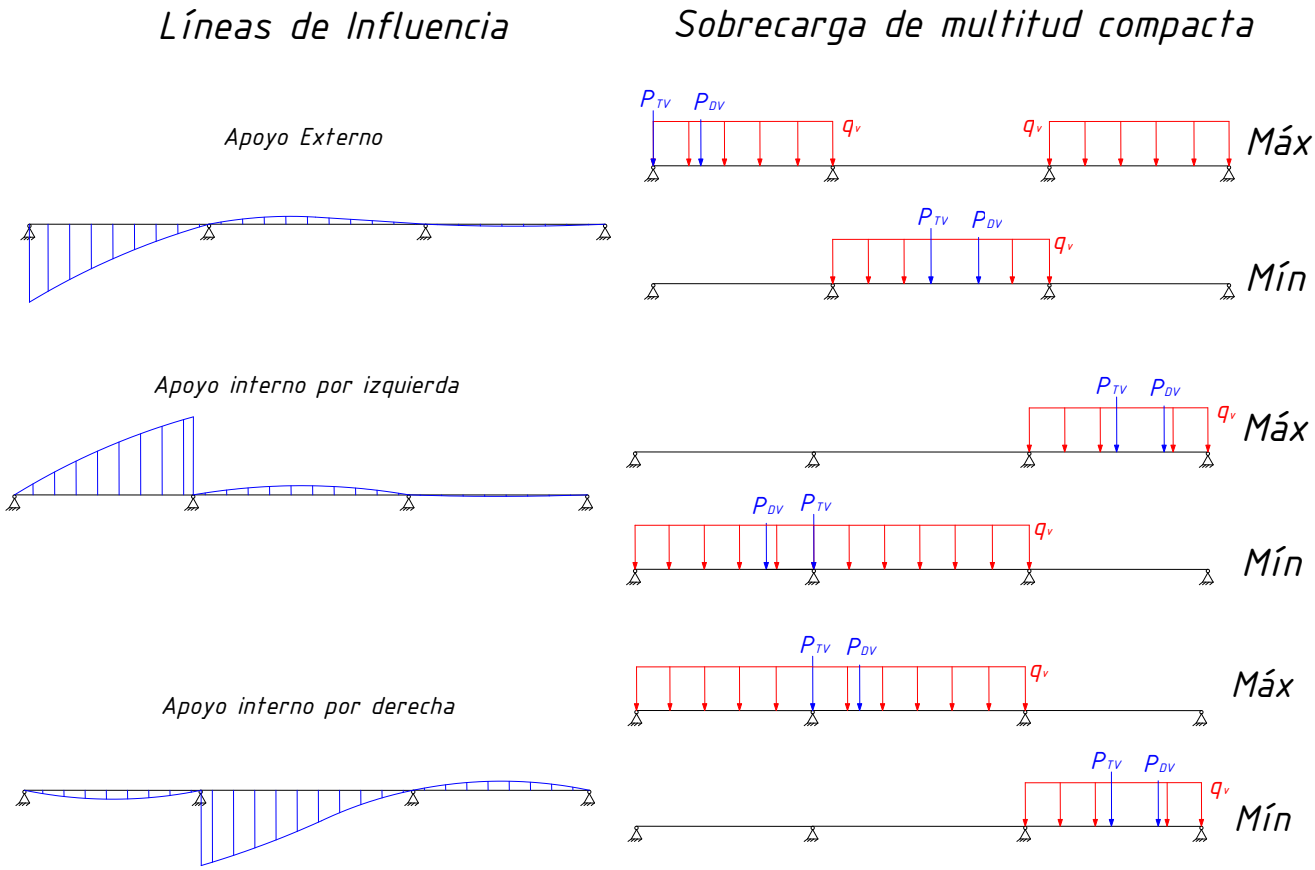


Diagrama Envolvente de Momento Flector debido a la Carga Movil [tonm]



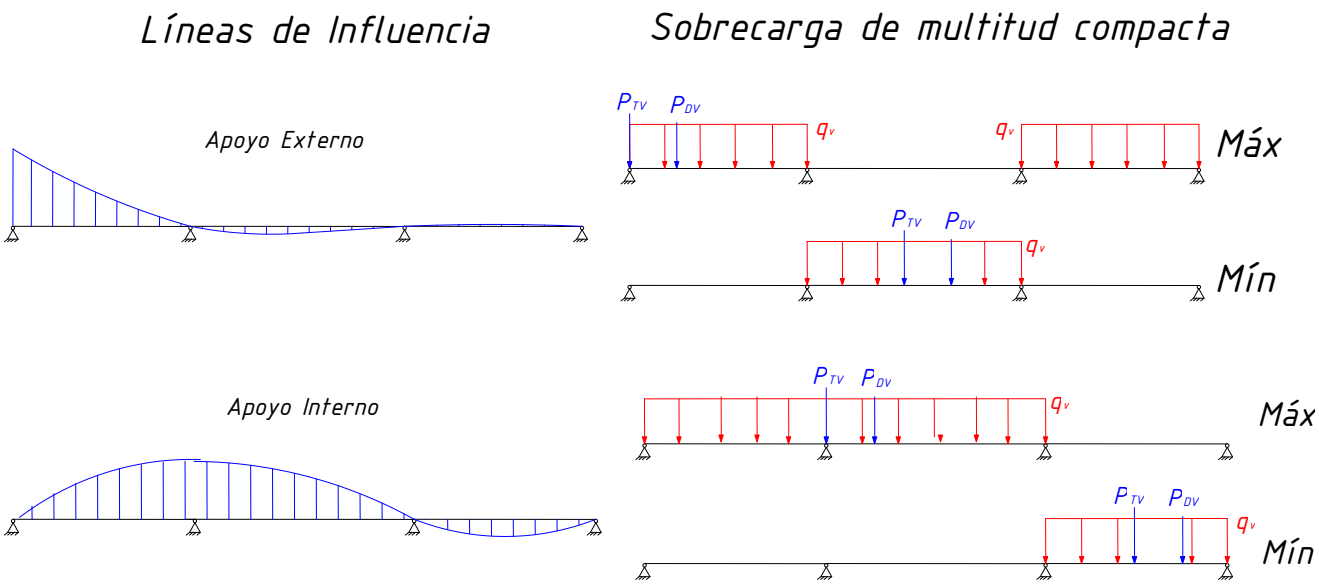
C.3.2. Corte

Multitud compacta



[2] Los diagramas son obtenidos del software Sap 2000

Reacciones de vínculo



Diagramas

Diagrama Corte debido a Carga Muerta [ton]

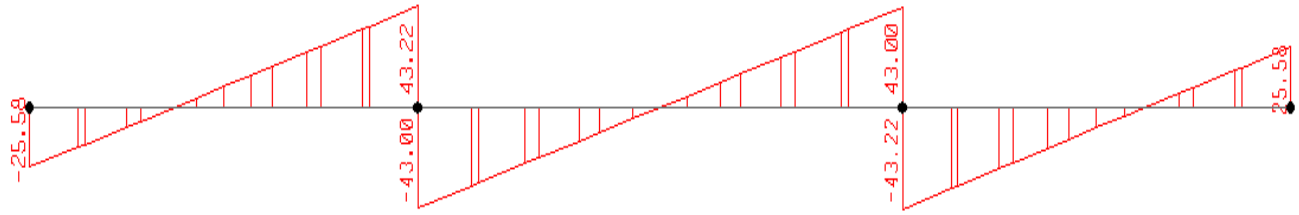


Diagrama Envolvente de Corte debido a la Multitud Compacta [ton]

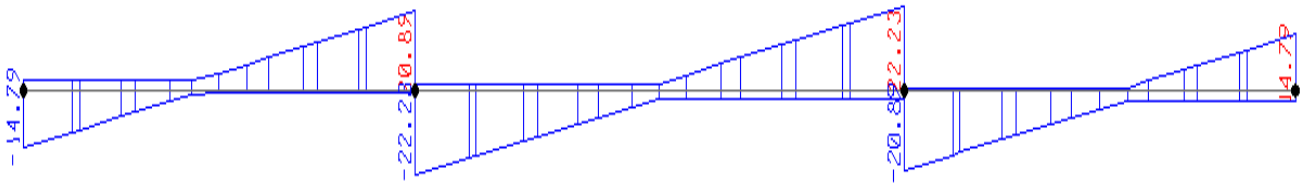
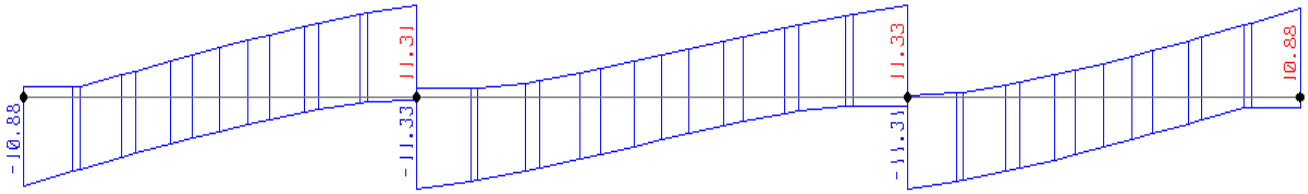


Diagrama Envolvente de Corte debido a la Carga Móvil [ton]



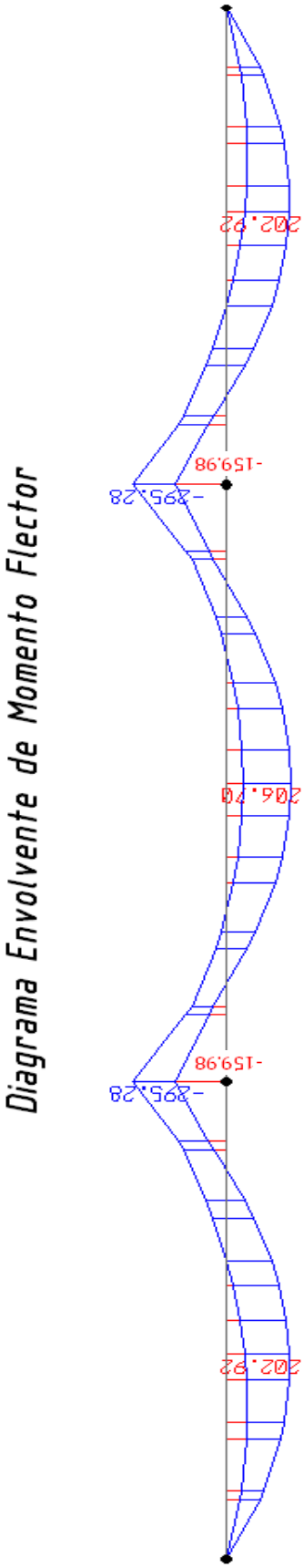


Diagrama Envolvente de Momento Flector
-295.28
-159.98
206.70
202.92
-295.28
-159.98
202.92

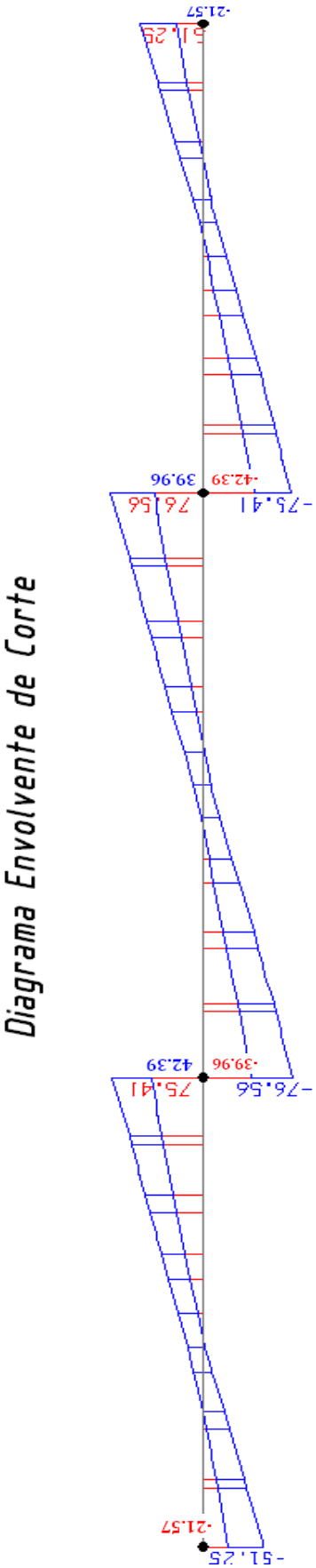


Diagrama Envolvente de Corte
-51.25
-21.57
-76.56
75.41
-39.96
42.39
-75.41
76.56
-42.39
39.96
51.25
-21.57

C.3.3. Solicitaciones (sin impacto)

Momentos Flectores

Diagrama Momento Flector debido a Carga Muerta [tonm]

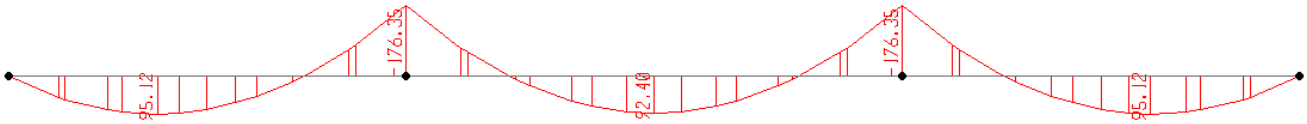


Diagrama Envolvente de Momento Flector debido a la Multitud Compacta [tonm]

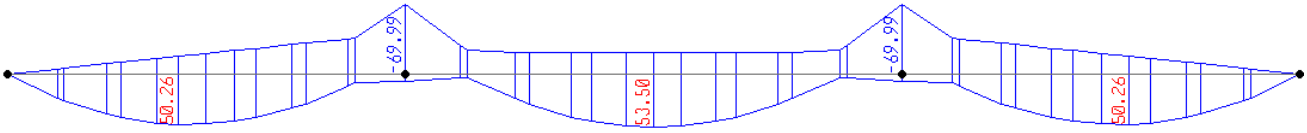
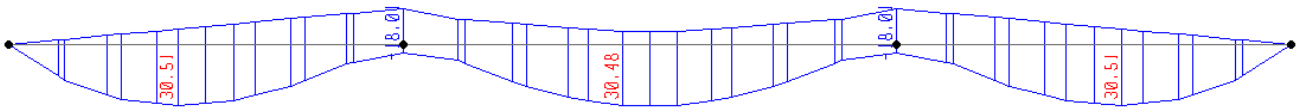


Diagrama Envolvente de Momento Flector debido a la Carga Movil [tonm]



Corte

Diagrama Corte debido a Carga Muerta [ton]

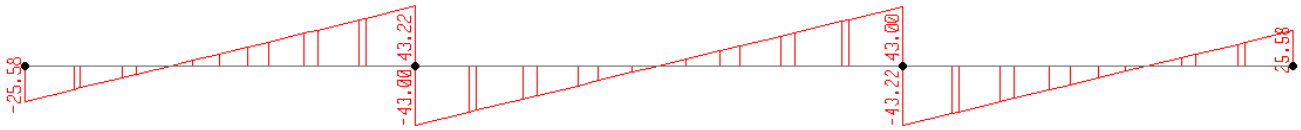


Diagrama Envolvente de Corte debido a la Multitud Compacta [ton]

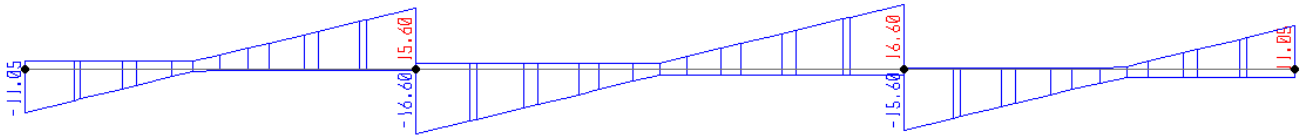
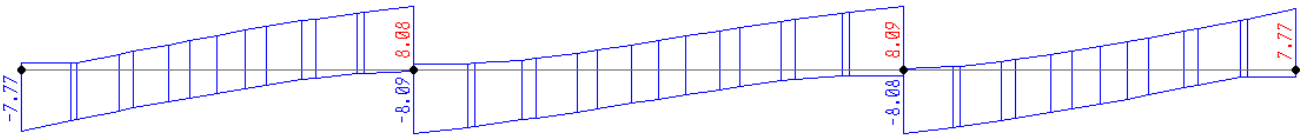


Diagrama Envolvente de Corte debido a la Carga Móvil [ton]



Diagramas envolventes

Diagrama Envolvente de Momento Flector [tonm]

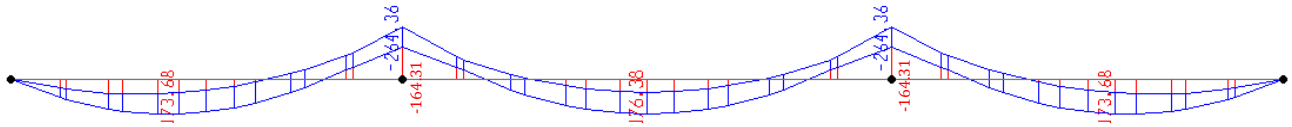
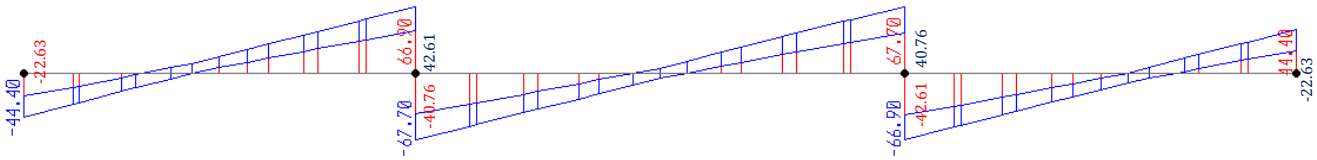


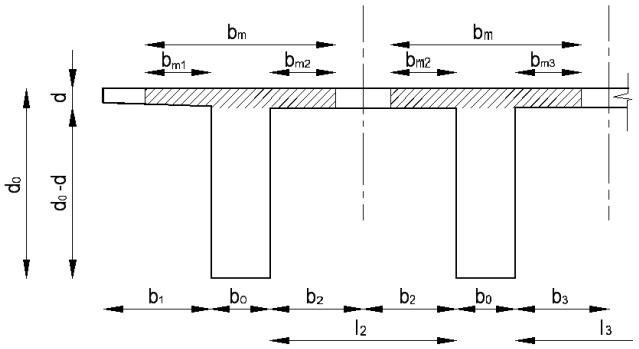
Diagrama Envolvente de Corte [ton]



C.4. Dimensionado

C.4.1. Armadura a flexión [3]

Determinación del ancho colaborante en vigas (sección tramo)



	Tramo exterior	Tramo interior
d_0	1.70 m	1.70 m
r	2 cm	2 cm
$h = d_0 - r$	1.68 m	1.68 m
d	0.16 m	0.16 m
L	20 m	25 m
$b_2 = b_3$	$\frac{(2.125 - 0.5)}{2} = 0.81$ m	$\frac{(2.125 - 0.5)}{2} = 0.81$ m
$l_0 = \beta \cdot L$ $\beta = 0.8 \rightarrow$ Articulado – empotrado $\beta = 0.6 \rightarrow$ Empotrado – empotrado	$0.8 \cdot 20$ m = 16 m	$0.6 \cdot 25$ m = 15 m
b_2 / l_0 d/d_0 b_{m2} / b_2 (Valor de tabla)	0.050 0.1 1	0.054 0.1 1
$b_{m2} = b_{m3}$ = Coef. de tabla $\cdot b_2$	0.81 m	0.81 m
$b = b_0 + b_{m2} + b_{m3}$	2.12 m	2.12 m
d/h b/b_0 λ (Valor de tabla)	0.095 4.24 < 5 → ALMA GRUESA 0.44	0.095 4.24 < 5 → ALMA GRUESA 0.44
Ancho ficticio $b_i = \lambda \cdot b$	0.44·2.12 = 0.94	0.44·2.12 = 0.94

[3] Para el dimensionado se emplean las Tablas k_h del reglamento CIRSOC vigente

Determinación de la armadura

$$K_h = \frac{h\,[m]}{\sqrt{\frac{M\,[tNm]}{b\,[m]}}} \Rightarrow \text{De tabla}: k_s \Rightarrow Fe = K_S \cdot \frac{M\,[tNm]}{h\,[m]}\,[m^2]$$

Donde: h = 168 cm

b_{apoyo} = 0.50 m

b_{tramo} = 0.94 m

Sección	Momento flector		K_h	K_s	Fe [cm²]	Disposición
	tnm/m	KNm/m				
Apoyo B – C	295.28	2952.8	2.19	4.8	84.37	18 ø 25 (88.36 cm²)
Tramo A – B	202.92	2029.2	3.62	4.5	54.35	12 ø 25 (58.92 cm²)
Tramo B – C	206.70	206.7	3.58	4.5	55.37	12 ø 25 (58.92 cm²)

C.4.2. Armadura a corte

	Apoyo A	Apoyo B
Q [ton]	51.25	76.56
Tensiones de corte $\tau_0 = \frac{Q}{b_0 \cdot z} = \frac{Q}{b_0 \cdot 0.85 \cdot h}$	$\tau_0 = \frac{51.25\ ton}{0.50\ m \cdot 0.85 \cdot 1.68\ m} = 71.78\ \frac{ton}{m^2}$	$\tau_0 = \frac{76.56\ ton}{0.50\ m \cdot 0.85 \cdot 1.68\ m} = 107.23\ \frac{ton}{m^2}$
$r = \frac{1}{2} \cdot (h + c)$ *	$\frac{1}{2} \cdot (168 + 40) = 104\ cm$	$\frac{1}{2} \cdot (168 + 40) = 104\ cm$
Tensión de cálculo máxima $\max \tau_0 = \tau_0 \cdot \frac{x_m - r}{x_m}$ **	$\max \tau_0 = 51.25\ \frac{ton}{m^2} \cdot \frac{8.57\ m - 1.04\ m}{8.57\ m} = 45.03\ \frac{ton}{m^2}$	$\max \tau_0 = 107.23\ \frac{ton}{m^2} \cdot \frac{12.50\ m - 1.04\ m}{12.50\ m} = 98.30\ \frac{ton}{m^2}$
ZONA DE CORTE	1 $\max \tau_0 < \tau_{012} = 7.5\ \frac{kg}{cm^2} = 75\ \frac{ton}{m^2}$	2 $\tau_{012} = 75\ \frac{ton}{m^2} < \max \tau_0 < \tau_{02} = 180\ \frac{ton}{m^2}$
Tensión de calculo	$\tau = 0.4 \cdot \tau_0 = 0.4 \cdot 7.18\ \frac{kg}{cm^2} = 2.87\ \frac{kg}{cm^2}$	$\tau = \frac{\tau_0^2}{\tau_{02}} = \frac{(10.72)^2}{18} = 6.38\ \frac{kg}{cm^2}$

* Las normas DIN 1045 permite adoptar como tensión de corte de calculo aquella correspondiente a la sección ubicada a la distancia r del eje de apoyo. Siendo: c = ancho de apoyo.

** Donde x_m es la distancia a la cual el corte es nulo, es decir la coordenada en donde el momento es máximo. Entonces:

Apoyo A → x_m = 8.57 m

Apoyo B → x_m = 12.50 m

Determinación de la armadura

El corte se puede tomar mediante:

- ✓ Estribos
- ✓ Barras dobladas

Apoyo A

Al escoger el diámetro y la separación de estribos se obtiene la siguiente tensión:

Diámetro: ø 10

Separación: 15 cm

Número de ramas: 2

$$\tau_B = \frac{A_{sB} \cdot \sigma_{sB} \cdot n}{b \cdot t} = \frac{0.79\ cm^2 \cdot 2400\ kg/cm^2 \cdot 2}{50\ cm \cdot 15\ cm} = 5.05\ \frac{kg}{cm^2} > \tau = 2.87\ \frac{kg}{cm^2} \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

Nota: No obstante al resultado, se colocan 4 barras dobladas para absorber el esfuerzo de corte y los momentos negativos en los apoyos.

Apoyo B

Al escoger el diámetro y la separación de estribos se obtiene la siguiente tensión:

Diámetro: ø 10

Separación: 15 cm

Número de ramas: 2

$$\tau_B = \frac{A_{sB} \cdot \sigma_{sB} \cdot n}{b \cdot t} = \frac{0.79\ cm^2 \cdot 2400\ kg/cm^2 \cdot 2}{50\ cm \cdot 15\ cm} = 5.06\ \frac{kg}{cm^2}$$

Además de los estribos, se disponen a doblar barras para absorber el resto de las tensiones de corte. Entonces:

$$\tau_S = \tau_0 - \tau_B = 10.23\ \frac{kg}{cm^2} - 5.06\ \frac{kg}{cm^2} = 5.18\ \frac{kg}{cm^2}$$

Se deciden doblar 7 barras, por lo tanto el esfuerzo de corte que deben absorber esas barras será:

$$T_S = n_S \cdot \sigma_{ST} \cdot A_{bS} \cdot \sqrt{2} = 7 \cdot 2400 \cdot 4.91 \cdot \sqrt{2} = 116\ 655\ kg$$

Luego, la tensión de corte es:

$$\tau_S = \sqrt{\frac{116655\ kg \cdot 2 \cdot 9.83\ kg/cm^2}{50\ cm \cdot 1250\ cm}} = 6.05\ \frac{kg}{cm^2} > 5.18\ \frac{kg}{cm^2} \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

CAPITULO VI: CÁLCULO DE LA INFRASTRUCTURA

A. Apoyos

A.1. Reacciones

REACCIONES DE VINCULO [ton]		Externo		Interno	
		Max	Min	Max	Min
Con impacto	Carga Muerta	25.58		86.22	
	Aplanadora	10.88	-1.26	22.64	-1.34
	Multitud Compacta	14.79	-2.75	43.11	-2.51
	TOTAL	**51.25**	**21.57**	**151.97**	**82.37**
Sin impacto	Carga Muerta	25.58		86.22	
	Aplanadora	7.77	-0.90	16.17	-0.97
	Multitud Compacta	11.05	-2.05	32.20	-1.88
	TOTAL	**44.40**	**22.63**	**134.60**	**83.37**

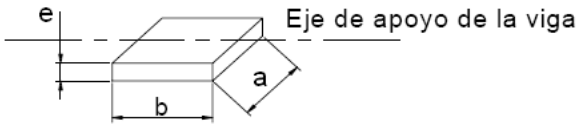
Nota: Los apoyos se calcularan con impacto, el resto de la subestructura sin impacto.

A.2. Predimensionado

Para las dimensiones de los apoyos se tiene como limitante principal para uno de sus lados, el ancho de la viga principal; por lo tanto si $b = b_{VP} = 50$ cm, la otra dimensión se obtiene adoptando una relación "r" entre ambos lados dentro de los siguientes límites:

r = b/a = 1.5 a 2.0 → Apoyos Pequeños

r = b/a = 2.5 a 3.0 → Apoyos Grandes



Entonces:

	Apoyo Externo	Apoyo Interno
Reacción	$R_{A\,max} = 51.25$ ton	$R_{B\,max} = 151.97$ ton
Sección	$A_A = \frac{R_{A\,max}}{\sigma_{adm}} = \frac{51250}{100} = 512.50\ cm^2$	$A_B = \frac{R_{B\,max}}{\sigma_{adm}} = \frac{151970}{100} = 1519.7\ cm^2$
Lado b	$b = \frac{A_A}{a} = \frac{512.50}{50} = 10.25\ cm$	$b = \frac{A_A}{a} = \frac{1519.7}{50} = 30.39\ cm$
Lado b adoptado	b = 20 cm	b = 30 cm
Relación de lados	$r_a = \frac{a}{b} = \frac{50}{20} = 2.50$	$r_a = \frac{a}{b} = \frac{50}{30} = 1.67$
Área adoptada	$A_{adop}^{A} = 50\ cm \cdot 20\ cm = 1000\ cm^2$	$A_{adop}^{B} = 50\ cm \cdot 30\ cm = 1500\ cm^2$

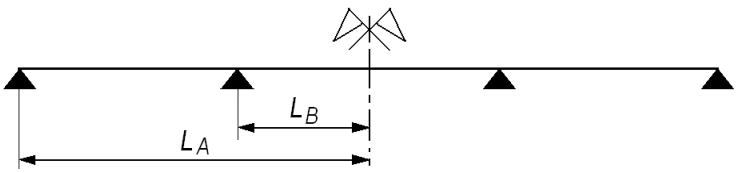
A.3. Deformaciones

Considerando que todos serán apoyos de neopreno las longitudes de dilatación serán:

$L_A = 32.5$ m

$L_B = 12.5$ m

Ancho de calzada: $a_c = 8.50$ m



A.3.1. Sentido longitudinal

Deformación por temperatura

La deformación por temperatura se calcula a partir de la siguiente expresión:

$$\Delta l_1 = C \cdot t_1 \cdot L$$

Donde: C = Coeficiente de dilatación del hormigón armado se tomará igual a 1×10^{-5} 1/Cº.

t_1 = Variaciones de temperaturas diarias, de acuerdo a la región. En este caso es 20ºC (según CIRCOC)

L = Longitud del tramo, o tramos, cargados.

Apoyo interno: $\Delta L_l^{T,int} = 10^{-5} \frac{1}{ºC} \cdot 20º\ C \cdot 1250\ cm = 0.25\ cm$

Apoyo externo: $\Delta L_l^{T,ext} = 10^{-5} \frac{1}{ºC} \cdot 20º\ C \cdot 3250\ cm = 0.65\ cm$

Deformación por retracción por fragüe

La deformación por retracción por fragüe se calcula a partir de la siguiente expresión:

$$\Delta l_2 = C \cdot L$$

Donde: C =Coeficiente de retracción del hormigón armado se tomará igual a 2.5 x 10^{-4} (según DNV)

L = Longitud del tramo, o tramos, cargados.

Apoyo interno: $\Delta L_l^{r,int} = 2.5^{-4} \cdot 1250\ cm = 0.31\ cm$

Apoyo externo: $\Delta L_l^{r,ext} = 2.5^{-4} \cdot 3250\ cm = 0.81\ cm$

Deformación por fluencia lenta

Las deformaciones por fluencia lenta no se tienen en cuenta para el cálculo.

A.3.2. Sentido transversal

Deformación por temperatura

$$\Delta l_t^T = C \cdot t_1 \cdot a_c = 10^{-5} \frac{1}{ºC} \cdot 20º\ C \cdot 850\ cm = 0.17\ cm$$

Deformación por retracción por fragüe

$$\Delta l_2 = C \cdot L = 2.5^{-4} \cdot 850\ cm = 0.21\ cm$$

Deformación por fluencia lenta

Las deformaciones por fluencia lenta no se tienen en cuenta para el cálculo.

A.3.3. Deformaciones totales

Longitudinal

Apoyo interno: $\Delta l_l^{int} = \Delta l_l^{T,int} + \Delta l_l^{r,int} = 0.25cm + 0.31\ cm = 0.56\ cm$

Apoyo externo: $\Delta l_l^{ext} = \Delta l_l^{T,ext} + \Delta l_l^{r,ext} = 0.65\ cm + 0.81\ cm = 1.46\ cm$

Transversal

$$\Delta l_t = \Delta l_t^T + \Delta l_t^r = 0.17\ cm + 0.21cm = 0.38\ cm$$

A.3.4. Resumen de deformaciones

SENTIDO		DEFORMACIONES [cm]			
		Temperatura	**Retracción por fragüe**	**Fluencia lenta**	**TOTAL**
Longitudinal	**Apoyo Interno**	0.25	0.31	No se tienen en cuenta	**0.56**
	Apoyo Externo	0.65	0.81		**1.46**
Transversal		0.17	0.21		**0.38**

A.4. Cálculo del número de placas

Se adopta un espesor de placa de: e_{pn} = 0.8 cm.

Luego: $n \geq C_1 \cdot \Delta l_{Tot}$ [cm]

Entonces:

Apoyo interno: $n_{pn} \geq C_1 \cdot \Delta l_l^{int} = 2 \cdot 0.56 \text{ cm} = 1.13 \rightarrow$ Se adopta: $n_{pn}^{int} = 4$

Apoyo externo: $n_{pn} \geq C_1 \cdot \Delta l_l^{ext} = 2 \cdot 1.46 \text{ cm} = 2.93 \rightarrow$ Se adopta: $n_{pn}^{ext} = 4$

Donde: C_1 se lo obtiene a partir de la siguiente tabla:

	G´ = 6.5 kg/cm^2		G´= 8.0 kg/cm^2	
	e = 0.8 cm	e = 1.0 cm	e = 0.8 cm	e = 1.0 cm
C_1 [1/cm]	1.79	1.43	2.00	1.60

A.5. Cálculo de las fuerzas horizontales

Para el cálculo de la fuerza horizontal transversal se considera:

Sismo + deformación por temperatura, retracción por fragüe y fluencia lenta

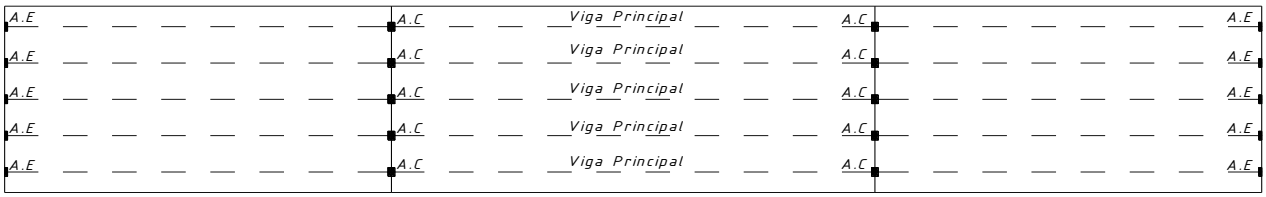
No se considera la acción simultánea de sismo y viento.

Este último por ser menor que la influencia del primero no se toma como estado para verificar.

Tanto la fuerza sísmica como la de frenado se distribuyen entre los apoyos de la superestructura, en forma proporcional a la superficie de corte, o sea a la superficie de los apoyos.

A.5.1. Distribución de fuerzas horizontales en apoyos de neopreno

Los esfuerzos horizontales tanto en los apoyos externos e internos se calculan de acuerdo con su superficie como se muestra a continuación:



Área total de los apoyos: $A_{ap}^{t} = 10 \cdot A_{ap}^{int} + 10 \cdot A_{ap}^{ext} = 25000 \text{ cm}^2$

El esfuerzo en un apoyo se calculo como: $H_i = F \cdot \frac{A_i}{\sum A_i}$

Donde: H_i es el esfuerzo en un apoyo.

F es la fuerza resultante total en la superestructura.

A_i es el área del apoyo en consideración donde actúa H_i.

Entonces, se tendrá que hacer dos cálculos, uno apoyo externo y otro para apoyo interno, tanto para las fuerzas sísmicas y de frenado

A.5.2. Fuerza sísmica horizontal en cada apoyo

Sentido longitudinal

Apoyo interno: $F_{SHL}^{ap,\,int} = F_{SHL} \cdot \frac{A_{ap,\,int}}{A_{ap}^{t}} = 64.905 \text{ ton} \cdot \frac{1500 \text{ cm}^2}{25000 \text{cm}^2} = 3.89 \text{ ton}$

Apoyo externo: $F_{SHL}^{ap,\,ext} = F_{SHL} \cdot \frac{A_{ap,\,ext}}{A_{ap}^{t}} = 64.905\ \text{ton} \cdot \frac{1000\ \text{cm}^2}{25000\ \text{cm}^2} = 2.60\ \text{ton}$

Sentido transversal

Apoyo interno: $F_{SHT}^{ap,\,int} = F_{SHT} \cdot \frac{A_{ap,\,int}}{A_{ap}^{t}} = 73.245\ \text{ton} \cdot \frac{1500\ \text{cm}^2}{25000\text{cm}^2} = 4.39\ \text{ton}$

Apoyo externo: $F_{SHT}^{ap,\,ext} = F_{SHT} \cdot \frac{A_{ap,\,ext}}{A_{ap}^{t}} = 73.245\ \text{ton} \cdot \frac{1000\ \text{cm}^2}{25000\ \text{cm}^2} = 2.93\ \text{ton}$

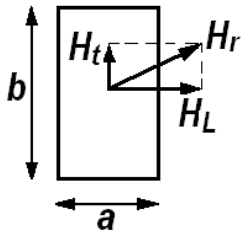
A.5.3. Fuerza de frenado en cada apoyo

Apoyo interno: $F_f^{ap,\,int} = F_f \cdot \frac{A_{ap,\,int}}{A_{ap}^{t}} = 13.26\ \text{ton} \cdot \frac{1500\ \text{cm}^2}{25000\text{cm}^2} = 0.79\ \text{ton}$

Apoyo externo: $F_f^{ap,\,ext} = F_f \cdot \frac{A_{ap,\,ext}}{A_{ap}^{t}} = 13.26\ \text{ton} \cdot \frac{1000\ \text{cm}^2}{25000\ \text{cm}^2} = 0.53\ \text{ton}$

A.5.4. Composición de fuerzas horizontales longitudinales y transversales

Una vez que se obtiene los esfuerzos en los apoyos individuales de neopreno se produce a componer las fuerzas horizontales, encontrando una resultante de las fuerzas longitudinales y transversales en cada apoyo, tanto para apoyos internos como externos.



Apoyos internos

a) Fuerza resultante longitudinal

$$H_l^{int} = F_f^{ap,\,int} + F_{SHL}^{ap,\,int} + \frac{G' \cdot A_{ap} \cdot \Delta l_l^{int}}{n_{pn} \cdot e_{pn}} = 0.79\ \text{ton} + 3.89\ \text{ton} + \frac{8\ \text{kg/cm}^2 \cdot 1500\text{cm}^2 \cdot 0.56\ \text{cm}}{4 \cdot 0.80\ \text{cm}} = 6.80\ \text{ton}$$

b) Fuerza resultante transversal

$$H_t^{int} = F_{SHT}^{ap,\,int} + \frac{G' \cdot A_{ap} \cdot \Delta l_t}{n_{pn} \cdot e_{pn}} = 4.39\ \text{ton} + \frac{8\ \text{kg/cm}^2 \cdot 1500\text{cm}^2 \cdot 0.38\ \text{cm}}{4 \cdot 0.80\ \text{cm}} = 5.83\ \text{ton}$$

c) Resultante

$$H_r^{int} = \sqrt{\left(H_l^{int}\right)^2 + \left(H_t^{int}\right)^2} = \sqrt{\left(6.80\ \text{ton}\right)^2 + \left(5.83\ \text{ton}\right)^2} = 8.96\ \text{ton}$$

Apoyos externos

a) Fuerza resultante longitudinal

$$H_l^{ext} = F_f^{ap,\,ext} + F_{SHL}^{ap,\,ext} + \frac{G' \cdot A_{ap} \cdot \Delta l_l^{ext}}{n_{pn} \cdot e_{pn}} = 0.53\ \text{ton} + 2.60\ \text{ton} + \frac{8\ \text{kg/cm}^2 \cdot 1000\text{cm}^2 \cdot 1.46\ \text{cm}}{4 \cdot 0.80\ \text{cm}} = 6.78\ \text{ton}$$

b) Fuerza resultante transversal

$$H_t^{ext} = F_{SHT}^{ap,\,ext} + \frac{G' \cdot A_{ap} \cdot \Delta l_t}{n_{pn} \cdot e_{pn}} = 2.93\ \text{ton} + \frac{8\ \text{kg/cm}^2 \cdot 1000\text{cm}^2 \cdot 0.38\ \text{cm}}{4 \cdot 0.80\ \text{cm}} = 3.88\ \text{ton}$$

c) Resultante

$$H_r^{ext} = \sqrt{\left(H_l^{ext}\right)^2 + \left(H_t^{ext}\right)^2} = \sqrt{\left(6.78\ \text{ton}\right)^2 + \left(3.88\ \text{ton}\right)^2} = 7.81\ \text{ton}$$

A.5.5. Resumen de la distribución de fuerzas horizontales

APOYO	FUERZAS [ton]							
	SISMICA		FRENADO	TEMP – RETR – FRAGÛE		COMPOSICIÓN		
	Long	Trans		Long	Trans	Long	Trans	Resultante
Interno	3.89	4.39	0.79	2.12	1.44	**6.80**	**5.83**	**8.96**
Externo	2.60	2.93	0.53	3.65	**0.95**	**6.78**	**3.88**	**7.81**

A.6. Verificaciones

A.6.1. Verificaciones de las dimensiones del apoyo

a) Apoyos externos

$$a_{ext,\,min} = \sqrt[3]{\frac{e_{pn} \cdot C_v \cdot V_{ext,\,max}}{r \cdot \tau_{Vadm}}} = \sqrt[3]{\frac{0.80\ \text{cm} \cdot 3.90 \cdot 51250\ \text{kg}}{2.50 \cdot 18\ \text{kg/cm}^2}} = 15.26\ \text{cm} < 20\ \text{cm} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

b) Apoyos internos

$$a_{ext,\,min} = \sqrt[3]{\frac{e_{pn} \cdot C_v \cdot V_{int,\,max}}{r \cdot \tau_{Vadm}}} = \sqrt[3]{\frac{0.80\ \text{cm} \cdot 4.37 \cdot 140960\ \text{kg}}{1.67 \cdot 18\ \text{kg/cm}^2}} = 25.42\ \text{cm} < 30\ \text{cm} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

Donde C_v se obtiene de la siguiente tabla:

r	1.5	2	2.5	3
C_V	4.53	4.05	3.9	3.75
C_e	1.7	1.45	1.35	1.25
C_M	0.0125	0.014	0.0145	0.015

A.6.2. Cálculo y verificación de las tensiones normales

	Apoyo Externo	Apoyo Interno
Máx	$\sigma^A_{max} = \frac{R_{A\,max}}{A_{ap.ext}} = \frac{51250\ \text{kg}}{1000\ \text{cm}^2} = 51.25\ \text{kg/cm}^2 < \sigma_{adm} = 100\ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma^B_{max} = \frac{R_{B\,max}}{A_{ap.int}} = \frac{151970\ \text{kg}}{1500\ \text{cm}^2} = 98.76\ \text{kg/cm}^2 < \sigma_{adm} = 100\ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
Mín	$\sigma^A_{min} = \frac{R_{A\,min}}{A_{ap.ext}} = \frac{21570\ \text{kg}}{1000\ \text{cm}^2} = 21.57\ \text{kg/cm}^2 > \sigma_{min,\,adm} = 20\ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma^B_{max} = \frac{R_{B\,min}}{A_{ap.int}} = \frac{82370\ \text{kg}}{1500\ \text{cm}^2} = 54.91\ \text{kg/cm}^2 > \sigma_{min,adm} = 20\ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

A.6.3. Cálculo y verificación de las tensiones tangenciales

A.6.3.1. Debido a Fuerzas Horizontales

a) Apoyos externos

$$\tau_{Hr}^{ext} = \frac{H_r^{ext}}{A_{ap,\,ext}} = \frac{7817.19\ \text{kg}}{1000\ \text{cm}^2} = 7\ \text{kg/cm}^2 = \tau_{H,\,adm} = 7\ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

b) Apoyos internos

$$\tau_{Hr}^{int} = \frac{H_r^{int}}{A_{ap,\,int}} = \frac{8960.00\ \text{kg}}{1500\ \text{cm}^2} = 5.97\ \text{kg/cm}^2 < \tau_{H,\,adm} = 7\ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

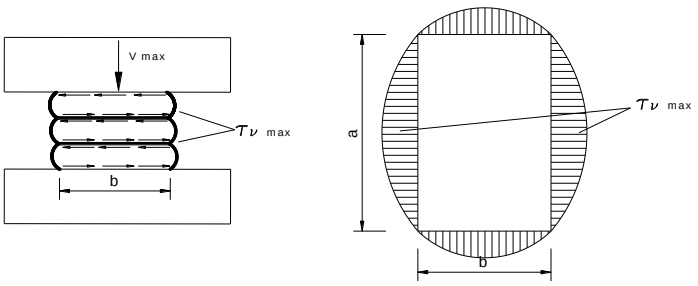
A.6.3.2. Debido a Fuerzas Verticales Máximas

a) Apoyos externos

$$\tau_{Vext,\,max} = \frac{C_V \cdot e_{pn} \cdot V_{ext,\,max}}{b \cdot a^2} = \frac{3.9 \cdot 0.8\ \text{cm} \cdot 51250\ \text{kg}}{50 \cdot (20\ \text{cm})^2} = 8\ \text{kg/cm}^2 < \tau_{V,\,adm} = 18\ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

b) Apoyos internos

$$\tau_{Vint,\,max} = \frac{C_V \cdot e_{pn} \cdot V_{ext,\,max}}{b \cdot a^2} = \frac{4.37 \cdot 0.8\ \text{cm} \cdot 151970\ \text{kg}}{50 \cdot (30\ \text{cm})^2} = 11.80\ \text{kg/cm}^2 < \tau_{V,\,adm} = 18\ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{VERIFICA}$$



A.6.3.3. Debido al Giro del Apoyo

a) Apoyos externos

$$\tau_{\alpha_{ext,\,max}} = \frac{G' \cdot \alpha_{min} \cdot a^2}{2 \cdot n_{pn} \cdot e_{pn}^2} = \frac{8\ \text{kg/cm}^2 \cdot 0.003 \cdot (20\text{cm})^2}{2 \cdot 4 \cdot (0.80\ \text{cm})^2} = 1.88\ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

b) Apoyos internos

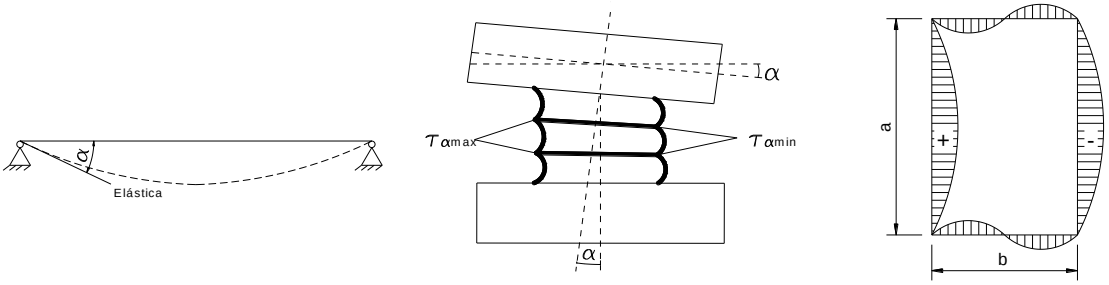
$$\tau_{\alpha_{int,\,max}} = \frac{G' \cdot \alpha_{min} \cdot a^2}{2 \cdot n_{pn} \cdot e_{pn}^2} = \frac{8\ \text{kg/cm}^2 \cdot 0.003 \cdot (30\text{cm})^2}{2 \cdot 4 \cdot (0.80\ \text{cm})^2} = 4.22\ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Donde: α_{min} = Giro total del apoyo. Cuando no se lo calcula se adopta el mínimo

0.003 rad → Para puentes hormigonado in situ.

0.005 rad → Para puentes de vigas prefabricadas de hormigón.

0.010 rad → Para puentes de vigas de acero.



Luego, se debe verificar que: $\tau_{V_{max}} + \tau_{\alpha_{max}} \leq \tau_{V,\alpha,adm} = 21 \frac{kg}{cm^2}$

a) Apoyos externos

$$\tau_{V_{ext.max}} + \tau_{\alpha_{ext.max}} = 8 \frac{kg}{cm^2} + 1.88 \frac{kg}{cm^2} = 9.88 \frac{kg}{cm^2} \rightarrow \quad \text{VERIF ICA}$$

a) Apoyos internos

$$\tau_{V_{int.max}} + \tau_{\alpha_{int.max}} = 10.95 \frac{kg}{cm^2} + 4.22 \frac{kg}{cm^2} = 15.17 \frac{kg}{cm^2} \rightarrow \quad \text{VERIF ICA}$$

A.6.3.4. Debido a Fuerzas Verticales Mínimas

a) Apoyos externos

$$\tau_{Vext,\ min} = \frac{C_V \cdot e_{pn} \cdot V_{ext,min}}{b \cdot a^2} = \frac{3.9 \cdot 0.8\ cm \cdot 21570\ kg}{50 \cdot (20\ cm)^2} = 3.36\ kg/cm^2 > \tau_{\alpha,ext.max} = 1.88 \frac{kg}{cm^2} \rightarrow \quad \text{VERIF ICA}$$

b) Apoyos internos

$$\tau_{Vint,\ min} = \frac{C_V \cdot e_{pn} \cdot V_{int,min}}{b \cdot a^2} = \frac{4.37 \cdot 0.8\ cm \cdot 82370\ kg}{50 \cdot (30\ cm)^2} = 6.39\ kg/cm^2 > \tau_{\alpha,int.max} = 4.22 \frac{kg}{cm^2} \rightarrow \quad \text{VERIF ICA}$$

A.6.4. Cálculo y verificación de las deformaciones horizontales

Se debe verificar estas deformaciones por estabilidad del apoyo, proporcionando un adecuado funcionamiento y evitando excesivas deformaciones en los bordes

Se verifica el estado: **Sismo + fuerza de frenado**. Por ser el sismo de mayor influencia que el viento.

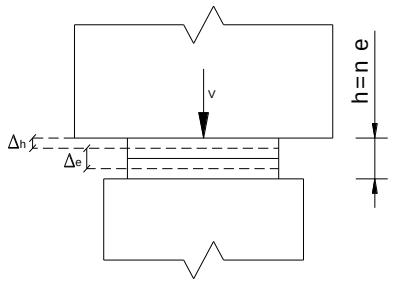
Se debe verificar lo siguiente:

- ✓ Instantáneas: $\Delta l^i \leq \Delta l^i_{adm} = 0.5$ cm
- ✓ Lentas: $\Delta l^l \leq \Delta l^l_{adm} = 0.7 \cdot n_{pn} \cdot e_{pn} = 0.7 \cdot 4 \cdot 0.80$ cm $= 2.24$ cm
- ✓ Resultante: $\Delta l^t \leq \Delta l^r_{adm} = n_{pn} \cdot e_{pn} = 4 \cdot 0.80$ cm $= 3.20$ cm

	Dirección	Apoyo Externo	Apoyo Interno
Instantánea	**Long.**	$\Delta l^i_{l\,ext} = \frac{(F_f^{ext} + F_{SHL}^{ext}) \cdot n_{pn} \cdot e_{pn}}{A_{ap}^{ext} \cdot G} = 0.50\ cm$	$\Delta l^i_{l\,int} = \frac{(F_f^{int} + F_{SHL}^{int}) \cdot n_{pn} \cdot e_{pn}}{A_{ap}^{int} \cdot G} = 0.50\ cm$
	Trans.	$\Delta l^i_{t\,ext} = \frac{F_{SHT}^{ext} \cdot n_{pn} \cdot e_{pn}}{A_{ap}^{ext} \cdot G} = 0.50\ cm$	$\Delta l^i_{t\,int} = \frac{F_{SHT}^{int} \cdot n_{pn} \cdot e_{pn}}{A_{ap}^{int} \cdot G} = 0.50\ cm$
Lenta	**Long.**	$\Delta l^l_{l\,ext} = 1.46\ cm$	$\Delta l^l_{l\,int} = 0.56\ cm$
	Trans.	$\Delta l^l_{t\,ext} = 0.38\ cm$	$\Delta l^l_{t\,int} = 0.38\ cm$
Resultante	**Long.**	$\Delta l^t_{l\,ext} = \Delta l^i_{l\,ext} + \Delta l^l_{l\,ext} = 0.50\ cm + 2.24\ cm = 2.87\ cm$	$\Delta l^t_{l\,in} = \Delta l^i_{l\,int} + \Delta l^l_{l\,int} = 0.50\ cm + 2.24\ cm = 2.87\ cm$

A.6.5. Cálculo y verificación de las deformaciones verticales

Se debe verificar que: $\Delta h \leq \Delta h_{adm} = 0.15 \cdot h = 0.15 \cdot n_{np} \cdot e_{np} = 0.15 \cdot 4 \cdot 0.80$ cm = 0.48 cm



a) Apoyos externos

$$\Delta h_{ext} = n_{pn} \cdot c_e \left(\frac{\sigma_{ext,\,g}}{G'} + \frac{\sigma_{ext,\,P}}{G} \right) \cdot \frac{e^3}{a^2} = 4 \cdot 1.45 \cdot \left(\frac{25.58}{8} + \frac{25.67}{16} \right) \frac{(0.80cm)^3}{(20cm)^2} = 0.04cm \quad \rightarrow \quad \text{VERIFICA}$$

Donde: $C_e = 1.45$ (se obtiene de tabla)

$$\sigma_{ext,\,g} = \frac{V_{ext,\,g}}{A_{ap}} = \frac{25580\ kg}{1000\ cm^2} = 21.58\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{ext,\,P} = \frac{V_{ext}^{max}}{A_{ap}} - \sigma_{ext,\,g} = \frac{51250\ kg}{1000\ cm^2} - 21.58\ \frac{kg}{cm^2} = 25.67\ \frac{kg}{cm^2}$$

b) Apoyos internos

$$\Delta h_{int} = n_{pn} \cdot c_e \left(\frac{\sigma_{int,\,g}}{G'} + \frac{\sigma_{int,\,P}}{G} \right) \cdot \frac{e^3}{a^2} = 4 \cdot 1.64 \cdot \left(\frac{57.48}{8} + \frac{43.83}{16} \right) \frac{(0.80cm)^3}{(30cm)^2} = 0.03\ cm \quad \rightarrow \quad \text{VERIFICA}$$

Donde: $C_e = 1.64$ (se obtiene de tabla)

$$\sigma_{ext,\,g} = \frac{V_{int,\,g}}{A_{ap}} = \frac{86220\ kg}{1500\ cm^2} = 57.48\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{int,\,P} = \frac{V_{int}^{max}}{A_{ap}} - \sigma_{int,\,g} = \frac{151970\ kg}{1500\ cm^2} - 57.48\ \frac{kg}{cm^2} = 43.83\ \frac{kg}{cm^2}$$

A.6.6. Condiciones de deslizamiento

Se debe evitar el corrimiento (para cargas lentas, variación de temperatura, retracción, fluencia) para evitar la fatiga del neopreno y asegurar su durabilidad.

$$\frac{H_r}{V_{min}} = \mu \begin{cases} \leq 0{,}2 & \text{para placas no pegadas} \\ 0{,}2 < \mu \leq 0{,}7 & \text{para placas Vulcanizadas o pegadas con rexina epoxi} \\ > 0{,}7 & \text{para placas ancladas} \end{cases}$$

a) Apoyos externos

$$\mu = \frac{H_r^{ext}}{V_{ext.\,min}} = \frac{7817.19}{21570} = 0.36 \quad \rightarrow \quad \text{Se emplea placas vulcanizadas o pegadas con rexina epoxi}$$

b) Apoyos internos

$$\mu = \frac{H_r^{int}}{V_{int\ min}} = \frac{8955.91}{82370} = 0.10 \rightarrow \text{Se emplea placas no pegadas}$$

A.6.7. Condiciones de estabilidad

Se debe verificar lo siguiente:

a) Apoyos externos

$$n_{pn}^{ext} = 4 \leq 0.2 \cdot \frac{a}{e_{pn}} = 0.2 \cdot \frac{20\ cm}{0.80\ cm} = 5 \rightarrow \text{VERIFICA}$$

b) Apoyos internos

$$n_{pn}^{int} = 4 \leq 0.2 \cdot \frac{a}{e_{pn}} = 0.2 \cdot \frac{30\ cm}{0.80\ cm} = 7.5 \rightarrow \text{VERIFICA}$$

A.7. Anclajes antisísmicos

Para el cálculo del anclaje sísmico se utiliza la fuerza sísmica máxima total actuante sobre la superestructura y se la divide entre el número de anclajes a colocar, así se obtiene:

Fuerza sísmica horizontal longitudinal: F_{SHL} = 64.905 ton

Fuerza sísmica horizontal transversal: *F_{SHT} = 73.245 ton*

La cantidad de anclajes a colocar será: $N_{anc} = 3$

Fuerzas para el cálculo de anclajes

Se distribuye la fuerza entre las pilas y estribos, es decir, entre 4 apoyos.

$$F_t = \frac{F_{SHT} + 0.3 \cdot F_{SHL}}{4} = \frac{64.905\ ton + 0.3 \cdot 73.245\ ton}{4} = 21.72\ ton$$

Fuerza para cada anclaje

$$F = \frac{F_t \cdot 1.50}{N_{an}} = \frac{21.72\ ton \cdot 1.50}{3} = 10.86\ ton$$

Nota: La sección necesaria se obtiene incrementando en un 50 % la fuerza sísmica, para cada anclaje.

Entonces:

$$A_{S\ anc} = \frac{F}{\tau_{Sadm}} = \frac{10860\ kg}{1000\ \frac{kg}{cm^2}} = 10.86\ cm^2$$

Por lo tanto, se adopta:

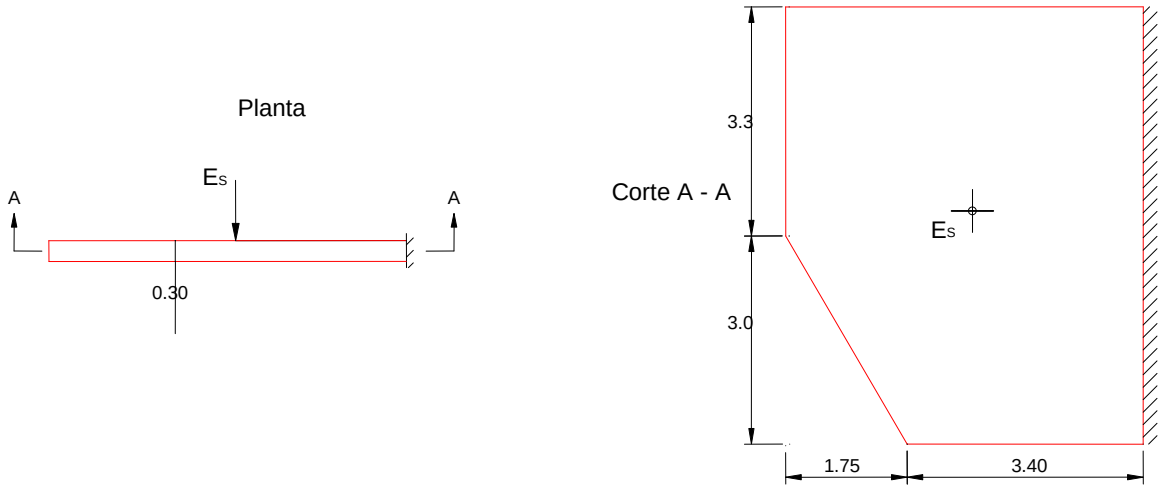
$A_{S\ anc}$ = Ø 40 → Acero liso

Longitud de anclaje = 20 · Ø = 20 · 4 cm = 80 cm

B. Estribos

B.1. Pantalla lateral

B.1.1. Esquema de cálculo



B.1.2. Determinación del centro de gravedad

En primer lugar se debe determinar el punto de aplicación del peso propio, para ello determinamos el área y los momentos estáticos respecto a los ejes "X" e "Y".

Área: $A_1 = \left(5.00\ m \cdot 6.3\ m\right) - \left(\frac{1}{2} \cdot 3.0\ m \cdot 1.75\ m\right) = 28.88\ m^2$

Momentos Estáticos:

$$S_{XX} = 5.00\ m \cdot \left(\frac{6.3\ m}{2}\right)^2 - \frac{1.75\ m \cdot \left(3.0\ m\right)^2}{2 \cdot 3} = 96.60\ m^3$$

$$S_{YY} = 5.00\ m \cdot 6.3\ m \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 5.00\ m + 0.15\ m\right) - \frac{3.0\ m \cdot 1.75\ m}{2} \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot 1.75\ m + 3.40\ m\right) = 71.47\ m^3$$

Coordenadas:

$$X_G = \frac{S_{YY}}{A_1} = \frac{71.47\ m^3}{28.88\ m^2} = 2.48\ m$$

$$Y_G = \frac{S_{XX}}{A_1} = \frac{96.60\ m^3}{28.88\ m^2} = 3.35\ m$$

B.1.3. Estados de Cargas

Empuje de suelos

Para determinar el empuje se aplica la siguiente expresión:

$$E = \gamma_{Suelo} \cdot H \cdot tg^2\left(45^o - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Donde: φ = Ángulo de fricción interna del suelo = 30º

γ_{Suelo} = Peso específico del suelo = 1.7 ton/m^3

Entonces:

Para: H = 6.30 m $\rightarrow$ $E_f = 1.7 \cdot 6.30 \cdot tg^2\left(45^o - \frac{30^o}{2}\right) = 3.57 \ ton/m^2$

A continuación, se calcula el empuje en el centro de gravedad de la pantalla lateral:

Para: H = 6.3 - 3.35 =2.95 m $\rightarrow$ $E_G = 1.7 \cdot 2.95 \cdot tg^2\left(45^o - \frac{30^o}{2}\right) = 1.674 \ ton/m^2$

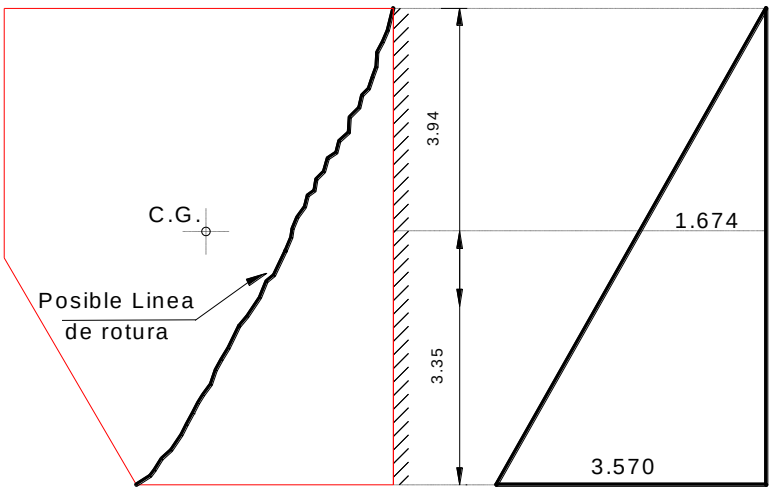
Por lo tanto:

$$E.L. = E_G \cdot A_1 = 1.674 \ \frac{ton}{m^2} \cdot 28.88 \ m^2 = 48.34 \ ton$$

$$M_{E.L.} = E \cdot L \cdot x_G = 47.72 \ ton \cdot 2.48 \ m = 119.66 \ tonm$$

Considerando el trabajo a flexión vertical producido por el empotramiento del borde inferior de la pantalla en el cabezal, se disminuye en un 20% el valor encontrado. Se obtiene entonces:

$$M_C = 0.8 \cdot M_{E.L.} = 0.80 \cdot 119.66 \ tonm = 95.73 \ tonm$$



B.1.4. Dimensionado

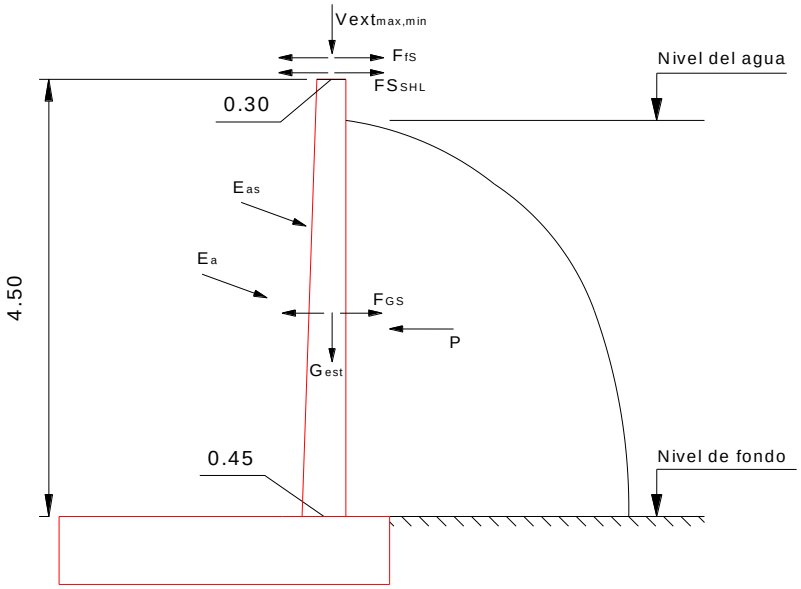
$$K_h = \frac{h}{\sqrt{\frac{M_{E.L}}{B}}} = \frac{28 \ cm}{\sqrt{\frac{957.3 \ KNm}{6.3 \ m}}} = 2.27 \quad \rightarrow \quad k_s = 4.7$$

$$A_S\left[\frac{cm^2}{m}\right] = K_S \cdot \frac{M_{E.L}\left[KNm\right]}{h\left[m\right]} = 4.7 \cdot \frac{957.3 \ KNm}{28 \ cm \cdot 6.3 \ m} = 31.88 \ \frac{cm^2}{m} \quad \rightarrow \quad \text{Se adopta} : \phi 20 \ c/10.0 \ cm$$

$$A_{S\,rep} = 0.20 \cdot A_S = 0.20 \cdot 31.88 = 6.38 \ cm^2/m \quad \rightarrow \quad \text{Se adopta} : \phi 10 \ c/12 \ cm$$

B.2. Pantalla frontal

B.2.1. Esquema de cálculo



B.2.2. Determinación del centro de gravedad

En primer lugar se debe determinar el punto de aplicación del peso propio, para ello determina el área y el momentos estático respecto al eje "X".

Área: $A = \left(4.50\ m \cdot 0.45\ m - \left(\frac{1}{2} \cdot 0.15\ m \cdot 4.50\ m \right) \right) = 1.69\ m^2$

Momento Estático:

$$S_{xx} = (4.5\ m \cdot 0.30\ m) \cdot \left(\frac{4.5\ m}{2} \right)^2 + \frac{0.15\ m \cdot 4.50\ m}{2} \cdot \frac{1}{3} \cdot 4.50\ m = 3.54\ m^3$$

Coordenadas:

$$y_G = \frac{S_{xx}}{A_1} = \frac{3.54\ m^3}{1.69\ m} = 2.1\ m$$

B.2.3. Estados de cargas

B.2.3.1. Peso propio

$G = A \cdot \gamma_{H^o} \cdot (a_c + 2 \cdot a_v) = 1.69\ m^2 \cdot 2.5\ ton/m^3 \cdot (8.50\ m + 2 \cdot 1.20\ m) = 45.98\ ton$

B.2.3.2. Reacciones de la superestructura

$V_{ext,max} = 44.40\ ton$

$V_{int,max} = 22.63\ ton$

B.2.3.3. Fuerzas de frenado

Para el apoyo externo la fuerza de frenado en cada apoyo de neopreno es: $F_F^{ap,ext} = 0.53$ ton.

Por lo tanto, la fuerza que actúa en el estribo será igual a esta fueza por la cantidad de apoyos que contiene el estribo:

$$F_f^S = F_F^{ap,\ ext} \cdot N_{ap}^{\circ} = 0.53\ ton \cdot 5 = 2.65\ ton$$

B.2.3.4. Fuerzas sísmicas a considerar

a) Las fuerzas sísmicas transmitidas por la superestructura

Estas se determinan, de manera idéntica a la fuerza de frenado

Dirección longitudinal: $F_{SHL}^{S} = F_{SHL}^{ap,\ ext} \cdot N_{ap}^{VC} = 2.60\ \text{ton} \cdot 5 = 13\ \text{ton}$

Dirección transversal: $F_{SHT}^{S} = F_{SHT}^{ap,\ ext} \cdot N_{ap}^{VC} = 2.93\ \text{ton} \cdot 5 = 14.6\ \text{ton}$

b) Las fuerzas debida a la inercia de su propia masa

Se calcula mediante la fórmula:

$$F_G^S = G \cdot C = G \cdot 2 \cdot C_0 = 45.98\ \text{ton} \cdot 2 \cdot 0.025 = 2.30\ \text{ton}$$

Donde: C_0: Coeficiente sísmico zonal, ver ANEXO I - Fig. 2 y Tabla Nº 2) = 0.025

c) El incremento del empuje de suelos originado por la acción sísmica

El empuje activo total del suelo durante el sismo (ver ANEXO I - Fig. 11), se determina por la formula siguiente:

$$E_{as} = E_a + \Delta E_{as} = (1 - C_V) \cdot \left[q \cdot H \cdot \frac{\cos\alpha}{\cos(\alpha - \beta)} + \gamma_{Suelo} \cdot \frac{H^2}{2} \right] \cdot K_{as} = 12.21\ \text{ton/m}$$

Donde:

E_{as} = Empuje activo total del suelo durante el sismo (ton/m)

E_a = Empuje activo estático, resultante del diagrama de presiones que ejerce el suelo sobre el muro. Se obtiene como caso particular de E_{as} sustituyendo en la fórmula $C = C_V = 0$.

$$E_a = \left[q \cdot H \cdot \frac{\cos\alpha}{\cos(\alpha - \beta)} + \gamma_{Suelo} \cdot \frac{H^2}{2} \right] \cdot K_{as} = 12.38\ \text{ton/m}$$

ΔE_{as} = Incremento del empuje activo originado por la acción sísmica. Se obtiene como diferencia entre E_{as} y E_a.

γ_{suelo}= Peso específico del suelo (ton/m^2).

H = Altura del relleno medida desde la superficie de fundación del muro (m).

q = Intensidad de la sobrecarga uniformemente distribuida sobre la superficie del suelo (ton/m^2). En este caso no se adopta el valor nulo

K_{as} = Coeficiente que se obtiene de la siguiente manera:

$$K_{as} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos\theta \cdot \cos^2\alpha \cdot \cos(\delta + \alpha + \theta)} \cdot \frac{1}{\left\{ 1 + \left[\frac{\operatorname{sen}(\phi + \delta) \operatorname{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \alpha + \theta) \cos(\alpha - \beta)} \right]^{1/2} \right\}^2} = 0.37$$

Con:

C_V = Coeficiente sísmico vertical: $0.5 \cdot 2 \cdot C_0 = 0.025$

ϕ = Angulo de fricción interna del suelo. En este caso: ϕ = 30º

β = Angulo que forma la superficie del relleno con la horizontal. En este caso: β = 0º

α = Angulo que forma el paramento posterior de muro con la vertical. En este caso: α = 4.65º

δ = Angulo de fricción entre el paramento posterior del muro y el relleno. En este caso: δ = 20º

$$\theta = \text{arc tg}\left(\frac{C}{1 - C_V} \right) = \text{arc tg}\left(\frac{0.050}{1 - 0.025} \right) = 2.94^{\circ}$$

Si ϕ, β, μ, θ, es negativo, se adopta el valor cero.

d) Las fuerzas hidrostáticas originadas por la acción sísmica

Las fuerzas hidrodinámicas de origen sísmico actuantes sobre la parte sumergida de las pilas y estribos, se calcularan mediante la siguiente expresión:

$$P = k \cdot C \cdot Q_a = 0.730 \cdot 0.063 \cdot 1.27 \text{ ton} = 0.06 \text{ ton}$$

Donde:

k = Coeficiente que depende de la relación H/R (ver ANEXO I - Tabla Nº 15).

$$\frac{H}{R} = \frac{4.50 \text{ m}}{0.30 \text{ m}} = 15 \quad \rightarrow \quad k = 0.730$$

Radio del cilindro envolvente: R = 0.30 m (ver ANEXO I – Fig. 9)

C = Coeficiente sísmico

Q_a: Peso de la masa de agua contenida en el cilindro envolvente

$Q_a = \pi \cdot R^2 \cdot H \cdot \gamma_W = 1.27$ ton

La fuerza P es la resultante del diagrama de presiones hidrodinámicas actuantes sobre la parte sumergida del elemento considerado de la infraestructura.

Punto de aplicación del empuje hidrodinámico (Ver ANEXO I – Fig. 10)

$y = \delta_B \cdot H = 0.4286 \cdot 4.50 \text{ m} = 1.93 \text{ m}$

Con: $\delta_B = 0.4286 \rightarrow$ para $\alpha_i = 1$ (ver ANEXO I – Tabla Nº 16).

B.2.3.5. Acción lateral del viento

Estas se determinan, de manera idéntica a la fuerza de frenado:

$$W^S = \frac{W \cdot A_{ap}^{ext}}{A_{ap}^{t}} \cdot N_{ap}^{VC} = \frac{36.08 \text{ ton} \cdot 1000 \text{cm}^2}{25000 \text{ cm}^2} \cdot 5 = 7.22 \text{ ton}$$

<u>Nota:</u> Por ser mayor el efecto del sismo no se toma en cuenta el efecto del viento

B.2.4. Combinaciones de carga

<u>Estado I</u>

Se considera la reacción en apoyos de la superestructura y peso del estribo.

El momento de vuelco en la base del estribo se debe al empuje estático del suelo.

$N_I = V_{ext,max}^S + G_{est}$

$M_I = E_a \cdot y_G$

<u>Estado II</u>

Se considera la reacción en apoyos de la superestructura y peso del estribo.

El momento de vuelco en la base del estribo se debe a la fuerza de frenado, fuerza sísmica (transmitidas por la superestructura, debido a la inercia de la masa del estribo, debido al incremento del empuje de suelos y debido a las fuerzas hidrostáticas).

Debido a que los esfuerzos obtenidos de las fuerzas sísmicas se encuentran en estado último, para llevarlos al estado de servicio, se las divide por 1.75.

$N_{II} = V_{ext,min}^S + G_{est}$

$$M_{II} = F^S{}_f \cdot H + + \frac{F^S{}_{SHL} \cdot H + F^S{}_G \cdot y_G + E_{as} \cdot 2/3 \cdot H + P \cdot y}{1.75}$$

B.2.5. Dimensionado

Estado I

$$N_I = V_{extmax}^{S} + G_{est} = 44.4\ ton + 45.98\ ton = 90.38\ ton$$

$$M_I = E_a \cdot y_G = \left(12.36\ ton/m \cdot 10.9\ m\right) \cdot 2.1\,m = 282.99\ tonm$$

$$M^C_I = M_I + N_I \cdot e = 282.99 + 90.38 \cdot 0.075 = 289.77\ tonm$$

Estado II

$$N_{II} = V_{extmin}^{S} + G_{est} = 22.63\ ton + 45.98\ ton = 68.61\ ton$$

$$M_{II} = F^S_f \cdot H + + \frac{F^S_{SHL} \cdot H + F^S_G \cdot y_G + E_{as} \cdot 2/3 \cdot H + P \cdot y}{1.75} =$$

$$2.65\ ton \cdot 4.5\ m + \frac{13\ ton \cdot 4.5\ m + 2.3\ ton \cdot 2.91\ m + 12.21\ ton \cdot \frac{2}{3} \cdot 4.5\ m + 0.06\ ton \cdot 1.93\ m}{1.75} = 276.30\ tonm$$

$$M^C_{II} = M_{II} + N_{II} \cdot e = 276.30 + 68.61 \cdot 0.075 = 281.45\ tonm$$

Nota: Se dimensiona con los esfuerzos que se obtienen en el Estado I, debido a que estos son más grandes que los que se obtienen en el Estado II.

$$K_h = \frac{h\ [m]}{\sqrt{\frac{M_C\ [Nm]}{b\ [m]}}} \Rightarrow \text{De tabla}: k_s$$

$$A_{S1}\ [m^2] = K_S \cdot \frac{M_C\ [Nm]}{h\ [m]} + \frac{10 \cdot N\ [N]}{240\left[\frac{MN}{m^2}\right]}$$

$$A_{S1\,Sec}\ [m^2] = 0.2 \cdot A_{S1}$$

Donde: h = 42.5 cm

b = 10.90 m

Estado	II	Disposición
N [KN]	903.8	
M [KNm]	2829.9	
Mc [KNm]	2897.7	
K_h	2.60	
K_s	4.6	
A_{S1} [cm^2/m]	32.23	Ø25 c/15 (32.73 cm^2)
$A_{S1\,Sec}$ [cm^2/m]	6.45	Ø10 c/12.5 (6.28 cm^2)
A_{S2} (en otra cara) [cm^2/m] se adopta		Ø10 c/20
A_{S2} [cm^2/m] se adopta		Ø6 c/ 20

B.2.6. Verificaciones

Los coeficientes de seguridad que se adopten para la verificación de la estabilidad del muro, tanto al vuelco como al deslizamiento, serán mayores o iguales a 1.5 cuando se consideren superpuestos el empuje estático y el incremento por sismo.

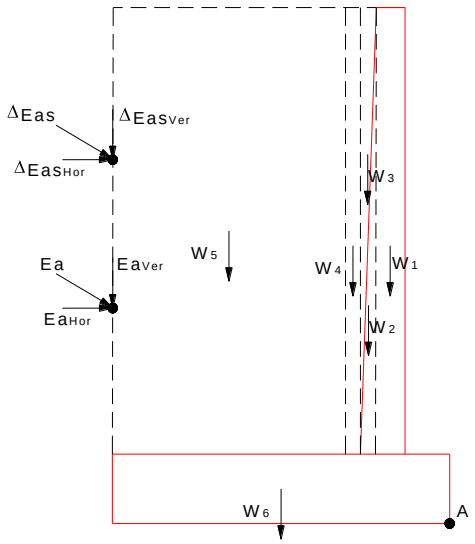
B.2.6.1. Verificación al vuelco

Se verifica tomando momentos respecto del punto A:

✓ Momento Volcador:

$M_V^A = Ea_{Hor} \cdot y_G + \Delta Ea_{Hor} \cdot 2/3\ H = Ea \cdot \cos(\delta) \cdot y_G + \Delta Ea \cdot \cos(\delta) \cdot 2/3H = 265.92$ tonm + 4.75 tonm = 270.67 tonm

✓ Momento Resistente:



	Área [m²]	Peso [ton]	X_i [m]	$W_i X_i$ [tonm]
W1	1.35	36.79	0.60	22.07
W2	1.52	41.39	0.65	26.90
W3	1.52	28.14	0.84	23.64
W4	0.68	12.51	0.98	12.20
W5	13.95	258.49	1.87	483.38
W6	2.80	76.30	2.00	152.60
$M_R^{Ea\ Ver}$ = Ea · sen(δ)· 4.00 m		96.79	4.00	387.15
$M_R^{Ea\ Ver}$ = ΔEa · sen(δ)· 4.00 m		1.73	4.00	6.91
TOTAL		**550.40**		**1114.86**

$$FS_{VOLTEO} = \frac{M_R^A}{M_V^A} = \frac{1114.86 \text{ tonm}}{270.67 \text{ tonm}} = 4.12 > 1.5 \rightarrow \text{VERIFICA}$$

B.2.6.2. Verificación al deslizamiento

Se verifica calculando la relación entre la suma de las fuerzas horizontales resistentes y la suma de fuerzas horizontales de empuje, expresando lo dicho, se tiene lo siguiente:

$$FS_{DESLIZAMIENTO} = \frac{\Sigma F_v \cdot tg(\delta) + S \cdot C_d}{\Sigma F_H}$$

Donde:

C_d = 0.5 C (C_d = Cohesión Hormigón – Suelo)

S = Superficie de la base

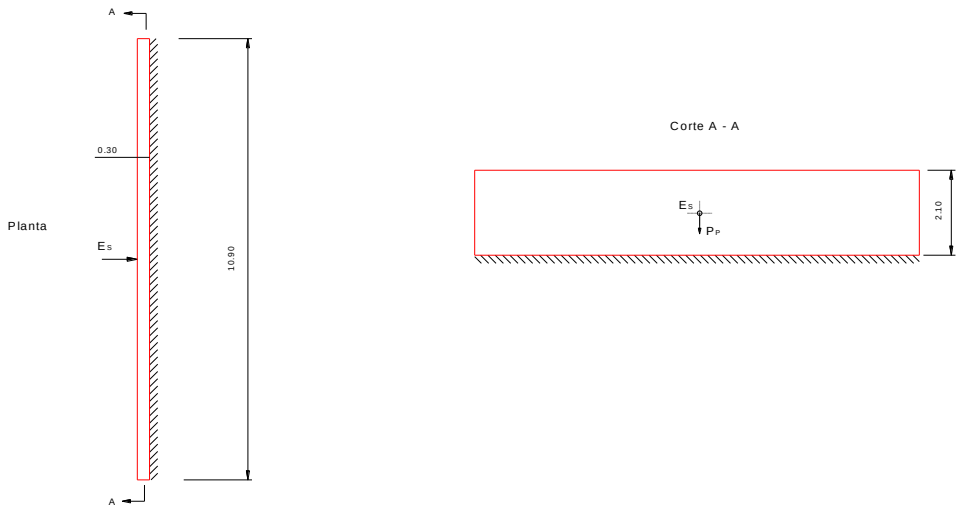
C = 0 cohesión del suelo (Arena)

tg (δ) = 2/3 tg(ϕ) = 0.38 (cohesión de rozamiento hormigón – suelo

$$FS_{DESLIZAMIENTO} = \frac{211.85 \text{ ton}}{136.44 \text{ ton}} = 1.55 > 1.5 \rightarrow \text{VERIFICA}$$

B.3. Espaldón

B.3.1. Esquema de cálculo



B.3.2. Determinación del centro de gravedad

Área: $A = 10.90\ m \cdot 2.1\,m = 22.89\ m^2$

Coordenadas:

$$x_G = \frac{10.9\ m}{2} = 5.45\ m$$

$$y_G = \frac{2.1\ m}{2} = 1.05\ m$$

B.3.3. Estados de cargas

Peso Propio

$$P_P = A \cdot espesor \cdot \gamma_{H1} = 22.89\ m^2 \cdot 0.30\ m \cdot 2.5\ ton/m^2 = 17.17\ ton$$

Empuje de suelos

Se calcula el empuje unitario al pie del espaldón:

Para: H = 2.1 m → $E = 1.7 \cdot tg^2\left(45^o - \frac{30^o}{2}\right) \cdot \frac{2.10^2}{2} = 1.25\ ton$

Por lo tanto: $M_{EL} = E \cdot y_G = 1.25\ ton \cdot 1.05\ m = 1.31\ tonm$

B.3.4. Dimensionado

Por ser pequeño el momento comparado con el peso propio, se dimensiona el espaldón a compresión.

Por lo tanto la armadura necesaria será:

$$A_S = -\frac{\gamma \cdot P_P}{\left(\frac{\beta_R}{tot\ \mu_0} + \sigma_{su}\right)} = \frac{2.1 \cdot 17170\ kg}{\frac{175\ \frac{kg}{cm^2}}{0.01} + 4200\ \frac{kg}{cm^2}} = 1.66\ cm^2$$

Donde: $\sigma_{su} = \beta_S$: Tensión en el acero para un acortamiento de -2‰ = 4200 kg/cm^2

Total cuantía geométrica mínima tot μ_0 = tot $\mu_{0,min}$ = 0.01

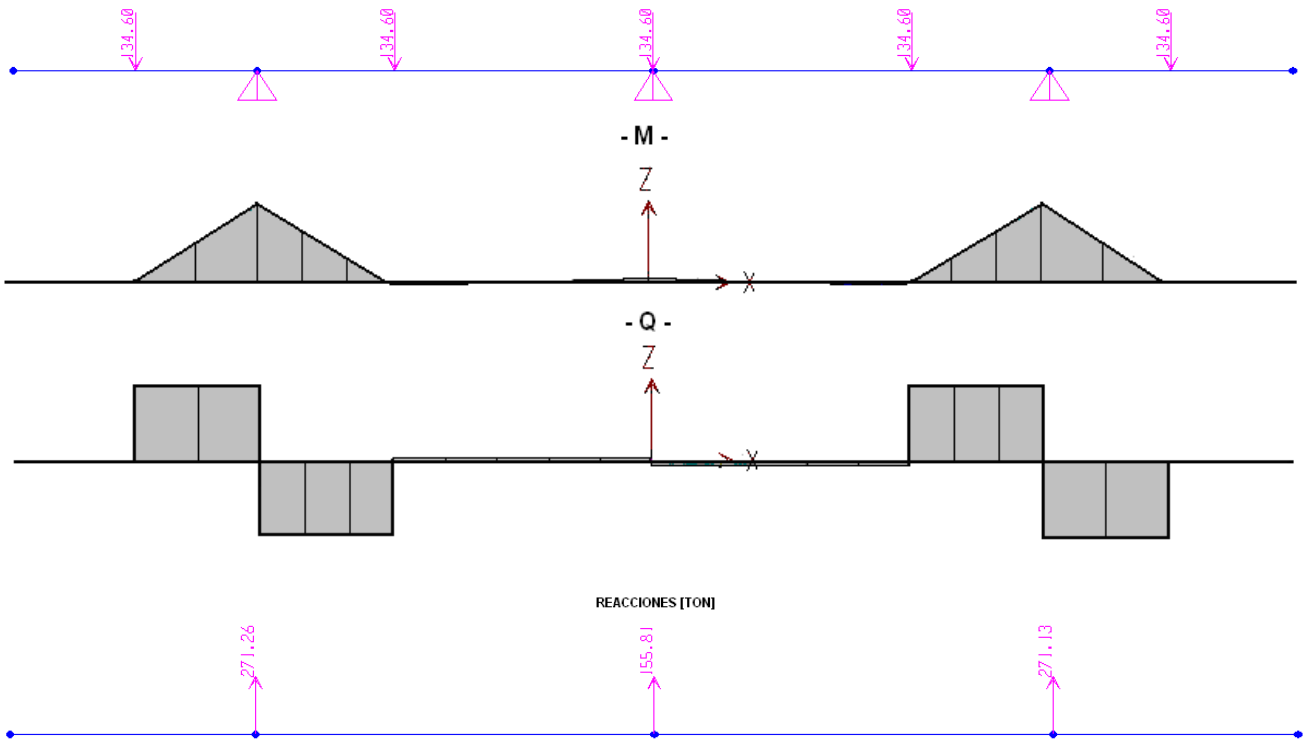
Se adopta, armadura mínima: Malla ø6 c/ 15.

C. Viga de cabezal

C.1. Esquema y resolución estática

Se considera el cabezal como una viga con apoyos simples en los ejes de las pilas, y las cargas que le transmite la superestructura son las reacciones en los apoyos de las vigas principales sin impacto que se consideran como cargas puntuales.

Resolviendo el sistema mediante modelado en SAP 2000 se obtienen los siguientes diagramas de momentos flectores y esfuerzos de corte:



Esfuerzo	Apoyo Externo		Apoyo Interno		Tramo
	Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	
Momento Flector [tonm]	M_{AE} = 139.40		M_{AI} = 9.17		M_T = 8.05
Corte [ton]	Q_{AEIzq} = 139.40	Q_{AEDer} = 131.86	Q_{AIIzq} = 10.53	Q_{AIDer} = 10.67	
Reacciones [ton]	R_{AE} = 271.26		R_{AI} = 155.81		

C.2. Dimensionado

C.2.1. Armadura a flexión

$$K_h = \frac{h\,[m]}{\sqrt{\frac{M\,[Nm]}{b\,[m]}}} \Rightarrow \text{De tabla}: k_s \Rightarrow Fe = K_S \cdot \frac{M\,[Nm]}{h\,[m]}\,[m^2]$$

Donde: h = 98 cm

r = 2 cm

d = 100 cm

b = 1.00 m

Sección	Momento flector		K_h	K_s	Fe [cm²/m]	Disposición
	tnm/m	KNm/m				
Apoyo Externo	139.40	1394.0	2.70	4.6	61.65	20ø 20 (62.80 cm²)
Apoyo Interno	9.17	91.7	10.23	4.3	4.02	2 ø 20 (6.29 cm²)
Tramo	8.05	80.5	10.92	4.3	3.53	2 ø 20 (6.29 cm²)

C.2.2. Armadura a corte

	Apoyo Externo	Apoyo Interno
Q [ton]	139.40	10.67
Tensiones de corte $\tau_0 = \frac{Q}{b_0 \cdot z} = \frac{Q}{b_0 \cdot 0.85 \cdot h}$	$\tau_0 = \frac{139.43\ \text{ton}}{1\text{m} \cdot 0.85 \cdot 0.98\ \text{m}} = 167.38\ \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$	$\tau_0 = \frac{10.20\ \text{ton}}{1\text{m} \cdot 0.85 \cdot 0.98\ \text{m}} = 12.24\ \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$
$r = \frac{1}{2} \cdot (h + c)$ *	$\frac{1}{2} \cdot (98 + 100) = 99\ \text{cm}$	-
Tensión de cálculo máxima $\max\ \tau_0 = \tau_0 \cdot \frac{x_m - r}{x_m}$ **	$\max\ \tau_0 = 167.38\ \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \cdot \frac{3.00\ \text{m} - 0.99\ \text{m}}{3.00\ \text{m}} = 112.14\ \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$	-
ZONA DE CORTE	2 $\tau_{012} = 75\ \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < \max\ \tau_0 < \tau_{02} = 180\ \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$	1 $\max\ \tau_0 < \tau_{012} = 7.5\ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 75\ \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$
Tensión de calculo	$\tau = \frac{\tau_0^2}{\tau_{02}} = \frac{(11.12)^2}{18} = 6.86\ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\tau = 0.4 \cdot \tau_0 = 0.4 \cdot 1.22\ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 0.48\ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

* Las normas DIN 1045 permite adoptar como tensión de corte de calculo aquella correspondiente a la sección ubicada a la distancia r del eje de apoyo. Siendo: c = ancho de apoyo.

** Donde x_m es la distancia a la cual el corte es nulo, es decir la coordenada en donde el momento es máximo. Entonces:

Apoyo Externo → $x_m = 3.00$ m

<u>Determinación de la armadura</u>

El corte se puede tomar mediante:

- ✓ Estribos
- ✓ Barras dobladas

Apoyo Externo

Al escoger el diámetro y la separación de estribos se obtiene la siguiente tensión:

Diámetro: ø 10

Separación: 10 cm

Número de ramas: 4

$$\tau_B = \frac{A_{sB} \cdot \sigma_{sB} \cdot n}{b \cdot t} = \frac{0.79\ \text{cm}^2 \cdot 2400\ \text{kg/cm}^2 \cdot 4}{100\ \text{cm} \cdot 10\ \text{cm}} = 7.54\ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > \tau = 6.86\ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

Apoyo B

Al escoger el diámetro y la separación de estribos se obtiene la siguiente tensión:

Diámetro: ø 10

Separación: 20 cm

Número de ramas: 4

$$\tau_B = \frac{A_{sB} \cdot \sigma_{sB} \cdot n}{b \cdot t} = \frac{0.79\ cm^2 \cdot 2400\ kg/cm^2 \cdot 4}{100\ cm \cdot 20\ cm} = 3.77\ \frac{kg}{cm^2} > \tau = 0.48\ \frac{kg}{cm^2} \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

D. Pilas

D.1. Esquema de cálculo

Se debe tener en cuenta el esquema de cálculo de acuerdo a la dirección de que se tome (transversal o longitudinal).

En el sentido longitudinal del puente la pila se comporta como columna aislada empotrada en su base (Figura D.1), mientras que en el sentido transversal del puente debido a la viga cabezal de pilas se comporta como un pórtico (Figura D.2).

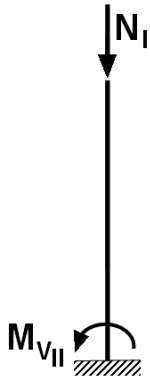


Figura D.1

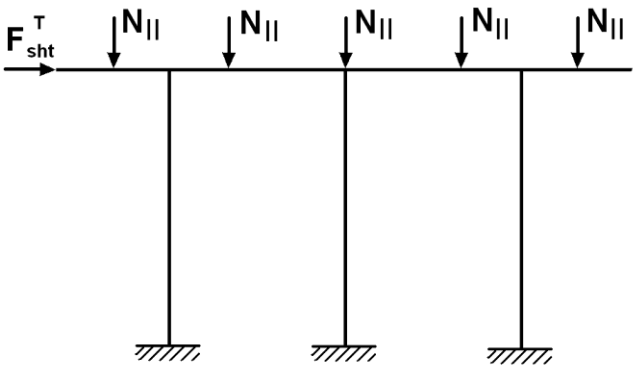
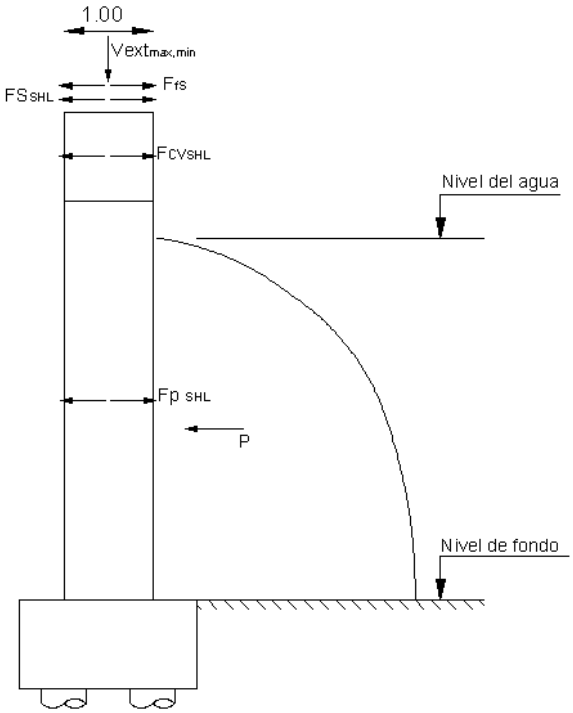


Figura D.2

D.2. Acciones que solicitan a la viga o pila



D.2.1. Reacción de las vigas principales (sin impacto)

$V_{int,max}$ = 134.60 ton

$V_{int,min}$ = 83.37 ton

D.2.2. Carga sobre cada una de las pilas (considerando a la viga cabezal como viga)

Pila	Máxima [ton]	Mínima [ton]
Externa	261.40	161.91
Interna	150.33	93.08

D.2.3. Peso propio viga cabezal que carga sobre las pilas

Pila	Peso propio [ton]
Externa	9.86
Interna	5.48

D.2.4. Peso propio

$$G_{Pila} = \frac{\pi \cdot \phi_{Pila}^{2}}{4} \cdot h_{pila} \cdot \gamma_{H^o} = \frac{\pi \cdot 1\,m^2}{4} \cdot 4.5\,m \cdot 2.4\,\frac{ton}{m^3} = 8.48\ ton$$

$$G_{VC} = b_{VC} \cdot h_{vc} \cdot L_{VC} \cdot \gamma_{H^o} = 1\ m \cdot 1\ m. \cdot 10.5\ m \cdot 2.4\,\frac{ton}{m^3} = 25.20\ ton$$

D.2.5. Fuerza de frenado en la superestructura

Para el apoyo externo la fuerza de frenado en cada apoyo de neopreno es: $F_F^{ap,ext}$ = 0.79 ton.

Por lo tanto, la fuerza que actúa en la pila será igual a la fuerza por el número de apoyos en el cabezal de pila sobre el número de pilas en dicho cabezal:

$$F_f^S = \frac{F_F^{ap,\,int} \cdot N_{ap}^{VC}}{N_{pila}} = \frac{0.79\ ton \cdot 5}{3} = 1.32\ ton$$

D.2.6. Acción sísmica en sentido horizontal

a) Transmitidas por la superestructura

<u>Dirección longitudinal</u>

En una pila: $F_{SHL}^S = \frac{F_{SHL}^{ap,\,int} \cdot N_{ap}^{VC}}{N_{pila}} = \frac{3.89\ ton \cdot 5}{3} = 6.48\ ton$

<u>Dirección transversal</u>

En una pila: $F_{SHT}^S = \frac{F_{SHT}^{ap,\,int} \cdot N_{ap}^{VC}}{N_{pila}} = \frac{4.39\ ton \cdot 5}{3} = 7.32\ ton$

En el pórtico: $F_{SHT}^S = F_{SHT}^{ap,\,int} \cdot N_{ap}^{VC} = 3.49\ ton \cdot 5 = 21.95\ ton$

b) En la viga cabezal de la pila

Dirección longitudinal: $F_{SHL}^{VC} = \frac{C \cdot G_{VC}}{N_{pila}} = \frac{0.063 \cdot 25.2 \text{ ton}}{3} = 0.53 \text{ ton}$

Dirección transversal: $F_{SHT}^{VC} = C \cdot G_{VC} = 0.063 \cdot 25.2 \text{ ton} = 1.59 \text{ ton}$

c) En la pila

Dirección longitudinal: $F_{SHL}^{pila} = C \cdot G_{pila} = 0.063 \cdot 8.48 = 0.53 \text{ ton}$

d) Acción sísmica transversal total

$$F_{SHT}^{T} = F_{SHT}^{S} + F_{sht}^{VC} = 21.95 \text{ ton} + 1.59 \text{ ton} = 23.54 \text{ ton}$$

D.2.7. Acción lateral del viento

Estas se determinan, de manera idéntica a la fuerza de frenado:

$$W^{S} = \frac{W \cdot A_{ap}^{ext}}{A_{ap}^{t}} \cdot N_{ap}^{VC} = \frac{36.08 \text{ ton} \cdot 1500 \text{cm}^2}{25000 \text{ cm}^2} \cdot 5 = 10.82 \text{ ton}$$

Nota: Por ser mayor el efecto del sismo no se toma en cuenta el efecto del viento

D.2.8. Las fuerzas hidrostáticas originadas por la acción sísmica

Las fuerzas hidrodinámicas de origen sísmico actuantes sobre la parte sumergida de las pilas y estribos, se calcularan mediante la siguiente expresión:

$$P = k \cdot C \cdot Q_a = 0.730 \cdot 0.063 \cdot 1.27 \text{ ton} = 0.16 \text{ ton}$$

Donde:

k = Coeficiente que depende de la relación H/R (ver ANEXO I - Tabla Nº 15).

$$\frac{H}{R} = \frac{4.50 \text{ m}}{0.50 \text{ m}} = 15 \quad \rightarrow \quad k = 0.730$$

Radio del cilindro envolvente: R = 0.50 m (ver ANEXO I – Fig. 9)

C = Coeficiente sísmico

Q_a: Peso de la masa de agua contenida en el cilindro envolvente

$Q_a = \pi \cdot R^2 \cdot H \cdot \gamma_W = 3.53$ ton

La fuerza P es la resultante del diagrama de presiones hidrodinámicas actuantes sobre la parte sumergida del elemento considerado de la infraestructura.

Punto de aplicación del empuje hidrodinámico (Ver ANEXO I – Fig. 10)

$y = \delta_B \cdot H = 0.4286 \cdot 4.50 \text{ m} = 1.93 \text{ m}$

Con: $\delta_B = 0.4286 \rightarrow$ para $\alpha_i = 1$ (ver ANEXO I – Tabla Nº 16).

D.3. Resolución estática

D.3.1. Cálculo de la pila como columna

Se toma la pila extrema, la cual resulta la más solicitada:

ESTADO I

$N_I = V_{ext,max}^{P} + R_{gvc} = 261.40 \text{ ton} + 9.86 \text{ ton} = 271.26 \text{ ton}$

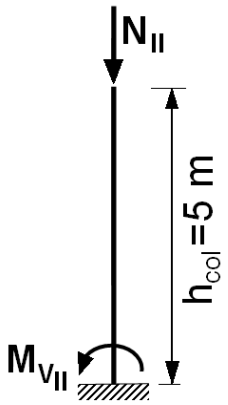
$H_I = 0 \text{ tonm} \rightarrow M_{VI} = 0 \text{ ton}$

Armadura necesaria

$$A_S = \frac{\gamma \cdot N_I}{\left(\frac{\beta_R}{tot\ \mu_0} + \sigma_{su}\right)} = \frac{2.1 \cdot 271260\ kg}{\frac{175\ \frac{kg}{cm^2}}{0.008} + 4200\ \frac{kg}{cm^2}} = 21.85cm^2$$

Donde: $\sigma_{su} = \beta_s$: Tensión en el acero para una acortamiento unitario de - 2‰ = 4200 kg/cm^2

Total cuantía geométrica mínima tot μ_0 = tot $\mu_{0,min}$ = 0.008



ESTADO II

Los esfuerzos para este estado son:

$N_{II} = V_{ext,min}^{P} + R_{gvc}$ = 150.33 ton + 9.86 ton = 160.19 ton

M_{VI}: Momento de vuelco en la base de la pila debido a la fuerza sísmica (por ser mayor que la solicitación del viento) y al empuje de origen sísmico.

$$M_{V_{II}} = F_{SHL}^{S} \cdot (h_{VC} + h_{pila}) + F_{SHL}^{VC} \cdot \left(\frac{h_{VC}}{2} + h_{pila}\right) + F_{SHL}^{pila} \cdot \frac{h_{pila}}{2} + F_f^S \cdot (h_{VC} + h_{pila}) + P \cdot y$$

$$= 6.48\ ton \cdot (4.5\ m + 1\ m) + 0.53\ ton \cdot \left(\frac{1}{2} + 4.5\ m\right) + 0.53\ ton \cdot \frac{4.5\ m}{2} + 1.32\ ton \cdot (1m + 4.5\ m) + 0.16\ ton \cdot 1.93 = 47.06\ tonm$$

Empleando el diagrama de interacción:

Se adopta: Recubrimiento: d_1 = 10 cm

Entonces: $\frac{d_1}{r_{pila}} = \frac{10\ cm}{50\ cm} = 0.20$

$$\left.\begin{aligned} n &= \frac{N_{II}}{r_{pila}^2 \cdot \beta_R} = \frac{-160190\ kg}{(50cm)^2 \cdot 175\ \frac{kg}{cm^2}} = -0.35 \\ m &= \frac{|M_{V_{II}}|}{r_{pila}^3 \cdot \beta_R} = \frac{4706000\ kgcm}{(50cm)^3 \cdot 175\ \frac{kg}{cm^2}} = 0.22 \end{aligned}\right\} \rightarrow tot\ \omega_0 = 0.05 \quad \text{(Cuantía mecánica total)}$$

Total cuantía geométrica:

$$tot\ \mu_0 = \frac{tot\ \omega_0}{\frac{\beta_S}{\beta_R}} = \frac{0.05}{\frac{4200}{175}} = 0.002 \quad \rightarrow \quad tot\ \mu_0 = 0.008 \ \text{(cuantía mínima)}$$

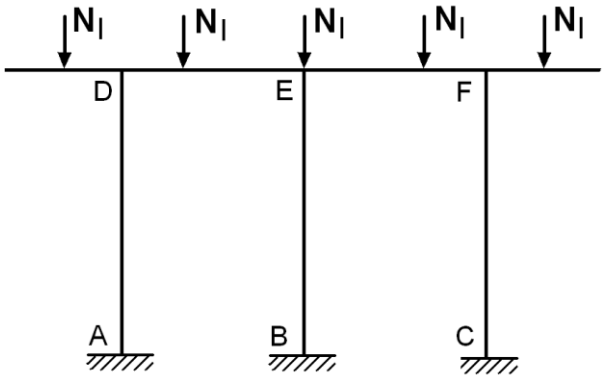
Armadura necesaria: $A_S = tot\ \mu_0 \cdot \pi \cdot r_{pila}^2 = 0.025 \cdot \pi \cdot (50cm)^2 = 62.83cm^2$

D.3.2. Cálculo de la pila como pórtico

Se modela el siguiente pórtico mediante el programa SAP 2000, el cual determina sus esfuerzos, considerando el peso propio de la estructura, conforme las propiedades dadas al material, en este caso se asigno H-21.

ESTADO I

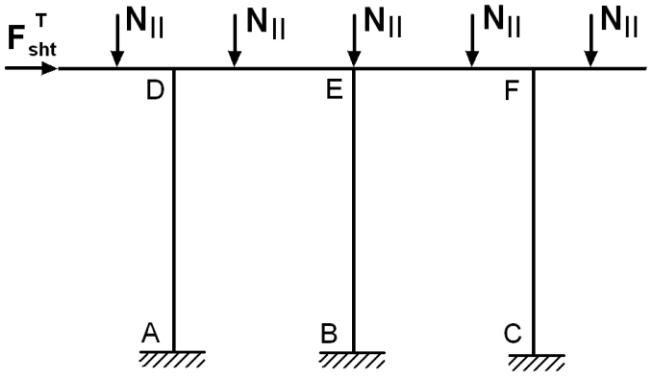
$N_I = V_{ext,max}$ = 134.60 ton



ESTADO II

$N_{II} = V_{ext,min} = 83.37$ ton

$H_{II} = F^{T}_{SHT} = 23.54$ ton



D.3.2.1. Envolvente de estados

Combinado los dos estados se obtiene los envolventes de máximos y mínimos, para obtener los esfuerzos extremos para el dimensionado.

Reacciones horizontales, y momentos en el nodo A, B y C

Nodo	R_H [ton]	R_V [ton]	M [tonm]
A	***13.26***	***252.15***	***29.83***
B	8.46	184.08	22.31
C	13.26	252.15	12.12

Valores característicos máximos y mínimos para los elementos del pórtico

NODO	M_{max} [kgm]	M_{min} [kgm]	N_{max} [kg]
A	***29.83***	***12.21***	***-252.15***
B	22.31	- 0.10	-184.08
C	11.10	- 12.12	-250.89
D	***-26.27***	***-36.45***	***-242.75***
E	0.20	-20.89	-174.76
F	26.06	2.88	-241.67

Se observa, que la pila más solicitada son las extremas, por lo tanto estos son los valores que se emplean para el dimensionado.

Diagrama de momento flector [tonm]

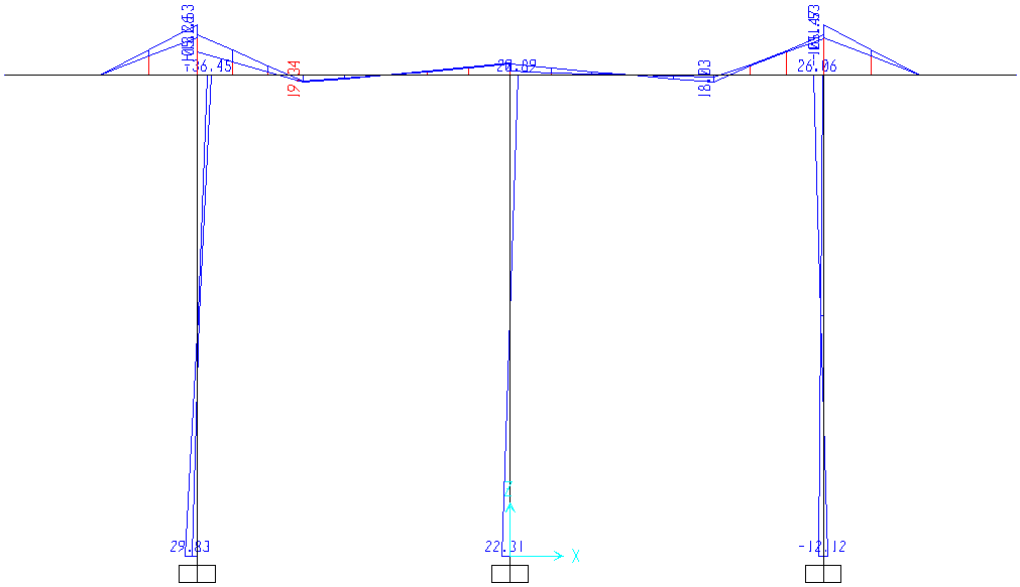
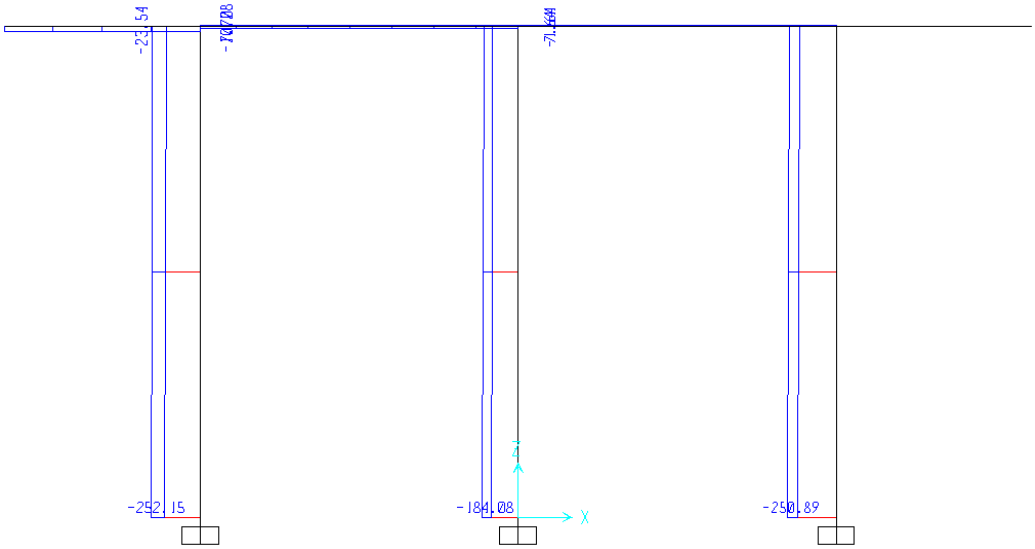
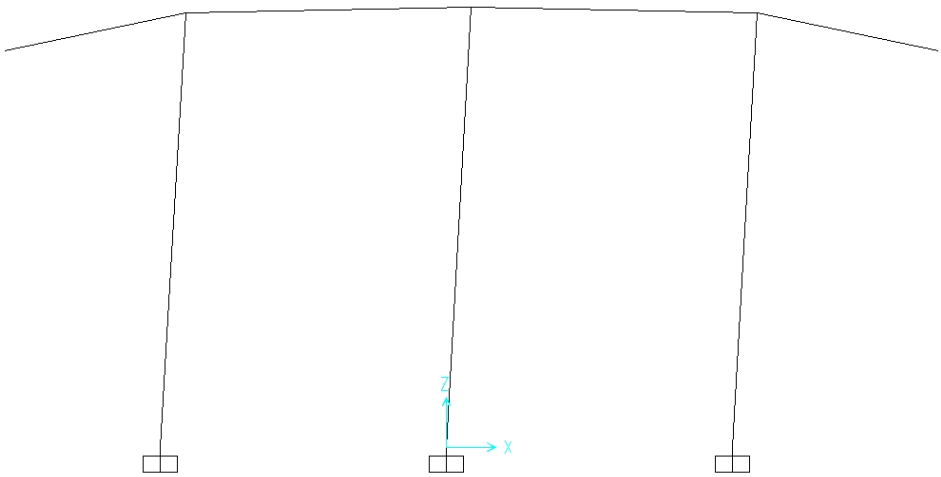


Diagrama de esfuerzo normal [ton]



Deformada



Empleando el diagrama de interacción:

Se adopta: Recubrimiento: $d_1 = 10$ cm

Entonces: $\frac{d_1}{r_{pila}} = \frac{10\ cm}{50\ cm} = 0.20$

$$\left.\begin{array}{l} n = \frac{N_{II}}{r_{pila}^2 \cdot \beta_R} = \frac{-252150\ kg}{(50cm)^2 \cdot 175\ \frac{kg}{cm^2}} = -0.58 \\ m = \frac{|M_{V_{II}}|}{r_{pila}^3 \cdot \beta_R} = \frac{2983000\ kgcm}{(50cm)^3 \cdot 175\ \frac{kg}{cm^2}} = 0.14 \end{array}\right\} \rightarrow tot\ \omega_0 = 0.05 \quad \text{(Cuantía mecánica total)}$$

Total cuantía geométrica:

$$tot\ \mu_0 = \frac{tot\ \omega_0}{\frac{\beta_S}{\beta_R}} = \frac{0.05}{\frac{4200}{175}} = 0.002 \quad \rightarrow \quad tot\ \mu_0 = 0.008 \ \text{(cuantía mínima)}$$

Armadura necesaria: $A_S = tot\ \mu_0 \cdot \pi \cdot r_{pila}^2 = 0.025 \cdot \pi \cdot (50cm)^2 = 62.83cm^2$

D.4. <u>Dimensionado</u>

$A_S = A_{S\ min} = tot\ \mu_{0,min} \cdot \pi \cdot r_{pila}^2 = 62.83cm^2$

Se adopta:

Armadura longitudinal: 13Ø 25 (63.7 cm^2)

Estribos (espiral): $Ø_{est} = 10$ mm

Sep = 10 cm

CAPITULO VII: DETALLES DE ARMADO

Ver planos adjuntos.

ANEXO I: GRÁFICOS Y TABLAS EMPLEADAS DEL REGLAMENTO NAA – 80

Figura 2: Zonificación sísmica del territorio nacional según Reglamento NAA - 80

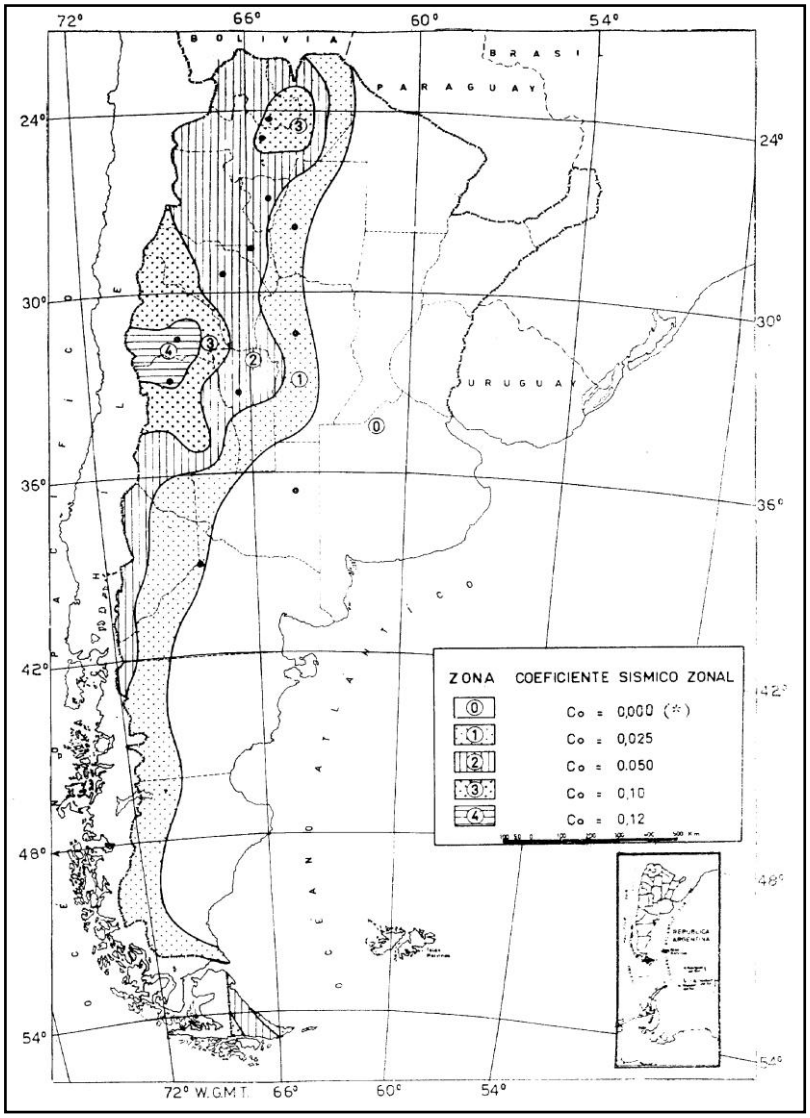


Tabla Nº 2: Coeficiente sísmico zonal

Zona Sísmica	C_0
4	0.120
3	0.100
2	0.050
1	0.025
0	0.000 (*)

(*) En los estudios de sismicidad realizados por el IMPRES a los efectos de la determinación de los coeficientes sísmicos zonales, para la zona sísmica 0 ha resultado un coeficiente C_0 = 0,013. A los efectos prácticos del proyecto estructural de obras convencionales, dada su baja incidencia, se ha adoptado el valor C_0 = 0.

Para las obras especiales a construirse en la zona sísmica 0, deberán realizarse estudios detallados de sismicidad y riesgo sísmico en el lugar de emplazamiento.

Tabla Nº 4: Coeficiente de estructura

TIPO	CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA	γ_e
1	Construcciones con estructura de alta capacidad de disipación de energía	1.0
2	Construcciones con estructura de mediana capacidad de disipación de energía	1.4
3	Construcciones con estructura de baja capacidad de disipación de energía	1.8
1 y 2	Construcciones con estructura de alta y mediana capacidad de disipación de energía	1.2
1 y 3	Construcciones con estructura de alta y baja capacidad de disipación de energía	1.4
2 y 3	Construcciones con estructura de mediana y baja capacidad de disipación de energía	1.6

Figura 3: Coeficiente s de influencia del suelo y del período de la construcción

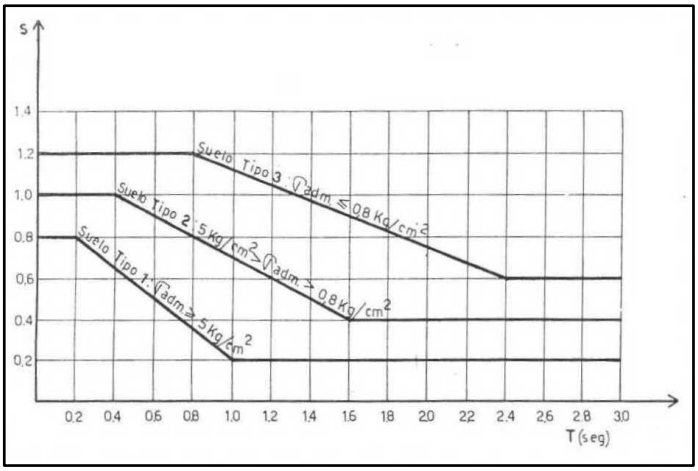


Figura 9

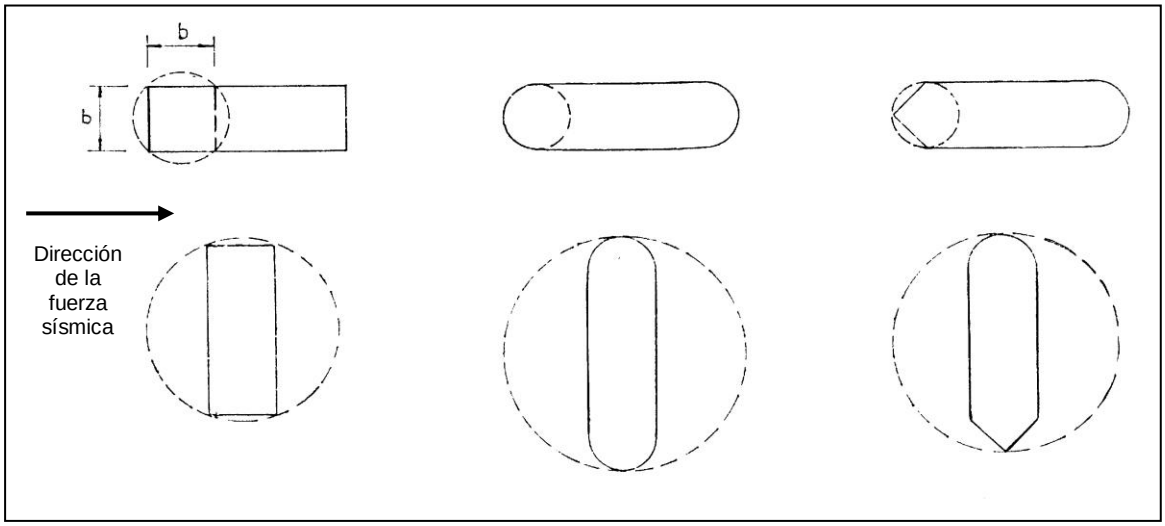


Figura 10

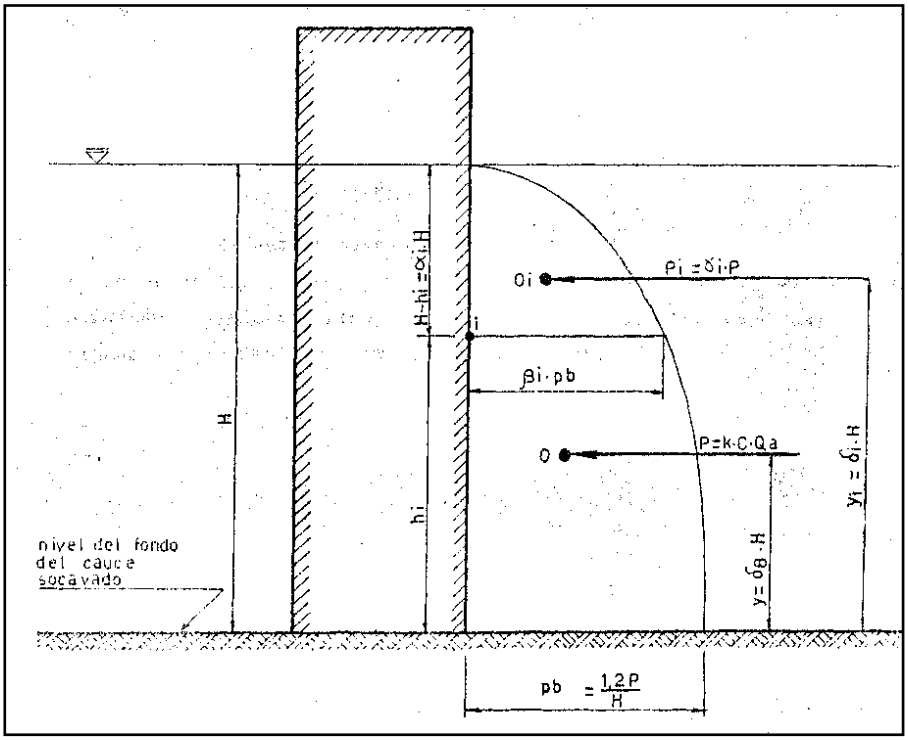


Figura 11

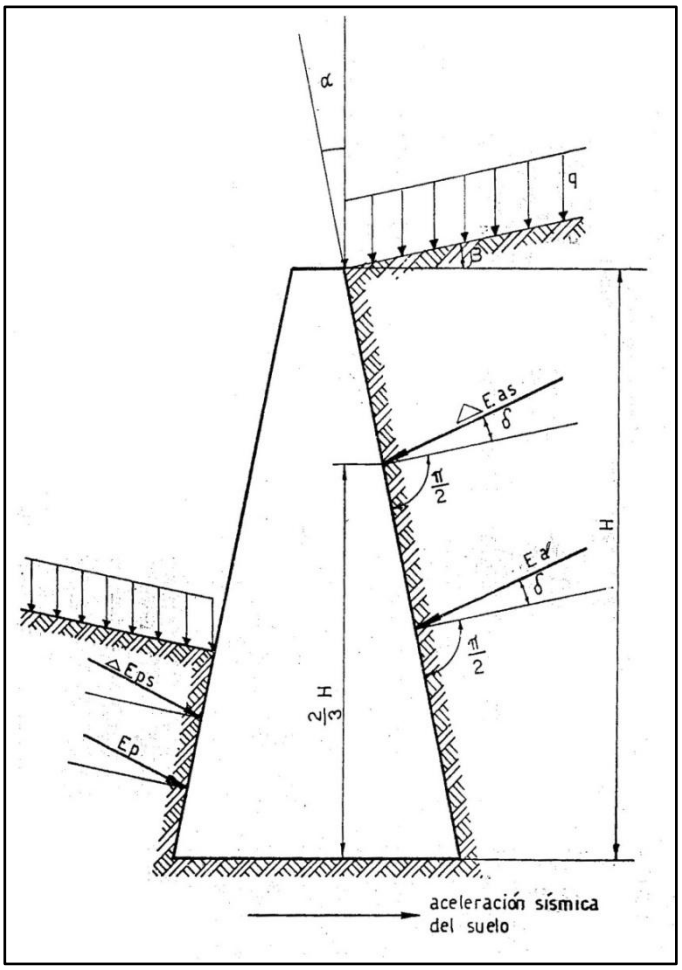


Tabla Nº 13: Coeficiente de desino

DESTINO DEL PUENTE	γ_d
Puente para autopista, intercambiadores, viaductos, pasos elevados, puentes para rutas nacionales, puentes para rutas provinciales primarias, puentes ferroviarios.	1.50
Puentes peatonales, puentes para rutas provinciales secundarias.	1.00
Alcantarillas y obras de arte menores.	0.80

Tabla Nº 14: Coeficiente de participación de la sobrecarga

PUENTES	p	
	Dirección Longitudinal	Dirección Transversal
Ferroviarios	0	0.50
Carreteros	0	0.25
Peatonales	0.25	0.25

Tabla Nº 15: Valores del coeficiente k

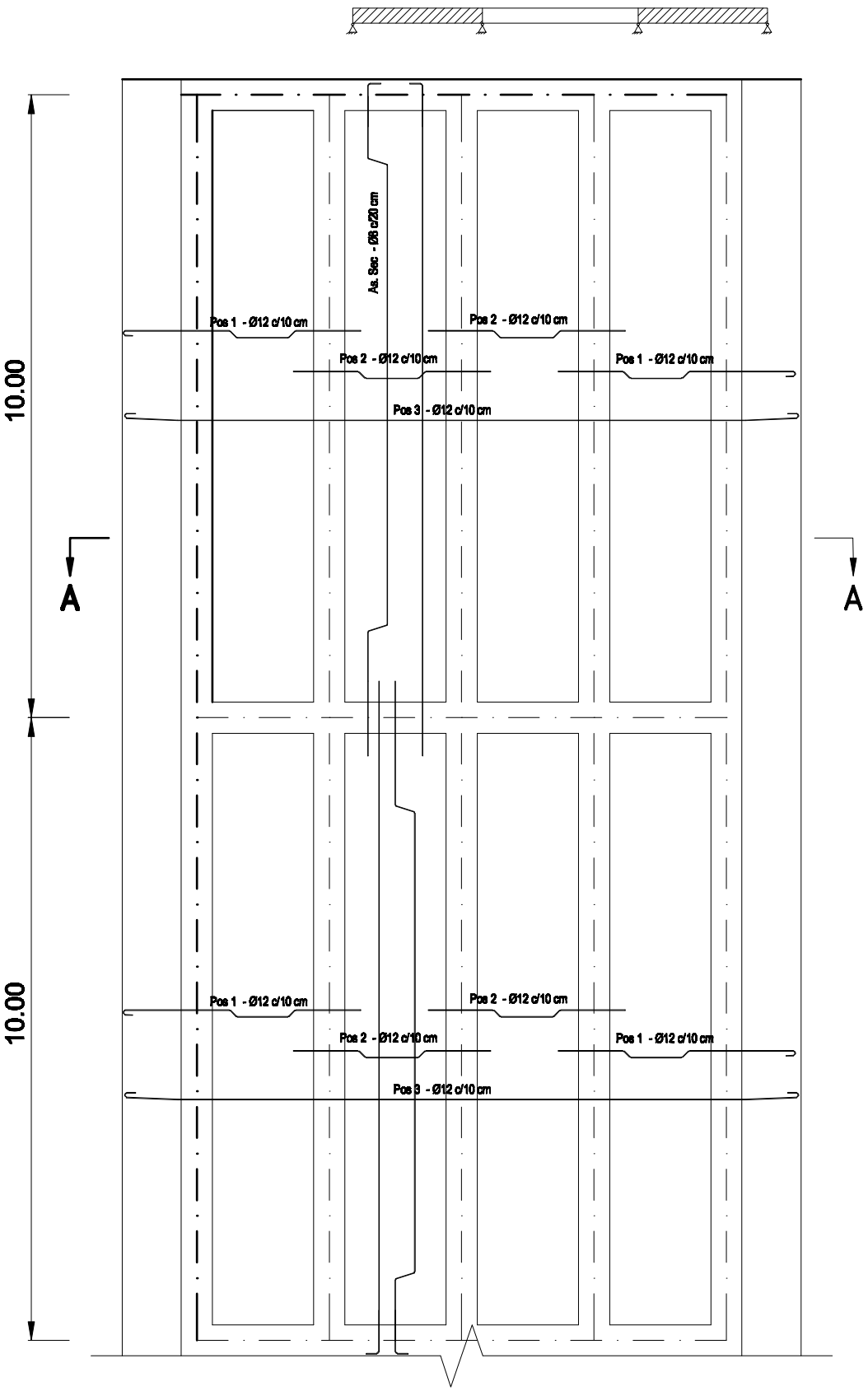
H/R	k
1	0.390
2	0.575
3	0.675
4	0.730

Nota: Para valores intermedios de H/R se deberá interpolar linealmente.

Tabla Nº 16: Valores de los coeficientes α_i, β_i, γ_i, δ_i

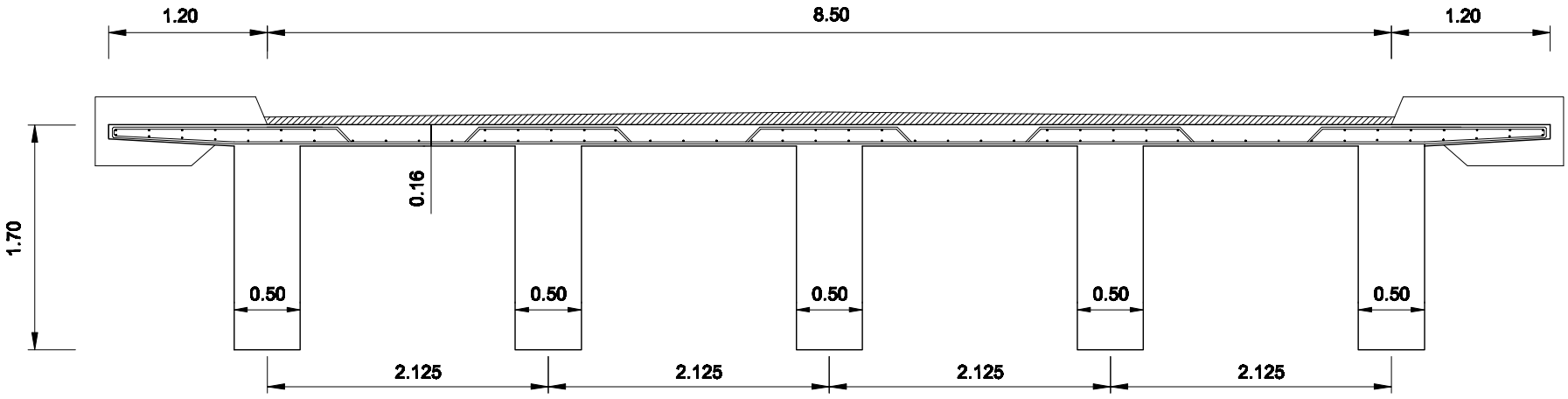
NIVEL i	α_i	β_i	γ_i	δ_i
1	0.1	0.410	0.026	0.9345
2	0.2	0.673	0.093	0.8712
3	0.3	0.832	0.184	0.8103
4	0.4	0.922	0.289	0.7515
5	0.5	0.970	0.403	0.6945
6	0.6	0.990	0.521	0.6390
7	0.8	0.999	0.760	0.5320
8	1.0	1.000	1.000	0.4286

PLANTA - TRAMO EXTERIOR DEL PUENTE (20 m)

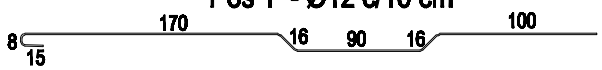


U.N.S.E - F.C.E.y T.			
OBRA	PUENTE VIGA DE Hº Aº DE 3 TRAMOS		
UBICACIÓN	——	MATERIALES: HORMIGON: H - 21 ACERO: ADN 420	
DETALLE	ARMADURA DEL TABLERO		
PROYECTO DE INGENIERÍA:	BOETTO LEANDRO	ESCALA 1:100	LAMINA Nº 1

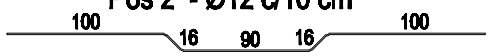
CORTE A - A



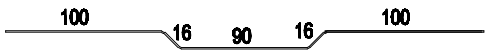
Pos 1 - Ø12 c/10 cm



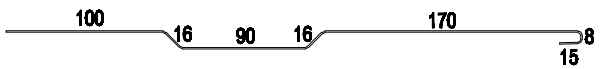
Pos 2 - Ø12 c/10 cm



Pos 2 - Ø12 c/10 cm



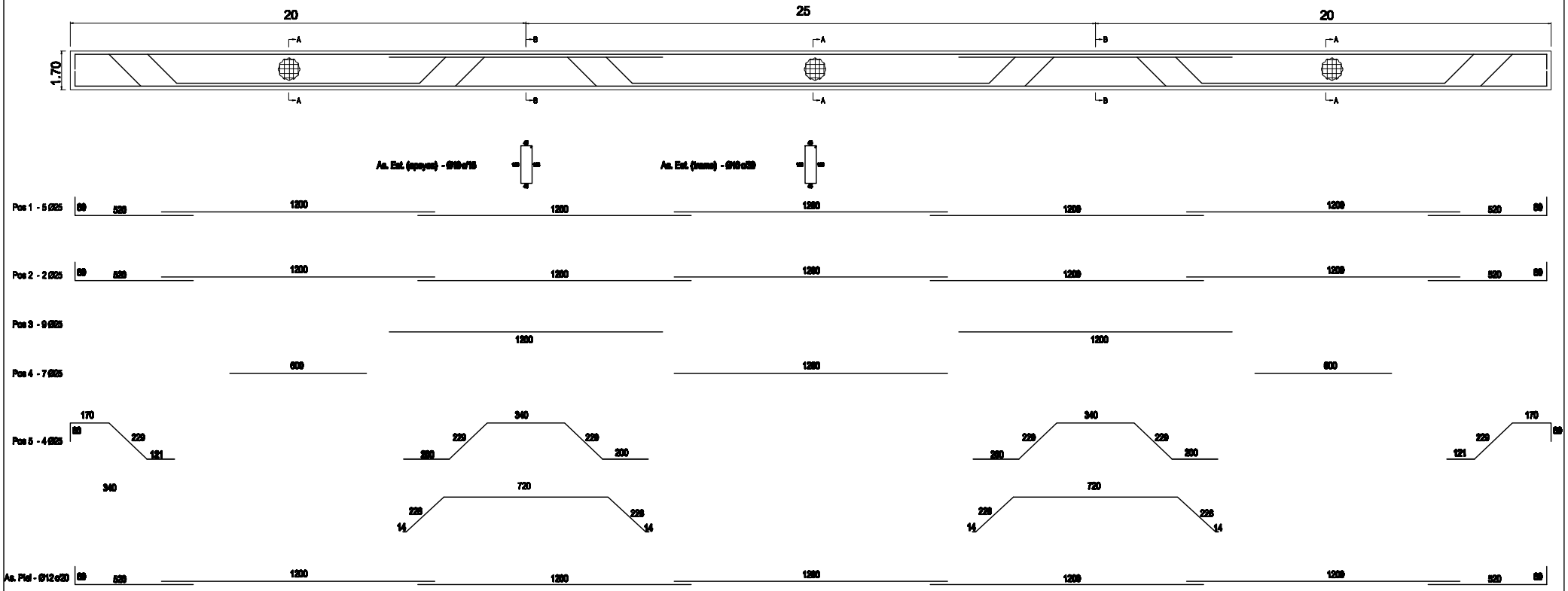
Pos 1 - Ø12 c/10 cm

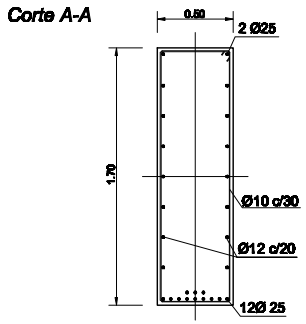


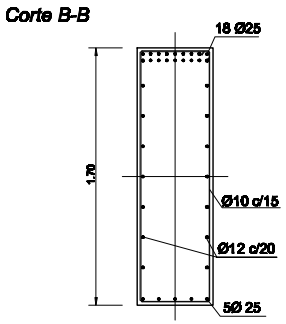
Pos 3 - Ø12 c/10 cm

U.N.S.E - F.C.E.y T.			
OBRA	PUENTE VIGA DE Hº Aº DE 3 TRAMOS		
UBICACIÓN	———	MATERIALES: HORMIGON: H - 21 ACERO: ADN 420	
DETALLE	ARMADURA DEL TABLERO		
PROYECTO DE INGENIERÍA:	BOETTO LEANDRO	ESCALA 1:50	LAMINA Nº 2

VIGA PRINCIPAL



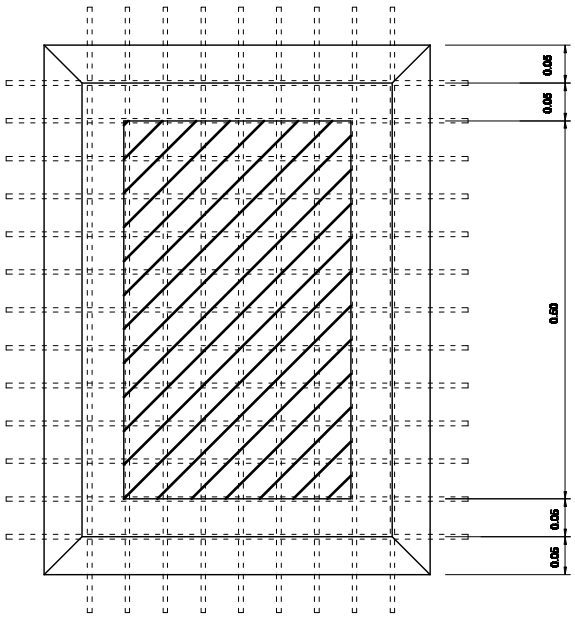


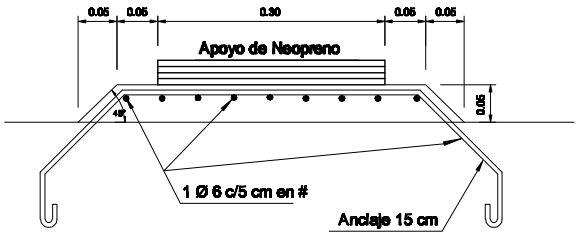


Escala: 1:50

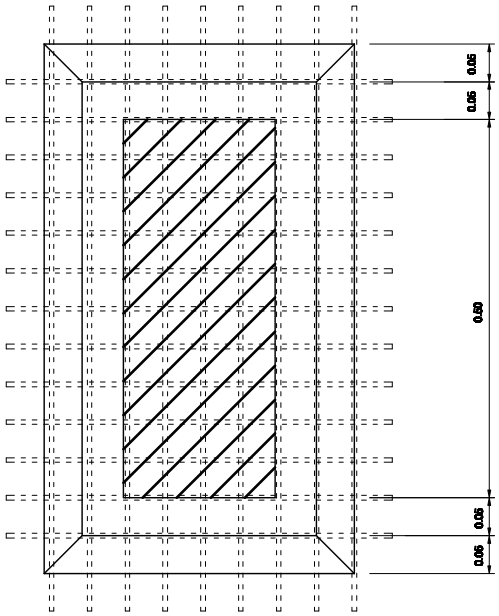
U.N.S.E - F.C.E.y T.			
OBRA	PUENTE VIGA DE Hº Aº DE 3 TRAMOS		
UBICACIÓN	———	MATERIALES: HORMIGON: H - 21 ACERO: ADN 420	
DETALLE	ARMADURA VIGA PRINCIPAL		
PROYECTO DE INGENIERÍA:	BOETTO LEANDRO	ESCALA 1:250	LAMINA Nº 3

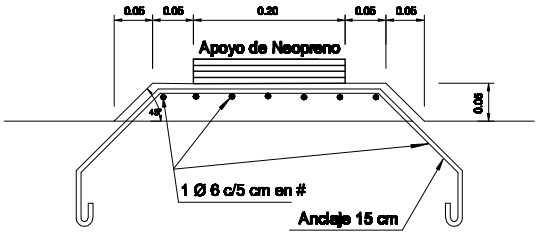
BANCADA PARA APOYO INTERNO





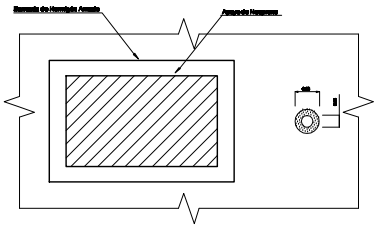
BANCADA PARA APOYO EXTERNO





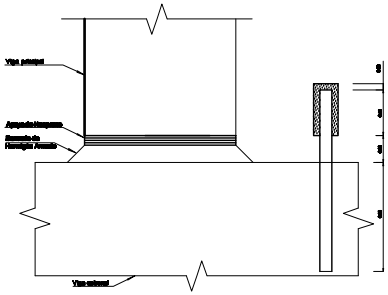
ANCLAJE ANTISISMICO

Planta

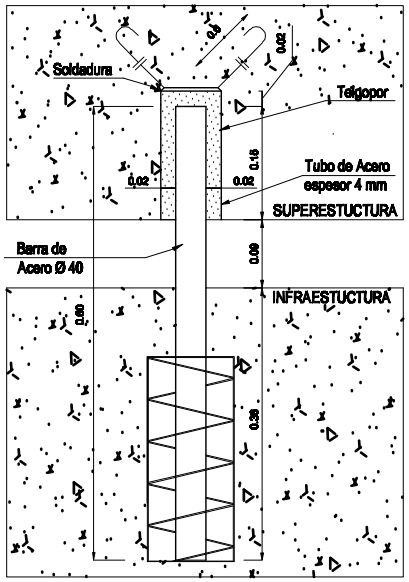


Escala: 1:25

Corte

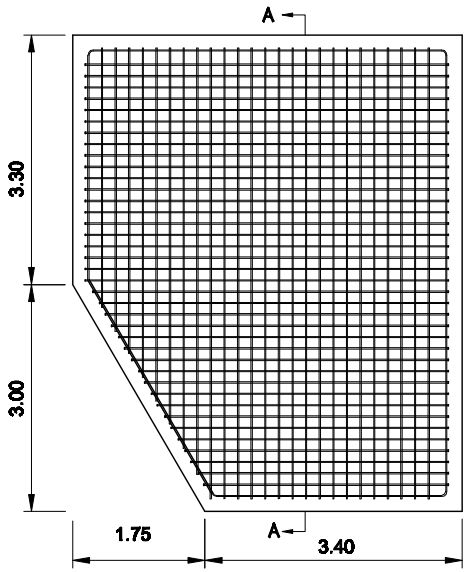


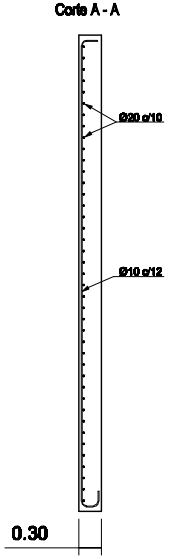
Detalle de Anclaje Antisismico



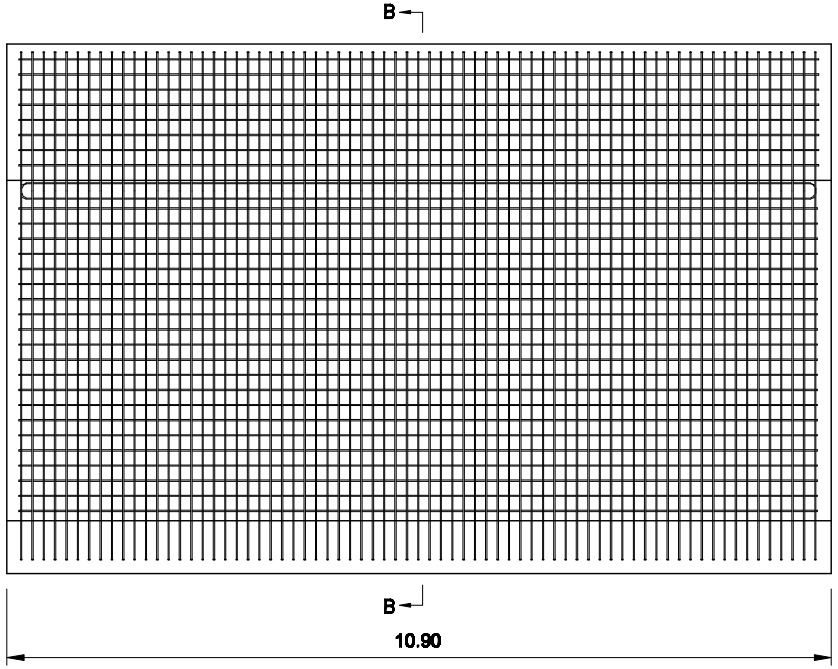
U.N.S.E - F.C.E.y T.			
OBRA	PUENTE VIGA DE Hº Aº DE 3 TRAMOS		
UBICACIÓN	———	MATERIALES: HORMIGON: H - 21 ACERO: ADN 420	
DETALLE	APOYOS Y ANCLAJES ANTISISMICOS		
PROYECTO DE INGENIERÍA:	BOETTO LEANDRO	ESCALA 1:10	LAMINA Nº 4

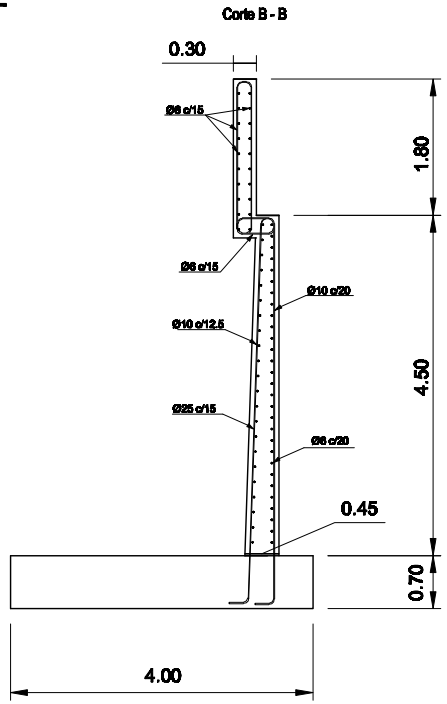
PANTALLA LATERAL



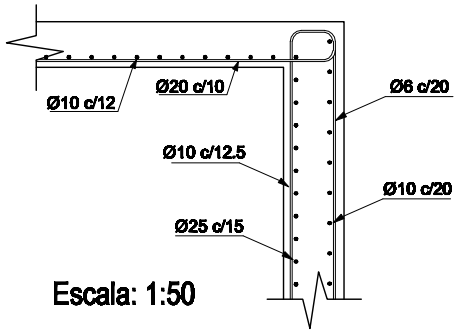


PANTALLA FRONTAL





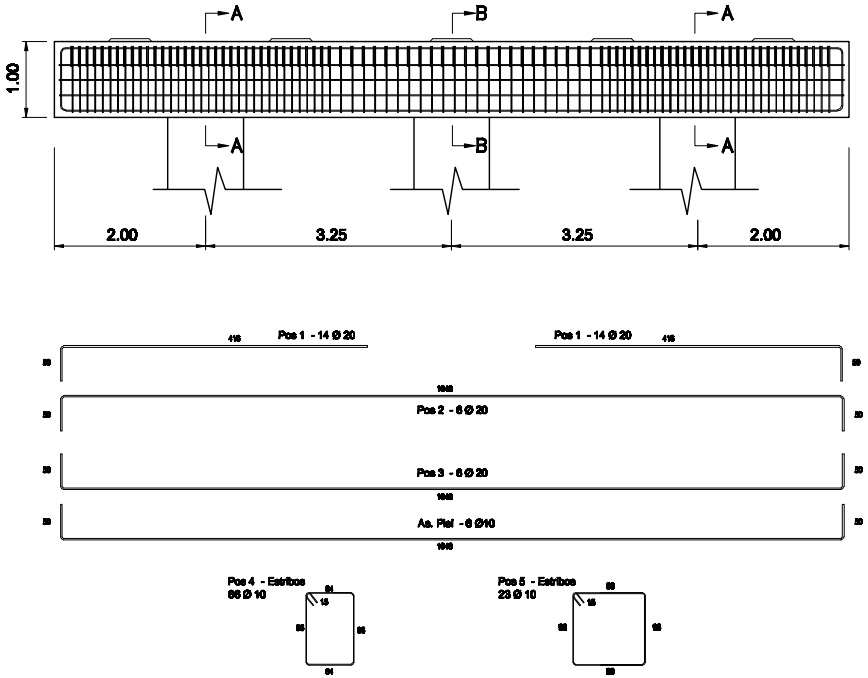
ENCUENTRO PANTALLA FRONTAL - PANTALLA LATERAL



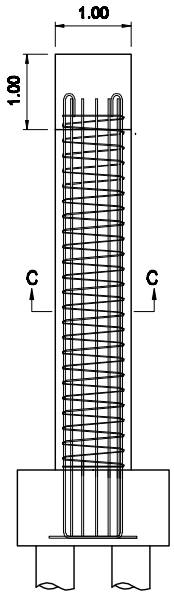
Escala: 1:50

U.N.S.E - F.C.E.y T.			
OBRA	PUENTE VIGA DE Hº Aº DE 3 TRAMOS		
UBICACIÓN	———	MATERIALES: HORMIGON: H - 21 ACERO: ADN 420	
DETALLE	ESTRIBOS		
PROYECTO DE INGENIERÍA:	BOETTO LEANDRO	ESCALA 1:100	LAMINA Nº 5

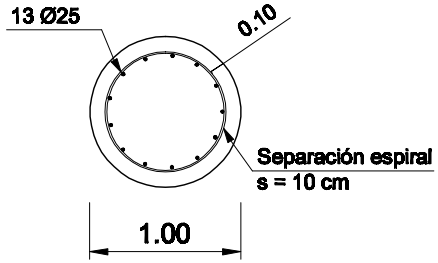
VIGA CABEZAL



PILA

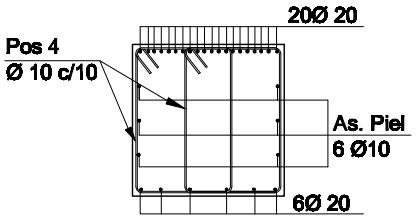


Corte C - C

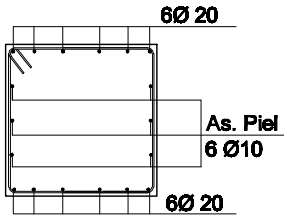


Escala: 1:50

Corte A - A



Corte B - B



Escala: 1:50

U.N.S.E - F.C.E.y T.			
OBRA	PUENTE VIGA DE Hº Aº DE 3 TRAMOS		
UBICACIÓN	——	MATERIALES: HORMIGON: H - 21 ACERO: ADN 420	
DETALLE	VIGA CABEZAL Y PILAS		
PROYECTO DE INGENIERÍA:	BOETTO LEANDRO	ESCALA 1:100	LAMINA Nº 6