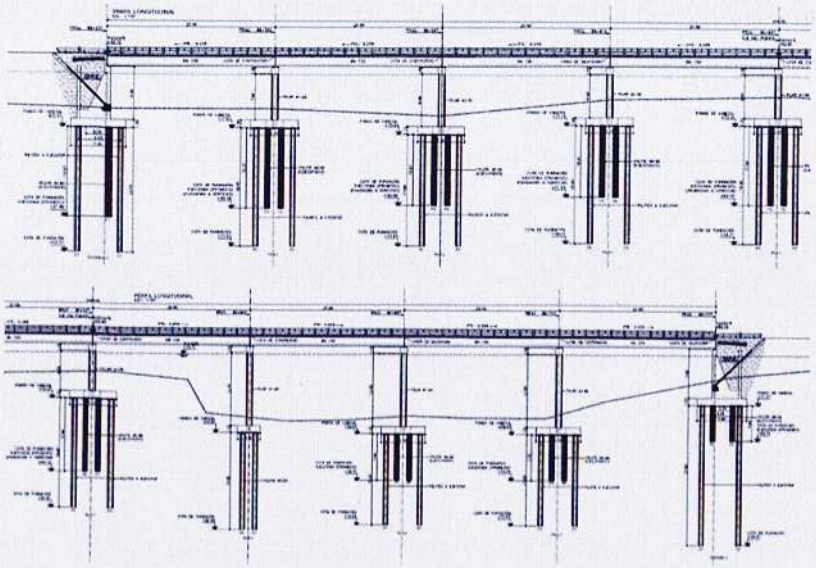
1. Objeto

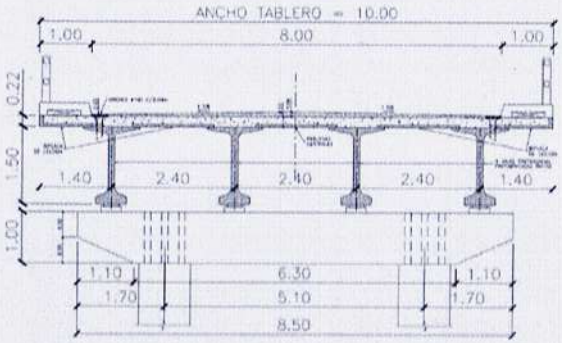
La presente memoria tiene por objeto presentar los resultados del cálculo estructural del puente Río Ypané tramo: San Pedro - Belén, ubicado en la progr.: 86+637.00.

2. Descripción del puente

El puente consiste en una estructura de 8 tramos de 25m de longitud cada uno. La sección transversal está compuesta por 4 vigas prefabricadas con losa tablero de 22cm de espesor, hormigonado in situ con la utilización de prelosas que contienen las armaduras principales del tablero. Tanto las pilas como los estribos poseen fundación profunda por medio de pilotes. Los pilotes para los estribos y las pilas son de Ø=80.00cm de diámetro.



Perfil Longitudinal del Puente



Sección transversal del tablero

ING. TEODORO RIVEROS
Representante Legal

3. Normas utilizadas

La norma utilizada para el diseño del presente puente, es la Norma AASHTO LRFD 2017.

3.1 Factores de carga y combinaciones de carga

La solicitación mayorada total se tomará como:

$$Q = \Sigma \eta i \cdot \gamma i \cdot Qi$$

ηi = modificador de las cargas especificado en el Artículo 1.3.2
Qi = solicitaciones de las cargas aquí especificadas
γi = factores de carga especificados en las Tablas 1 y 2

Tabla 3.4.1-1 – Combinaciones de Cargas y Factores de Carga (Tabla 1)

Combinación de Cargas / Estado Límite	*DC DD DW EH EV ES EL*	*LL IM CE BR PL LS*	*WA*	*WS*	*WL*	*FR*	*TU CR SH*	*TG*	*SE*	Usar sólo uno por vez *EQ*	*IC*	*CT*	*CV*
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo *EH, EV, ES, DW, DC*	γ_p 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-
FATIGA - Sólo *LL, IM y CE*	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 3.4.1-2 – Factores de carga para cargas permanentes, γ_p (Tabla 2)

Tipo de carga	Factor de Carga Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1,25	0,90
DD: Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
EH: Empuje horizontal del suelo		
• Activo	1,50	0,90
• En reposo	1,35	0,90
EL: Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
EV: Empuje vertical del suelo		
• Estabilidad global	1,00	N/A
• Muros de sostenimiento y estribos	1,35	1,00
• Estructura rígida enterrada	1,30	0,90
• Marcos rígidos	1,35	0,90
• Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1,95	0,90
• Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1,50	0,90
ES: Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

00060 (sesenta)

3.2 Sobrecarga vehicular de diseño

Sobre la carga móvil, la Norma establece lo siguiente:
"La sobrecarga vehicular sobre las calzadas de puentes o estructuras incidentales, designadas como HL-93, deberá consistir en una combinación de:

- Camión de diseño o Tandem de diseño, y
- Carga de carril de diseño.

3.6.1.2.2 Camión de Diseño

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica en la Figura 1. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica como se especifica en el Artículo 3.6.2.

A excepción de lo especificado en los Artículos 3.6.1.3.1 y 3.6.1.4.1, la separación entre los dos ejes de 145.000 N se deberá variar entre 4300 y 9000 mm para producir las solicitaciones extremas.

Figura 3.6.1.2.2-1 – Características del camión de diseño

3.6.1.2.3 Tandem de Diseño

El tandem de diseño consistirá en un par de ejes de 110.000 N con una separación de 1200 mm. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1800 mm. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica según lo especificado en el Artículo 3.6.2

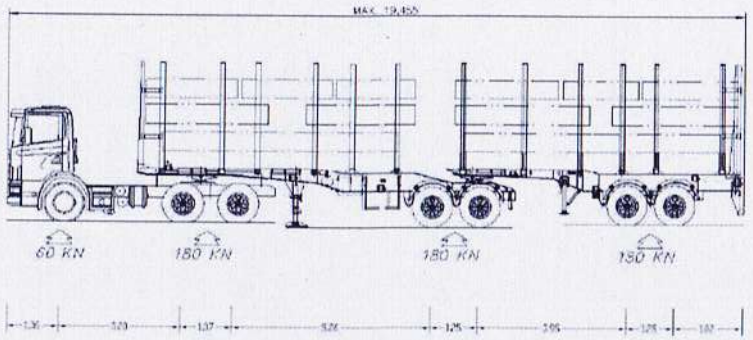
ING. TEODORO RIVEROS
Representante Legal

3.6.1.2.4 Carga del Carril de Diseño

La carga del carril de diseño consistirá en una carga de 9,3 N/mm, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3000 mm. Las solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.

3.3 Tren de carga especial

Teniendo en cuenta el diseño de los puentes estandarizado del Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones, además de la carga HL-93 de la norma AASHTO LRFD, se considera la Carga de Camión Bitrén que se muestra en la figura de abajo.



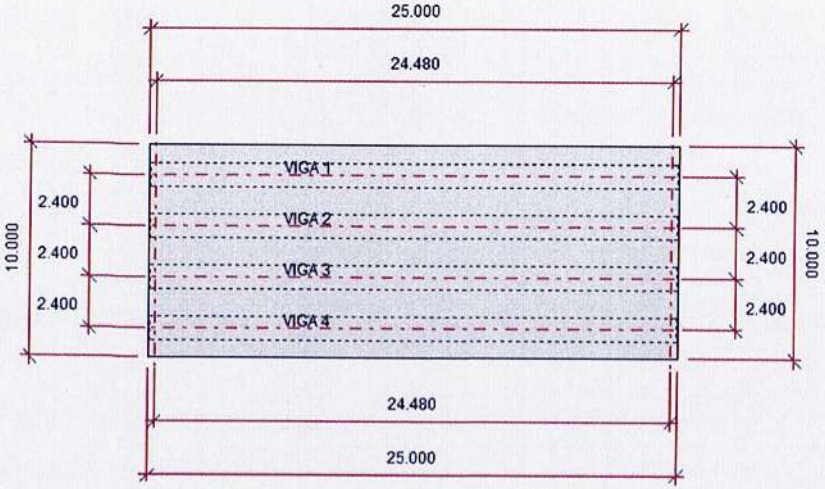
Carga especial Bitrén

00059 (cincuenta y nueve)

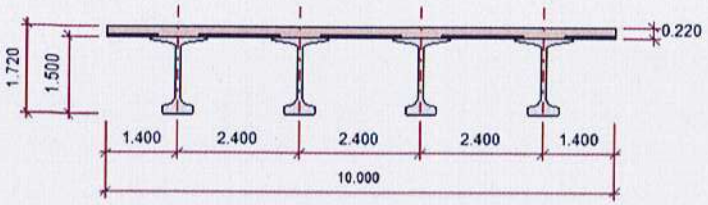
4. Generación del modelo estructural del tablero

El cálculo y dimensionamiento de la superestructura, se realiza mediante la utilización del programa de cálculo Civil eStudio Versión 39.91-C, de CivilCAD Consultores, S.L.

4.1 Esquema estructural

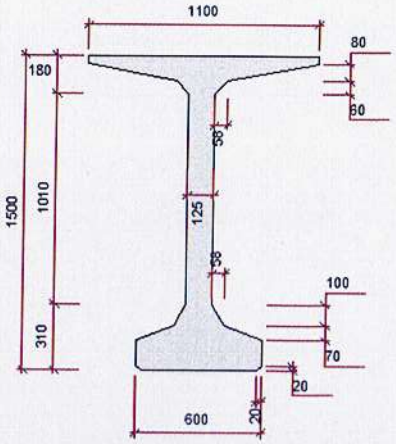


Vista en planta de la superestructura. Modelo generado con el programa Civil eStudio



Sección transversal de la superestructura. Modelo generado con el programa Civil eStudio

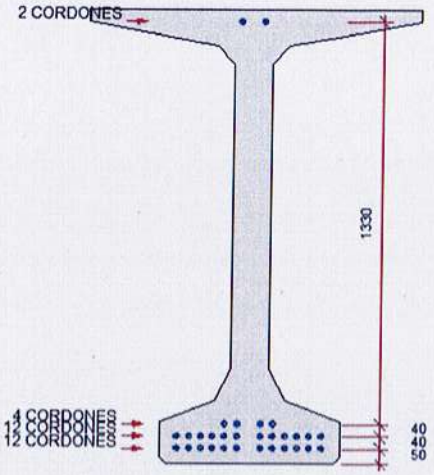
ING. TEODORO RIVEROS
Representante Legal



Sección de la viga pretensada BN-150. Modelo generado con el programa Civil eStudio

5. Diseño estructural de las vigas extremas (viga V1 y viga V4).

A continuación se muestran los resultados de la Viga V1, la cual por simetría de la estructura presenta los mismos valores que la viga V4



30 cordones de pretensado en las vigas V1 y V4. Modelo generado con el programa Civil eStudio

00058 (cincuenta y ocho)

5.1 Materiales

$f'_c := 50.00MPa$ resistencia especificada a la compresión del hormigón pretensado

$f'_{ci} := 35.00MPa$ resistencia especificada a la compresión del hormigón pretensado en el momento de la transferencia de carga

$f_y := 420.00MPa$ tensión mínima de fluencia especificada para el acero pasivo

$\gamma_c := 25.00 \frac{kN}{m^3}$ peso específico del hormigón

$\gamma_{asf} := 24.00 \frac{kN}{m^3}$ peso específico de asfalto

$f_{pu} := 1860.00 \cdot MPa$ resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado

$f_{pj} := 0.75 \cdot f_{pu} = 1395.00 \cdot MPa$ tensión en el acero de pretensado en el momento de tesado

$A_p := 98.71 \cdot mm^2$ área de un torón de media pulgada

5.2 Tensiones en el hormigón en ELS

A. Carga HL-93 de la AASHTO

Viga: 1 / Situación: E.L. de servicio / Combinación: Servicio I	Viga			
	Compresión		Tracción	
	Tensión máxima (MPa)	Tensión admisible (MPa)	Tensión mínima (MPa)	Tensión admisible (MPa)
Tras la transferencia del pretesado	19.35	23.01	-1.81	-3.73
Tras el hormigonado de la losa	14.95	32.50	-1.06	-1.38
Tras la disposición de la superestructura	14.72	22.50	-0.99	
Tras la apertura al tráfico	14.76	30.00	-1.00	
A tiempo infinito	14.31	30.00	-2.55	

Viga: 1 / Situación: E.L. de servicio / Combinación: Servicio III	Viga			
	Compresión		Tracción	
	Tensión máxima (MPa)	Tensión admisible (MPa)	Tensión mínima (MPa)	Tensión admisible (MPa)
Tras la transferencia del pretesado	19.35	23.01	-1.81	-3.73
Tras el hormigonado de la losa	14.95	32.50	-1.06	-1.38
Tras la disposición de la superestructura	14.72		-0.99	-3.53
Tras la apertura al tráfico	14.76		-1.00	-3.53
A tiempo infinito	14.31		-2.55	-3.53

La viga verifica la carga HL-93!!

ING. TEODORO RIVEROS
Representante Legal

B. Carga especial Bitrén

Viga: 1 / Situación: E.L. de servicio / Combinación: Servicio I	Viga			
	Compresión		Tracción	
	Tensión máxima (MPa)	Tensión admisible (MPa)	Tensión mínima (MPa)	Tensión admisible (MPa)
Tras la transferencia del pretesado	19.35	23.01	-1.79	-3.73
Tras el hormigonado de la losa	14.81	32.50	-1.04	-1.38
Tras la disposición de la superestructura	14.57	22.50	-0.97	
Tras la apertura al tráfico	14.61	30.00	-0.98	
A tiempo infinito	14.48	30.00	-3.13	

Viga: 1 / Situación: E.L. de servicio / Combinación: Servicio III	Viga			
	Compresión		Tracción	
	Tensión máxima (MPa)	Tensión admisible (MPa)	Tensión mínima (MPa)	Tensión admisible (MPa)
Tras la transferencia del pretesado	19.35	23.01	-1.79	-3.73
Tras el hormigonado de la losa	14.81	32.50	-1.04	-1.38
Tras la disposición de la superestructura	14.57		-0.97	-3.53
Tras la apertura al tráfico	14.61		-0.98	-3.53
A tiempo infinito	14.48		-3.13	-3.53

La viga verifica la carga especial Bitrén!!

5.3 Límites para la tensión de tracción en el hormigón

Como puede verse en las tablas arriba indicadas, tras la transferencia del pretesado, se admite una tensión de tracción límite:

$\sigma_{adm} := 0.63 \cdot \sqrt{\frac{f'_{ci}}{MPa}} \cdot MPa = 3.73 \cdot MPa$ tensión límite de tracción, indicada según tabla 5.9.4.1.2-1 de las AASHTO LRFD

Tabla 5.9.4.1.2-1 – Límites para la tensión de tracción temporaria en el hormigón antes de las pérdidas – Elementos totalmente pretensados

Tipo de puente	Ubicación	Tensión límite
Todos los puentes, excepto los puentes construidos por segmentos	• En la zona de tracción precomprimida sin armadura adherente	N/A
	• En áreas fuera de la zona de tracción precomprimida y sin armadura auxiliar adherente	$0.25\sqrt{f'_{ci}} \leq 1.38$ (MPa)
	• En áreas con armadura adherente (barras de armadura o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0.5f_y$, no mayor que 210 MPa	$0.63\sqrt{f'_{ci}}$ (MPa)
	• Para tensiones de manipuleo en pilares pretensados	$0.415\sqrt{f'_{ci}}$ (MPa)

Dimensionamiento de la armadura adherente

$f_{ci.sup} := 1.81MPa$ tensión de tracción en la cara superior de la viga tras la transferencia del pretesado

$f_{ci.inf} := 19.35MPa$ tensión de compresión en la cara inferior de la viga tras la transferencia del pretesado

00057 (cincuenta y siete)

$h_{vi} := 150.00cm$ altura de la viga

$c_{LN} := \frac{f_{ci.sup} \cdot h_{vi}}{f_{ci.sup} + f_{ci.inf}} = 12.83 \cdot cm$ profundidad de la línea neutra medida desde la cara superior de la viga

$A_{vi} := 0.1011m^2$ área traccionada de la viga

$y_{vi} := 0.0786m$ distancia del CDG del área traccionada a la línea neutra

$f_y = 420.00 \cdot MPa$ tensión mínima de fluencia especificada para el acero pasivo

$f_s := \min(0.5 \cdot f_y, 210MPa) = 210.00 \cdot MPa$ tensión de trabajo de la armadura pasiva

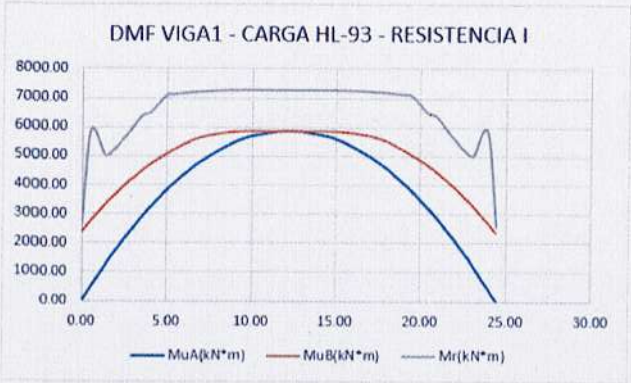
$T_s := f_{ci.sup} \cdot \frac{y_{vi}}{c_{LN}} \cdot A_{vi} = 112.10 \cdot kN$ fuerza de tracción en ELS

$A_s := \frac{T_s}{f_s} = 5.34 \cdot cm^2$ área de armadura requerida

Disponemos como armadura 4Ø16=8.40cm²

5.4 Momento último de la viga

A. Carga HL-93 de la AASHTO

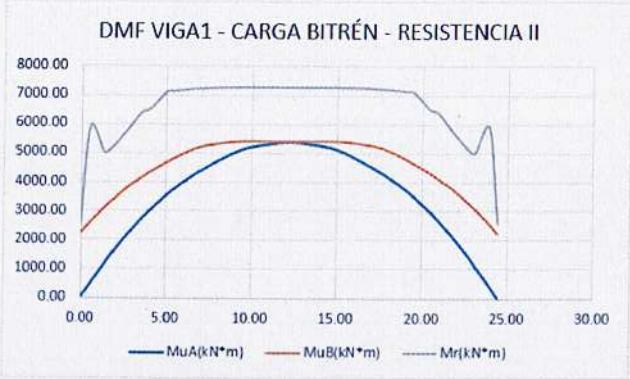


MuA=momento mayorado sin decalar
MuB=momento mayorado decalado
Mr=momento resistente

Comparación entre el momento último y el momento resistente de la viga, obtenido con el programa Civil eStudio

ING. TEODORO RIVEROS
Representante Legal

B. Carga especial Bitrén

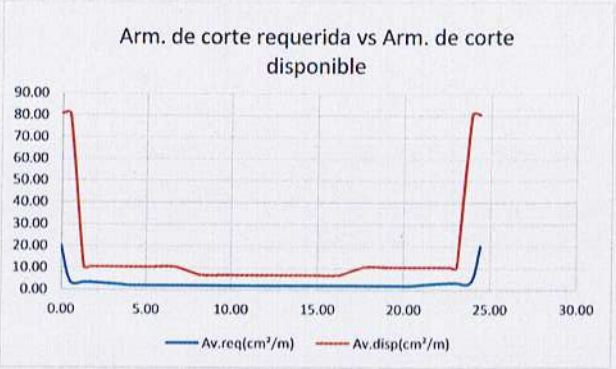


MuA=momento mayorado sin decalar
MuB=momento mayorado decalado
Mr=momento resistente

Comparación entre el momento último y el momento resistente de la viga, obtenido con el programa Civil eStudio

5.5 Esfuerzo cortante último de la viga

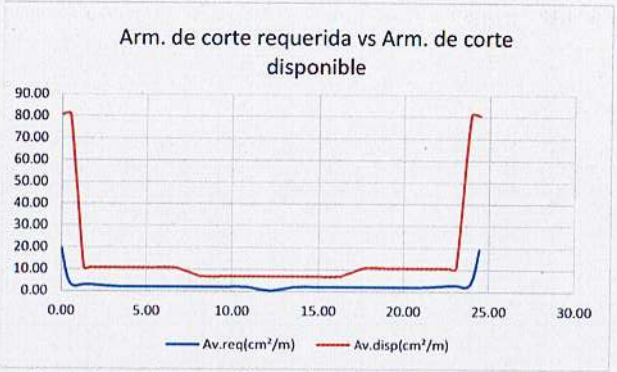
A. Carga HL-93 de la AASHTO (Resistencia I)



Comparación entre la armadura requerida por esfuerzo de corte y la armadura de corte dispuesta en la viga, obtenida con el programa CivileStudio

00056 (cincuenta y seis)

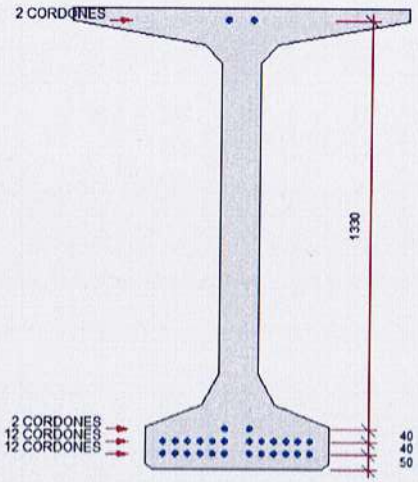
B. Carga especial Bitrén (Resistencia II)



Comparación entre la armadura requerida por esfuerzo de corte y la armadura de corte dispuesta en la viga, obtenida con el programa Civil eStudio

6. Diseño estructural de las vigas centrales (viga V2 y viga V3)

A continuación se muestran los detalles de las verificaciones de la Viga V2, la cual por simetría de la estructura presenta los mismos resultados que la viga V3



28 cordones de pretensado en las vigas V2 y V3. Modelo generado con el programa Civil eStudio

ING. TEODORO RIVEROS
Representante Legal

6.1 Tensiones en el hormigón en ELS

A. Carga HL-93 de la AASHTO

Viga: 2	Viga			
Situación: E.L. de servicio	Compresión		Tracción	
Combinación: Servicio I	Tensión máxima (MPa)	Tensión admisible (MPa)	Tensión mínima (MPa)	Tensión admisible (MPa)
Tras la transferencia del pretesado	18.71	23.01	-1.81	-3.73
Tras el hormigonado de la losa	14.99	32.50	-1.10	-1.38
Tras la disposición de la superestructura	14.82	22.50	-1.05	
Tras la apertura al tráfico	14.84	30.00	-1.05	
A tiempo infinito	13.95	30.00	-2.65	

Viga: 2	Viga			
Situación: E.L. de servicio	Compresión		Tracción	
Combinación: Servicio III	Tensión máxima (MPa)	Tensión admisible (MPa)	Tensión mínima (MPa)	Tensión admisible (MPa)
Tras la transferencia del pretesado	18.71	23.01	-1.81	-3.73
Tras el hormigonado de la losa	14.99	32.50	-1.10	-1.38
Tras la disposición de la superestructura	14.82		-1.05	-3.53
Tras la apertura al tráfico	14.84		-1.05	-3.53
A tiempo infinito	13.95		-2.65	-3.53

La viga verifica la carga HL-93!!

B. Carga especial Bitrén

Viga: 2	Viga			
Situación: E.L. de servicio	Compresión		Tracción	
Combinación: Servicio I	Tensión máxima (MPa)	Tensión admisible (MPa)	Tensión mínima (MPa)	Tensión admisible (MPa)
Tras la transferencia del pretesado	18.71	23.01	-1.79	-3.73
Tras el hormigonado de la losa	14.84	32.50	-1.07	-1.38
Tras la disposición de la superestructura	14.67	22.50	-1.02	
Tras la apertura al tráfico	14.69	30.00	-1.03	
A tiempo infinito	14.11	30.00	-3.17	

Viga: 2	Viga			
Situación: E.L. de servicio	Compresión		Tracción	
Combinación: Servicio III	Tensión máxima (MPa)	Tensión admisible (MPa)	Tensión mínima (MPa)	Tensión admisible (MPa)
Tras la transferencia del pretesado	18.71	23.01	-1.79	-3.73
Tras el hormigonado de la losa	14.84	32.50	-1.07	-1.38
Tras la disposición de la superestructura	14.67		-1.02	-3.53
Tras la apertura al tráfico	14.69		-1.03	-3.53
A tiempo infinito	14.11		-3.17	-3.53

La viga verifica la carga especial Bitrén!!

00055 (cincuenta y cinco)

6.2 Límites para la tensión de tracción en el hormigón

Como puede verse en las tablas arriba indicadas, tras la transferencia del pretesado, se admite una tensión de tracción límite:

$\sigma_{adm} := 0.63 \cdot \sqrt{\frac{f'_{ci}}{MPa}} \cdot MPa = 3.73 \cdot MPa$ tensión límite de tracción, indicada según tabla 5.9.4.1.2-1 de las AASHTO LRFD

Tabla 5.9.4.1.2-1 – Límites para la tensión de tracción temporaria en el hormigón antes de las pérdidas – Elementos totalmente pretensados

Tipo de puente	Ubicación	Tensión límite
Todos los puentes, excepto los puentes construidos por segmentos	• En la zona de tracción precomprimida sin armadura adherente	N/A
	• En áreas fuera de la zona de tracción precomprimida y sin armadura auxiliar adherente	$0.25\sqrt{f'_{ci}} \leq 1.38$ (MPa)
	• En áreas con armadura adherente (barras de armadura o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0.5f_y$, no mayor que 210 MPa	$0.63\sqrt{f'_{ci}}$ (MPa)
	• Para tensiones de manipuleo en pilares pretensados	$0.415\sqrt{f'_{ci}}$ (MPa)

Dimensionamiento de la armadura adherente

$f_{ci.sup} := 1.81MPa$ tensión de tracción en la cara superior de la viga tras la transferencia del pretesado

$f_{ci.inf} := 18.71MPa$ tensión de compresión en la cara inferior de la viga tras la transferencia del pretesado

$h_{vi} := 150.00cm$ altura de la viga

$c_{LN} := \frac{f_{ci.sup} \cdot h_{vi}}{f_{ci.sup} + f_{ci.inf}} = 13.23 \cdot cm$ profundidad de la línea neutra medida desde la cara superior de la viga

$A_{vi} := 0.1004m^2$ área traccionada de la viga

$y_{vi} := 0.0819m$ distancia del CDG del área traccionada a la línea neutra

$f_y = 420.00 \cdot MPa$ tensión mínima de fluencia especificada para el acero pasivo

$f_s := \min(0.5 \cdot f_y, 210MPa) = 210.00 \cdot MPa$ tensión de trabajo de la armadura pasiva

$T_s := f_{ci.sup} \cdot \frac{y_{vi}}{c_{LN}} \cdot A_{vi} = 112.49 \cdot kN$ fuerza de tracción en ELS

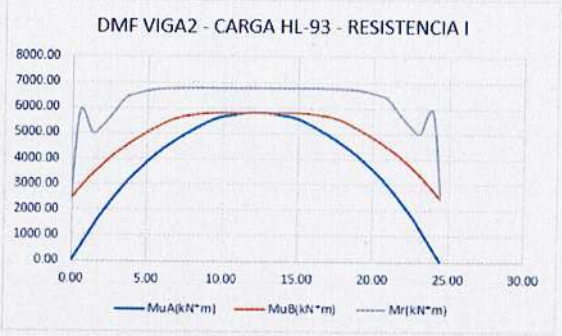
$A_s := \frac{T_s}{f_s} = 5.36 \cdot cm^2$ área de armadura requerida

Disponemos como armadura 4Ø16=8.40cm²

ING. TEODORO RIVEROS
Representante Legal

6.3 Momento último de la viga

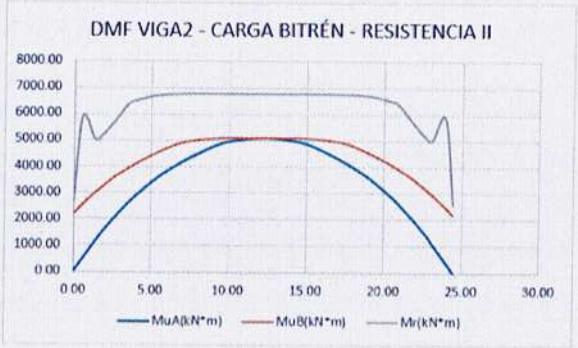
A. Carga HL-93 de la AASHTO



MuA=momento mayorado sin decalar
MuB=momento mayorado decalado
Mr=momento resistente

Comparación entre el momento último y el momento resistente de la viga, obtenido con el programa Civil eStudio

B. Carga especial Bitrén



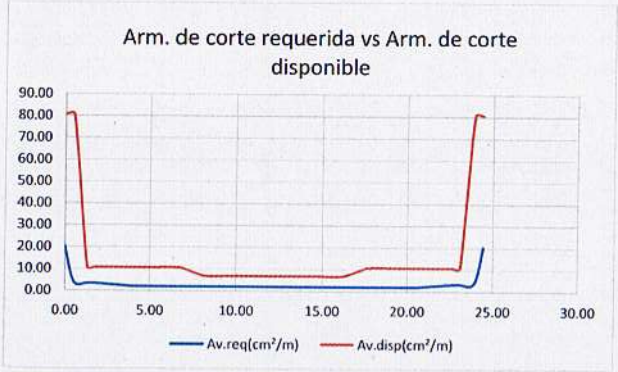
MuA=momento mayorado sin decalar
MuB=momento mayorado decalado
Mr=momento resistente

Comparación entre el momento último y el momento resistente de la viga, obtenido con el programa Civil eStudio

00054 (cincuenta y cuatro)

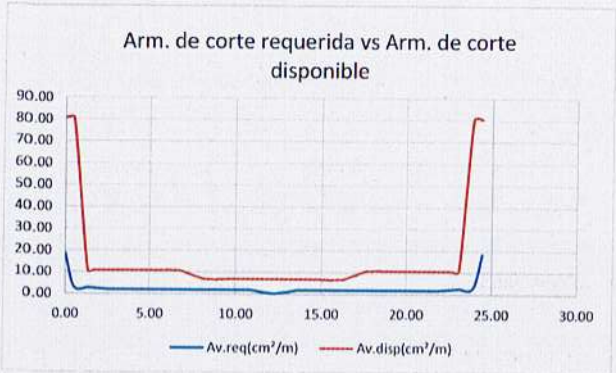
6.4 Esfuerzo cortante último de la viga

A. Carga HL-93 de la AASHTO (Resistencia I)



Comparación entre la armadura requerida por esfuerzo de corte y la armadura de corte dispuesta en la viga, obtenida con el programa CivileStudio

B. Carga especial Bitrén (Resistencia II)

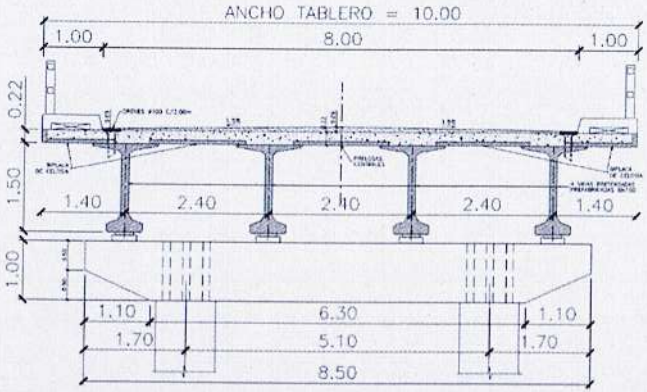


Comparación entre la armadura requerida por esfuerzo de corte y la armadura de corte dispuesta en la viga, obtenida con el programa CivileStudio

ING. TEODORO RIVEROS
Representante Legal

7. Diseño estructural de la losa tablero

El tablero se hormigona in situ formando una sección compuesta con las estructuras de vigas prefabricadas montadas previamente. Se utilizan losetas prefabricadas como encofrado perdido para el hormigonado de la losa.



7.1 Materiales y propiedades geométricas de la losa

$f'_c := 25.00\text{MPa}$	resistencia especificada a al compresión del hormigón
$f_y := 420.00\text{MPa}$	tensión mínima de fluencia especificada para el acero pasivo
$\gamma_c := 25.00\,\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	peso específico del hormigón
$\gamma_{asf} := 24.00\,\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	peso específico del asfalto
$h := 22.00\text{cm}$	espesor de losa tablero
$e_{pav} := 12\text{cm}$	espesor del pavimento+futuro recapado=6+6=12cm

7.2 Funciones de cálculo

A continuación, se definen algunas de las funciones de cálculo más utilizadas en la presente sección

7.2.1 Armadura de refuerzo requerida por flexión

$$As_f(M_u, f'_c, f_y, b, h, rec, \phi_{var}) := \left| \begin{array}{ll} d \leftarrow h - \left(rec + \frac{\phi_{var}}{2}\right) & \text{canto útil del elemento} \\ \phi_f \leftarrow 0.90 & \text{factor de reducción de resistencia nominal para esfuerzos de flexión} \\ f(A_s) \leftarrow \frac{M_u}{\phi_f} - A_s \cdot f_y \cdot d + \frac{(A_s \cdot f_y)^2}{(2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b)} & \\ A_s \leftarrow 0.00\text{mm}^2 & \\ As_f \leftarrow root(f(A_s), A_s) & \text{área de acero requerido por flexión} \end{array} \right.$$

00053 (cincuenta y tres)

7.2.2 Armadura mínima. Artículo 5.6.3.3

$As_{min}(M_u, f'_c, f_y, b, h, rec, \phi_{var}) :=$

$d \leftarrow h - \left(rec + \frac{\phi_{var}}{2}\right)$ canto útil del elemento

$\phi_f \leftarrow 0.90$ factor de reducción de resistencia nominal para esfuerzos de flexión

$f_r \leftarrow 2.01 \cdot \sqrt{\frac{0.1 \cdot f'_c}{MPa}} \cdot MPa$ módulo de ruptura del hormigón

$M_{cr} \leftarrow f_r \cdot \frac{b \cdot h^2}{6}$ momento de ruptura

$M \leftarrow \min(1.1 \cdot M_{cr}, 1.33 \cdot M_u)$ momento mínimo a ser resistido

$f(A_s) \leftarrow \frac{M}{\phi_f} - A_s \cdot f_y \cdot d + \frac{(A_s \cdot f_y)^2}{(2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b)}$

$A_s \leftarrow 0.00mm^2$

$As_{min} \leftarrow root(f(A_s), A_s)$ armadura mínima requerida

7.2.3 Armadura adoptada

$As_{adop}(b, \phi_{var}, sep) := \frac{b}{sep} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{var}^2}{4}$ cantidad de acero adoptado

7.2.4 Factor de resistencia. Artículo 5.5.4.2-2

A través de esta función se verifica si la pieza se encuentra controlada a compresión o a tracción, para elementos sometidos a flexión, la falla de la pieza debe ocurrir en la zona controlada a tracción, es decir Ø=0.90.

$\phi f(f'_c, f_y, A_{sadop}, b, h, rec, \phi_{var}) :=$

$d \leftarrow h - \left(rec + \frac{\phi_{var}}{2}\right)$ canto útil del elemento

$a \leftarrow \frac{A_{sadop} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$ profundidad del bloque de compresiones

$\beta_1 \leftarrow 0.85$

$c \leftarrow \frac{a}{\beta_1}$ profundidad de la línea neutra

$\phi f_1 \leftarrow 0.75 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - \frac{5}{3}\right)$ zona de transición

$\phi f_2 \leftarrow 0.90$ controlada a tracción

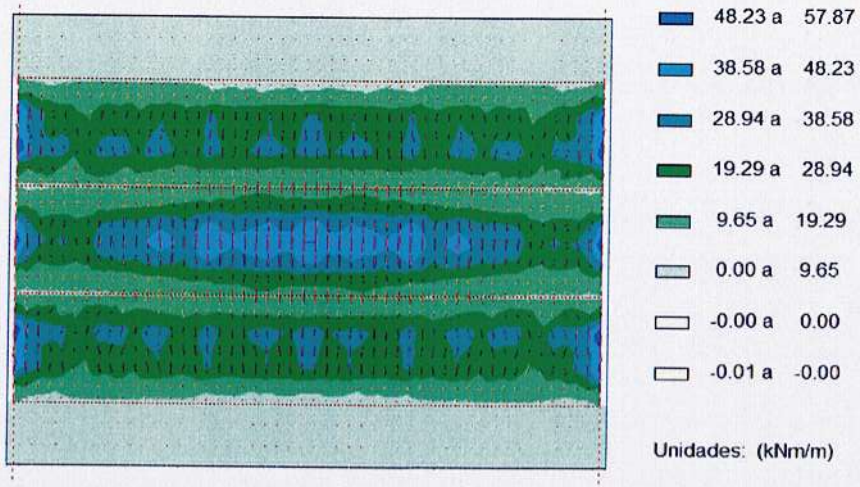
$\phi f \leftarrow \min(\phi f_1, \phi f_2)$ factor de resistencia de la pieza

ING. TEODORO RIVEROS
Representante Legal

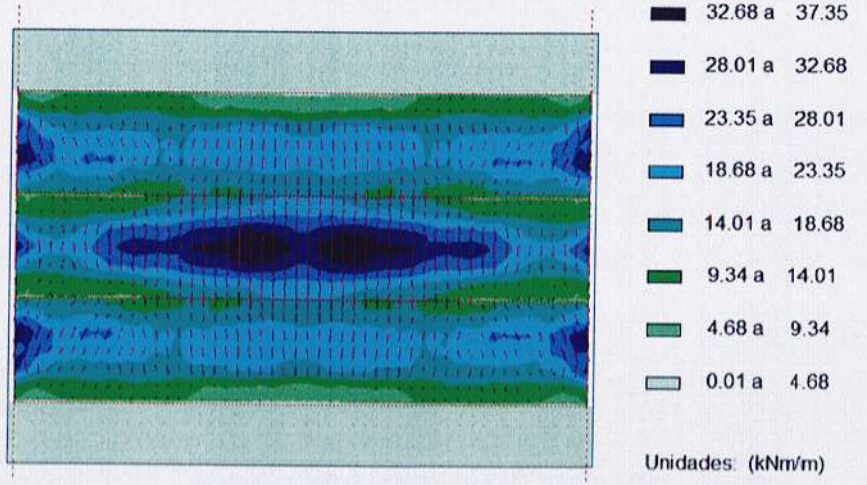
7.3 Diseño de las armaduras a flexión

Se ha realizado el cálculo de los esfuerzos de diseño con el programa Civil Estudio Versión 39.91-C, de CivilCAD Consultores, S.L.

7.3.1 Momento flector positivo. Carga HL-93. ELU. Resistencia I



7.3.2 Momento flector positivo. Carga Bitrén. ELU. Resistencia II



00052 (cincuenta y dos)

$M_u := 48.23kN \cdot m$ momento de diseño en ELU obtenido con el programa Civil eStudio

$f'_c = 25.00 \cdot MPa$ resistencia especificada a al compresión del hormigón

$f_y = 420.00 \cdot MPa$ tensión mínima de fluencia especificada para el acero pasivo

$b := 1.00m$ ancho de la faja de diseño

$h = 22.00 \cdot cm$ espesor de la losa

$rec := 3.00cm$ recubrimiento de las armaduras

$\phi_{var} := 16mm$ diámetro de la armadura

$A_{sf} := As_f(M_u, f'_c, f_y, b, h, rec, \phi_{var}) = 7.30 \cdot cm^2$ armadura requerida por flexión

$A_{smin} := As_{mín}(M_u, f'_c, f_y, b, h, rec, \phi_{var}) = 4.19 \cdot cm^2$ armadura mínima requerida

$A_{sreq} := \max(A_{sf}, A_{smin}) = 7.30 \cdot cm^2$ armadura requerida por flexión

$sep := 15cm$ separación adoptada en prelosas

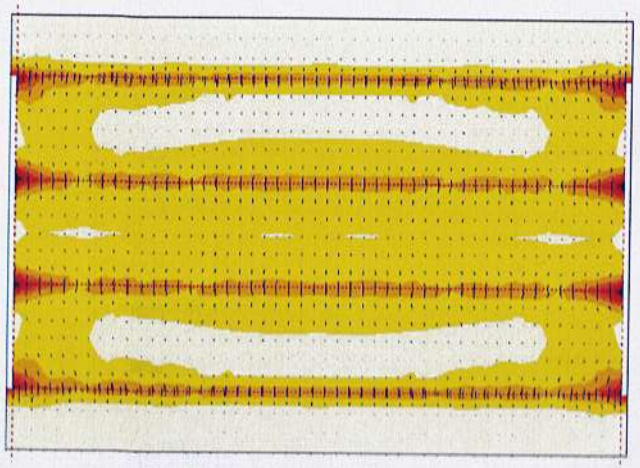
$A_{sadop} := As_{adop}(b, \phi_{var}, sep) = 13.40 \cdot cm^2$ armadura adoptada en prelosas Ø16-c/15

$\phi f(f'_c, f_y, A_{sadop}, b, h, rec, \phi_{var}) = 0.90$ sección controlada a tracción OK!!

$Eval_{As} := if(A_{sadop} \geq A_{sreq}, "Verifica!!", "No\ verifica!!") = "Verifica!!"$

$FA := \frac{A_{sreq}}{A_{sadop}} = 0.54$ factor de aprovechamiento de la armadura adoptada

7.3.3 Momento flector negativo. Carga HL-93. ELU. Resistencia I

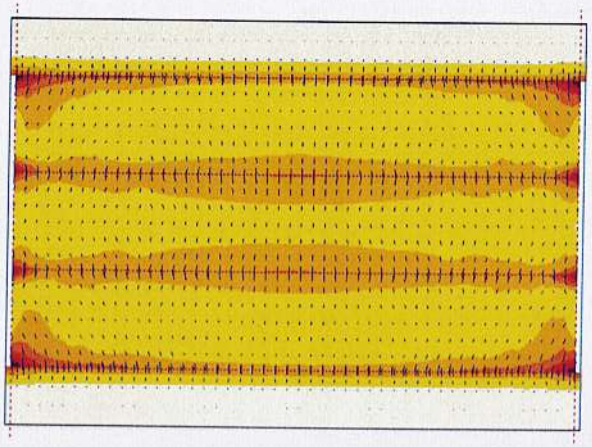


-12.42 a -0.83
-24.00 a -12.42
-35.58 a -24.00
-47.17 a -35.58
-58.75 a -47.17
-70.33 a -58.75
-81.92 a -70.33
-93.50 a -81.92

Unidades: (kNm/m)

ING. TEODORO RIVEROS
Representante Legal

7.3.4 Momento flector negativo. Carga Bitrén. ELU. Resistencia II



-9.03 a -0.48
-17.58 a -9.03
-26.13 a -17.58
-34.69 a -26.13
-43.24 a -34.69
-51.79 a -43.24
-60.34 a -51.79
-68.89 a -60.34

Unidades: (kNm/m)

Diseño fuera de la zona de apoyos (ancho de zona a=23.00m)

$M_u := 47.17kN \cdot m$ momento de diseño en ELU obtenido con el programa Civil eStudio

$f'_c = 25.00 \cdot MPa$ resistencia especificada a al compresión del hormigón

$f_y = 420.00 \cdot MPa$ tensión mínima de fluencia especificada para el acero pasivo

$b := 1.00m$ ancho de la faja de diseño

$h = 22.00 \cdot cm$ espesor de la losa

$rec := 3.00cm$ recubrimiento de las armaduras

$\phi_{var} := 12mm$ diámetro de la armadura

$A_{sf} := As_f(M_u, f'_c, f_y, b, h, rec, \phi_{var}) = 7.05 \cdot cm^2$ armadura requerida por flexión

$A_{smin} := As_{min}(M_u, f'_c, f_y, b, h, rec, \phi_{var}) = 4.15 \cdot cm^2$ armadura mínima requerida

$A_{sreq} := \max(A_{sf}, A_{smin}) = 7.05 \cdot cm^2$ armadura requerida por flexión

$sep := 15cm$ separación adoptada

$A_{sadop} := As_{adop}(b, \phi_{var}, sep) = 7.54 \cdot cm^2$ armadura adoptada Ø12-c/15

$\phi f(f'_c, f_y, A_{sadop}, b, h, rec, \phi_{var}) = 0.90$ sección controlada a tracción OK!!

$Eval_{As} := if(A_{sadop} \geq A_{sreq}, "Verifica!!", "No\ verifica!!") = "Verifica!!"$

$FA := \frac{A_{sreq}}{A_{sadop}} = 0.93$ factor de aprovechamiento de la armadura adoptada

00051 (cincuenta y uno)

Diseño de la zona de apoyos (ancho de zona a=1.00m)

$M_u := 93.50kN \cdot m$ momento de diseño en ELU obtenido con el programa Civil eStudio

$f'_c = 25.00 \cdot MPa$ resistencia especificada a al compresión del hormigón

$f_y = 420.00 \cdot MPa$ tensión mínima de fluencia especificada para el acero pasivo

$b := 1.00m$ ancho de la faja de diseño

$h = 22.00 \cdot cm$ espesor de la losa

$rec := 3.00cm$ recubrimiento de las armaduras

$\phi_{var} := 16mm$ diámetro de la armadura

$A_{sf} := As_f(M_u, f'_c, f_y, b, h, rec, \phi_{var}) = 14.78 \cdot cm^2$ armadura requerida por flexión

$A_{smin} := As_{min}(M_u, f'_c, f_y, b, h, rec, \phi_{var}) = 4.19 \cdot cm^2$ armadura mínima requerida

$A_{sreq} := \max(A_{sf}, A_{smin}) = 14.78 \cdot cm^2$ armadura requerida por flexión

$sep := 10cm$ separación adoptada

$A_{sadop} := As_{adop}(b, \phi_{var}, sep) = 20.11 \cdot cm^2$ armadura adoptada Ø16-c/10

$\phi f(f'_c, f_y, A_{sadop}, b, h, rec, \phi_{var}) = 0.90$ sección controlada a tracción OK!!

$Eval_{As} := if(A_{sadop} \geq A_{sreq}, "Verifica!!", "No verifica!!") = "Verifica!!"$

$FA := \frac{A_{sreq}}{A_{sadop}} = 0.73$ factor de aprovechamiento de la armadura adoptada

7.4 Diseño de las armaduras secundarias

7.4.1 Armadura de distribución como % de la armadura principal

$S := 2.40m$ separación entre ejes de vigas

$\alpha_s := if\left[\frac{121}{\sqrt{\left(\frac{S}{m}\right)}} \cdot \% \leq 67\%, \frac{121}{\sqrt{\left(\frac{S}{m}\right)}} \cdot \%, 67\%\right] = 67.00 \cdot \%$ % de armadura de distribución respecto a la principal

$As_{\alpha s} := 7.30\ cm^2$ cuantía requerida por flexión positiva

$A_{sreq} := \alpha_s \cdot As_{\alpha s} = 4.89 \cdot cm^2$ armadura de distribución requerida

$b = 1.00m$ ancho de diseño

$\phi_{var} := 10.00 \cdot mm$ diámetro de la armadura adoptada

$sep := 15.00cm$ separación adoptada

$A_{sadop} := As_{adop}(b, \phi_{var}, sep) = 5.24 \cdot cm^2$ armadura adoptada Ø10-c/15

ING. TEODORO RIVEROS
Representante Legal

$Eval_{As} := if(A_{sadop} \geq A_{sreq}, "Verifica!!", "No verifica!!") = "Verifica!!"$

$FA := \frac{A_{sreq}}{A_{sadop}} = 0.93$ factor de aprovechamiento de la armadura adoptada

7.4.2 Cuantía mínima por retracción y temperatura Artículo 5.10.6

$h = 22.00 \cdot cm$ altura de la losa

$b = 1.00m$ ancho de diseño

$$A_{Temp} := \left| \begin{array}{l} A_s \leftarrow \dfrac{1.3 \cdot \frac{b \cdot h}{in^2}}{2 \cdot \left[\frac{(b+h)}{in} \cdot \left(\frac{f_y}{ksi}\right)\right]} \cdot \left(\frac{in^2}{ft}\right) \\ A_{smin} \leftarrow 2.33 \cdot \frac{cm^2}{m} \\ A_{smax} \leftarrow 12.7 \cdot \frac{cm^2}{m} \\ A_{Temp} \leftarrow A_{smin} \ \ if\ A_s < A_{smin} \\ A_{Temp} \leftarrow A_s \ \ if\ A_{smin} \leq A_s \leq A_{smax} \\ A_{Temp} \leftarrow A_{smax} \ \ if\ A_{smax} < A_s \end{array} \right.$$

artículo 5.10.6-1

artículo 5.10.6-2

artículo 5.10.6-2

$A_{Temp} = 2.33 \cdot \frac{cm^2}{m}$ armadura de temperatura requerida en cada dirección y en cada cara

$A_{sreq} := A_{Temp} \cdot b = 2.33 \cdot cm^2$ armadura de temperatura requerida en un ancho $b = 1.00m$

$\phi_{var} := 10.00 \cdot mm$ diámetro de la armadura adoptada

$sep := 15.00cm$ separación adoptada

$A_{sadop} := As_{adop}(b, \phi_{var}, sep) = 5.24 \cdot cm^2$ armadura adoptada Ø10-c/15

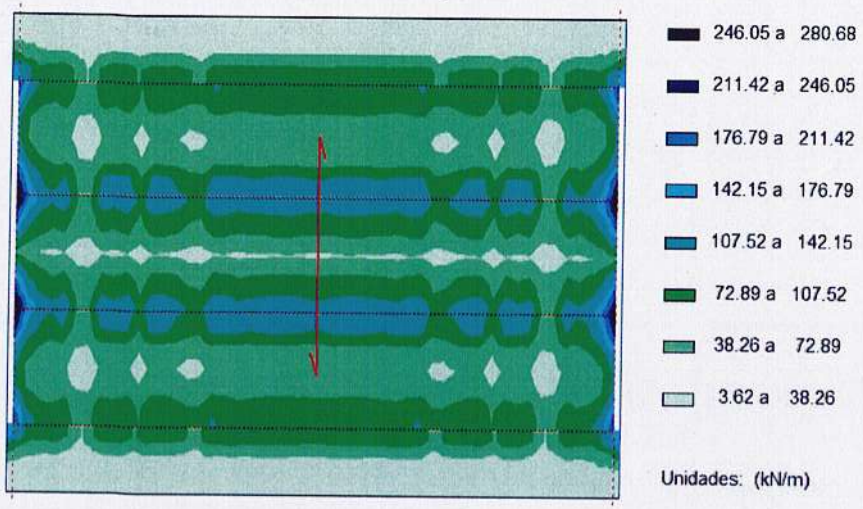
$Eval_{As} := if(A_{sadop} \geq A_{sreq}, "Verifica!!", "No verifica!!") = "Verifica!!"$

$FA := \frac{A_{sreq}}{A_{sadop}} = 0.44$ factor de aprovechamiento de la armadura adoptada

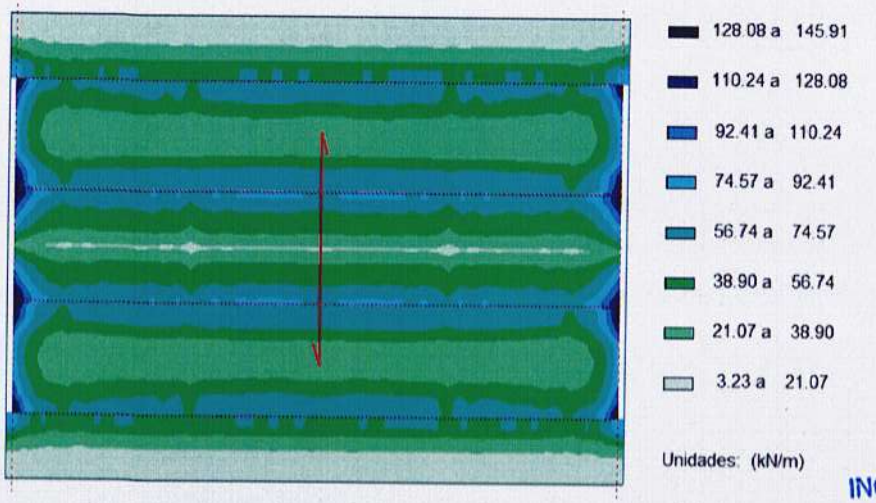
00050 (cincuenta)

7.5 Diseño de las armaduras de corte

7.5.1 Esfuerzo cortante. Carga HL-93. ELU. Resistencia I



7.5.2 Esfuerzo cortante. Carga Bitrén. ELU. Resistencia II



ING. TEODORO RIVEROS
Representante Legal

$V_u := 107.52kN$ cortante de cálculo

$M_{cu} := 26.13kN \cdot m$ momento flector concomitante en la sección de verificación

$b = 100.00 \cdot cm$ ancho de la franja de diseño

$h := 22.00cm$ espesor del elemento

$\phi_{var} := 12.00mm$ diámetro de la armadura principal superior

$rec := 3.00cm$ recubrimiento geométrico

$d := h - rec - \frac{\phi_{var}}{2} = 184.00 \cdot mm$ canto útil

$A_{s.sup} := 7.54 \cdot cm^2$ armadura dispuesta en la cara superior Ø12-c/15

$A_{s.inf} := 13.40 \cdot cm^2$ armadura dispuesta en la cara inferior Ø16-c/15

$V_c := 148.40kN$ contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante (valor calculado con el programa Civil eStudio)

$\phi_s := 0.90$ factor de reducción de la resistencia nominal para esfuerzos a cortante s/AASHTO

$V_r := \phi_s \cdot V_c = 133.56 \cdot kN$ resistencia a cortante (sin armadura de corte)

$Eval_{Vu} := if(V_u < V_r, \text{"No Requiere Arm. de Corte"}, \text{"Disponer Arm. de Corte"})$

$Eval_{Vu} = \text{"No Requiere Arm. de Corte"}$

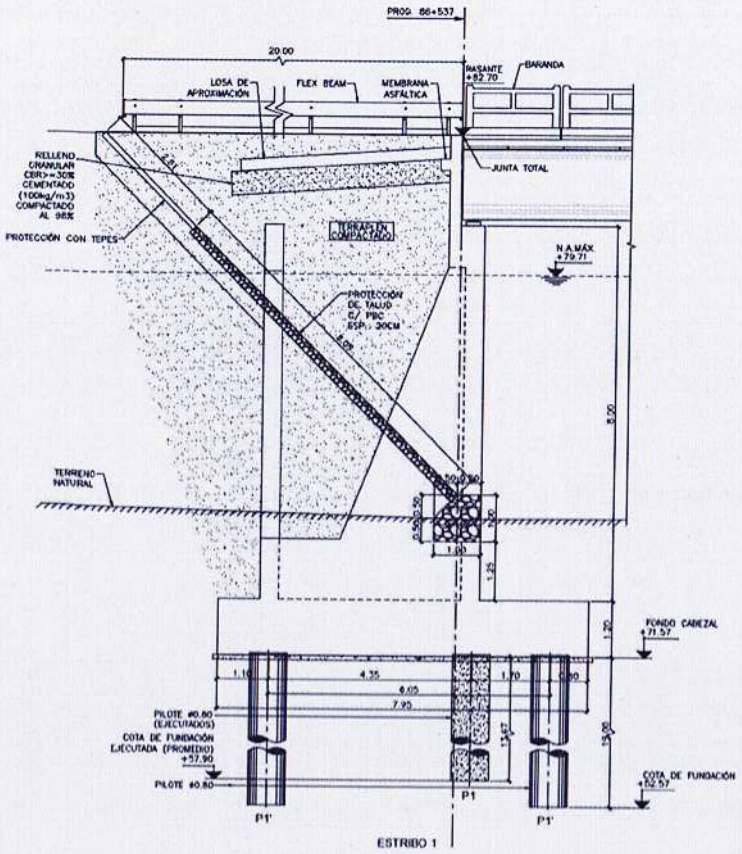
$F_{ap} := \frac{V_u}{V_r} = 0.81$ factor de aprovechamiento de la losa a esfuerzos de corte

00049 (cuarenta y nueve)

8. Diseño Estructural del Estribo 1 - H=8.00m. Fundación con Pilotes

El diseño estructural del estribo, se realiza mediante la utilización del programa de cálculo de elementos finitos RFEM en su versión 5.26, de la empresa GmH Dlubal Software.

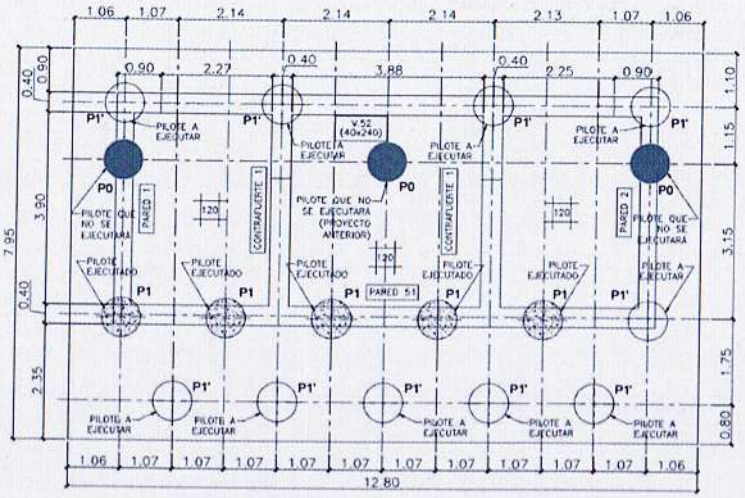
8.1 Esquema estructural del Estribo



Vista lateral del estribo

ING. TEODORO RIVEROS
Representante Legal

ESTRIBO 1. VISTA EN PLANTA
ESC.: 1:50



Vista en planta del estribo

8.2 Materiales y propiedades geométricas

$B_{puente} := 10.00m$	ancho total del puente
$L_{tramo} := 25.00m$	longitud total de un tramo de puente
$L_{puente} := 200.00m$	longitud total del puente
$L_{sin.junta} := 75.00m$	tramo del puente sin junta de dilatación
$f'_c = 25.00 \cdot MPa$	resistencia especificada a la compresión del hormigón
$f_y = 420.00 \cdot MPa$	tensión mínima de fluencia especificada para el acero pasivo
$\gamma_c = 25.00 \cdot \frac{kN}{m^3}$	peso específico del hormigón
$\gamma_{asf} = 24.00 \cdot \frac{kN}{m^3}$	peso específico del asfalto
$\gamma_{rell} := 20.00 \frac{kN}{m^3}$	peso específico del suelo de relleno
$\varphi := 25.00°$	ángulo de fricción interna del suelo de relleno
$\lambda_h := \frac{1 - \sin(\varphi)}{1 + \sin(\varphi)} = 0.41$	coeficiente de empuje activo de Rankine

00048 (cuarenta y ocho)

8.3. Determinación de cargas sobre el Estribo

8.3.1 Peso propio y cargas permanentes de la superestructura sobre el estribo

Resumen de cargas permanentes		
Elemento estructural	Volumen(m3)	Peso(kN)
Vigas longitudinales	36.53	913.17
Losa del tablero	55.00	1375.00
Aceras	9.08	226.88
Carpeta asfáltica	24.00	576.00
	∑=	3091.05

Resumen de cargas permanentes sobre cada apoyo de viga						
Viga N°	PP viga (kN)	PP losa (kN)	PP acera (kN)	PP asfalto (kN)	Carga sobre viga (kN)	Reacción en apoyo (kN)
1.00	228.29	357.50	113.44	115.20	814.43	407.22
2.00	228.29	330.00	0.00	172.80	731.09	365.55
3.00	228.29	330.00	0.00	172.80	731.09	365.55
4.00	228.29	357.50	113.44	115.20	814.43	407.22
∑=	913.17	1375.00	226.88	576.00	3091.05	1545.52

8.3.2 Carga Móvil HL-93 sobre el Estribo

$n_{carril} := 2$ número de carriles sobre el puente

$f_m := 1.00$ factor de presencia múltiple

A. Carril de diseño

$L_{tramo} = 25.00m$ longitud del un tramo de puente

$q_{LL} := 9.30 \frac{kN}{m}$ carga de carril de diseño

$a_{carril} := 3.00m$ ancho de distribución de la carga de carril de diseño

$Q_{LL} := \frac{q_{LL}}{a_{carril}} = 3.10 \cdot \frac{kN}{m^2}$ carga de carril de diseño por m2

B. Camión de diseño

$P_{camión} := \begin{pmatrix} 35.00 \\ 145.00 \\ 145.00 \end{pmatrix} kN$ carga del 1er. eje del camión de diseño; carga del 2do. eje del camión de diseño; carga del 3er. eje del camión de diseño

C. Tandem de diseño

$P_{tandem} := \begin{pmatrix} 110.00 \\ 110.00 \end{pmatrix} kN$ carga del 1er. eje del tandem de diseño; carga del 2do. eje del tandem de diseño

ING. TEODORO RIVEROS
Representante Legal

C. Resumen de Cargas sobre apoyos de Estribos

Estribo			
Resumen de carga viva HL-93 sobre cada apoyo de viga			
Viga N°	Hip1 (kN)	Hip2 (kN)	Hip3 (kN)
1.00	276.39	182.88	96.04
2.00	321.14	316.43	305.07
3.00	305.07	316.43	321.14
4.00	96.04	182.88	276.39
∑=	998.64	998.62	998.64

Hip1: carga viva a 1.00m del borde izquierdo del tablero
Hip2: carga viva a 1.70m del borde izquierdo del tablero
Hip3: carga viva a 2.40m del borde izquierdo del tablero

8.3.3 Empuje horizontal: Presión de terreno en el muro frontal y en las alas del estribo

$\lambda_h = 0.41$ coeficiente de empuje activo del suelo de relleno

$\gamma_{rell} = 20.00 \cdot \frac{kN}{m^3}$ peso específico del suelo de relleno

A. Alturas de cálculo

$h_{hor} := 11.15m$ altura total del muro frontal del estribo en la porción más alta

B. Presión horizontal debido al empuje activo del suelo de relleno

$p_{hor} := \lambda_h \cdot \gamma_{rell} \cdot h_{hor} = 90.51 \cdot \frac{kN}{m^2}$ presión horizontal a una profundidad $h_{hor} = 11.15m$

8.3.4 Empuje vertical: Peso del relleno

A. Alturas de cálculo

$h_{ver} := 9.95m$ altura total del muro frontal del estribo en la porción más alta

B. Presión vertical debido al peso del suelo de relleno

$p_{ver} := \gamma_{rell} \cdot h_{ver} = 199.00 \cdot \frac{kN}{m^2}$ presión vertical a una profundidad $h_{ver} = 9.95m$

8.3.5 Sobrecarga de relleno

$\lambda_h = 0.41$ coeficiente de empuje activo del suelo de relleno

$h_{sc} := 0.60 \cdot m$ altura de suelo de relleno equivalente a la sobrecarga impuesta

$p_{sc} := \lambda_h \cdot \gamma_{rell} \cdot h_{sc} = 4.87 \cdot \frac{kN}{m^2}$ presión de sobrecarga sobre el muro frontal

00047 (cuarenta y siete)

8.3.6 Fuerzas horizontales sobre apoyos

8.3.6.1. Rigidez de apoyos

$n_{ap} := \begin{pmatrix} 4 \\ 8 \\ 8 \\ 4 \end{pmatrix}$

cantidad de apoyos de neopreno en estribo 1
cantidad de apoyos de neopreno en pila 1
cantidad de apoyos de neopreno en pila 2
cantidad de apoyos de neopreno en pila 3

$a_{ap} := \begin{pmatrix} 250 \\ 250 \\ 250 \\ 250 \end{pmatrix} mm$

dimensión menor del neopreno en estribo 1
dimensión menor del neopreno en pila 1
dimensión menor del neopreno en pila 2
dimensión menor del neopreno en pila 3

$b_{ap} := \begin{pmatrix} 400 \\ 300 \\ 300 \\ 400 \end{pmatrix} mm$

dimensión mayor del neopreno en estribo 1
dimensión mayor del neopreno en pila 1
dimensión mayor del neopreno en pila 2
dimensión mayor del neopreno en pila 3

$h_{ap} := \begin{pmatrix} 48 \\ 32 \\ 32 \\ 48 \end{pmatrix} mm$

altura neta de las capas internas de neopreno en estribo 1
altura neta de las capas internas de neopreno en pila 1
altura neta de las capas internas de neopreno en pila 2
altura neta de las capas internas de neopreno en pila 3

$G_{ap} := 10.00 \cdot \frac{kgf}{cm^2} = 0.98 \cdot MPa$ módulo de elasticidad transversal del neopreno

A. Deformación instantánea

$i := 1 .. 4$

$k_{ins_i} := \frac{2 \cdot G_{ap} \cdot a_{ap_i} \cdot b_{ap_i}}{h_{ap_i}}$

$k_{ins} = \begin{pmatrix} 4.09 \\ 4.60 \\ 4.60 \\ 4.09 \end{pmatrix} \cdot \frac{kN}{mm}$

rigidez horizontal para deformación instantánea del neopreno en estribo 1
rigidez horizontal para deformación instantánea del neopreno en pila 1
rigidez horizontal para deformación instantánea del neopreno en pila 2
rigidez horizontal para deformación instantánea del neopreno en pila 3

B. Deformación Lenta

$k_{len_i} := \frac{G_{ap} \cdot a_{ap_i} \cdot b_{ap_i}}{h_{ap_i}}$

$k_{len} = \begin{pmatrix} 2.04 \\ 2.30 \\ 2.30 \\ 2.04 \end{pmatrix} \cdot \frac{kN}{mm}$

rigidez horizontal para deformación lenta del neopreno en estribo 1
rigidez horizontal para deformación lenta del neopreno en pila 1
rigidez horizontal para deformación lenta del neopreno en pila 2
rigidez horizontal para deformación lenta del neopreno en pila 3

ING. TEODORO RIVEROS
Representante Legal

8.3.6.2. Frenado y aceleración de la carga móvil

$n_{carril} = 2.00$ cantidad de carriles sobre el puente

$f_m = 1.00$ factor de presencia múltiple

$PT_{tandem} := \sum_{i=1}^{2} P_{tandem_i} = 220.00 \cdot kN$ suma de los pesos de los ejes de tandem

$PT_{camión} := \sum_{i=1}^{3} P_{camión_i} = 325.00 \cdot kN$ suma de los pesos de los ejes de camión

$P_H := \left| \begin{array}{l} P_{H_1} \leftarrow 0.25 \cdot n_{carril} \cdot f_m \cdot PT_{tandem} \\ P_{H_2} \leftarrow 0.25 \cdot n_{carril} \cdot f_m \cdot PT_{camión} \\ P_{H_3} \leftarrow 0.05 \cdot (PT_{tandem} + q_{LL} \cdot L_{sin.junta}) \cdot f_m \cdot n_{carril} \\ P_{H_4} \leftarrow 0.05 \cdot (PT_{camión} + q_{LL} \cdot L_{sin.junta}) \cdot f_m \cdot n_{carril} \end{array} \right.$

frenado debido al tandem
frenado debido al camión
frenado debido al tandem+carril
frenado debido al camión+carril

$P_H = \begin{pmatrix} 110.00 \\ 162.50 \\ 91.75 \\ 102.25 \end{pmatrix} \cdot kN$

$F_{BR} := \max(P_H) = 162.50 \cdot kN$ fuerza horizontal debido a la aceleración y frenado de vehículo

E. Distribución de la fuerza de frenado

E.1. Análisis de apoyos de neopreno

$k_{ap_i} := n_{ap_i} \cdot k_{ins_i}$

$k_{ap} = \begin{pmatrix} 16.34 \\ 36.77 \\ 36.77 \\ 16.34 \end{pmatrix} \cdot \frac{kN}{mm}$

rigidez instantánea de la línea de apoyos en estribo 1
rigidez instantánea de la línea de apoyos en pila 1
rigidez instantánea de la línea de apoyos en pila 2
rigidez instantánea de la línea de apoyos en pila 3

E.3. Análisis de pilares de pila

$E_c := 25000.00MPa$ módulo de elasticidad del hormigón

$n_{pilar} := 2$ cantidad de pilares en las pilas

$H_{pilar} := \begin{pmatrix} 7.00 \\ 8.00 \\ 6.60 \end{pmatrix} m$

altura de los pilares de la pila 1
altura de los pilares de la pila 2
altura de los pilares de la pila 3

$D_{pilar} := 1.00m$ diámetro de los pilares en las pilas

00046 (cuarenta y seis)

$I_{pilar} := \frac{\pi \cdot D_{pilar}^4}{64} = 0.05 \cdot m^4$ inercia a flexión de los pilares

$j := 1 .. 3$

$k_{pila_j} := n_{pilar} \cdot \frac{3 \cdot E_c \cdot I_{pilar}}{\left(H_{pilar_j}\right)^3}$

$k_{pila} = \begin{pmatrix} 21.47 \\ 14.38 \\ 25.61 \end{pmatrix} \cdot \frac{kN}{mm}$ rigidez de la pila 1 / rigidez de la pila 2 / rigidez de la pila 3

E.4. Análisis de estribos

$k_{estr} := 100000000 \frac{kN}{mm}$ rigidez de los estribos (prácticamente indeformables respecto a los demás)

E.5. Análisis del puente completo

$k_{sub} := \begin{pmatrix} k_{estr} \\ k_{pila_1} \\ k_{pila_2} \\ k_{pila_3} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 100000000.00 \\ 21.47 \\ 14.38 \\ 25.61 \end{pmatrix} \cdot \frac{kN}{mm}$ rigidez del estribo 1 / rigidez de la pila 1 / rigidez de la pila 2 / rigidez de la pila 3

$k_{puente_i} := \frac{1}{\frac{1}{k_{ap_i}} + \frac{1}{k_{sub_i}}}$

$k_{puente} = \begin{pmatrix} 16.34 \\ 13.55 \\ 10.34 \\ 9.98 \end{pmatrix} \cdot \frac{kN}{mm}$ rigidez del estribo 1 + apoyos de neopreno / rigidez de la pila 1 + apoyos de neopreno / rigidez de la pila 2 + apoyos de neopreno / rigidez de la pila 3 + apoyos de neopreno

$fBR_i := F_{BR} \cdot \frac{k_{puente_i}}{\sum_{j=1}^{4} k_{puente_j}}$ distribución de la fuerza de frenado

$fBR = \begin{pmatrix} 52.89 \\ 43.86 \\ 33.46 \\ 32.29 \end{pmatrix} \cdot kN$ fuerza de frenado sobre el estribo 1 / fuerza de frenado sobre la pila 1 / fuerza de frenado sobre la pila 2 / fuerza de frenado sobre la pila 3

$\frac{fBR}{F_{BR}} = \begin{pmatrix} 32.55 \\ 26.99 \\ 20.59 \\ 19.87 \end{pmatrix} \cdot \%$ % sobre estribo 1 / % sobre pila 1 / % sobre pila 2 / % sobre pila 3

8.3.6.3 Efecto del viento sobre la carga móvil

$Q_{WL} := 0.55 \cdot \frac{N}{mm}$ componente paralela al eje del puente (tabla 3.8.1.3.1)

ING. TEODORO RIVEROS
Representante Legal

$F_{WL.estr} := \frac{L_{tramo}}{2} Q_{WL} = 6.88 \cdot kN$ carga horizontal sobre el estribo 1

8.3.6.4 Fuerza debida a la deformación por variación de temperatura

$L_{\Delta T} := \frac{L_{sin.junta}}{2} = 37.50\,m$ distancia del estribo al eje de simetría del tramo

$\alpha := \frac{10^{-5}}{\Delta °C}$ coeficiente de dilatación del hormigón

$\Delta_T := 23 \cdot \Delta °C$ variación de temperatura

$\varepsilon_T := \alpha \cdot \Delta_T = 2.30 \cdot 10^{-4}$ deformación unitaria debida a la temperatura

$\Delta_{temp} := \varepsilon_T \cdot L_{\Delta T} = 8.63 \cdot mm$ deformación por temperatura

$n_{ap_1} = 4.00$ cantidad de apoyos por estribo

$R_{\Delta T} := n_{ap_1} \cdot k_{len_1} \cdot \Delta_{temp}$

$R_{\Delta T} = 70.49 \cdot kN$ carga horizontal sobre el estribo 1

8.3.6.5 Fuerza debida a la retracción del hormigón

$L_{SH} := \frac{L_{sin.junta}}{2} = 37.50\,m$ distancia del estribo al eje de simetría del tramo

$\varepsilon_{SHu} := 500 \cdot 10^{-6}$ deformación unitaria de retracción final

$\varepsilon_{SHi}(t) := \frac{t}{35 + t} \cdot \varepsilon_{SHu}$

$\varepsilon_{SH60} := \varepsilon_{SHi}(60) = 3.16 \times 10^{-4}$ deformación unitaria a 60 días, estimación de fecha de montaje

$\varepsilon_{SH} := \varepsilon_{SHu} - \varepsilon_{SH60}$

$\varepsilon_{SH} = 1.84 \times 10^{-4}$ retracción unitaria desde el montaje hasta el final

$\Delta_{SH} := \varepsilon_{SH} \cdot L_{SH} = 6.91 \cdot mm$ deformación por retracción

$R_{SH} := n_{ap_1} \cdot k_{len_1} \cdot \Delta_{SH}$

$R_{SH} = 56.45 \cdot kN$ carga horizontal sobre el estribo 1

8.3.6.6 Fuerza debida a la fluencia del hormigón

$f_{pu} := 1860.00 \cdot MPa$ resistencia de rotura del acero de pretensado

$f_o := 0.75 \cdot f_{pu}$ tensión inicial de tesado

$A_p := 98.71 \cdot mm^2$ área de un cable de media pulgada

$n_p := 30$ cantidad total de cables

$A_{p.total} := A_p \cdot n_p = 2961.30 \cdot mm^2$ área total de cordones

$P_o := f_o \cdot A_{p.total} = 4131.01 \cdot kN$ fuerza de tesado inicial

$\boxed{\Delta f_{inst} := 88.55 \cdot MPa}$ pérdida instantánea calculado con el programa Leap Bridge Enterprise

00045 (cuarenta y cinco)

$\Delta f_{dif} := 100.97 \cdot MPa$ pérdida total diferida calculado con el programa Leap Bridge Enterprise

Time Dependent Losses (Approximate Method (Art.5.9.5.3))

	Initial			Final		
Steel relaxation	0.00	MPa		16.55	MPa	(Eq 5.9.5.3-1)
Concrete shrinkage	0.00	MPa		84.96	MPa	(Eq 5.9.5.3-1)
Concrete creep	0.00	MPa		69.56	MPa	(Eq 5.9.5.3-1)
Sub-total	88.55	MPa	(6.34 %)	100.97	MPa	(7.23 %)
Total Prestress Losses				189.53	MPa	(13.57 %)

Prestressing Stress Limit Check (Table 5.9.3.1)
initial fpi = 1396.2 MPa < 0.75 fpu, OK
initial fpe = 1206.7 MPa < 0.80 fpy, OK

$\Delta f_{total} := \Delta f_{inst} + \Delta f_{dif} = 189.52 \cdot MPa$ pérdida total a tiempo infinito

$P_f := P_o - \Delta f_{total} \cdot A_{p.total} = 3569.79 \cdot kN$ fuerza final de pretensado

SECTION PROPERTIES:

	PRECAST		COMPOSITE		
Area	7.3235e+005	mm2	1.2143e+006	mm2	#
Total Height	1750.00	mm	1970.00	mm	
Mom. of Inertia (bxx)	2.8134e+011	mm4	5.4524e+011	mm4	#
Ht. of c.g.	910.70	mm	1287.49	mm	#
Density	2402.77	kg/m3	2402.77	kg/m3	
Self-weight	17.3	kN/m	29.7	kN/m	
Mom. of Inertia (Iyy)	2.6167e+010	mm4			
Poisson's Ratio	0.2				
Thermal Coeff	0.000010800	1/°C			

$A_{c.compuesta} := 1.2143 \cdot m^2$ área de la sección compuesta

$E_c := 29440.00 \cdot MPa$ módulo de deformación de la viga pretensada

$\varepsilon_{elast} := \frac{P_f}{A_{c.compuesta} \cdot E_c} = 9.99 \times 10^{-5}$ deformación unitaria de la viga

$c_u := 2.35$ coeficiente final de fluencia

$c_{CR}(t) := \frac{t^{0.6}}{10 + t^{0.6}} \cdot c_u$ coeficiente de fluencia a t días

$c_{60} := c_{CR}(60) = 1.27$ coeficiente de fluencia a 60 días

$\varepsilon_{CR} := (c_u - c_{60}) \cdot \varepsilon_{elast} = 1.08 \times 10^{-4}$ deformación unitaria de fluencia desde el montaje hasta el final

Conversión de las deformaciones impuestas a variación de temperatura

$\Delta_{T.CR} := \frac{\varepsilon_{CR}}{\alpha} = 10.83 \cdot \Delta°C$ variación de temperatura correspondiente a la fluencia

$L_{CR} := \frac{L_{sin.junta}}{2} = 37.50 m$ distancia del estribo al eje de simetría del tramo

$\Delta_{CR} := \varepsilon_{CR} \cdot L_{CR} = 4.06 \cdot mm$ deformación por fluencia

ING. TEODORO RIVEROS
Representante Legal

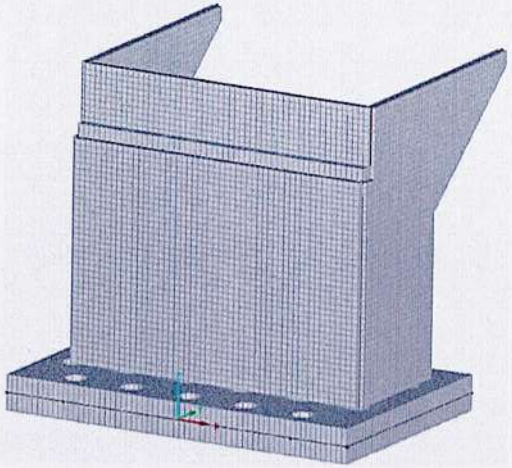
$R_{CR} := n_{ap_1} \cdot k_{len_1} \cdot \Delta_{CR}$

$R_{CR} = 33.19 \cdot kN$ carga horizontal sobre el estribo 1

8.4 Análisis de fundación en el sentido longitudinal del puente

8.4.1 Calculo de la capacidad portante del pilote (Cargas Verticales)

A continuación se procede al cálculo estructural del estribo. Para tal efecto se ha hecho uso del programa RFEM5, en su versión 5.26, propiedad de GmbH Dlubal Software.



Las reacciones sobre los pilotes se calculan mediante un modelo realizado en el programa RFEM5 en su versión 5.26, propiedad de GmbH Dlubal Software.

$tf := 1000kgf$ relación entre tf y kgf

$V_{ser} := 1555.24 kN$ carga vertical maxima sobre la cabeza del pilote en ELS, obtenido con el programa RFEM

$D_p := 0.80m$ diámetro del pilote

$L_p := 19.00m$ longitud del pilote

$V_p := \frac{\pi \cdot D_p^2}{4} \cdot L_p = 9.55 \cdot m^3$ volumen total del pilote

$\gamma_c = 25.00 \cdot \frac{kN}{m^3}$ peso específico del hormigón

$\gamma_{rell} = 20.00 \cdot \frac{kN}{m^3}$ peso específico del suelo

$W_p := (\gamma_c - \gamma_{rell}) \cdot V_p = 47.75 \cdot kN$ peso adicional generado por el concreto al reemplazar el suelo existente

$Q_{ser} := V_{ser} + W_p = 1602.99 \cdot kN$ carga máxima de servicio en los pilotes $D_p = 0.80 m$

Obra: PUENTE YPANÉ
Proyecto: Puente L=200.00m
Fecha: feb-2024

Datos del Pilote

Diámetro pilote (D):	0.80	m
Area de punta (Ap):	0.5027	m^2
Perímetro (U):	2.51	m

TABLA DE COEFICIENTES "C", "a" y "b" (DÉCOURT-QUARESMA) 1996				
SUELO N°	TIPO DE SUELO	C (T/m^2)	a	b
1	ARCILLOSO	12	0.85	0.90
2	LIMO ARCILLOSO	20	0.60	0.75
3	LIMO ARENOSO	25	0.60	0.75
4	ARENOSO	40	0.50	0.60
Tipo de Pilote	Excavado con Lodo Bentonítico			

Resistencia por Punta

CAPA	SUELO N°	TIPO DE SUELO	a	C (T/m^2)	Nspt.punta	rp (T/m^2)	Ap (m^2)	Qpunta (T)
20	3	LIMO ARENOSO	0.60	25	40	600	0.5027	302

Resistencia por Fricción — SONDEO ESTRIBO 1

CAPA	SUELO N°	TIPO DE SUELO	Nspt REAL	Nspt MODIFICADO	rl (T/m^2)	b	DL (m)	U (m)	DRI (T)	ESQUEMA DE PILOTE	DATOS ADICIONALES
											COTA: +0.00
1	3	LIMO ARENOSO	50							1	
2	3	LIMO ARENOSO	9	9	4.00	0.75				2	
3	3	LIMO ARENOSO	9	9	4.00	0.75	1.0	2.51	7.54	3	
4	3	LIMO ARENOSO	9	9	4.00	0.75	1.0	2.51	7.54	4	
5	3	LIMO ARENOSO	13	13	5.33	0.75	1.0	2.51	10.05	5	
6	3	LIMO ARENOSO	11	11	4.67	0.75	1.0	2.51	8.80	6	
7	3	LIMO ARENOSO	9	9	4.00	0.75	1.0	2.51	7.54	7	
8	3	LIMO ARENOSO	7	7	3.33	0.75	1.0	2.51	6.28	8	
9	3	LIMO ARENOSO	14	14	5.67	0.75	1.0	2.51	10.68	9	
10	3	LIMO ARENOSO	15	15	6.00	0.75	1.0	2.51	11.31	10	
11	3	LIMO ARENOSO	16	15	6.00	0.75	1.0	2.51	11.31	11	
12	3	LIMO ARENOSO	13	13	5.33	0.75	1.0	2.51	10.05	12	
13	3	LIMO ARENOSO	15	15	6.00	0.75	1.0	2.51	11.31	13	
14	3	LIMO ARENOSO	19	15	6.00	0.75	1.0	2.51	11.31	14	
15	3	LIMO ARENOSO	18	15	6.00	0.75	1.0	2.51	11.31	15	
16	3	LIMO ARENOSO	39	15	6.00	0.75	1.0	2.51	11.31	16	
17	3	LIMO ARENOSO	50	25	9.33	0.75	1.0	2.51	17.59	17	
18	3	LIMO ARENOSO	50	25	9.33	0.75	1.0	2.51	17.59	18	COTA FUNDACIÓN
19	3	LIMO ARENOSO	50	25	9.33	0.75				19	CF=-19.00
20	3	LIMO ARENOSO	50	25	9.33	0.75					
							17.0	Qfricción (T)	189		

Carga Admisible del Pilote

Qpunta (T)	Qfricción (T)	Fs.punta	Fs.fricción	Qadm (T)	s (kgf/cm^2)	s.adm (kgf/cm^2)	Qadm (T)	Qadm (kN)
302	189	4.0	1.5	201.5	40.1	50	201	1976

$Q_{adm} := 1976.00kN$ capacidad de carga del pilote según tabla Décourt - Quaresma 1996

$Verif := if(Q_{ser} \le Q_{adm}, "Verifica", "No verifica") = "Verifica"$

$FA := \frac{Q_{ser}}{Q_{adm}} = 0.81$ factor de aprovechamiento respecto capacidad admisible del pilote

8.4.2 Calculo de pilotes a cargas horizontales. Pilotes Ø80

8.4.2.1 Datos generales del terreno y del pilote

$$Suelo := \begin{pmatrix} "Tipo\ de\ Suelo" & "Nombre" & "K\ (MPa)" & "\alpha" & "\beta" \\ 1 & "Arcilloso" & 120 & 0.85 & 0.90 \\ 2 & "Limo\ arcilloso" & 200 & 0.60 & 0.75 \\ 3 & "Limo\ arenoso" & 250 & 0.60 & 0.75 \\ 4 & "Arenoso" & 400 & 0.50 & 0.60 \end{pmatrix}$$

ING. TEODORO RIVEROS
Representante Legal

$$Datos := \begin{pmatrix} "Capa" & "Cota\ (m)" & "Nspt" & "Tipo" \\ 1 & 0 & 9 & 3 \\ 2 & 1 & 9 & 3 \\ 3 & 2 & 9 & 3 \\ 4 & 3 & 13 & 3 \end{pmatrix}$$

Capa 1: capa coincidente con el inicio de pilotes (Nivel inferior del cabezal de pilotes)

Perfil Sondeo en Estribo 1

8.4.2.2 Cálculo del coeficiente β

$$N_m := \left| \begin{array}{l} N_{spt1} \leftarrow Datos_{2,3} \\ N_{spt2} \leftarrow Datos_{3,3} \\ N_{spt3} \leftarrow Datos_{4,3} \\ N_{spt4} \leftarrow Datos_{5,3} \\ N_m \leftarrow \frac{N_{spt1} + N_{spt2} + N_{spt3} + N_{spt4}}{4} \end{array} \right. = 10$$

promedio de N_{spt} para en el rango de profundidad 1/β

$D_p = 0.80m$ diámetro del pilotes

$E_p := 25000.00MPa$ módulo de elasticidad del pilote

$I_p := \frac{\pi \cdot D_p^4}{64} = 0.02 \cdot m^4$ momento de inercia de la sección transversal del pilote

$\alpha := 1.00$ parámetro para cálculo de coeficiente de reacción horizontal; α=1 para situación normal, sin acción sísmica

$E_o := 28 \cdot N_m \cdot \frac{kgf}{cm^2} = 27.46 \cdot MPa$ módulo de deformación del suelo

$$B_H := \left[\frac{4 \cdot E_p \cdot I_p \cdot D_p^3}{\sqrt[4]{\left(\frac{1}{30cm}\right)} \cdot \alpha \cdot E_o} \right]^{\left(\frac{4}{29}\right)} = 1.58m$$

$$k_{Ho} := \frac{1}{30cm} \cdot \alpha \cdot E_o = 0.09 \cdot \frac{kN}{cm^3}$$

$$k_H := k_{Ho} \cdot \left[\left(\frac{B_H}{30cm} \right)^{\left(-\frac{3}{4}\right)} \right] = 0.03 \cdot \frac{kN}{cm^3}$$ coeficiente de reacción horizontal del pilote

$$\beta := \sqrt[4]{\left(\frac{k_H \cdot D_p}{4 \cdot E_p \cdot I_p} \right)} = 0.32 \cdot \frac{1}{m}$$ coeficiente característico del pilote

$$\frac{1}{\beta} = 312.63 \cdot cm$$

00043 (cuarenta y tres)

8.4.2.3 Cálculo de esfuerzos en el pilote

$F_{HU} := 601.82\,kN$ — fuerza horizontal total máxima en ELU sobre un pilote obtenido con el programa RFEM

$F_{HS} := 400.58\,kN$ — fuerza horizontal total máxima en ELS sobre un pilote obtenido con el programa RFEM

$h_s := 1.00m$ — altura de socavación estimada a fines de cálculo

$$\delta := \frac{(1+\beta\cdot h_s)^3+2}{12\cdot E_p\cdot I_p\cdot\beta^3}\cdot F_{HS} = 8.72\cdot mm$$ — desplazamiento del pilote debido a la carga horizontal

$$M_0 := \frac{1+\beta\cdot h_s}{2\cdot\beta}\cdot F_{HU} = 1241.65\cdot kN\cdot m$$ — momento de empotramiento en la cabeza del pilote

$$l_m := \frac{1}{\beta}\cdot atan\left(\frac{1}{\beta\cdot h_s}\right) = 3.94m$$ — profundidad desde el suelo hasta la ubicación del momento máximo en la zona enterrada del pilote

$$M_m := \left|\frac{-F_{HU}}{2\cdot\beta}\cdot\sqrt{1+(\beta\cdot h_s)^2}\cdot exp(-\beta\cdot l_m)\right|$$

$M_m = 279.82\cdot kN\cdot m$ — momento máximo en la zona enterrada del pilote

$M_u := max(M_0, M_m) = 1241.65\cdot kN\cdot m$ — momento último del pilote

8.4.2.4 Dimensionamiento a la flexión compuesta de la sección

$N_{máx.u} := 2169.98kN$ — carga vertical máxima en ELU, obtenido con el programa RFEM

$N_{mín.u} := 638.26kN$ — carga vertical mínima en ELU, obtenido con el programa RFEM

$M_u = 1241.65\cdot kN\cdot m$ — momento último del pilote

$n_{var} := 24$ — cantidad de varillas en el pilote

$\phi_s := 25mm$ — diámetro de la varilla

$rec := 7.5cm$ — recubrimiento de armaduras para pilotes

$$A_s := n_{var}\cdot\pi\cdot\frac{\phi_s^2}{4} = 117.81\cdot cm^2$$ — armadura total

$D_p = 80.00\cdot cm$ — diámetro del pilote

$$A_c := \pi\cdot\frac{D_p^2}{4} = 5026.55\cdot cm^2$$ — sección bruta del pilote

$$\rho := \frac{A_s}{A_c} = 2.34\cdot\%$$ — cuantía de acero

ING. TEODORO RIVEROS
Representante Legal

La verificación estructural de la sección del pilote se realiza mediante el módulo de Sección Simple, correspondiente al programa de cálculo estructural Civil Estudio de CivilCAD Consultores, S.L., en su versión 39.91-C.

	Esfuerzos totales de cálculo			Esfuerzos resistentes mayorados			F.S.
	N_u (kN)	$M_{u,x}$ (kNm)	$M_{u,y}$ (kNm)	N_r (kN)	$M_{r,x}$ (kNm)	$M_{r,y}$ (kNm)	
Hipótesis 1	2170.0	1241.7	0.0	2282.0	1305.8	0.0	1.05
Hipótesis 2	638.3	1241.7	0.0	653.8	1271.8	0.0	1.02

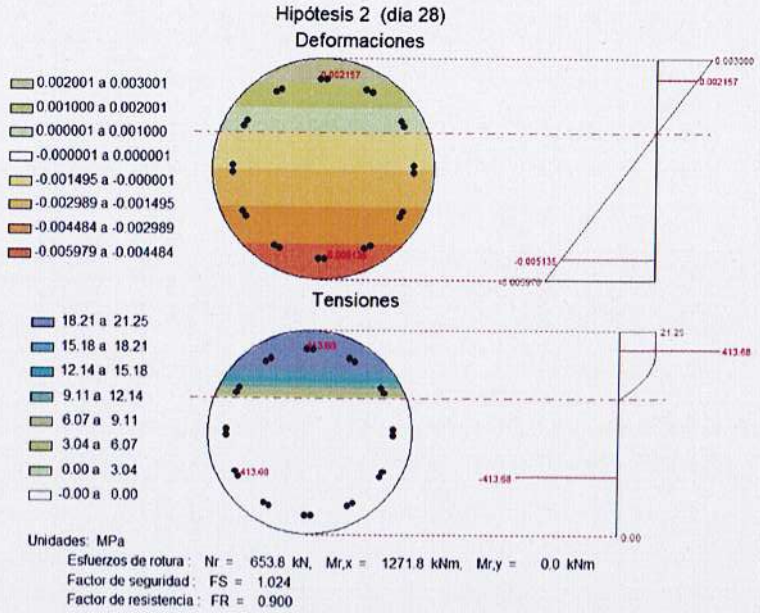


Diagrama de tensiones y deformaciones para el pilote en la hipótesis más desfavorable, obtenido del programa Civil Estudio, en su versión 39.91-C.

FS=1.02 — factor de seguridad del pilote con diámetro Ø=80cm y armadura principal 24Ø25
Criterio: FS≥1.00 ...**OK**

00042 (cuarenta y dos)

8.5 Cálculo de armaduras del estribo

8.5.1 Funciones de cálculo

8.5.1.1 Armadura de refuerzo requerida por flexión

$A_{sf}(M_u, b, h, rec, \phi_{var}) :=$

$f'_c \leftarrow 25.00MPa$ — resistencia especificada del hormigón

$f_y \leftarrow 420.00MPa$ — resistencia especificada del acero

$d \leftarrow h - \left(rec + \frac{\phi_{var}}{2}\right)$ — canto útil

$\phi_f \leftarrow 0.90$ — factor de reducción de resistencia nominal para esfuerzos de flexión

$f(A_s) \leftarrow \frac{M_u}{\phi_f} - A_s \cdot f_y \cdot d + \frac{(A_s \cdot f_y)^2}{(2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b)}$

$A_s \leftarrow 0.00mm^2$

$A_{sf} \leftarrow root(f(A_s), A_s)$ — área de acero requerido por flexión

8.5.1.2 Armadura aplicada

$A_{sap}(b, \phi_{var}, sep) := A_{sap} \leftarrow \frac{b}{sep} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{var}^2}{4}$ — cantidad de acero aplicado

8.5.1.3 Armadura mínima principal

$A_{smin.p}(b, h, rec, \phi_{var}) :=$

$\rho_{min} \leftarrow 0.0015$ — cuantía mínima requerida

$d \leftarrow h - \left(rec + \frac{\phi_{var}}{2}\right)$ — canto útil

$A_{s.min} \leftarrow \rho_{min} \cdot b \cdot d$ — armadura mínima principal para muros de retención

8.5.1.4 Armadura mínima secundaria

$A_{smin.s}(b, h) := 0.0025 \cdot b \cdot h$ — armadura mínima por temperatura y retracción para muros de retención

8.5.2 Dimensionamiento a flexión

$f'_c = 25.00 \cdot MPa$ — resistencia especificada a la compresión del hormigón

$f_y = 420.00 \cdot MPa$ — tensión mínima de fluencia especificada para el acero pasivo

ING. TEODORO RIVEROS
Representante Legal

8.5.2.1. Muro frontal

A. Armaduras verticales exteriores

$M_u := 30.99 kN \cdot m$ — momento último de diseño obtenido con el programa RFEM

$b := 100.00cm$ — ancho de diseño

$h := 40.00cm$ — espesor del elemento

$rec := 4.00cm$ — recubrimiento geométrico

$\phi_{var} := 12mm$ — diámetro de la varilla dispuesta

$As_f := A_{sf}(M_u, b, h, rec, \phi_{var}) = 2.33 \cdot cm^2$ — armadura requerida por flexión

$As_{min} := \frac{1}{3} \cdot A_{smin.p}(b, h, rec, \phi_{var}) = 1.77 \cdot cm^2$ — armadura mínima requerida

$As_{req} := max(As_f, As_{min}) = 2.33 \cdot cm^2$ — armadura requerida por el elemento

$sep := 18.00cm$ — separación entre varillas

$As_{adop} := A_{sap}(b, \phi_{var}, sep) = 6.28 \cdot cm^2$ — cuantía de la armadura dispuesta Ø12-c/18

$Eval_{As} := if(As_{adop} \geq As_{req}, "Verifica!!", "No verifica!!") = "Verifica!!"$

$F_{ap} := \frac{As_{req}}{As_{adop}} = 0.37$ — factor de aprovechamiento de la armadura dispuesta

B. Armaduras verticales interiores

$M_u := 88.12 kN \cdot m$ — momento último de diseño obtenido con el programa RFEM

$b := 100.00cm$ — ancho de diseño

$h = 40.00 \cdot cm$ — espesor del elemento

$rec := 4.00cm$ — recubrimiento geométrico

$\phi_{var} := 16mm$ — diámetro de la varilla dispuesta

$As_f := A_{sf}(M_u, b, h, rec, \phi_{var}) = 6.75 \cdot cm^2$ — armadura requerida por flexión

$As_{min} := A_{smin.p}(b, h, rec, \phi_{var}) = 5.28 \cdot cm^2$ — armadura mínima requerida

$As_{req} := max(As_f, As_{min}) = 6.75 \cdot cm^2$ — armadura requerida por el elemento

$sep := 18.00cm$ — separación entre varillas

$As_{adop} := A_{sap}(b, \phi_{var}, sep) = 11.17 \cdot cm^2$ — cuantía de la armadura dispuesta Ø16-c/18

$Eval_{As} := if(As_{adop} \geq As_{req}, "Verifica!!", "No verifica!!") = "Verifica!!"$

$F_{ap} := \frac{As_{req}}{As_{adop}} = 0.60$ — factor de aprovechamiento de la armadura dispuesta

00041 (cuarenta y uno)

C. Armaduras horizontales exteriores

$M_u := 87.81\,kN\cdot m$ momento último de diseño obtenido con el programa RFEM

$b := 100.00cm$ ancho de diseño

$h = 40.00\cdot cm$ espesor del elemento

$rec := 4.00cm$ recubrimiento geométrico

$\phi_{var} := 16mm$ diámetro de la varilla dispuesta

$As_f := A_{sf}(M_u, b, h, rec, \phi_{var}) = 6.73\cdot cm^2$ armadura requerida por flexión

$As_{min} := \frac{2}{3}\cdot A_{smin.s}(b, h) = 6.67\cdot cm^2$ armadura mínima requerida

$As_{req} := \max(As_f, As_{min}) = 6.73\cdot cm^2$ armadura requerida por el elemento

$sep := 20.00cm$ separación entre varillas

$As_{adop} := A_{sap}(b, \phi_{var}, sep) = 10.05\cdot cm^2$ cuantía de la armadura dispuesta Ø16-c/20

$Eval_{As} := if(As_{adop} \geq As_{req}, "Verifica!!", "No\ verifica!!") = "Verifica!!"$

$F_{ap} := \frac{As_{req}}{As_{adop}} = 0.67$ factor de aprovechamiento de la armadura dispuesta

D. Armaduras horizontales interiores

$M_u := 124.32\,kN\cdot m$ momento último de diseño obtenido con el programa RFEM

$b := 100.00cm$ ancho de diseño

$h = 40.00\cdot cm$ espesor del elemento

$rec := 4.00cm$ recubrimiento geométrico

$\phi_{var} := 16mm$ diámetro de la varilla dispuesta

$As_f := A_{sf}(M_u, b, h, rec, \phi_{var}) = 9.60\cdot cm^2$ armadura requerida por flexión

$As_{min} := \frac{1}{3}\cdot A_{smin.s}(b, h) = 3.33\cdot cm^2$ armadura mínima requerida

$As_{req} := \max(As_f, As_{min}) = 9.60\cdot cm^2$ armadura requerida por el elemento

$sep := 20.00cm$ separación entre varillas

$As_1 := A_{sap}(b, \phi_{var}, sep) = 10.05\cdot cm^2$ cuantía de la armadura principal Ø16-c/20

$Eval_{As} := if(As_{adop} \geq As_{req}, "Verifica!!", "No\ verifica!!") = "Verifica!!"$

$F_{ap} := \frac{As_{req}}{As_{adop}} = 0.96$ factor de aprovechamiento de la armadura dispuesta

ING. TEODORO RIVEROS
Representante Legal

8.5.2.2 Alas laterales

A. Armaduras verticales exteriores

$M_u := 52.56\,kN\cdot m$ momento último de diseño obtenido con el programa RFEM

$b := 100.00cm$ ancho de diseño

$h := 35.00cm$ espesor del elemento

$rec := 4.00cm$ recubrimiento geométrico

$\phi_{var} := 12mm$ diámetro de la varilla dispuesta

$As_f := A_{sf}(M_u, b, h, rec, \phi_{var}) = 4.64\cdot cm^2$ armadura requerida por flexión

$As_{min} := \frac{1}{3}\cdot A_{smin.p}(b, h, rec, \phi_{var}) = 1.52\cdot cm^2$ armadura mínima requerida

$As_{req} := \max(As_f, As_{min}) = 4.64\cdot cm^2$ armadura requerida por el elemento

$sep := 20.00cm$ separación entre varillas

$As_{adop} := A_{sap}(b, \phi_{var}, sep) = 5.65\cdot cm^2$ cuantía de la armadura dispuesta Ø12-c/20

$Eval_{As} := if(As_{adop} \geq As_{req}, "Verifica!!", "No\ verifica!!") = "Verifica!!"$

$F_{ap} := \frac{As_{req}}{As_{adop}} = 0.82$ factor de aprovechamiento de la armadura dispuesta

B. Armaduras verticales interiores

$M_u := 68.67\,kN\cdot m$ momento último de diseño obtenido con el programa RFEM

$b := 100.00cm$ ancho de diseño

$h = 35.00\cdot cm$ espesor del elemento

$rec := 4.00cm$ recubrimiento geométrico

$\phi_{var} := 16mm$ diámetro de la varilla dispuesta

$As_f := A_{sf}(M_u, b, h, rec, \phi_{var}) = 6.14\cdot cm^2$ armadura requerida por flexión

$As_{min} := A_{smin.p}(b, h, rec, \phi_{var}) = 4.53\cdot cm^2$ armadura mínima requerida

$As_{req} := \max(As_f, As_{min}) = 6.14\cdot cm^2$ armadura requerida por el elemento

$sep := 20.00cm$ separación entre varillas

$As_{adop} := A_{sap}(b, \phi_{var}, sep) = 10.05\cdot cm^2$ cuantía de la armadura dispuesta Ø16-c/20

$Eval_{As} := if(As_{adop} \geq As_{req}, "Verifica!!", "No\ verifica!!") = "Verifica!!"$

$F_{ap} := \frac{As_{req}}{As_{adop}} = 0.61$ factor de aprovechamiento de la armadura dispuesta

00040 (cuarenta)

C. Armaduras horizontales exteriores

$M_u := 90.70\,kN\cdot m$ momento último de diseño obtenido con el programa RFEM

$b := 100.00cm$ ancho de diseño

$h = 35.00\cdot cm$ espesor del elemento

$rec := 4.00cm$ recubrimiento geométrico

$\phi_{var} := 16mm$ diámetro de la varilla dispuesta

$As_f := A_{sf}(M_u, b, h, rec, \phi_{var}) = 8.16\cdot cm^2$ armadura requerida por flexión

$As_{min} := \frac{2}{3}\cdot A_{smin.s}(b, h) = 5.83\cdot cm^2$ armadura mínima requerida

$As_{req} := \max(As_f, As_{min}) = 8.16\cdot cm^2$ armadura requerida por el elemento

$sep := 20.00cm$ separación entre varillas

$As_{adop} := A_{sap}(b, \phi_{var}, sep) = 10.05\cdot cm^2$ cuantía de la armadura dispuesta Ø16-c/20

$Eval_{As} := if(As_{adop} \geq As_{req}, "Verifica!!", "No verifica!!") = "Verifica!!"$

$F_{ap} := \frac{As_{req}}{As_{adop}} = 0.81$ factor de aprovechamiento de la armadura dispuesta

D. Armaduras horizontales interiores

$M_u := 112.95\,kN\cdot m$ momento último de diseño obtenido con el programa RFEM

$b := 100.00cm$ ancho de diseño

$h = 35.00\cdot cm$ espesor del elemento

$rec := 4.00cm$ recubrimiento geométrico

$\phi_{var} := 16mm$ diámetro de la varilla dispuesta

$As_f := A_{sf}(M_u, b, h, rec, \phi_{var}) = 10.24\cdot cm^2$ armadura requerida por flexión

$As_{min} := \frac{1}{3}\cdot A_{smin.s}(b, h) = 2.92\cdot cm^2$ armadura mínima requerida

$As_{req} := \max(As_f, As_{min}) = 10.24\cdot cm^2$ armadura requerida por el elemento

$sep := 20.00cm$ separación entre varillas

$As_{adop} := A_{sap}(b, \phi_{var}, sep) = 10.05\cdot cm^2$ cuantía de la armadura dispuesta Ø16-c/20

$Eval_{As} := if(As_{adop} \geq As_{req}, "Verifica!!", "No verifica!!") = "No verifica!!"$

$F_{ap} := \frac{As_{req}}{As_{adop}} = 1.02$ factor de aprovechamiento de la armadura dispuesta

ING. TEODORO RIVEROS
Representante Legal

8.5.2.3 Cabezal

Determinación de armaduras por el método de Bielas y Tirantes

$e_m := 40.00cm$ espesor del muro frontal

$D_p := 80.00cm$ diámetro del pilote

$v := 155.00cm$ vuelo del cabezal

$h := 120cm$ altura del cabezal

$Eval := if(v \leq 2\cdot h, "Cabezal\ rigido", "Cabezal\ flexible") = "Cabezal\ rigido"$

$rec := 5cm$ recubrimiento geométrico de la armadura principal

$\phi_{var} := 25\cdot mm$ diámetro de la armadura principal

$d := h - rec - \frac{\phi_{var}}{2} = 1.14m$ canto útil del cabezal

$R_d := N_{máx.u} = 2169.98\cdot kN$ axial en ELU sobre el pilote más cargado, obtenido del programa RFEM

$A_s := \frac{R_d\cdot(v + 0.25\cdot e_m)}{0.85\cdot d\cdot f_y} = 88.17\cdot cm^2$

$b_c := 2\cdot D_p = 1.60m$ ancho de cálculo

$A_{s.pml} := \frac{A_s}{b_c} = 55.11\cdot\frac{cm^2}{m}$ área de armadura requerida por metro lineal, adoptamos Ø25-c/10 + Ø25-c/10 refuerzo en dos capas en franja de pilotes As=98.17cm^2/m

B. Armaduras principales superiores

$M_u := 465.75\,kN\cdot m$ momento último de diseño obtenido con el programa RFEM

$b := 100.00cm$ ancho de diseño

$h = 120.00\cdot cm$ espesor del elemento

$rec := 5.00cm$ recubrimiento geométrico

$\phi_{var} := 20mm$ diámetro de la varilla dispuesta

$As_f := A_{sf}(M_u, b, h, rec, \phi_{var}) = 10.91\cdot cm^2$ armadura requerida por flexión

$As_{min} := A_{smin.p}(b, h, rec, \phi_{var}) = 17.10\cdot cm^2$ armadura mínima requerida

$As_{req} := \max(As_f, As_{min}) = 17.10\cdot cm^2$ armadura requerida por el elemento

$sep := 18.00cm$ separación entre varillas

$As_{adop} := A_{sap}(b, \phi_{var}, sep) = 17.45\cdot cm^2$ cuantía de la armadura dispuesta Ø20-c/18

$Eval_{As} := if(As_{adop} \geq As_{req}, "Verifica!!", "No verifica!!") = "Verifica!!"$

$F_{ap} := \frac{As_{req}}{As_{adop}} = 0.98$ factor de aprovechamiento de la armadura dispuesta

00039 (treinta y nueve)

C. Armaduras secundarias inferiores

$M_u := 256.41\ kN \cdot m$ momento último de diseño obtenido con el programa RFEM

$b := 100.00cm$ ancho de diseño

$h = 120.00 \cdot cm$ espesor del elemento

$rec := 5.00cm$ recubrimiento geométrico

$\phi_{var} := 20mm$ diámetro de la varilla dispuesta

$As_f := A_{sf}(M_u, b, h, rec, \phi_{var}) = 5.98 \cdot cm^2$ armadura requerida por flexión

$As_{min} := \frac{1}{2} \cdot A_{smin.s}(b, h) = 15.00 \cdot cm^2$ armadura mínima requerida

$As_{req} := \max(As_f, As_{min}) = 15.00 \cdot cm^2$ armadura requerida por el elemento

$sep := 18.00cm$ separación entre varillas

$As_{adop} := A_{sap}(b, \phi_{var}, sep) = 17.45 \cdot cm^2$ cuantía de la armadura dispuesta Ø20-c/18

$Eval_{As} := if(As_{adop} \geq As_{req}, "Verifica!!", "No verifica!!") = "Verifica!!"$

$F_{ap} := \frac{As_{req}}{As_{adop}} = 0.86$ factor de aprovechamiento de la armadura dispuesta

D. Armaduras secundarias superiores

$M_u := 296.71\ kN \cdot m$ momento último de diseño obtenido con el programa RFEM

$b := 100.00cm$ ancho de diseño

$h = 120.00 \cdot cm$ espesor del elemento

$rec := 5.00cm$ recubrimiento geométrico

$\phi_{var} := 20mm$ diámetro de la varilla dispuesta

$As_f := A_{sf}(M_u, b, h, rec, \phi_{var}) = 6.93 \cdot cm^2$ armadura requerida por flexión

$As_{min} := \frac{1}{2} \cdot A_{smin.s}(b, h) = 15.00 \cdot cm^2$ armadura mínima requerida

$As_{req} := \max(As_f, As_{min}) = 15.00 \cdot cm^2$ armadura requerida por el elemento

$sep := 18.00cm$ separación entre varillas

$As_{adop} := A_{sap}(b, \phi_{var}, sep) = 17.45 \cdot cm^2$ cuantía de la armadura dispuesta Ø20-c/18

$Eval_{As} := if(As_{adop} \geq As_{req}, "Verifica!!", "No verifica!!") = "Verifica!!"$

$F_{ap} := \frac{As_{req}}{As_{adop}} = 0.86$ factor de aprovechamiento de la armadura dispuesta

ING. TEODORO RIVEROS
Representante Legal

8.6 Verificación al cortante

8.6.1 Cortante muro frontal

$V_u := 137.77\ kN$ cortante de cálculo

$M_{cu} := 41.72\ kN \cdot m$ momento flector concomitante en la sección de verificación

$h := 40.00cm$ espesor del elemento

$dia_{var} := 16mm$ diámetro de la armadura principal

$rec := 4.00cm$ recubrimiento geométrico

$d := h - rec - \frac{dia_{var}}{2} = 35.20 \cdot cm$ canto útil

$A_{s.int} := 11.17 \cdot cm^2$ armadura dispuesta en la cara interior Ø16-c/18

$A_{s.ext} := 11.17 \cdot cm^2$ armadura dispuesta en la cara exterior Ø16-c/18

$V_c := 260.3kN$ contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante (valor calculado con el programa Civil eStudio)

$\phi_s := 0.90$ factor de reducción de la resistencia nominal para esfuerzos a cortante s/AASHTO

$V_r := \phi_s \cdot V_c = 234.27 \cdot kN$ resistencia a cortante

$Eval_{Vu} := if(V_u < V_r, "No\ Requiere\ Arm.\ de\ Corte", "Disponer\ Arm.\ de\ Corte")$

$Eval_{Vu} = "No\ Requiere\ Arm.\ de\ Corte"$

$F_{ap} := \frac{V_u}{V_r} = 0.59$ factor de aprovechamiento del muro frontal a esfuerzos de corte

8.6.2 Cortante en el cabezal

$V_u := 1050.00kN$ cortante de cálculo

$M_{cu} := 710.00\ kN \cdot m$ momento flector concomitante en la sección de verificación

$b := 100.00cm$ ancho de cálculo

$h := 120.00cm$ espesor del elemento

$dia_{var} := 25mm$ diámetro de la armadura principal

$rec := 50.00mm$ recubrimiento geométrico

$d := h - rec - \frac{dia_{var}}{2} = 113.75 \cdot cm$ canto útil

$A_{s.inf} := 27.27 \cdot cm^2$ armadura dispuesta en la cara inferior Ø25-c/18

$A_{s.sup} := 17.45 \cdot cm^2$ armadura dispuesta en la cara superior Ø20-c/18

$V_c := 345.1kN$ contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante (valor calculado con el programa Civil eStudio)

00038 (treinta y ocho)

$\phi_s := 0.90$ factor de reducción de la resistencia nominal para esfuerzos a cortante s/AASHTO

$V_r := \phi_s \cdot V_c = 310.59 \cdot kN$ resistencia a cortante

$Eval_{Vu} := if(V_u < V_r, "No\ Requiere\ Arm.\ de\ Corte", "Disponer\ Arm.\ de\ Corte")$

$Eval_{Vu} = "Disponer\ Arm.\ de\ Corte"$

$V_s := V_u - V_c = 704.90 \cdot kN$ cortante a ser resistido por las armaduras

$A_\alpha := 13.6 \frac{cm^2}{m}$ cantidad de armadura de corte requerida por metro lineal (valor calculado con el programa Civil eStudio)

$\phi := 12 \cdot mm$ diámetro del estribo

$n := 4$ cantidad de ramas (estribo doble: 4 ramas)

$sep := 15cm$ separación entre estribos

$Asv_{adop} := \frac{n}{1m} \cdot \frac{b}{sep} \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 30.16 \cdot \frac{cm^2}{m}$ cantidad de armadura de corte dispuesta por metro lineal

$Eval_{As.corte} := if(Asv_{adop} > A_\alpha, "Verifica!!", "No\ verifica!!") = "Verifica!!"$

Se adopta estribo doble de Ø12c/15 (en concordancia con Estribo 2)

$V_r := 1746.3kN$ resistencia a cortante mayorada (valor calculado con el programa Civil eStudio)

$Eval_{Vu} := if(V_u < V_r, "Verifica!!", "No\ verifica!!") = "Verifica!!"$

$F_{ap} := \frac{V_u}{V_r} = 0.60$ factor de aprovechamiento del cabezal esfuerzos de corte

ING. TEODORO RIVEROS
Representante Legal

8.7. Cálculo de armaduras del contrafuerte

Para el cálculo de las armaduras del contrafuerte, hacemos uso del programa CivilCAD2000, en su versión 2.0, propiedad de CivilCAD Consultores S.L.

8.7.1. Determinación de la armadura principal

Cálculo de contrafuertes

	Z (m)	C (m)	Cpan (m)	P (T/m2)	Md (mT)	Nd (T)	N1	N2	Vred (T)	As (cm2/m)
1	107.100	0.750	0.400	1.928	26.019	62.321	1	0	12.428	5.221
2	106.390	1.025	0.400	2.324	53.780	84.790	1	0	13.923	5.268
3	105.680	1.301	0.400	2.721	89.478	84.790	3	0	17.818	5.147
4	104.970	1.576	0.400	3.118	133.721	84.790	4	0	23.205	6.045
5	104.260	1.852	0.400	3.515	187.493	84.790	5	0	29.880	7.084
6	103.550	2.127	0.400	3.911	251.806	84.790	6	0	37.742	8.191
7	102.840	2.402	0.400	4.308	327.699	84.790	6	1	46.735	9.333
8	102.130	2.678	0.400	4.705	416.224	84.790	6	2	56.824	10.494
9	101.420	2.953	0.400	5.102	518.448	84.790	6	3	67.986	11.665
10	100.710	3.229	0.400	5.498	635.449	84.790	6	4	80.206	12.843
11	100.000	3.504	0.400	5.895	768.312	84.790	6	6	93.472	13.927

Número de secciones de cálculo: 11
Módulo nº: 1 be: 2.8 m
Ayuda Calcular Salir
<< Anterior Siguiente >>

Tabla resumen de esfuerzos y armadura principal de contrafuerte, obtenida con el programa CivilCAD 2000

$\phi_{var} := 25mm$ diámetro de la armadura principal

$n_{req} := 10$ cantidad de varillas requeridas en la sección crítica de análisis, obtenido con el programa CivilCAD 2000

Adoptamos como armadura principal del contrafuerte 12Ø25, As=58.90cm²

8.7.2. Determinación de la armadura de cortante

$Asv_{req} := 12.843 \frac{cm^2}{m}$ armadura de corte requerida en la sección crítica, obtenida con el programa CivilCAD 2000

$\phi_{es} := 12mm$ diámetro del estribo adoptado

$sep_{es} := 15.00cm$ separación adoptada entre estribos

$Asv_{adop} := \frac{1}{sep_{es}} \cdot \frac{2\pi \cdot \phi_{es}^2}{4} = 15.08 \cdot \frac{cm^2}{m}$ cuantía de la armadura adoptada

$Verif_{Asv} := if(Asv_{adop} \geq Asv_{req}, "Cumple!!", "No\ Cumple!!") = "Cumple!!"$

$FA_{Asv} := \frac{Asv_{req}}{Asv_{adop}} = 0.85$ factor de aprovechamiento de las armaduras de corte

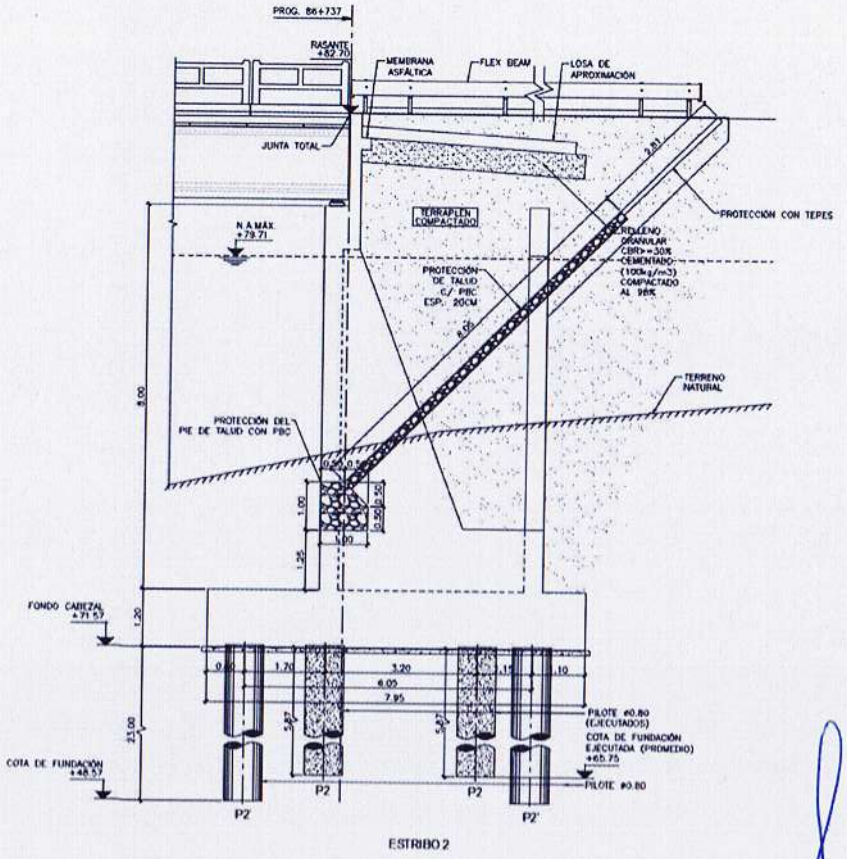
Adoptamos como armadura de corte, estribos simples Ø12-c/15

00037 (treinta y siete)

9. Diseño Estructural del Estribo 2 - H=8.00m. Fundación con Pilotes

El diseño estructural del estribo, se realiza mediante la utilización del programa de cálculo de elementos finitos RFEM en su versión 5.26, de la empresa GmH Dlubal Software.

9.1 Esquema estructural del Estribo

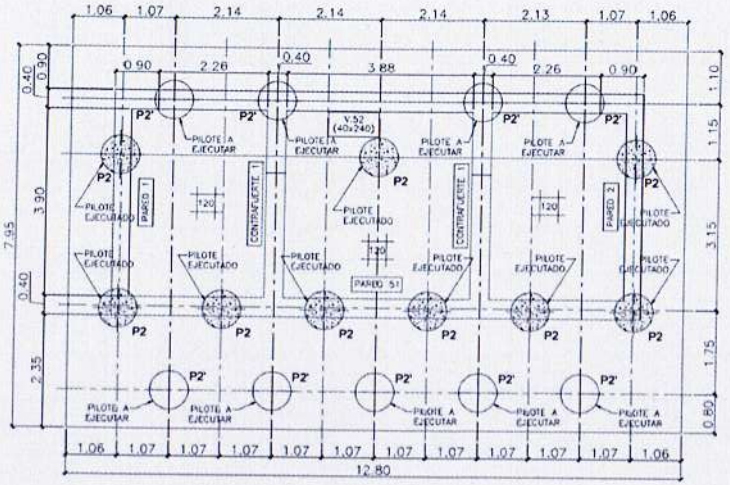


ESTRIBO 2

Vista lateral del estribo

ING. TEODORO RIVEROS
Representante Legal

ESTRIBO 2. VISTA EN PLANTA
ESC.: 1:50



Vista en planta del estribo

9.2 Materiales y propiedades geométricas

$B_{puente} := 10.00m$	ancho total del puente
$L_{tramo} := 25.00m$	longitud total de un tramo de puente
$L_{puente} := 200.00m$	longitud total del puente
$L_{sin.junta} := 50.00m$	tramo del puente sin junta de dilatación
$f'_c = 25.00 \cdot MPa$	resistencia especificada a la compresión del hormigón
$f_y = 420.00 \cdot MPa$	tensión mínima de fluencia especificada para el acero pasivo
$\gamma_c = 25.00 \cdot \frac{kN}{m^3}$	peso específico del hormigón
$\gamma_{asf} = 24.00 \cdot \frac{kN}{m^3}$	peso específico del asfalto
$\gamma_{rell} := 20.00 \frac{kN}{m^3}$	peso específico del suelo de relleno
$\varphi := 25.00°$	ángulo de fricción interna del suelo de relleno
$\lambda_h := \frac{1 - \sin(\varphi)}{1 + \sin(\varphi)} = 0.41$	coeficiente de empuje activo de Rankine

00036 (treinta y seis)

9.3. Determinación de cargas sobre el Estribo

9.3.1 Peso propio y cargas permanentes de la superestructura sobre el estribo

Resumen de cargas permanentes		
Elemento estructural	Volumen(m3)	Peso(kN)
Vigas longitudinales	36.53	**913.17**
Losa del tablero	55.00	**1375.00**
Aceras	9.08	**226.88**
Carpeta asfáltica	24.00	**576.00**
	∑=	**3091.05**

Resumen de cargas permanentes sobre cada apoyo de viga						
Viga N°	PP viga (kN)	PP losa (kN)	PP acera (kN)	PP asfalto (kN)	Carga sobre viga (kN)	Reacción en apoyo (kN)
1.00	228.29	357.50	113.44	115.20	814.43	**407.22**
2.00	228.29	330.00	0.00	172.80	731.09	**365.55**
3.00	228.29	330.00	0.00	172.80	731.09	**365.55**
4.00	228.29	357.50	113.44	115.20	814.43	**407.22**
∑=	**913.17**	**1375.00**	**226.88**	**576.00**	**3091.05**	**1545.52**

9.3.2 Carga Móvil HL-93 sobre el Estribo

$n_{carril} := 2$ número de carriles sobre el puente

$f_m := 1.00$ factor de presencia múltiple

A. Carril de diseño

$L_{tramo} = 25.00m$ longitud del un tramo de puente

$q_{LL} := 9.30 \frac{kN}{m}$ carga de carril de diseño

$a_{carril} := 3.00m$ ancho de distribución de la carga de carril de diseño

$Q_{LL} := \frac{q_{LL}}{a_{carril}} = 3.10 \cdot \frac{kN}{m^2}$ carga de carril de diseño por m2

B. Camión de diseño

$P_{camión} := \begin{pmatrix} 35.00 \\ 145.00 \\ 145.00 \end{pmatrix} kN$ carga del 1er. eje del camión de diseño; carga del 2do. eje del camión de diseño; carga del 3er. eje del camión de diseño

C. Tandem de diseño

$P_{tandem} := \begin{pmatrix} 110.00 \\ 110.00 \end{pmatrix} kN$ carga del 1er. eje del tandem de diseño; carga del 2do. eje del tandem de diseño

ING. TEODORO RIVEROS
Representante Legal

C. Resumen de Cargas sobre apoyos de Estribos

Estribo			
Resumen de carga viva HL-93 sobre cada apoyo de viga			
Viga N°	Hip1 (kN)	Hip2 (kN)	Hip3 (kN)
1.00	276.39	182.88	96.04
2.00	321.14	316.43	305.07
3.00	305.07	316.43	321.14
4.00	96.04	182.88	276.39
∑=	**998.64**	**998.62**	**998.64**

Hip1: carga viva a 1.00m del borde izquierdo del tablero
Hip2: carga viva a 1.70m del borde izquierdo del tablero
Hip3: carga viva a 2.40m del borde izquierdo del tablero

9.3.3 Empuje horizontal: Presión de terreno en el muro frontal y en las alas del estribo

$\lambda_h = 0.41$ coeficiente de empuje activo del suelo de relleno

$\gamma_{rell} = 20.00 \cdot \frac{kN}{m^3}$ peso específico del suelo de relleno

A. Alturas de cálculo

$h_{hor} := 11.13m$ altura total del muro frontal del estribo en la porción más alta

B. Presión horizontal debido al empuje activo del suelo de relleno

$p_{hor} := \lambda_h \cdot \gamma_{rell} \cdot h_{hor} = 90.34 \cdot \frac{kN}{m^2}$ presión horizontal a una profundidad $h_{hor} = 11.13m$

9.3.4 Empuje vertical: Peso del relleno

A. Alturas de cálculo

$h_{ver} := 9.93m$ altura total del muro frontal del estribo en la porción más alta

B. Presión vertical debido al peso del suelo de relleno

$p_{ver} := \gamma_{rell} \cdot h_{ver} = 198.60 \cdot \frac{kN}{m^2}$ presión vertical a una profundidad $h_{ver} = 9.93m$

9.3.5 Sobrecarga de relleno

$\lambda_h = 0.41$ coeficiente de empuje activo del suelo de relleno

$h_{sc} := 0.60 \cdot m$ altura de suelo de relleno equivalente a la sobrecarga impuesta

$p_{sc} := \lambda_h \cdot \gamma_{rell} \cdot h_{sc} = 4.87 \cdot \frac{kN}{m^2}$ presión de sobrecarga sobre el muro frontal

00035 (treinta y cinco)

9.3.6 Fuerzas horizontales sobre apoyos

9.3.6.1. Rigidez de apoyos

$n_{ap} := \begin{pmatrix} 4 \\ 8 \\ 4 \end{pmatrix}$ cantidad de apoyos de neopreno en pila 6; cantidad de apoyos de neopreno en pila 7; cantidad de apoyos de neopreno en estribo 2

$a_{ap} := \begin{pmatrix} 250 \\ 250 \\ 250 \end{pmatrix} mm$ dimensión menor del neopreno en pila 6; dimensión menor del neopreno en pila 7; dimensión menor del neopreno en estribo 2

$b_{ap} := \begin{pmatrix} 400 \\ 300 \\ 400 \end{pmatrix} mm$ dimensión mayor del neopreno en pila 6; dimensión mayor del neopreno en pila 7; dimensión mayor del neopreno en estribo 2

$h_{ap} := \begin{pmatrix} 40 \\ 32 \\ 40 \end{pmatrix} mm$ altura neta de las capas internas de neopreno en pila 6; altura neta de las capas internas de neopreno en pila 7; altura neta de las capas internas de neopreno en estribo 2

$G_{ap} := 10.00 \cdot \frac{kgf}{cm^2} = 0.98 \cdot MPa$ módulo de elasticidad transversal del neopreno

A. Deformación instantánea

$i := 1 .. 3$

$$k_{insx_i} := \frac{2 \cdot G_{ap} \cdot a_{ap_i} \cdot b_{ap_i}}{h_{ap_i}}$$

$k_{insx} = \begin{pmatrix} 4.90 \\ 4.60 \\ 4.90 \end{pmatrix} \cdot \frac{kN}{mm}$ rigidez horizontal para deformación instantánea del neopreno en pila 6; rigidez horizontal para deformación instantánea del neopreno en pila 7; rigidez horizontal para deformación instantánea del neopreno en estribo 2

B. Deformación Lenta

$$k_{lenx_i} := \frac{G_{ap} \cdot a_{ap_i} \cdot b_{ap_i}}{h_{ap_i}}$$

$k_{lenx} = \begin{pmatrix} 2.45 \\ 2.30 \\ 2.45 \end{pmatrix} \cdot \frac{kN}{mm}$ rigidez horizontal para deformación lenta del neopreno en pila 6; rigidez horizontal para deformación lenta del neopreno en pila 7; rigidez horizontal para deformación lenta del neopreno en estribo 2

9.3.6.2. Frenado y aceleración de la carga móvil

$n_{carril} = 2.00$ cantidad de carriles sobre el puente

$f_m = 1.00$ factor de presencia múltiple

$PT_{tandem} := \sum_{i=1}^{2} P_{tandem_i} = 220.00 \cdot kN$ suma de los pesos de los ejes de tandem

ING. TEODORO RIVEROS
Representante Legal

$PT_{camión} := \sum_{i=1}^{3} P_{camión_i} = 325.00 \cdot kN$ suma de los pesos de los ejes de camión

$P_H :=$
- $P_{H_1} \leftarrow 0.25 \cdot n_{carril} \cdot f_m \cdot PT_{tandem}$ frenado debido al tandem
- $P_{H_2} \leftarrow 0.25 \cdot n_{carril} \cdot f_m \cdot PT_{camión}$ frenado debido al camión
- $P_{H_3} \leftarrow 0.05 \cdot (PT_{tandem} + q_{LL} \cdot L_{sin.junta}) \cdot f_m \cdot n_{carril}$ frenado debido al tandem+carril
- $P_{H_4} \leftarrow 0.05 \cdot (PT_{camión} + q_{LL} \cdot L_{sin.junta}) \cdot f_m \cdot n_{carril}$ frenado debido al camión+carril

$P_H = \begin{pmatrix} 110.00 \\ 162.50 \\ 68.50 \\ 79.00 \end{pmatrix} \cdot kN$

$F_{BR} := \max(P_H) = 162.50 \cdot kN$ fuerza horizontal debido a la aceleración y frenado de vehículo

E. Distribución de la fuerza de frenado

E.1. Análisis de apoyos de neopreno

$k_{apx_i} := n_{ap_i} \cdot k_{insx_i}$

$k_{apx} = \begin{pmatrix} 19.61 \\ 36.77 \\ 19.61 \end{pmatrix} \cdot \frac{kN}{mm}$ rigidez instantánea de la línea de apoyos en pila 6; rigidez instantánea de la línea de apoyos en pila 7; rigidez instantánea de la línea de apoyos en estribo 2

E.3. Análisis de pilares de pila

$E_c := 25000.00 MPa$ módulo de elasticidad del hormigón

$n_{pilar} := 2$ cantidad de pilares en las pilas

$H_{pilar} := \begin{pmatrix} 12.00 \\ 12.00 \end{pmatrix} m$ altura de los pilares de la pila 6; altura de los pilares de la pila 7

$D_{pilar} := 1.00 m$ diámetro de los pilares en las pilas

$I_{pilar} := \frac{\pi \cdot D_{pilar}^4}{64} = 0.05 \cdot m^4$ inercia a flexión de los pilares

$j := 1 .. 2$

$$k_{pilax_j} := n_{pilar} \cdot \frac{3 \cdot E_c \cdot I_{pilar}}{(H_{pilar_j})^3}$$

$k_{pilax} = \begin{pmatrix} 4.26 \\ 4.26 \end{pmatrix} \cdot \frac{kN}{mm}$ rigidez de la pila 6; rigidez de la pila 7

00034 (treinta y cuatro)

E.4. Análisis de estribos

$k_{estr} := 100000000 \frac{kN}{mm}$ rigidez de los estribos (prácticamente indeformables respecto a los demás)

E.5. Análisis del puente completo

$$k_{sub} := \begin{pmatrix} k_{pilax_1} \\ k_{pilax_2} \\ k_{estr} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 4.26 \\ 4.26 \\ 100000000.00 \end{pmatrix} \cdot \frac{kN}{mm}$$

rigidez de la pila 6
rigidez de la pila 7
rigidez del estribo 2

$$k'_{puentex_i} := \frac{1}{\frac{1}{k_{apx_i}} + \frac{1}{k_{sub_i}}}$$

$$k_{puentex} = \begin{pmatrix} 3.50 \\ 3.82 \\ 19.61 \end{pmatrix} \cdot \frac{kN}{mm}$$

rigidez de la pila 6 + apoyos de neopreno
rigidez de la pila 7 + apoyos de neopreno
rigidez del estribo 2 + apoyos de neopreno

$$fBRx_i := F_{BR} \cdot \frac{k_{puentex_i}}{\sum_{j=1}^{3} k_{puentex_j}}$$

distribución de la fuerza de frenado

$$fBRx = \begin{pmatrix} 21.12 \\ 23.04 \\ 118.34 \end{pmatrix} \cdot kN$$

fuerza de frenado sobre la pila 6
fuerza de frenado sobre la pila 7
fuerza de frenado sobre el estribo 2

$$\frac{fBRx}{F_{BR}} = \begin{pmatrix} 13.00 \\ 14.18 \\ 72.82 \end{pmatrix} \cdot \%$$

% sobre pila 6
% sobre pila 7
% sobre estribo 2

9.3.6.3 Efecto del viento sobre la carga móvil

$Q_{WL} := 0.55 \cdot \frac{N}{mm}$ componente paralela al eje del puente (tabla 3.8.1.3-1)

$F_{WL} := Q_{WL} \cdot L_{puente} = 110.00 \cdot kN$ fuerza de viento sobre carga móvil sobre el puente

$F_{WL.estr} := \frac{L_{tramo}}{2 \cdot L_{puente}} F_{WL} = 6.88 \cdot kN$ carga horizontal sobre cada estribo

9.3.6.4 Fuerza debida a la deformación por variación de temperatura

$L_{\Delta T} := \frac{L_{sin.junta}}{2} = 25.00\,m$ distancia del estribo al eje de simetría del tramo

$\alpha := \frac{10^{-5}}{\Delta °C}$ coeficiente de dilatación del hormigón

$\Delta_T := 23 \cdot \Delta °C$ variación de temperatura

$\epsilon_T := \alpha \cdot \Delta_T = 2.30 \cdot 10^{-4}$ deformación unitaria debida a la temperatura

$\Delta_{temp} := \epsilon_T \cdot L_{\Delta T} = 5.75 \cdot mm$ deformación por temperatura

$n_{ap_3} = 4.00$ cantidad de apoyos por estribo

ING. TEODORO RIVEROS
Representante Legal

$R_{\Delta T} := n_{ap_3} \cdot k_{lenx_3} \cdot \Delta_{temp}$

$R_{\Delta T} = 56.39 \cdot kN$ carga horizontal sobre el estribo 2

9.3.6.5 Fuerza debida a la retracción del hormigón

$L_{SH} := \frac{L_{sin.junta}}{2} = 25.00\,m$ distancia del estribo al eje de simetría del tramo

$\epsilon_{SHu} := 500 \cdot 10^{-6}$ deformación unitaria de retracción final

$\epsilon_{SHi}(t) := \frac{t}{35 + t} \cdot \epsilon_{SHu}$

$\epsilon_{SH60} := \epsilon_{SHi}(60) = 3.16 \times 10^{-4}$ deformación unitaria a 60 días, estimación de fecha de montaje

$\epsilon_{SH} := \epsilon_{SHu} - \epsilon_{SH60}$

$\epsilon_{SH} = 1.84 \times 10^{-4}$ retracción unitaria desde el montaje hasta el final

$\Delta_{SH} := \epsilon_{SH} \cdot L_{SH} = 4.61 \cdot mm$ deformación por retracción

$R_{SH} := n_{ap_3} \cdot k_{lenx_3} \cdot \Delta_{SH}$

$R_{SH} = 45.16 \cdot kN$ carga horizontal sobre cada estribo

9.3.6.6 Fuerza debida a la fluencia del hormigón

$f_{pu} := 1860.00 \cdot MPa$ resistencia de rotura del acero de pretensado

$f_o := 0.75 \cdot f_{pu}$ tensión inicial de tesado

$A_p := 98.71 \cdot mm^2$ área de un cable de media pulgada

$n_p := 30$ cantidad total de cables

$A_{p.total} := A_p \cdot n_p = 2961.30 \cdot mm^2$ área total de cordones

$P_o := f_o \cdot A_{p.total} = 4131.01 \cdot kN$ fuerza de tesado inicial

$\boxed{\Delta f_{inst} := 88.55 \cdot MPa}$ pérdida instantánea calculado con el programa Leap Bridge Enterprise

$\boxed{\Delta f_{dif} := 100.97 \cdot MPa}$ pérdida total diferida calculado con el programa Leap Bridge Enterprise

Time Dependent Losses (Approximate Method (Art.5.9.5.3))

	Initial			Final		
Steel relaxation	0.00	MPa		16.55	MPa	(Eq 5.9.5.3-1)
Concrete shrinkage	0.00	MPa		84.96	MPa	(Eq 5.9.5.3-1)
Concrete creep	0.00	MPa		69.56	MPa	(Eq 5.9.5.3-1)
Sub-total	88.55	MPa	(6.34 %)	100.97	MPa	(7.23 %)
Total Prestress Losses				189.53	MPa	(13.57 %)

Prestressing Stress Limit Check (Table 5.9.3.1)
initial fpi = 1396.2 MPa < 0.75 fpu, OK
initial fpe = 1206.7 MPa < 0.80 fpy, OK

$\Delta f_{total} := \Delta f_{inst} + \Delta f_{dif} = 189.52 \cdot MPa$ pérdida total a tiempo infinito

$P_f := P_o - \Delta f_{total} \cdot A_{p.total} = 3569.79 \cdot kN$ fuerza final de pretensado

SECTION PROPERTIES:

	PRECAST		COMPOSITE		
Area	7.3235e+005	mm2	1.2143e+006	mm2	#
Total Height	1750.00	mm	1970.00	mm	
Mom. of Inertia (Ixx)	2.8134e+011	mm4	5.4524e+011	mm4	#
Ht. of c.g.	910.70	mm	1287.49	mm	#
Density	2402.77	kg/m3	2402.77	kg/m3	
Self-weight	17.3	kN/m	29.7	kN/m	
Mom. of Inertia (Iyy)	2.6167e+010	mm4			
Poisson's Ratio	0.2				
Thermal Coeff.	0.000010800	1/°C			

$A_{c.compuesta} := 1.2143 \cdot m^2$ área de la sección compuesta

$E_c := 29440.00 \cdot MPa$ módulo de deformación de la viga pretensada

$\epsilon_{elast} := \frac{P_f}{A_{c.compuesta} \cdot E_c} = 9.99 \times 10^{-5}$ deformación unitaria de la viga

$c_u := 2.35$ coeficiente final de fluencia

$c_{CR}(t) := \frac{t^{0.6}}{10 + t^{0.6}} \cdot c_u$ coeficiente de fluencia a t días

$c_{60} := c_{CR}(60) = 1.27$ coeficiente de fluencia a 60 días

$\epsilon_{CR} := (c_u - c_{60}) \cdot \epsilon_{elast} = 1.08 \times 10^{-4}$ deformación unitaria de fluencia desde el montaje hasta el final

Conversión de las deformaciones impuestas a variación de temperatura

$\Delta_{T.CR} := \frac{\epsilon_{CR}}{\alpha} = 10.83 \cdot \Delta°C$ variación de temperatura correspondiente a la fluencia

$L_{CR} := \frac{L_{sin.junta}}{2} = 25.00 m$ distancia del estribo al eje de simetría del tramo

$\Delta_{CR} := \epsilon_{CR} \cdot L_{CR} = 2.71 \cdot mm$ deformación por fluencia

$R_{CR} := n_{ap_3} \cdot k_{lenx_3} \cdot \Delta_{CR}$

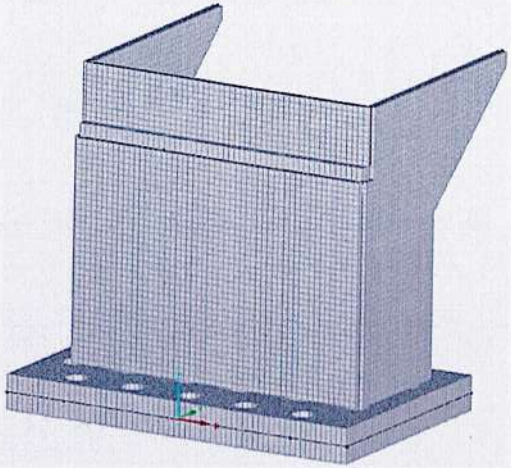
$R_{CR} = 26.55 \cdot kN$ carga horizontal sobre cada estribo

ING. TEODORO RIVEROS
Representante Legal

9.4 Análisis de fundación en el sentido longitudinal del puente

9.4.1 Calculo de la capacidad portante del pilote (Cargas Verticales)

A continuación se procede al cálculo estructural del estribo. Para tal efecto se ha hecho uso del programa RFEM5, en su versión 5.26, propiedad de GmbH Dlubal Software.



Las reacciones sobre los pilotes se calculan mediante un modelo realizado en el programa RFEM5 en su versión 5.26, propiedad de GmbH Dlubal Software.

$tf := 1000kgf$ relación entre tf y kgf

$V_{ser} := 2132.26kN$ carga vertical máxima sobre la cabeza del pilote en ELS, obtenido con el programa RFEM

$D_p := 0.80m$ diámetro del pilote

$L_p := 23.00m$ longitud del pilote

$V_p := \frac{\pi \cdot D_p^2}{4} \cdot L_p = 11.56 \cdot m^3$ volumen total del pilote

$\gamma_c = 25.00 \cdot \frac{kN}{m^3}$ peso específico del hormigón

$\gamma_{rell} = 20.00 \cdot \frac{kN}{m^3}$ peso específico del suelo

$W_p := (\gamma_c - \gamma_{rell}) \cdot V_p = 57.81 \cdot kN$ peso adicional generado por el concreto al reemplazar el suelo existente

$Q_{ser} := V_{ser} + W_p = 2190.07 \cdot kN$ carga máxima de servicio en los pilotes $D_p = 0.80 m$

00032 (treinta y dos)

CÁLCULO DE PILOTE POR EL MÉTODO DE DÉCOURT - QUARESMA (1996)

Obra: PUENTE YPANÉ
Proyecto: Puente L=200.00m
Fecha: 18/04/2024

Datos del Pilote

Diámetro pilote (D):	0.80	m
Area de punta (Ap):	0.5027	m²
Perímetro (U):	2.51	m

TABLA DE COEFICIENTES "C", "a" y "b" (DÉCOURT-QUARESMA) 1996				
SUELO N°	TIPO DE SUELO	C (T/m²)	a	b
1	ARCILLOSO	12	0.85	0.90
2	LIMO ARCILLOSO	20	0.60	0.75
3	LIMO ARENOSO	25	0.60	0.75
4	ARENOSO	40	0.50	0.60
Tipo de Pilote	Excavado con Lodo Bentonítico			

Resistencia por Punta

CAPA	SUELO N°	TIPO DE SUELO	a	C (T/m²)	Nspt-punta	rp (T/m²)	Ap (m²)	Qpunta (T)
22	3	LIMO ARENOSO	0.60	25	40	600	0.5027	302

Resistencia por Fricción — ESTRIBO 2

CAPA	SUELO N°	TIPO DE SUELO	Nspt REAL	Nspt MODIFICADO	rf (T/m²)	b	DL (m)	U (m)	DRI (T)	ESQUEMA DE PILOTE	DATOS ADICIONALES
											COTA: +0.00
1	3	LIMO ARENOSO	27							1	
2	3	LIMO ARENOSO	16	15	6.00	0.75				2	
3	3	LIMO ARENOSO	10	10	4.33	0.75	1.0	2.51	8.17	3	
4	3	LIMO ARENOSO	8	8	3.67	0.75	1.0	2.51	6.91	4	
5	3	LIMO ARENOSO	11	11	4.67	0.75	1.0	2.51	8.80	5	
6	3	LIMO ARENOSO	9	9	4.00	0.75	1.0	2.51	7.54	6	
7	3	LIMO ARENOSO	11	11	4.67	0.75	1.0	2.51	8.80	7	
8	3	LIMO ARENOSO	10	10	4.33	0.75	1.0	2.51	8.17	8	
9	3	LIMO ARENOSO	11	11	4.67	0.75	1.0	2.51	8.80	9	
10	3	LIMO ARENOSO	14	14	5.67	0.75	1.0	2.51	10.68	10	
11	3	LIMO ARENOSO	24	15	6.00	0.75	1.0	2.51	11.31	11	
12	3	LIMO ARENOSO	19	15	6.00	0.75	1.0	2.51	11.31	12	
13	3	LIMO ARENOSO	22	15	6.00	0.75	1.0	2.51	11.31	13	
14	3	LIMO ARENOSO	19	15	6.00	0.75	1.0	2.51	11.31	14	
15	3	LIMO ARENOSO	15	15	6.00	0.75	1.0	2.51	11.31	15	
16	3	LIMO ARENOSO	50	25	9.33	0.75	1.0	2.51	17.59	16	
17	3	LIMO ARENOSO	50	25	9.33	0.75	1.0	2.51	17.59	17	
18	3	LIMO ARENOSO	50	25	9.33	0.75	1.0	2.51	17.59	18	
19	3	LIMO ARENOSO	50	25	9.33	0.75	1.0	2.51	17.59	19	
20	3	LIMO ARENOSO	50	25	9.33	0.75	1.0	2.51	17.59	20	
21	3	LIMO ARENOSO	50	25	9.33	0.75	1.0	2.51	17.59	21	
22	3	LIMO ARENOSO	50	25	9.33	0.75	1.0	2.51	17.59	22	COTA FUNDACIÓN
23	3	LIMO ARENOSO	50	25	9.33	0.75				23	CF=-23.00
							21.0	Qfricción (T)	265		

Carga Admisible del Pilote								
Qpunta (T)	Qfricción (T)	Fs.punta	Fs.fricción	Qadm (T)	s (kgf/cm²)	s.adm (kgf/cm²)	Qadm (T)	Qadm (kN)
302	265	4.0	1.5	252.2	50.2	50	251	2465

$Q_{adm} := 2465.00kN$ capacidad de carga del pilote según tabla Decourt-Quaresma 1996

$Verif := if(Q_{ser} \le Q_{adm}, "Verifica", "No verifica") = "Verifica"$

$FA := \frac{Q_{ser}}{Q_{adm}} = 0.89$ factor de aprovechamiento respecto capacidad admisible del pilote

9.4.2 Calculo de pilotes a cargas horizontales. Pilotes Ø80

9.4.2.1 Datos generales del terreno y del pilote

$$Suelo := \begin{pmatrix} "Tipo\ de\ Suelo" & "Nombre" & "K\ (MPa)" & "\alpha" & "\beta" \\ 1 & "Arcilloso" & 120 & 0.85 & 0.90 \\ 2 & "Limo\ arcilloso" & 200 & 0.60 & 0.75 \\ 3 & "Limo\ arenoso" & 250 & 0.60 & 0.75 \\ 4 & "Arenoso" & 400 & 0.50 & 0.60 \end{pmatrix}$$

ING. TEODORO RIVEROS
Representante Legal

$$Datos := \begin{pmatrix} "Capa" & "Cota\ (m)" & "Nspt" & "Tipo" \\ 1 & 0 & 16 & 3 \\ 2 & 1 & 10 & 3 \\ 3 & 2 & 8 & 3 \\ 4 & 3 & 11 & 3 \end{pmatrix}$$

Capa 1: capa coincidente con el inicio de pilotes (Nivel inferior del cabezal de pilotes)

Perfil Sondeo en Estribo 2

9.4.2.2 Cálculo del coeficiente β

$$N_m := \left| \begin{array}{l} N_{spt1} \leftarrow Datos_{2,3} \\ N_{spt2} \leftarrow Datos_{3,3} \\ N_{spt3} \leftarrow Datos_{4,3} \\ N_m \leftarrow \frac{N_{spt1} + N_{spt2} + N_{spt3}}{3} \end{array} \right. = 11.333$$

promedio de N_{spt} para en el rango de profundidad 1/β

$D_p = 0.80m$ diámetro del pilotes

$E_p := 25000.00MPa$ módulo de elasticidad del pilote

$I_p := \frac{\pi \cdot D_p^4}{64} = 0.02 \cdot m^4$ momento de inercia de la sección transversal del pilote

$\alpha := 1.00$ parámetro para cálculo de coeficiente de reacción horizontal; α=1 para situación normal, sin acción sísmica

$E_o := 28 \cdot N_m \cdot \frac{kgf}{cm^2} = 31.12 \cdot MPa$ módulo de deformación del suelo

$$B_H := \left[\frac{4 \cdot E_p \cdot I_p \cdot D_p^3}{\sqrt[4]{\left(\frac{1}{30cm}\right)} \cdot \alpha \cdot E_o} \right]^{\left(\frac{4}{29}\right)} = 1.55m$$

$$k_{Ho} := \frac{1}{30cm} \cdot \alpha \cdot E_o = 0.10 \cdot \frac{kN}{cm^3}$$

$$k_H := k_{Ho} \cdot \left[\left(\frac{B_H}{30cm} \right)^{\left(-\frac{3}{4}\right)} \right] = 0.03 \cdot \frac{kN}{cm^3}$$

coeficiente de reacción horizontal del pilote

$$\beta := \sqrt[4]{\left(\frac{k_H \cdot D_p}{4 \cdot E_p \cdot I_p} \right)} = 0.33 \cdot \frac{1}{m}$$

coeficiente característico del pilote

$$\frac{1}{\beta} = 302.02 \cdot cm$$

00031 (treinta y uno)