356 (trescientos cincuenta y seis)

GINSA

CONSTRUCCIÓN Y EQUIPAMIENTO DEL PARQUE LINEAL SEGUNDA ETAPA - ID: 364837
CONTRATO S.G. MINISTRO N° 606/2019

ANEXO N°7 – INFORMACIÓN TÉCNICA COMPLEMENTARIA

Ing. JULIO ESPINOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

GINSA S.A.

GINSA S.A. SUCURSAL PARAGUAY
Sucursal Paraguay: Bruselas c/ Capitán Herminio Maldonado, Barrio Ycua Sati, Asunción
☎: 021-604-870
e-mail: gerenciageneral16@gmail.com

355 (trescientos cincuenta y cinco)

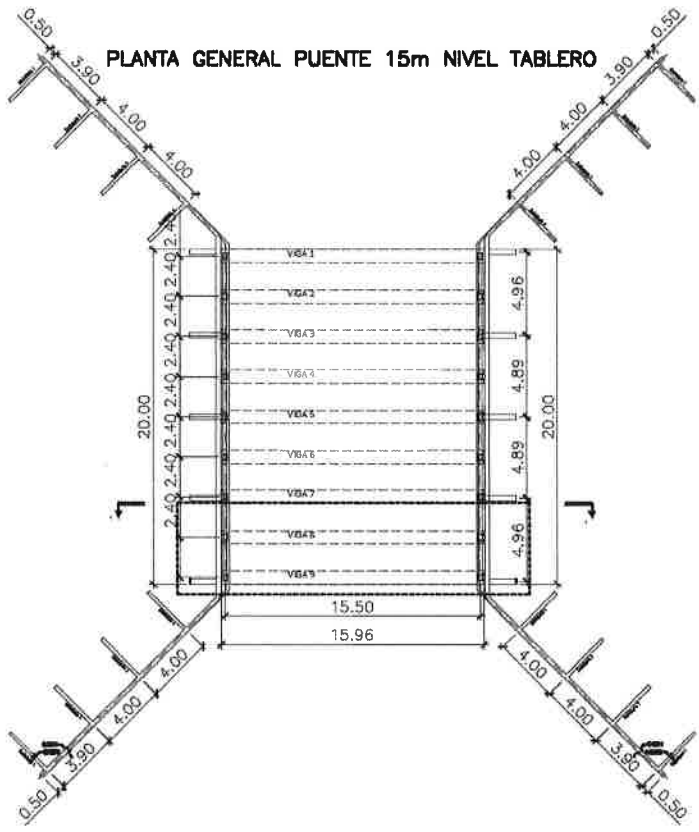
02/12/2022

Memoria de Cálculo Estructural

Verificación de Puentes

Puente N°1 Progr. 0+632.26 L=1x15m= 15m

Parque Lineal de la Costanera Norte



Obra: Parque Lineal de la Costanera Norte

Preparado para: CONSORCIO TECNICON - CAEN XYZ

Diciembre 2022
Asunción - Paraguay

Ing. JULIO R. ESPÍNOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

GINSA S.A.

334 (trescientos cincuenta y cuatro)

Índice

1. Objeto 3

2. Descripción del Puente 3

3. Normas Utilizadas 4

4. Verificación Estructural de la Viga Longitudinal..... 6

5. Verificación Estructural del Tablero..... 10

6. Verificación Estructural del Estribo. Fundación con Pilotes..... 16

7. Verificación Estructural de las Alas. Fundación con Pilotes..... 35

8. Resumen de Consultas y Verificaciones Solicitadas..... 46

Ing. JULIO R. ESPÍNOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

GINSA S.A.

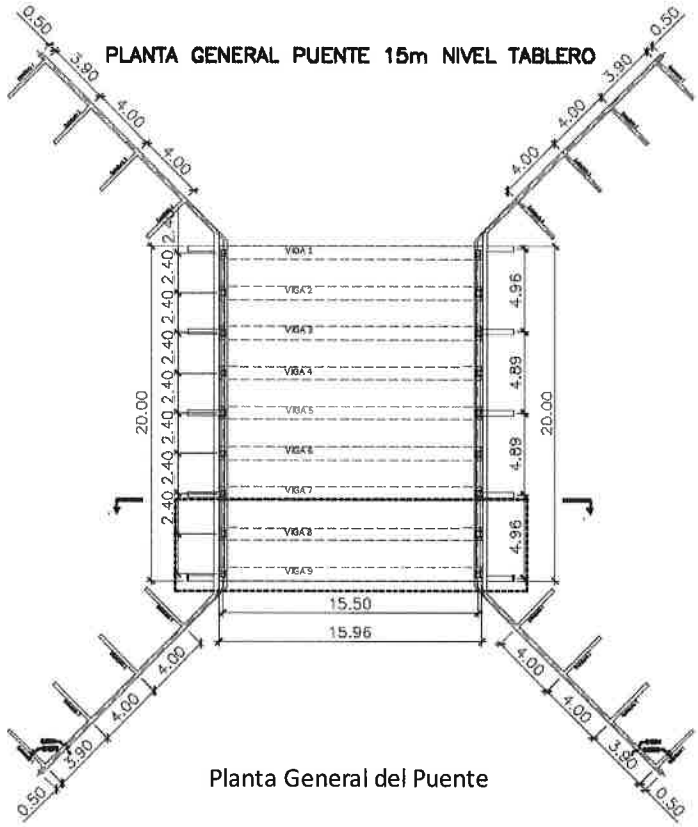
353 (trescientos cincuenta y tres)

1. Objeto

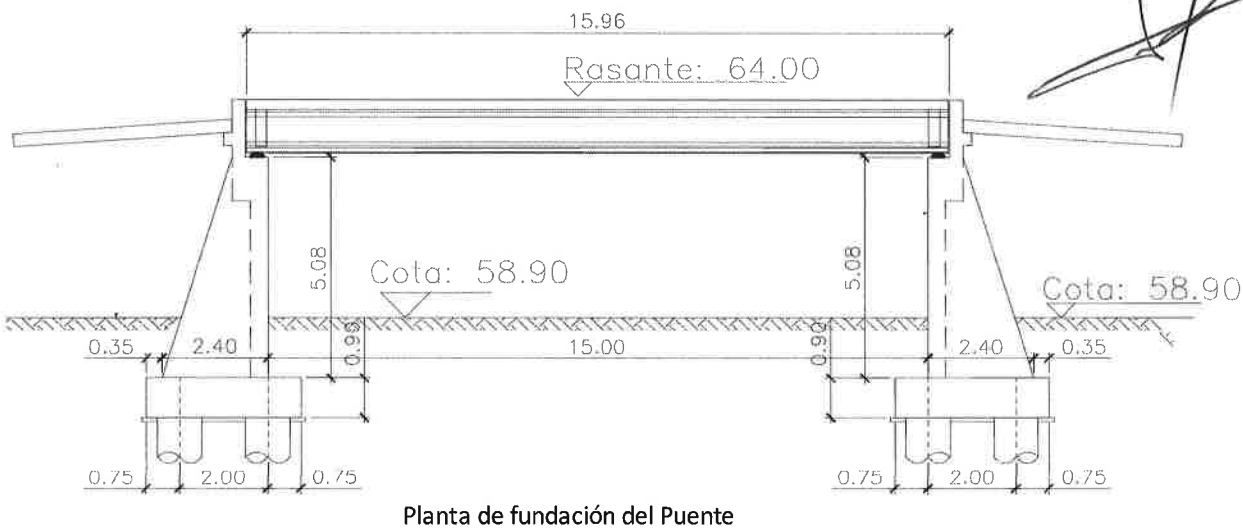
La presente memoria tiene por objeto presentar los resultados de la verificación estructural correspondiente al puente N°1 ubicado en la progresiva 0+632.26, perteneciente al proyecto Parque Lineal de la Costanera Norte.

2. Descripción del Puente

El puente consiste en una estructura de un tramo de 15m de longitud. La sección transversal está compuesta por 9 vigas prefabricadas con losa tablero de 22cm de espesor, hormigonado in situ con la utilización de prelosas que contienen las armaduras principales del tablero.
Ambos estribos poseen fundación profunda con pilotes Ø100cm.



Planta General del Puente



Planta de fundación del Puente

GINSA S.A.
Ing. JULIO ESPINOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

352 (trescientos cincuenta y dos)

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 Artículo1.3.2
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	*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			
Estado Límite										*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

GINSA S.A.
Ing. JULIO ESPINOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

351 (trescientos cincuenta y uno)

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 – Caracteristicas 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

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.

GINSA S.A.
Ing. IULIO ESPINOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

350 (trescientos cincuenta)

4. Verificación Estructural de la Viga Longitudinal

La verificación de la superestructura, se realiza mediante la utilización del programa de cálculo Civil eStudio Versión 39.58-C, de CivilCAD Consultores, S.L.

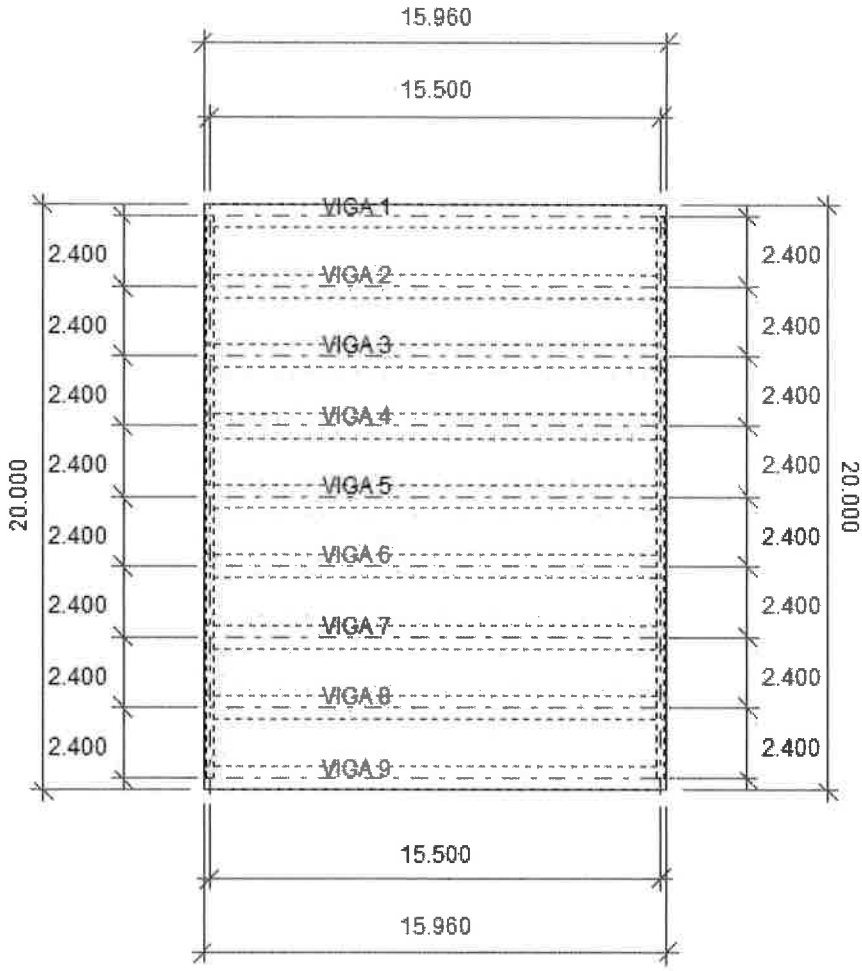
4.1 Materiales

$tf := 1000kgf$	relación entre tf y kgf
$f'_c := 30.00MPa$	resistencia especificada del hormigón in situ
$f_y := 500.00MPa$	resistencia especificada del 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
$fcpi := 26.10MPa$	resistencia especificada del hormigón pretensado en el momento de la transferencia
$fcp := 40.00MPa$	resistencia especificada del hormigón pretensado
$f_{pu} := 1860 \cdot MPa$	resistencia de rotura del acero de pretensado
$f_o := 0.75 \cdot f_{pu} = 1395 \cdot MPa$	tensión inicial de tesado
$A_p := 98.71 \cdot mm^2$	área de un torón de media pulgada
$n_p := 16$	cantidad total de torones
$A_{p.cable} := A_p \cdot n_p = 1579.36 \cdot mm^2$	área total
$P_o := f_o \cdot A_{p.cable} = 2203.21 \cdot kN$	fuerza de tesado total inicial
$E_{cp} := 33611 \cdot MPa$	módulo de elasticidad de la viga pretensada

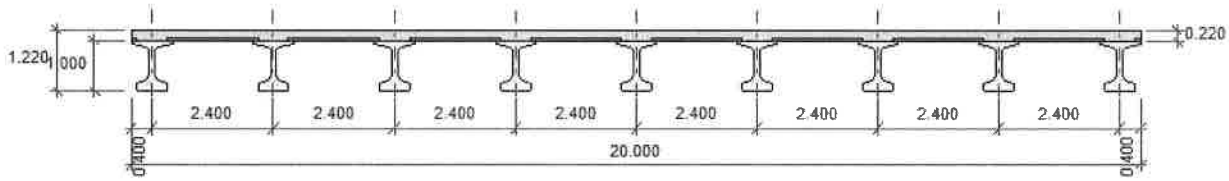
Ing. JULIO R. ESPÍNOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

GINSA S.A.

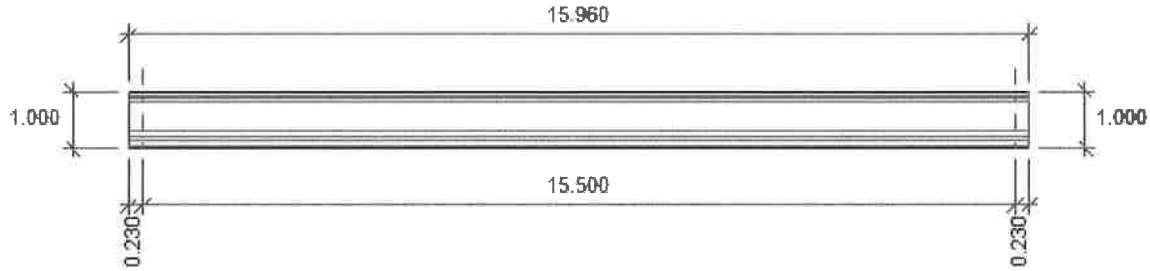
4.2 Esquema estructural



Vista en planta de la superestructura



Sección transversal de la superestructura



Viga Pretensada L=15.96m

GINSA S.A.
Ing. JULIO ESPINOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

4.3 Verificación de la viga pretensada. Carga HL-93

A continuación se muestran los detalles de las verificaciones de la Viga V5, la más solicitada.

4.3.1 Resumen de verificación de tensiones en ELS y momento flector en ELU

4.3.1.1 Tensión en el hormigón en ELS

A. Carga HL-93 de la AASHTO

Viga	5	Viga			
Situación	E.L. de servicio	Compresión		Tracción	
Combinación	Servicio I	Tensión máxima	Tensión admisible	Tensión mínima	Tensión admisible
		(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tras la transferencia del pretesado		12.25	16.97	0.00	-1.27
Tras la ejecución de las riostras		12.25	24.60	0.00	-1.38
Tras el hormigonado de la losa		8.09	24.60	0.00	-1.38
Tras la disposición de la superestructura		7.18	18.00	0.00	
Tras la apertura al tráfico		8.45	24.00	-1.58	
A tiempo infinito		9.09	24.00	-3.07	

Viga	5	Viga			
Situación	E.L. de servicio	Compresión		Tracción	
Combinación	Servicio III	Tensión máxima	Tensión admisible	Tensión mínima	Tensión admisible
		(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tras la transferencia del pretesado		12.25	16.97	0.00	-1.27
Tras la ejecución de las riostras		12.25	24.60	0.00	-1.38
Tras el hormigonado de la losa		8.09	24.60	0.00	-1.38
Tras la disposición de la superestructura		7.18		0.00	-3.16
Tras la apertura al tráfico		8.45		-1.58	-3.16
A tiempo infinito		9.09		-3.07	-3.16

La viga verifica la carga HL-93!!

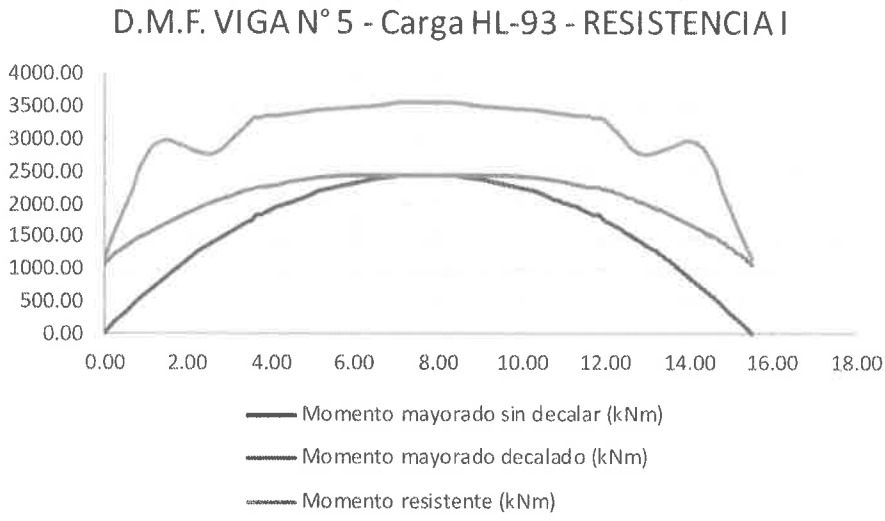
Ing. JULIO R. ESPÍNOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

GINSA S.A.

347 (trescientos cuarenta y siete)

4.3.1.2 Momento último de la viga

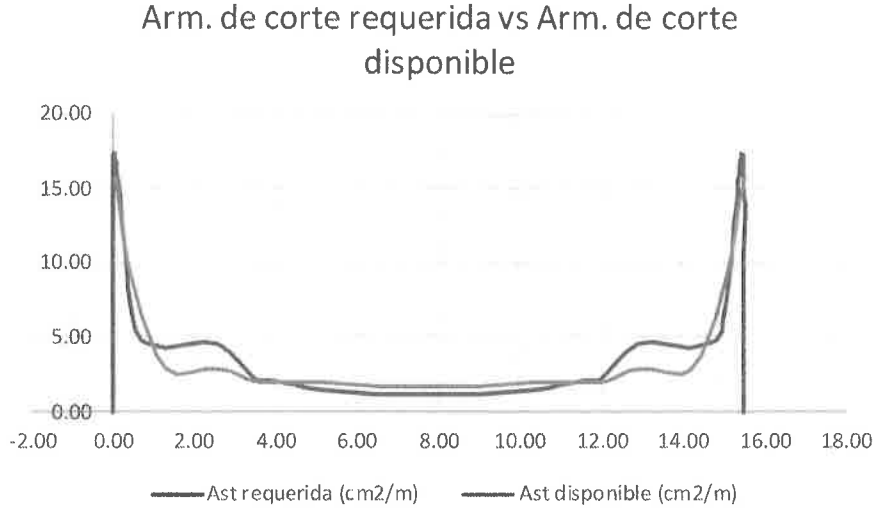
A. Carga HL-93 de la AASHTO (Resistencia I)



Comparación entre los momentos últimos (decalado y sin decalar) y el momento resistente de la viga, obtenido con el programa Civil eStudio.
La viga verifica la carga HL-93!!.

4.3.1.3 Cortante último de la viga

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



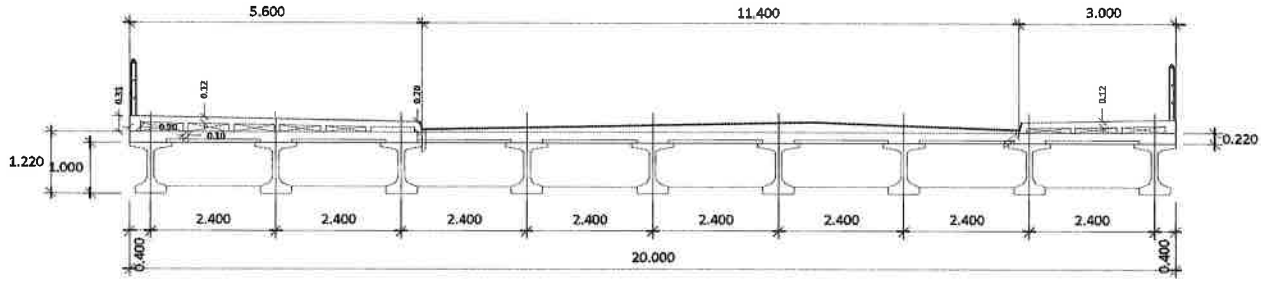
Comparación entre la armadura requerida por esfuerzo de corte y la armadura de corte dispuesta en la viga, obtenida con el programa Civil eStudio.
La viga NO verifica la carga HL-93!!

Ing. JULIO R. ESPÍNOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

GINSA S.A.

5. Verificación Estructural del 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.



Sección transversal del Tablero

5.1 Materiales y propiedades geométricas del tablero

$f'_c = 30.00 \cdot MPa$ resistencia especificada del hormigón

$f_y = 500.00 \cdot MPa$ resistencia especificada del acero

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

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

$h := 22.00cm$ espesor de losa tablero

$e_{pav} := 10.00cm$ espesor del pavimento+futuro recapado=6+4=10cm

5.2 Funciones de cálculo

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

5.2.1 Armadura de refuerzo requerida por flexión

$A_{s.flexión}(M_u, h, \phi_{var}) :=$

$f'_c \leftarrow 30MPa$ resistencia especificada del hormigón

$f_y \leftarrow 500MPa$ resistencia especificada del acero

$rec \leftarrow 3cm$ recubrimiento geométrico

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

$b \leftarrow 1.00m$ ancho de faja de diseño

$\phi_f \leftarrow 0.9$ factor de reducción de resistencia nominal para esfuerzos de flexión

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

$A_s \leftarrow 0.00mm^2$

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

Ing. JULIO ESPINOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

GINSA S.A.

345 (trescientos cuarenta y cinco)

5.2.2 Armadura mínima. Artículo 5.6.3.3

$A_{s.min}(M_u, h, \phi_{var}) :=$

$f'_c \leftarrow 30MPa$ — resistencia especificada del hormigón

$f_y \leftarrow 500MPa$ — resistencia especificada del acero

$rec \leftarrow 3cm$ — recubrimiento geométrico

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

$b \leftarrow 1.00m$ — ancho de faja de diseño

$\phi_f \leftarrow 0.9$ — factor de resistencia

$f_r \leftarrow 2.01 \cdot \sqrt{\frac{0.1 \cdot f'_c}{MPa}} \cdot MPa$ — 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

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

$A_s \leftarrow 0.00mm^2$

$A_{s.min} \leftarrow root(f(A_s), A_s)$ — armadura mínima requerida

5.2.3 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.

$\phi_{ff}(A_{s.adop}, h, \phi_{var}) :=$

$f'_c \leftarrow 30MPa$ — resistencia especificada del hormigón

$f_y \leftarrow 500MPa$ — resistencia especificada del acero

$rec \leftarrow 3cm$ — recubrimiento geométrico

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

$b \leftarrow 1.00m$ — ancho de faja de diseño

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

$\beta_1 \leftarrow 0.85$

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

$\phi_{f1} \leftarrow 0.75 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - \frac{5}{3}\right)$ — zona de transición

$\phi_{f2} \leftarrow 0.9$ — zona controlada a tracción

$\phi_{ff} \leftarrow \min(\phi_{f1}, \phi_{f2})$

GINSA S.A.
Ing. JULIO ESPINOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

344 (trescientos cuarenta y cuatro)

5.2.4 Armadura aplicada

$A_{s.apl}(\phi_{var}, sep) := \left| \begin{array}{l} b \leftarrow 1.00m \\ A_{s.apl} \leftarrow \frac{b}{sep} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{var}^2}{4} \end{array} \right.$

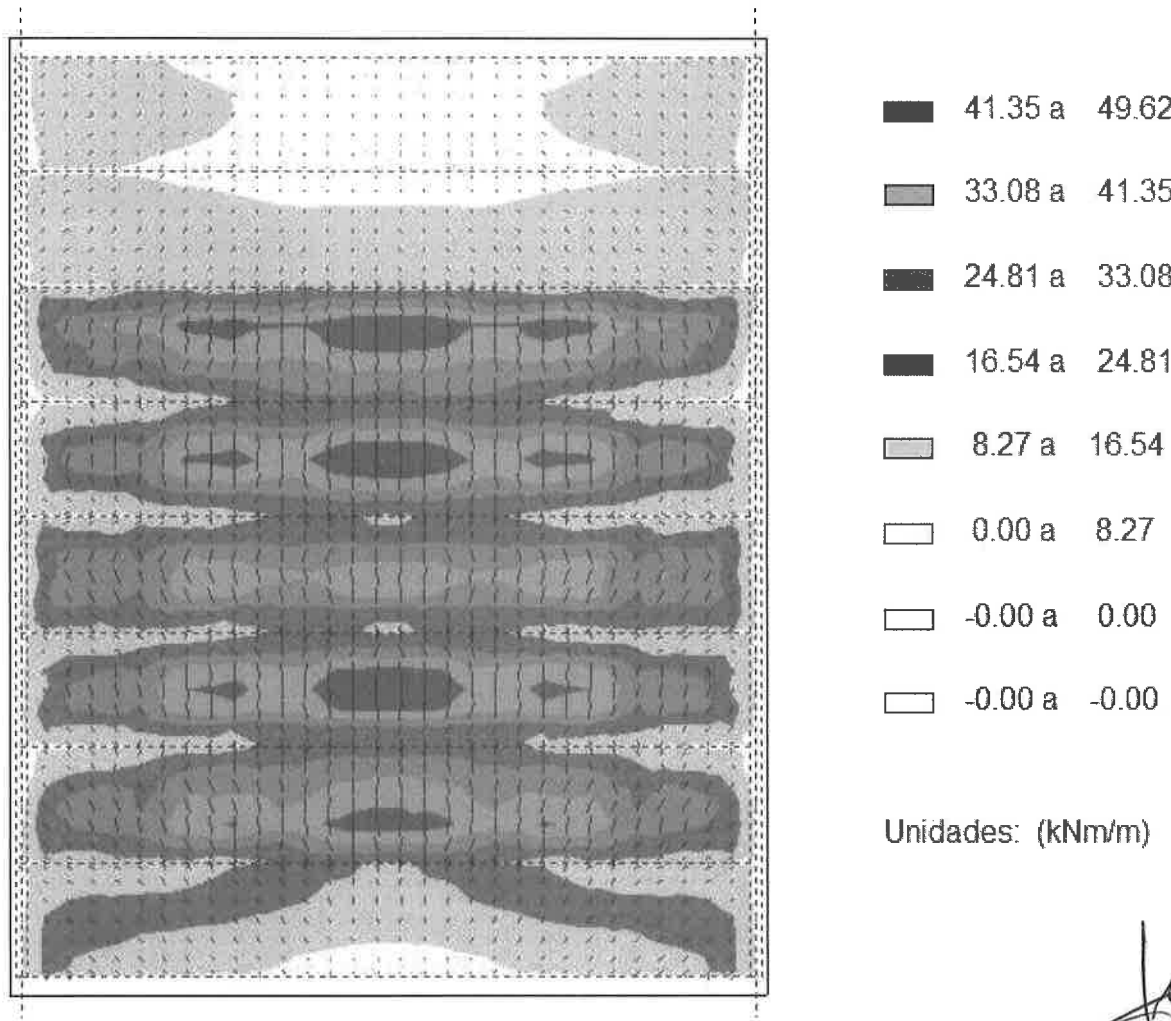
ancho de faja de diseño

cantidad de acero aplicado

5.3 Cálculo de esfuerzos mayorados en Estado Límite Último

Se ha realizado el cálculo de los esfuerzos de diseño con el programa Civil Estudio Versión 39.58-C, de CivilCAD Consultores, S.L.

5.3.1 Momento flector positivo. Carga HL-93. ELU. Resistencia 1



$M_u := 49.62kN \cdot m$ momento de diseño

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

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

$A_{S.flexión} := A_{s.flexión}(M_u, h, \phi_{var}) = 627.04 \cdot mm^2$ armadura requerida por flexión

$A_{S.min} := A_{s.min}(M_u, h, \phi_{var}) = 385.18 \cdot mm^2$ armadura mínima requerida

Ing. JULIO ESPINOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

$A_{s.req} := \max(A_{S.flexión}, A_{S.min}) = 627.04 \cdot mm^2$ armadura requerida

$sep := 15cm$ separación adoptada

$A_{s.adop} := A_{s.apl}(\phi_{var}, sep) = 1340.41 \cdot mm^2$ armadura adoptada Ø16c/15

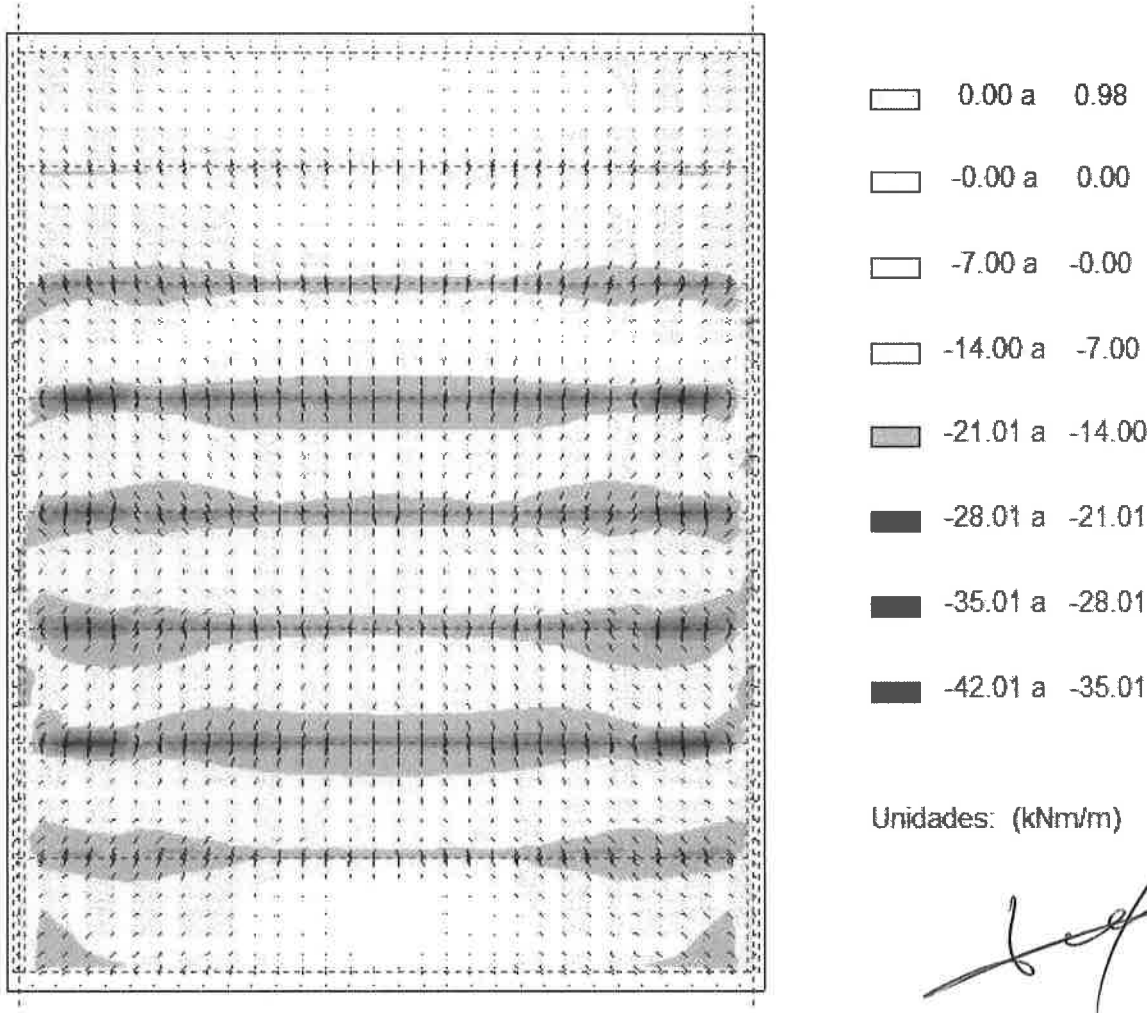
$Eval_{As} := if(A_{s.adop} \geq A_{s.req}, "Verifica!!", "No verifica!!") = "Verifica!!"$

$\phi_{ff}(A_{s.adop}, h, \phi_{var}) = 0.90$ sección controlada a tracción OK!!

$FA := \frac{A_{s.req}}{A_{s.adop}} = 0.47$ factor de aprovechamiento de la armadura adoptada

La armadura dispuesta verifica!!

5.3.2 Momento flector negativo. Carga HL-93. ELU. Resistencia 1



$M_u := 38.51kN \cdot m$ momento de diseño

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

$\phi_{var} := 8mm$ diámetro de la armadura propuesta

$A_{S.flexión} := A_{s.flexión}(M_u, h, \phi_{var}) = 471.83 \cdot mm^2$ armadura requerida por flexión

GINSA S.A.
Ing. JULIO ESPINOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

342 (trescientos cuarenta y dos)

$A_{S.min} := A_{s.min}(M_u, h, \phi_{var}) = 376.55 \cdot mm^2$ armadura mínima requerida

$A_{s.req} := \max(A_{S.flexión}, A_{S.min}) = 471.83 \cdot mm^2$ armadura requerida

$sep := 10cm$ separación adoptada

$A_{s.adop} := A_{s.apl}(\phi_{var}, sep) = 502.65 \cdot mm^2$ armadura adoptada Ø8c/10

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

$\phi_{ff}(A_{s.adop}, h, \phi_{var}) = 0.90$ sección controlada a tracción OK!!

$FA := \frac{A_{s.req}}{A_{s.adop}} = 0.94$ factor de aprovechamiento de la armadura adoptada

La armadura dispuesta verifica!!

5.4 Armaduras secundarias

5.4.1 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

$As1 := 627.04\ mm^2$ cuantía requerida en la sección

$A_\alpha := \alpha_s \cdot As1 = 420.12 \cdot mm^2$ armadura de distribución para la armadura principal

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

$s := \frac{\pi \cdot \phi_{var}^2}{4} \cdot \frac{1 \cdot m}{A_\alpha} = 26.9 \cdot cm$ separación requerida entre varillas

$sep := 10 \cdot cm$ separación adoptada entre armaduras

$A_{s.adop} := A_{s.apl}(\phi_{var}, sep) = 1130.97 \cdot mm^2$ armadura adoptada Ø12c/10

La armadura dispuesta verifica!!

Ing. JULIO R. ESPÍNOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

GINSA S.A.

341 (trescientos cuarenta y uno)

5.4.2 Cuantía mínima por retracción y temperatura Artículo 5.10.6

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

$b := 1.00m$ ancho unitario

$A_{Temp} :=$

$A_s \leftarrow \dfrac{1.3 \cdot \dfrac{b \cdot h}{in^2}}{2 \cdot \left[\dfrac{(b+h)}{in} \cdot \left(\dfrac{f_y}{ksi}\right)\right]} \cdot \left(\dfrac{in^2}{ft}\right)$ artículo 5.10.6-1

$A_{smin} \leftarrow 2.33 \cdot \dfrac{cm^2}{m}$ artículo 5.10.6-2

$A_{smax} \leftarrow 12.7 \cdot \dfrac{cm^2}{m}$ artículo 5.10.6-2

$A_{Temp} \leftarrow A_{smin}$ if $A_s < A_{smin}$

$A_{Temp} \leftarrow A_s$ if $A_{smin} \le A_s \le A_{smax}$

$A_{Temp} \leftarrow A_{smax}$ if $A_{smax} < A_s$

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

$\phi := 10 \cdot mm$ diámetro de la armadura adoptada

$s := \dfrac{1 \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4}}{A_{Temp}} = 0.34\,m$ separación entre varillas

$s := \min(s, 300mm, 3 \cdot h) = 30 \cdot cm$ separación máxima

$sep := 15 \cdot cm$ separación adoptada entre armaduras

$A_{s.adop} := A_{s.apl}(\phi_{var}, sep) = 753.98 \cdot mm^2$ armadura adoptada Ø10c/15

La armadura dispuesta verifica!!

Ing. JULIO R. ESPÍNOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

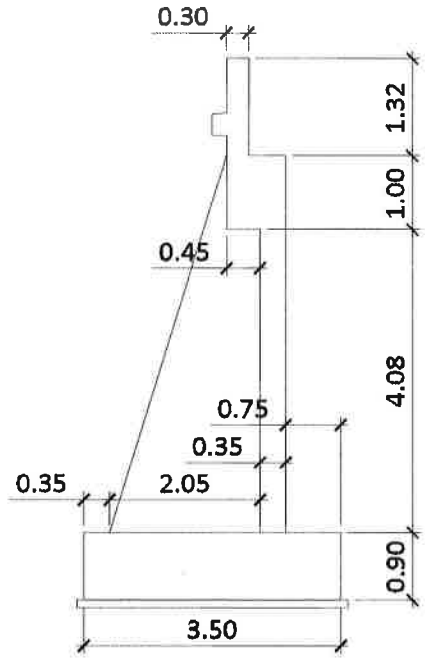
GINSA S.A.

340 (trescientos cuarenta)

6. Verificación Estructural del Estribo. Fundación con Pilotes

La verificación 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.

6.1 Esquema estructural del Estribo



Vista frontal del estribo

6.2 Materiales y propiedades geométricas

$B_{puente} := 20.00m$	ancho total del puente
$L_{tramo} := 15.96m$	longitud total de un tramo de puente
$L_{puente} := 15.96m$	longitud total del puente sin junta de dilatación
$f'_c = 30.00 \cdot MPa$	resistencia característica del hormigón
$f_y = 500.00 \cdot MPa$	resistencia característica del acero
$\gamma_c = 25.00 \cdot \frac{kN}{m^3}$	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
$\varphi := 25°$	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

Ing. JULIO R. ESPÍNOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

GINSA S.A.

359 (trescientos treinta y nueve)

6.3. Determinación de cargas sobre el Estribo

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

Resumen de cargas permanentes		
Elemento estructural	Volumen (m^3)	Peso (kN)
Vigas longitudinales	40.94	**1023.44**
Vigas transversales	7.45	**186.26**
Losa de hormigón	70.22	**1755.60**
Acera izquierda	12.55	**313.77**
Acera derecha	6.65	**166.34**
Carpeta de rodadura	18.19	**436.67**
	∑=	**3882.08**

Resumen de cargas permanentes sobre cada apoyo de viga							
Viga N°	PP de la viga (kN)	PP vigas traviesas (kN)	PP de la losa (kN)	PP de la acera (kN)	PP de la carpeta (kN)	Carga sobre viga (kN)	Reacción en apoyos (kN)
1	113.72	11.64	140.45	104.59	0.00	**370.40**	**185.20**
2	113.72	23.28	210.67	104.59	0.00	**452.26**	**226.13**
3	113.72	23.28	210.67	104.59	30.64	**482.90**	**241.45**
4	113.72	23.28	210.67	0.00	91.93	**439.60**	**219.80**
5	113.72	23.28	210.67	0.00	91.93	**439.60**	**219.80**
6	113.72	23.28	210.67	0.00	91.93	**439.60**	**219.80**
7	113.72	23.28	210.67	0.00	91.93	**439.60**	**219.80**
8	113.72	23.28	210.67	83.17	38.30	**469.15**	**234.57**
9	113.72	11.64	140.45	83.17	0.00	**348.98**	**174.49**
∑=	1023.44	186.26	1755.60	480.12	436.67	**3882.08**	**1941.04**

6.3.2 Carga Móvil HL-93 sobre el Estribo

$n_{carril} := 3$ número de carriles sobre el puente

$f_m := 0.85$ factor de presencia múltiple

A. Carril de diseño

$L_{tramo} = 15.96\,m$ longitud del un tramo de puente

$q_{LL} := 9.3\,\frac{kN}{m}$ carga de carril de diseño

$a_{carril} := 3m$ 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. Carga de Camión HL-93

$b_{ejes} := 4.30\cdot m$ separación entre ejes de ruedas

$L_{tramo} = 15.96\,m$ longitud del un tramo de puente

$P_1 := 35kN$ carga de eje delantero de camión

$P_2 := 145kN$ carga de 2do. eje de camión

$P_3 := 145kN$ carga de eje trasero de camión

Ing. JULIO R. ESPÍNOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

GINSA S.A.

333 (trescientos treinta y tres)

C. Resumen de Cargas sobre apoyos de Estribos

Reacciones en apoyos de vigas	
Carga HL-93	(kN)
Viga 1	39.75
Viga 2	65.91
Viga 3	118.30
Viga 4	271.77
Viga 5	285.56
Viga 6	287.50
Viga 7	277.06
Viga 8	136.96
Viga 9	34.65

6.3.3 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

$h_{hor} := \begin{pmatrix} 7.30 \\ 3.05 \end{pmatrix} \cdot m$ altura total del muro frontal del estribo en la porción más alta
altura total del ala del estribo en su porción más baja

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

$p_{hor} := \lambda_h \cdot \gamma_{rell} \cdot h_{hor} = \begin{pmatrix} 59.26 \\ 24.76 \end{pmatrix} \cdot \frac{kN}{m^2}$

presión horizontal a una profundidad $h_{hor_0} = 7.30\,m$

presión horizontal a una profundidad $h_{hor_1} = 3.05\,m$

6.3.4 Empuje vertical: Peso del relleno

A. Alturas de cálculo

$h_{ver} := \begin{pmatrix} 6.40 \\ 2.65 \end{pmatrix} \cdot m$ altura total del muro frontal del estribo en la porción más alta
altura total del ala del estribo en su porción más baja

B. Presión vertical debido al peso del suelo de relleno

$p_{ver} := \gamma_{rell} \cdot h_{ver} = \begin{pmatrix} 128.00 \\ 53.00 \end{pmatrix} \cdot \frac{kN}{m^2}$

presión vertical a una profundidad $h_{ver_0} = 6.40\,m$

presión vertical a una profundidad $h_{ver_1} = 2.65\,m$

6.3.5 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

Ing. JULIO ESPINOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

GINSA S.A.

6.3.6 Fuerzas horizontales sobre apoyos

6.3.6.1. Rigidez de apoyos 20x30

$a := 200 \cdot mm$ lado menor del apoyo de neopreno

$b := 300 \cdot mm$ lado mayor del apoyo de neopreno

$h := 24 \cdot mm$ altura neta de las capas internas del neopreno

$G := 10 \cdot \frac{kgf}{cm^2}$ módulo de elasticidad transversal

A. Deformación instantánea

$k_{x.inst} := \frac{2 \cdot G \cdot a \cdot b}{h} = 4.90 \cdot \frac{kN}{mm}$ rigidez horizontal para deformación instantánea

B. Deformación Lenta

$k_{x.lenta} := \frac{G \cdot a \cdot b}{h} = 2.45 \cdot \frac{kN}{mm}$ rigidez horizontal para deformación lenta

6.3.6.2. Frenado y aceleración de la carga móvil

$n_{carril} = 3$ cantidad de carriles sobre la estructura

$f_m = 0.85$ factor de presencia múltiple

A. Tandem de diseño

$P_{tandem} := 220kN$ suma de pesos de los ejes del tandem

$P_{H_1} := 25\% \cdot n_{carril} \cdot f_m \cdot P_{tandem} = 140.25 \cdot kN$

B. Camión de diseño

$P_{camion} := 325kN$ suma de los pesos de los ejes de camión

$P_{H_2} := 25\% \cdot n_{carril} \cdot f_m \cdot P_{camion} = 207.19 \cdot kN$

C. Carga de carril + Tandem

$q_{carril} := q_{LL} = 9.30 \cdot \frac{kN}{m}$

$L_{puente} = 15.96\,m$ longitud del tramo sin junta de dilatación

$P_{H_3} := 5\% \cdot \left(P_{tandem} + q_{carril} \cdot L_{puente}\right) \cdot f_m \cdot n_{carril} = 46.97 \cdot kN$

D. Carga de carril + Camión

$P_{H_4} := 5\% \cdot \left(P_{camion} + q_{carril} \cdot L_{puente}\right) \cdot f_m \cdot n_{carril} = 60.36 \cdot kN$

E. Distribución de la fuerza de frenado

E.1. Análisis de apoyos de neopreno

$n_{ap} := \begin{pmatrix} 9 \\ 9 \end{pmatrix}$ cantidad de apoyos de neopreno en estribo 1

cantidad de apoyos de neopreno en estribo 2

Ing. JULIO R. ESPÍNOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

GINSA S.A.

$a := 200 \cdot mm$ lado menor del apoyo de neopreno

$b := 300 \cdot mm$ lado mayor del apoyo de neopreno

$h := 24 \cdot mm$ altura neta de las capas internas del neopreno

$G := 10 \cdot \frac{kgf}{cm^2}$ módulo de elasticidad transversal

$k_{ap} := n_{ap} \cdot \frac{2 \cdot G \cdot a \cdot b}{h} = \begin{pmatrix} 44.13 \\ 44.13 \end{pmatrix} \cdot \frac{kN}{mm}$ rigidez instantánea de la línea de apoyos en estribo 1

rigidez instantánea de la línea de apoyos en estribo 2

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

$k_{sub} := \begin{pmatrix} k_{estr} \\ k_{estr} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 100000000.00 \\ 100000000.00 \end{pmatrix} \cdot \frac{kN}{mm}$ rigidez del estribo 1

rigidez del estribo 2

$i := 0 .. 1$

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

$k_{puente} = \begin{pmatrix} 44.13 \\ 44.13 \end{pmatrix} \cdot \frac{kN}{mm}$ rigidez del estribo 1 + apoyos de neopreno

rigidez del estribo 2 + apoyos de neopreno

$F_{BR} := \max(P_H) = 207.19 \cdot kN$ fuerza horizontal debido a la aceleración y frenado de vehículo

$fBR_i := F_{BR} \cdot \frac{k_{puente_i}}{\sum_{j=0}^{1} k_{puente_j}}$ distribución dela fuerza de frenado

$fBR = \begin{pmatrix} 103.59 \\ 103.59 \end{pmatrix} \cdot kN$ fuerza de frenado sobre el estribo 1

fuerza de frenado sobre el estribo 2

$\frac{fBR}{F_{BR}} = \begin{pmatrix} 50.00 \\ 50.00 \end{pmatrix} \cdot \%$ % sobre estribo 1

% sobre estribo 2

6.3.6.3 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)

$F_{WL} := Q_{WL} \cdot L_{puente} = 8.78 \cdot kN$ fuerza de viento sobre carga móvil sobre el puente

$F_{WL.estr} := 0.50 \cdot F_{WL} = 4.39 \cdot kN$ carga horizontal sobre cada estribo

6.3.6.4 Fuerza debida a la deformación por variación de temperatura

$L_{\Delta T} := \frac{L_{puente}}{2} = 7.98\,m$ distancia del estribo al eje de simetría del puente

$\alpha := 10^{-5} \frac{1}{°C}$ coeficiente de dilatación del hormigón

Ing. JULIO ESPINOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

$\Delta_T := 23 \ ºC$ variación de temperatura

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

$\Delta_{temp} := \varepsilon_T \cdot L_{\Delta T} = 1.84 \cdot mm$ deformación por temperatura

$n_{ap.estr} := 9$ cantidad de apoyos por estribo

$R_{\Delta T} := n_{ap.estr} \cdot k_{x.lenta} \cdot \Delta_{temp}$

$R_{\Delta T} = 40.50 \cdot kN$ carga horizontal sobre cada estribo

6.3.6.5 Fuerza debida a la retracción del hormigón

$L_{SH} := \frac{L_{puente}}{2} = 7.98 \, m$ distancia del estribo al eje de simetría del puente

$\varepsilon_{SHu} := 500 \cdot 10^{-6}$ 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

$\Delta_{SH} := \varepsilon_{SH} \cdot L_{SH} = 1.47 \cdot mm$ deformación por retracción

$R_{SH} := n_{ap.estr} \cdot k_{x.lenta} \cdot \Delta_{SH}$

$R_{SH} = 32.44 \cdot kN$ carga horizontal sobre cada estribo

6.3.6.6 Fuerza debida a la fluencia del hormigón

$f_{pu} := 1860 \cdot MPa$ 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

$n_p := 16$ cantidad total de cables

$A_{p.total} := A_p \cdot n_p = 1579.36 \cdot mm^2$ área total de cordones

$P_o := f_o \cdot A_{p.total} = 2203.21 \cdot kN$ 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

Ing. JULIO ESPINOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

GINSA S.A.

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

$P_f := P_o - \Delta f_{total} \cdot A_{p.total} = 1903.89 \cdot kN$ 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

$E_c := 33611 \cdot MPa$ módulo de deformación de la viga pretensada

$\epsilon_{elast} := \frac{P_f}{A_{c.compuesta} \cdot E_c} = 4.66 \times 10^{-5}$ 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

$\epsilon_{CR} := (c_u - c_{60}) \cdot \epsilon_{elast} = 5.06 \times 10^{-5}$ deformación unitaria de fluencia desde el montaje hasta el final

Conversión de las deformaciones impuestas a variación de temperatura

$\Delta_{T.CR} := \frac{\epsilon_{CR}}{\alpha} = 5.1\ °C$ variación de temperatura correspondiente a la fluencia

$L_{CR} := \frac{L_{puente}}{2} = 7.98\ m$ distancia del estribo al eje de simetría del puente

$\Delta_{CR} := \epsilon_{CR} \cdot L_{CR} = 0.40 \cdot mm$ deformación por fluencia

Ing. JULIO ESPINOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

GINSA S.A.

333 (trescientos treinta y tres)

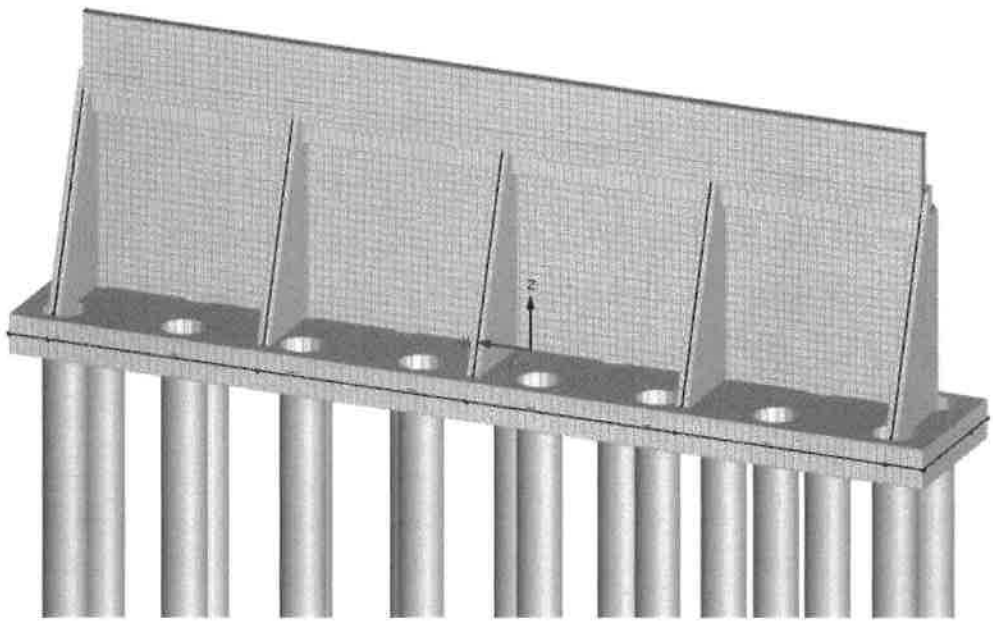
$R_{CR} := n_{ap.estr} \cdot k_{x.lenta} \cdot \Delta_{CR}$

$R_{CR} = 8.91 \cdot kN$ carga horizontal sobre cada estribo

6.4 Análisis de fundación en el sentido longitudinal del puente

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

A continuación se procede a la verificación 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.

$V := 1434.22kN$ carga vertical máx. sobre la cabeza del pilote en ELS, obtenido con RFEM

$D_p := 1.00m$ diámetro del pilote

$L_p := 21.00m$ longitud del pilote

$V_p := \frac{\pi \cdot D_p^2}{4} \cdot L_p = 16.49 \cdot m^3$ 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

$W_p := (\gamma_c - \gamma_{rell}) \cdot V_p = 82.47 \cdot kN$ peso adicional generado por el concreto al reemplazar el suelo existente

$Q_{ser} := V + W_p = 1516.69 \cdot kN$ carga máxima de servicio en los pilotes $D_p = 1.00\,m$

$Q_{adm} := 249tf = 2441.86 \cdot kN$ capacidad de carga del pilote según informe geotécnico

ING. JULIO ESPINOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

GINSA S.A.

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

$FA := \frac{Q_{ser}}{Q_{adm}} = 0.62$ factor de aprovechamiento respecto capacidad admisible del pilote

6.4.2 Calculo de pilotes a cargas horizontales. Pilotes Ø100

6.4.2.1 Datos generales del terreno y del pilote

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

$$Datos := \begin{pmatrix} "Capa" & "Cota\ (m)" & "Nspt" & "Tipo" \\ 1 & 0 & 8 & 3 \\ 2 & 1 & 8 & 3 \\ 3 & 2 & 8 & 3 \\ 4 & 3 & 8 & 3 \\ 5 & 4 & 8 & 3 \end{pmatrix}$$

datos obtenidos del sondeo geotécnico

6.4.2.2 Cálculo del coeficiente β

$N_m :=$ | $N_{spt1} \leftarrow Datos_{1,2}$ | $N_{spt2} \leftarrow Datos_{2,2}$ | $N_{spt3} \leftarrow Datos_{3,2}$ | $N_{spt4} \leftarrow Datos_{4,2}$ | $N_m \leftarrow \frac{N_{spt1} + N_{spt2} + N_{spt3} + N_{spt4}}{4}$ $= 8$ promedio de N_{spt} para en el rango de profundidad 1/β

$D_p := 100cm$ diámetro del pilotes

$E_p := 250000 \frac{kgf}{cm^2}$ módulo de elasticidad del pilote

$I_p := \frac{\pi \cdot D_p^4}{64} = 4908738.52 \cdot cm^4$ momento de inercia de la sección transversal del pilote

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

$E_o := 28 \cdot N_m \cdot \frac{kgf}{cm^2} = 21966.9 \cdot \frac{kN}{m^2}$ módulo de deformación del suelo

$$B_H := \left[\frac{4 \cdot E_p \cdot I_p \cdot D_p^3}{\sqrt[4]{\left(\frac{1}{30cm}\right)} \cdot \alpha \cdot E_o} \right]^{\left(\frac{4}{29}\right)} = 2.02\,m$$

Ing. JULIO R. ESPÍNOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

GINSA S.A.

$$k_{Ho} := \frac{1}{30cm} \cdot \alpha \cdot E_o = 73222.99 \cdot \frac{kN}{m^3}$$

$$k_H := k_{Ho} \cdot \left[\left(\frac{B_H}{30cm} \right)^{\left(-\frac{3}{4}\right)} \right] = 17533.45 \cdot \frac{kN}{m^3}$$ coeficiente de reacción horizontal del pilote

$$\beta := \sqrt[4]{\left(\frac{k_H \cdot D_p}{4 \cdot E_p \cdot I_p} \right)} = 0.25 \cdot \frac{1}{m}$$ coeficiente característico del pilote

$$\frac{1}{\beta} = 407.06 \cdot cm$$

6.4.2.3 Cálculo de esfuerzos en el pilote

$F_{HU} := 390.55kN$ fuerza horizontal total máxima en ELU sobre un pilote obtenido con el programa RFEM

$F_{HS} := 259.53kN$ 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

$$\delta := \frac{\left(1 + \beta \cdot h_s\right)^3 + 2}{12 \cdot E_p \cdot I_p \cdot \beta^3} \cdot F_{HS} = 4.77 \cdot mm$$ desplazamiento del pilote debido a la carga horizontal

$$M_\theta := \frac{1 + \beta \cdot h_s}{2 \cdot \beta} \cdot F_{HU} = 990.16 \cdot kN \cdot m$$ momento de empotramiento en la cabeza del pilote

$$l_m := \frac{1}{\beta} \cdot \operatorname{atan}\left(\frac{1}{\beta \cdot h_s} \right) = 5.41\,m$$ profundidad desde el suelo hasta la ubicación del momento máximo en la zona enterrada del pilote

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

$M_m = 216.50 \cdot kN \cdot m$ momento máximo en la zona enterrada del pilote

$M_u := \max\left(M_\theta, M_m\right) = 990.16 \cdot kN \cdot m$ momento último del pilote

6.4.2.4 Dimensionamiento a la flexión compuesta de la sección

$N_{max.u} := 2100.67kN$ carga vertical máxima en ELU, obtenido con el programa RFEM

$N_{min.u} := 50.91kN$ carga vertical mínima en ELU, obtenido con el programa RFEM

$M_u = 990.16 \cdot kN \cdot m$ momento último del pilote

$n_{var} := 14$ cantidad de varillas en el pilote

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

$$A_s := n_{var} \cdot \pi \cdot \frac{\phi_s^2}{4} = 68.72 \cdot cm^2$$ armadura total

$D_p := 90.00cm$ diámetro del pilote requerido estructuralmente

Ing. JULIO R. ESPÍNOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

GINSA S.A.

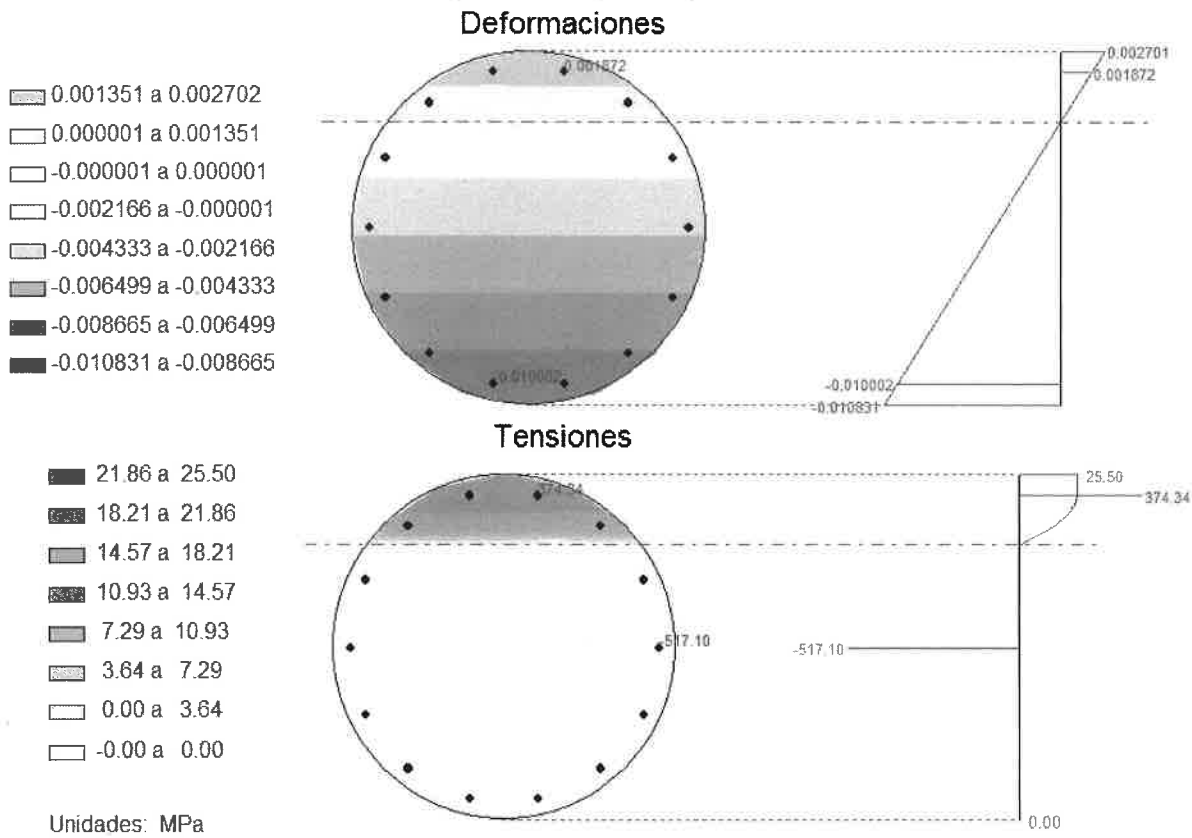
330 (trescientos treinta)

$A_c := \pi \cdot \frac{D_p^2}{4} = 6361.73 \cdot cm^2$ sección bruta del pilote

$\rho := \frac{A_s}{A_c} = 1.08 \cdot \%$ cuantía de acero

$FS := 1.13$ factor de seguridad para el pilote requerido estructuralmente con diámetro Ø90cm y armadura principal 14Ø25

Por condiciones geotécnicas, el pilote aplicado para los estribos es de diámetro Ø100cm, por lo que la seguridad estructural es:



Esfuerzos de rotura : Nr = 65.4 kN, Mr,x = 1273.0 kNm, Mr,y = 0.0 kNm

Factor de seguridad : FS = 1.286

Factor de resistencia : FR = 0.900

Diagrama de tensiones y deformaciones para el pilote en la hipótesis más desfavorable

$FS := 1.29$ factor de seguridad del pilote con diámetro Ø=100cm y armadura principal 14Ø25

Ing. JULIO R. ESPÍNOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

329 (trescientos veintinueve)

6.5 Cálculo de armaduras del estribo

6.5.1 Funciones de cálculo

6.5.1.1 Armadura de refuerzo requerida por flexión

$A_{s.flexión}(M_u, h, rec, \phi_{var}) :=$

$f'_c \leftarrow 30MPa$ resistencia especificada del hormigón

$f_y \leftarrow 500MPa$ resistencia especificada del acero

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

$b \leftarrow 1.00m$ ancho de faja de diseño

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

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

$A_s \leftarrow 0.00mm^2$

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

6.5.1.2 Armadura aplicada

$A_{s.apl}(\phi_{var}, sep) :=$

$b \leftarrow 1.00m$ ancho de faja de diseño

$A_{s.apl} \leftarrow \frac{b}{sep} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{var}^2}{4}$ cantidad de acero aplicado

6.5.1.3 Armadura mínima geométrica

$A_{s.mín}(h, rec, \phi_{var}) :=$

$\rho_{min} \leftarrow 0.0015$ cuantía mínima geométrica

$b \leftarrow 1.00m$ ancho de faja de diseño

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

$A_{s.mín} \leftarrow \rho_{min} \cdot b \cdot d$ armadura mínima

6.5.1.4 Armadura mínima por temperatura y retracción

$A_{s.temp}(b, h) := 0.0025 \cdot b \cdot h$ armadura mínima por temperatura y retracción

6.5.2 Dimensionamiento a flexión

$f'_c = 30.00 \cdot MPa$ resistencia especificada del hormigón

$f_y = 500.00 \cdot MPa$ resistencia especificada del acero

Ing. JULIO R. ESPÍNOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

GINSA S.A.

328 (trescientos veintiocho)

6.5.2.1. Muro frontal

A. Armaduras verticales exteriores

$M_u := 30.92kN \cdot m$ momento último de diseño obtenido con el programa RFEM

$b := 100cm$ ancho de diseño

$h := 35cm$ espesor del elemento

$rec := 3cm$ recubrimiento geométrico

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

$As_{flexión} := A_{s.flexión}(M_u, h, \phi_{var}, rec) = 2.14 \cdot cm^2$ armadura requerida por flexión

$As_{mín} := A_{s.mín}(h, rec, \phi_{var}) = 4.71 \cdot cm^2$ armadura mínima geométrica

$As_{temp} := \frac{1}{2} \cdot A_{s.temp}(b, h) = 4.38 \cdot cm^2$ armadura mínima por temperatura

$A_{s.req} := \max(As_{flexión}, As_{mín}, As_{temp}) = 4.71 \cdot cm^2$ armadura requerida por el elemento

$sep := 20cm$ separación entre varillas

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

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

$F_{ap} := \frac{A_{s.req}}{A_{s.adop}} = 0.83$ factor de aprovechamiento de la armadura dispuesta

B. Armaduras verticales interiores

$M_u := 134.60kN \cdot m$ momento último de diseño obtenido con el programa RFEM

$b := 100cm$ ancho de diseño

$h := 35cm$ espesor del elemento

$rec := 3cm$ recubrimiento geométrico

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

$As_{flexión} := A_{s.flexión}(M_u, h, \phi_{var}, rec) = 9.66 \cdot cm^2$ armadura requerida por flexión

$As_{mín} := A_{s.mín}(h, rec, \phi_{var}) = 4.68 \cdot cm^2$ armadura mínima geométrica

$As_{temp} := \frac{1}{2} \cdot A_{s.temp}(b, h) = 4.38 \cdot cm^2$ armadura mínima por temperatura

$A_{s.req} := \max(As_{flexión}, As_{mín}, As_{temp}) = 9.66 \cdot cm^2$ armadura requerida por el elemento

$sep := 20cm$ separación entre varillas

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

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

Ing. JULIO ESPINOLA
Representante Legal

GINSA S.A.

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

C. Armaduras horizontales exteriores

$M_u := 48.19kN \cdot m$ momento último de diseño obtenido con el programa RFEM

$b := 100cm$ ancho de diseño

$h := 35cm$ espesor del elemento

$rec := 3cm$ recubrimiento geométrico

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

$As_{flexión} := A_{s.flexión}(M_u, h, \phi_{var}, rec) = 3.39 \cdot cm^2$ armadura requerida por flexión

$As_{mín} := A_{s.mín}(h, rec, \phi_{var}) = 4.68 \cdot cm^2$ armadura mínima geométrica

$As_{temp} := \frac{1}{2} \cdot A_{s.temp}(b, h) = 4.38 \cdot cm^2$ armadura mínima por temperatura

$A_{s.req} := \max(As_{flexión}, As_{mín}, As_{temp}) = 4.68 \cdot cm^2$ armadura requerida por el elemento

$sep := 25cm$ separación entre varillas

$A_{s.adop} := A_{s.apl}(\phi_{var}, sep) = 8.04 \cdot cm^2$ cuantía de la armadura dispuesta Ø16-c/25

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

$F_{ap} := \frac{A_{s.req}}{A_{s.adop}} = 0.58$ factor de aprovechamiento de la armadura dispuesta

D. Armaduras horizontales interiores

$M_u := 82.63kN \cdot m$ momento último de diseño obtenido con el programa RFEM

$b := 100cm$ ancho de diseño

$h := 35cm$ espesor del elemento

$rec := 3cm$ recubrimiento geométrico

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

$As_{flexión} := A_{s.flexión}(M_u, h, \phi_{var}, rec) = 5.86 \cdot cm^2$ armadura requerida por flexión

$As_{mín} := A_{s.mín}(h, rec, \phi_{var}) = 4.68 \cdot cm^2$ armadura mínima geométrica

$As_{temp} := \frac{1}{2} \cdot A_{s.temp}(b, h) = 4.38 \cdot cm^2$ armadura mínima por temperatura

$A_{s.req} := \max(As_{flexión}, As_{mín}, As_{temp}) = 5.86 \cdot cm^2$ armadura requerida por el elemento

$sep := 25cm$ separación entre varillas

$As_1 := A_{s.apl}(\phi_{var}, sep) = 8.04 \cdot cm^2$ armadura principal Ø16-c/25

Ing. JULIO ESPINOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

GINSA S.A.

$As_2 := A_{s.apl}(12mm, 25cm) = 4.52 \cdot cm^2$ armadura de refuerzo Ø12-c/25

$A_{s.adop} := As_1 + As_2 = 12.57 \cdot cm^2$ cuantía de la armadura dispuesta Ø16-c/25 + Ø12-c/25

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

$F_{ap} := \frac{A_{s.req}}{A_{s.adop}} = 0.47$ factor de aprovechamiento de la armadura dispuesta

6.5.2.3 Cabezal

A. Armaduras principales inferiores

Determinación de armaduras por el método de Bielas y Tirantes

$e_m := 35cm$ espesor del muro frontal

$D_p := 100cm$ diámetro del pilote

$v := 0.00cm$ vuelo del cabezal

$h := 90cm$ altura del cabezal

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

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

$\phi_{var} := 20 \cdot mm$ diámetro de la armadura principal

$d := h - rec - \frac{\phi_{var}}{2} = 0.84\,m$ canto útil del cabezal

$R_d := 2100.67kN$ axial en ELU sobre el pilote más cargado, obtenido del programa RFEM

$A_s := \frac{R_d \cdot (v + 0.25 \cdot e_m)}{0.85 \cdot d \cdot f_y} = 5.15 \cdot cm^2$

$b_c := 2 \cdot D_p = 2.00\,m$ ancho de cálculo

$A_{s.pml} := \frac{A_s}{b_c} = 2.57 \cdot \frac{cm^2}{m}$ área de armadura requerida por metro lineal
Armadura adoptada: Ø20-c/20 As=15.71cm^2/m

B. Armaduras principales superiores

$M_u := 174.87kN \cdot m$ momento último de diseño obtenido con el programa RFEM

$b := 100cm$ ancho de diseño

$h := 90cm$ espesor del elemento

$rec := 5cm$ recubrimiento geométrico

$\phi_{var} := 25mm$ diámetro de la varilla dispuesta

$As_{flexión} := A_{s.flexión}(M_u, h, \phi_{var}, rec) = 4.60 \cdot cm^2$ armadura requerida por flexión

$As_{mín} := A_{s.mín}(h, rec, \phi_{var}) = 12.56 \cdot cm^2$ armadura mínima geométrica

Ing. JULIO ESPINOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

GINSA S.A.

$As_{temp} := \frac{1}{2} \cdot A_{s.temp}(b, h) = 11.25 \cdot cm^2$ armadura mínima por temperatura

$A_{s.req} := \max(As_{flexión}, As_{mín}, As_{temp}) = 12.56 \cdot cm^2$ armadura requerida por el elemento

$sep := 25cm$ separación entre varillas

$A_{s.adop} := A_{s.apl}(\phi_{var}, sep) = 19.63 \cdot cm^2$ cuantía de la armadura dispuesta Ø25-c/25

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

$F_{ap} := \frac{A_{s.req}}{A_{s.adop}} = 0.64$ factor de aprovechamiento de la armadura dispuesta

C. Armaduras secundarias inferiores

$M_u := 286.76kN \cdot m$ momento último de diseño obtenido con el programa RFEM

$b := 100cm$ ancho de diseño

$h := 90cm$ espesor del elemento

$rec := 5cm$ recubrimiento geométrico

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

$As_{flexión} := A_{s.flexión}(M_u, h, \phi_{var}, rec) = 7.52 \cdot cm^2$ armadura requerida por flexión

$As_{mín} := A_{s.mín}(h, rec, \phi_{var}) = 12.60 \cdot cm^2$ armadura mínima geométrica

$As_{temp} := \frac{1}{2} \cdot A_{s.temp}(b, h) = 11.25 \cdot cm^2$ armadura mínima por temperatura

$A_{s.req} := \max(As_{flexión}, As_{mín}, As_{temp}) = 12.60 \cdot cm^2$ armadura requerida por el elemento

$sep := 20cm$ separación entre varillas

$A_{s.adop} := A_{s.apl}(\phi_{var}, sep) = 15.71 \cdot cm^2$ cuantía de la armadura dispuesta Ø20-c/20

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

$F_{ap} := \frac{A_{s.req}}{A_{s.adop}} = 0.80$ factor de aprovechamiento de la armadura dispuesta

D. Armaduras secundarias superiores

$M_u := 404.79kN \cdot m$ momento último de diseño obtenido con el programa RFEM

$b := 100cm$ ancho de diseño

$h := 90cm$ espesor del elemento

$rec := 5cm$ recubrimiento geométrico

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

$As_{flexión} := A_{s.flexión}(M_u, h, \phi_{var}, rec) = 10.65 \cdot cm^2$ armadura requerida por flexión

Ing. JULIO ESPINOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

GINSA S.A.

$As_{mín} := A_{s.mín}(h, rec, \phi_{var}) = 12.60 \cdot cm^2$ armadura mínima geométrica

$As_{temp} := \frac{1}{2} \cdot A_{s.temp}(b, h) = 11.25 \cdot cm^2$ armadura mínima por temperatura

$A_{s.req} := \max(As_{flexión}, As_{mín}, As_{temp}) = 12.60 \cdot cm^2$ armadura requerida por el elemento

$sep := 20cm$ separación entre varillas

$A_{s.adop} := A_{s.apl}(\phi_{var}, sep) = 15.71 \cdot cm^2$ cuantía de la armadura dispuesta Ø20-c/20

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

$F_{ap} := \frac{A_{s.req}}{A_{s.adop}} = 0.80$ factor de aprovechamiento de la armadura dispuesta

6.6 Verificación al cortante

6.6.1 Cortante muro frontal

$V_u := 134.79kN$ cortante de cálculo

$M_{cu} := 32.78kN \cdot m$ momento flector concomitante en la sección de verificación

$h := 35cm$ espesor del elemento

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

$rec := 4cm$ recubrimiento geométrico

$d := h - rec - \frac{dia_{var}}{2} = 302.00 \cdot mm$ canto útil

$A_{s.int} := 5.65 \cdot cm^2$ armadura dispuesta en la cara interior Ø12-c/20

$A_{s.ext} := 5.65 \cdot cm^2$ armadura dispuesta en la cara exterior Ø12-c/20

$V_c := 225.20kN$ 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

$V_r := \phi_s \cdot V_c = 202.68 \cdot kN$ resistencia a cortante

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

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

$F_{ap} := \frac{V_u}{V_r} = 0.67$ factor de aprovechamiento del muro frontal a esfuerzos de corte

6.6.2 Cortante en cabezal de pilotes

$V_u := 345.57kN$ cortante de cálculo

$M_{cu} := 182.39kN \cdot m$ momento flector concomitante en la sección de verificación

$h := 90cm$ espesor del elemento

Ing. JULIO ESPINOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

GINSA S.A.

323 (trescientos veintitres)

$dia_{var} := 20mm$ diámetro de la armadura principal

$rec := 5cm$ recubrimiento geométrico

$d := h - rec - \frac{dia_{var}}{2} = 840.00 \cdot mm$ canto útil

$A_{s.inf} := 15.71 \cdot cm^2$ armadura dispuesta en la cara inferior Ø20-c/20

$A_{s.sup} := 19.63 \cdot cm^2$ armadura dispuesta en la cara superior Ø25-c/25

$V_c := 471.80kN$ 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

$V_r := \phi_s \cdot V_c = 424.62 \cdot kN$ resistencia a cortante

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

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

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

6.7 Contrafuerte

Armadura principal

$f'_c = 30.00 \cdot MPa$ resistencia especificada del hormigón

$f_y = 500.00 \cdot MPa$ resistencia especificadadel acero

$M_u := 2960.38kN \cdot m$ momento de diseño en ELU obtenido con el programa RFEM

$h := 240cm$ espesor del contrafuerte

$rec := 3cm$ recubrimiento geométrico

$d := h - \left(rec + \frac{\phi_{var}}{2}\right) = 236.00 \cdot cm$ canto útil de la pieza

$b := 30cm$ espesor del contrafuerte

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

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

$A_s := 0.00mm^2$

$A_{sf} := root(f(A_s), A_s) = 29.04 \cdot cm^2$ armadura requerida por flexión

Armadura disponible 3Ø20 As=9.42cm^2 NO Cumple!!

Ings. JULIO ESPINOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

GINSA S.A.

Armadura de suspensión

$N_u := 1580.11kN$ esfuerzo axial de diseño en ELU obtenido con el programa RFEM

$f_y = 500.00 \cdot MPa$ resistencia especificadadel acero

$\phi_t := 0.90$ factor de reducción de resistencia nominal para esfuerzos de tracción

$A_{st} := \frac{N_u}{\phi_t \cdot f_y} = 35.11 \cdot cm^2$ armadura de suspensión requerida a disponerse uniformemente en ambas caras

Armadura adoptada 32Ø12-c/15 As=36.19cm^2 Cumple!!

Armadura de cortante

$V_u := 934.52kN$ cortante de diseño en ELU obtenido con el programa RFEM

$M_{cu} := 2651.62kN \cdot m$ momento flector concomitante en ELU obtenido con RFEM

$h := 240cm$ canto del elemento

$b := 30cm$ espesor del contrafuerte

$dia_{var} := 20mm$ diámetro de la armadura principal

$rec := 3cm$ recubrimiento geométrico

$d := h - rec - \frac{dia_{var}}{2} = 236.00 \cdot cm$ canto útil

$A_{st} := 9.42 \cdot cm^2$ armadura dispuesta en la cara traccionada 3Ø20

$A_{sc} := 0.00 \cdot cm^2$ armadura dispuesta en la cara comprimida

$V_c := 253.80kN$ contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante (valor calculado con el programa Civil eStudio)

$V_{sv} := 305.40kN$ contribución de la armadura transversal (Ø8-c/15) 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

$V_r := \phi_s \cdot (V_c + V_{sv}) = 503.28 \cdot kN$ resistencia a cortante

$F_{ap} := \frac{V_u}{V_r} = 1.86$ factor de aprovechamiento del contrafuerte a esfuerzos de corte

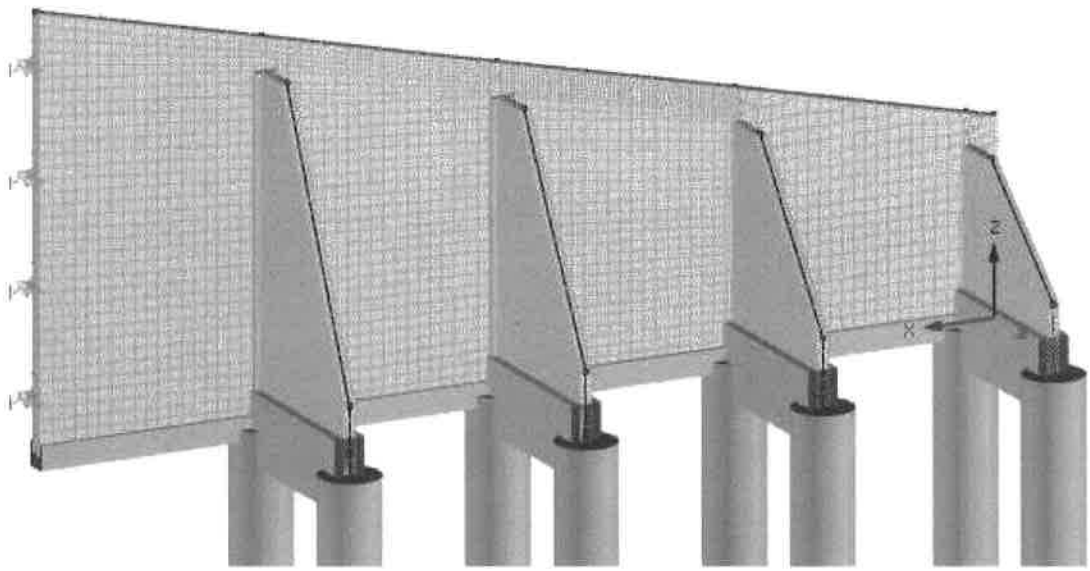
La armadura del contrafuerte NO verifica a los esfuerzos de corte!!

Ing. JULIO ESPINOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

321 (trescientas veintiuno)

7. Verificación Estructural de las Alas. Fundación con Pilotes.

7.1 Esquema estructural del Estribo



Modelo 3D del ala generado con el programa RFEM

7.2 Materiales y propiedades geométricas

$f'_c = 30.00 \cdot MPa$	resistencia especificada del hormigón
$f_y = 500.00 \cdot MPa$	resistencia especificada del acero
$\gamma_c = 25.00 \cdot \frac{kN}{m^3}$	peso específico del hormigón
$\gamma_{rell} = 20.00 \cdot \frac{kN}{m^3}$	peso específico del suelo de relleno
$\theta := 25°$	ángulo de fricción interna del suelo de relleno
$\lambda_h := \frac{1-\sin(\theta)}{1+\sin(\theta)} = 0.41$	coeficiente de empuje activo de Rankine
$L_a := 16.18m$	longitud del ala
$H_a := \begin{pmatrix} 6.80 \\ 3.05 \end{pmatrix} m$	altura mayor del ala altura menor del ala

7.3. Determinación de cargas sobre el ala

7.3.1 Peso propio del ala

Para la determinación del peso propio de la estructura, se ha hecho uso del programa de elementos finitos RFEM en su versión 5.26 de Dlubal Software GmbH

Ing. JULIO ESPINOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

GINSA S.A.

7.3.2 Presión de terreno sobre el ala

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

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

$H_a = \begin{pmatrix} 6.80 \\ 3.05 \end{pmatrix} m$ altura mayor del ala
altura menor del ala

$E_a := \lambda_h \cdot \gamma_{rell} \cdot H_a = \begin{pmatrix} 55.20 \\ 24.76 \end{pmatrix} \cdot \frac{kN}{m^2}$ presión del suelo sobre el ala a una profundidad $H_{a_0} = 6.80\,m$

presión del suelo sobre el ala a una profundidad $H_{a_1} = 3.05\,m$

7.3.3. Sobrecarga de relleno

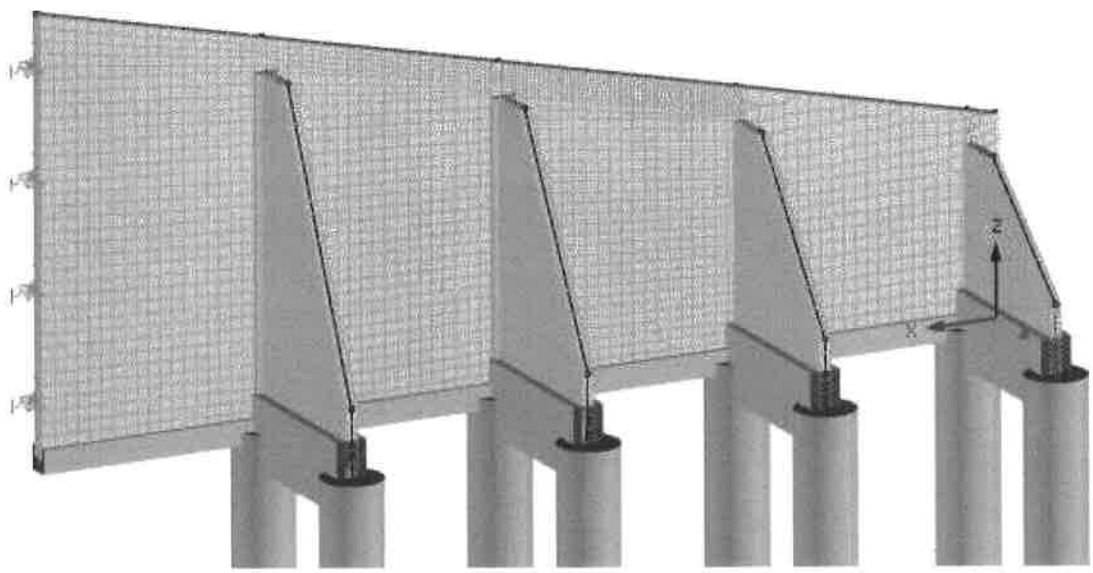
$\lambda_h = 0.41$ coeficiente de empuje activo del suelo de relleno

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

$E_{sc} := \lambda_h \cdot \gamma_{rell} \cdot h_{sc} = 4.87 \cdot \frac{kN}{m^2}$ presión de sobrecarga uniforme sobre el ala

7.4 Análisis de fundación en el sentido longitudinal del puente

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



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

Máxima carga vertical (pilotes frontales)

$V_0 := 1067.27kN$ carga máxima en cabeza del pilote (compresión)

Mínima carga vertical (pilotes posteriores)

$V_1 := -604.93kN$ carga mínima en cabeza del pilote (tracción)

Ing. JULIO ESPINOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

GINSA S.A.

Cálculo del peso adicional generado por el 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

$D_p := 1.00m$ diámetro del pilote

$L_p := 21.00m$ longitud del pilote

$V_p := \frac{\pi \cdot D_p^2}{4} \cdot L_p = 16.49 \cdot m^3$ volumen total del pilote

$W_p := (\gamma_c - \gamma_{rell}) \cdot V_p = 82.47 \cdot kN$ peso adicional generado por el hormigón al reemplazar el suelo existente

$Q_{servicio} := V + W_p = \begin{pmatrix} 1149.74 \\ -522.46 \end{pmatrix} \cdot kN$ carga máxima en servicio (compresión)
carga mínima en servicio (tracción)

$Q_{adm} := \begin{pmatrix} 249.00 \\ -76.00 \end{pmatrix} tf = \begin{pmatrix} 2441.86 \\ -745.31 \end{pmatrix} \cdot kN$ capacidad del pilote a compresión (obtenido del informe geotécnico)
capacidad del pilote a tracción (obtenido del informe geotécnico)

Verificación de los pilotes

$i := 0..\ 1$

$Verif_i := if\left(\left|Q_{servicio_i}\right| \le \left|Q_{adm_i}\right|, "Verifica!!", "No\ verifica!!"\right)$

$Verif = \begin{pmatrix} "Verifica!!" \\ "Verifica!!" \end{pmatrix}$

Aprovechamiento de los pilotes

$Q_{servicio} = \begin{pmatrix} 1149.74 \\ -522.46 \end{pmatrix} \cdot kN$ carga máxima en servicio (compresión)
carga mínima en servicio (tracción)

$Q_{adm} = \begin{pmatrix} 2441.86 \\ -745.31 \end{pmatrix} \cdot kN$ capacidad del pilote a compresión (obtenido del informe geotécnico)
capacidad del pilote a tracción (obtenido del informe geotécnico)

$FA := \frac{Q_{servicio}}{Q_{adm}} = \begin{pmatrix} 0.47 \\ 0.70 \end{pmatrix}$ factor de aprovechamiento del pilote a compresión
factor de aprovechamiento del pilote a tracción

7.4.2 Calculo de pilotes a cargas horizontales. Pilotes Ø100

7.4.2.1 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. JULIO ESPINOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

GINSA S.A.

318 (trescientos dieciocho)

$$Datos := \begin{pmatrix} \text{"Capa"} & \text{"Cota (m)"} & \text{"Nspt"} & \text{"Tipo"} \\ 1 & 0 & 8 & 3 \\ 2 & 1 & 8 & 3 \\ 3 & 2 & 8 & 3 \\ 4 & 3 & 8 & 3 \\ 5 & 4 & 8 & 3 \end{pmatrix}$$

datos obtenidos del sondeo geotécnico

7.4.2.2 Cálculo del coeficiente β

$N_m :=$ $N_{spt1} \leftarrow Datos_{1,2}$; $N_{spt2} \leftarrow Datos_{2,2}$; $N_{spt3} \leftarrow Datos_{3,2}$; $N_{spt4} \leftarrow Datos_{4,2}$; $N_m \leftarrow \frac{N_{spt1} + N_{spt2} + N_{spt3} + N_{spt4}}{4}$ $= 8$

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

$D_p := 100cm$ diámetro del pilotes

$E_p := 250000 \frac{kgf}{cm^2}$ módulo de elasticidad del pilote

$I_p := \frac{\pi \cdot D_p^4}{64} = 4908738.52 \cdot cm^4$ momento de inercia de la sección transversal del pilote

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

$E_o := 28 \cdot N_m \cdot \frac{kgf}{cm^2} = 21966.9 \cdot \frac{kN}{m^2}$ módulo de deformación del suelo

$$B_H := \left[\frac{4 \cdot E_p \cdot I_p \cdot D_p^3}{\sqrt[4]{\left(\frac{1}{30cm}\right)} \cdot \alpha \cdot E_o} \right]^{\left(\frac{4}{29}\right)} = 2.02\,m$$

$$k_{Ho} := \frac{1}{30cm} \cdot \alpha \cdot E_o = 73222.99 \cdot \frac{kN}{m^3}$$

$$k_H := k_{Ho} \cdot \left[\left(\frac{B_H}{30cm} \right)^{\left(-\frac{3}{4}\right)} \right] = 17533.45 \cdot \frac{kN}{m^3}$$

coeficiente de reacción horizontal del pilote

$$\beta := \sqrt[4]{\left(\frac{k_H \cdot D_p}{4 \cdot E_p \cdot I_p} \right)} = 0.25 \cdot \frac{1}{m}$$

coeficiente característico del pilote

$$\frac{1}{\beta} = 407.06 \cdot cm$$

Ing. JULIO ESPINOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

GINSA S.A.

317 (trescientos diecisiete)

7.4.2.3 Cálculo de esfuerzos en el pilote

$F_{HU} := 358.66kN$ fuerza horizontal total máxima en ELU sobre un pilote obtenido con el programa RFEM

$F_{HS} := 239.19kN$ 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

$$\delta := \frac{(1+\beta\cdot h_s)^3 + 2}{12\cdot E_p\cdot I_p\cdot \beta^3}\cdot F_{HS} = 4.39\cdot mm$$ desplazamiento del pilote debido a la carga horizontal

$$M_\theta := \frac{1+\beta\cdot h_s}{2\cdot\beta}\cdot F_{HU} = 909.31\cdot kN\cdot m$$ momento de empotramiento en la cabeza del pilote

$$l_m := \frac{1}{\beta}\cdot \operatorname{atan}\left(\frac{1}{\beta\cdot h_s}\right) = 5.41\,m$$ profundidad desde el suelo hasta la ubicación del momento máximo en la zona enterrada del pilote

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

$M_m = 198.82\cdot kN\cdot m$ momento máximo en la zona enterrada del pilote

$M_u := \max(M_\theta, M_m) = 909.31\cdot kN\cdot m$ momento último del pilote

7.4.2.4 Dimensionamiento a la flexión compuesta de la sección (pilotes delanteros)

$N_{max.u} := 1541.92kN$ carga vertical máxima en ELU, obtenido con el programa RFEM

$M_u = 909.31\cdot kN\cdot m$ momento último del pilote

$n_{var} := 12$ cantidad de varillas en el pilote

$\phi_s := 20mm$ diámetro de la varilla

$$A_{s1} := n_{var}\cdot\pi\cdot\frac{\phi_s^2}{4} = 37.70\cdot cm^2$$ armadura 12Ø20

$n_{var} := 10$ cantidad de varillas en el pilote

$\phi_s := 16mm$ diámetro de la varilla

$$A_{s2} := n_{var}\cdot\pi\cdot\frac{\phi_s^2}{4} = 20.11\cdot cm^2$$ armadura 10Ø16

$A_s := A_{s1} + A_{s2} = 57.81\cdot cm^2$ armadura total 12Ø20 + 10Ø16

$D_p := 90.00cm$ diámetro del pilote requerido estructuralmente

$$A_c := \pi\cdot\frac{D_p^2}{4} = 6361.73\cdot cm^2$$ sección bruta del pilote

$$\rho := \frac{A_s}{A_c} = 0.91\cdot\%$$ cuantía de acero

$FS := 1.68$ factor de seguridad para el pilote requerido estructuralmente con diámetro Ø90cm y armadura principal 12Ø20+10Ø16

Ing. JULIO ESPINOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

GINSA S.A.

316 (trescientos dieciséis)

Por condiciones geotécnicas, el pilote aplicado para los estribos es de diámetro Ø100cm, por lo que la seguridad estructural es:

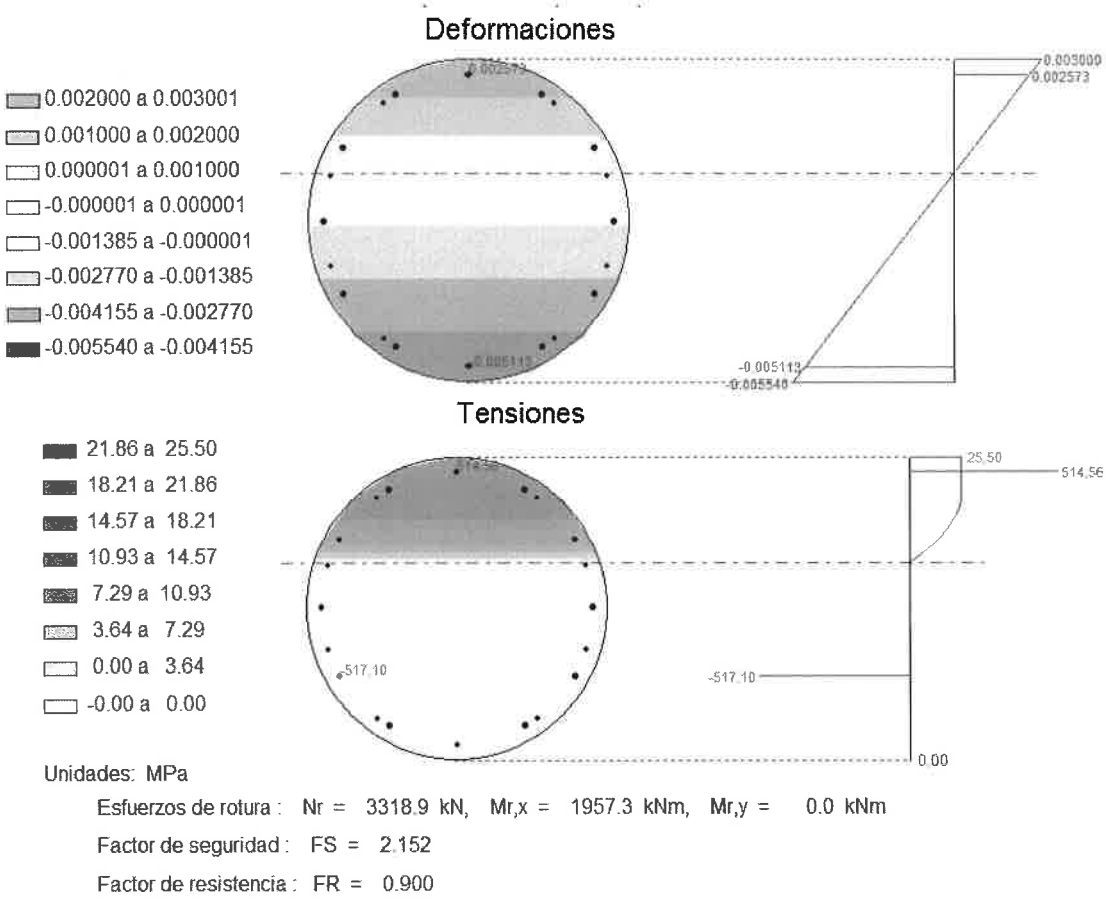


Diagrama de tensiones y deformaciones para el pilote en la hipótesis más desfavorable

$FS := 2.15$ factor de seguridad del pilote con diámetro Ø=100cm y armadura principal 12Ø20+10Ø16

7.4.2.5 Dimensionamiento a la flexión compuesta de la sección (pilotes traseros)

$N_{min.u} := -929.26kN$ carga vertical mínima en ELU, obtenido con el programa RFEM

$M_u = 909.31 \cdot kN \cdot m$ momento último del pilote

$n_{var} := 22$ cantidad de varillas en el pilote

$\phi_s := 20mm$ diámetro de la varilla

$A_s := n_{var} \cdot \pi \cdot \frac{\phi_s^2}{4} = 69.12 \cdot cm^2$ armadura total

$D_p := 100cm$ diámetro del pilote requerido estructuralmente

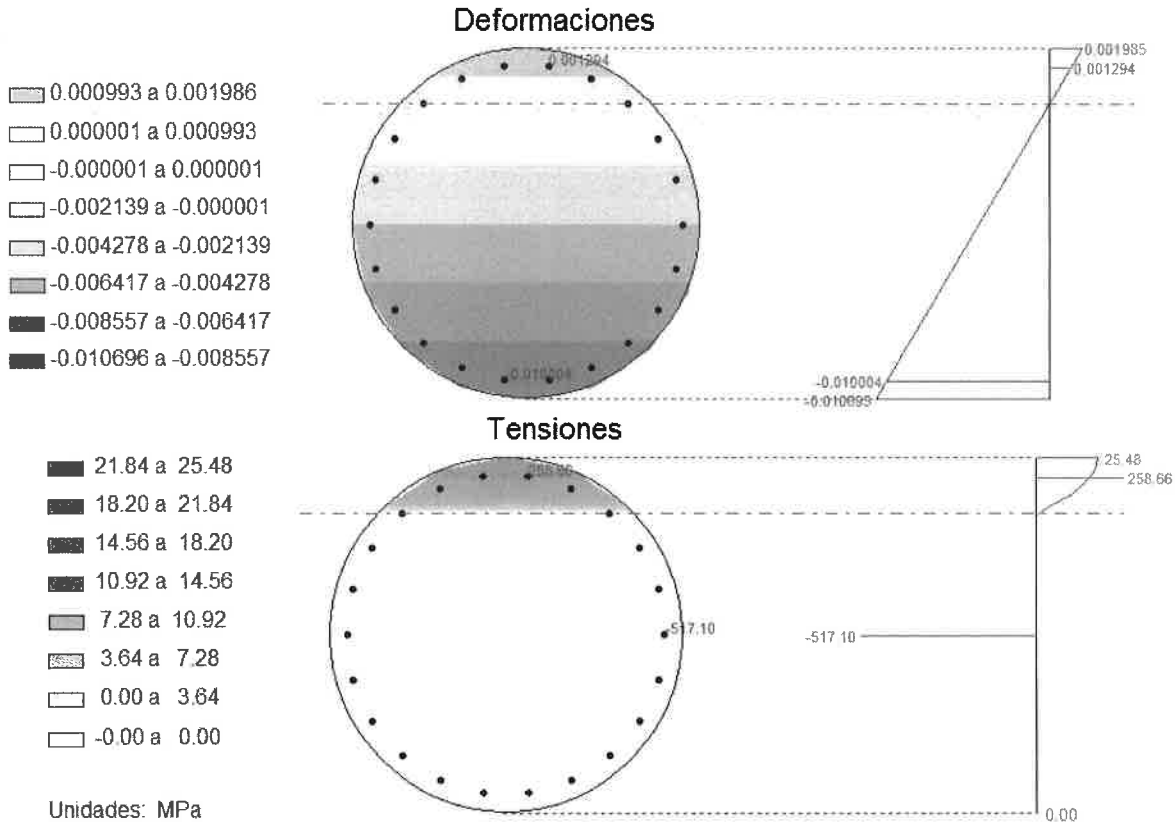
$A_c := \pi \cdot \frac{D_p^2}{4} = 7853.98 \cdot cm^2$ sección bruta del pilote

$\rho := \frac{A_s}{A_c} = 0.88 \cdot \%$ cuantía de acero

Ing. JULIO ESPINOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

GINSA S.A.

315 (trescientos quince)



Esfuerzos de rotura : Nr = -941.4 kN, Mr,x = 921.1 kNm, Mr,y = 0.0 kNm

Factor de seguridad : FS = 1.013

Factor de resistencia : FR = 0.900

Diagrama de tensiones y deformaciones para el pilote en la hipótesis más desfavorable

FS := 1.01 factor de seguridad del pilote con diámetro Ø=100cm y armadura principal 22Ø20

Aunque el pilote verifica las cargas no cumple con la armadura mínima ρ=1%

Ing. JULIO ESPINOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

GINSA S.A.

314 (trescientos catorce)

7.5 Cálculo de armaduras del ala

7.5.1 Muro frontal

A. Armaduras verticales exteriores

$M_u := 27.01kN \cdot m$ momento último de diseño obtenido con el programa RFEM

$b := 100cm$ ancho de diseño

$h := 25cm$ espesor del elemento

$rec := 3cm$ recubrimiento geométrico

$\phi_{var} := 10mm$ diámetro de la varilla dispuesta

$As_{flexión} := A_{s.flexión}(M_u, h, \phi_{var}, rec) = 2.70 \cdot cm^2$ armadura requerida por flexión

$As_{mín} := A_{s.mín}(h, rec, \phi_{var}) = 3.22 \cdot cm^2$ armadura mínima geométrica

$As_{temp} := \frac{1}{2} \cdot A_{s.temp}(b, h) = 3.13 \cdot cm^2$ armadura mínima por temperatura

$A_{s.req} := \max(As_{flexión}, As_{mín}, As_{temp}) = 3.22 \cdot cm^2$ armadura requerida por el elemento

$sep := 20cm$ separación entre varillas

$A_{s.adop} := A_{s.apl}(\phi_{var}, sep) = 3.93 \cdot cm^2$ cuantía de la armadura dispuesta Ø10-c/20

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

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

B. Armaduras verticales interiores

$M_u := 22.34kN \cdot m$ momento último de diseño obtenido con el programa RFEM

$b := 100cm$ ancho de diseño

$h := 25cm$ espesor del elemento

$rec := 3cm$ recubrimiento geométrico

$\phi_{var} := 10mm$ diámetro de la varilla dispuesta

$As_{flexión} := A_{s.flexión}(M_u, h, \phi_{var}, rec) = 2.23 \cdot cm^2$ armadura requerida por flexión

$As_{mín} := A_{s.mín}(h, rec, \phi_{var}) = 3.22 \cdot cm^2$ armadura mínima geométrica

$As_{temp} := \frac{1}{2} \cdot A_{s.temp}(b, h) = 3.13 \cdot cm^2$ armadura mínima por temperatura

$A_{s.req} := \max(As_{flexión}, As_{mín}, As_{temp}) = 3.22 \cdot cm^2$ armadura requerida por el elemento

$sep := 20cm$ separación entre varillas

$A_{s.adop} := A_{s.apl}(\phi_{var}, sep) = 3.93 \cdot cm^2$ cuantía de la armadura dispuesta Ø10-c/20

Ing. JULIO ESPINOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

GINSA S.A.

313 (trescientos trece)

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

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

C. Armaduras horizontales exteriores

$M_u := 105.15kN \cdot m$ momento último de diseño obtenido con el programa RFEM

$b := 100cm$ ancho de diseño

$h := 25cm$ espesor del elemento

$rec := 3cm$ recubrimiento geométrico

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

$As_{flexión} := A_{s.flexión}(M_u, h, \phi_{var}, rec) = 11.23 \cdot cm^2$ armadura requerida por flexión

$As_{mín} := A_{s.mín}(h, rec, \phi_{var}) = 3.18 \cdot cm^2$ armadura mínima geométrica

$As_{temp} := \frac{1}{2} \cdot A_{s.temp}(b, h) = 3.13 \cdot cm^2$ armadura mínima por temperatura

$A_{s.req} := \max(As_{flexión}, As_{mín}, As_{temp}) = 11.23 \cdot cm^2$ armadura requerida por el elemento

$sep := 15cm$ separación entre varillas

$A_{s.adop} := A_{s.apl}(\phi_{var}, sep) = 13.40 \cdot cm^2$ cuantía de la armadura dispuesta Ø16-c/15

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

$F_{ap} := \frac{A_{s.req}}{A_{s.adop}} = 0.84$ factor de aprovechamiento de la armadura dispuesta

D. Armaduras horizontales interiores

$M_u := 103.51kN \cdot m$ momento último de diseño obtenido con el programa RFEM

$b := 100cm$ ancho de diseño

$h := 25cm$ espesor del elemento

$rec := 3cm$ recubrimiento geométrico

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

$As_{flexión} := A_{s.flexión}(M_u, h, \phi_{var}, rec) = 10.83 \cdot cm^2$ armadura requerida por flexión

$As_{mín} := A_{s.mín}(h, rec, \phi_{var}) = 3.21 \cdot cm^2$ armadura mínima geométrica

$As_{temp} := \frac{1}{2} \cdot A_{s.temp}(b, h) = 3.13 \cdot cm^2$ armadura mínima por temperatura

$A_{s.req} := \max(As_{flexión}, As_{mín}, As_{temp}) = 10.83 \cdot cm^2$ armadura requerida por el elemento

$sep := 15cm$ separación entre varillas

$As_1 := A_{s.apl}(\phi_{var}, sep) = 7.54 \cdot cm^2$ armadura principal Ø12-c/15

Ing. JULIO ESPINOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

312 (trescientos doce)

$As_2 := A_{s.apl}(10mm, 15cm) = 5.24 \cdot cm^2$ armadura de refuerzo Ø10-c/15

$A_{s.adop} := As_1 + As_2 = 12.78 \cdot cm^2$ cuantía de la armadura dispuesta Ø12-c/15 + Ø10-c/15

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

$F_{ap} := \frac{A_{s.req}}{A_{s.adop}} = 0.85$ factor de aprovechamiento de la armadura dispuesta

7.5.2 Contrafuerte

Armadura principal

$f'_c = 30.00 \cdot MPa$ resistencia especificada del hormigón

$f_y = 500.00 \cdot MPa$ resistencia especificadadel acero

$M_u := 2196.49kN \cdot m$ momento de diseño en ELU obtenido con el programa RFEM

$h := 330cm$ espesor del contrafuerte

$rec := 3cm$ recubrimiento geométrico

$d := h - \left(rec + \frac{\phi_{var}}{2}\right) = 326.40 \cdot cm$ canto útil de la pieza

$b := 25cm$ espesor del contrafuerte

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

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

$A_s := 0.00mm^2$

$A_{sf} := root(f(A_s), A_s) = 15.23 \cdot cm^2$ armadura requerida por flexión

Armadura disponible 12Ø16 As=24.14cm² Cumple!!

Armadura de suspensión

$N_u := 382.16kN$ esfuerzo axial de diseño en ELU obtenido con el programa RFEM

$f_y = 500.00 \cdot MPa$ resistencia especificadadel acero

$\phi_t := 0.90$ factor de reducción de resistencia nominal para esfuerzos de tracción

$A_{st} := \frac{N_u}{\phi_t \cdot f_y} = 8.49 \cdot cm^2$ armadura de suspensión requerida a disponerse uniformemente en ambas caras

Armadura adoptada 38Ø12-c/15 As=42.97cm² Cumple!!

Ing. JULIO ESPINOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

GINSA S.A.

3 H (Trescientos once)

Armadura de cortante

$V_u := 981.32kN$ cortante de diseño en ELU obtenido con el programa RFEM

$M_{cu} := 1729.96kN \cdot m$ momento flector concomitante en ELU obtenido con RFEM

$h := 330cm$ canto del elemento

$b := 20cm$ espesor del contrafuerte

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

$rec := 3cm$ recubrimiento geométrico

$d := h - rec - \frac{dia_{var}}{2} = 326.20 \cdot cm$ canto útil

$A_{st} := 24.13 \cdot cm^2$ armadura dispuesta en la cara traccionada 12Ø16

$A_{sc} := 19.63 \cdot cm^2$ armadura dispuesta en la cara comprimida 4Ø25

$V_c := 317.00kN$ contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante (valor calculado con el programa Civil eStudio)

$V_{sv} := 841.60kN$ contribución de la armadura transversal (Ø10-c/15) 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

$V_r := \phi_s \cdot (V_c + V_{sv}) = 1042.74 \cdot kN$ resistencia a cortante

$F_{ap} := \frac{V_u}{V_r} = 0.94$ factor de aprovechamiento del contrafuerte a esfuerzos de corte

Ing. JULIO R. ESPÍNOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

GINSA S.A.

310 (trescientos diez)

8. Resumen de Consultas y Verificaciones Solicitadas

A continuación se indican un resumen de consultas y verificaciones solicitadas acerca de:
1. Incongruencias encontradas en los planos adjuntos y,
2. Elementos estructurales que no verifican los esfuerzos de cálculo

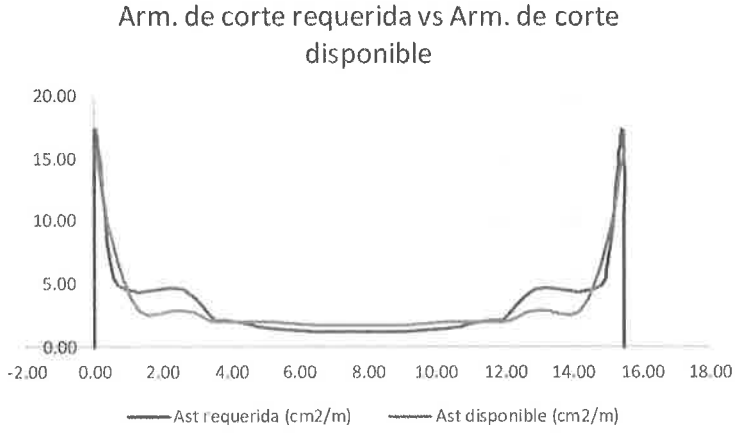
8.1 Vigas pretensadas

8.1.1 Viga más solicitada

Del conjunto de vigas del tablero, la viga N°5 bajo calzada es la más solicitada. En los planos adjuntos se indica detalle de la viga N°1, ubicada bajo vereda peatonal.

8.1.2 Verificación a esfuerzo cortante de la viga

La armadura de corte de la viga N°1 indicada en los planos NO VERIFICA los esfuerzos de corte de la viga más solicitada (Viga N° 5)



Comparación entre la armadura requerida (máx entre arm. mín. de corte y arm. de corte requerida por esfuerzo) y la armadura de corte dispuesta, obtenida con el programa Civil eStudio.
La viga NO VERIFICA la carga HL-93!!

8.2 Losa tablero

8.2.1 Incongruencias en detalles de planos

El los planos adjuntos se indican dos tipos de secciones de la losa tablero, a saber:
-Losa tablero sin prelosas.
-Losa tablero con prelosas.
Se solicita indicar el tipo de sección a utilizar.

8.2.2 Verificación de esfuerzos en losa tablero.

La verificación realizada fue considerando la sección sin prelosas con armadura principal inferior Ø16-c/15. Esta disposición VERIFICA todos los esfuerzos y requisitos de la AAHSTO LRFD 2017.

8.2.3 Comentarios acerca de la sección con prelosas.

En la sección del tablero con prelosas, se indica una armadura principal inferior de Ø10-c/20.5. Esta disposición NO VERIFICA todos los esfuerzos y requisitos de la AAHSTO LRFD 2017.

Ing. JULIO ESPINOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

GINSA S.A.

8.3 Pilotes de estribos

8.3.1 Separación entre ejes de pilotes

10.7.1.5 Separación, Luces Libres y Longitud Embebida de los Pilotes

Las separaciones entre los centros de los pilotes no deberán ser menores que el mayor valor entre 750 mm o 2,5 veces el diámetro o el ancho de los pilotes. La distancia entre el lateral de un pilote y el borde más próximo del cabezal deberá ser mayor que 225 mm.

$D_p = 1.00\,m$ diámetro de los pilotes del estribo

$sep_{min} := \max(2.5 \cdot D_p, 750mm) = 2.50\,m$ separación mínima entre ejes de pilotes

$sep_{adop} := 2.00m$ separación mínima adoptada

$Verif_{sep} := if(sep_{adop} \geq sep_{min}, "Cumple!!", "No\ Cumple!!") = "No\ Cumple!!"$

Se deberá cumplir la separación mínima entre pilotes de manera a evitar el efecto de grupo de pilotes, o de lo contrario tomar en cuenta dicho efecto.

8.4 Muro frontal del estribo

8.4.1 Incongruencias en detalles de planos

En los planos adjuntos se indican dos tipos de armados distintos para el muro frontal, estos armados varían en diámetro de varillas, separaciones y en la nomenclatura de la posición y son los siguientes:

Detalle de Armado Vista de Alzado

-Armadura vertical exterior: Pos16 Ø20-c/20 y Pos17 Ø20-c/20
-Armadura vertical interior: Pos16 Ø20-c/20 y Pos17 Ø20-c/20
-Armadura horizontal exterior: Pos15 Ø10-c/10
-Armadura horizontal interior: Pos18 Ø10-c/20

Detalle de Armado Sección de Corte

-Armadura vertical exterior: Pos1 Ø16-c/20 y Pos2 Ø12-c/20
-Armadura vertical interior: Pos1 Ø16-c/20 y Pos2 Ø12-c/20
-Armadura horizontal exterior: Pos5 Ø16-c/25
-Armadura horizontal interior: Pos3 Ø16-c/25 y Pos4 Ø12-c/25

En la tabla despiece de armaduras no se encuentran Pos15, Pos16, Pos17 y Pos18.
Se solicita indicar el armado a utilizar

8.4.2 Verificación de esfuerzos del muro frontal.

La verificación realizada fue considerando el armado con las posiciones Pos1, Pos2, Pos3, Pos4, Pos5. Esta disposición VERIFICA todos los esfuerzos y requisitos de la AAHSTO LRFD 2017.

8.4.3 Longitud de empalme de las posiciones Pos1 y Pos2

Las armaduras verticales principales Pos1 y Pos2 deberán tener una longitud de empalme de al menos L>1.20m, siendo recomendable que el empalme no se efectué en la sección critica como se encuentra actualmente.

Ing. JULIO ESPINOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

GINSA S.A.

8.5 Contrafuerte de estribo

8.5.1 Verificación armadura principal. Pos3 3Ø20

$f'_c = 30.00 \cdot MPa$	resistencia especificada del hormigón
$f_y = 500.00 \cdot MPa$	resistencia especificada del acero
$M_u := 2960.38kN \cdot m$	momento de diseño en ELU obtenido con el programa RFEM
$h := 240cm$	espesor del contrafuerte
$rec := 3cm$	recubrimiento geométrico
$b := 30cm$	espesor del contrafuerte
$A_{sf} := 28.99\ cm^2$	armadura requerida por flexión

Armadura dispuesta 3Ø20=9.42cm^2 > 28.99cm^2. NO VERIFICA!!

Como recomendación podría aplicarse 10Ø20=31.41cm^2 > 28.99cm^2. VERIFICA!!

8.5.3 Verificación armadura de corte. Pos4 Ø8-c/15

$V_u := 934.52kN$	cortante de diseño en ELU obtenido con el programa RFEM
$M_{cu} := 2651.62kN \cdot m$	momento flector concomitante en ELU obtenido con RFEM
$V_c := 253.80kN$	contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante (valor calculado con el programa Civil eStudio)
$V_{sv} := 305.40kN$	contribución de la armadura transversal (Ø8-c/15) 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
$V_r := \phi_s \cdot (V_c + V_{sv}) = 503.28 \cdot kN$	resistencia a cortante

La armadura del contrafuerte NO VERIFICA a los esfuerzos de corte!!

Como recomendación podría aplicarse estribos Ø12-c/15=7.54cm^2/m,
con lo que Vr=1201.3kN > Vu=934.52kN. VERIFICA!!

8.6 Pilotes de alas

8.6.1 Capacidad a cargas horizontales de los pilotes posteriores a tracción (P5-P6-P7-P8)

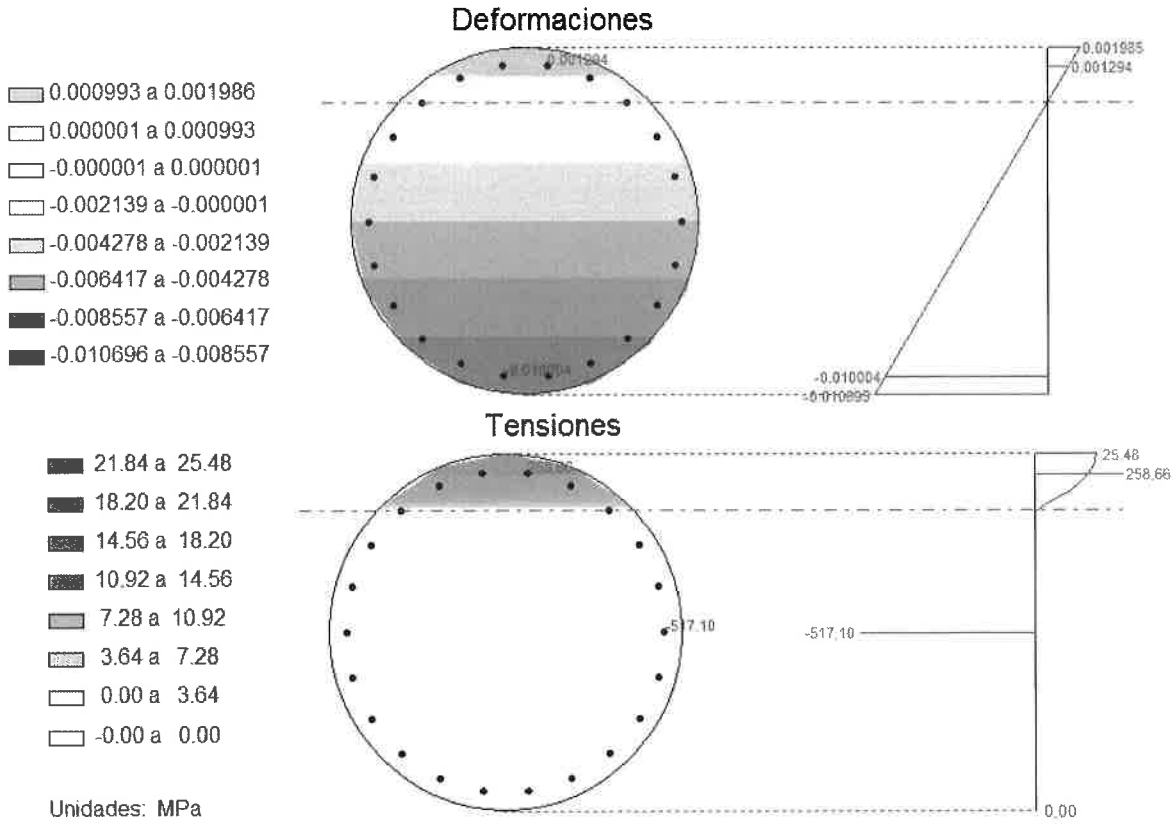
$N_{min.u} := -929.26kN$	carga vertical mínima en ELU, obtenido con el programa RFEM (a tracción)
$M_u := 909.31kN \cdot m$	momento último concomitante del pilote obtenido con RFEM
$n_{var} := 22$	cantidad de varillas en el pilote
$\phi_s := 20mm$	diámetro de la varilla
$A_s := n_{var} \cdot \pi \cdot \frac{\phi_s^2}{4} = 69.12 \cdot cm^2$	armadura total
$D_p = 100.00 \cdot cm$	diámetro del pilote

ING. JULIO ESPINOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

GINSA S.A.

$A_c := \pi \cdot \frac{D_p^2}{4} = 7853.98 \cdot cm^2$ sección bruta del pilote

$\rho := \frac{A_s}{A_c} = 0.88 \cdot \%$ cuantía de acero



Esfuerzos de rotura : Nr = -941.4 kN, Mr,x = 921.1 kNm, Mr,y = 0.0 kNm

Factor de seguridad : FS = 1.013

Factor de resistencia : FR = 0.900

Diagrama de tensiones y deformaciones para el pilote en la hipótesis más desfavorable

$FS := 1.01$ factor de seguridad del pilote con diámetro Ø=100cm y armadura principal 22Ø20

Si bien el pilote verifica los esfuerzos de cálculo, NO VERIFICA la condición ρ>=1%

Como recomendación podría aplicarse 16Ø25 ρ=1%

8.7 Recubrimientos

Por condiciones de durabilidad se recomiendas los siguientes recubrimientos:

1. Para pilotes rec=7.50cm
2. Para cabezal de pilotes rec=5.00cm
3. Para muros y contrafuertes rec=4.00cm

-0-----o-O-o-----0-

Ing. JULIO ESPINOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

306 (trescientos seis)

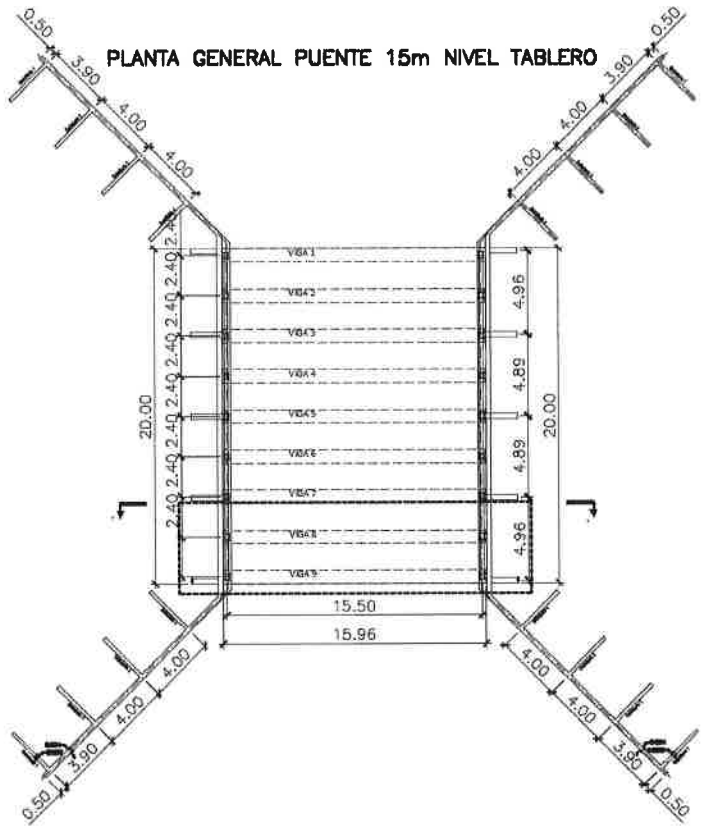
02/12/2022

Memoria de Cálculo Estructural

Verificación de Puentes

Puente N°2 Progr. 1+367.92 L=1x15m= 15m

Parque Lineal de la Costanera Norte



Obra: Parque Lineal de la Costanera Norte

Preparado para: CONSORCIO TECNICON - CAEN XYZ

Diciembre 2022
Asunción - Paraguay

Ing. JULIO R. ESPÍNOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

GINSA S.A.

305 (trescientos cinco)

Índice

1. Objeto 3

2. Descripción del Puente 3

3. Normas Utilizadas 4

4. Verificación Estructural de la Viga Longitudinal..... 6

5. Verificación Estructural del Tablero..... 10

6. Verificación Estructural del Estribo. Fundación con Pilotes..... 16

7. Verificación Estructural de las Alas. Fundación con Pilotes..... 35

8. Resumen de Consultas y Verificaciones Solicitadas..... 46

Ing. JULIO R. ESPÍNOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

GINSA S.A.

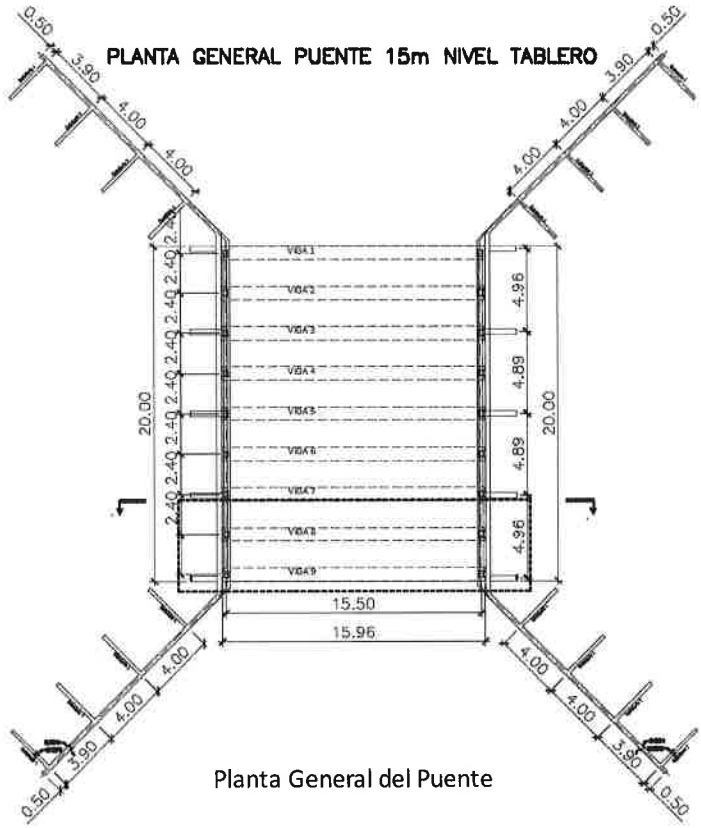
304 (trescientos cuatro)

1. Objeto

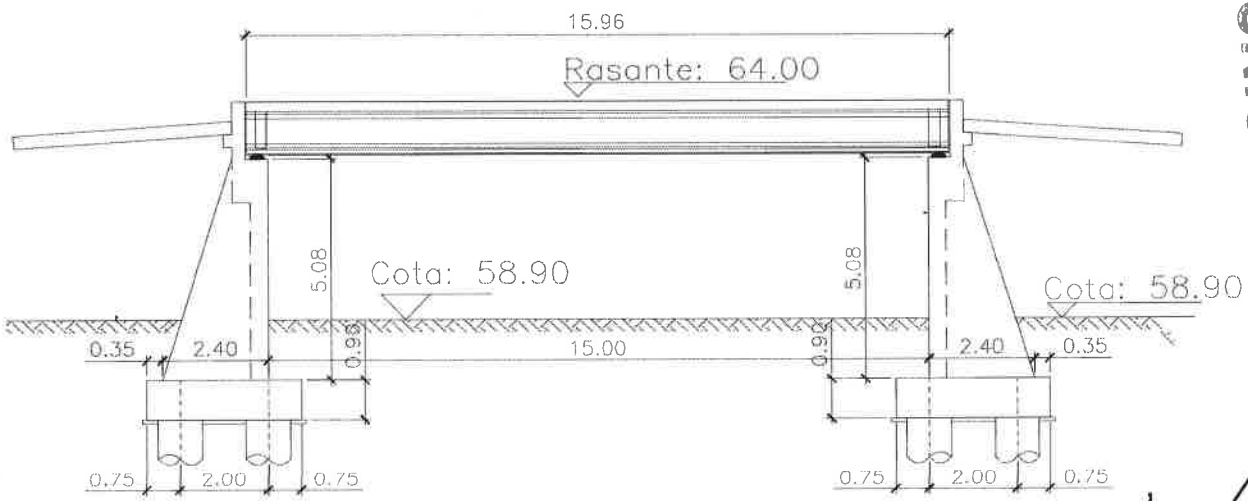
La presente memoria tiene por objeto presentar los resultados de la verificación estructural correspondiente al puente N°2 ubicado en la progresiva 1+367.92, perteneciente al proyecto Parque Lineal de la Costanera Norte.

2. Descripción del Puente

El puente consiste en una estructura de un tramo de 15m de longitud. La sección transversal está compuesta por 9 vigas prefabricadas con losa tablero de 22cm de espesor, hormigonado in situ con la utilización de prelosas que contienen las armaduras principales del tablero.
Ambos estribos poseen fundación profunda con pilotes Ø100cm.



Planta General del Puente



Planta de fundación del Puente

GINSA S.A.
Ing. JULIO ESPINOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

303 (trescientos tres)

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 Artículo1.3.2
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

Ing. JULIO ESPINOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

GINSA S.A.

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.

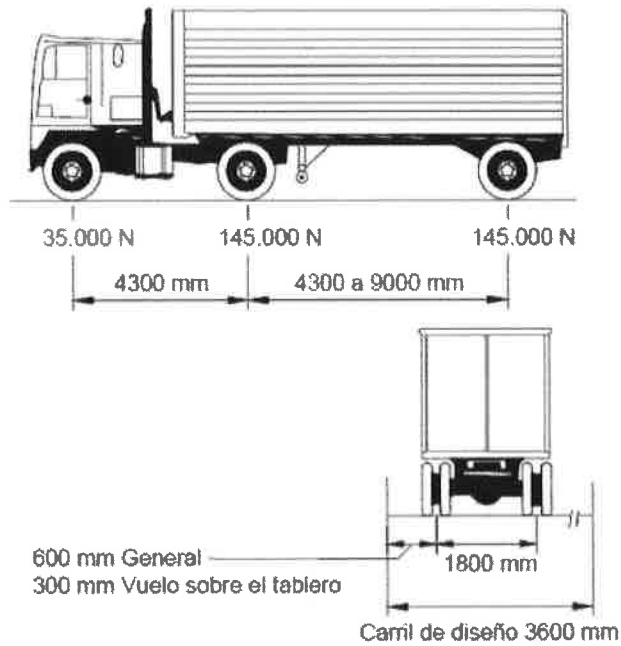


Figura 3.6.1.2.2-1 – Características del camión de diseño

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

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.

Ing. JULIO ESPINOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

301 (trescientos uno)

4. Verificación Estructural de la Viga Longitudinal

La verificación de la superestructura, se realiza mediante la utilización del programa de cálculo Civil eStudio Versión 39.58-C, de CivilCAD Consultores, S.L.

4.1 Materiales

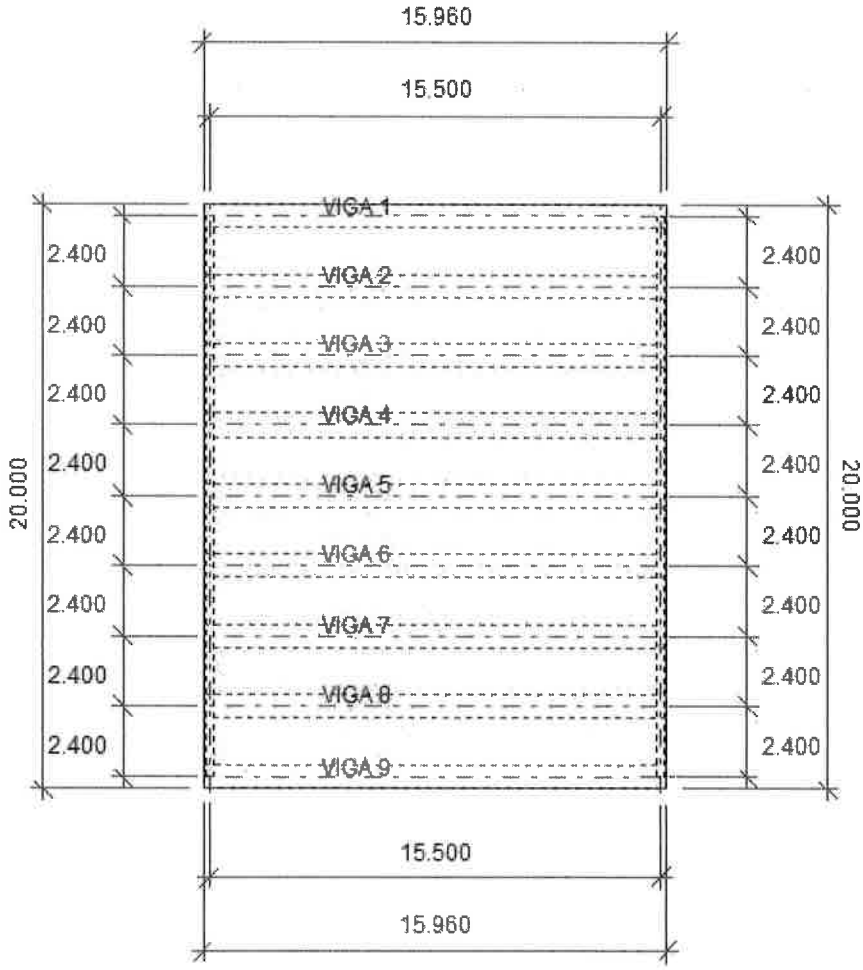
$tf := 1000kgf$	relación entre tf y kgf
$f'_c := 30.00MPa$	resistencia especificada del hormigón in situ
$f_y := 500.00MPa$	resistencia especificada del acero pasivo
$\gamma_c := 25.00\frac{kN}{m^3}$	peso específico del hormigón
$\gamma_{asf} := 24.00\frac{kN}{m^3}$	peso específico de asfalto
$fcpi := 26.10MPa$	resistencia especificada del hormigón pretensado en el momento de la transferencia
$fcp := 40.00MPa$	resistencia especificada del hormigón pretensado
$f_{pu} := 1860 \cdot MPa$	resistencia de rotura del acero de pretensado
$f_o := 0.75 \cdot f_{pu} = 1395 \cdot MPa$	tensión inicial de tesado
$A_p := 98.71 \cdot mm^2$	área de un torón de media pulgada
$n_p := 16$	cantidad total de torones
$A_{p.cable} := A_p \cdot n_p = 1579.36 \cdot mm^2$	área total
$P_o := f_o \cdot A_{p.cable} = 2203.21 \cdot kN$	fuerza de tesado total inicial
$E_{cp} := 33611 \cdot MPa$	módulo de elasticidad de la viga pretensada

Ing. JULIO ESPINOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

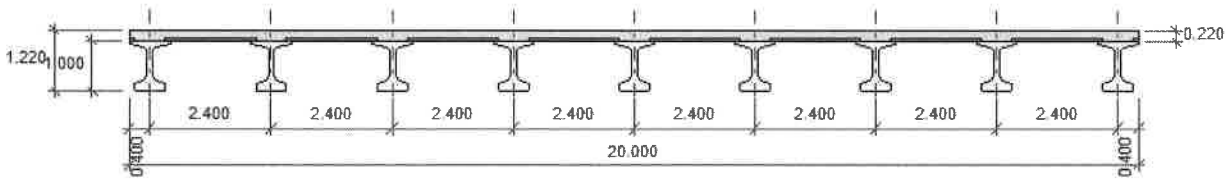
GINSA S.A.

300 (trescientos)

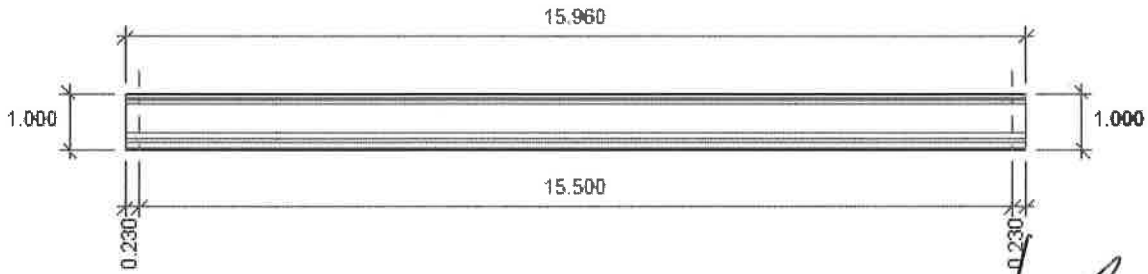
4.2 Esquema estructural



Vista en planta de la superestructura



Sección transversal de la superestructura



Viga Pretensada L=15.96m

GINSA S.A.
Ing. JULIO ESPINOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

299 (doscientos noventa y nue

4.3 Verificación de la viga pretensada. Carga HL-93

A continuación se muestran los detalles de las verificaciones de la Viga V5, la más solicitada.

4.3.1 Resumen de verificación de tensiones en ELS y momento flector en ELU

4.3.1.1 Tensión en el hormigón en ELS

A. Carga HL-93 de la AASHTO

Viga	5	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		12.25	16.97	0.00	-1.27
Tras la ejecución de las riostras		12.25	24.60	0.00	-1.38
Tras el hormigonado de la losa		8.09	24.60	0.00	-1.38
Tras la disposición de la superestructura		7.18	18.00	0.00	
Tras la apertura al tráfico		8.45	24.00	-1.58	
A tiempo infinito		9.09	24.00	-3.07	

Viga	5	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		12.25	16.97	0.00	-1.27
Tras la ejecución de las riostras		12.25	24.60	0.00	-1.38
Tras el hormigonado de la losa		8.09	24.60	0.00	-1.38
Tras la disposición de la superestructura		7.18		0.00	-3.16
Tras la apertura al tráfico		8.45		-1.58	-3.16
A tiempo infinito		9.09		-3.07	-3.16

La viga verifica la carga HL-93!!

Ing. JULIO ESPINOLA
Representante Legal
GINSA S.A.

GINSA S.A.