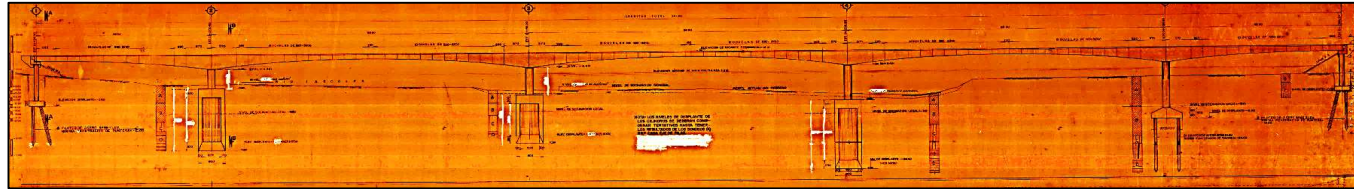


MEMORIA DE CÁLCULO REFORZAMIENTO PUENTE SOBRE EL RIO TARCOLES RN34

1. GENERALIDADES

Ubicación: Provincia : Puntarenas
Cantón : Garabito
Distrito : Tácoles

Descripción: El puente sobre el río Tarcoles es una estructura de 341.40m de longitud divididos en 5 claros y 10.32m de ancho. La superestructura está compuesta por una viga de concreto presforzado tipo cajón de sección variable, contruida utilizando el método de conocido como doblevoladizo. La subestructura, está formada por cuatro pilas de concreto y dos bastiones. Tres de las pilas están soportadas sobre "caissons", los demás elementos de la subestructura están apoyados sobre pilotes. En la siguiente figura se muestra el perfil del puente en análisis.



Longitud total 341.40 m
Número de claros 5

Según se concluyó en el Informe de Avance INF-PC-19-13-349, actualmente el puente no tendría la capacidad adecuada para soportar las solicitaciones últimas a las que podría estar sujeto con base en la normativa vigente; para lo cual se plantea el siguiente reforzamiento:

- Viga Cajón: Se refuerzan los tramos entre los ejes 2 y 5 con postensado externo longitudinal, . En los tramos entre los ejes 2-3 y 4-5 se plantean dos cables de 12 torones de 0.127cm (0.5 in) de diámetro y en el tramo entre el eje 3-4 se plantean dos cables de 19 torones de 1.524cm (0.6 in) de diámetro. Estos cables se ubican en la parte interna del cajón y se anclan a los diafragmas del cajón ubicados en cada eje.
- Apoyos de neopreno: Se plantea sustituir todos los apoyos de la viga cajón con neoprenos reforzados con placas de acero. Para sustituir los neoprenos se diseñan unas mensulas apoyadas a las columnas y bastiones, y la extensión de los diafragmas de la viga cajón, para levantar el puente.
- Pilas: Se diseña un encamisado para aumentar la capacidad a flexión y cortante. Este encamisado se plantea en dos etapas con el objetivo de pretensar la columna de manera que ayude a que las grietas existentes permanezcan cerradas luego de ser

reparadas.

-Bastiones: Se diseña un muro para conectar las columnas de los bastiones para aumentar la capacidad ante la demanda transversal al puente, además se extienden los aletones para dar mayor protección a los rellenos de aproximación ante socavación.

-Dados sísmicos: se sustituyen por unos topes sísmicos anclados a la ménsula que se mencionó anteriormente que se utilizaría levantar la viga cajón durante la sustitución de los apoyos de neopreno. Para tomar el sismo en sentido longitudinal se plantea que los bloques adosados a la viga cajón reaccionen contra topes.

-Juntas de expansión: Se sustituyen por juntas dentadas tipo WP300.

-Caissons: Se refuerzan perimetralmente para obtener una mayor área reaccionando contra el terreno.

Adicionalmente, se plantea la construcción de losas de aproximación y protecciones contra la socavación tipo RIP RAP para cada uno de los elementos de la subestructura; y la sustitución de la carpeta asfáltica.

Documentos de referencia:

- Especificaciones para el diseño de puentes AASHTO LRFD 8va ed. (2017)
- Requisitos del Reglamento para Concreto Estructural y Comentarios ACI 318-19
- Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes, 2013
- Código Sísmico de Costa Rica 2010
- Código de Cimentaciones de Costa Rica, 2da edición
- Proy. de graduación: Determinación del Modulo de elasticidad de concretos normales y de alto desempeño en Costa Rica, Sergio Aragón
- Informe amenaza sísmica INF-PC-19-13-345
- CR-INF-GEO-2020-004 Estudio Geotécnico y de mecánica de suelos, CACISA, 2020

2. CARGAS DE DISEÑO

2.1 Cargas muerta por peso propio (DC)

AASHTO 3.5.1

Corresponden a peso propio de los elementos (vigas, losas, diafragmas). El peso propio de estos elementos se considera con los siguientes valores:

Concreto colado en sitio	=	2.40 ton/m ³
Concreto prefabricado	=	2.50 ton/m ³

Adicionalmente se consideraron las siguientes cargas permanentes:

Baranda New Jersey	=	0.62 ton/m	*por cada borde
Baranda Peatonal	=	0.10 ton/m	*por cada borde
Acera	=	1.04 ton/m	*por cada borde
Otros	=	0.04 ton/m	*elementos adicionales (drenajes, etc)

2.2 Cargas muerta por superficie de desgaste (DW)

Corresponden a peso propio de la carpeta asfáltica

Carpeta asfáltica	=	2.10 ton/m ³
-------------------	---	-------------------------

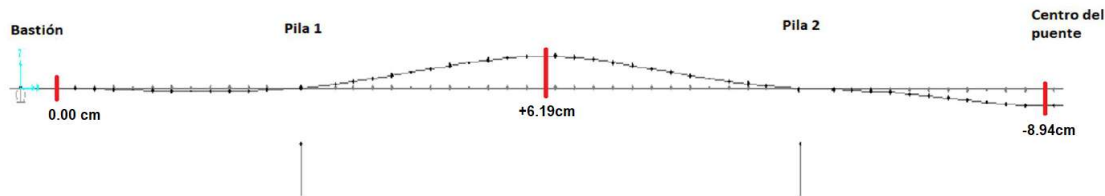
2.3 Flujo Plástico (CR)

Las demandas por flujo plástico son proporcionales a la deformación elástica de la estructura por cargas mantenidas en el tiempo, de manera que las deformaciones por flujo plástico son iguales a la deformación elástica por el coeficiente de flujo plástico.

Coefficiente de flujo plástico	=	1.07
--------------------------------	---	------

AASHTO 5.4.2.3.2

Deformacion elastica (Es simetrica a lo largo del puente)



2.4 Presfuerzo (PS)

En el caso de la viga tipo cajón se consideran las fuerzas de presfuerzo para el análisis de la condición de servicio, y para la condición última las fuerzas secundarias generados por el presfuerzo.

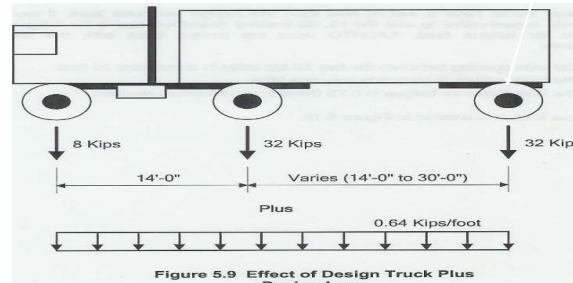
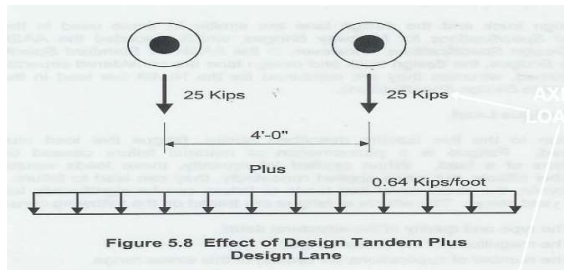
$$M_{PS}(x) := M_{sec1}(x) + M_{sec2}(x) + M_{sec3}(x) + M_{sec4}(x) + M_{sec5}(x) + M_{sec6}(x)$$

- M_{sec1} : Momento secundario debido a la primera etapa de carga
- M_{sec2} : Momento secundario debido a la segunda etapa de carga
- M_{sec3} : Momento secundario debido a la tercera etapa de carga
- M_{sec4} : Momento secundario debido a la cuarta etapa de carga
- M_{sec5} : Momento secundario debido a la quinta etapa de carga
- M_{sec6} : Momento secundario debido a la sexta etapa de carga

2.5 Carga Vehicular (VH)

AASHTO 3.6.1.2

La carga vehicular HL-93



Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple Carga Vehicular	Factor de presencia múltiple Carga Vehicular + Peatonal
1	1.2	1.0
2	1.0	0.85

2.6 Cargas de Frenado (BR) = 19.72 ton

Ubicación de la carga de frenado desde la viga cabezal

Bastión Eje 1 y 6 = 3.64 m

Pilas Eje 2, 3, 4 y 5 = 6.44 m

* La demanda a flexión máxima en la viga cajón debido a cargas de frenado es del orden de 60ton.m, lo cual se considera despreciable con respecto a las demandas obtenidas para la carga vehicular que alcanza hasta las 3000ton.m

* La demanda a flexión y axial en las pilas y bastiones son del orden de 1 ton y 250ton.m, magnitudes que se consideran despreciables en comparación, con las demandas últimas obtenidas considerando el resto de condiciones de carga.

2.7 Cargas de colisión vehicular (CT)

Únicamente las barandas vehiculares del puente serían susceptibles a cargas de colisión. El diseño de estos elementos fue realizado por la Administración según fue comunicado mediante oficio DCO 29-18-0807.

Como las condiciones de diseño realizadas por la Administración se mantienen, y no se intervendrán las barandas según este diseño, no se realiza la revisión de las mismas.

2.8 Cargas Peatonal (PL) = 0.40 ton/m² **AASHTO 3.6.1.6**

2.9 Cargas de Sismo (EQ)

AASHTO 3.6.1.6

Tipo de cimentación	=	S2
Zona sísmica	=	IV
Factor de importancia Operacional (Crítico)	=	1.25
Factor de modificación de la respuesta		
$R_{\text{subestructural}}$	=	1.50
$R_{\text{conexiones}}$	=	0.80

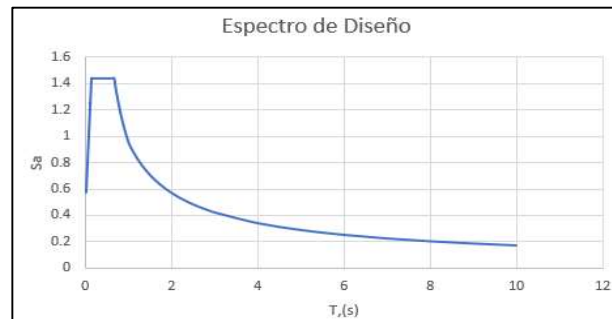
Lineamientos 2.3

Lineamientos 2.1

Lineamientos 3.2

Lineamientos 3.4

Espectro de diseño



Est. Amenaza sísmica

2.10 Acción del agua (WA)

Sección de la losa	Sobre pila 1	Sobre pila 2	Sobre pila 3	Sobre pila 4
Profundidad del agua (m)*	0,63	0,65	0,65	0,47
Área de losa (m²)	4,41	4,55	4,55	3,29
Velocidad del agua (m/s)**	2,23	2,60	4,40	1,90
Fuerza (kN)	35,56	45,27	102,60	19,46

*Medida desde el NAME hasta la interfaz entre la losa y el inicio de la pila

**Velocidad de aproximación del agua perpendicular a la superficie de la losa

*Rige la carga sísmica, por lo que no se hace la revisión de los casos de carga que consideran la acción del agua

2.11 Factores de combinación de carga

AASHTO 3.4.1

	DC	DW	EH	EV	ES	PS	CR	EQ	LL+IM	PL	
Strenght I	1.25	1.5		1.5	1.35	1.5	0.00	1.25	0	1.75	1.75
Strenght IV	1.5	1.5		1.5	1.35	1.5	1	1.25	0	0	0
Extreme Event I	1	1		1	1	1	1	1	1	0.5	0.5
Service I	1	1		1	1	1	1	1	0	1	1
Service III	1	1		1	1	1	1	1	0	0.8	0.8

Impacto (IM) = 0.33

AASHTO 3.6.2.1

3. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

3.1 Concreto

Desviadores

Resistencia de tensado	f'_{ci}	=	550	kg/cm ²
Resistencia a los 28 días:	f'_c	=	700	kg/cm ²
- Módulo de Elasticidad:	E_c	=	314 720.00	kg/cm ²

Extención de diafragmas

Resistencia a los 28 días:	f'_c	=	500	kg/cm ²
- Módulo de Elasticidad:	E_c	=	271 039.57	kg/cm ²

Pilas

Resistencia (columna existente)	f'_c	=	350	kg/cm ²
Resistencia (encamisado)	f'_c	=	350	kg/cm ²
- Módulo de elasticidad	E_c	=	232 097.76	kg/cm ²
Resistencia (cabezal)	f'_c	=	500	kg/cm ²
Resistencia topes sísmicos	f'_c	=	500	kg/cm ²
- Módulo de elasticidad	E_c	=	271 040	kg/cm ²

Memoria de Cálculo Reforzamiento



Bastiones					
Resistencia (existente)		f'_c	=	300	kg/cm ²
- Módulo de elasticidad		E_c	=	217 301.26	kg/cm ²
Resistencia (refuerzo)		f'_c	=	280	kg/cm ²
- Módulo de elasticidad		E_c	=	211 039.38	kg/cm ²
Caissons Eje 2, 3 y Zapata Eje 5					
Resistencia a los 28 días		f'_c	=	350	kg/cm ²
Módulo de elasticidad		E_c	=	232 097.76	kg/cm ²
Caissons Eje 4					
Resistencia a los 28 días		f'_c	=	250	kg/cm ²
Módulo de elasticidad		E_c	=	201 211.02	kg/cm ²
Losa de aproximación					
Resistencia a los 28 días		f'_c	=	280	kg/cm ²
Módulo de elasticidad		E_c	=	211 039.38	kg/cm ²

3.2 Acero de Refuerzo

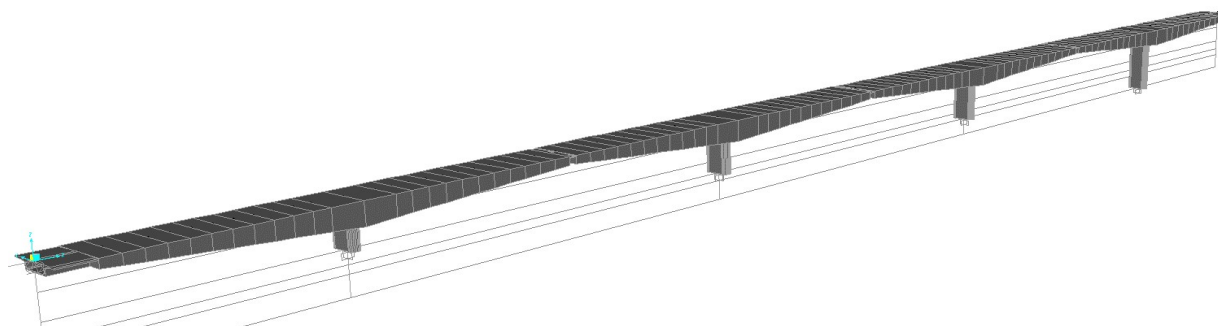
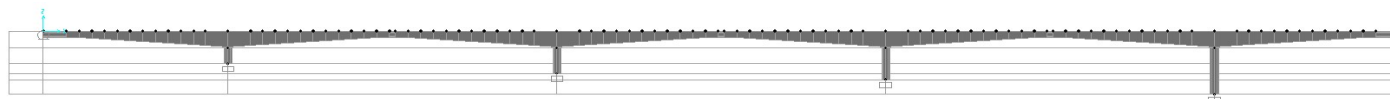
ASTM A-615	Grado 40	f_y	=	2 800	kg/cm ²
ASTM A-615	Grado 60	f_y	=	4 200	kg/cm ²

3.3 Acero de Presfuerzo

Torones	Grado 270	f_{pu}	=	18 000	kg/cm ²
Barras	Grado 150	f_{pu}	=	10 550	kg/cm ²

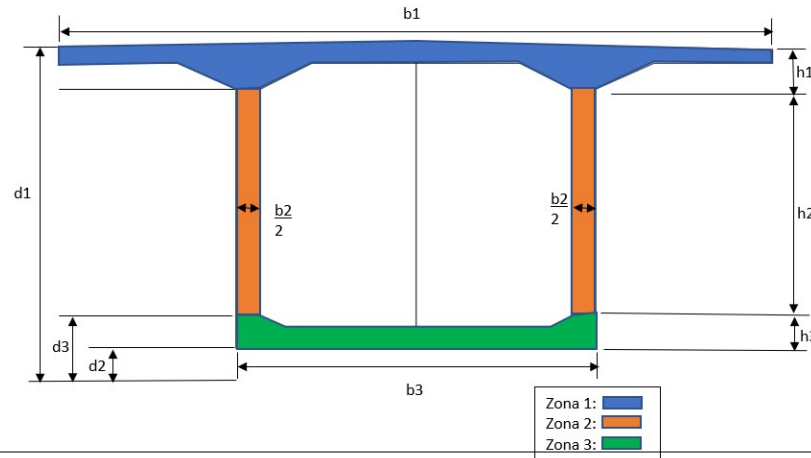
4. ANÁLISIS

En el análisis estructural se modelaron las secciones de los planos originales. Se consideraron las cargas permanentes, temporales y de sismo descritas en el apartado anterior, considerando además las diferentes etapas de cargas por el proceso constructivo. Se realizó el análisis de la estructura utilizando el programa SAP2000.



5. REFORZAMIENTO VIGA CAJÓN (Postensado externo longitudinal)

5.1 Geometría de la sección



ZONA 1

Ancho máximo de la zona	$b_1(x) := 10 \text{ m}$
Peralte máximo de la zona	$h_1(x) := 0.6266 \text{ m}$
Área de la zona	$A_1(x) := 2.7639 \text{ m}^2$
Inercia de la zona	$I_1(x) := 0.0505 \text{ m}^4$
centroide de la zona	$c_1(x) := d_1(x) - 0.2252 \text{ m}$

ZONA 2

Ancho máximo de la zona	$b_2(x) := 0.7 \text{ m}$
Peralte máximo de la zona	$h_2(x) := d_1(x) - d_3(x) - h_1(x)$
Área de la zona	$A_2(x) := b_2(x) \cdot h_2(x)$
Inercia de la zona	$I_2(x) := \frac{b_2(x) (h_2(x))^3}{12}$
centroide de la zona	$c_2(x) := d_3(x) + \frac{h_2(x)}{2}$

ZONA 3

Ancho máximo de la zona
 Peralte máximo de la zona
 Área de la zona
 Inercia de la zona

$$b_3(x) := 5.2 \text{ m}$$

$$h_3(x) := d_3(x) - d_2(x)$$

$$A_3(x) := b_3(x) \cdot h_3(x)$$

$$I_3(x) := \frac{b_3(x) (h_3(x))^3}{12}$$

$$c_3(x) := d_2(x) + \frac{h_3(x)}{2}$$

centroide de la zona

SECCION COMPLETA

Área

$$A_t(x) := A_1(x) + A_2(x) + A_3(x)$$

Centroide

$$c_t(x) := \frac{A_1(x) \cdot c_1(x) + A_2(x) \cdot c_2(x) + A_3(x) \cdot c_3(x)}{A_t(x)}$$

Inercia

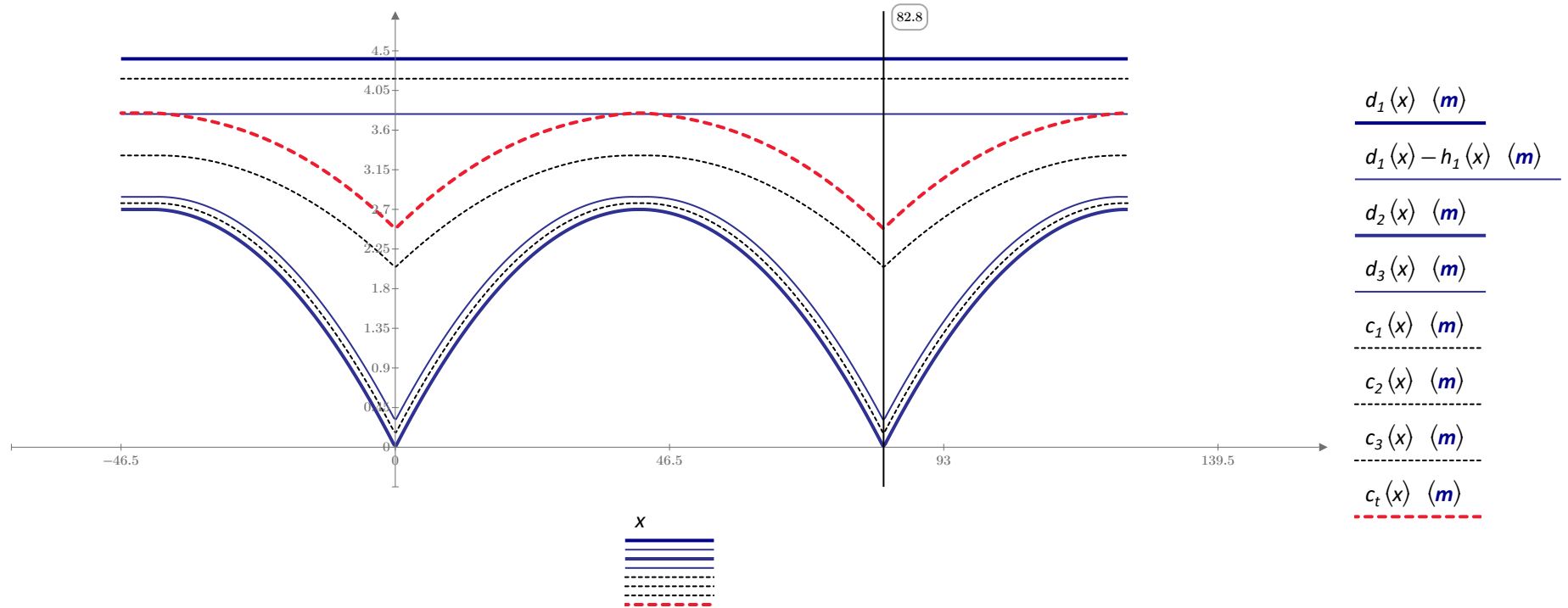
$$y_1(x) := c_t(x) - c_1(x)$$

$$y_2(x) := c_t(x) - c_2(x)$$

$$y_3(x) := c_t(x) - c_3(x)$$

$$I_t(x) := I_1(x) + A_1(x) \cdot (y_1(x))^2 + I_2(x) + A_2(x) \cdot (y_2(x))^2 + I_3(x) + A_3(x) \cdot (y_3(x))^2$$

GEOMETRÍA DE LA MITAD DEL PUENTE



5.2 Presfuerzo Primera Etapa de Carga

Se considera la construcción de las dovelas en voladizo, y la aplicación del presfuerzo de los cables 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13a, 13b, 14, 16 y 17, según planos

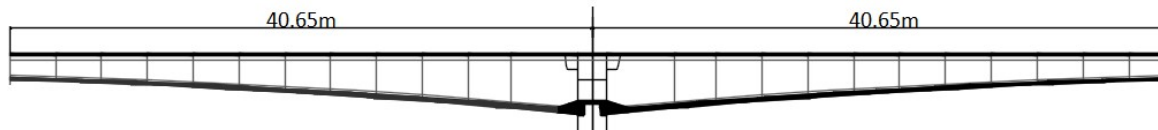


Figura 1. Vista longitudinal de voladizos

- Fuerza de Presfuerzo**

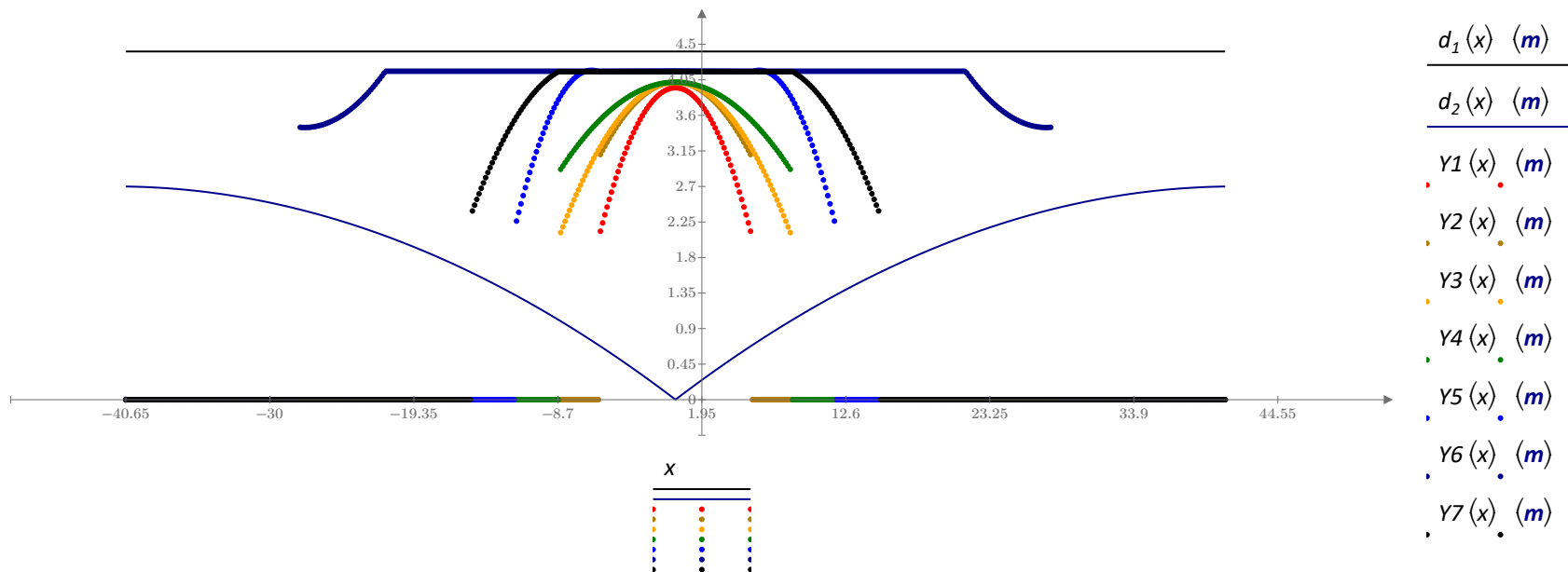
Esfuerzo de presfuerzo inicial (según planos)
 Área de presfuerzo por cable (12T13)
 cantidad de nervios

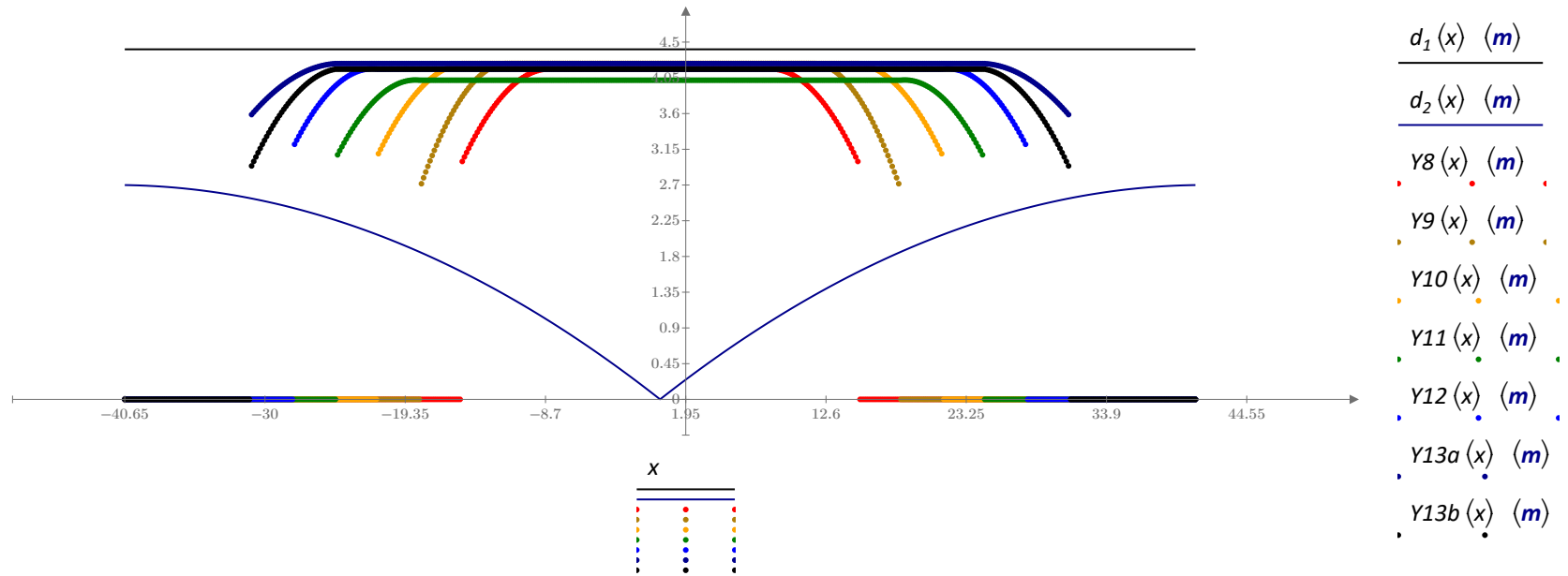
$$f_{pi} = 14400 \frac{kgf}{cm^2}$$

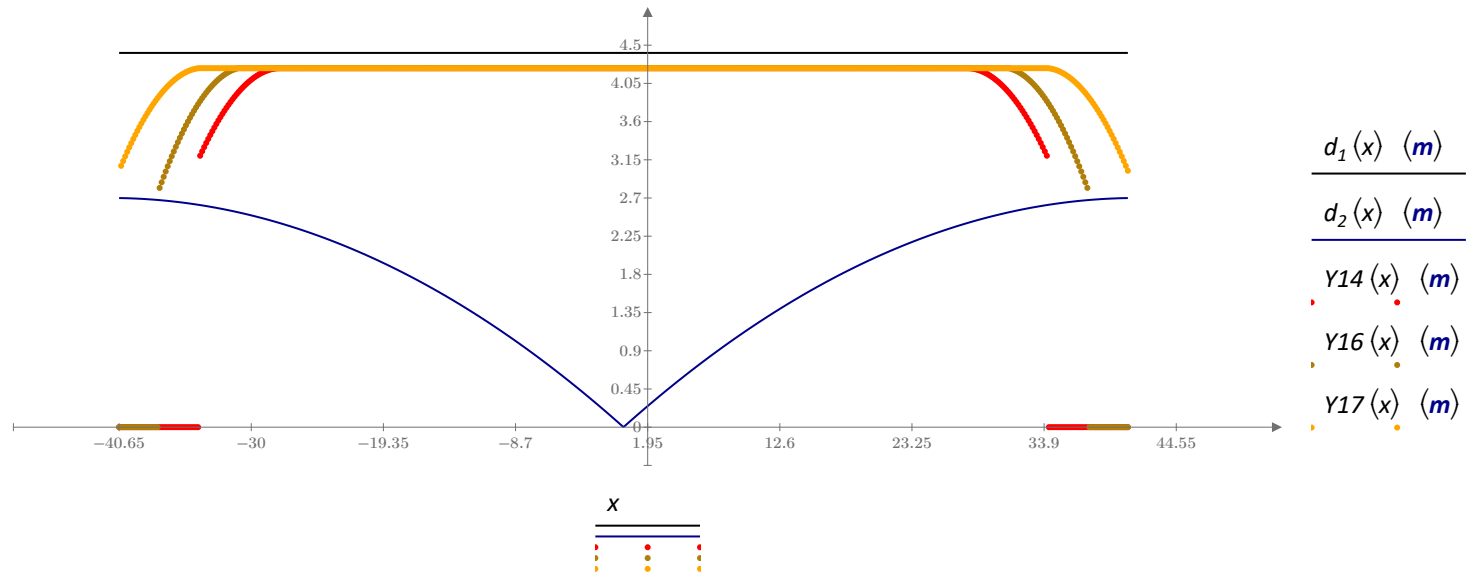
$$A_{presf} := 12 \cdot 0.987 \text{ cm}^2 = 11.844 \text{ cm}^2$$

$$cant := 2$$

Distribución de Cables por nervio







Área de acero de presfuerzo para el Torón i A_{Yi}

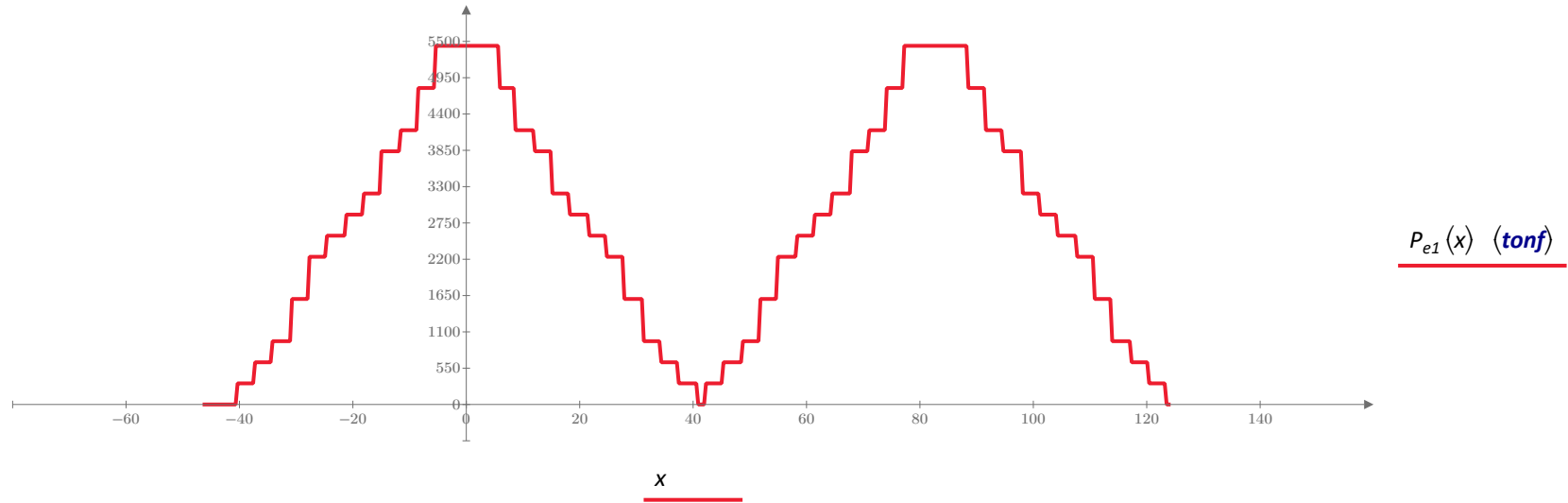
Área de presfuerzo en el punto x $A_{pE1}(x) := cant \cdot (A_{Y1}(x) + A_{Y2}(x) + A_{Y3}(x) + A_{Y4}(x) + A_{Y5}(x) + A_{Y6}(x) + A_{Y7}(x) + A_{Y8}(x))$

$A_{pE1}(x) := A_{pE1}(x) + cant \cdot (A_{Y9}(x) + A_{Y10}(x) + A_{Y11}(x) + A_{Y12}(x) + A_{Y13a}(x) + A_{Y13b}(x) + A_{Y14}(x) + A_{Y16}(x) + A_{Y17}(x))$

Fuerza de presfuerzo inicial $P_i(x) := f_{pi} \cdot A_{pE1}(x)$

Perdidas supuestas $\Delta := 15\%$

Fuerza de presfuerzo después de perdidas $P_{e1}(x) := P_i(x) \cdot (1 - \Delta)$



- Estimación de momento primario por presfuerzo

Fuerza de presfuerzo por cable después de pérdidas

$$P_e := f_{pi} \cdot A_{presf} \cdot (1 - \Delta) = 159.803 \text{ tonf}$$

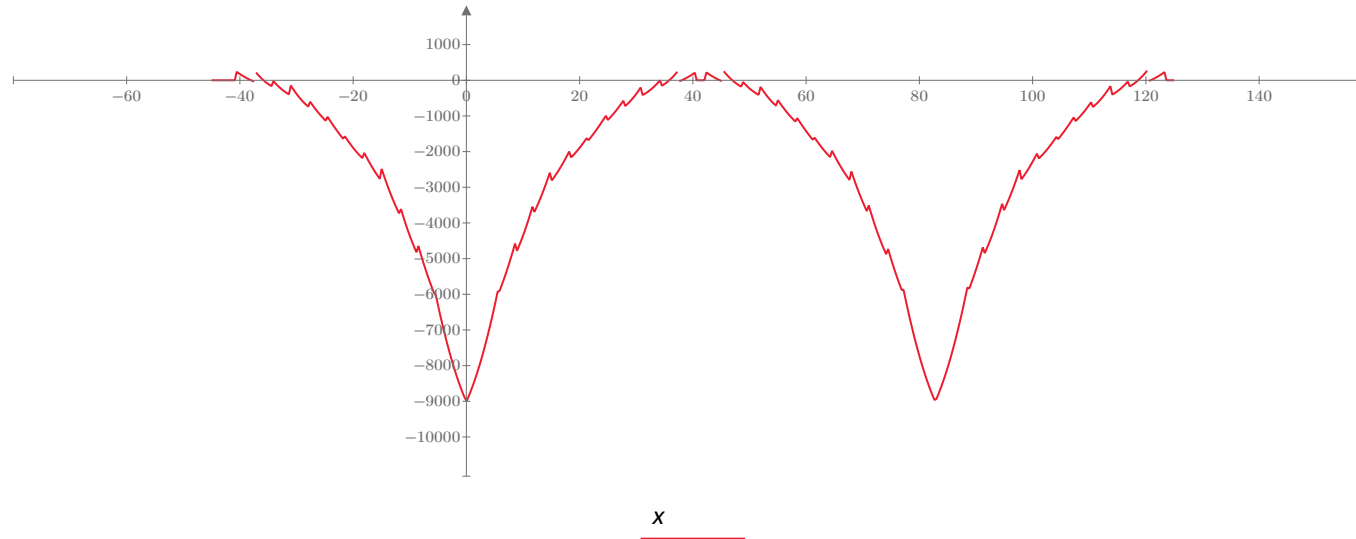
Excentricidad del Toron i

e_{vi}

Momento primario en primera etapa de carga

$$M_{prim1}(x) := cant \cdot P_e \cdot (e_{y1}(x) + e_{y2}(x) + e_{y3}(x) + e_{y4}(x) + e_{y5}(x) + e_{y6}(x) + e_{y7}(x) + e_{y8}(x))$$

$$M_{prim1}(x) := M_{prim1}(x) + cant \cdot P_e \cdot (e_{y9}(x) + e_{y10}(x) + e_{y11}(x) + e_{y12}(x) + e_{y13a}(x) + e_{y13b}(x) + e_{y14}(x) + e_{y16}(x) + e_{y17}(x))$$



$$M_{prim1}(x) \text{ (tonf} \cdot \text{m)}$$

- Estimación de momento secundario por presfuerzo

Momento secundario en primera etapa de carga $M_{sec1}(x) := 0 \text{ tonf} \cdot \text{m}$

- Estimación de momento total por presfuerzo

Momento total por presfuerzo en primera etapa de carga $M_{TET1}(x) := M_{prim1}(x) + M_{sec1}(x)$

- Estimación de deflexiones solo por presfuerzo

Momento para un voladizo con carga unitaria (L=40.65m)

$$m_v(x) := \begin{cases} \text{if } x < 0 \\ \quad || \quad 0 \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } 0 \leq x < 40.65 \\ \quad || \quad (x - 40.65) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else} \\ \quad || \quad 0 \text{ tonf} \cdot \text{m} \end{cases}$$

Deflexión en x=40.65

$$\delta_1 := \int_{-40.65}^{40.65} \frac{m_v(x) \cdot M_{TET1}(x)}{E \cdot I_t(x)} \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^3 \, dx = 13.664 \text{ cm} \quad (\text{hacia arriba})$$

5.3 Presfuerzo Segunda Etapa de Carga

Se considera la construcción de las dovelas de cierre intermedias, y la aplicación del presfuerzo de los cables 19a, 19b, 20, 21, 22, 23, 24, 25 según planos. Por simetría se analiza la mitad del puente como se muestra en la siguiente figura

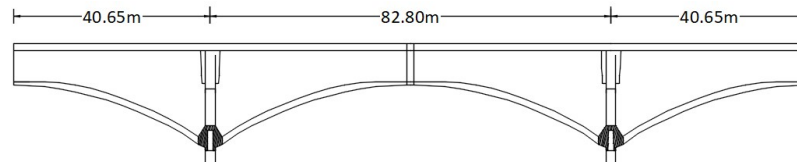


Figura 1. Vista longitudinal de tramo analizado

- Fuerza de Presfuerzo

Esfuerzo de presfuerzo inicial (según planos)

Área de presfuerzo por cable (12T13)

cantidad de nervios

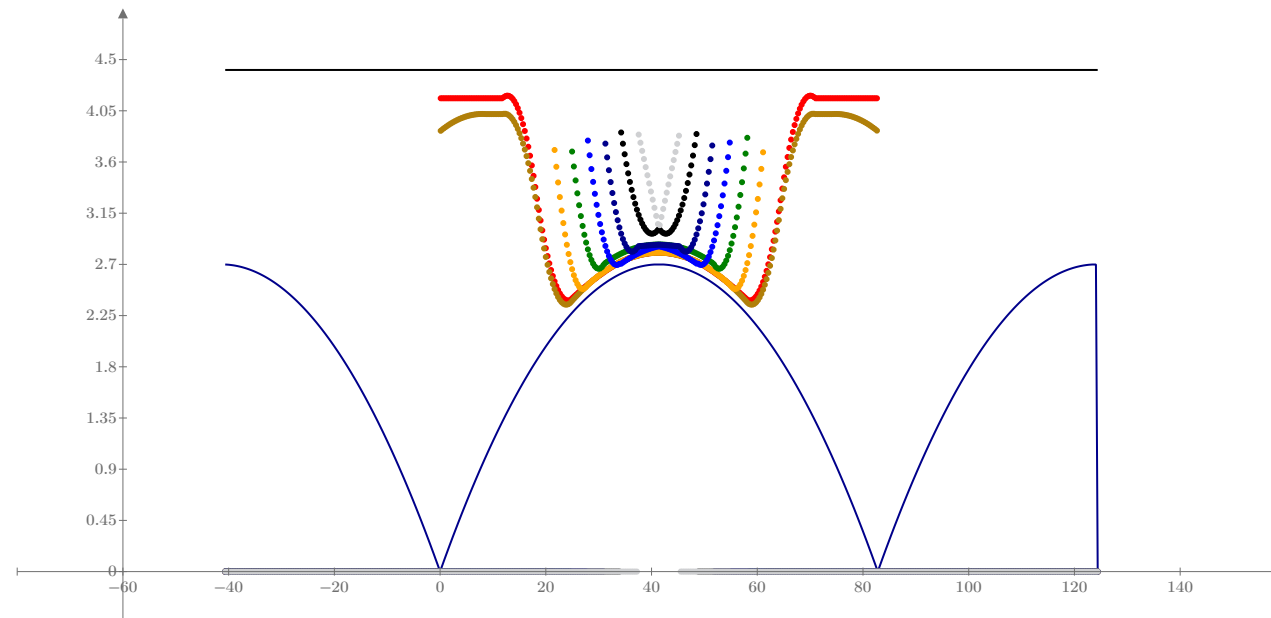
$$f_{pi} = 14400 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$A_{presf} := 12 \cdot 6.987 \text{ cm}^2 = 11.844 \text{ cm}^2$$

$$cant := 2$$

Distribución de Cables por nervio

- $d_1(x) \text{ (m)}$
- $d_2(x) \text{ (m)}$
- $Y_{19a}(x) \text{ (m)}$
- $Y_{19b}(x) \text{ (m)}$
- $Y_{20}(x) \text{ (m)}$
- $Y_{21}(x) \text{ (m)}$
- $Y_{22}(x) \text{ (m)}$
- $Y_{23}(x) \text{ (m)}$
- $Y_{24}(x) \text{ (m)}$
- $Y_{25}(x) \text{ (m)}$



- Estimación Fuerza de Presfuerzo

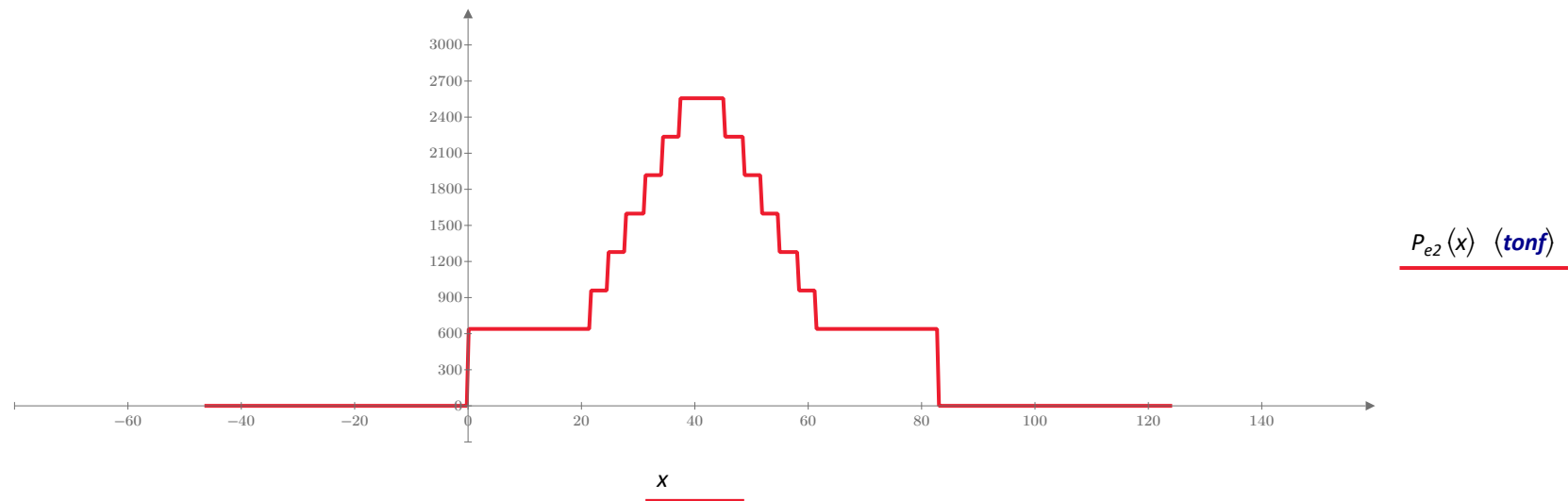
Área de acero de presfuerzo para el Torón i A_{Yi}

Área de presfuerzo en el punto x $A_{pE2}(x) := cant \cdot (A_{Y19a}(x) + A_{Y19b}(x) + A_{Y20}(x) + A_{Y21}(x) + A_{Y22}(x) + A_{Y23}(x) + A_{Y24}(x) + A_{Y25}(x))$

Fuerza de presfuerzo inicial $P_i(x) := f_{pi} \cdot A_{pE2}(x)$

Perdidas supuestas $\Delta := 15\%$

Fuerza de presfuerzo después de pérdidas $P_{e2}(x) := P_i(x) \cdot (1 - \Delta)$



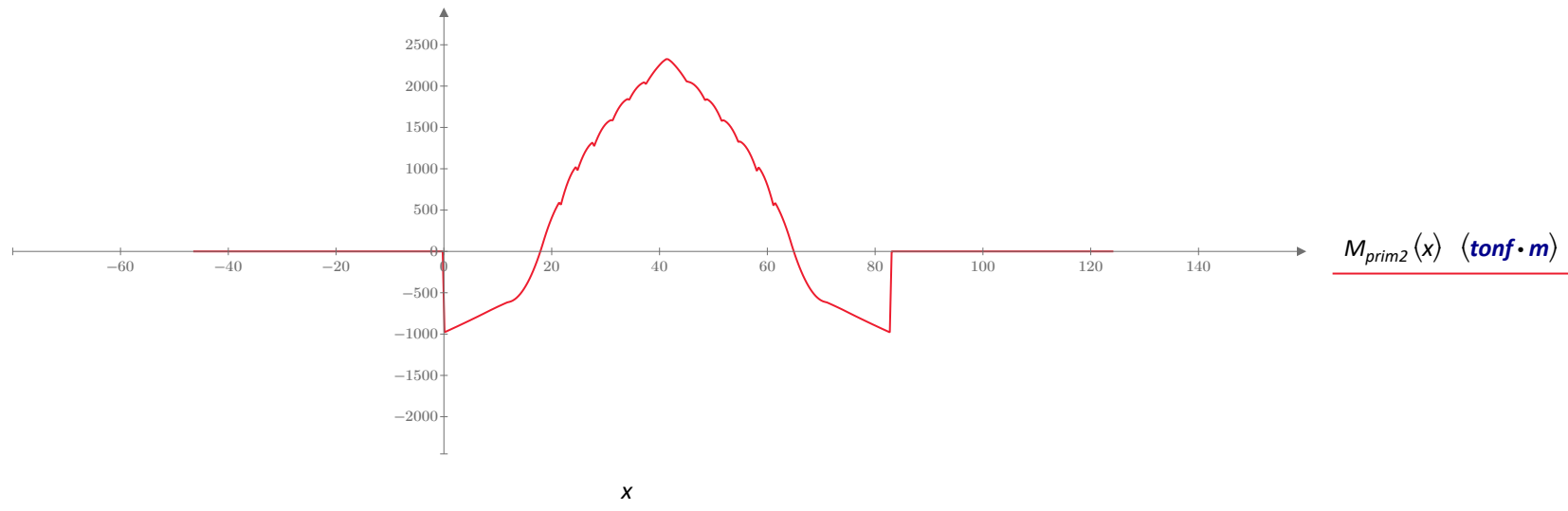
- Estimación de momento primario por presfuerzo

Fuerza de presfuerzo por cable después de pérdidas

$$P_e := f_{pi} \cdot A_{presf} \cdot (1 - \Delta) = 159.803 \text{ tonf}$$

Momento primario en segunda etapa de carga

$$M_{prim2}(x) := cant \cdot P_e \cdot (e_{y19a}(x) + e_{y19b}(x) + e_{y20}(x) + e_{y21}(x) + e_{y22}(x) + e_{y23}(x) + e_{y24}(x) + e_{y25}(x))$$



- Estimación de momento secundario por presfuerzo

Momento secundario en segunda etapa de carga

$$M_{sec2}(x) := 0 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

- Estimación de momento total por presfuerzo

Momento Total por presfuerzo en segunda etapa de carga

$$M_{TET2}(x) := M_{prim2}(x) + M_{sec2}(x)$$

- Estimación de deflexiones solo por presfuerzo

Momento para una carga unitaria en x=41.4

$$m_v(x) := \begin{cases} \text{if } x < 0 \\ \quad \parallel 0 \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } 0 \leq x < 41.4 \\ \quad \parallel (0.5 \cdot x) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } 41.4 \leq x < 82.8 \\ \quad \parallel (-0.5 \cdot x + 41.4) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else} \\ \quad \parallel 0 \text{ tonf} \cdot \text{m} \end{cases}$$

Deflexión en x=41.4

$$\delta_I := \int_{-40.65}^{123.45} \frac{m_v(x) \cdot M_{TET2}(x)}{E \cdot I_t(x)} \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^3 \, dx = -25.823 \text{ cm hacia arriba}$$

5.4 Presfuerzo Tercera Etapa de Carga

Se considera la construcción de las dovelas de cierre lado bastión, y la aplicación del presfuerzo de los cables 26, 27, 28, 32, 33a y 33b, según planos. Por simetría se analiza la mitad del puente como se muestra en la siguiente figura

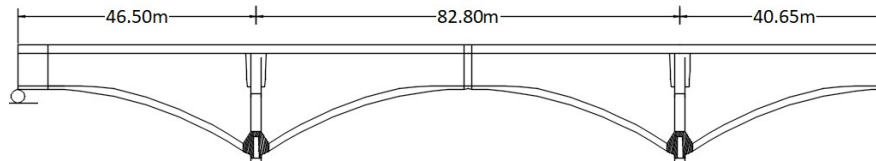


Figura 1. Vista longitudinal de tramo analizado

- Fuerza de Presfuerzo

Esfuerzo de presfuerzo inicial (según planos)
 Área de presfuerzo por cable (12T13)
 cantidad de nervios

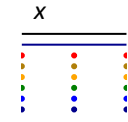
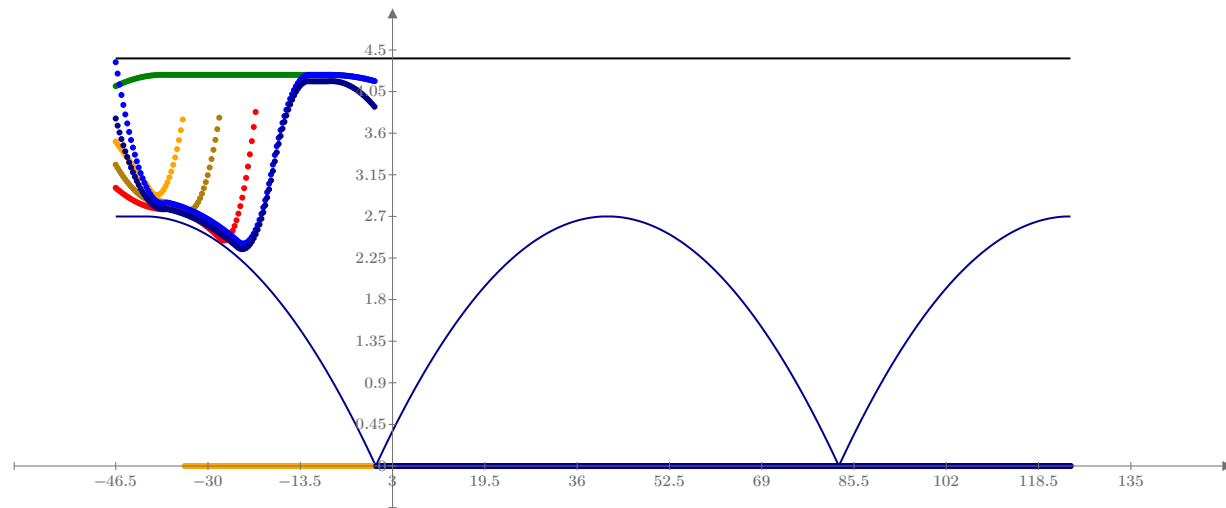
$$f_{pi} = 14400 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$A_{presf} := 12 \cdot 0.987 \text{ cm}^2 = 11.844 \text{ cm}^2$$

$$\text{cant} := 2$$

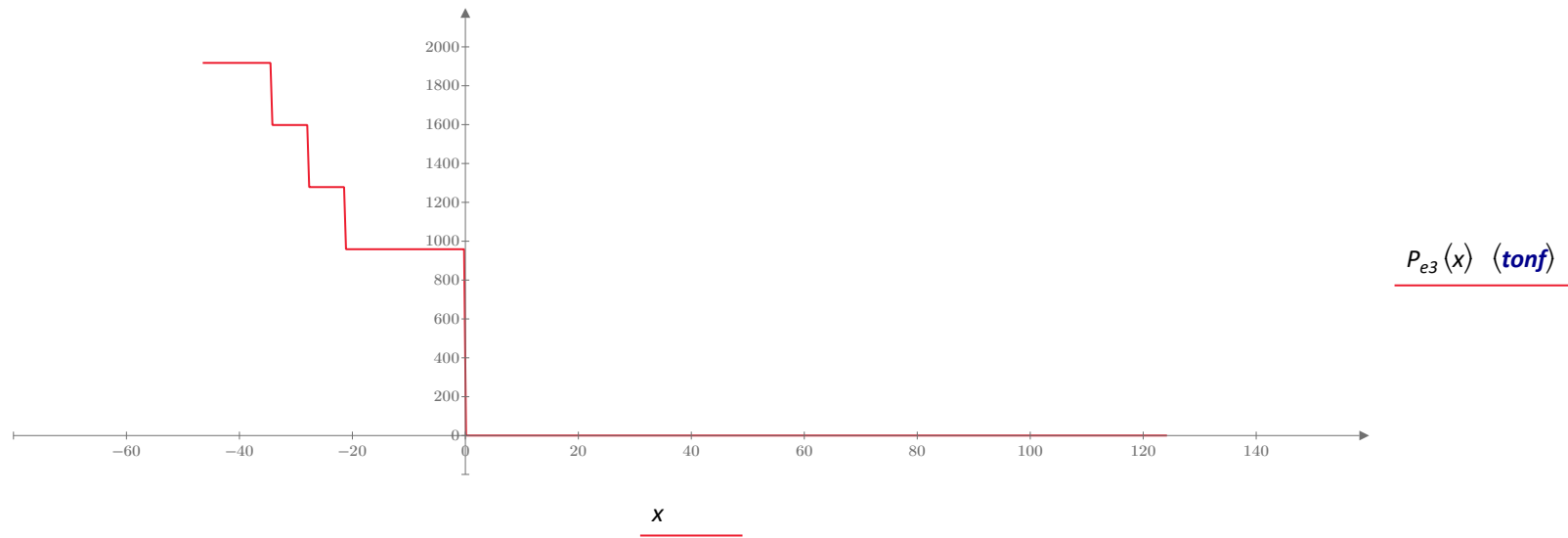
Distribución de Cables por nervio

- $d_1(x) \text{ (m)}$
- $d_2(x) \text{ (m)}$
- $Y_{26}(x) \text{ (m)}$
- $Y_{27}(x) \text{ (m)}$
- $Y_{28}(x) \text{ (m)}$
- $Y_{32}(x) \text{ (m)}$
- $Y_{33a}(x) \text{ (m)}$
- $Y_{33b}(x) \text{ (m)}$



- Estimación Fuerza de Presfuerzo

Área de acero de presfuerzo para el Torón i	A_{yi}
Área de presfuerzo	$A_{pE3}(x) := cant \cdot (A_{V26}(x) + A_{V27}(x) + A_{V28}(x) + A_{V32}(x) + A_{V33a}(x) + A_{V33b}(x))$
Fuerza de presfuerzo inicial	$P_i(x) := f_{pi} \cdot A_{pE3}(x)$
Perdidas supuestas	$\Delta := 15\%$
Fuerza de presfuerzo después de perdidas	$P_{e3}(x) := P_i(x) \cdot (1 - \Delta)$



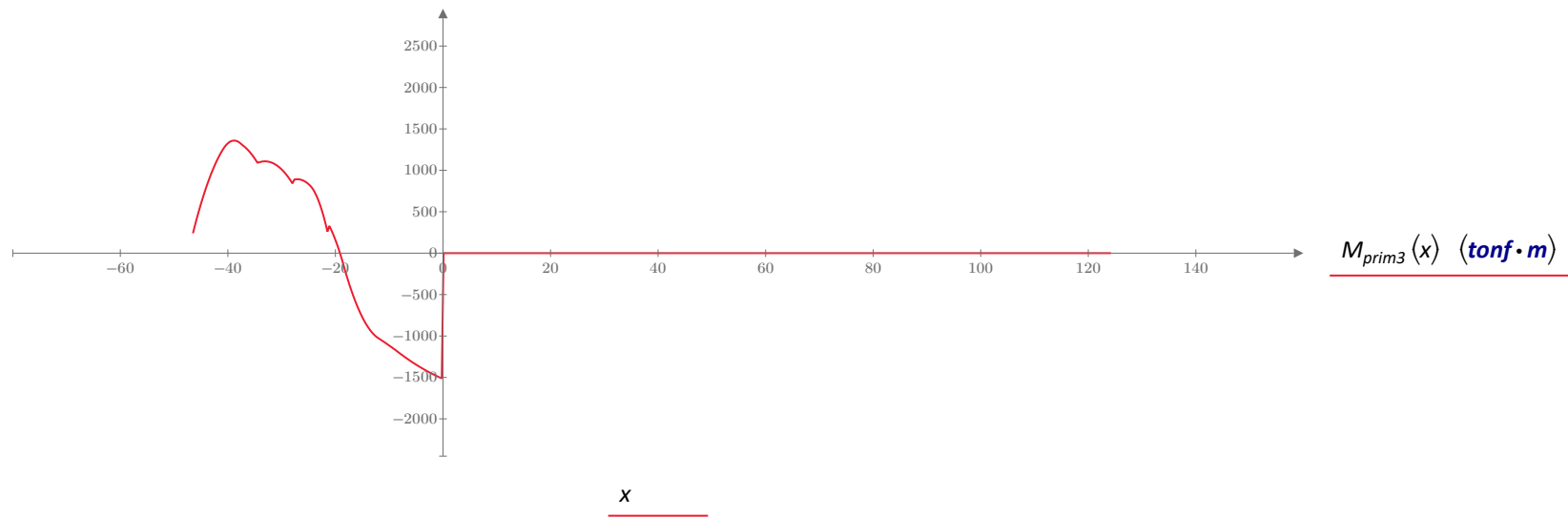
- Estimación de momento primario por presfuerzo

Fuerza de presfuerzo por cable después de pérdidas

$$P_e := f_{pi} \cdot A_{presf} \cdot (1 - \Delta)$$

Momento primario en tercera etapa de carga

$$M_{prim3}(x) := cant \cdot P_e \cdot (e_{y26}(x) + e_{y27}(x) + e_{y28}(x) + e_{y32}(x) + e_{y33a}(x) + e_{y33b}(x))$$



- Estimación de momento secundario por presfuerzo

Estimación de Reacciones en la pila 1 (x=0) por efectos secundarios (Trabajo Virtual)

Momento debido a carga unitaria en la ubicación de la pila 1

$$m1(x) := \begin{cases} \text{if } x < -46.5 \\ \quad \parallel 0 \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } -46.5 \leq x < 0 \\ \quad \parallel (0.64 \cdot x + 0.64 \cdot 46.5) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } 0 \leq x < 82.8 \\ \quad \parallel (-0.36 \cdot x + 0.36 \cdot 82.8) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else} \\ \quad \parallel 0 \text{ tonf} \cdot \text{m} \end{cases}$$

Deflexión en la ubicación de la pila 1 debido a Momento primario



$$\delta_{1prim} := \int_{-46.5}^{124.2} \frac{m1(x) \cdot M_{prim3}(x)}{E \cdot I_t(x)} \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^3 \, dx = 1.785 \text{ cm} \quad \text{hacia arriba}$$

Deflexión por carga unitaria en pila 1

$$\delta_{11} := \int_{-46.5}^{124.2} \frac{m1(x) \cdot m1(x)}{E \cdot I_t(x)} \cdot \text{tonf} \cdot m^3 dx = 0.34 \text{ cm} \quad \text{hacia arriba}$$

$$f_{11} := \frac{\delta_{11}}{\text{tonf}}$$

Resolviendo equilibrio de Deflexiones

$$[R_1 \cdot f_{11} + \delta_{1prim} = 0] \xrightarrow{\text{solve}, R_1} -5.2428535326562575289 \cdot \text{tonf}$$

Por equilibrio de Fuerzas:

Reacción Pila 1 (x=0) por momento secundario

$$R_{p1} := -5.243 \text{ tonf}$$

Reacción Pila 2 (x=82.8) por momento secundario

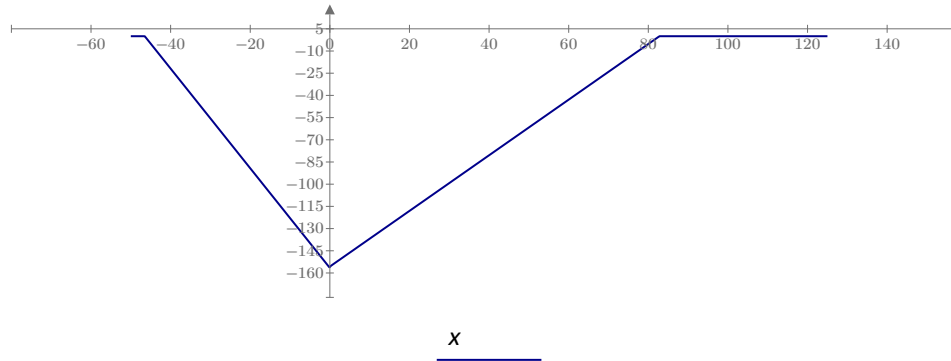
$$R_{p2} := \frac{-R_{p1} \cdot (46.5 \text{ m})}{129.3 \text{ m}} = 1.886 \text{ tonf}$$

Reacción Bastión (x=-46.5) por momento secundario

$$R_{B1} := -R_{p1} - R_{p2} = 3.357 \text{ tonf}$$

Momento secundario en tercera etapa de carga

$$M_{sec3}(x) := \begin{cases} \text{if } x < -46.5 \\ \quad \parallel 0 \text{ tonf} \cdot m \\ \text{else if } -46.5 \leq x < 0 \\ \quad \parallel (-3.368 \cdot x - 3.368 \cdot 46.5) \text{ tonf} \cdot m \\ \text{else if } 0 \leq x < 82.8 \\ \quad \parallel (1.88 \cdot x - 1.88 \cdot 82.8) \text{ tonf} \cdot m \\ \text{else} \\ \quad \parallel 0 \text{ tonf} \cdot m \end{cases}$$

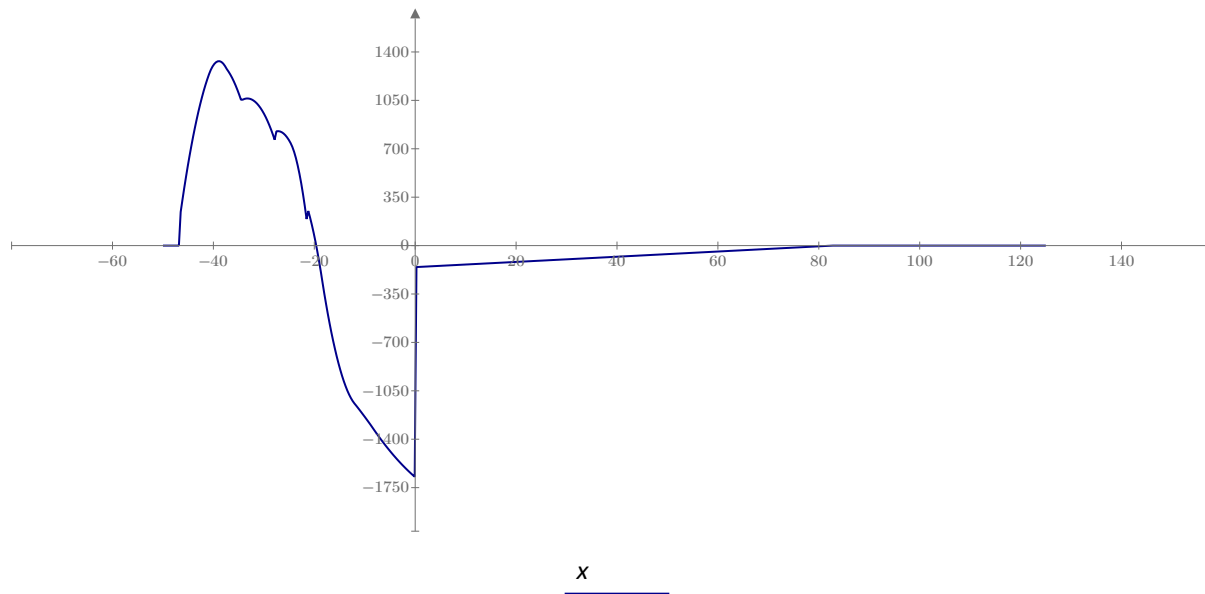


$$M_{sec3}(x) \text{ (tonf}\cdot\text{m)}$$

- Estimación de momento total por presfuerzo

Momento Total por presfuerzo en tercera etapa de carga

$$M_{TET3}(x) := M_{prim3}(x) + M_{sec3}(x)$$



$$M_{TET3}(x) \text{ (tonf}\cdot\text{m)}$$

Estimación de deflexiones solo por presfuerzo

Momento para una carga unitaria aplicada en x=-40.65

$$m1(x) := \begin{cases} \text{if } x < -46.5 \\ \quad \parallel 0 \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } -46.5 \leq x \leq -40.65 \\ \quad \parallel (0.8432880593 \cdot x + 39.2128943298) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } -40.65 < x \leq 0 \\ \quad \parallel (-0.1567113341 \cdot x - 1.4370827819) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } 0 < x \leq 82.8 \\ \quad \parallel (0.017356392 \cdot x - 1.4371088342) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else} \\ \quad \parallel 0 \text{ tonf} \cdot \text{m} \end{cases}$$

Deflexión en x=-40.65

$$\delta_1 := \int_{-46.5}^{124.2} \frac{m1(x) \cdot M_{TET3}(x)}{E \cdot I_t(x)} \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^3 \, dx = 1.91 \text{ cm} \quad \text{hacia arriba}$$

Momento para una carga unitaria aplicada en x=40.65

$$m2(x) := \begin{cases} \text{if } x < -46.5 \\ \quad \parallel 0 \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } -46.5 \leq x \leq 0 \\ \quad \parallel (-0.3933034887 \cdot x - 18.28861289229) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } 0 < x \leq 40.65 \\ \quad \parallel (0.7299347817 \cdot x - 18.2886105352) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } 40.65 < x \leq 82.8 \\ \quad \parallel (-0.2700647435 \cdot x + 22.3613749876) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else} \\ \quad \parallel 0 \text{ tonf} \cdot \text{m} \end{cases}$$

Deflexión en x=40.65

$$\delta_2 := \int_{-46.5}^{124.2} \frac{m2(x) \cdot M_{TET3}(x)}{E \cdot I_t(x)} \cdot \text{tonf} \cdot m^3 \, dx = -1.122 \text{ cm} \quad \text{hacia abajo}$$

Momento para una carga unitaria aplicada en x=42.15

$$m3(x) := \begin{cases} \text{if } x < -46.5 \\ \quad \parallel 0 \text{ tonf} \cdot m \\ \text{else if } -46.5 \leq x \leq 0 \\ \quad \parallel (-0.3903250954 \cdot x - 18.1501174349) \text{ tonf} \cdot m \\ \text{else if } 0 < x \leq 42.15 \\ \quad \parallel (0.7101463666 \cdot x - 18.1501322752) \text{ tonf} \cdot m \\ \text{else if } 42.15 < x \leq 82.8 \\ \quad \parallel (-0.2898529187 \cdot x + 23.9998410907) \text{ tonf} \cdot m \\ \text{else} \\ \quad \parallel 0 \text{ tonf} \cdot m \end{cases}$$

Deflexión en x=42.15

$$\delta_3 := \int_{-46.5}^{124.2} \frac{m3(x) \cdot M_{TET3}(x)}{E \cdot I_t(x)} \cdot \text{tonf} \cdot m^3 \, dx = -1.113 \text{ cm} \quad \text{hacia arriba}$$

Momento para una carga unitaria aplicada en x=123.45

$$m4(x) := \begin{cases} \text{if } x < -46.5 \\ \quad \parallel 0 \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } -46.5 \leq x \leq 0 \\ \quad \parallel (0.4633136668 x + 21.5440866844) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } 0 < x \leq 82.8 \\ \quad \parallel (-0.7511364493 x + 21.5440988742) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } 82.8 < x \leq 123.45 \\ \quad \parallel (1 \cdot x - 123.4500000001) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else} \\ \quad \parallel 0 \text{ tonf} \cdot \text{m} \end{cases}$$

Deflexión en x=123.45

$$\delta_4 := \int_{-46.5}^{124.2} \frac{m4(x) \cdot M_{TET3}(x)}{E \cdot I_t(x)} \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^3 \, dx = 1.347 \text{ cm} \quad \text{hacia arriba}$$

5.5 Presfuerzo Cuarta Etapa de Carga

Se considera la construcción de las dovelas de cierre, y la aplicación del presfuerzo de los cables 19a, 19b, 20, 21, 22, 23, 24, 25, según planos. Por simetría se analiza la mitad del puente como se muestra en la siguiente figura

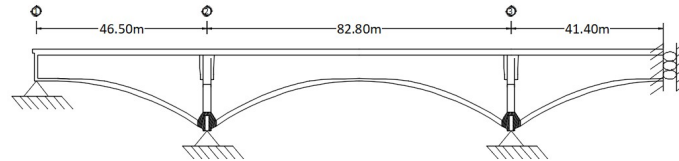


Figura 1. Vista longitudinal de tramo analizado

- Fuerza de Presfuerzo

Esfuerzo de presfuerzo inicial (según planos)

Área de presfuerzo por cable (12T13)

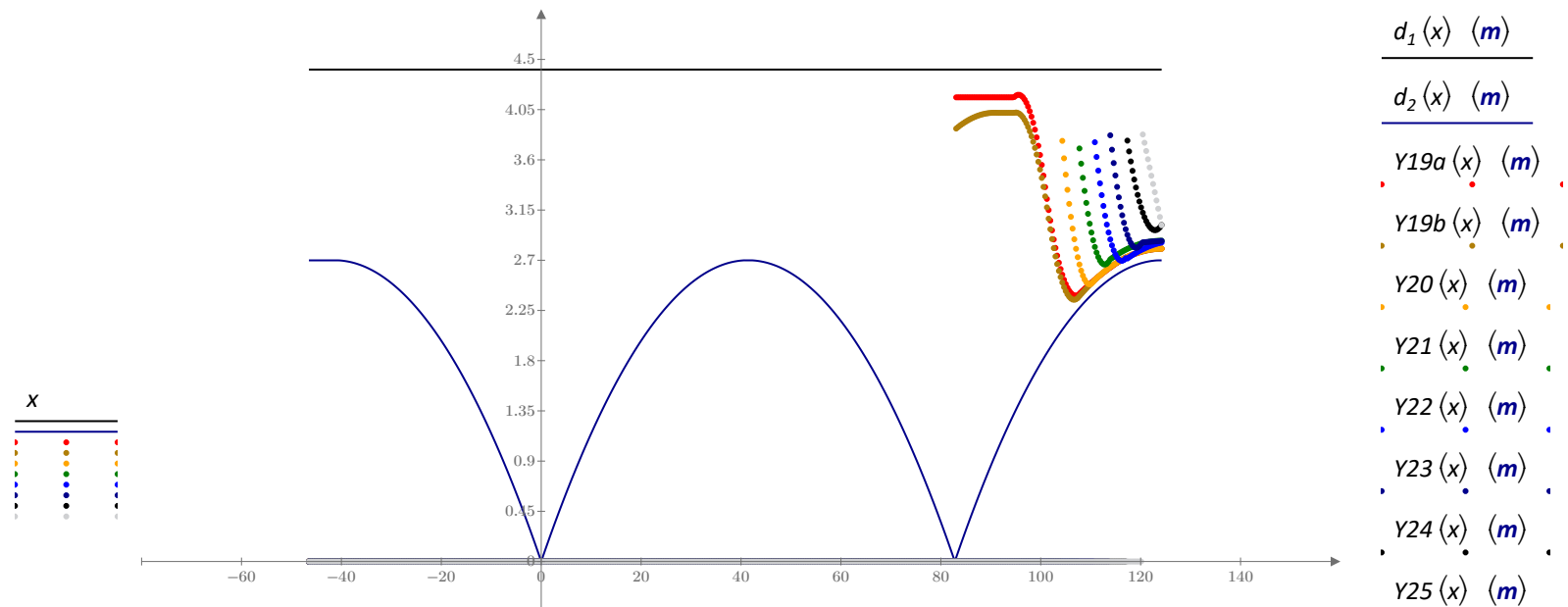
cantidad de nervios

$$f_{pi} = 14400 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$A_{presf} := 12 \cdot 0.987 \text{ cm}^2 = 11.844 \text{ cm}^2$$

$$cant := 2$$

Distribución de cables por nervio



- Estimación Fuerza de Presfuerzo

Área de acero de presfuerzo para el Torón i

$$A_{Yi}$$

Área de presfuerzo

$$A_{pE4}(x) := cant \cdot (A_{Y19a}(x) + A_{Y19b}(x) + A_{Y20}(x) + A_{Y21}(x) + A_{Y22}(x) + A_{Y23}(x) + A_{Y24}(x) + A_{Y25}(x))$$

Fuerza de presfuerzo inicial

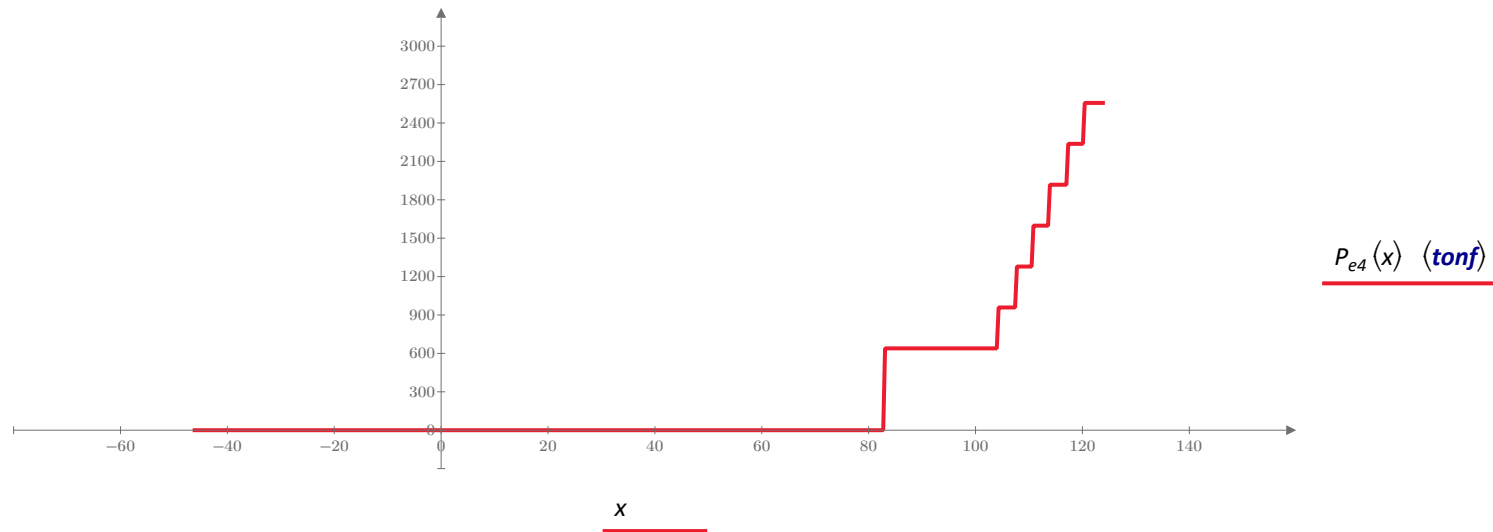
$$P_i(x) := f_{pi} \cdot A_{pE4}(x)$$

Perdidas supuestas

$$\Delta := 15\%$$

Fuerza de presfuerzo después de pérdidas

$$P_{e4}(x) := P_i(x) \cdot (1 - \Delta)$$



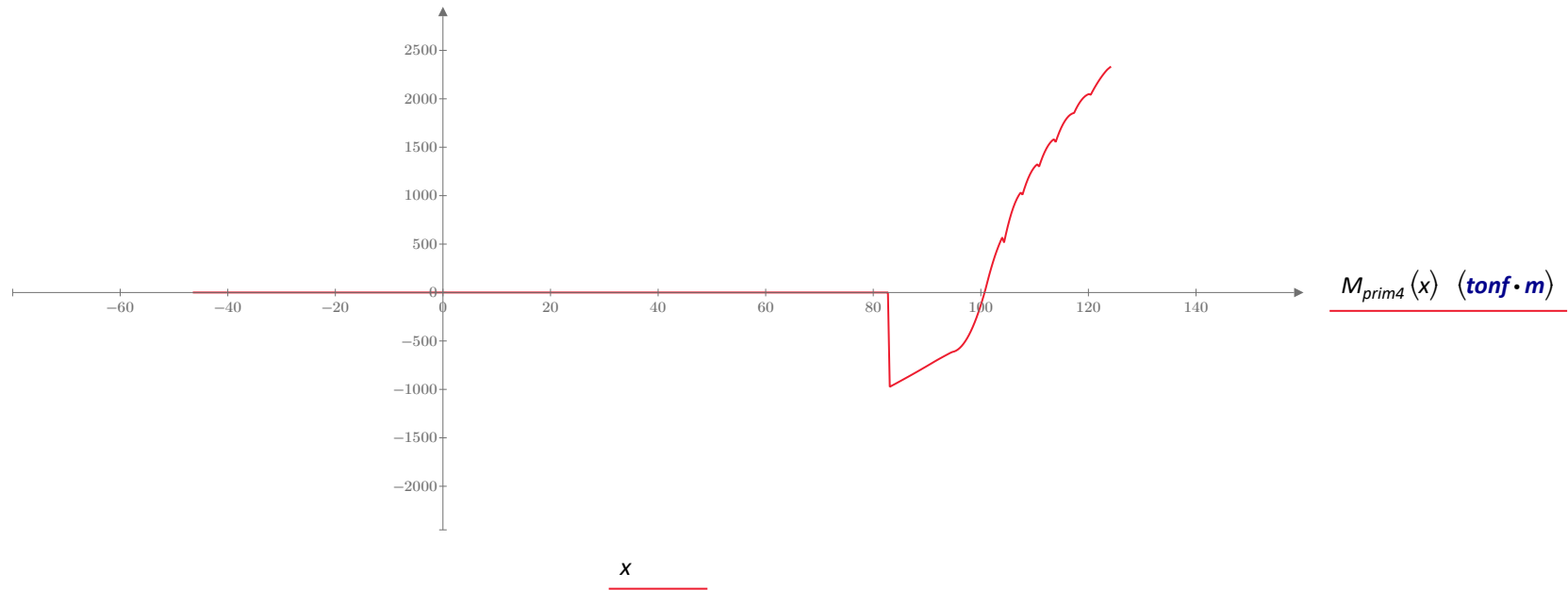
- Estimación de momento primario por presfuerzo

Fuerza de presfuerzo por cable después de pérdidas

$$P_e := f_{pi} \cdot A_{presf} \cdot (1 - \Delta)$$

Momento primario en cuarta etapa de carga

$$M_{prim4}(x) := cant \cdot P_e \cdot (e_{y19a}(x) + e_{y19b}(x) + e_{y20}(x) + e_{y21}(x) + e_{y22}(x) + e_{y23}(x) + e_{y24}(x) + e_{y25}(x))$$



- Estimación de momento secundario por presfuerzo

Estimación de Reacciones en la pila 1 (x=0) y pila 2 (x=82.2) por efectos secundarios (Trabajo Virtual)

Momento debido a carga unitaria en la ubicación de la pila 1

$$m1(x) := \begin{cases} \text{if } x < -46.5 \\ \quad \parallel 0 \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } -46.5 \leq x < 0 \\ \quad \parallel (x + 46.5) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } 0 \leq x < 124.2 \\ \quad \parallel (46.5) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else} \\ \quad \parallel 0 \text{ tonf} \cdot \text{m} \end{cases}$$

Deflexión en la ubicación de la pila 1 debido a Momento primario



$$\delta_{1prim} := \int_{-46.5}^{124.2} \frac{m1(x) \cdot M_{prim4}(x)}{E \cdot I_t(x)} \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^3 \, dx = 29.499 \text{ cm} \quad \text{hacia arriba}$$

Momento debido a carga unitaria en la ubicación de la pila 2

$$m2(x) := \begin{cases} \text{if } x < -46.5 \\ \quad \parallel 0 \text{ tonf} \cdot m \\ \text{else if } -46.5 \leq x < 82.8 \\ \quad \parallel (0.6403 x + 0.6403 \cdot 46.5) \text{ tonf} \cdot m \\ \text{else if } 82.8 \leq x < 124.2 \\ \quad \parallel (82.8) \text{ tonf} \cdot m \\ \text{else} \\ \quad \parallel 0 \text{ tonf} \cdot m \end{cases}$$

Deflexión en la ubicación de la pila 2 debido a Momento primario



$$\delta_{2prim} := \int_{-46.5}^{124.2} \frac{m2(x) \cdot M_{prim4}(x)}{E \cdot I_t(x)} \cdot \text{tonf} \cdot m^3 \, dx = 52.497 \text{ cm} \quad \text{hacia arriba}$$

Deflexión en pila 1 por carga unitaria en pila 1

$$\delta_{11} := \int_{-46.5}^{124.2} \frac{\frac{m1(x) \cdot m1(x)}{\text{tonf} \cdot \text{m}}}{E \cdot I_t(x)} \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^3 dx = 3.446 \text{ cm} \quad f_{11} := \frac{\delta_{11}}{\text{tonf}}$$

Deflexión en pila 2 por carga unitaria en pila 1

$$\delta_{12} := \int_{-46.5}^{124.2} \frac{\frac{m1(x) \cdot m2(x)}{\text{tonf} \cdot \text{m}}}{E \cdot I_t(x)} \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^3 dx = 4.669 \text{ cm} \quad f_{12} := \frac{\delta_{12}}{\text{tonf}}$$

Deflexión en pila 1 por carga unitaria en pila 2

$$\delta_{21} := \int_{-46.5}^{124.2} \frac{\frac{m2(x) \cdot m1(x)}{\text{tonf} \cdot \text{m}}}{E \cdot I_t(x)} \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^3 dx = 4.669 \text{ cm} \quad f_{21} := \frac{\delta_{21}}{\text{tonf}}$$

Deflexión en pila 2 por carga unitaria en pila 2

$$\delta_{22} := \int_{-46.5}^{124.2} \frac{\frac{m2(x) \cdot m2(x)}{\text{tonf} \cdot \text{m}}}{E \cdot I_t(x)} \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^3 dx = 6.777 \text{ cm} \quad f_{22} := \frac{\delta_{22}}{\text{tonf}}$$

Resolviendo equilibrio de Deflexiones

$$\begin{bmatrix} R_1 \cdot f_{11} + R_2 \cdot f_{12} + \delta_{1prim} = 0 \\ R_1 \cdot f_{21} + R_2 \cdot f_{22} + \delta_{2prim} = 0 \end{bmatrix} \xrightarrow{\text{solve, } R_1, R_2} [28.949107444121469763 \cdot \text{tonf} \quad -27.689102954256520106 \cdot \text{tonf}]$$

Por equilibrio de Fuerzas:

Reacción Pila 1 (x=0) por momento secundario

$$R_{p1} := 28.95 \text{ tonf}$$

Reacción Pila 2 (x=82.8) por momento secundario

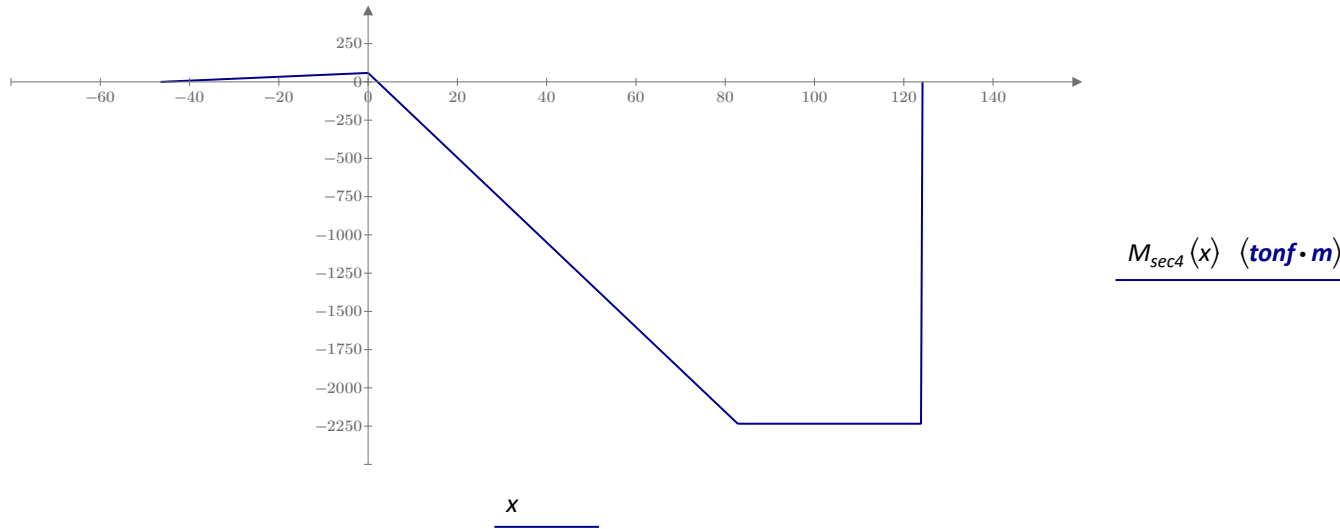
$$R_{p2} := -27.68 \text{ tonf}$$

Reacción Bastión (x=-46.5) por momento secundario

$$R_{B1} := -R_{p1} - R_{p2} = -1.27 \text{ tonf}$$

Momento secundario en cuarta etapa de carga

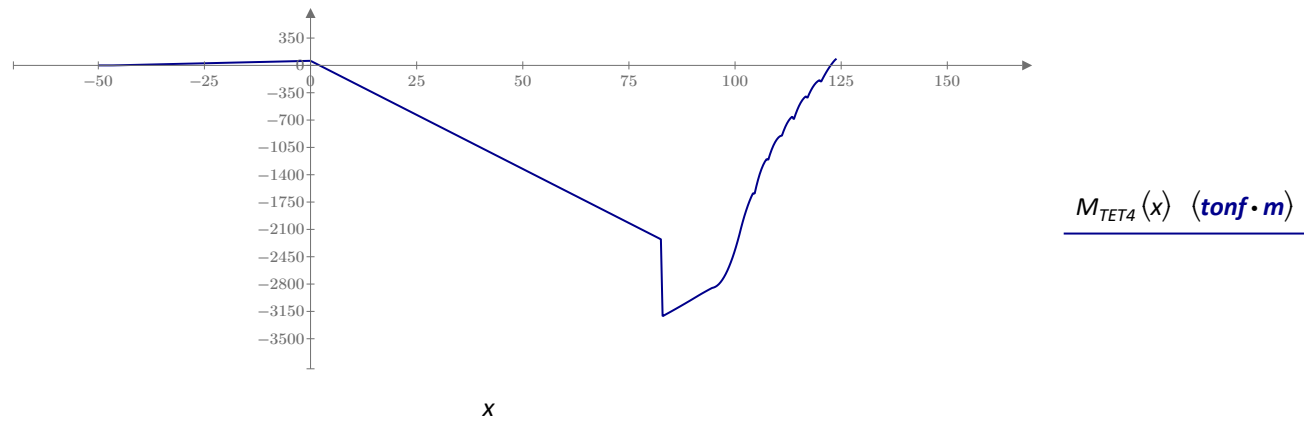
$$M_{sec4}(x) := \begin{cases} \text{if } x < -46.5 \\ \quad || 0 \text{ tonf} \cdot m \\ \text{else if } -46.5 \leq x < 0 \\ \quad || (1.26 x + 58.59) \text{ tonf} \cdot m \\ \text{else if } 0 \leq x < 82.8 \\ \quad || (-27.69 x + 58.59) \text{ tonf} \cdot m \\ \text{else if } 82.8 \leq x < 124.2 \\ \quad || -2234.14 \text{ tonf} \cdot m \\ \text{else} \\ \quad || 0 \end{cases}$$



- Estimación de momento total por presfuerzo

Momento Total por presfuerzo en cuarta etapa de carga

$$M_{TET4}(x) := M_{prim4}(x) + M_{sec4}(x)$$



Estimación de deflexiones solo por presfuerzo

Momento para una carga unitaria aplicada en x=-40.65

$$m1(x) := \begin{cases} \text{if } x < -46.5 \\ \quad \parallel 0 \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } -46.5 \leq x \leq -40.65 \\ \quad \parallel (-0.8382673849 (-46.5 - x) + 0.0000019139) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } -40.65 < x \leq 0 \\ \quad \parallel (-0.1617333298 (x) - 1.6705998799) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } 0 < x \leq 82.8 \\ \quad \parallel (0.0254970974 x - 1.6706000282) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } 82.8 < x \leq 124.2 \\ \quad \parallel (0.44056) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else} \\ \quad \parallel 0 \text{ tonf} \cdot \text{m} \end{cases}$$

Deflexión en x=-40.65

$$\delta_1 := \int_{-46.5}^{124.2} \frac{m1(x) \cdot M_{TET4}(x)}{E \cdot I_t(x)} \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^3 \, dx = 0.3 \text{ cm} \quad \text{hacia arriba}$$

Momento para una carga unitaria aplicada en x=40.65

$$m_2(x) := \begin{cases} \text{if } x < -46.5 \\ \quad \parallel 0 \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } -46.5 \leq x \leq 0 \\ \quad \parallel (-0.3375468158 x - 15.6959269638) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } 0 < x \leq 40.65 \\ \quad \parallel (0.6395407936 x - 15.6959270049) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } 40.65 < x \leq 82.8 \\ \quad \parallel (-0.3604592266 x + 24.9540736915) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } 82.8 < x \leq 124.2 \\ \quad \parallel (-4.89195) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else} \\ \quad \parallel 0 \text{ tonf} \cdot \text{m} \end{cases}$$

Deflexión en x=40.65

$$\delta_2 := \int_{-46.5}^{124.2} \frac{m_2(x) \cdot M_{TET4}(x)}{E \cdot I_t(x)} \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^3 \, dx = -2.979 \text{ cm} \quad \text{hacia abajo}$$

Momento para una carga unitaria aplicada en x=42.15

$$m3(x) := \begin{cases} \text{if } x < -46.5 \\ \quad 0 \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } -46.5 \leq x \leq 0 \\ \quad (-0.3331719683 x - 15.4924968838) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } 0 < x \leq 42.15 \\ \quad (0.6174878618 x - 15.4924965107) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } 42.15 < x \leq 82.8 \\ \quad (-0.3825121213 x + 26.6575021556) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } 82.8 < x \leq 124.2 \\ \quad (-5.0145) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else} \\ \quad 0 \text{ tonf} \cdot \text{m} \end{cases}$$

Deflexión en x=42.15

$$\delta_3 := \int_{-46.5}^{124.2} \frac{m3(x) \cdot M_{TET4}(x)}{E \cdot I_t(x)} \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^3 \, dx = -3.069 \text{ cm} \quad \text{hacia abajo}$$

Momento para una carga unitaria aplicada en x=123.45

$$m4(x) := \begin{cases} \text{if } x < -46.5 \\ \quad \parallel 0 \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } -46.5 \leq x \leq 0 \\ \quad \parallel (0.2402293417 \cdot x + 11.1706641530) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } 0 < x \leq 82.8 \\ \quad \parallel (-0.3894659474 \cdot x + 11.1706640558) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } 82.8 < x \leq 123.45 \\ \quad \parallel (1 \cdot x - 103.8771152808) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } 123.45 < x \leq 124.2 \\ \quad \parallel (19.57288) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else} \\ \quad \parallel 0 \text{ tonf} \cdot \text{m} \end{cases}$$

Deflexión en x=123.45

$$\delta_4 := \int_{-46.5}^{124.2} \frac{m4(x) \cdot M_{TET4}(x)}{E \cdot I_t(x)} \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^3 \, dx = 9.155 \text{ cm} \quad \text{hacia arriba}$$

5.6 Postensado externo en el tramo central (Quinta etapa de carga)

Se considera la aplicación del postensado externo en el tramo central (entre ejes 3 y 4), de los cables 34

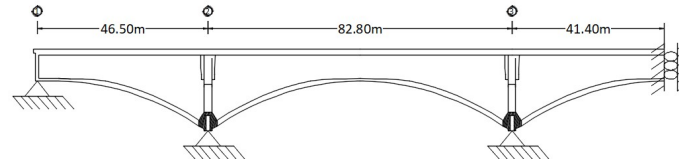


Figura 1. Vista longitudinal de tramo analizado

- Fuerza de Presfuerzo

Esfuerzo de presfuerzo inicial

$$f_{pu} := 270 \text{ ksi}$$

$$f_{pi} := 0.75 \cdot f_{pu} = 14237.159 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Área de presfuerzo por cable (19T0.6")

$$A_{presf} := 19 \cdot 1.4 \text{ cm}^2 = 26.6 \text{ cm}^2$$

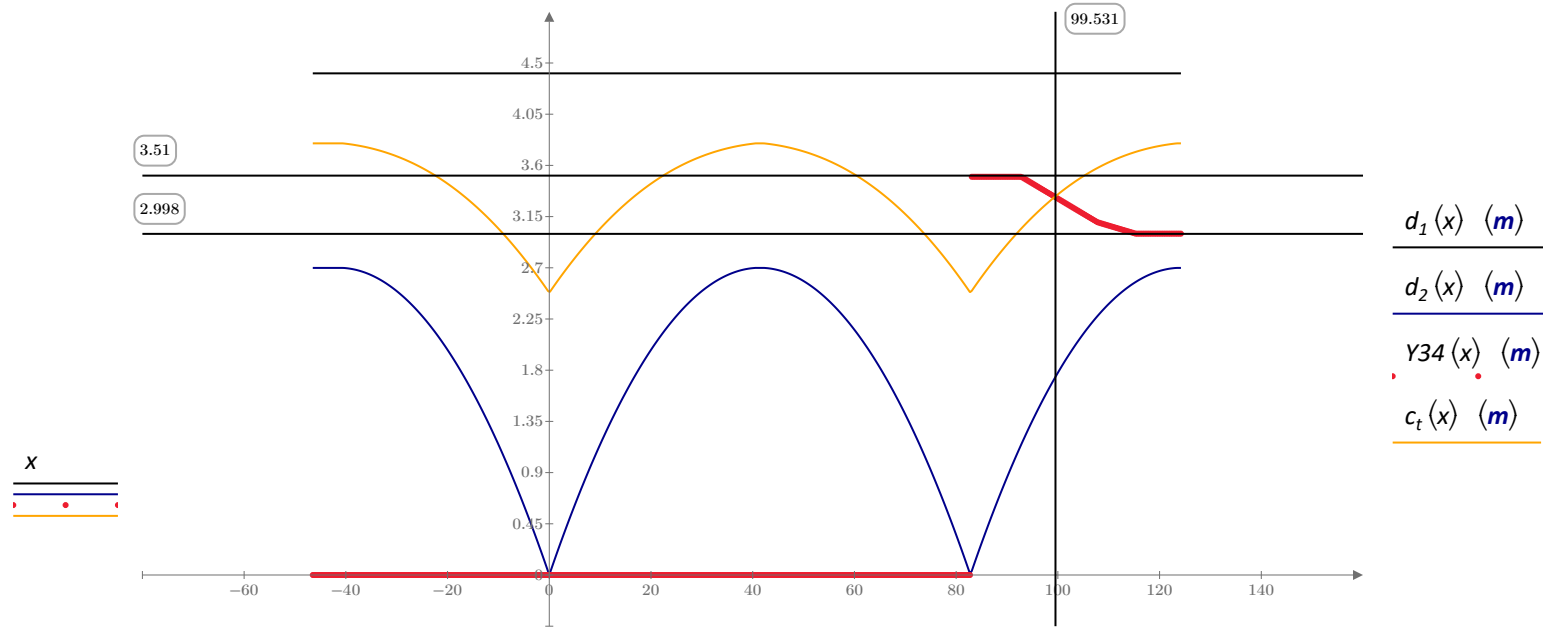
cantidad de cables

$$cant := 2$$

Perdidas supuestas

$$\Delta := 15\%$$

Distribución de cables



• Estimación Fuerza de Presfuerzo

$$A_{Y34}(x) := \begin{cases} A_{presf} & \text{if } Y_{34}(x) > 0 \\ 0 \text{ cm}^2 & \text{else} \end{cases}$$

$$Y_{ET5}(x) := \frac{A_{Y34}(x) \cdot Y_{34}(x)}{A_{Y34}(x)}$$

$$Y_{ET5}(x) := \begin{cases} \text{if } x < 0 \\ \quad || \quad 0 \text{ cm} \\ \text{else if } 82.8 \leq x < 124.2 \\ \quad || \quad Y_{ET5}(x) \\ \text{else} \\ \quad || \quad 0 \text{ cm} \end{cases}$$

Área de presfuerzo

$$A_{pE5}(x) := cant \cdot (A_{Y34}(x))$$

Fuerza de presfuerzo inicial

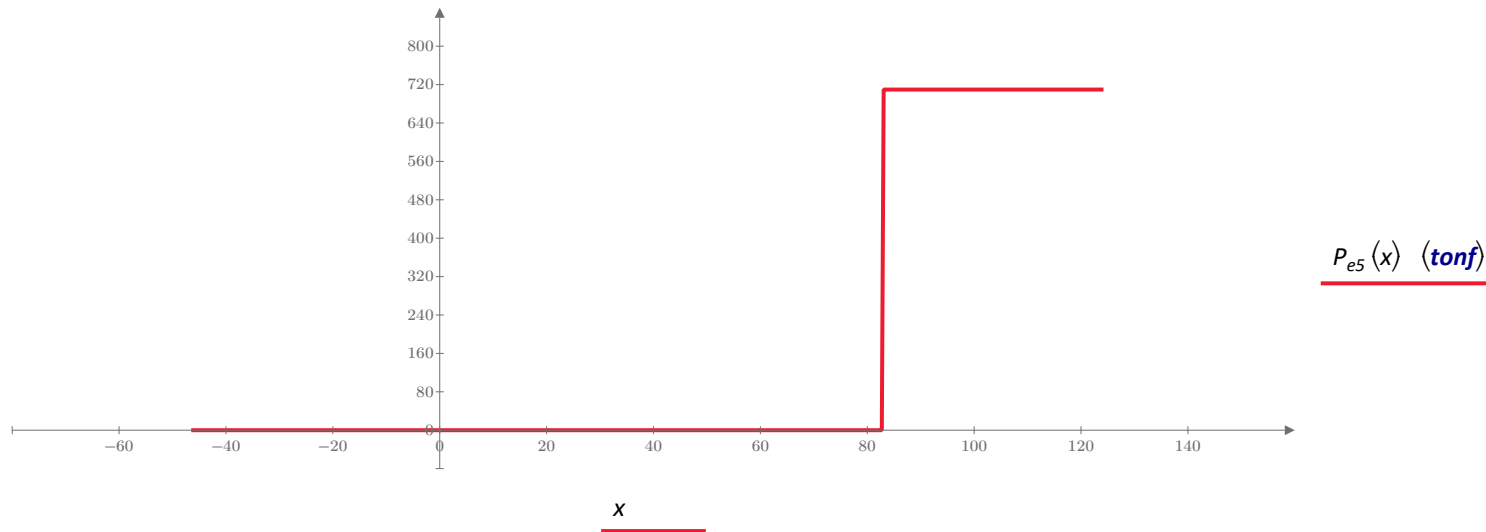
$$P_i(x) := f_{pi} \cdot A_{pE5}(x)$$

Perdidas supuestas

$$\Delta := 15\%$$

Fuerza de presfuerzo después de pérdidas

$$P_{e5}(x) := P_i(x) \cdot (1 - \Delta)$$



- Estimación de momento primario por presfuerzo

Excentricidades

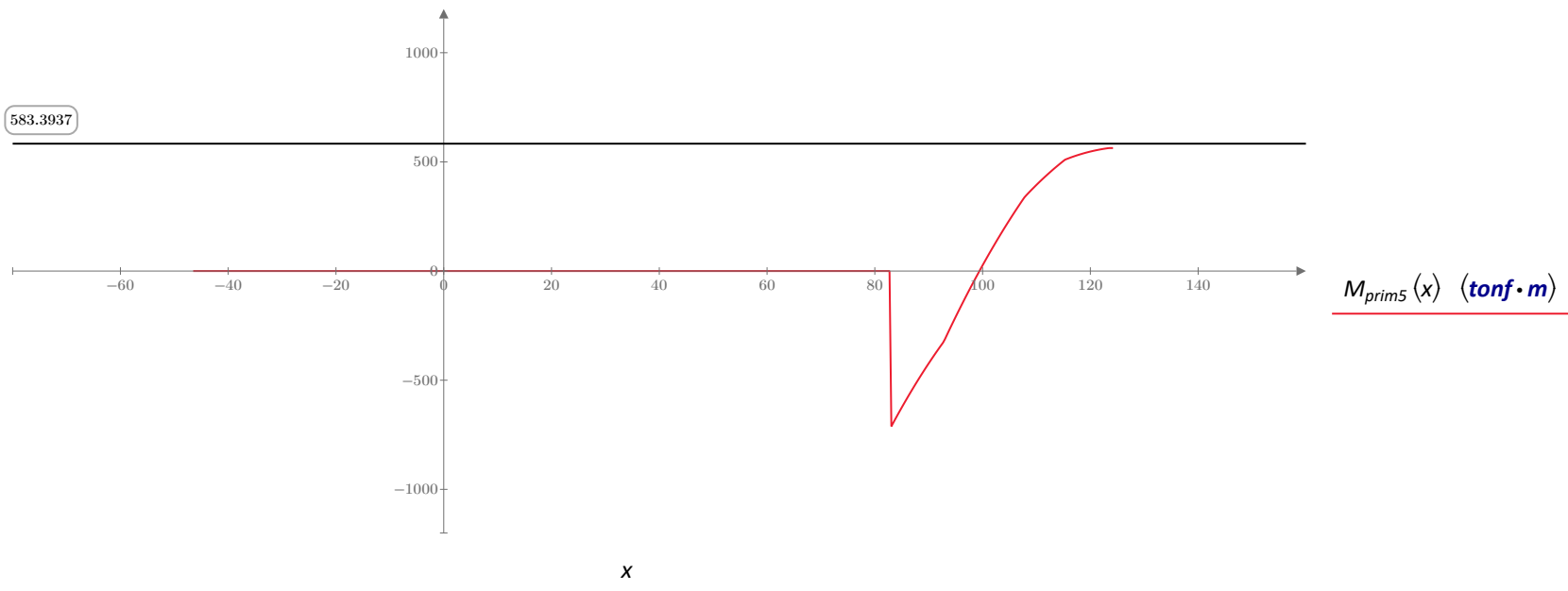
$$e_{Y34}(x) := \begin{cases} Y34(x) > 0 \\ \parallel \\ c_t(x) - Y34(x) \\ \text{else} \\ \parallel \\ 0 \text{ m} \end{cases}$$

Fuerza de presfuerzo por cable después de pérdidas

$$P_e := f_{pi} \cdot A_{presf} \cdot (1 - \Delta)$$

Momento primario en quinta etapa de carga

$$M_{prim5}(x) := cant \cdot P_e \cdot e_{Y34}(x)$$



- Estimación de momento secundario por presfuerzo

Estimación de Reacciones en la pila 1 (x=0) y pila 2 (x=82.2) por efectos secundarios (Trabajo Virtual)

Momento debido a carga unitaria en la ubicación de la pila 1

$$m1(x) := \begin{cases} \text{if } x < -46.5 \\ \quad \parallel 0 \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } -46.5 \leq x < 0 \\ \quad \parallel (x + 46.5) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } 0 \leq x < 124.2 \\ \quad \parallel (46.5) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else} \\ \quad \parallel 0 \text{ tonf} \cdot \text{m} \end{cases}$$

Deflexión en la ubicación de la pila 1 debido a Momento primario



$$\delta_{1prim} := \int_{-46.5}^{124.2} \frac{m1(x) \cdot M_{prim5}(x)}{E \cdot I_t(x)} \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^3 \, dx = 7.954 \text{ cm} \quad \text{hacia arriba}$$

Momento debido a carga unitaria en la ubicación de la pila 2

$$m2(x) := \begin{cases} \text{if } x < -46.5 \\ \quad \parallel 0 \text{ tonf} \cdot m \\ \text{else if } -46.5 \leq x < 82.8 \\ \quad \parallel (0.6403 x + 0.6403 \cdot 46.5) \text{ tonf} \cdot m \\ \text{else if } 82.8 \leq x < 124.2 \\ \quad \parallel (82.8) \text{ tonf} \cdot m \\ \text{else} \\ \quad \parallel 0 \text{ tonf} \cdot m \end{cases}$$

Deflexión en la ubicación de la pila 2 debido a Momento primario



$$\delta_{2prim} := \int_{-46.5}^{124.2} \frac{m2(x) \cdot M_{prim5}(x)}{E \cdot I_t(x)} \cdot \text{tonf} \cdot m^3 \, dx = 14.156 \text{ cm} \quad \text{hacia arriba}$$

Deflexión en pila 1 por carga unitaria en pila 1

$$\delta_{11} := \int_{-46.5}^{124.2} \frac{\frac{m1(x) \cdot m1(x)}{\text{tonf} \cdot \text{m}}}{E \cdot I_t(x)} \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^3 dx = 3.446 \text{ cm} \quad f_{11} := \frac{\delta_{11}}{\text{tonf}}$$

Deflexión en pila 2 por carga unitaria en pila 1

$$\delta_{12} := \int_{-46.5}^{124.2} \frac{\frac{m1(x) \cdot m2(x)}{\text{tonf} \cdot \text{m}}}{E \cdot I_t(x)} \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^3 dx = 4.669 \text{ cm} \quad f_{12} := \frac{\delta_{12}}{\text{tonf}}$$

Deflexión en pila 1 por carga unitaria en pila 2

$$\delta_{21} := \int_{-46.5}^{124.2} \frac{\frac{m2(x) \cdot m1(x)}{\text{tonf} \cdot \text{m}}}{E \cdot I_t(x)} \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^3 dx = 4.669 \text{ cm} \quad f_{21} := \frac{\delta_{21}}{\text{tonf}}$$

Deflexión en pila 2 por carga unitaria en pila 2

$$\delta_{22} := \int_{-46.5}^{124.2} \frac{\frac{m2(x) \cdot m2(x)}{\text{tonf} \cdot \text{m}}}{E \cdot I_t(x)} \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^3 dx = 6.777 \text{ cm} \quad f_{22} := \frac{\delta_{22}}{\text{tonf}}$$

Resolviendo equilibrio de Deflexiones

$$\begin{bmatrix} R_1 \cdot f_{11} + R_2 \cdot f_{12} + \delta_{1prim} = 0 \\ R_1 \cdot f_{21} + R_2 \cdot f_{22} + \delta_{2prim} = 0 \end{bmatrix} \xrightarrow{\text{solve, } R_1, R_2} [7.8097252132828119929 \cdot \text{tonf} \quad -7.468908053628467618 \cdot \text{tonf}]$$

Por equilibrio de Fuerzas:

Reacción Pila 1 (x=0) por momento secundario

$$R_{p1} := 7.809 \text{ tonf}$$

Reacción Pila 2 (x=82.8) por momento secundario

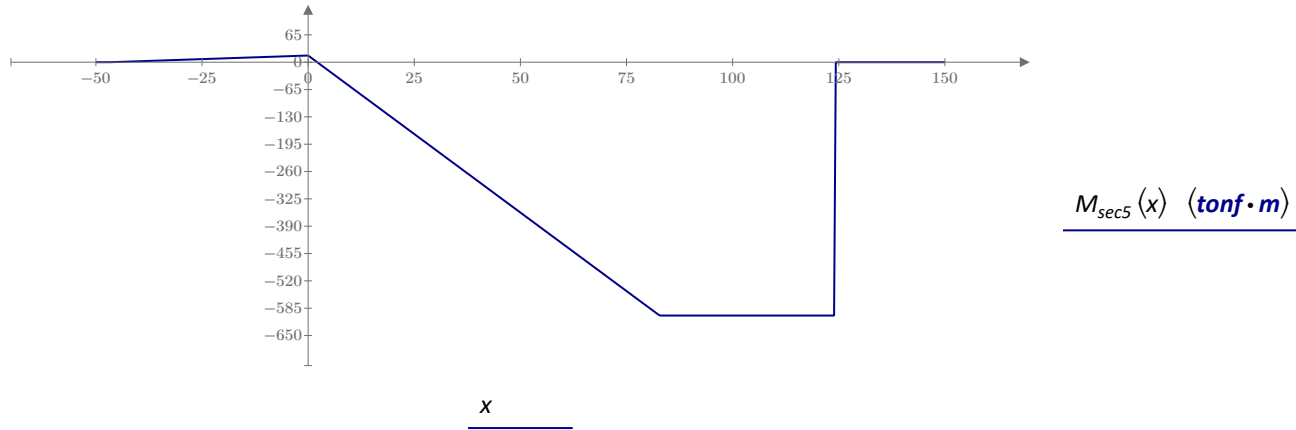
$$R_{p2} := -7.468 \text{ tonf}$$

Reacción Bastión (x=-46.5) por momento secundario

$$R_{B1} := -R_{p1} - R_{p2} = -0.341 \text{ tonf}$$

Momento secundario en quinta etapa de carga

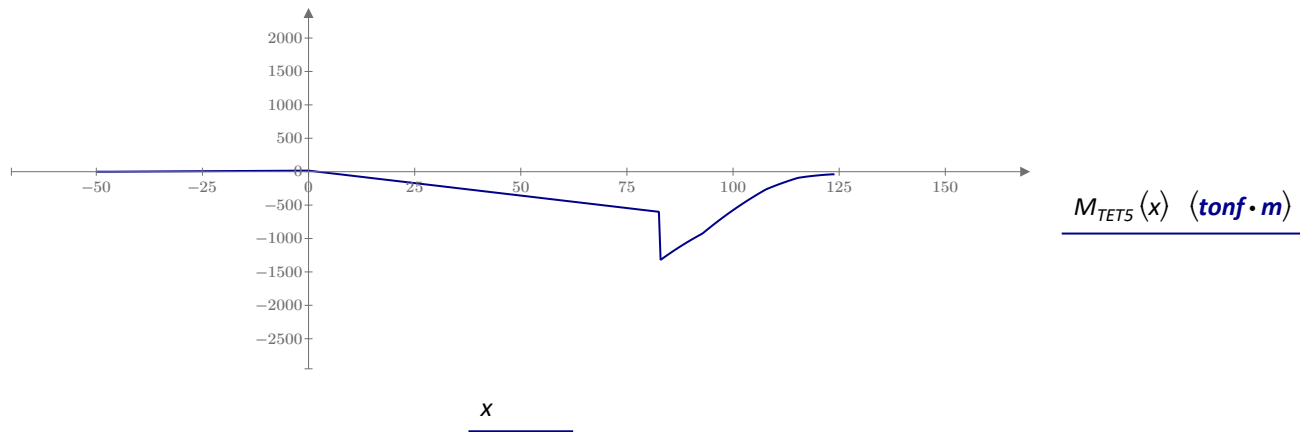
$$M_{sec5}(x) := \begin{cases} \text{if } x < -46.5 \\ \quad \parallel 0 \text{ tonf} \cdot m \\ \text{else if } -46.5 \leq x < 0 \\ \quad \parallel \left(\frac{-R_{B1}}{\text{tonf}} \cdot x + \frac{-R_{B1}}{\text{tonf}} \cdot 46.5 \right) \text{ tonf} \cdot m \\ \text{else if } 0 \leq x < 82.8 \\ \quad \parallel \left(\frac{R_{p2}}{\text{tonf}} \cdot x + \frac{-R_{B1}}{\text{tonf}} \cdot 46.5 \right) \text{ tonf} \cdot m \\ \text{else if } 82.8 \leq x < 124.2 \\ \quad \parallel \left(\frac{R_{p2}}{\text{tonf}} \cdot 82.8 + \frac{-R_{B1}}{\text{tonf}} \cdot 46.5 \right) \text{ tonf} \cdot m \\ \text{else} \\ \quad \parallel 0 \end{cases}$$



- Estimación de momento total por presfuerzo

Momento Total por presfuerzo en quinta etapa de carga

$$M_{TETS}(x) := M_{prim5}(x) + M_{sec5}(x)$$



Estimación de deflexiones solo por presfuerzo

Momento para una carga unitaria aplicada en x=-40.65

$$m1(x) := \begin{cases} \text{if } x < -46.5 \\ \quad \parallel 0 \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } -46.5 \leq x \leq -40.65 \\ \quad \parallel (-0.8382673849 (-46.5 - x) + 0.0000019139) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } -40.65 < x \leq 0 \\ \quad \parallel (-0.1617333298 (x) - 1.6705998799) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } 0 < x \leq 82.8 \\ \quad \parallel (0.0254970974 x - 1.6706000282) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } 82.8 < x \leq 124.2 \\ \quad \parallel (0.44056) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else} \\ \quad \parallel 0 \text{ tonf} \cdot \text{m} \end{cases}$$

Deflexión en x=-40.65

$$\delta_1 := \int_{-46.5}^{124.2} \frac{m1(x) \cdot M_{TETS}(x)}{E \cdot I_t(x)} \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^3 \, dx = 0.08 \text{ cm} \quad \text{hacia arriba}$$

Momento para una carga unitaria aplicada en x=40.65

$$\begin{aligned}
 m_2(x) := & \text{if } x < -46.5 \\
 & \parallel 0 \text{ tonf} \cdot \text{m} \\
 & \text{else if } -46.5 \leq x \leq 0 \\
 & \parallel (-0.3375468158 x - 15.6959269638) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\
 & \text{else if } 0 < x \leq 40.65 \\
 & \parallel (0.6395407936 x - 15.6959270049) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\
 & \text{else if } 40.65 < x \leq 82.8 \\
 & \parallel (-0.3604592266 x + 24.9540736915) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\
 & \text{else if } 82.8 < x \leq 124.2 \\
 & \parallel (-4.89195) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\
 & \text{else} \\
 & \parallel 0 \text{ tonf} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

Deflexión en x=40.65

$$\delta_2 := \int_{-46.5}^{124.2} \frac{m_2(x) \cdot M_{TETS}(x)}{E \cdot I_t(x)} \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^3 \, dx = -0.804 \text{ cm} \quad \text{hacia abajo}$$

Momento para una carga unitaria aplicada en x=42.15

$$m3(x) := \begin{cases} \text{if } x < -46.5 \\ \quad 0 \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } -46.5 \leq x \leq 0 \\ \quad (-0.3331719683 x - 15.4924968838) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } 0 < x \leq 42.15 \\ \quad (0.6174878618 x - 15.4924965107) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } 42.15 < x \leq 82.8 \\ \quad (-0.3825121213 x + 26.6575021556) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } 82.8 < x \leq 124.2 \\ \quad (-5.0145) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else} \\ \quad 0 \text{ tonf} \cdot \text{m} \end{cases}$$

Deflexión en x=42.15

$$\delta_3 := \int_{-46.5}^{124.2} \frac{m3(x) \cdot M_{TETS}(x)}{E \cdot I_t(x)} \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^3 \, dx = -0.828 \text{ cm} \quad \text{hacia abajo}$$

Momento para una carga unitaria aplicada en x=123.45

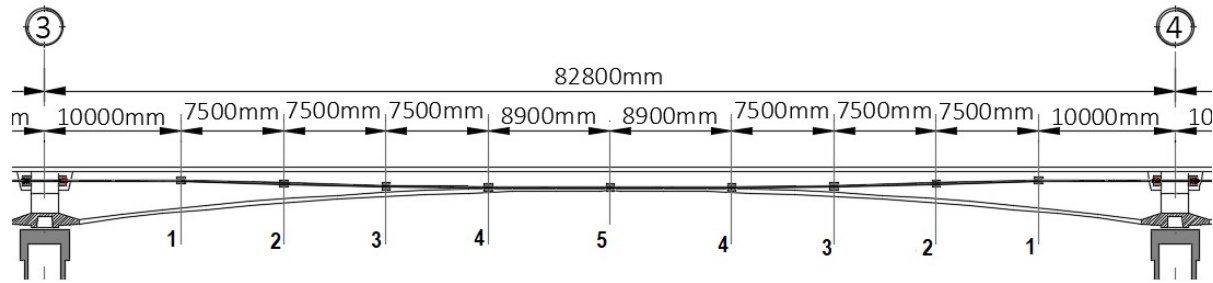
$$m4(x) := \begin{cases} \text{if } x < -46.5 \\ \quad \parallel 0 \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } -46.5 \leq x \leq 0 \\ \quad \parallel (0.2402293417 \cdot x + 11.1706641530) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } 0 < x \leq 82.8 \\ \quad \parallel (-0.3894659474 \cdot x + 11.1706640558) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } 82.8 < x \leq 123.45 \\ \quad \parallel (1 \cdot x - 103.8771152808) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } 123.45 < x \leq 124.2 \\ \quad \parallel (19.57288) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else} \\ \quad \parallel 0 \text{ tonf} \cdot \text{m} \end{cases}$$

Deflexión en x=123.45

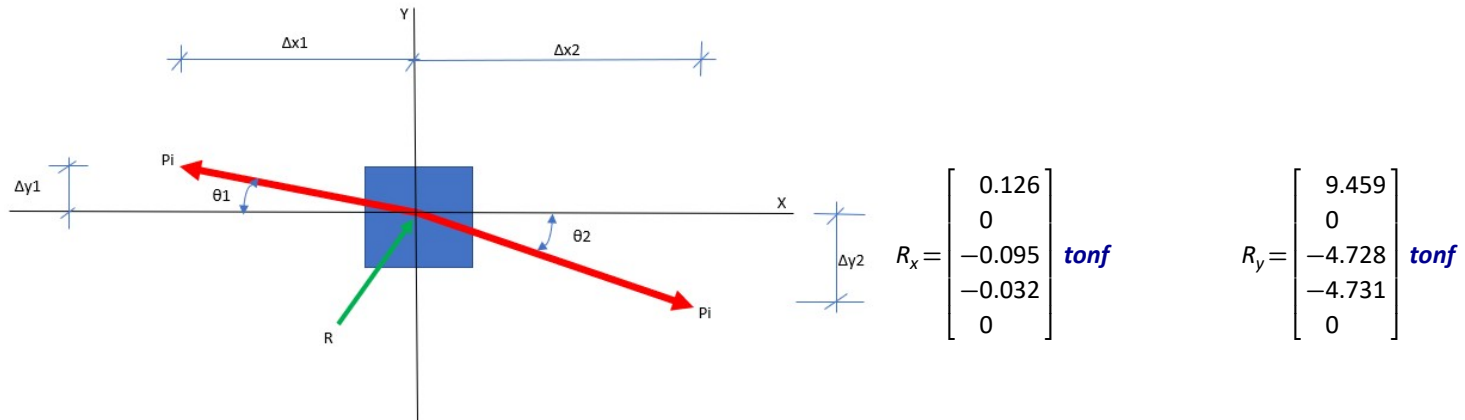
$$\delta_4 := \int_{-46.5}^{124.2} \frac{m4(x) \cdot M_{TETS}(x)}{E \cdot I_t(x)} \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^3 \, dx = 2.61 \text{ cm}$$

hacia arriba

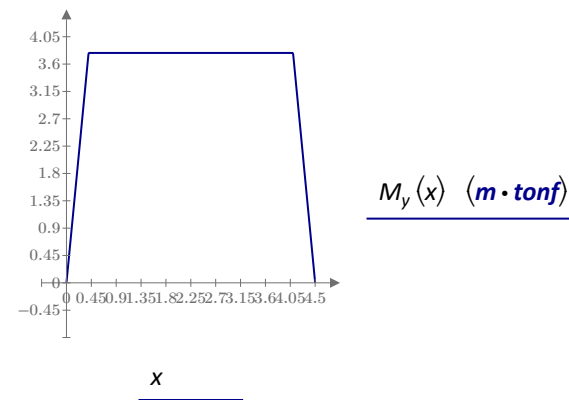
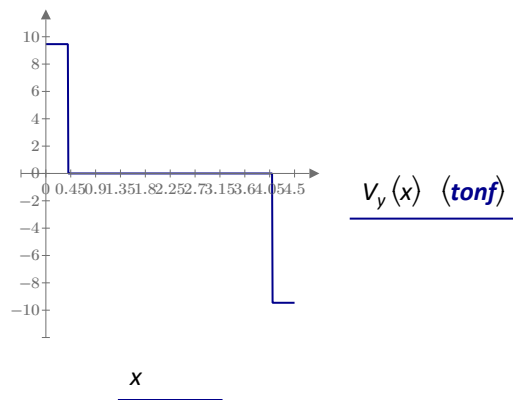
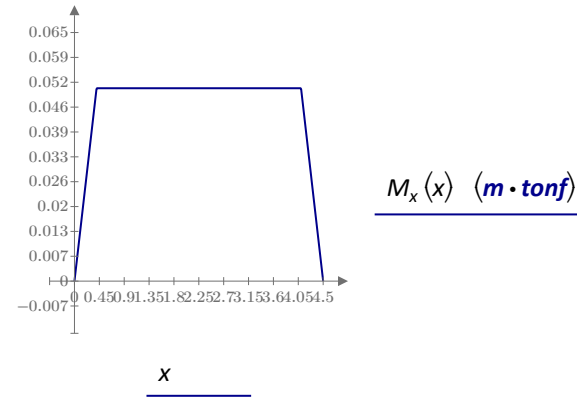
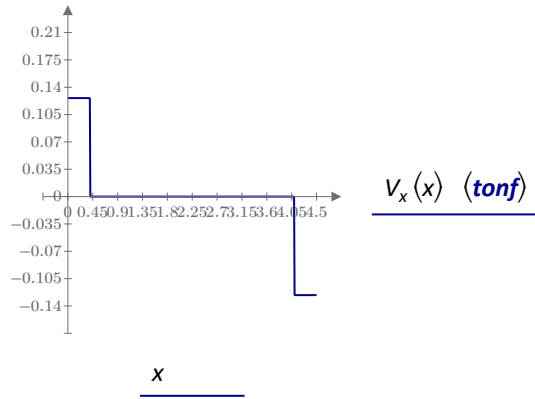
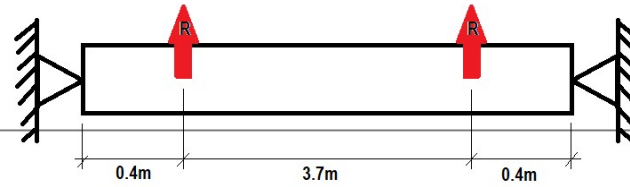
Diseño de Desviadores



Reacción de cada cable en cada uno de los desviadores



Estimación de la demanda en los desviadores



Acero requerido

$$b := 0.5 \text{ m} \quad d := 0.5 \text{ m} \quad \text{recubrimiento} := 0.05 \text{ m} \quad f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad f'_c := 550 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Demanda a flexión última $MU := 3.78 \text{ tonf} \cdot \text{m}$
 Demanda a cortante última $VU := 9.45 \text{ tonf}$

Acero Colocado $d_{var} := \frac{6}{8} \text{ in} = 1.905 \text{ cm} \quad \text{cant} := 2$

Cálculo de capacidad a flexión

$$A_s = 5.7 \text{ cm}^2$$

$$d_1 := d - \text{recubrimiento} - 1.27 \text{ cm} - \frac{d_{var}}{2} = 42.778 \text{ cm}$$

Capacidad a cortante

$$\phi_b := 0.90$$

$$\phi_b \cdot M_n = 10.039 \text{ tonf} \cdot \text{m} \quad \text{if } (\phi_b \cdot M_n \geq MU, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

Acero mínimo

$$\phi_s := 0.75$$

$$\phi_s \cdot V_n = 21.979 \text{ tonf} \quad \text{if } (\phi_s \cdot V_n \geq VU, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

$$A_{smin} := 0.0018 \cdot b \cdot d = 4.5 \text{ cm}^2 \quad \text{if } (A_s \geq A_{smin}, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

$$s_{max} := \min(5 \cdot d_1, 45 \text{ cm}) = 0.45 \text{ m}$$

Cortante por fricción

Acero Colocado

$$f_y := 10500 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad d_{var} := 25 \text{ mm} \quad \text{cant} := 2$$

$$A_{vf} := \frac{\pi \cdot d_{var}^2}{4} \cdot \text{cant} = 9.817 \text{ cm}^2$$

$$\mu := 0.6 \quad \phi := 0.85 \quad V_n := A_{vf} \cdot f_y \cdot \mu \quad \text{if } (\phi_s \cdot V_n \geq VU, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

5.7 Postensado externo en los tramos entre los ejes 2-3 y 4-5 (Sexta etapa de carga)

Se considera la aplicación del postensado externo en el tramo central (entre ejes 2-3 y 4-5), de los cables 35

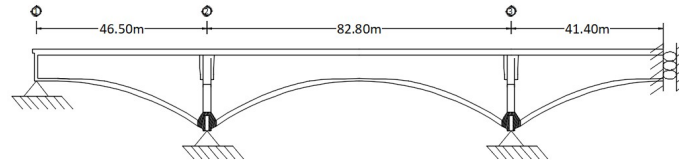
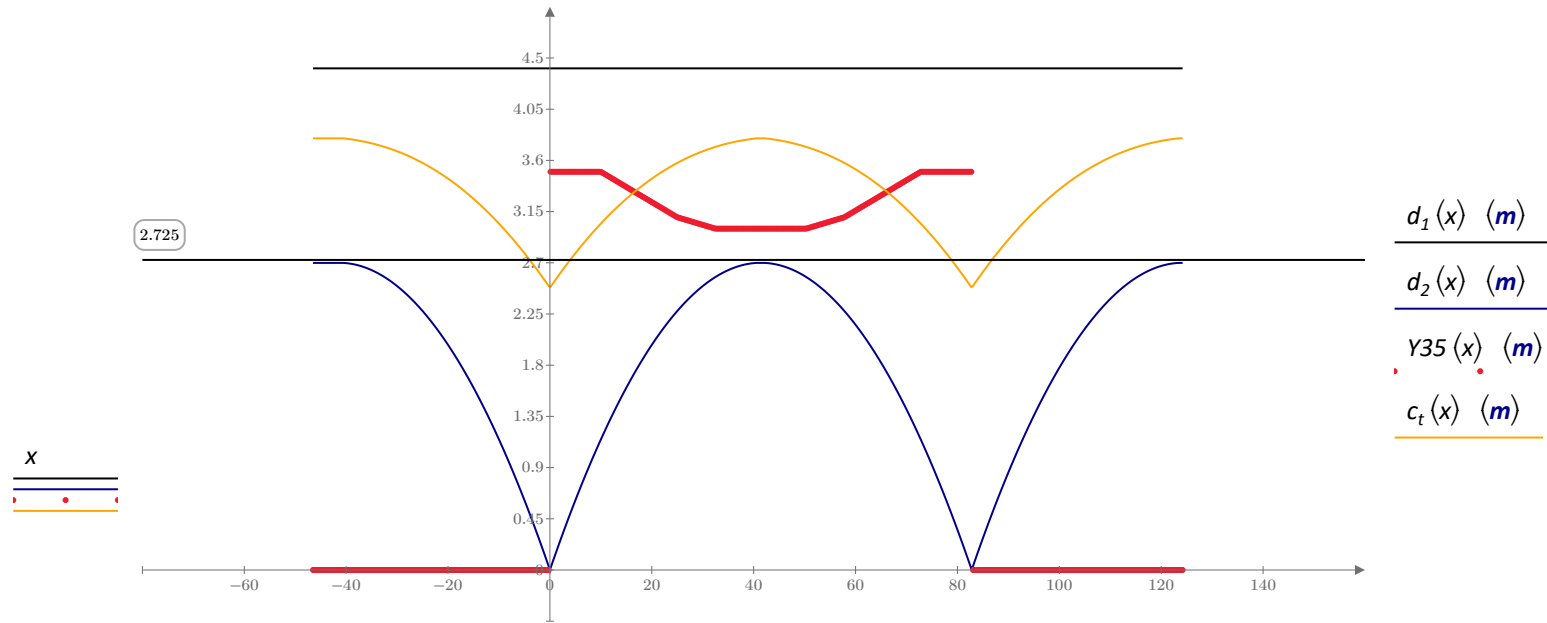


Figura 1. Vista longitudinal de tramo analizado

- Fuerza de Presfuerzo

	$f_{pu} := 270 \text{ ksi}$
Esfuerzo de presfuerzo inicial	$f_{pi} := 0.75 \cdot f_{pu} = 14237.159 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Área de presfuerzo por cable (12T0.5")	$A_{presf} := 12 \cdot 0.9871 \text{ cm}^2 = 11.845 \text{ cm}^2$
cantidad de cables	$cant := 2$
Perdidas supuestas	$\Delta := 15\%$

Distribución de cables



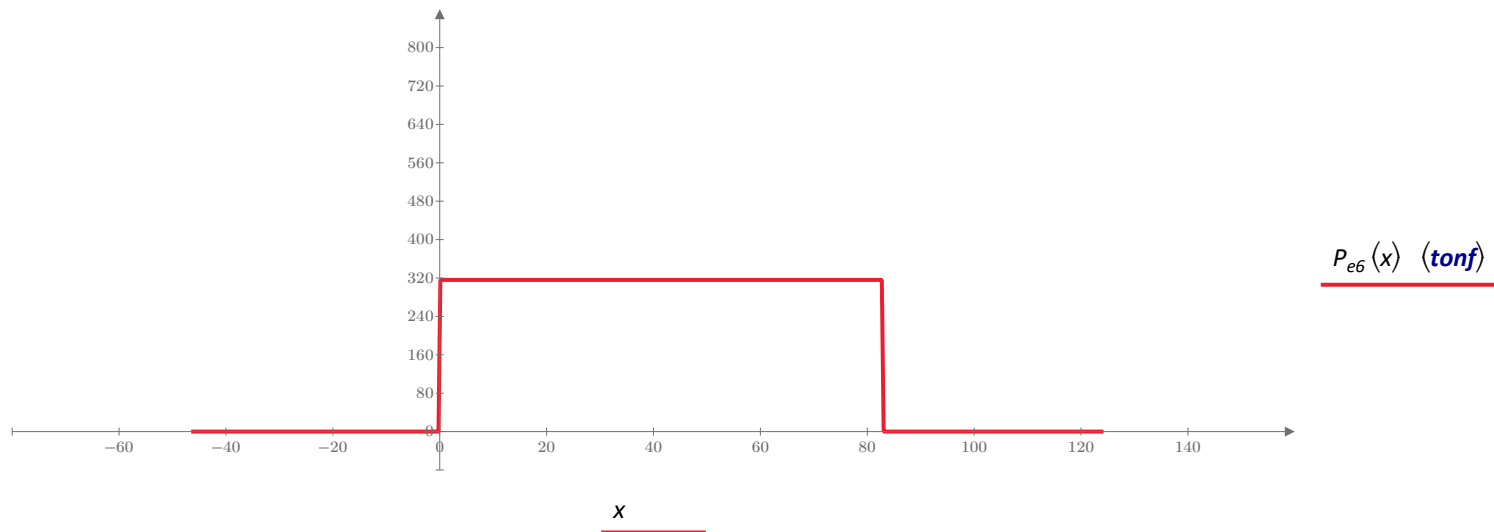
• Estimación Fuerza de Presfuerzo

$$A_{Y35}(x) := \begin{cases} A_{presf} & \text{if } Y_{35}(x) > 0 \\ 0 \text{ cm}^2 & \text{else} \end{cases}$$

$$Y_{ET6}(x) := \frac{A_{Y35}(x) \cdot Y_{35}(x)}{A_{Y35}(x)}$$

$$Y_{ET6}(x) := \begin{cases} \text{if } x < 0 \\ \quad || \quad 0 \text{ cm} \\ \text{else if } 82.8 \leq x < 124.2 \\ \quad || \quad Y_{ET6}(x) \\ \text{else} \\ \quad || \quad 0 \text{ cm} \end{cases}$$

- | | |
|------------------------------------------|------------------------------------------|
| Área de presfuerzo | $A_{pE6}(x) := cant \cdot (A_{Y35}(x))$ |
| Fuerza de presfuerzo inicial | $P_i(x) := f_{pi} \cdot A_{pE6}(x)$ |
| Perdidas supuestas | $\Delta := 15\%$ |
| Fuerza de presfuerzo después de pérdidas | $P_{e6}(x) := P_i(x) \cdot (1 - \Delta)$ |



- Estimación de momento primario por presfuerzo

Excentricidades

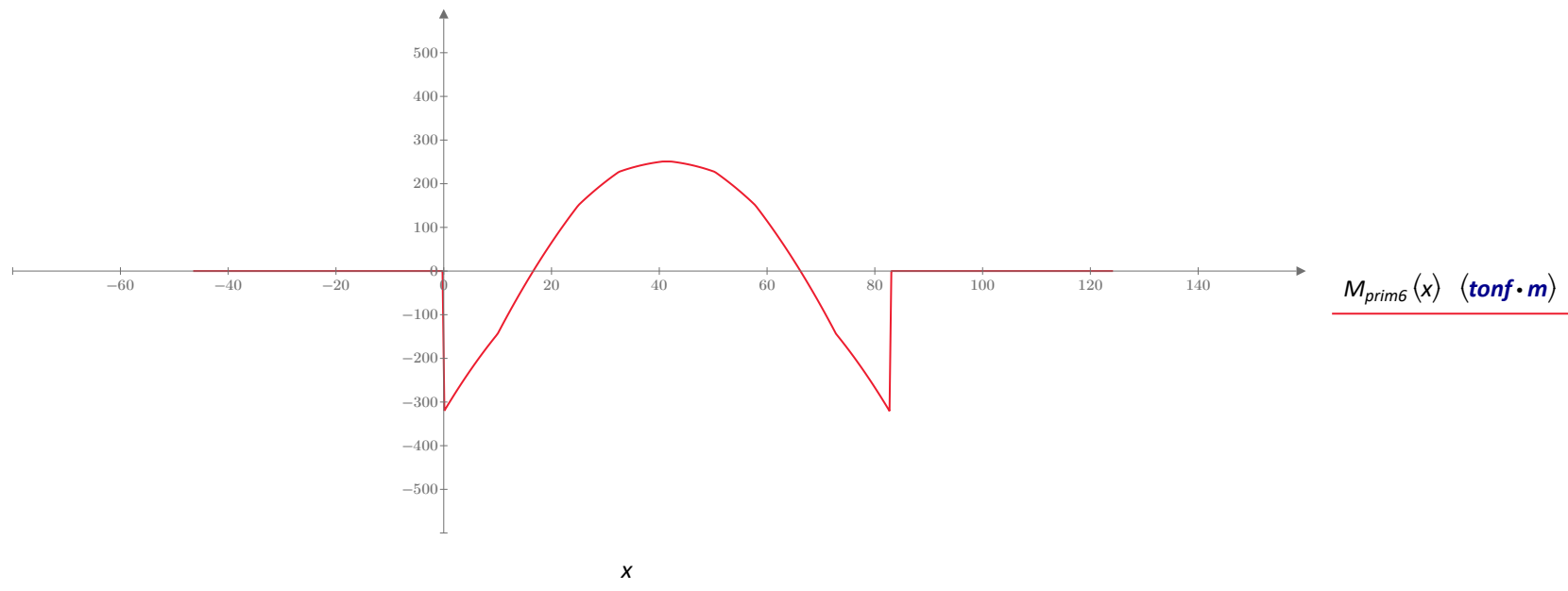
$$e_{Y35}(x) := \begin{cases} Y35(x) > 0 \\ \parallel \\ c_t(x) - Y35(x) \\ \text{else} \\ \parallel \\ 0 \text{ m} \end{cases}$$

Fuerza de presfuerzo por cable después de pérdidas

$$P_e := f_{pi} \cdot A_{presf} \cdot (1 - \Delta)$$

Momento primario en sexta etapa de carga

$$M_{prim6}(x) := cant \cdot P_e \cdot e_{Y35}(x)$$



- Estimación de momento secundario por presfuerzo

Estimación de Reacciones en la pila 1 (x=0) y pila 2 (x=82.2) por efectos secundarios (Trabajo Virtual)

Momento debido a carga unitaria en la ubicación de la pila 1

$$m1(x) := \begin{cases} \text{if } x < -46.5 \\ \quad \parallel 0 \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } -46.5 \leq x < 0 \\ \quad \parallel (x + 46.5) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } 0 \leq x < 124.2 \\ \quad \parallel (46.5) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else} \\ \quad \parallel 0 \text{ tonf} \cdot \text{m} \end{cases}$$

Deflexión en la ubicación de la pila 1 debido a Momento primario



$$\delta_{1prim} := \int_{-46.5}^{124.2} \frac{m1(x) \cdot M_{prim6}(x)}{E \cdot I_t(x)} \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^3 \, dx = 7.096 \text{ cm} \quad \text{hacia arriba}$$

Momento debido a carga unitaria en la ubicación de la pila 2

$$m2(x) := \begin{cases} \text{if } x < -46.5 \\ \quad \parallel 0 \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } -46.5 \leq x < 82.8 \\ \quad \parallel (0.6403 x + 0.6403 \cdot 46.5) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } 82.8 \leq x < 124.2 \\ \quad \parallel (82.8) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else} \\ \quad \parallel 0 \text{ tonf} \cdot \text{m} \end{cases}$$

Deflexión en la ubicación de la pila 2 debido a Momento primario



$$\delta_{2prim} := \int_{-46.5}^{124.2} \frac{\frac{m2(x)}{\text{tonf} \cdot \text{m}} \cdot \frac{M_{prim6}(x)}{\text{tonf} \cdot \text{m}}}{E \cdot I_t(x)} \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^3 dx = 8.59 \text{ cm} \quad \text{hacia arriba}$$

Deflexión en pila 1 por carga unitaria en pila 1

$$\delta_{11} := \int_{-46.5}^{124.2} \frac{\frac{m1(x) \cdot m1(x)}{\text{tonf} \cdot \text{m} \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}}}{E \cdot I_t(x)} \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^3 dx = 3.446 \text{ cm} \quad f_{11} := \frac{\delta_{11}}{\text{tonf}}$$

Deflexión en pila 2 por carga unitaria en pila 1

$$\delta_{12} := \int_{-46.5}^{124.2} \frac{\frac{m1(x) \cdot m2(x)}{\text{tonf} \cdot \text{m} \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}}}{E \cdot I_t(x)} \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^3 dx = 4.669 \text{ cm} \quad f_{12} := \frac{\delta_{12}}{\text{tonf}}$$

Deflexión en pila 1 por carga unitaria en pila 2

$$\delta_{21} := \int_{-46.5}^{124.2} \frac{\frac{m2(x) \cdot m1(x)}{\text{tonf} \cdot \text{m} \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}}}{E \cdot I_t(x)} \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^3 dx = 4.669 \text{ cm} \quad f_{21} := \frac{\delta_{21}}{\text{tonf}}$$

Deflexión en pila 2 por carga unitaria en pila 2

$$\delta_{22} := \int_{-46.5}^{124.2} \frac{\frac{m2(x) \cdot m2(x)}{\text{tonf} \cdot \text{m} \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}}}{E \cdot I_t(x)} \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^3 dx = 6.777 \text{ cm} \quad f_{22} := \frac{\delta_{22}}{\text{tonf}}$$

Resolviendo equilibrio de Deflexiones

$$\begin{bmatrix} R_1 \cdot f_{11} + R_2 \cdot f_{12} + \delta_{1prim} = 0 \\ R_1 \cdot f_{21} + R_2 \cdot f_{22} + \delta_{2prim} = 0 \end{bmatrix} \xrightarrow{\text{solve, } R_1, R_2} [-5.1204463139962204123 \cdot \text{tonf} \quad 2.259908123128693806 \cdot \text{tonf}]$$

Por equilibrio de Fuerzas:

Reacción Pila 1 (x=0) por momento secundario

$$R_{p1} := -5.12 \text{ tonf}$$

Reacción Pila 2 (x=82.8) por momento secundario

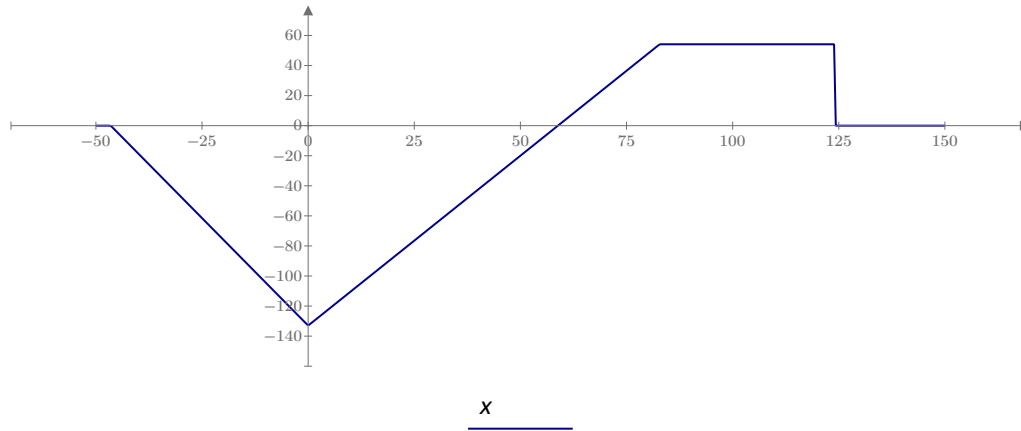
$$R_{p2} := 2.26 \text{ tonf}$$

Reacción Bastión (x=-46.5) por momento secundario

$$R_{B1} := -R_{p1} - R_{p2} = 2.86 \text{ tonf}$$

Momento secundario en sexta etapa de carga

$$M_{sec6}(x) := \begin{cases} \text{if } x < -46.5 \\ \quad \parallel 0 \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } -46.5 \leq x < 0 \\ \quad \parallel \left(\frac{-R_{B1}}{\text{tonf}} \cdot x + \frac{-R_{B1}}{\text{tonf}} \cdot 46.5 \right) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } 0 \leq x < 82.8 \\ \quad \parallel \left(\frac{R_{p2}}{\text{tonf}} \cdot x + \frac{-R_{B1}}{\text{tonf}} \cdot 46.5 \right) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } 82.8 \leq x < 124.2 \\ \quad \parallel \left(\frac{R_{p2}}{\text{tonf}} \cdot 82.8 + \frac{-R_{B1}}{\text{tonf}} \cdot 46.5 \right) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else} \\ \quad \parallel 0 \end{cases}$$

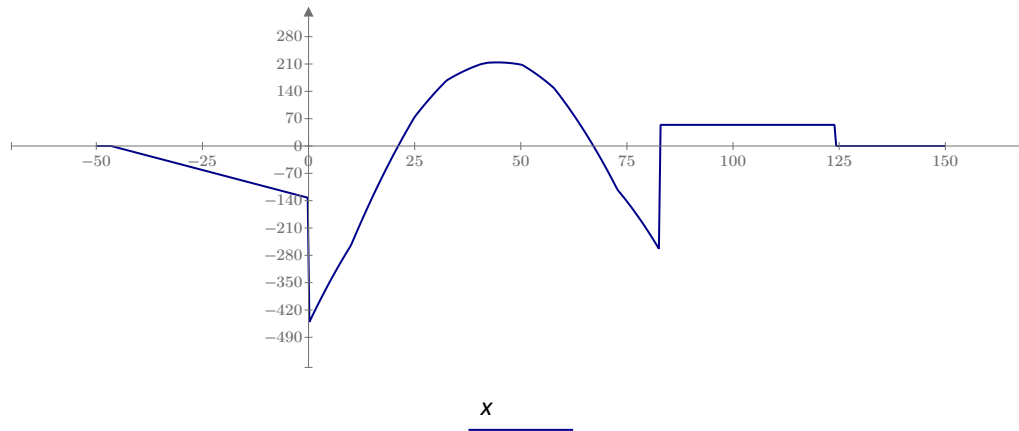


$$\underline{M_{sec6}(x) \text{ (tonf}\cdot\text{m)}}$$

- Estimación de momento total por presfuerzo

Momento Total por presfuerzo en sexta etapa de carga

$$M_{TET6}(x) := M_{prim6}(x) + M_{sec6}(x)$$



$$\underline{M_{TET6}(x) \text{ (tonf}\cdot\text{m)}}$$

Estimación de deflexiones solo por presfuerzo

Momento para una carga unitaria aplicada en x=-40.65

$$\begin{aligned}
 m1(x) := & \text{if } x < -46.5 \\
 & \parallel 0 \text{ tonf} \cdot \text{m} \\
 & \text{else if } -46.5 \leq x \leq -40.65 \\
 & \parallel (-0.8382673849 (-46.5 - x) + 0.0000019139) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\
 & \text{else if } -40.65 < x \leq 0 \\
 & \parallel (-0.1617333298 (x) - 1.6705998799) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\
 & \text{else if } 0 < x \leq 82.8 \\
 & \parallel (0.0254970974 x - 1.6706000282) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\
 & \text{else if } 82.8 < x \leq 124.2 \\
 & \parallel (0.44056) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\
 & \text{else} \\
 & \parallel 0 \text{ tonf} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

Deflexión en x=-40.65

$$\delta_1 := \int_{-46.5}^{124.2} \frac{m1(x) \cdot M_{TET6}(x)}{E \cdot I_t(x)} \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^3 \, dx = -0.099 \text{ cm hacia arriba}$$

Momento para una carga unitaria aplicada en x=40.65

$$m_2(x) := \begin{cases} \text{if } x < -46.5 \\ \quad \parallel 0 \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } -46.5 \leq x \leq 0 \\ \quad \parallel (-0.3375468158 x - 15.6959269638) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } 0 < x \leq 40.65 \\ \quad \parallel (0.6395407936 x - 15.6959270049) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } 40.65 < x \leq 82.8 \\ \quad \parallel (-0.3604592266 x + 24.9540736915) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } 82.8 < x \leq 124.2 \\ \quad \parallel (-4.89195) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else} \\ \quad \parallel 0 \text{ tonf} \cdot \text{m} \end{cases}$$

Deflexión en x=40.65

$$\delta_2 := \int_{-46.5}^{124.2} \frac{m_2(x) \cdot M_{TET6}(x)}{E \cdot I_t(x)} \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^3 \, dx = 1.204 \text{ cm} \quad \text{hacia abajo}$$

Momento para una carga unitaria aplicada en x=42.15

$$m3(x) := \begin{cases} \text{if } x < -46.5 \\ \quad 0 \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } -46.5 \leq x \leq 0 \\ \quad (-0.3331719683 x - 15.4924968838) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } 0 < x \leq 42.15 \\ \quad (0.6174878618 x - 15.4924965107) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } 42.15 < x \leq 82.8 \\ \quad (-0.3825121213 x + 26.6575021556) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } 82.8 < x \leq 124.2 \\ \quad (-5.0145) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else} \\ \quad 0 \text{ tonf} \cdot \text{m} \end{cases}$$

Deflexión en x=42.15

$$\delta_3 := \int_{-46.5}^{124.2} \frac{m3(x) \cdot M_{TET6}(x)}{E \cdot I_t(x)} \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^3 \, dx = 1.213 \text{ cm} \quad \text{hacia abajo}$$

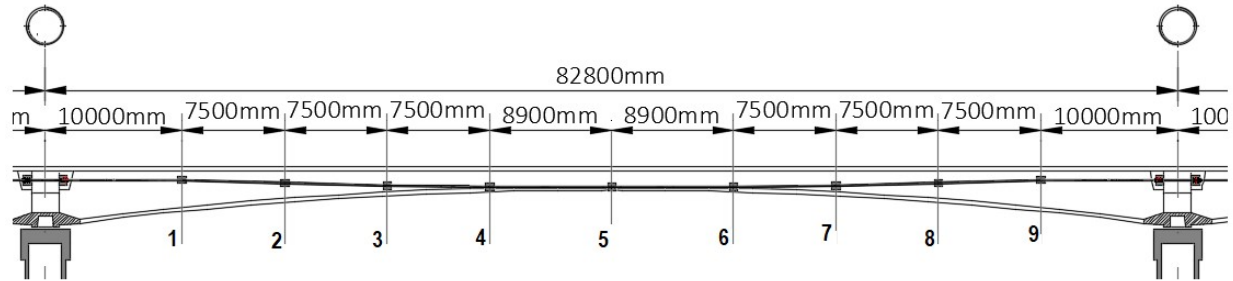
Momento para una carga unitaria aplicada en x=123.45

$$m4(x) := \begin{cases} \text{if } x < -46.5 \\ \quad \parallel 0 \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } -46.5 \leq x \leq 0 \\ \quad \parallel (0.2402293417 \cdot x + 11.1706641530) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } 0 < x \leq 82.8 \\ \quad \parallel (-0.3894659474 \cdot x + 11.1706640558) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } 82.8 < x \leq 123.45 \\ \quad \parallel (1 \cdot x - 103.8771152808) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else if } 123.45 < x \leq 124.2 \\ \quad \parallel (19.57288) \text{ tonf} \cdot \text{m} \\ \text{else} \\ \quad \parallel 0 \text{ tonf} \cdot \text{m} \end{cases}$$

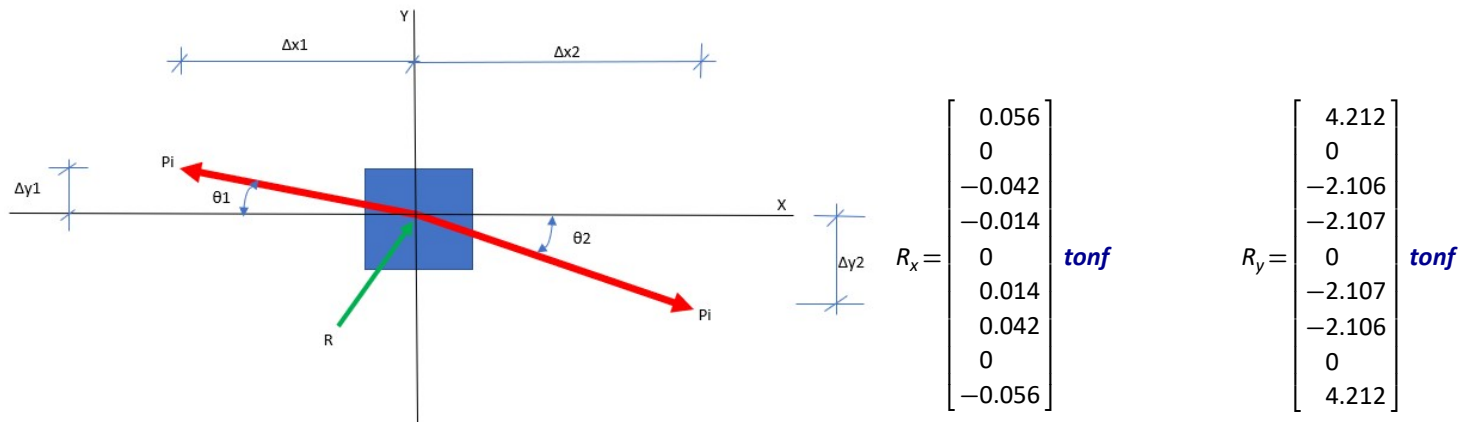
Deflexión en x=123.45

$$\delta_4 := \int_{-46.5}^{124.2} \frac{m4(x) \cdot M_{TET6}(x)}{E \cdot I_t(x)} \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}^3 \, dx = -0.725 \text{ cm} \quad \text{hacia arriba}$$

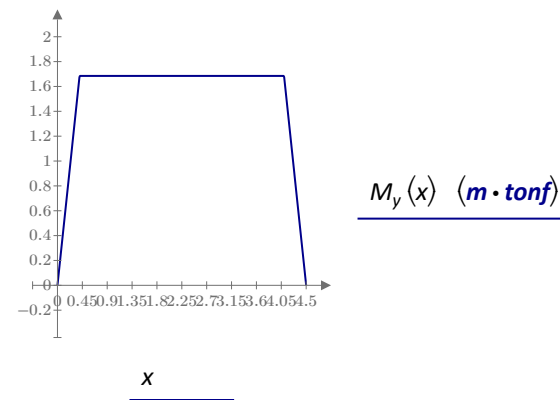
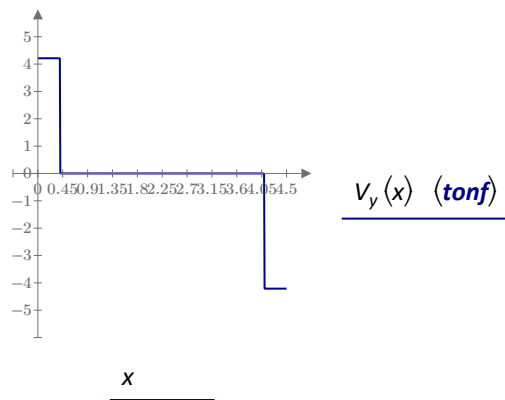
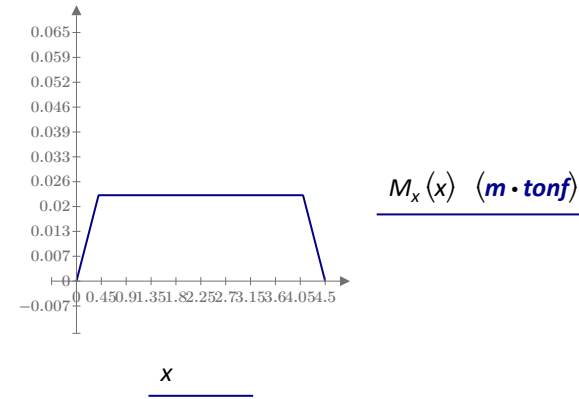
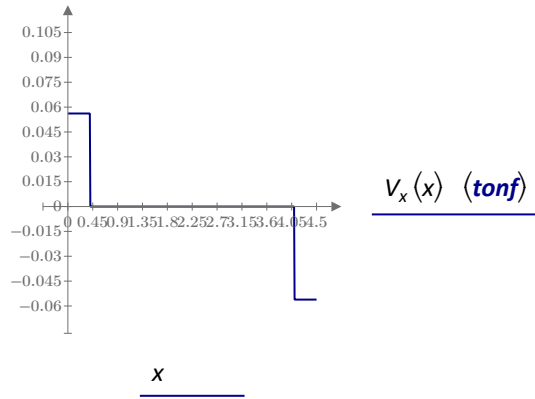
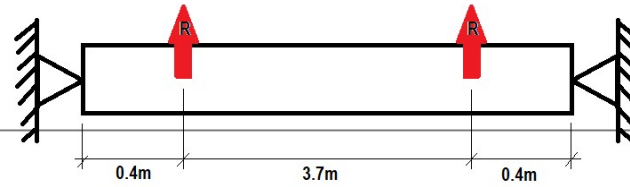
Diseño de Desviadores



Reacción de cada cable en cada uno de los desviadores



Estimación de la demanda en los desviadores



Acero requerido

$$b := 0.5 \text{ m} \quad d := 0.5 \text{ m} \quad \text{recubrimiento} := 0.05 \text{ m} \quad f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad f'_c := 550 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Demanda a flexión última $MU := 1.685 \text{ tonf} \cdot \text{m}$
 Demanda a cortante última $VU := 4.21 \text{ tonf}$

Acero Colocado $d_{var} := \frac{6}{8} \text{ in} = 1.905 \text{ cm} \quad \text{cant} := 2$

Cálculo de capacidad a flexión

$$A_s = 5.7 \text{ cm}^2$$

$$d_1 := d - \text{recubrimiento} - 1.27 \text{ cm} - \frac{d_{var}}{2} = 42.778 \text{ cm}$$

Capacidad a cortante

$$\phi_b := 0.90$$

$$\phi_b \cdot M_n = 10.039 \text{ tonf} \cdot \text{m} \quad \text{if } (\phi_b \cdot M_n \geq MU, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

Acero mínimo

$$\phi_s := 0.75$$

$$\phi_s \cdot V_n = 21.979 \text{ tonf} \quad \text{if } (\phi_s \cdot V_n \geq VU, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

$$A_{smin} := 0.0018 \cdot b \cdot d = 4.5 \text{ cm}^2 \quad \text{if } (A_s \geq A_{smin}, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

$$s_{max} := \min(5 \cdot d_1, 45 \text{ cm}) = 0.45 \text{ m}$$

Cortante por fricción

Acero Colocado

$$f_y := 10500 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad d_{var} := 25 \text{ mm} \quad \text{cant} := 2$$

$$A_{vf} := \frac{\pi \cdot d_{var}^2}{4} \cdot \text{cant} = 9.817 \text{ cm}^2$$

$$\mu := 0.6 \quad \phi := 0.85 \quad V_n := A_{vf} \cdot f_y \cdot \mu \quad \text{if } (\phi_s \cdot V_n \geq VU, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

5.8 Demandas en el Cajón

Por simetría se analiza la sección comprendida entre un tramo extremo y la mitad de un tramo central

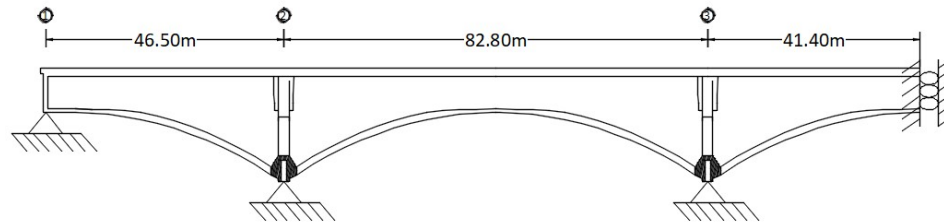
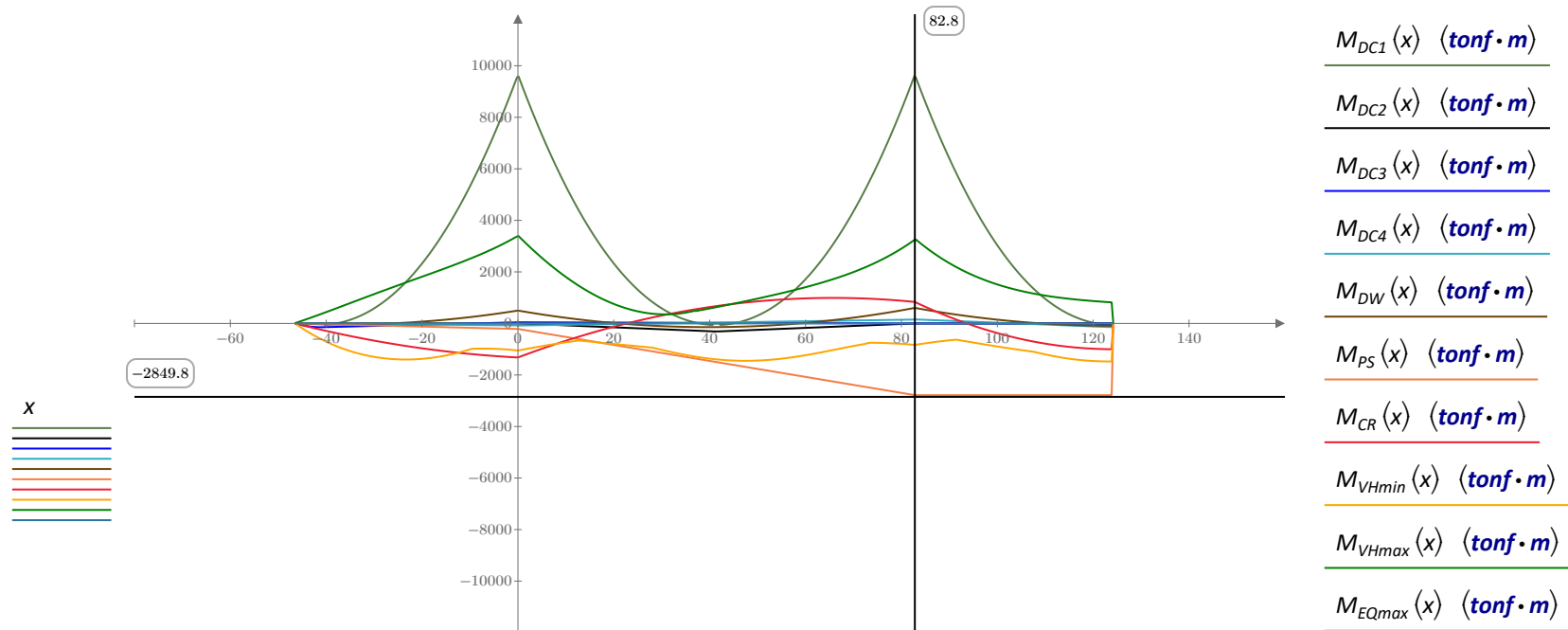


Figura 1. Vista longitudinal de tramo analizado

Demanda a Flexión



Demanda ultima a Flexión

$$M_{CU1min}(x) := 1.25 \cdot (M_{DC1}(x) + M_{DC2}(x) + M_{DC3}(x) + M_{DC4}(x)) + 1.5 \cdot M_{DW}(x) + 1.25 \cdot M_{CR}(x) + M_{PS}(x) + 1.75 \cdot M_{VHmin}(x)$$

$$M_{CU1max}(x) := 1.25 \cdot (M_{DC1}(x) + M_{DC2}(x) + M_{DC3}(x) + M_{DC4}(x)) + 1.5 \cdot M_{DW}(x) + 1.25 \cdot M_{CR}(x) + M_{PS}(x) + 1.75 \cdot M_{VHmax}(x)$$

$$M_{CU2}(x) := 1.5 \cdot (M_{DC1}(x) + M_{DC2}(x) + M_{DC3}(x) + M_{DC4}(x)) + 1.5 \cdot M_{DW}(x) + 1.25 \cdot M_{CR}(x) + M_{PS}(x)$$

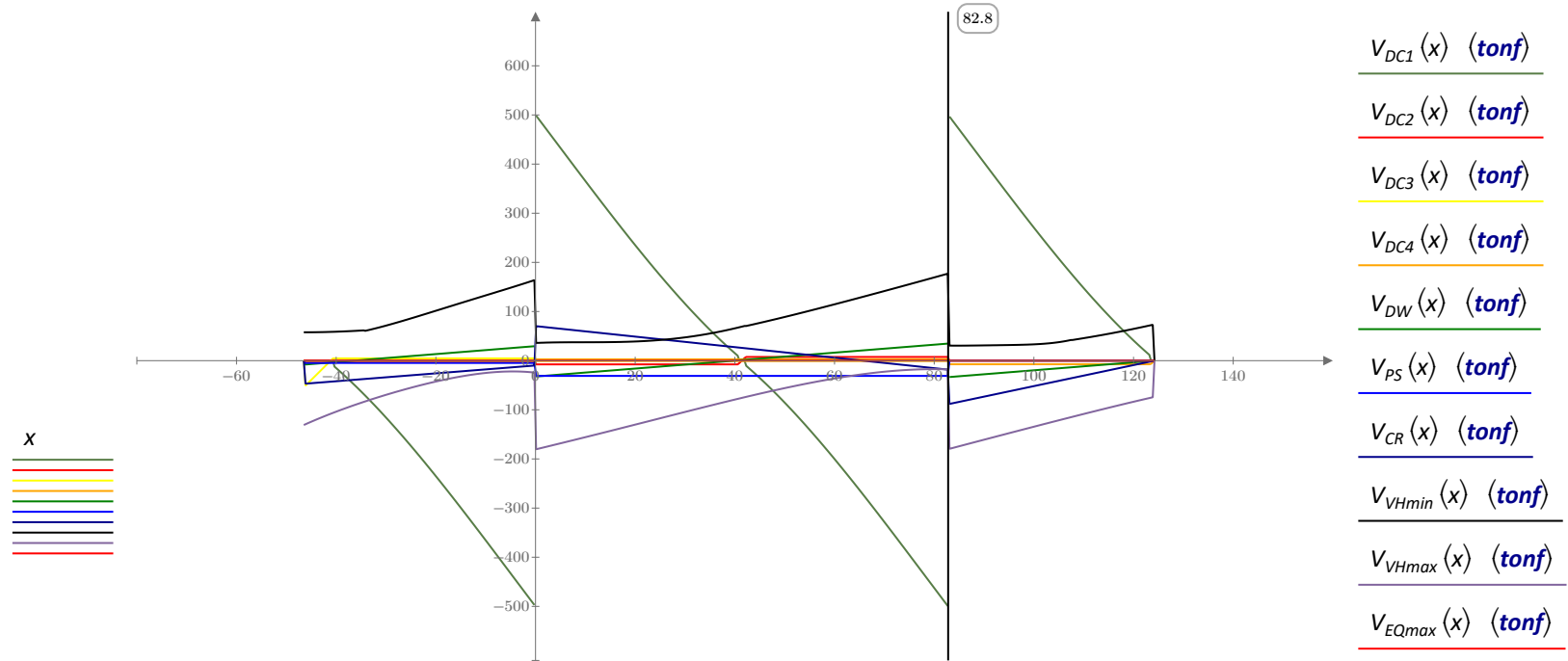
$$M_{CU3min}(x) := (M_{DC1}(x) + M_{DC2}(x) + M_{DC3}(x) + M_{DC4}(x)) + M_{DW}(x) + M_{CR}(x) + M_{PS}(x) + 0.5 \cdot M_{VHmin}(x) + M_{EQmax}(x)$$

$$M_{CU3max}(x) := (M_{DC1}(x) + M_{DC2}(x) + M_{DC3}(x) + M_{DC4}(x)) + M_{DW}(x) + M_{CR}(x) + M_{PS}(x) + 0.5 \cdot M_{VHmax}(x) + M_{EQmax}(x)$$

$$M_{CU4min}(x) := (M_{DC1}(x) + M_{DC2}(x) + M_{DC3}(x) + M_{DC4}(x)) + M_{DW}(x) + M_{CR}(x) + M_{PS}(x) + M_{VHmin}(x)$$

$$M_{CU4max}(x) := (M_{DC1}(x) + M_{DC2}(x) + M_{DC3}(x) + M_{DC4}(x)) + M_{DW}(x) + M_{CR}(x) + M_{PS}(x) + M_{VHmax}(x)$$

Demanda a Cortante



Demanda ultima a Cortante

$$V_{CU1min}(x) := 1.25 \cdot (V_{DC1}(x) + V_{DC2}(x) + V_{DC3}(x) + V_{DC4}(x)) + 1.5 \cdot V_{DW}(x) + 1.25 \cdot V_{CR}(x) + V_{PS}(x) + 1.75 \cdot V_{VHmin}(x)$$

$$V_{CU1max}(x) := 1.25 \cdot (V_{DC1}(x) + V_{DC2}(x) + V_{DC3}(x) + V_{DC4}(x)) + 1.5 \cdot V_{DW}(x) + 1.25 \cdot V_{CR}(x) + V_{PS}(x) + 1.75 \cdot V_{VHmax}(x)$$

$$V_{CU2}(x) := 1.5 \cdot (V_{DC1}(x) + V_{DC2}(x) + V_{DC3}(x) + V_{DC4}(x)) + 1.5 \cdot V_{DW}(x) + 1.25 \cdot V_{CR}(x) + V_{PS}(x)$$

$$V_{CU3min}(x) := (V_{DC1}(x) + V_{DC2}(x) + V_{DC3}(x) + V_{DC4}(x)) + V_{DW}(x) + V_{CR}(x) + V_{PS}(x) + 0.5 \cdot V_{VHmin}(x) + V_{EQmax}(x)$$

$$V_{CU3max}(x) := (V_{DC1}(x) + V_{DC2}(x) + V_{DC3}(x) + V_{DC4}(x)) + V_{DW}(x) + V_{CR}(x) + V_{PS}(x) + 0.5 \cdot V_{VHmax}(x) + V_{EQmax}(x)$$

$$V_{CU4min}(x) := (V_{DC1}(x) + V_{DC2}(x) + V_{DC3}(x) + V_{DC4}(x)) + V_{DW}(x) + V_{CR}(x) + V_{PS}(x) + V_{VHmin}(x)$$

$$V_{CU4max}(x) := (V_{DC1}(x) + V_{DC2}(x) + V_{DC3}(x) + V_{DC4}(x)) + V_{DW}(x) + V_{CR}(x) + V_{PS}(x) + V_{VHmax}(x)$$

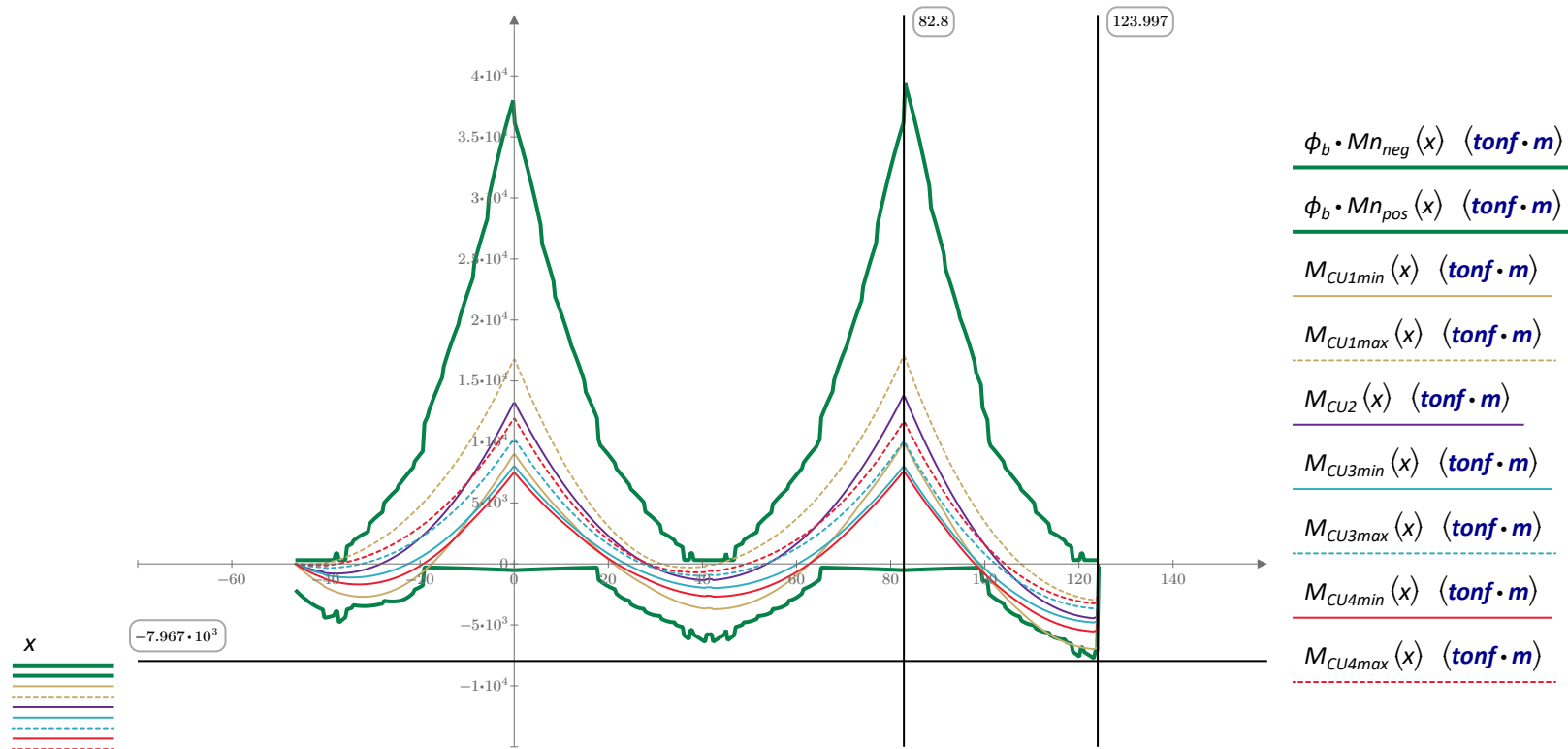
5.9 Revisión Capacidad a Flexión del Cajón

Gráfico Demanda última/Capacidad

$$Mn_{neg}(x) := Mn_{negET1}(x) + Mn_{negET2}(x) + Mn_{negET3}(x) + Mn_{negET4}(x) + Mn_{negET5}(x) + Mn_{neg}(x)$$

$$Mn_{pos}(x) := -Mn_{posET1}(x) - Mn_{posET2}(x) - Mn_{posET3}(x) - Mn_{posET4}(x) - Mn_{posET5}(x) - Mn_{pos}(x)$$

$$\phi_b := 1.0$$



5.10 Revisión Capacidad a Cortante del Cajón

Capacidad a cortante por acero de refuerzo

Cantidad de varillas	$cant := 4$
Diámetro de varilla	$d_v := 0.5 \text{ in} = 1.27 \text{ cm}$
Separación	$s := 16.6 \text{ cm}$
Área de acero de refuerzo	$A_v := cant \cdot \frac{\pi \cdot d_v^2}{4} = 5.067 \text{ cm}^2$
Capacidad nominal por acero de refuerzo	$V_s(x) := A_v \cdot f_y \cdot \frac{d_p(x)}{s}$

Capacidad a cortante por concreto

Cortante por peso propio	$V_o(x) := V_{DC1}(x) + V_{DC2}(x) + V_{DC3}(x) + V_{DC4}(x) $
Cortante no factorado	$V_{imin}(x) := V_{DW}(x) + V_{VHmin}(x)$ $V_{imax}(x) := V_{DW}(x) + V_{VHmax}(x)$
Momento no factorado	$M_{imin}(x) := M_{DW}(x) + M_{VHmin}(x)$ $M_{imax}(x) := M_{DW}(x) + M_{VHmax}(x)$
Esfuerzo a flexión por peso propio	$f_{otop}(x) := \sigma_{DC_{top}}(x)$ $f_{obot}(x) := \sigma_{DC_{bot}}(x)$

Esfuerzo a compresión debido a los esfuerzos de presfuerzo

$$f_{2p\text{top}}(x) := \sigma\text{PRES}_{\text{top}}(x)$$

$$f_{2p\text{bot}}(x) := \sigma\text{PRES}_{\text{bot}}(x)$$

Momento de inercia de la sección transversal

$$I_c(x) := I_t(x)$$

Distancia del centroide a la cara inferior de la viga

$$c_2(x) := c_t(x) - d_2(x)$$

Momento que genera fisuramiento por flexión

$$M_{\text{cretop}}(x) := \frac{I_c(x)}{c_2(x)} \cdot \left(1.6 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} + f_{2p\text{top}}(x) - f_{o\text{top}}(x) \right)$$

$$M_{\text{crebot}}(x) := \frac{I_c(x)}{c_2(x)} \cdot \left(1.6 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} + f_{2p\text{bot}}(x) - f_{o\text{bot}}(x) \right)$$

Capacidad a cortante Vci

$$V_{\text{citop}}(x) := \max \left(0.45 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b_{\text{neg}}(x) \cdot d_p(x), 0.16 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b_{\text{neg}}(x) \cdot d_p(x) + V_o(x) + \min \left(\frac{V_{\text{imax}}(x)}{M_{\text{imax}}(x)}, \frac{V_{\text{imin}}(x)}{M_{\text{imin}}(x)} \right) \cdot M_{\text{cretop}}(x) \right)$$

$$V_{\text{cibot}}(x) := \max \left(0.45 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b_{\text{pos}}(x) \cdot d_p(x), 0.16 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b_{\text{pos}}(x) \cdot d_p(x) + V_o(x) + \min \left(\frac{V_{\text{imax}}(x)}{M_{\text{imax}}(x)}, \frac{V_{\text{imin}}(x)}{M_{\text{imin}}(x)} \right) \cdot M_{\text{crebot}}(x) \right)$$

$$V_{\text{ci}}(x) := \min(V_{\text{citop}}(x), V_{\text{cibot}}(x))$$

Esfuerzo de compresión en el
centroide por Pe

$$f_{cc}(x) := \frac{P_{e1}(x) + P_{e2}(x) + P_{e3}(x) + P_{e4}(x)}{A_t(x)}$$

Componente vertical de
presfuerzo

$$V_p := 0 \text{ tonf}$$

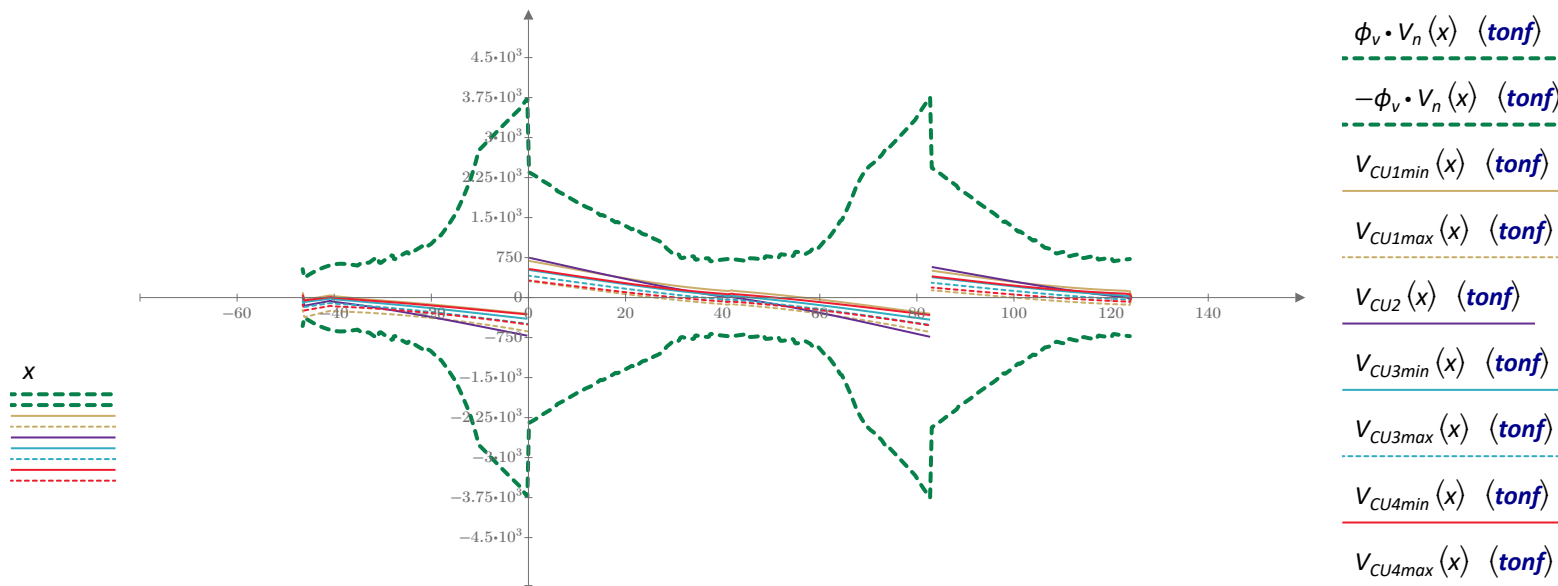
Capacidad a cortante Vcw

$$V_{cw}(x) := \left(0.93 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\frac{kgf}{cm^2}}} \cdot \frac{kgf}{cm^2} + 0.3 \cdot f_{cc}(x) \right) \cdot b_{neg}(x) \cdot d_p(x) + V_p$$

Capacidad nominal a cortante

$$V_n(x) := V_s(x) + \min(V_{ci}(x), V_{cw}(x))$$

$$\phi_v := 0.85$$



$$\phi_v \cdot V_n(x) \text{ (tonf)}$$

$$-\phi_v \cdot V_n(x) \text{ (tonf)}$$

$$V_{CU1min}(x) \text{ (tonf)}$$

$$V_{CU1max}(x) \text{ (tonf)}$$

$$V_{CU2}(x) \text{ (tonf)}$$

$$V_{CU3min}(x) \text{ (tonf)}$$

$$V_{CU3max}(x) \text{ (tonf)}$$

$$V_{CU4min}(x) \text{ (tonf)}$$

$$V_{CU4max}(x) \text{ (tonf)}$$

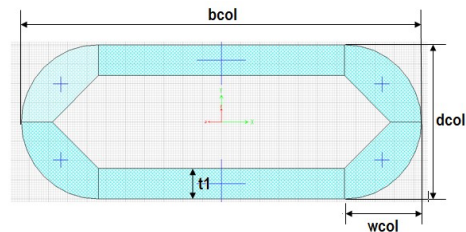
6. DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA (PILA EJE 2)

6.1 Columna

6.1.2 Geometría

Para el diseño de la columna, se supone que la carga axial permanente de la estructura existente (viga cajón y columna) ya fue transmitida a la cimentación por la sección de las columnas existentes, por lo que el encamisado de reforzamiento trabajaría para resistir únicamente las cargas temporales y accidentales (sismo).

SECCION COLUMNA EXISTENTE



Inercia en sentido transversal al puente
 Inercia en sentido longitudinal al puente
 Área de la columna

$$b_{col} := 5.20 \text{ m}$$

$$d_{col} := 2.0 \text{ m}$$

$$t_1 := 0.40 \text{ m}$$

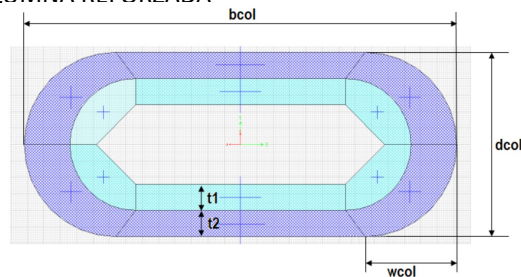
$$w_{col} := 1.0 \text{ m}$$

$$I_{trans} := 12.8293 \text{ m}^4$$

$$I_{long} := 2.4047 \text{ m}^4$$

$$A_{col} := 4.96 \text{ m}^2$$

SECCION COLUMNA REFORZADA



Inercia en sentido transversal al puente
 Inercia en sentido longitudinal al puente
 Área de la columna

$$b_{col} := 6.6 \text{ m}$$

$$d_{col} := 2.8 \text{ m}$$

$$t_1 := 0.40 \text{ m}$$

$$t_2 := 0.40 \text{ m}$$

$$w_{col} := 1.4 \text{ m}$$

$$I_{trans_ref} := 46.01 \text{ m}^4$$

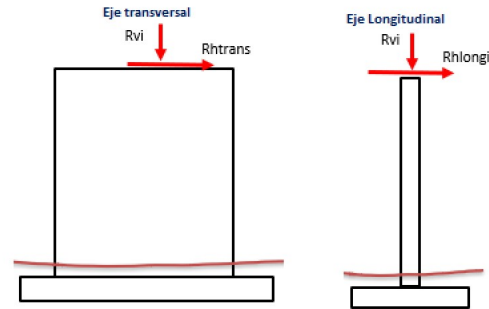
$$I_{long_ref} := 9.43 \text{ m}^4$$

$$A_{col_ref} := 12.198 \text{ m}^2$$

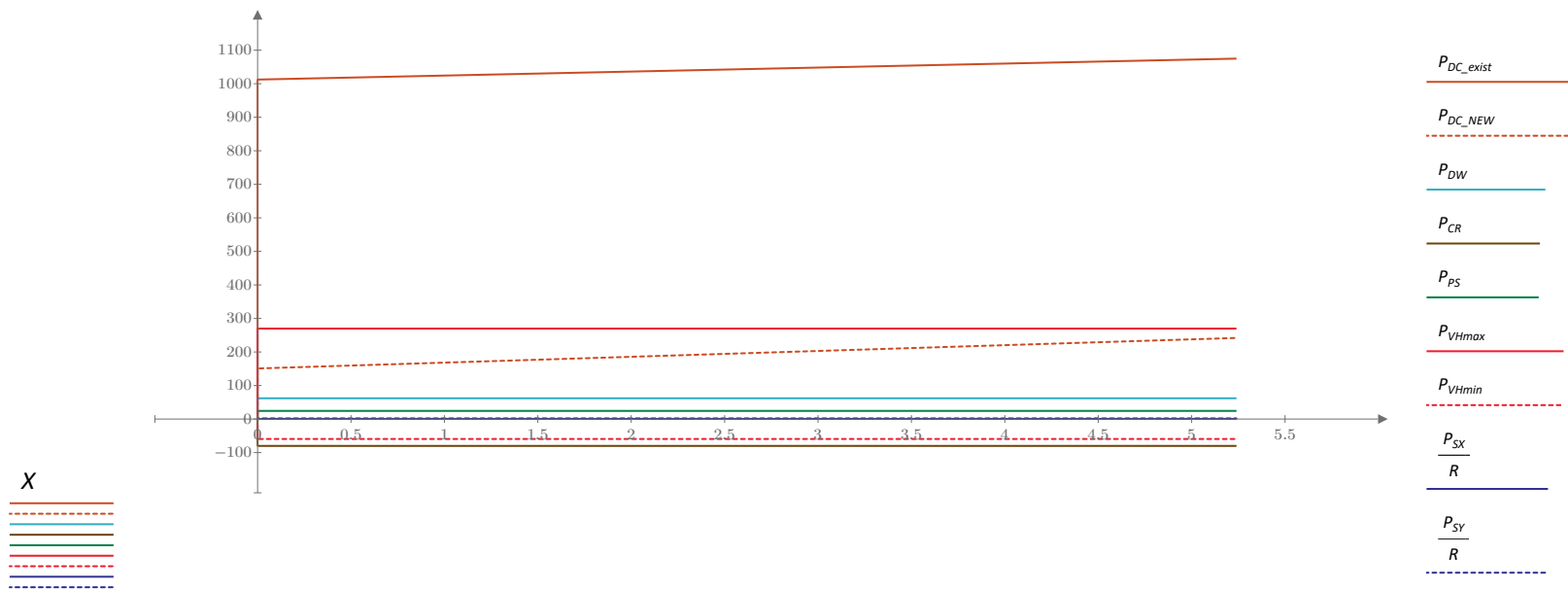
$$H_{col} := 5.24 \text{ m}$$

ALTURA TOTAL DE LA COLUMNA

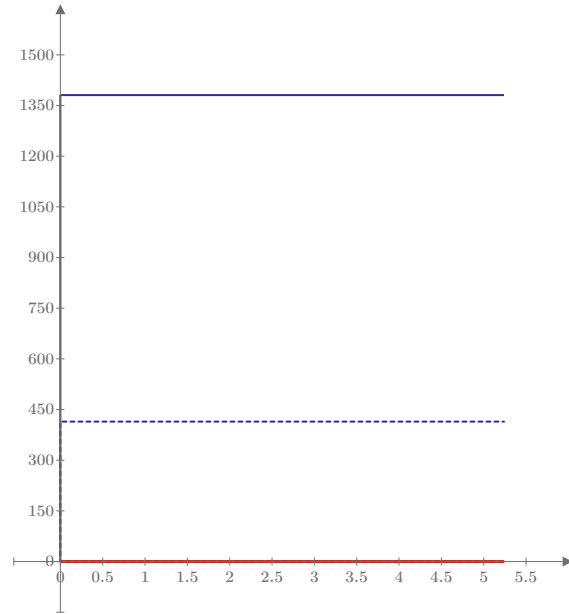
6.1.3 Demanda



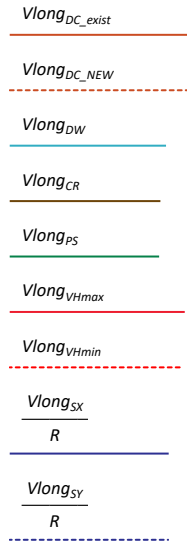
Demanda Axial (tonf)



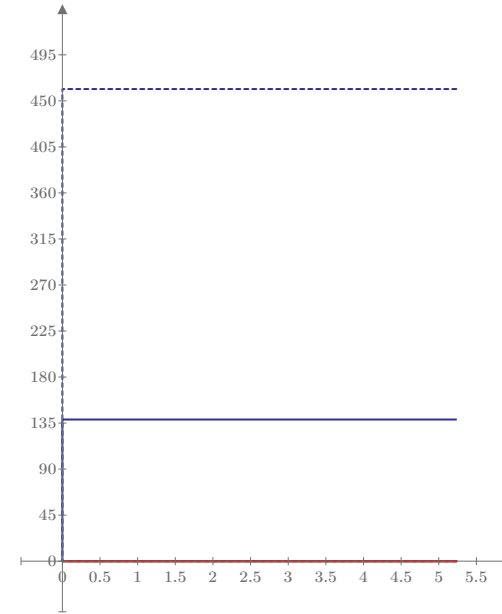
Cortante Eje Longitudinal(tonf)



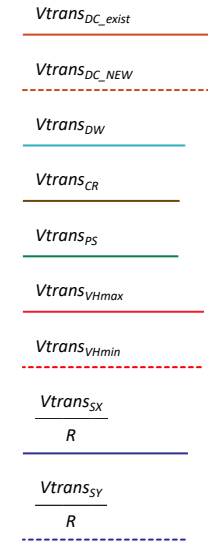
X



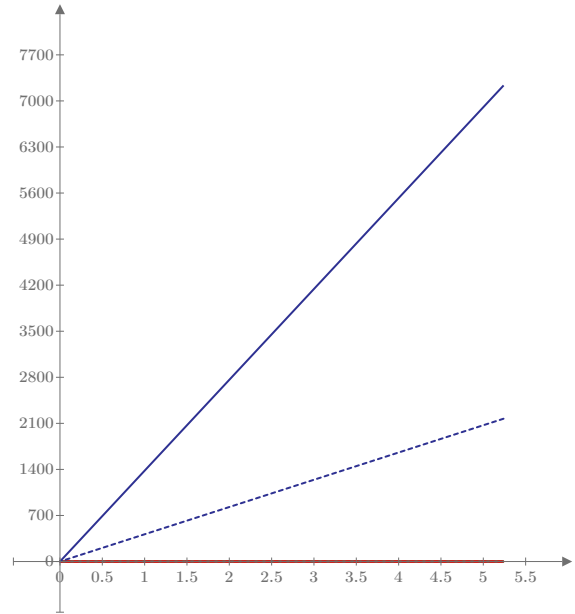
Cortante Eje transversal(tonf)



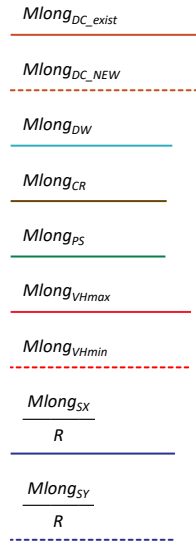
X



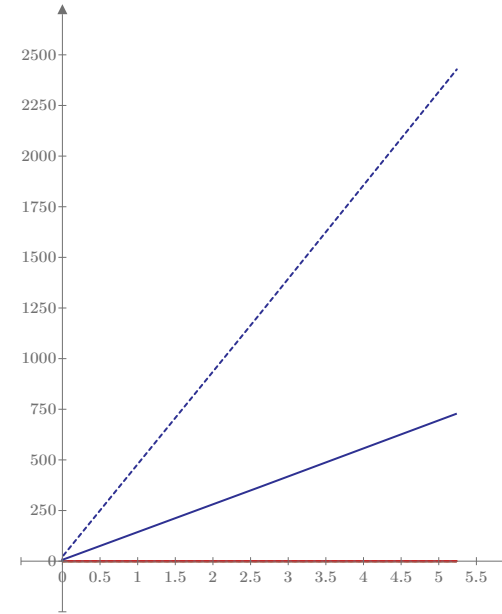
Momento Eje Longitudinal(tonf.m)



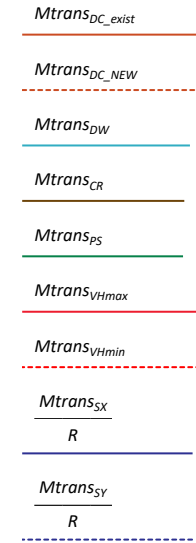
X



Momento Eje transversal(tonf.m)



X



Demanda última actuando en la sección existente

Strenght I

$$\begin{aligned}PU1 &:= 1.25 \cdot P_{DC_exist} + 1.25 P_{CR} + P_{PS} \\VU1long &:= 1.25 \cdot Vlong_{DC_exist} + 1.25 Vlong_{CR} + Vlong_{PS} \\VU1trans &:= 1.25 \cdot Vtrans_{DC_exist} + 1.25 Vtrans_{CR} + Vtrans_{PS} \\MU1long &:= 1.25 \cdot Mlong_{DC_exist} + 1.25 Mlong_{CR} + Mlong_{PS} \\MU1trans &:= 1.25 \cdot Mtrans_{DC_exist} + 1.25 Mtrans_{CR} + Mtrans_{PS}\end{aligned}$$

Strenght IV

$$\begin{aligned}PU2 &:= 1.5 \cdot P_{DC_exist} + 1.25 P_{CR} + P_{PS} \\VU2long &:= 1.5 \cdot Vlong_{DC_exist} + 1.25 Vlong_{CR} + Vlong_{PS} \\VU2trans &:= 1.5 \cdot Vtrans_{DC_exist} + 1.25 Vtrans_{CR} + Vtrans_{PS} \\MU2long &:= 1.5 \cdot Mlong_{DC_exist} + 1.25 Mlong_{CR} + Mlong_{PS} \\MU2trans &:= 1.5 \cdot Mtrans_{DC_exist} + 1.25 Mtrans_{CR} + Mtrans_{PS}\end{aligned}$$

Demanda última actuando en la sección reforzada

Strenght I

$$\begin{aligned}PU1_{max} &:= 1.25 \cdot P_{DC_NEW} + 1.5 P_{DW} + P_{PS} + 1.75 P_{VHmax} \\PU1_{min} &:= 1.25 \cdot P_{DC_NEW} + 1.5 P_{DW} + P_{PS} + 1.75 P_{VHmin} \\VU1long_{max} &:= 1.25 \cdot Vlong_{DC_NEW} + 1.5 Vlong_{DW} + Vlong_{PS} + 1.75 Vlong_{VHmax} \\VU1long_{min} &:= 1.25 \cdot Vlong_{DC_NEW} + 1.5 Vlong_{DW} + Vlong_{PS} + 1.75 Vlong_{VHmin} \\VU1trans_{max} &:= 1.25 \cdot Vtrans_{DC_NEW} + 1.5 Vtrans_{DW} + Vtrans_{PS} + 1.75 Vtrans_{VHmax} \\VU1trans_{min} &:= 1.25 \cdot Vtrans_{DC_NEW} + 1.5 Vtrans_{DW} + Vtrans_{PS} + 1.75 Vtrans_{VHmin} \\MU1long_{max} &:= 1.25 \cdot Mlong_{DC_NEW} + 1.5 Mlong_{DW} + Mlong_{PS} + 1.75 Mlong_{VHmax} \\MU1long_{min} &:= 1.25 \cdot Mlong_{DC_NEW} + 1.5 Mlong_{DW} + Mlong_{PS} + 1.75 Mlong_{VHmin} \\MU1trans_{max} &:= 1.25 \cdot Mtrans_{DC_NEW} + 1.5 Mtrans_{DW} + Mlong_{PS} + 1.75 Mtrans_{VHmax} \\MU1trans_{min} &:= 1.25 \cdot Mtrans_{DC_NEW} + 1.5 Mtrans_{DW} + Mlong_{PS} + 1.75 Mtrans_{VHmin}\end{aligned}$$

Strenght IV

$$\begin{aligned}
 PU2_{max} &:= 1.5 \cdot P_{DC_NEW} + 1.5 P_{DW} + 1.25 P_{CR} + P_{PS} \\
 VU2long_{max} &:= 1.5 \cdot Vlong_{DC_NEW} + 1.5 Vlong_{DW} + 1.25 Vlong_{CR} + Vlong_{PS} \\
 VU2trans_{max} &:= 1.5 \cdot Vtrans_{DC_NEW} + 1.5 Vtrans_{DW} + 1.25 Vtrans_{CR} + Vtrans_{PS} \\
 MU2long_{max} &:= 1.5 \cdot Mlong_{DC_NEW} + 1.5 Mlong_{DW} + 1.25 Mlong_{CR} + Mlong_{PS} \\
 MU2trans_{max} &:= 1.5 \cdot Mtrans_{DC_NEW} + 1.5 Mtrans_{DW} + 1.25 Mtrans_{CR} + Mtrans_{PS}
 \end{aligned}$$

Extreme Event I (Sx)

$$\begin{aligned}
 PU3_{max} &:= (P_{DC1} + P_{DC2} + P_{DC3} + P_{DC4}) + P_{DW} + P_{CR} + P_{PS} + 0.5 P_{VHmax} + (P_{SX} \div R) \\
 PU3_{min} &:= (P_{DC1} + P_{DC2} + P_{DC3} + P_{DC4}) + P_{DW} + P_{CR} + P_{PS} + 0.5 P_{VHmin} + (P_{SX} \div R) \\
 VU3long_{max} &:= (Vlong_{DC1} + Vlong_{DC2} + Vlong_{DC3} + Vlong_{DC4}) + Vlong_{DW} + Vlong_{CR} + Vlong_{PS} + 0.5 Vlong_{VHmax} + (Vlong_{SX} \div R) \\
 VU3long_{min} &:= (Vlong_{DC1} + Vlong_{DC2} + Vlong_{DC3} + Vlong_{DC4}) + Vlong_{DW} + Vlong_{CR} + Vlong_{PS} + 0.5 Vlong_{VHmin} + (Vlong_{SX} \div R) \\
 VU3trans_{max} &:= (Vtrans_{DC1} + Vtrans_{DC2} + Vtrans_{DC3} + Vtrans_{DC4}) + Vtrans_{DW} + Vtrans_{CR} + Vtrans_{PS} + 0.5 Vtrans_{VHmax} + (Vtrans_{SX} \div R) \\
 VU3trans_{min} &:= (Vtrans_{DC1} + Vtrans_{DC2} + Vtrans_{DC3} + Vtrans_{DC4}) + Vtrans_{DW} + Vtrans_{CR} + Vtrans_{PS} + 0.5 Vtrans_{VHmin} + (Vtrans_{SX} \div R) \\
 MU3long_{max} &:= (Mlong_{DC1} + Mlong_{DC2} + Mlong_{DC3} + Mlong_{DC4}) + Mlong_{DW} + Mlong_{CR} + Mlong_{PS} + 0.5 Mlong_{VHmax} + (Mlong_{SX} \div R) \\
 MU3long_{min} &:= (Mlong_{DC1} + Mlong_{DC2} + Mlong_{DC3} + Mlong_{DC4}) + Mlong_{DW} + Mlong_{CR} + Mlong_{PS} + 0.5 Mlong_{VHmin} + (Mlong_{SX} \div R) \\
 MU3trans_{max} &:= (Mtrans_{DC1} + Mtrans_{DC2} + Mtrans_{DC3} + Mtrans_{DC4}) + Mtrans_{DW} + Mtrans_{CR} + Mtrans_{PS} + 0.5 Mtrans_{VHmax} + (Mtrans_{SX} \div R) \\
 MU3trans_{min} &:= (Mtrans_{DC1} + Mtrans_{DC2} + Mtrans_{DC3} + Mtrans_{DC4}) + Mtrans_{DW} + Mtrans_{CR} + Mtrans_{PS} + 0.5 Mtrans_{VHmin} + (Mtrans_{SX} \div R)
 \end{aligned}$$

Extreme Event I (Sy)

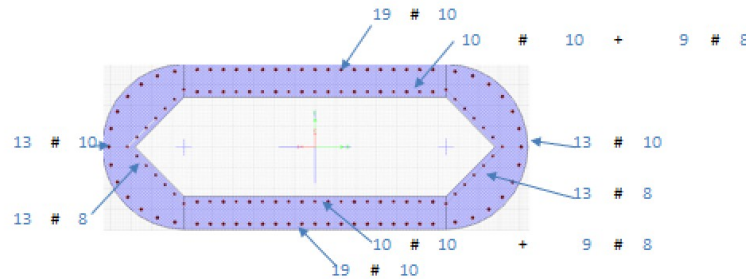
$$\begin{aligned}
 PU4_{max} &:= (P_{DC1} + P_{DC2} + P_{DC3} + P_{DC4}) + P_{DW} + P_{CR} + P_{PS} + 0.5 P_{VHmax} + (P_{SY} \div R) \\
 PU4_{min} &:= (P_{DC1} + P_{DC2} + P_{DC3} + P_{DC4}) + P_{DW} + P_{CR} + P_{PS} + 0.5 P_{VHmin} + (P_{SY} \div R) \\
 VU4long_{max} &:= (Vlong_{DC1} + Vlong_{DC2} + Vlong_{DC3} + Vlong_{DC4}) + Vlong_{DW} + Vlong_{CR} + Vlong_{PS} + 0.5 Vlong_{VHmax} + (Vlong_{SY} \div R) \\
 VU4long_{min} &:= (Vlong_{DC1} + Vlong_{DC2} + Vlong_{DC3} + Vlong_{DC4}) + Vlong_{DW} + Vlong_{CR} + Vlong_{PS} + 0.5 Vlong_{VHmin} + (Vlong_{SY} \div R) \\
 VU4trans_{max} &:= (Vtrans_{DC1} + Vtrans_{DC2} + Vtrans_{DC3} + Vtrans_{DC4}) + Vtrans_{DW} + Vtrans_{CR} + Vtrans_{PS} + 0.5 Vtrans_{VHmax} + (Vtrans_{SY} \div R) \\
 VU4trans_{min} &:= (Vtrans_{DC1} + Vtrans_{DC2} + Vtrans_{DC3} + Vtrans_{DC4}) + Vtrans_{DW} + Vtrans_{CR} + Vtrans_{PS} + 0.5 Vtrans_{VHmin} + (Vtrans_{SY} \div R) \\
 MU4long_{max} &:= (Mlong_{DC1} + Mlong_{DC2} + Mlong_{DC3} + Mlong_{DC4}) + Mlong_{DW} + Mlong_{CR} + Mlong_{PS} + 0.5 Mlong_{VHmax} + (Mlong_{SY} \div R) \\
 MU4long_{min} &:= (Mlong_{DC1} + Mlong_{DC2} + Mlong_{DC3} + Mlong_{DC4}) + Mlong_{DW} + Mlong_{CR} + Mlong_{PS} + 0.5 Mlong_{VHmin} + (Mlong_{SY} \div R) \\
 MU4trans_{max} &:= (Mtrans_{DC1} + Mtrans_{DC2} + Mtrans_{DC3} + Mtrans_{DC4}) + Mtrans_{DW} + Mtrans_{CR} + Mtrans_{PS} + 0.5 Mtrans_{VHmax} + (Mtrans_{SY} \div R) \\
 MU4trans_{min} &:= (Mtrans_{DC1} + Mtrans_{DC2} + Mtrans_{DC3} + Mtrans_{DC4}) + Mtrans_{DW} + Mtrans_{CR} + Mtrans_{PS} + 0.5 Mtrans_{VHmin} + (Mtrans_{SY} \div R)
 \end{aligned}$$

6.1.4 Revisión de la Columna a Flexo-compresión

SECCION EXISTENTE

Acero de refuerzo colocado en la sección existente

$$A_{s_{col}} := 888 \text{ cm}^2$$



Acero de refuerzo mínimo

$$A_{s_{min}} := 0.01 \cdot A_{col} = 496 \text{ cm}^2$$

Acero de refuerzo máximo

$$A_{s_{max}} := 0.04 \cdot A_{col} = 1984 \text{ cm}^2$$

Verificación de acero de refuerzo

$$\text{if } (A_{s_{min}} \leq A_{s_{col}} \leq A_{s_{max}}, \text{ "OK" }, \text{ "X" }) = \text{ "OK" }$$

Diagrama de interacción dirección longitudinal (tonf/tonf.m)

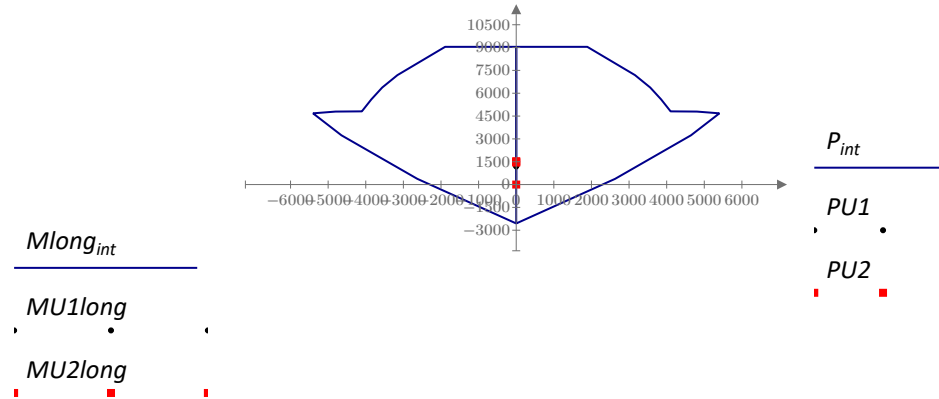
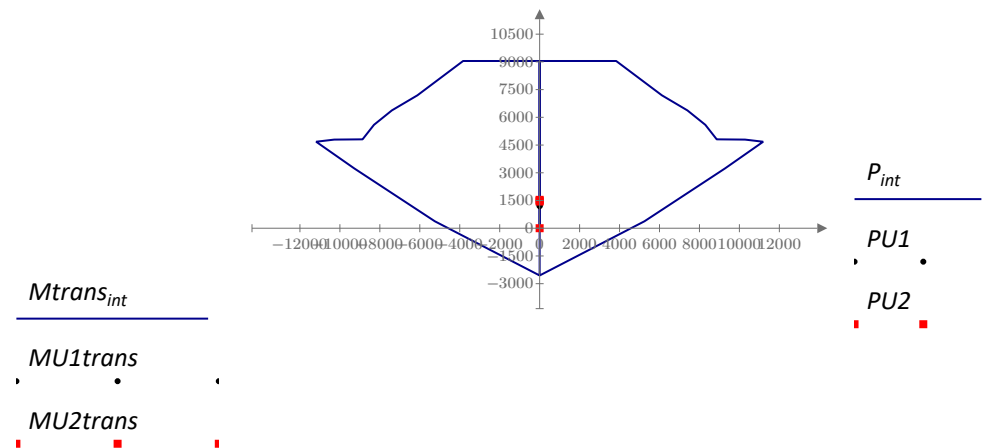


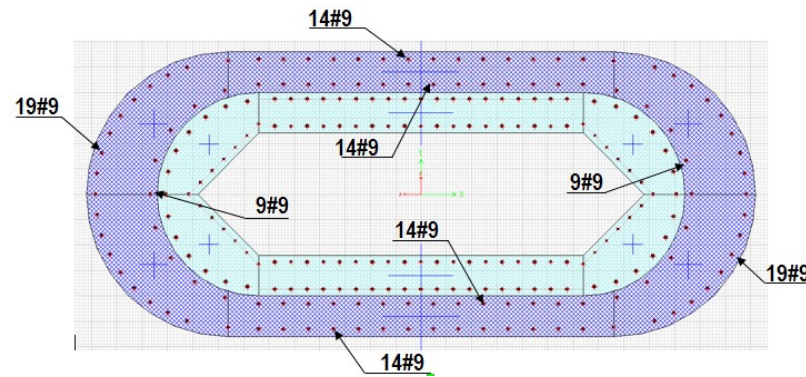
Diagrama de interacción dirección transversal (tonf/tonf.m)



SECCION REFORZADA

Acero de refuerzo colocado en la sección existente

$$A_{s_{col}} := 888 \text{ cm}^2 + 718.25 \text{ cm}^2 = 1606.25 \text{ cm}^2$$



Acero de refuerzo mínimo
Acero de refuerzo máximo

$$A_{s_{min}} := 0.01 \cdot A_{col_{ref}} = 1219.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{max}} := 0.04 \cdot A_{col_{ref}} = 4879.2 \text{ cm}^2$$

Verificación de acero de refuerzo

$$\text{if } (A_{s_{min}} \leq A_{s_{col}} \leq A_{s_{max}}, \text{ "OK" }, \text{ "X" }) = \text{ "OK" }$$

Diagrama de interacción dirección longitudinal (tonf/tonf.m)

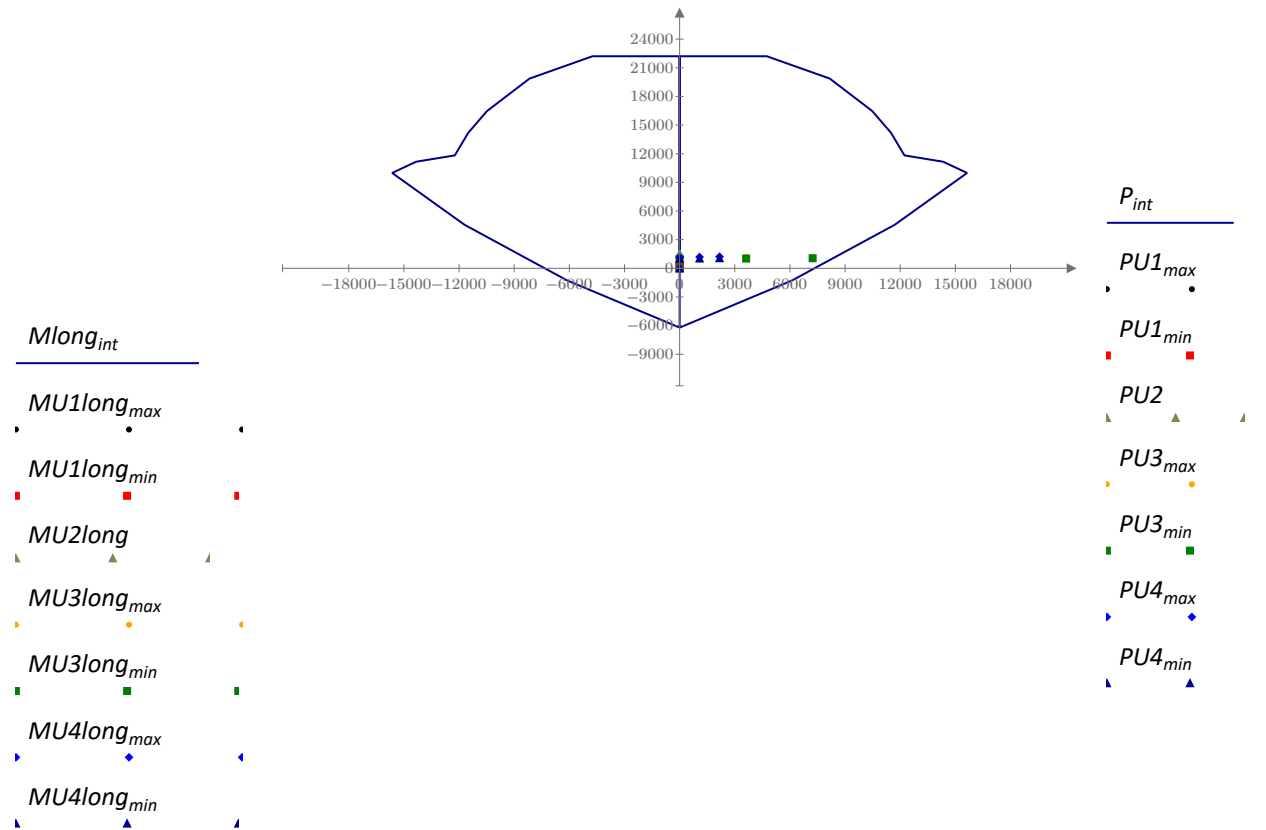
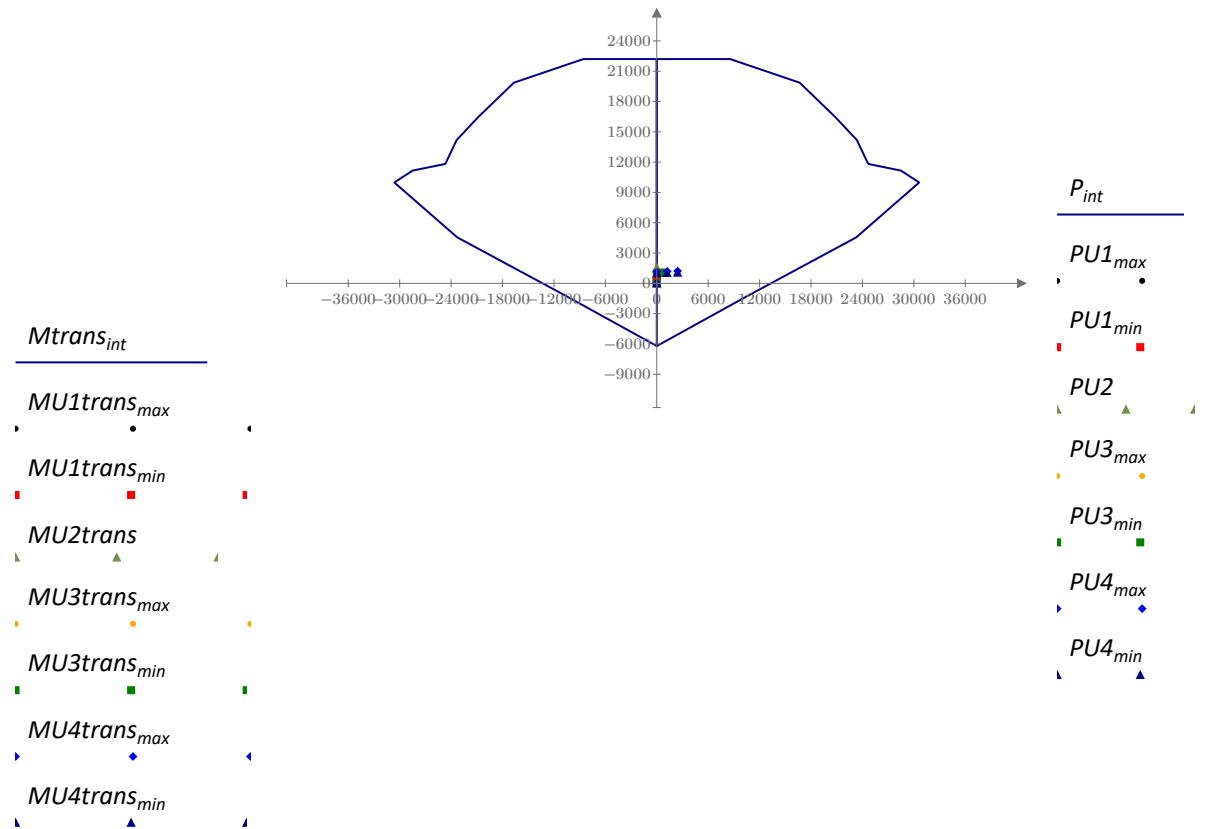


Diagrama de interacción dirección transversal (tonf/tonf.m)

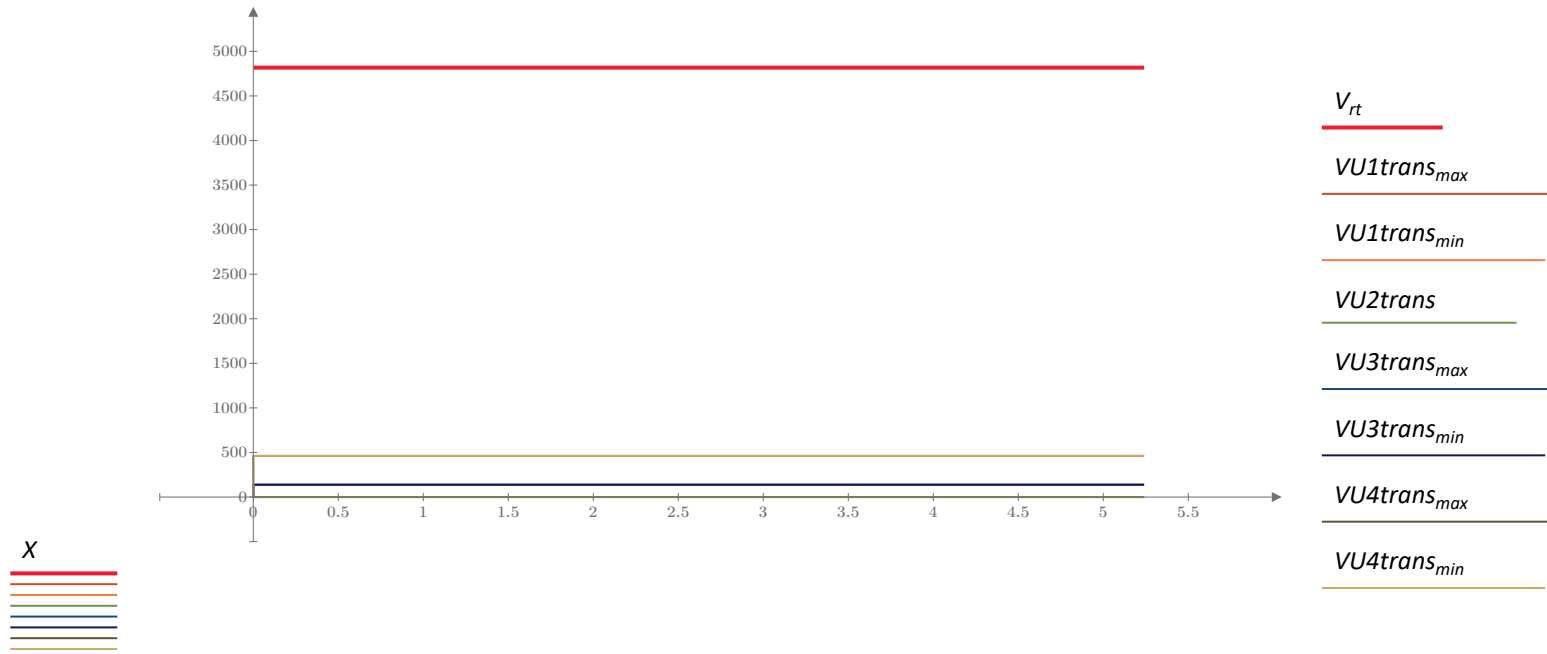


6.1.5 Revisión de la Columna a Cortante

Debido al estado de conservación se desprecia el aporte del concreto existente

Capacidad Dirección Transversal

Cantidad de varillas	$cantv := 4$
Diámetro de varilla (#6)	$d_v := \frac{6}{8} \text{ in} = 1.905 \text{ cm}$
Área de refuerzo por cortante	$A_v := \frac{cantv \cdot \pi \cdot d_v^2}{4} = 11.401 \text{ cm}^2$
Espaciamiento	$s_v := 20 \text{ cm}$
	$\text{if}(s_v \leq 18 \text{ in}, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$
Cuantía de acero horizontal	$\rho_h := \frac{100 \text{ cm}}{s_v} \cdot \frac{A_v}{2 \cdot t_2 \cdot 100 \text{ cm}} = 0.007$
	$\text{if}(\rho_h > 0.0025, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$
Capacidad por cortante del concreto	$V_r := 0.253 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{ksi}}} \cdot \frac{A_{col_ref}}{\text{in}^2} \cdot \frac{1000 \text{ lbf}}{\text{tonf}} = 5336.378 \text{ tonf}$
	$V_n := \left(0.063 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{ksi}}} + \rho_h \cdot \frac{f_y}{\text{ksi}} \right) \cdot \frac{A_{col_ref}}{\text{in}^2} \cdot \frac{1000 \text{ lbf}}{\text{tonf}} = 5352.859 \text{ tonf}$
	$\phi_v := 0.9$
	$V_{rt} := \min(\phi_v \cdot V_n, V_r) = 4817.573 \text{ tonf}$



Capacidad Dirección longitudinal

Cantidad de varillas

$$cantv := 4$$

Diámetro de varilla (#6)

$$d_v := \frac{6}{8} \text{ in} = 1.905 \text{ cm}$$

Área de refuerzo por cortante

$$A_v := \frac{cantv \cdot \pi \cdot d_v^2}{4} = 11.401 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento

$$s_v := 20 \text{ cm}$$

Cuantía de acero horizontal

$$\text{if } (s_v \leq 18 \text{ in}, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

$$\rho_h := \frac{100 \text{ cm}}{s_v} \cdot \frac{A_v}{2 \cdot t_2 \cdot 100 \text{ cm}} = 0.007$$

$$\text{if } (\rho_h > 0.0025, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

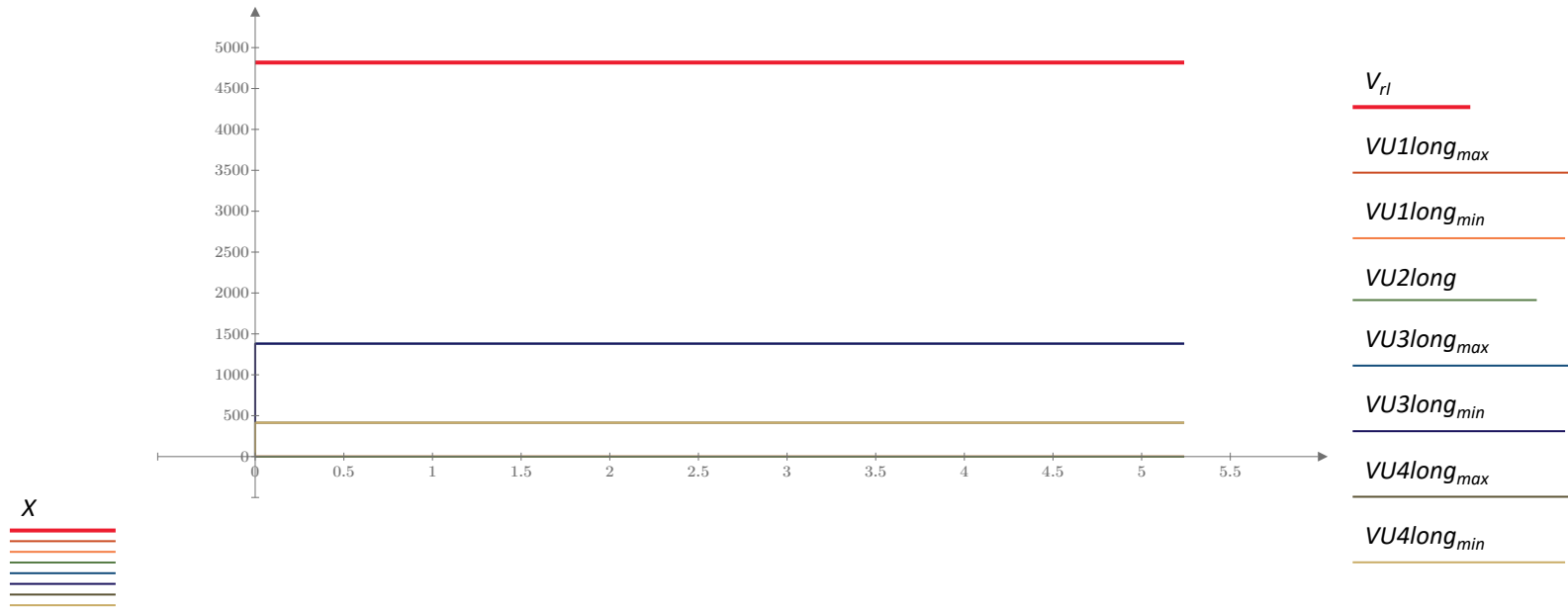
Capacidad por cortante del
concreto

$$V_r := 0.253 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{ksi}}} \cdot \frac{A_{col_ref}}{\text{in}^2} \cdot \frac{1000 \text{ lbf}}{\text{tonf}} = 5336.378 \text{ tonf}$$

$$V_n := \left(0.063 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{ksi}}} + \rho_h \cdot \frac{f_y}{\text{ksi}} \right) \cdot \frac{A_{col_ref}}{\text{in}^2} \cdot \frac{1000 \text{ lbf}}{\text{tonf}} = 5352.859 \text{ tonf}$$

$$\phi_v := 0.9$$

$$V_{rl} := \min(\phi_v \cdot V_n, V_r) = 4817.573 \text{ tonf}$$

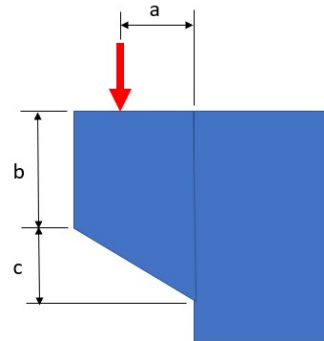


6.2 Viga Cabezal

6.2.1 Ménsula Viga Cabezal (Etapa constructiva sustitución de neoprenos)

Se detalla para resistir el peso propio de la superestructura durante el proceso de sustitución de neoprenos

Geometría



$$a_v := 0.45 \text{ m} \quad b := 0.9 \text{ m} \quad c := 0.9 \text{ m}$$

$$b_w := 3.9 \text{ m}$$

$$h := b + c = 1.8 \text{ m}$$

Concreto

$$f'_c := 500 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Acero de refuerzo colocado

Recubrimiento

$$\text{recub} := 5 \text{ cm}$$

Acero Principal

Acero de presfuerzo G150

$$f_{py} := 135 \text{ ksi} = 9491.439 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{pu} := 150 \text{ ksi} = 10546.044 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} = 0.9$$

$$cant1 := 6 \quad d_{var1} := 32 \text{ mm}$$

$$A_{sc1} := cant1 \cdot \frac{(d_{var1})^2 \cdot \pi}{4} = 48.255 \text{ cm}^2$$

$$d_p := h - 17.6 \text{ cm} = 1.624 \text{ m}$$

Acero de refuerzo G60

$$f_y := 60 \text{ ksi}$$

$$cant2 := 8 \quad d_{var2} := \frac{7}{8} \text{ in}$$

$$cant3 := 0 \quad d_{var3} := \frac{7}{8} \text{ in}$$

$$A_{sc2} := cant2 \cdot \frac{(d_{var2})^2 \cdot \pi}{4} + cant3 \cdot \frac{(d_{var3})^2 \cdot \pi}{4} = 31.036 \text{ cm}^2$$

$$d := h - 8.4 \text{ cm} = 1.716 \text{ m}$$

$$\text{if} \left(\frac{a_v}{d} \leq 1.0, \text{"OK"}, \text{"X"} \right) = \text{"OK"} \quad \text{if} (b \geq 0.5 \cdot d, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

Aros Horizontales

$$f_y := 60 \text{ ksi}$$

$$cant := 36 \quad diam := \frac{5}{8} \text{ in} \quad \text{*cantidad de patas}$$

$$A_{vh} := cant \cdot \frac{(diam)^2 \cdot \pi}{4} = 71.256 \text{ cm}^2$$

Demanda

$$PU = 704.843 \text{ tonf}$$

$$VU := PU = 704.843 \text{ tonf}$$

$$NU := 0 \text{ tonf} = 0 \text{ tonf} \quad * \text{Es una condición constructiva}$$

$$MU := VU \cdot a_v + NU \cdot (h - d) = 317.179 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Capacidad por aplastamiento

$$\phi_{ap} := 0.65$$

$$A_{contacto} := 0.5 \text{ m} \cdot 0.5 \text{ m} = 0.25 \text{ m}^2$$

$$Pn := 0.85 \cdot f'_c \cdot A_{contacto} = 1171.206 \text{ tonf} \quad \text{if } (\phi_{ap} \cdot Pn \geq PU, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

Capacidad a cortante de la ménsula

$$\phi_v := 0.75$$

$$Vn := \min \left(\left(34 + \frac{0.08 \cdot f'_c}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \cdot \frac{b_w \cdot d}{\text{cm}^2}, 110 \cdot \frac{b_w \cdot d}{\text{cm}^2} \right) \cdot \text{kgf} = 5459.06 \text{ tonf} \quad \text{if } (\phi_v \cdot Vn \geq VU, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

Acero requerido por cortante por fricción

$$\phi_v := 0.75$$

$$\mu := 1.0$$

$$A_{vf} := \frac{(VU)}{\phi_v \cdot \mu \cdot f_y} = 202.105 \text{ cm}^2$$

Acero requerido por tensión directa

$$\phi_n := 0.75$$

$$A_n := \frac{NU}{\phi_v \cdot f_{py}} = 0 \text{ cm}^2$$

Acero requerido por flexión

$$\phi_f := 0.75$$

$$\gamma_p := 0.28$$

$$\theta_1 := 0.85$$

$$\rho_p := \frac{A_{sc1}}{b_w \cdot d} = 0.001$$

$$\rho := \frac{A_{sc2}}{b_w \cdot d} = 0.0005$$

$$f_{ps} := f_{pu} \cdot \left(1 - \frac{\gamma_p}{\theta_1} \cdot \left(\rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \cdot \frac{f_y}{f'_c} \cdot \langle \rho \rangle \right) \right) = 10478.848 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Valores de prueba

$$A_f := 0.1 \text{ cm}^2$$

$$\rho_p := 0.001$$

$$f_{ps} := 150 \text{ ksi}$$

Restricciones	$\rho_p = \frac{A_f}{b_w \cdot d}$ $f_{ps} = f_{pu} \cdot \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \cdot \left(\rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \cdot \frac{f_y}{f'_c} \cdot (\rho) \right) \right)$ $MU = \phi_f \cdot A_f \cdot f_{py} \cdot \left(d - \frac{A_f \cdot f_{py}}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w} \right) + \phi_f \cdot A_{sc2} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_{sc2} \cdot f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w} \right)$
Solver	$RESULT := \mathbf{find}(\rho_p, f_{ps}, A_f) = \begin{bmatrix} 0.00015 \\ 1031751889.27568 \text{ Pa} \\ 0.00098 \text{ m}^2 \end{bmatrix}$

$$A_f := RESULT_2 + A_{sc2} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} = 23.603 \text{ cm}^2$$

Verificación de acero principal

$$A_{sc} := A_{sc1} + A_{sc2} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} = 62.049 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc_min} := \max \left(\max \left(A_f + A_n, \frac{2}{3} A_{vf} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} + A_n \right) \right) = 59.883 \text{ cm}^2$$

if ($A_{sc} \geq A_{sc_min}$, "OK", "X") = "OK"

Aros horizontales

$$A_{vh} = 71.256 \text{ cm}^2$$

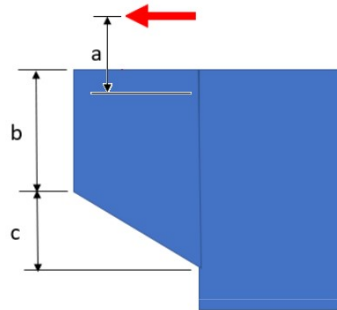
$$A_{vh_min} := \max \left(0.5 \cdot \left(A_{sc} \cdot \frac{f_{py}}{f_y} - A_n \cdot \frac{f_{py}}{f_y} \right), \frac{1}{3} A_{vf} \right) = 69.805 \text{ cm}^2$$

if ($A_{vh} \geq A_{vh_min}$, "OK", "X") = "OK"

6.2.2 Ménsula Viga Cabezal (Condición de carga sismo transversal)

Se detalla para resistir la transmisión de la carga de sismo transversal de la superestructural

Geometría



$$a_v := 0.45 \text{ m} \quad b = 0.9 \text{ m} \quad c = 0.9 \text{ m}$$

$$b_w = 3.9 \text{ m}$$

$$h := b + c = 1.8 \text{ m}$$

Demanda

$$PU := 0 \text{ tonf}$$

$$VU := PU = 0 \text{ tonf}$$

$$NU = 288.478 \text{ tonf} \quad \text{*Es una condición constructiva}$$

$$MU := NU \cdot (a_v) = 129.815 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Capacidad por aplastamiento

$$\phi_{ap} := 0.65$$

$$Pn := 0.85 \cdot f'_c \cdot A_{contacto} = 1171.206 \text{ tonf} \quad \text{if } (\phi_{ap} \cdot Pn \geq PU, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

Capacidad a cortante de la ménsula

$$\phi_v := 0.75$$

$$V_n := \min \left(\left(34 + \frac{0.08 \cdot f'_c}{\frac{kgf}{cm^2}} \right) \cdot \frac{b_w \cdot d}{cm^2}, 110 \cdot \frac{b_w \cdot d}{cm^2} \right) \cdot kgf = 5459.06 \text{ tonf}$$

if $(\phi_v \cdot V_n \geq VU, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$

Acero requerido por cortante por fricción

$$\phi_v := 0.75$$

$$\mu := 1.0$$

$$A_{vf} := \frac{(VU)}{\phi_v \cdot \mu \cdot f_y} = 0 \text{ cm}^2$$

Acero requerido por tensión directa

$$\phi_n := 0.75$$

$$A_n := \frac{NU}{\phi_v \cdot f_{py}} = 36.763 \text{ cm}^2$$

Acero requerido por flexión

$$\phi_f := 0.75$$

$$\gamma_p := 0.28$$

$$\beta_1 := 0.85$$

$$\rho_p := \frac{A_{sc1}}{b_w \cdot d_p} = 0.001 \qquad \rho := \frac{A_{sc2}}{b_w \cdot d} = 0.0005$$

$$f_{ps} := f_{pu} \cdot \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \cdot \left(\rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \cdot \frac{f_y}{f'_c} \cdot (\rho) \right) \right) = 10475.855 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Valores de prueba	$A_f := 0.1 \text{ cm}^2$ $\rho_p := 0.001$ $f_{ps} := 150 \text{ ksi}$
Restricciones	$\rho_p = \frac{A_f}{b_w \cdot d}$ $f_{ps} = f_{pu} \cdot \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \cdot \left(\rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \cdot \frac{f_y}{f'_c} \cdot (\rho) \right) \right)$ $MU = \phi_f \cdot A_f \cdot f_{py} \cdot \left(d - \frac{A_f \cdot f_{py}}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w} \right) + \phi_f \cdot A_{sc2} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_{sc2} \cdot f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w} \right)$
Solver	$RESULT := \text{find}(\rho_p, f_{ps}, A_f) = \begin{bmatrix} -0.00006 \\ 1033247339.72585 \text{ Pa} \\ -0.00041 \text{ m}^2 \end{bmatrix}$

$$A_f := RESULT_2 + A_{sc2} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} = 9.675 \text{ cm}^2$$

Verificación de acero principal

$$A_{sc} := A_{sc1} + A_{sc2} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} = 62.049 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc_min} := \max \left(\max \left(A_f + A_n, \frac{2}{3} A_{vf} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} + A_n \right) \right) = 46.439 \text{ cm}^2$$

if ($A_{sc} \geq A_{sc_min}$, "OK", "X") = "OK"

Aros horizontales

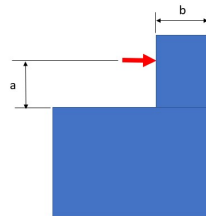
$$A_{vh} = 71.256 \text{ cm}^2$$

$$A_{vh_min} := \max \left(0.5 \cdot \left(A_{sc} \cdot \frac{f_{py}}{f_y} - A_n \cdot \frac{f_{py}}{f_y} \right), \frac{1}{3} A_{vf} \right) = 28.446 \text{ cm}^2$$

if ($A_{vh} \geq A_{vh_min}$, "OK", "X") = "OK"

6.2.3 Tope sísmico (sismo longitudinal)

Geometría



$$a := 1.15 \text{ m} \quad b := 1.336 \text{ m}$$

$$b_w := 2 \text{ m}$$

$$h := b = 1.336 \text{ m}$$

Concreto

$$f'_c = 500 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Acero de refuerzo colocado

Recubrimiento

$$recub := 5 \text{ cm}$$

Acero principal por flexión

Acero de presfuerzo G150

$$f_{py} := 135 \text{ ksi} = 9491.439 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{pu} := 150 \text{ ksi} = 10546.044 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$cant1 := 6$$

$$d_{var1} := 36 \text{ mm}$$

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} = 0.9$$

$$A_{sc1} := cant1 \cdot \frac{(d_{var1})^2 \cdot \pi}{4} = 61.073 \text{ cm}^2$$

$$d_p := h - 17.5 \text{ cm} = 1.161 \text{ m}$$

Acero de refuerzo G60

$$f_y := 60 \text{ ksi}$$

$$cant2 := 12 \quad d_{var2} := \frac{7}{8} \text{ in}$$

$$A_{sc2} := cant2 \cdot \frac{(d_{var2})^2 \cdot \pi}{4} = 46.554 \text{ cm}^2$$

$$d := h - 9.1 \text{ cm} = 1.245 \text{ m}$$

$$\text{if} \left(\frac{a_v}{d} \leq 1.0, \text{"OK"}, \text{"X"} \right) = \text{"OK"}$$

$$\text{if} (b \geq 0.5 \cdot d, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

Acero por cortante

$$cant := 24 \quad diam := \frac{5}{8} \text{ in}$$
$$A_{vh1} := cant \cdot \frac{(diam)^2 \cdot \pi}{4} = 47.504 \text{ cm}^2$$

*Cantidad de patas

$$cant := 12 \quad diam := \frac{7}{8} \text{ in}$$
$$A_{vh2} := cant \cdot \frac{(diam)^2 \cdot \pi}{4} = 46.554 \text{ cm}^2$$
$$A_{vh} := A_{vh1} + A_{vh2} = 94.058 \text{ cm}^2$$

Demanda

$$PU = 647.283 \text{ tonf}$$

$$VU := PU = 647.283 \text{ tonf}$$

$$NU := 0 \text{ tonf} = 0 \text{ tonf}$$

$$MU := VU \cdot a + NU \cdot (h - d) = 744.375 \text{ tonf} \cdot m$$

Capacidad por aplastamiento

$$\phi_{ap} := 0.65$$

$$A_{contacto} := 0.70 \text{ m} \cdot 0.70 \text{ m} = 0.49 \text{ m}^2$$

$$Pn := 0.85 \cdot f'_c \cdot A_{contacto} = 2295.563 \text{ tonf}$$

$$\text{if } (\phi_{ap} \cdot Pn \geq 2 \cdot PU, \text{ "OK" }, \text{ "X" }) = \text{ "OK" }$$

Capacidad a cortante de la ménsula

$$\phi_v := 0.75$$

$$V_n := \min \left(\left(34 + \frac{0.08 \cdot f'_c}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \cdot \frac{b_w \cdot d}{\text{cm}^2}, 110 \cdot \frac{b_w \cdot d}{\text{cm}^2} \right) \cdot \text{kgf} = 2031.119 \text{ tonf} \quad \text{if } (\phi_v \cdot V_n \geq VU, \text{ "OK" }, \text{ "X" }) = \text{ "OK" }$$

Acero requerido por cortante por fricción

$$\phi_v := 0.75$$

$$\mu := 1.4$$

$$A_{vf} := \frac{(VU)}{\phi_v \cdot \mu \cdot f_y} = 132.572 \text{ cm}^2$$

Acero requerido por tensión directa

$$\phi_n := 0.75$$

$$A_n := \frac{NU}{\phi_v \cdot f_y} = 0 \text{ cm}^2$$

Acero requerido por flexión

$$\phi_f := 0.75$$

$$\gamma_p := 0.28$$

$$\beta_1 := 0.85$$

$$\rho_p := \frac{A_{sc1}}{b_w \cdot d} = 0.002$$

$$\rho := \frac{A_{sc2}}{b_w \cdot d} = 0.002$$

$$f_{ps} := f_{pu} \cdot \left(1 - \frac{\nu_p}{\beta_1} \cdot \left(\rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \cdot \frac{f_y}{f'_c} \cdot (\rho) \right) \right) = 10307.562 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Valores de prueba	$A_f := 0.1 \text{ cm}^2$ $\rho_p := 0.001$ $f_{ps} := 150 \text{ ksi}$
Restricciones	$\rho_p = \frac{A_f}{b_w \cdot d}$ $f_{ps} = f_{pu} \cdot \left(1 - \frac{\nu_p}{\beta_1} \cdot \left(\rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \cdot \frac{f_y}{f'_c} \cdot (\rho) \right) \right)$ $MU = \phi_f \cdot A_f \cdot f_{py} \cdot \left(d - \frac{A_f \cdot f_{py}}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w} \right) + \phi_f \cdot A_{sc2} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_{sc2} \cdot f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w} \right)$
Solver	$RESULT := \text{find}(\rho_p, f_{ps}, A_f) = \begin{bmatrix} 0.0023 \\ 1011955187.98288 \text{ Pa} \\ 0.00572 \text{ m}^2 \end{bmatrix}$

$$A_f := RESULT_2 + A_{sc2} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} = 77.852 \text{ cm}^2$$

Verificación de acero principal por flexión

$$A_{sc} := A_{sc1} + A_{sc2} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} = 81.763 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc_min} := \max \left(\max \left(A_f + A_n, \frac{2}{3} A_{vf} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} + A_n \right) \right) = 77.852 \text{ cm}^2$$

if ($A_{sc} \geq A_{sc_min}$, "OK", "X") = "OK"

Verificación de acero por cortante

$$A_{vh} = 94.058 \text{ cm}^2$$

$$A_{vh_min} := \max \left(0.5 \cdot \left(A_{sc} \cdot \frac{f_{py}}{f_y} - A_n \cdot \frac{f_{py}}{f_y} \right), \frac{1}{3} A_{vf} \right) = 91.984 \text{ cm}^2$$

if ($A_{vh} \geq A_{vh_min}$, "OK", "X") = "OK"

Barras para transferencia de carga entre ménsulas

$$f_{py} := 135 \text{ ksi} = 9491.439 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$cant1 := 9 \quad d_{var1} := 36 \text{ mm}$$

$$A_{sc1} := cant1 \cdot \frac{(d_{var1})^2 \cdot \pi}{4} = 91.609 \text{ cm}^2$$

$$TU := PU = 647.283 \text{ tonf} \quad \phi_n := 0.9$$

$$A_n := \frac{TU}{\phi_v \cdot f_{py}} = 82.489 \text{ cm}^2$$

if ($A_{sc1} \geq A_n$, "OK", "X") = "OK"

Capacidad por aplastamiento

$$\phi_{ap} := 0.65$$

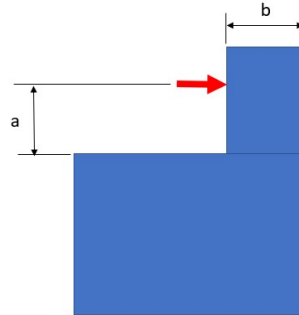
$$A_{contacto} := 0.20 \text{ m} \cdot 0.20 \text{ m} = 0.04 \text{ m}^2$$

$$Pn := 0.85 \cdot f'_c \cdot A_{contacto} = 187.393 \text{ tonf}$$

if ($\phi_{ap} \cdot Pn \geq \frac{TU}{cant1}$, "OK", "X") = "OK"

6.2.4 Tope sísmico (sismo transversal)

Geometría



$$a := 0.775 \text{ m} \quad b := 2 \text{ m}$$

$$b_w := 1.3 \text{ m}$$

$$h := b = 2 \text{ m}$$

Concreto

$$f'_c = 500 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Acero de refuerzo colocado

Recubrimiento

$$\text{recub} := 5 \text{ cm}$$

Acero Principal por flexión

Acero de presfuerzo G150

$$f_{py} := 135 \text{ ksi} = 9491.439 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{pu} := 150 \text{ ksi} = 10546.044 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{cant1} := 3$$

$$d_{var1} := 36 \text{ mm}$$

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} = 0.9$$

$$A_{sc1} := \text{cant1} \cdot \frac{(d_{var1})^2 \cdot \pi}{4} = 30.536 \text{ cm}^2$$

$$d_p := h - 17.5 \text{ cm} = 1.825 \text{ m}$$

Acero de refuerzo G60

$$f_y := 60 \text{ ksi}$$

$$\text{cant2} := 5 \quad d_{var2} := \frac{5}{8} \text{ in}$$

$$A_{sc2} := \text{cant2} \cdot \frac{(d_{var2})^2 \cdot \pi}{4} = 9.897 \text{ cm}^2$$

$$d := h - 9.1 \text{ cm} = 1.909 \text{ m}$$

$$\text{if} \left(\frac{a_v}{d} \leq 1.0, \text{"OK"}, \text{"X"} \right) = \text{"OK"} \quad \text{if} (b \geq 0.5 \cdot d, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

Acero por cortante

$$\text{cant} := 20 \quad \text{diam} := \frac{5}{8} \text{ in} \quad \text{*Cantidad de patas}$$

$$A_{vh} := \text{cant} \cdot \frac{(\text{diam})^2 \cdot \pi}{4} = 39.587 \text{ cm}^2$$

Demanda

$$PU = 432.717 \text{ tonf}$$

$$VU := PU = 432.717 \text{ tonf}$$

$$NU := 0 \text{ tonf} = 0 \text{ tonf} \quad (\text{no se transmiten fuerzas verticales})$$

$$MU := VU \cdot a + NU \cdot (h - d) = 335.355 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Capacidad por aplastamiento

$$\phi_{ap} := 0.65$$

$$A_{contacto} := 0.650 \text{ m} \cdot 0.650 \text{ m} = 0.423 \text{ m}^2$$

$$Pn := 0.85 \cdot 350 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot A_{contacto} = 1385.536 \text{ tonf} \quad \text{if } (\phi_{ap} \cdot Pn \geq PU, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"} \quad \text{rige concreto del cajón}$$

Capacidad a cortante de la ménsula

$$\phi_v := 0.75$$

$$Vn := \min \left(\left(34 + \frac{0.08 \cdot f'_c}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \cdot \frac{b_w \cdot d}{\text{cm}^2}, 110 \cdot \frac{b_w \cdot d}{\text{cm}^2} \right) \cdot \text{kgf} = 2024.348 \text{ tonf} \quad \text{if } (\phi_v \cdot Vn \geq VU, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

Acero requerido por cortante por fricción

$$\phi_v := 0.75$$

$$\mu := 1.4$$

$$A_{vf} := \frac{VU}{\phi_v \cdot \mu \cdot f_y} = 88.626 \text{ cm}^2$$

Acero requerido por tensión directa

$$\phi_n := 0.75$$
$$A_n := \frac{NU}{\phi_v \cdot f_y} = 0 \text{ cm}^2$$

Acero requerido por flexión

$$\phi_f := 0.75$$
$$\gamma_p := 0.28$$
$$\theta_1 := 0.85$$
$$\rho_p := \frac{A_{sc1}}{b_w \cdot d} = 0.001 \qquad \rho := \frac{A_{sc2}}{b_w \cdot d} = 0$$
$$f_{ps} := f_{pu} \cdot \left(1 - \frac{\gamma_p}{\theta_1} \cdot \left(\rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \cdot \frac{f_y}{f'_c} \cdot (\rho) \right) \right) = 10443.657 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Valores de prueba

$$A_f := 0.1 \text{ cm}^2$$

$$\rho_p := 0.001$$

$$f_{ps} := 150 \text{ ksi}$$

Restricciones	$\rho_p = \frac{A_f}{b_w \cdot d}$ $f_{ps} = f_{pu} \cdot \left(1 - \frac{\gamma_p}{\theta_1} \cdot \left(\rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \cdot \frac{f_y}{f'_c} \cdot (\rho) \right) \right)$ $MU = \phi_f \cdot A_f \cdot f_{py} \cdot \left(d - \frac{A_f \cdot f_{py}}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w} \right) + \phi_f \cdot A_{sc2} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_{sc2} \cdot f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w} \right)$
Solver	$RESULT := \mathbf{find} (\rho_p, f_{ps}, A_f) = \begin{bmatrix} 0.00073 \\ 1027760592.87824 \text{ Pa} \\ 0.00181 \text{ m}^2 \end{bmatrix}$

$$A_f := RESULT_2 + A_{sc2} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} = 22.544 \text{ cm}^2$$

Verificación de acero principal por flexión

$$A_{sc} := A_{sc1} + A_{sc2} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} = 34.935 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc_min} := \max \left(\max \left(A_f + A_n, \frac{2}{3} A_{vf} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} + A_n \right) \right) = 26.26 \text{ cm}^2$$

if ($A_{sc} \geq A_{sc_min}$, "OK", "X") = "OK"

Verificación de acero por cortante

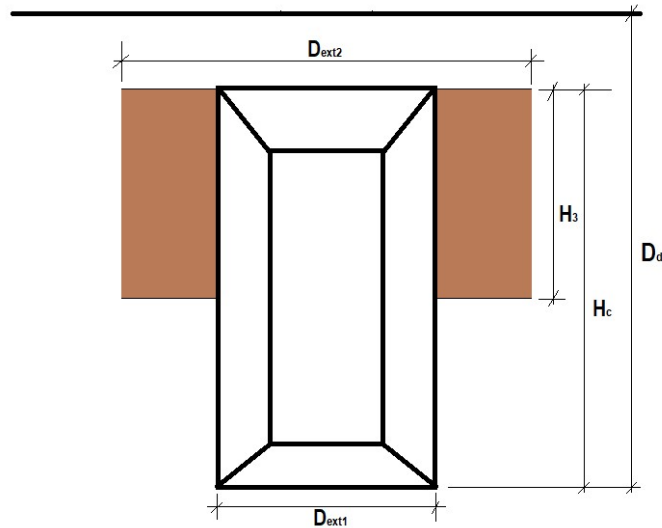
$$A_{vh} = 39.587 \text{ cm}^2$$

$$A_{vh_min} := \max \left(0.5 \cdot \left(A_{sc} \cdot \frac{f_{py}}{f_y} - A_n \cdot \frac{f_{py}}{f_y} \right), \frac{1}{3} A_{vf} \right) = 39.302 \text{ cm}^2$$

if ($A_{vh} \geq A_{vh_min}$, "OK", "X") = "OK"

6.3 Fundación

6.3.1 Geometría del Bloque



Diámetro en el que reacciona el fuste

$$D_{ext2} := 20 \text{ m}$$

Diámetro externo de base

$$D_{ext1} := 8 \text{ m}$$

Diámetro Interno

$$D_{int} := 6 \text{ m}$$

Diámetro externo de fuste

$$D_{ext} := 8 \text{ m}$$

Espesor Losa Superior

$$H_1 := 3 \text{ m}$$

Espesor Losa Inferior

$$H_2 := 2.5 \text{ m}$$

Altura total del Bloque

$$H_c := 12.78 \text{ m}$$

Profundidad de desplante

$$D_d := H_c + 1.25 \text{ m} = 14.03 \text{ m}$$

Altura de mejoramiento de suelos
 en la que reacciona el fuste

$$H_3 := 12.77 \text{ m}$$

Área de la base del bloque

$$A_b := \frac{\pi \cdot D_{ext1}^2}{4} = 50.27 \text{ m}^2$$

Área que aporta fricción horizontal
 contra el suelo

$$A_{b2} := \frac{\pi \cdot D_{ext2}^2}{4} = 314.16 \text{ m}^2$$

Razón de Esbeltez

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{H_c}{D_{ext2}} < 5 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Comportamiento blque rígido"} \end{array} \right\| \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Comportamiento pilote corto"} \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{"Comportamiento blque rígido"}$$

6.3.2 Propiedades del suelo de cimentación

Descripción: La cimentación del Eje 2 está apoyada sobre un material compuesto por arenas gravosas con abundantes fragmentos rocosos de composición lávica con finos limosos y arcillosos

Ángulo de fricción
 Ángulo de rozamiento (suelo-concreto)
 Resistencia al corte no drenada
 Adherencia suelo-concreto(Según CCCR)

$$\begin{aligned} \varphi &:= 34^\circ \\ \delta &:= 1.0 \cdot \varphi = 34.000^\circ \\ c_u &:= 0 \text{ kPa} \\ C_A &:= \text{if } 0 \leq c_u \leq 35 \text{ kPa} &= 0.000 \text{ kPa} \\ &\quad \left\| -\left(\frac{0-35}{0-40}\right) \left(0 - \frac{c_u}{\text{kPa}}\right) \cdot \text{kPa} \right. \\ &\quad \text{else if } 35 \text{ kPa} < c_u \leq 45 \text{ kPa} \\ &\quad \quad \left\| -\left(\frac{35-45}{40-80}\right) \left(40 - \frac{c_u}{\text{kPa}}\right) \cdot \text{kPa} \right. \\ &\quad \quad \text{else if } 45 \text{ kPa} < c_u \leq 70 \text{ kPa} \\ &\quad \quad \quad \left\| -\left(\frac{45-70}{80-150}\right) \left(80 - \frac{c_u}{\text{kPa}}\right) \cdot \text{kPa} \right. \\ &\quad \quad \quad \text{else} \\ &\quad \quad \quad \left\| 70 \text{ kPa} \right. \end{aligned}$$

Peso específico

$$\gamma_s := 15 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Coefficiente de empuje pasivo

$$K_p := \frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} = 3.54$$

Capacidad de soporte último a nivel de desplante

$$q_{ult} := 654 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Coefficiente de balastro vertical a 14m de profundidad (BOWLES)

$$K_v := 40 \cdot \frac{q_{ult}}{\text{kPa}} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 23.732 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^3}$$

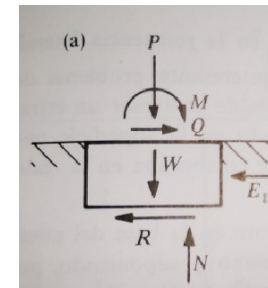
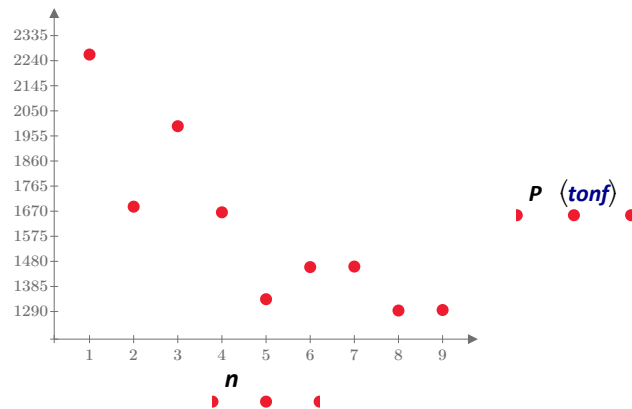
Coefficiente de balastro horizontal a 14m de profundidad

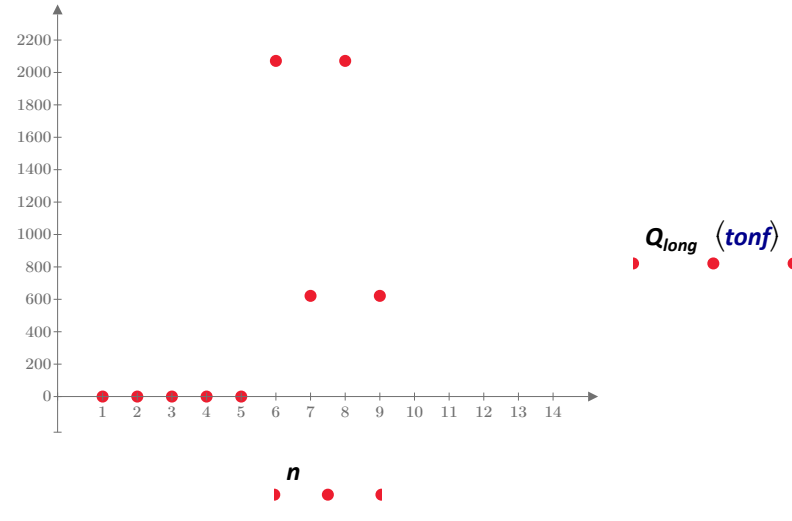
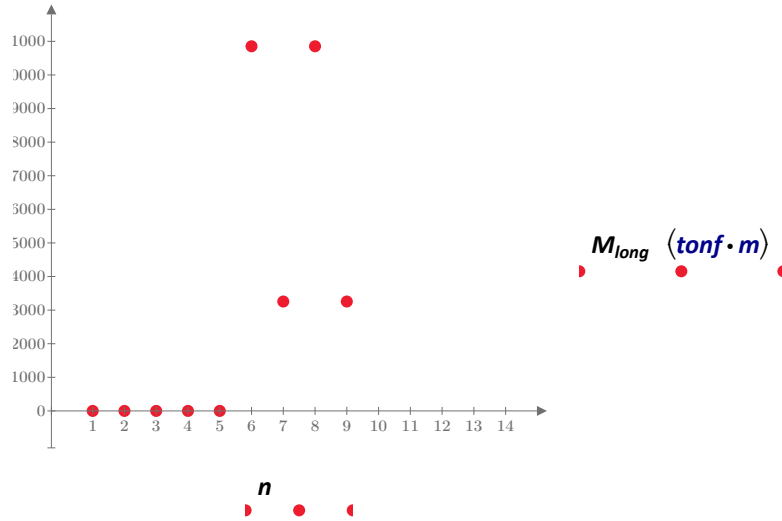
$$K_h := 36151 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 3.69 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^3}$$

6.3.3 Cargas Últimas

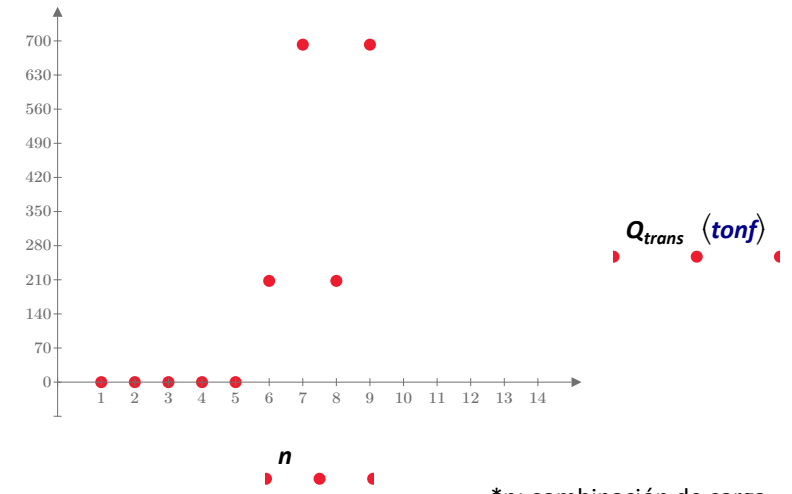
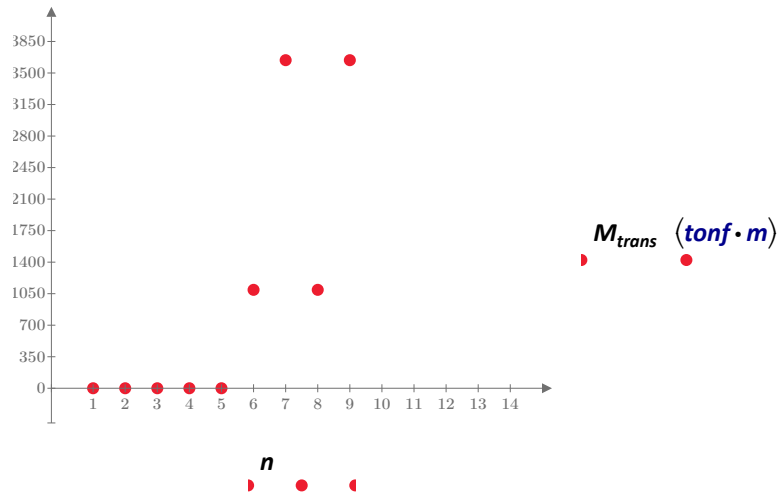
Combinaciones de carga

	COMB1	COMB2	COMB3	COMB4	COMB5	COMB6	COMB7	COMB8	COMB9
DC	1.25	1.25	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
DW	1.50	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PS	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
CR	1.25	1.25	1.25	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Vehmax	1.75	0	0	1.00	0	0.50	0.50	0	0
Vehmin	0	1.75	0	0	1.00	0	0	0.50	0.50
Sx	0	0	0	0	0	1.00	0	1.00	0
Sy	0	0	0	0	0	0	1.00	0	1.00





*n: combinación de carga



*n: combinación de carga

6.3.4 Revisión como Bloque Rígido

- **Fuerzas actuando en el bloque**

- Cálculo de N_b

$$N_b := P + W_b$$

- Cálculo de R (depende del porcentaje de contacto de la base)

Resolviendo las expresiones

$$Q + R = E_1 \quad M + Q \cdot H_c = N \cdot e_{.90} + E_1 \cdot \frac{H}{2}$$

Se obtienen

$$\sigma_{max2_l} := \sigma_{max2l} = \begin{bmatrix} 33.520 \\ 33.520 \\ 40.220 \\ 26.810 \\ 26.810 \\ 74.130 \\ 41.010 \\ 74.130 \\ 41.010 \end{bmatrix} \frac{\text{tonf}}{m^2} \quad \sigma_{min2_l} := \sigma_{min2l} = \begin{bmatrix} 33.520 \\ 33.520 \\ 40.220 \\ 26.810 \\ 26.810 \\ 0.000 \\ 12.620 \\ 0.000 \\ 12.620 \end{bmatrix} \frac{\text{tonf}}{m^2} \quad \sigma_{max1_l} := \sigma_{max1l} = \begin{bmatrix} 74.360 \\ 62.900 \\ 74.830 \\ 56.600 \\ 50.060 \\ 71.410 \\ 58.190 \\ 68.135 \\ 54.925 \end{bmatrix} \frac{\text{tonf}}{m^2} \quad \sigma_{min1_l} := \sigma_{min1l} = \begin{bmatrix} 74.360 \\ 62.900 \\ 74.830 \\ 56.600 \\ 50.060 \\ 33.550 \\ 46.840 \\ 30.280 \\ 43.568 \end{bmatrix} \frac{\text{tonf}}{m^2}$$

$$\tan \alpha_l := \alpha_l = \begin{bmatrix} 0.00 \\ 0.00 \\ 0.00 \\ 0.00 \\ 0.00 \\ 1.81 \cdot 10^{-4} \\ 5.43 \cdot 10^{-5} \\ 1.81 \cdot 10^{-4} \\ 5.43 \cdot 10^{-5} \end{bmatrix}$$

* σ_1 : Esfuerzos en la base del caisson existente
 σ_2 : Esfuerzos en la base del bloque de concreto ciclopeo
 α : Rotación de la fundación
 p_1 : Esfuerzos laterales

$$p_{1long} := \frac{K_n \cdot (2 D_d - H_c) H_c}{2 D_d} \cdot \tan \alpha_t$$

$$p_{1long} = \begin{bmatrix} 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 5.116 \\ 1.536 \\ 5.116 \\ 1.536 \end{bmatrix} \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$E_{1long} := E_{1al}$$

$$E_{1long} = \begin{bmatrix} 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 23.573 \\ 7.070 \\ 23.573 \\ 7.070 \end{bmatrix} \text{tonf}$$

$$R_{1long_i} := \text{abs}(R_i)$$

$$R_{1long} = \begin{bmatrix} 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 2047.730 \\ 614.310 \\ 2047.730 \\ 614.310 \end{bmatrix} \text{tonf}$$

$$\sigma_{max2_t} := \sigma_{max2t} = \begin{bmatrix} 33.520 \\ 33.520 \\ 40.220 \\ 26.810 \\ 26.810 \\ 31.560 \\ 42.650 \\ 31.567 \\ 42.650 \end{bmatrix} \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{min2_t} := \sigma_{min2t} = \begin{bmatrix} 33.520 \\ 33.520 \\ 40.220 \\ 26.810 \\ 26.810 \\ 22.060 \\ 10.980 \\ 22.060 \\ 10.980 \end{bmatrix} \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{max1_t} := \sigma_{max1t} = \begin{bmatrix} 74.360 \\ 62.900 \\ 74.830 \\ 56.600 \\ 50.060 \\ 54.380 \\ 58.850 \\ 51.108 \\ 55.580 \end{bmatrix} \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{min1_t} := \sigma_{min1t} = \begin{bmatrix} 74.360 \\ 62.900 \\ 74.830 \\ 56.600 \\ 50.060 \\ 50.580 \\ 46.180 \\ 47.308 \\ 42.910 \end{bmatrix} \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$\tan \alpha_t := \alpha_t = \begin{bmatrix} 0.00 \\ 0.00 \\ 0.00 \\ 0.00 \\ 0.00 \\ 1.82 \cdot 10^{-5} \\ 6.05 \cdot 10^{-5} \\ 1.82 \cdot 10^{-5} \\ 6.05 \cdot 10^{-5} \end{bmatrix}$$

- * σ_1 : Esfuerzos en la base del caisson existente
- σ_2 : Esfuerzos en la base del bloque de concreto ciclopeo
- α : Rotación de la fundación
- p_1 : Esfuerzos laterales

$$p_{1trans} := \frac{K_h \cdot (2 D_d - H_c) H_c}{2 D_d} \cdot \tan \alpha_t$$

$$p_{1trans} = \begin{bmatrix} 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.515 \\ 1.711 \\ 0.515 \\ 1.711 \end{bmatrix} \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$E_{1trans} := E_{1at}$$

$$E_{1trans} = \begin{bmatrix} 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 2.360 \\ 7.880 \\ 2.360 \\ 7.890 \end{bmatrix} \text{tonf}$$

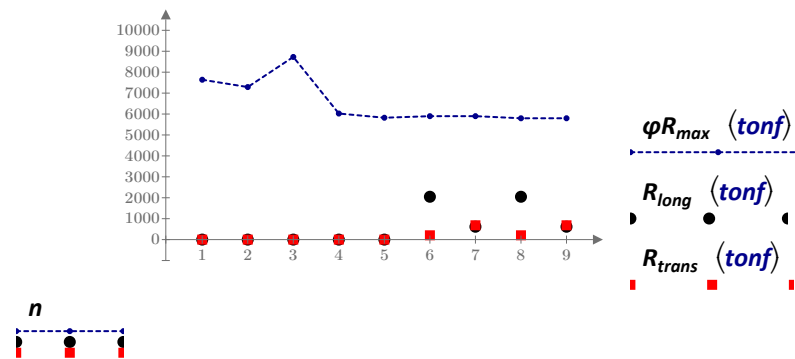
$$R_{trans_i} := \text{abs}(R_{t_i})$$

$$R_{trans} = \begin{bmatrix} 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 205.340 \\ 684.450 \\ 205.330 \\ 684.450 \end{bmatrix} \text{tonf}$$

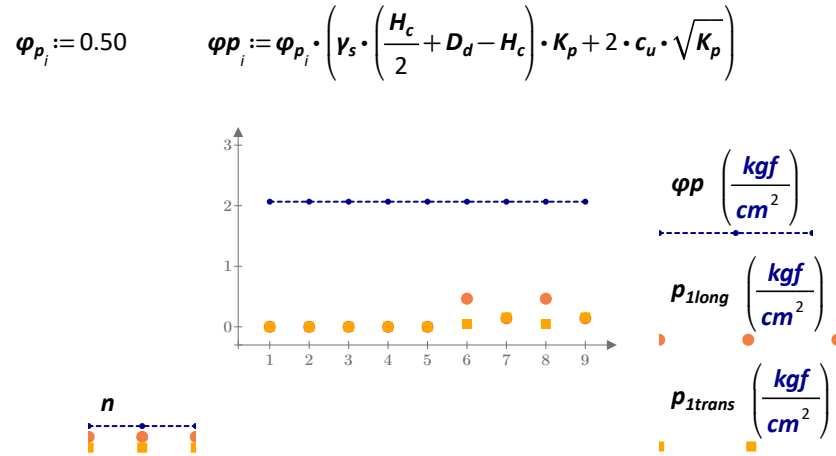
- Verificación de comportamiento como bloque rígido ($R < R_{max}$)

$$\varphi_R := 0.90$$

$$\varphi R_{max} := (\varphi_R) ((N_b + W_{mejoramiento}) \cdot \tan(\delta) + A_{b2} \cdot C_A)$$



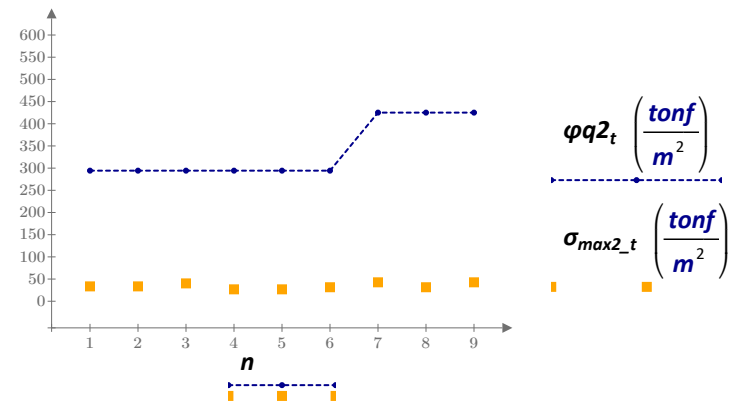
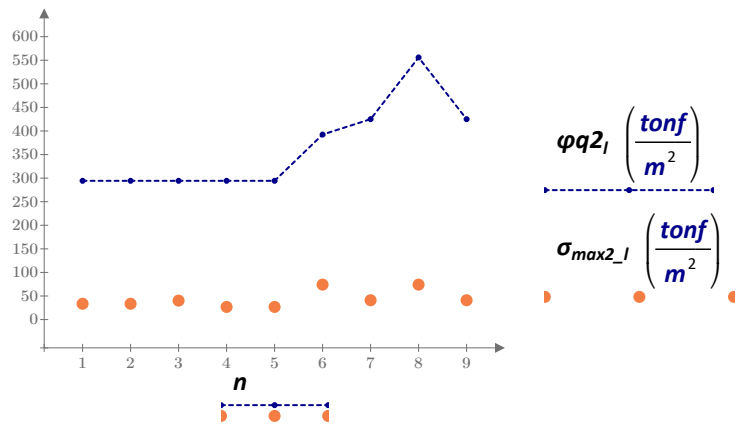
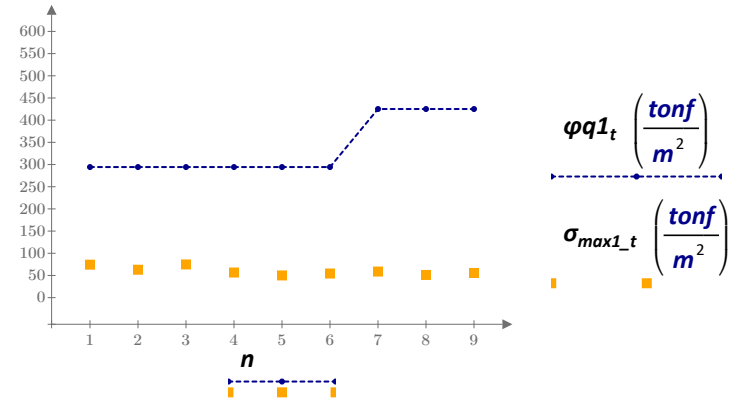
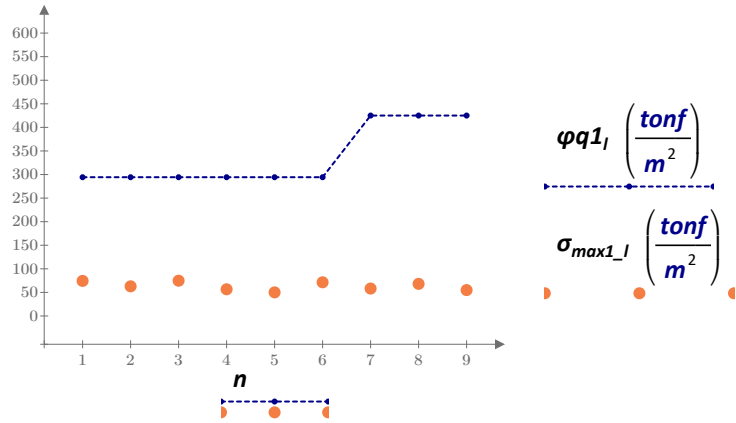
- **Verificación de la capacidad por presión en la cara lateral ($p_l < p_{adm}$)**



- **Verificación de la capacidad por presión en la base ($\sigma_{max} < q_{adm}$)**

$q_{u_i} := 654 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$

$\varphi 1_i :=$ if $i \leq 6$ $\left\ \begin{array}{l} \sigma_{min1_l_i} \\ \text{if } \frac{\sigma_{max1_l_i}}{\sigma_{min1_l_i}} \leq 0.25 \\ \left\ \begin{array}{l} 0.6 \\ \text{else} \\ 0.45 \end{array} \right\ \end{array} \right\ $ else $\left\ \begin{array}{l} \sigma_{min1_l_i} \\ \text{if } \frac{\sigma_{max1_l_i}}{\sigma_{min1_l_i}} \leq 0.25 \\ \left\ \begin{array}{l} 0.85 \\ \text{else} \\ 0.65 \end{array} \right\ \end{array} \right\ $	$\varphi 2_i :=$ if $i \leq 6$ $\left\ \begin{array}{l} \sigma_{min2_l_i} \\ \text{if } \frac{\sigma_{max2_l_i}}{\sigma_{min2_l_i}} \leq 0.25 \\ \left\ \begin{array}{l} 0.6 \\ \text{else} \\ 0.45 \end{array} \right\ \end{array} \right\ $ else $\left\ \begin{array}{l} \sigma_{min2_l_i} \\ \text{if } \frac{\sigma_{max2_l_i}}{\sigma_{min2_l_i}} \leq 0.25 \\ \left\ \begin{array}{l} 0.85 \\ \text{else} \\ 0.65 \end{array} \right\ \end{array} \right\ $	$\varphi 1_t :=$ if $i \leq 6$ $\left\ \begin{array}{l} \sigma_{min1_t_i} \\ \text{if } \frac{\sigma_{max1_t_i}}{\sigma_{min1_t_i}} \leq 0.25 \\ \left\ \begin{array}{l} 0.6 \\ \text{else} \\ 0.45 \end{array} \right\ \end{array} \right\ $ else $\left\ \begin{array}{l} \sigma_{min1_t_i} \\ \text{if } \frac{\sigma_{max1_t_i}}{\sigma_{min1_t_i}} \leq 0.25 \\ \left\ \begin{array}{l} 0.85 \\ \text{else} \\ 0.65 \end{array} \right\ \end{array} \right\ $	$\varphi 2_t :=$ if $i \leq 6$ $\left\ \begin{array}{l} \sigma_{min2_t_i} \\ \text{if } \frac{\sigma_{max2_t_i}}{\sigma_{min2_t_i}} \leq 0.25 \\ \left\ \begin{array}{l} 0.6 \\ \text{else} \\ 0.45 \end{array} \right\ \end{array} \right\ $ else $\left\ \begin{array}{l} \sigma_{min2_t_i} \\ \text{if } \frac{\sigma_{max2_t_i}}{\sigma_{min2_t_i}} \leq 0.25 \\ \left\ \begin{array}{l} 0.85 \\ \text{else} \\ 0.65 \end{array} \right\ \end{array} \right\ $
-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

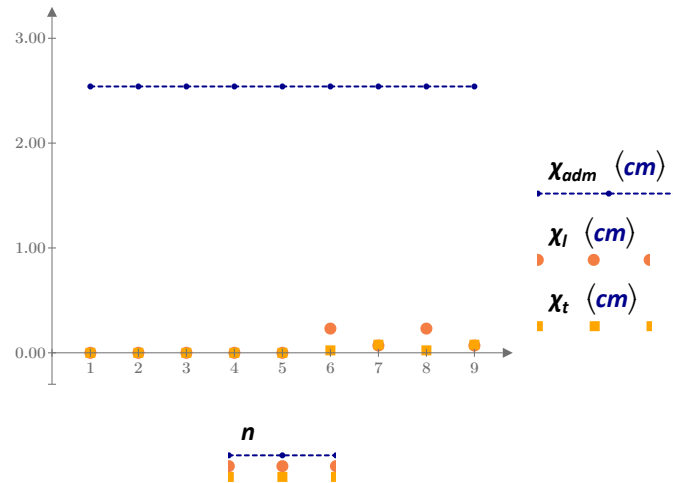


• **Verificación del desplazamiento lateral**

$$\chi_l := H_c \cdot \tan \alpha_l = \begin{bmatrix} 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.231 \\ 0.069 \\ 0.231 \\ 0.069 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$\chi_t := H_c \cdot \tan \alpha_t = \begin{bmatrix} 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.023 \\ 0.077 \\ 0.023 \\ 0.077 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$\chi_{adm_i} := 1 \text{ in}$$



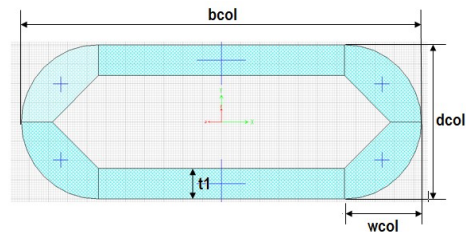
7. DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA (PILA EJE 3)

7.1 Columna

7.1.2 Geometría

Para el diseño de la columna, se supone que la carga axial permanente de la estructura existente (viga cajón y columna) ya fue transmitida a la cimentación por la sección de las columnas existentes, por lo que el encamisado de reforzamiento trabajaría para resistir únicamente las cargas temporales y accidentales (sismo).

SECCION COLUMNA EXISTENTE



Inercia en sentido transversal al puente
 Inercia en sentido longitudinal al puente
 Área de la columna

$$b_{col} := 5.20 \text{ m}$$

$$d_{col} := 2.0 \text{ m}$$

$$t_1 := 0.40 \text{ m}$$

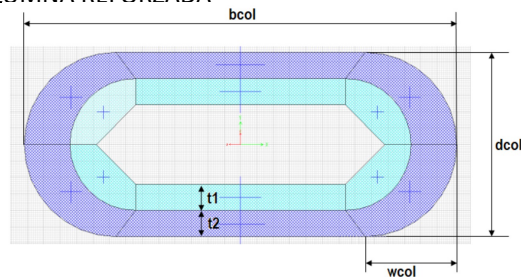
$$w_{col} := 1.0 \text{ m}$$

$$I_{trans} := 12.8293 \text{ m}^4$$

$$I_{long} := 2.4047 \text{ m}^4$$

$$A_{col} := 4.96 \text{ m}^2$$

SECCION COLUMNA REFORZADA



Inercia en sentido transversal al puente
 Inercia en sentido longitudinal al puente
 Área de la columna

$$b_{col} := 6.6 \text{ m}$$

$$d_{col} := 2.8 \text{ m}$$

$$t_1 := 0.40 \text{ m}$$

$$t_2 := 0.40 \text{ m}$$

$$w_{col} := 1.4 \text{ m}$$

$$I_{trans_ref} := 46.01 \text{ m}^4$$

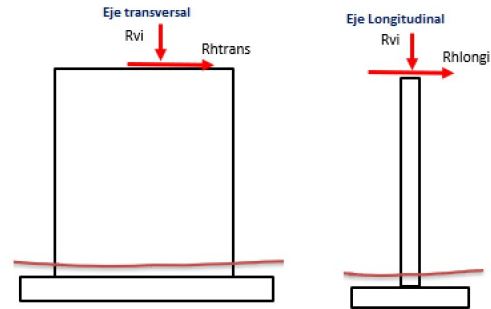
$$I_{long_ref} := 9.43 \text{ m}^4$$

$$A_{col_ref} := 12.198 \text{ m}^2$$

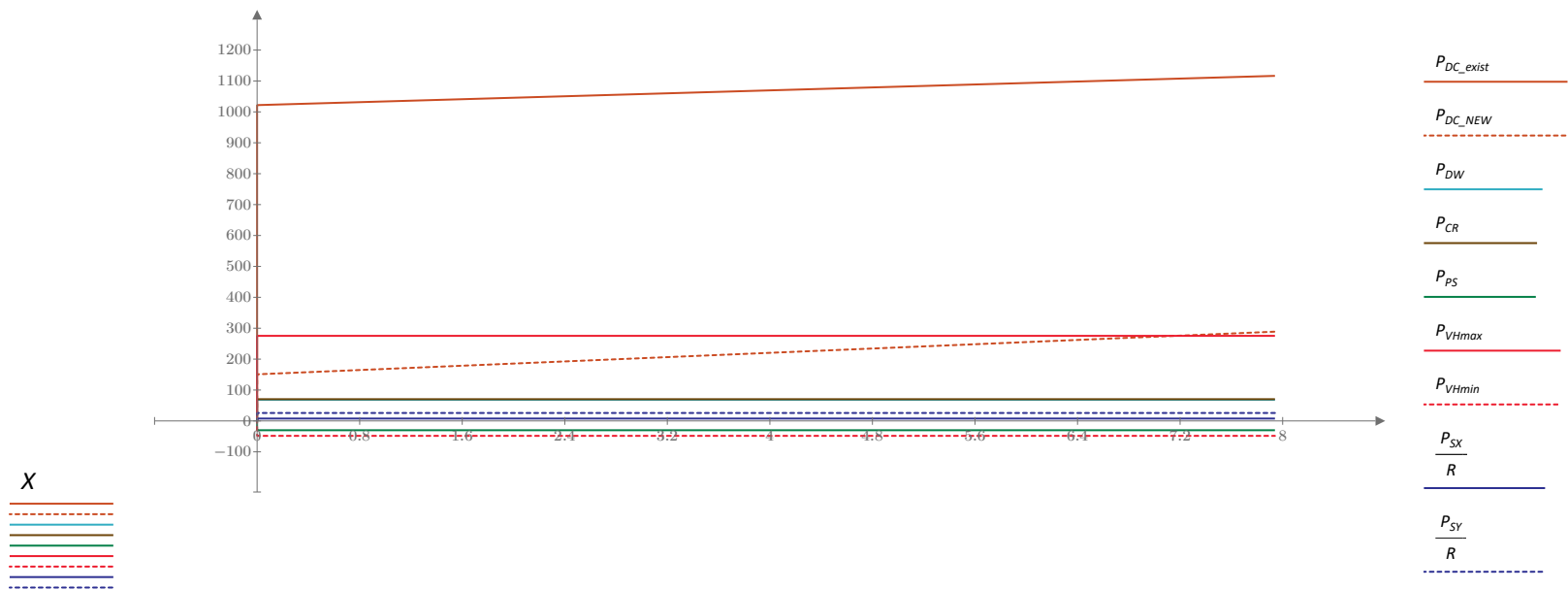
$$H_{col} := 7.94 \text{ m}$$

ALTURA TOTAL DE LA COLUMNA

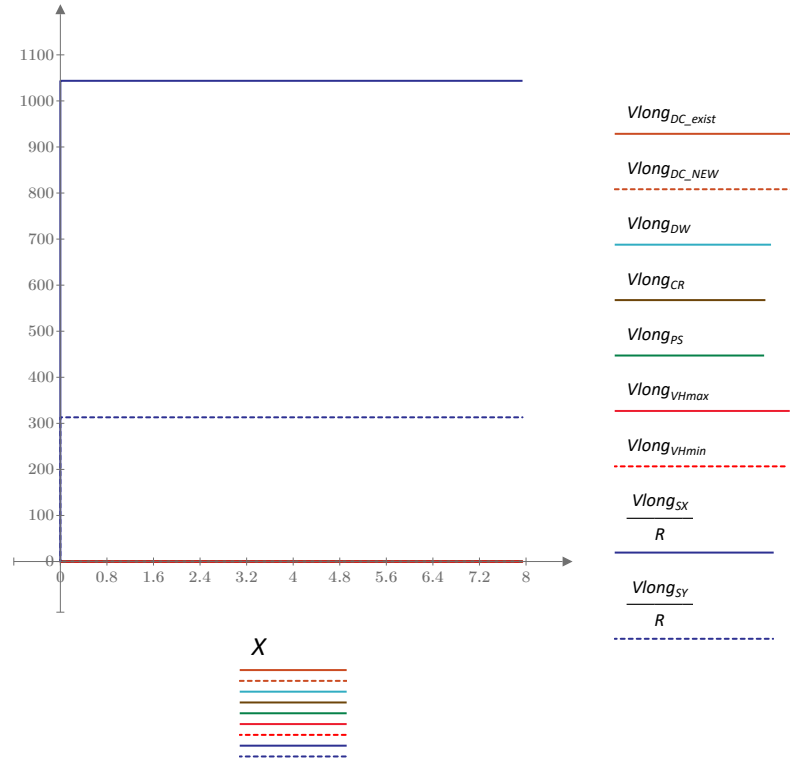
7.1.3 Demanda



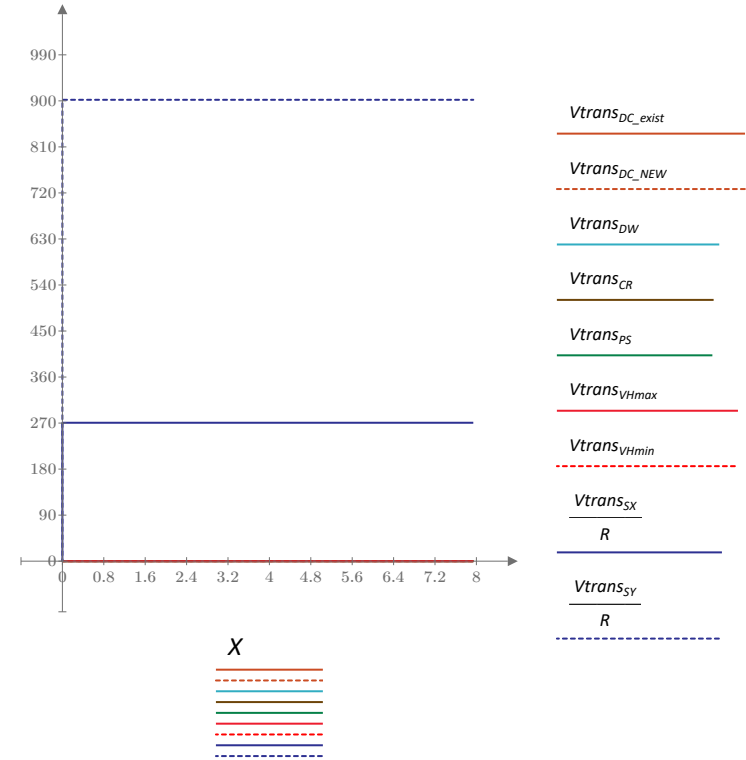
Demanda Axial (tonf)



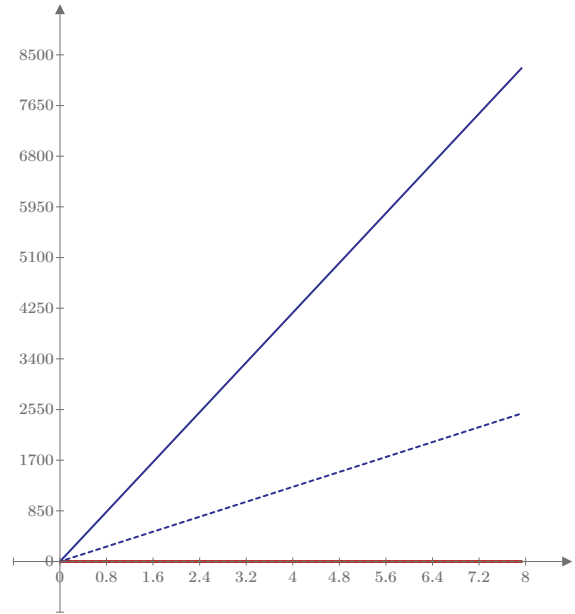
Cortante Eje Longitudinal(tonf)



Cortante Eje transversal(tonf)



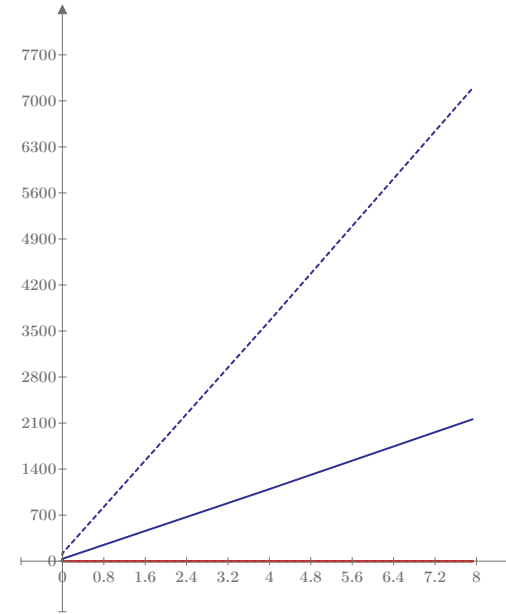
Momento Eje Longitudinal(tonf.m)



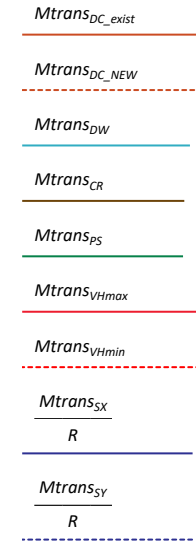
X



Momento Eje transversal(tonf.m)



X



Demanda última actuando en la sección existente

Strenght I

$$\begin{aligned}PU1 &:= 1.25 \cdot P_{DC_exist} + 1.25 P_{CR} + P_{PS} \\VU1long &:= 1.25 \cdot Vlong_{DC_exist} + 1.25 Vlong_{CR} + Vlong_{PS} \\VU1trans &:= 1.25 \cdot Vtrans_{DC_exist} + 1.25 Vtrans_{CR} + Vtrans_{PS} \\MU1long &:= 1.25 \cdot Mlong_{DC_exist} + 1.25 Mlong_{CR} + Mlong_{PS} \\MU1trans &:= 1.25 \cdot Mtrans_{DC_exist} + 1.25 Mtrans_{CR} + Mtrans_{PS}\end{aligned}$$

Strenght IV

$$\begin{aligned}PU2 &:= 1.5 \cdot P_{DC_exist} + 1.25 P_{CR} + P_{PS} \\VU2long &:= 1.5 \cdot Vlong_{DC_exist} + 1.25 Vlong_{CR} + Vlong_{PS} \\VU2trans &:= 1.5 \cdot Vtrans_{DC_exist} + 1.25 Vtrans_{CR} + Vtrans_{PS} \\MU2long &:= 1.5 \cdot Mlong_{DC_exist} + 1.25 Mlong_{CR} + Mlong_{PS} \\MU2trans &:= 1.5 \cdot Mtrans_{DC_exist} + 1.25 Mtrans_{CR} + Mtrans_{PS}\end{aligned}$$

Demanda última actuando en la sección reforzada

Strenght I

$$\begin{aligned}PU1_{max} &:= 1.25 \cdot P_{DC_NEW} + 1.5 P_{DW} + P_{PS} + 1.75 P_{VHmax} \\PU1_{min} &:= 1.25 \cdot P_{DC_NEW} + 1.5 P_{DW} + P_{PS} + 1.75 P_{VHmin} \\VU1long_{max} &:= 1.25 \cdot Vlong_{DC_NEW} + 1.5 Vlong_{DW} + Vlong_{PS} + 1.75 Vlong_{VHmax} \\VU1long_{min} &:= 1.25 \cdot Vlong_{DC_NEW} + 1.5 Vlong_{DW} + Vlong_{PS} + 1.75 Vlong_{VHmin} \\VU1trans_{max} &:= 1.25 \cdot Vtrans_{DC_NEW} + 1.5 Vtrans_{DW} + Vtrans_{PS} + 1.75 Vtrans_{VHmax} \\VU1trans_{min} &:= 1.25 \cdot Vtrans_{DC_NEW} + 1.5 Vtrans_{DW} + Vtrans_{PS} + 1.75 Vtrans_{VHmin} \\MU1long_{max} &:= 1.25 \cdot Mlong_{DC_NEW} + 1.5 Mlong_{DW} + Mlong_{PS} + 1.75 Mlong_{VHmax} \\MU1long_{min} &:= 1.25 \cdot Mlong_{DC_NEW} + 1.5 Mlong_{DW} + Mlong_{PS} + 1.75 Mlong_{VHmin} \\MU1trans_{max} &:= 1.25 \cdot Mtrans_{DC_NEW} + 1.5 Mtrans_{DW} + Mlong_{PS} + 1.75 Mtrans_{VHmax} \\MU1trans_{min} &:= 1.25 \cdot Mtrans_{DC_NEW} + 1.5 Mtrans_{DW} + Mlong_{PS} + 1.75 Mtrans_{VHmin}\end{aligned}$$

Strenght IV

$$\begin{aligned}
 PU2_{max} &:= 1.5 \cdot P_{DC_NEW} + 1.5 P_{DW} + 1.25 P_{CR} + P_{PS} \\
 VU2long_{max} &:= 1.5 \cdot Vlong_{DC_NEW} + 1.5 Vlong_{DW} + 1.25 Vlong_{CR} + Vlong_{PS} \\
 VU2trans_{max} &:= 1.5 \cdot Vtrans_{DC_NEW} + 1.5 Vtrans_{DW} + 1.25 Vtrans_{CR} + Vtrans_{PS} \\
 MU2long_{max} &:= 1.5 \cdot Mlong_{DC_NEW} + 1.5 Mlong_{DW} + 1.25 Mlong_{CR} + Mlong_{PS} \\
 MU2trans_{max} &:= 1.5 \cdot Mtrans_{DC_NEW} + 1.5 Mtrans_{DW} + 1.25 Mtrans_{CR} + Mtrans_{PS}
 \end{aligned}$$

Extreme Event I (Sx)

$$\begin{aligned}
 PU3_{max} &:= (P_{DC1} + P_{DC2} + P_{DC3} + P_{DC4}) + P_{DW} + P_{CR} + P_{PS} + 0.5 P_{VHmax} + (P_{SX} \div R) \\
 PU3_{min} &:= (P_{DC1} + P_{DC2} + P_{DC3} + P_{DC4}) + P_{DW} + P_{CR} + P_{PS} + 0.5 P_{VHmin} + (P_{SX} \div R) \\
 VU3long_{max} &:= (Vlong_{DC1} + Vlong_{DC2} + Vlong_{DC3} + Vlong_{DC4}) + Vlong_{DW} + Vlong_{CR} + Vlong_{PS} + 0.5 Vlong_{VHmax} + (Vlong_{SX} \div R) \\
 VU3long_{min} &:= (Vlong_{DC1} + Vlong_{DC2} + Vlong_{DC3} + Vlong_{DC4}) + Vlong_{DW} + Vlong_{CR} + Vlong_{PS} + 0.5 Vlong_{VHmin} + (Vlong_{SX} \div R) \\
 VU3trans_{max} &:= (Vtrans_{DC1} + Vtrans_{DC2} + Vtrans_{DC3} + Vtrans_{DC4}) + Vtrans_{DW} + Vtrans_{CR} + Vtrans_{PS} + 0.5 Vtrans_{VHmax} + (Vtrans_{SX} \div R) \\
 VU3trans_{min} &:= (Vtrans_{DC1} + Vtrans_{DC2} + Vtrans_{DC3} + Vtrans_{DC4}) + Vtrans_{DW} + Vtrans_{CR} + Vtrans_{PS} + 0.5 Vtrans_{VHmin} + (Vtrans_{SX} \div R) \\
 MU3long_{max} &:= (Mlong_{DC1} + Mlong_{DC2} + Mlong_{DC3} + Mlong_{DC4}) + Mlong_{DW} + Mlong_{CR} + Mlong_{PS} + 0.5 Mlong_{VHmax} + (Mlong_{SX} \div R) \\
 MU3long_{min} &:= (Mlong_{DC1} + Mlong_{DC2} + Mlong_{DC3} + Mlong_{DC4}) + Mlong_{DW} + Mlong_{CR} + Mlong_{PS} + 0.5 Mlong_{VHmin} + (Mlong_{SX} \div R) \\
 MU3trans_{max} &:= (Mtrans_{DC1} + Mtrans_{DC2} + Mtrans_{DC3} + Mtrans_{DC4}) + Mtrans_{DW} + Mtrans_{CR} + Mtrans_{PS} + 0.5 Mtrans_{VHmax} + (Mtrans_{SX} \div R) \\
 MU3trans_{min} &:= (Mtrans_{DC1} + Mtrans_{DC2} + Mtrans_{DC3} + Mtrans_{DC4}) + Mtrans_{DW} + Mtrans_{CR} + Mtrans_{PS} + 0.5 Mtrans_{VHmin} + (Mtrans_{SX} \div R)
 \end{aligned}$$

Extreme Event I (Sy)

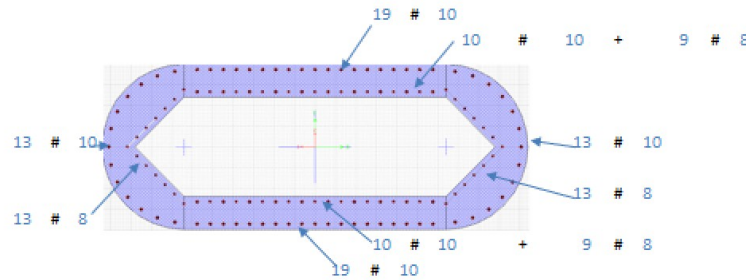
$$\begin{aligned}
 PU4_{max} &:= (P_{DC1} + P_{DC2} + P_{DC3} + P_{DC4}) + P_{DW} + P_{CR} + P_{PS} + 0.5 P_{VHmax} + (P_{SY} \div R) \\
 PU4_{min} &:= (P_{DC1} + P_{DC2} + P_{DC3} + P_{DC4}) + P_{DW} + P_{CR} + P_{PS} + 0.5 P_{VHmin} + (P_{SY} \div R) \\
 VU4long_{max} &:= (Vlong_{DC1} + Vlong_{DC2} + Vlong_{DC3} + Vlong_{DC4}) + Vlong_{DW} + Vlong_{CR} + Vlong_{PS} + 0.5 Vlong_{VHmax} + (Vlong_{SY} \div R) \\
 VU4long_{min} &:= (Vlong_{DC1} + Vlong_{DC2} + Vlong_{DC3} + Vlong_{DC4}) + Vlong_{DW} + Vlong_{CR} + Vlong_{PS} + 0.5 Vlong_{VHmin} + (Vlong_{SY} \div R) \\
 VU4trans_{max} &:= (Vtrans_{DC1} + Vtrans_{DC2} + Vtrans_{DC3} + Vtrans_{DC4}) + Vtrans_{DW} + Vtrans_{CR} + Vtrans_{PS} + 0.5 Vtrans_{VHmax} + (Vtrans_{SY} \div R) \\
 VU4trans_{min} &:= (Vtrans_{DC1} + Vtrans_{DC2} + Vtrans_{DC3} + Vtrans_{DC4}) + Vtrans_{DW} + Vtrans_{CR} + Vtrans_{PS} + 0.5 Vtrans_{VHmin} + (Vtrans_{SY} \div R) \\
 MU4long_{max} &:= (Mlong_{DC1} + Mlong_{DC2} + Mlong_{DC3} + Mlong_{DC4}) + Mlong_{DW} + Mlong_{CR} + Mlong_{PS} + 0.5 Mlong_{VHmax} + (Mlong_{SY} \div R) \\
 MU4long_{min} &:= (Mlong_{DC1} + Mlong_{DC2} + Mlong_{DC3} + Mlong_{DC4}) + Mlong_{DW} + Mlong_{CR} + Mlong_{PS} + 0.5 Mlong_{VHmin} + (Mlong_{SY} \div R) \\
 MU4trans_{max} &:= (Mtrans_{DC1} + Mtrans_{DC2} + Mtrans_{DC3} + Mtrans_{DC4}) + Mtrans_{DW} + Mtrans_{CR} + Mtrans_{PS} + 0.5 Mtrans_{VHmax} + (Mtrans_{SY} \div R) \\
 MU4trans_{min} &:= (Mtrans_{DC1} + Mtrans_{DC2} + Mtrans_{DC3} + Mtrans_{DC4}) + Mtrans_{DW} + Mtrans_{CR} + Mtrans_{PS} + 0.5 Mtrans_{VHmin} + (Mtrans_{SY} \div R)
 \end{aligned}$$

7.1.4 Revisión de la Columna a Flexo-compresión

SECCION EXISTENTE

Acero de refuerzo colocado en la sección existente

$$A_{s_{col}} := 888 \text{ cm}^2$$



Acero de refuerzo mínimo

$$A_{s_{min}} := 0.01 \cdot A_{col} = 496 \text{ cm}^2$$

Acero de refuerzo máximo

$$A_{s_{max}} := 0.04 \cdot A_{col} = 1984 \text{ cm}^2$$

Verificación de acero de refuerzo

$$\text{if } (A_{s_{min}} \leq A_{s_{col}} \leq A_{s_{max}}, \text{ "OK" }, \text{ "X" }) = \text{ "OK" }$$

Diagrama de interacción dirección longitudinal (tonf/tonf.m)

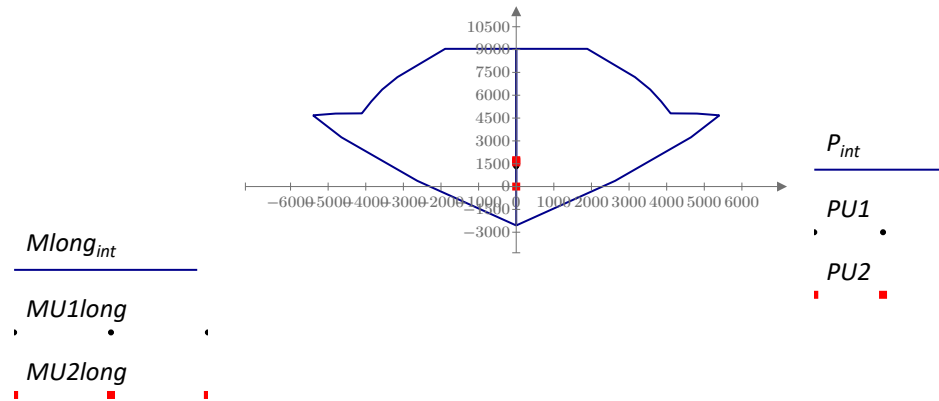
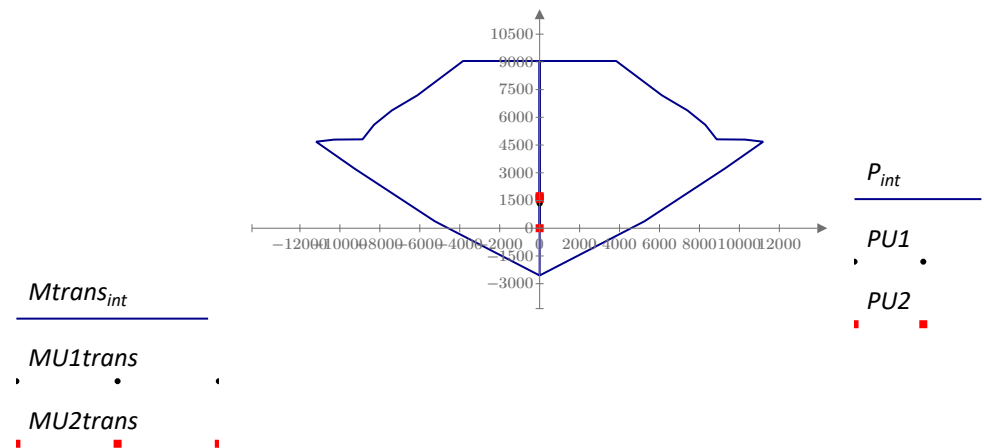


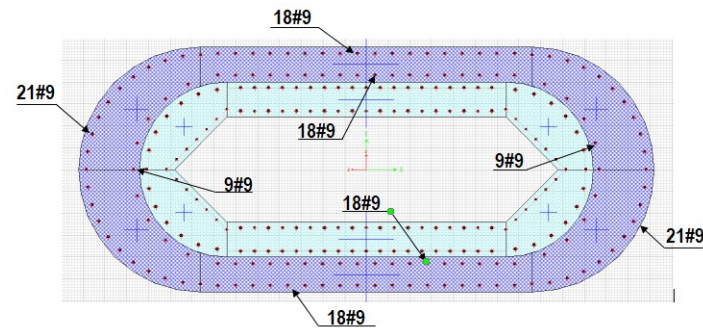
Diagrama de interacción dirección transversal (tonf/tonf.m)



SECCION REFORZADA

Acero de refuerzo colocado en la sección existente

$$A_{s_{col}} := 888 \text{ cm}^2 + 846.52 \text{ cm}^2 = 1734.52 \text{ cm}^2$$



Acero de refuerzo mínimo
Acero de refuerzo máximo

$$A_{s_{min}} := 0.01 \cdot A_{col_{ref}} = 1219.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{max}} := 0.04 \cdot A_{col_{ref}} = 4879.2 \text{ cm}^2$$

Verificación de acero de refuerzo

$$\text{if } (A_{s_{min}} \leq A_{s_{col}} \leq A_{s_{max}}, \text{ "OK" }, \text{ "X" }) = \text{ "OK" }$$

Diagrama de interacción dirección longitudinal (tonf/tonf.m)

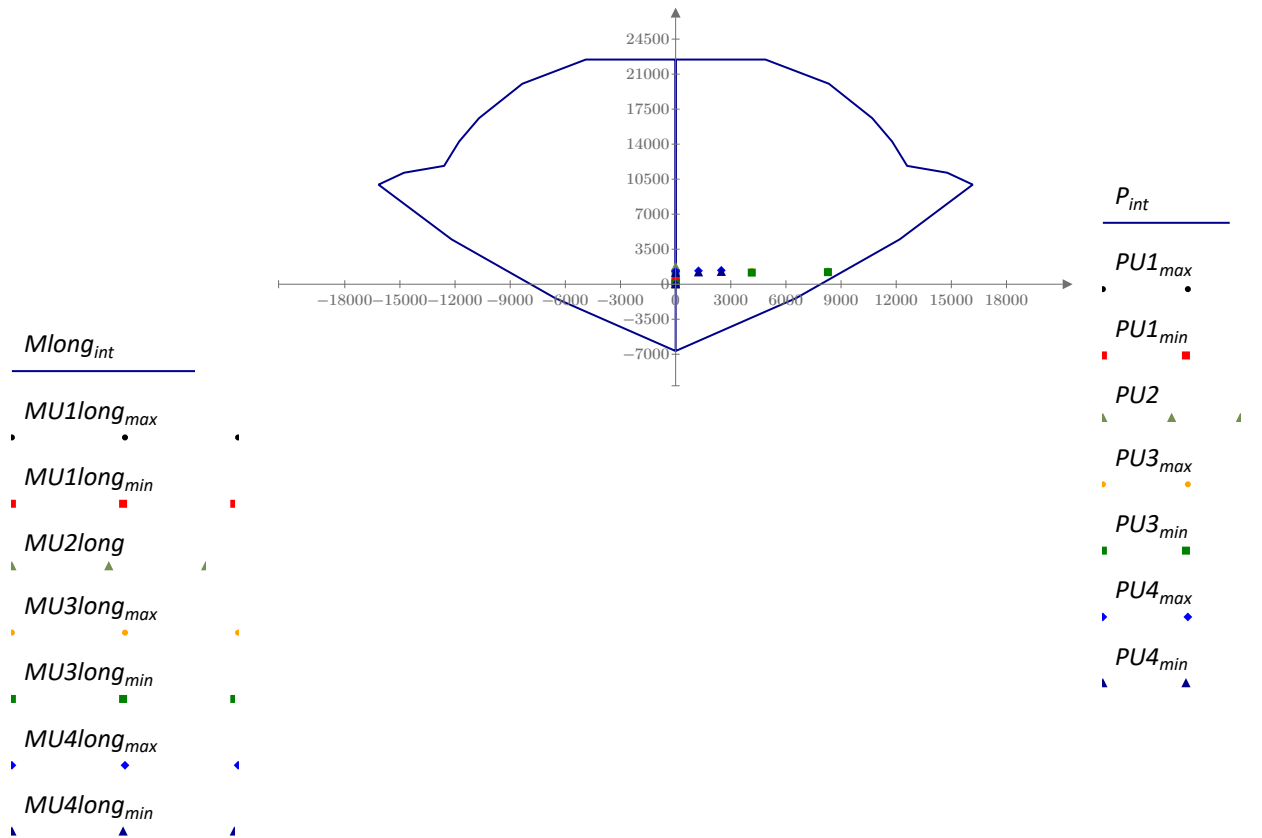
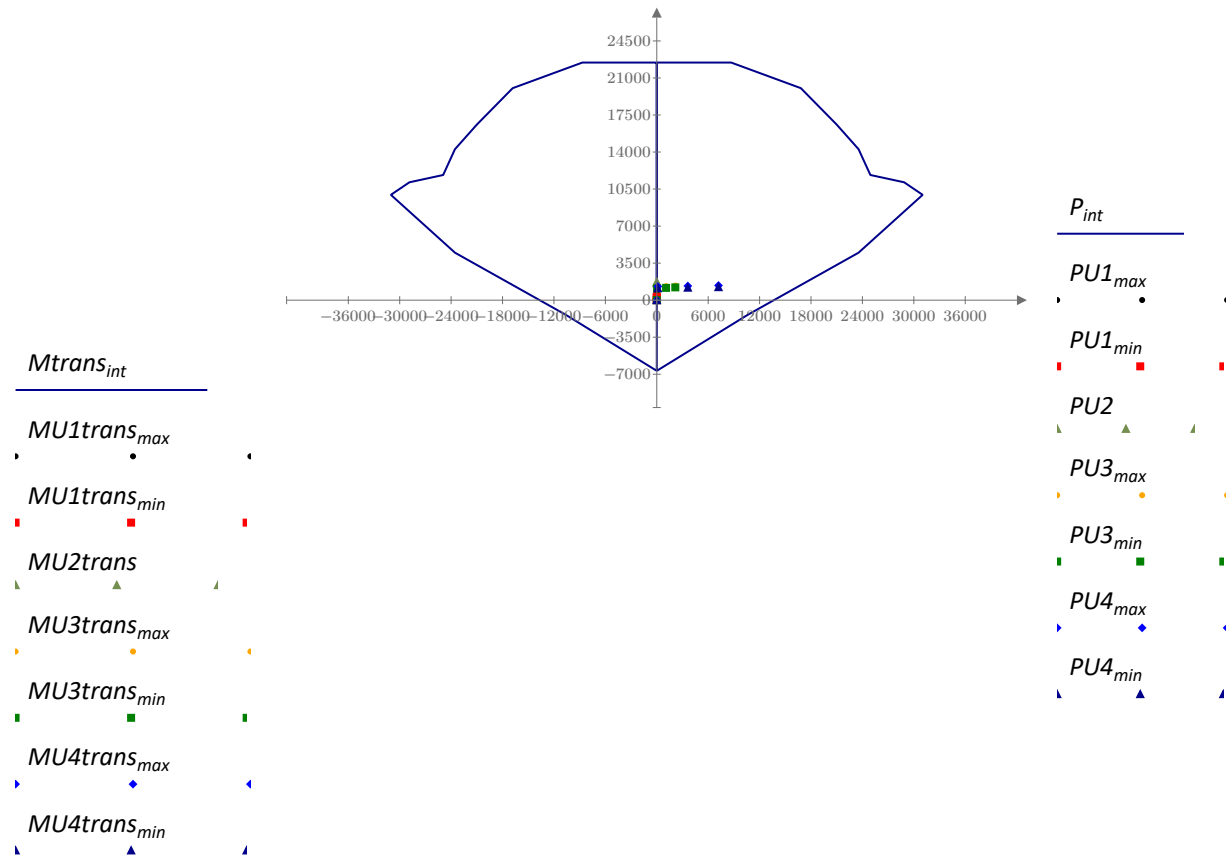


Diagrama de interacción dirección transversal (tonf/tonf.m)

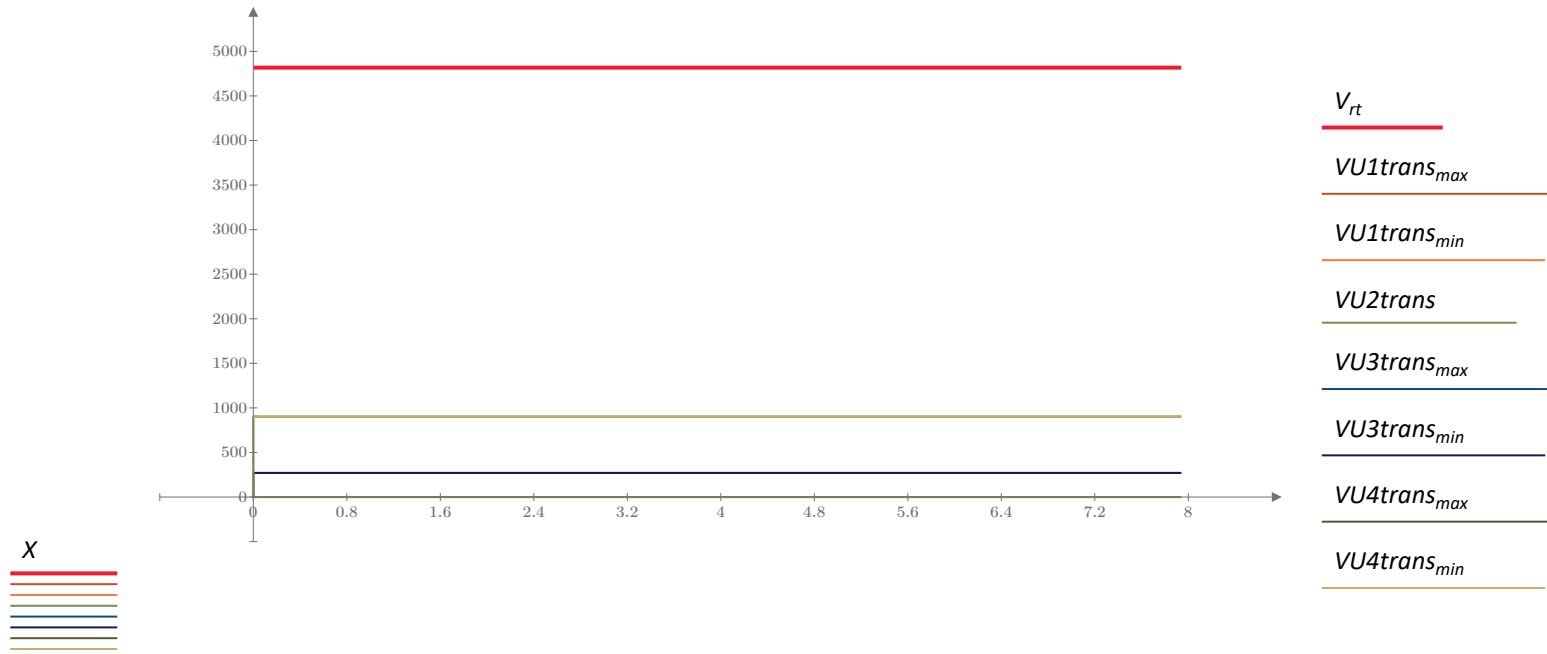


7.1.5 Revisión de la Columna a Cortante

Debido al estado de conservación se desprecia el aporte del concreto existente

Capacidad Dirección Transversal

Cantidad de varillas	$cantv := 4$
Diámetro de varilla (#6)	$d_v := \frac{6}{8} \text{ in} = 1.905 \text{ cm}$
Área de refuerzo por cortante	$A_v := \frac{cantv \cdot \pi \cdot d_v^2}{4} = 11.401 \text{ cm}^2$
Espaciamiento	$s_v := 20 \text{ cm}$
	$\text{if}(s_v \leq 18 \text{ in}, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$
Cuantía de acero horizontal	$\rho_h := \frac{100 \text{ cm}}{s_v} \cdot \frac{A_v}{2 \cdot t_2 \cdot 100 \text{ cm}} = 0.007$
	$\text{if}(\rho_h > 0.0025, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$
Capacidad por cortante del concreto	$V_r := 0.253 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{ksi}}} \cdot \frac{A_{col_ref}}{\text{in}^2} \cdot \frac{1000 \text{ lbf}}{\text{tonf}} = 5336.378 \text{ tonf}$
	$V_n := \left(0.063 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{ksi}}} + \rho_h \cdot \frac{f_y}{\text{ksi}} \right) \cdot \frac{A_{col_ref}}{\text{in}^2} \cdot \frac{1000 \text{ lbf}}{\text{tonf}} = 5352.859 \text{ tonf}$
	$\phi_v := 0.9$
	$V_{rt} := \min(\phi_v \cdot V_n, V_r) = 4817.573 \text{ tonf}$



Capacidad Dirección longitudinal

Cantidad de varillas

$$cantv := 4$$

Diámetro de varilla (#6)

$$d_v := \frac{6}{8} \text{ in} = 1.905 \text{ cm}$$

Área de refuerzo por cortante

$$A_v := \frac{cantv \cdot \pi \cdot d_v^2}{4} = 11.401 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento

$$s_v := 20 \text{ cm}$$

Cuantía de acero horizontal

$$\text{if } (s_v \leq 18 \text{ in}, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

$$\rho_h := \frac{100 \text{ cm}}{s_v} \cdot \frac{A_v}{2 \cdot t_2 \cdot 100 \text{ cm}} = 0.007$$

$$\text{if } (\rho_h > 0.0025, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

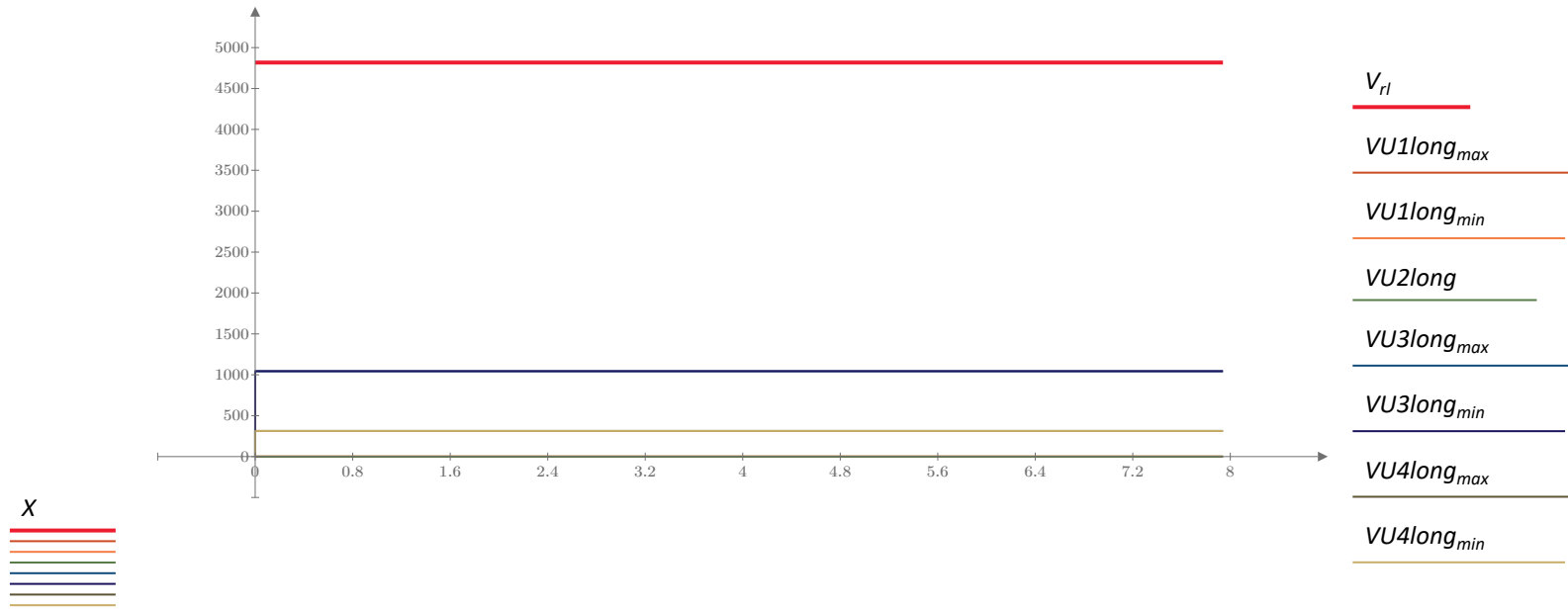
Capacidad por cortante del
concreto

$$V_r := 0.253 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{ksi}}} \cdot \frac{A_{col_ref}}{\text{in}^2} \cdot \frac{1000 \text{ lbf}}{\text{tonf}} = 5336.378 \text{ tonf}$$

$$V_n := \left(0.063 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{ksi}}} + \rho_h \cdot \frac{f_y}{\text{ksi}} \right) \cdot \frac{A_{col_ref}}{\text{in}^2} \cdot \frac{1000 \text{ lbf}}{\text{tonf}} = 5352.859 \text{ tonf}$$

$$\phi_v := 0.9$$

$$V_{rl} := \min(\phi_v \cdot V_n, V_r) = 4817.573 \text{ tonf}$$

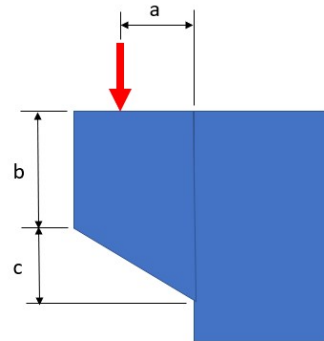


7.2 Viga Cabezal

7.2.1 Ménsula Viga Cabezal (Etapa constructiva sustitución de neoprenos)

Se detalla para resistir el peso propio de la superestructura durante el proceso de sustitución de neoprenos

Geometría



$$a_v := 0.45 \text{ m} \quad b := 0.9 \text{ m} \quad c := 0.9 \text{ m}$$

$$b_w := 3.9 \text{ m}$$

$$h := b + c = 1.8 \text{ m}$$

Concreto

$$f'_c := 500 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Acero de refuerzo colocado

Recubrimiento

$$\text{recub} := 5 \text{ cm}$$

Acero Principal

Acero de presfuerzo G150

$$f_{py} := 135 \text{ ksi} = 9491.439 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{pu} := 150 \text{ ksi} = 10546.044 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} = 0.9$$

$$cant1 := 10 \quad d_{var1} := 32 \text{ mm}$$

$$A_{sc1} := cant1 \cdot \frac{(d_{var1})^2 \cdot \pi}{4} = 80.425 \text{ cm}^2$$

$$d_p := h - 26.4 \text{ cm} = 1.536 \text{ m}$$

Acero de refuerzo G60

$$f_y := 60 \text{ ksi}$$

$$cant2 := 8 \quad d_{var2} := \frac{7}{8} \text{ in}$$

$$cant3 := 0 \quad d_{var3} := \frac{7}{8} \text{ in}$$

$$A_{sc2} := cant2 \cdot \frac{(d_{var2})^2 \cdot \pi}{4} + cant3 \cdot \frac{(d_{var3})^2 \cdot \pi}{4} = 31.036 \text{ cm}^2$$

$$d := h - 8.4 \text{ cm} = 1.716 \text{ m}$$

$$\text{if} \left(\frac{a_v}{d} \leq 1.0, \text{"OK"}, \text{"X"} \right) = \text{"OK"} \quad \text{if} (b \geq 0.5 \cdot d, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

Aros Horizontales

$$f_y := 60 \text{ ksi}$$

$$cant := 55 \quad diam := \frac{5}{8} \text{ in} \quad \text{*cantidad de patas}$$

$$A_{vh} := cant \cdot \frac{(diam)^2 \cdot \pi}{4} = 108.863 \text{ cm}^2$$

Demanda

$$PU = 731.244 \text{ tonf}$$

$$VU := PU = 731.244 \text{ tonf}$$

$$NU := 0 \text{ tonf} = 0 \text{ tonf} \quad \text{*Es una condición constructiva}$$

$$MU := VU \cdot a_v + NU \cdot (h - d) = 329.06 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Capacidad por aplastamiento

$$\phi_{ap} := 0.65$$

$$A_{contacto} := 0.5 \text{ m} \cdot 0.5 \text{ m} = 0.25 \text{ m}^2$$

$$Pn := 0.85 \cdot f'_c \cdot A_{contacto} = 1171.206 \text{ tonf} \quad \text{if } (\phi_{ap} \cdot Pn \geq PU, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

Capacidad a cortante de la ménsula

$$\phi_v := 0.75$$

$$Vn := \min \left(\left(34 + \frac{0.08 \cdot f'_c}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \cdot \frac{b_w \cdot d}{\text{cm}^2}, 110 \cdot \frac{b_w \cdot d}{\text{cm}^2} \right) \cdot \text{kgf} = 5459.06 \text{ tonf} \quad \text{if } (\phi_v \cdot Vn \geq VU, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

Acero requerido por cortante por fricción

$$\phi_v := 0.75$$

$$\mu := 1.0$$

$$A_{vf} := \frac{(VU)}{\phi_v \cdot \mu \cdot f_y} = 209.675 \text{ cm}^2$$

Acero requerido por tensión directa

$$\phi_n := 0.75$$

$$A_n := \frac{NU}{\phi_v \cdot f_{py}} = 0 \text{ cm}^2$$

Acero requerido por flexión

$$\phi_f := 0.75$$

$$\gamma_p := 0.28$$

$$\theta_1 := 0.85$$

$$\rho_p := \frac{A_{sc1}}{b_w \cdot d} = 0.001$$

$$\rho := \frac{A_{sc2}}{b_w \cdot d} = 0$$

$$f_{ps} := f_{pu} \cdot \left(1 - \frac{\gamma_p}{\theta_1} \cdot \left(\rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \cdot \frac{f_y}{f'_c} \cdot (\rho) \right) \right) = 10442.803 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Valores de prueba

$$A_f := 0.1 \text{ cm}^2$$

$$\rho_p := 0.001$$

$$f_{ps} := 150 \text{ ksi}$$

Restricciones	$\rho_p = \frac{A_f}{b_w \cdot d}$ $f_{ps} = f_{pu} \cdot \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \cdot \left(\rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \cdot \frac{f_y}{f'_c} \cdot (\rho) \right) \right)$ $MU = \phi_f \cdot A_f \cdot f_{py} \cdot \left(d - \frac{A_f \cdot f_{py}}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w} \right) + \phi_f \cdot A_{sc2} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_{sc2} \cdot f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w} \right)$
Solver	$RESULT := \text{find}(\rho_p, f_{ps}, A_f) = \begin{bmatrix} 0.00016 \\ 1031576138.69958 \text{ Pa} \\ 0.00107 \text{ m}^2 \end{bmatrix}$

$$A_f := RESULT_2 + A_{sc2} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} = 24.489 \text{ cm}^2$$

Verificación de acero principal

$$A_{sc} := A_{sc1} + A_{sc2} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} = 94.218 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc_min} := \max \left(\max \left(A_f + A_n, \frac{2}{3} A_{vf} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} + A_n \right) \right) = 62.126 \text{ cm}^2$$

if ($A_{sc} \geq A_{sc_min}$, "OK", "X") = "OK"

Aros horizontales

$$A_{vh} = 108.863 \text{ cm}^2$$

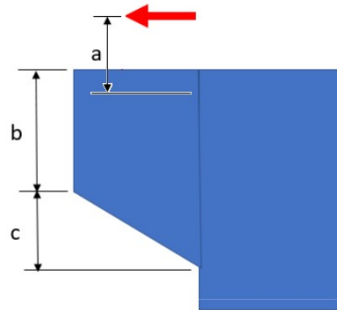
$$A_{vh_min} := \max \left(0.5 \cdot \left(A_{sc} \cdot \frac{f_{py}}{f_y} - A_n \cdot \frac{f_{py}}{f_y} \right), \frac{1}{3} A_{vf} \right) = 105.996 \text{ cm}^2$$

if ($A_{vh} \geq A_{vh_min}$, "OK", "X") = "OK"

7.2.2 Ménsula Viga Cabezal (Condición de carga sismo transversal)

Se detalla para resistir la transmisión de la carga de sismo transversal de la superestructural

Geometría



$$a_v := 0.45 \text{ m} \quad b = 0.9 \text{ m} \quad c = 0.9 \text{ m}$$

$$b_w = 3.9 \text{ m}$$

$$h := b + c = 1.8 \text{ m}$$

Demanda

$$PU := 0 \text{ tonf}$$

$$VU := PU = 0 \text{ tonf}$$

$$NU = 563.791 \text{ tonf}$$

$$MU := NU \cdot (a_v) = 253.706 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Capacidad por aplastamiento

$$\phi_{ap} := 0.65$$

$$Pn := 0.85 \cdot f'_c \cdot A_{contacto} = 1171.206 \text{ tonf}$$

$$\text{if } (\phi_{ap} \cdot Pn \geq PU, \text{ "OK" }, \text{ "X" }) = \text{ "OK" }$$

Capacidad a cortante de la ménsula

$$\phi_v := 0.75$$

$$V_n := \min \left(\left(34 + \frac{0.08 \cdot f'_c}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \cdot \frac{b_w \cdot d}{\text{cm}^2}, 110 \cdot \frac{b_w \cdot d}{\text{cm}^2} \right) \cdot \text{kgf} = 5459.06 \text{ tonf}$$

if $(\phi_v \cdot V_n \geq VU, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$

Acero requerido por cortante por fricción

$$\phi_v := 0.75$$

$$\mu := 1.0$$

$$A_{vf} := \frac{(VU)}{\phi_v \cdot \mu \cdot f_y} = 0 \text{ cm}^2$$

Acero requerido por tensión directa

$$\phi_n := 0.75$$

$$A_n := \frac{NU}{\phi_v \cdot f_{py}} = 71.849 \text{ cm}^2$$

Acero requerido por flexión

$$\phi_f := 0.75$$

$$\gamma_p := 0.28$$

$$\beta_1 := 0.85$$

$$\rho_p := \frac{A_{sc1}}{b_w \cdot d_p} = 0.001 \qquad \rho := \frac{A_{sc2}}{b_w \cdot d} = 0.0005$$

$$f_{ps} := f_{pu} \cdot \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \cdot \left(\rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \cdot \frac{f_y}{f'_c} \cdot (\rho) \right) \right) = 10432.484 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Valores de prueba	$A_f := 0.1 \text{ cm}^2$ $\rho_p := 0.001$ $f_{ps} := 150 \text{ ksi}$
Restricciones	$\rho_p = \frac{A_f}{b_w \cdot d}$ $f_{ps} = f_{pu} \cdot \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \cdot \left(\rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \cdot \frac{f_y}{f'_c} \cdot (\rho) \right) \right)$ $MU = \phi_f \cdot A_f \cdot f_{py} \cdot \left(d - \frac{A_f \cdot f_{py}}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w} \right) + \phi_f \cdot A_{sc2} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_{sc2} \cdot f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w} \right)$
Solver	$RESULT := \text{find}(\rho_p, f_{ps}, A_f) = \begin{bmatrix} 0.00008 \\ 1032178589.3575 \text{ Pa} \\ 0.00051 \text{ m}^2 \end{bmatrix}$

$$A_f := RESULT_2 + A_{sc2} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} = 18.878 \text{ cm}^2$$

Verificación de acero principal

$$A_{sc} := A_{sc1} + A_{sc2} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} = 94.218 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc_min} := \max \left(\max \left(A_f + A_n, \frac{2}{3} A_{vf} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} + A_n \right) \right) = 90.727 \text{ cm}^2$$

if ($A_{sc} \geq A_{sc_min}$, "OK", "X") = "OK"

Aros horizontales

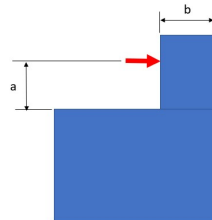
$$A_{vh} = 108.863 \text{ cm}^2$$

$$A_{vh_min} := \max \left(0.5 \cdot \left(A_{sc} \cdot \frac{f_{py}}{f_y} - A_n \cdot \frac{f_{py}}{f_y} \right), \frac{1}{3} A_{vf} \right) = 25.166 \text{ cm}^2$$

if ($A_{vh} \geq A_{vh_min}$, "OK", "X") = "OK"

7.2.3 Tope sísmico (sismo longitudinal)

Geometría



$$a := 1.15 \text{ m} \quad b := 1.336 \text{ m}$$

$$b_w := 2 \text{ m}$$

$$h := b = 1.336 \text{ m}$$

Concreto

$$f'_c = 500 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Acero de refuerzo colocado

Recubrimiento

$$recub := 5 \text{ cm}$$

Acero Principal por flexión

Acero de presfuerzo G150

$$f_{py} := 135 \text{ ksi} = 9491.439 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{pu} := 150 \text{ ksi} = 10546.044 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$cant1 := 4$$

$$d_{var1} := 36 \text{ mm}$$

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} = 0.9$$

$$A_{sc1} := cant1 \cdot \frac{(d_{var1})^2 \cdot \pi}{4} = 40.715 \text{ cm}^2$$

$$d_p := h - 17.5 \text{ cm} = 1.161 \text{ m}$$

Acero de refuerzo G60

$$f_y := 60 \text{ ksi}$$

$$cant2 := 12 \quad d_{var2} := \frac{7}{8} \text{ in}$$

$$A_{sc2} := cant2 \cdot \frac{(d_{var2})^2 \cdot \pi}{4} = 46.554 \text{ cm}^2$$

$$d := h - 9.1 \text{ cm} = 1.245 \text{ m}$$

$$\text{if} \left(\frac{a_v}{d} \leq 1.0, \text{"OK"}, \text{"X"} \right) = \text{"OK"}$$

$$\text{if} (b \geq 0.5 \cdot d, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

Acero por cortante

$$cant := 12 \quad diam := \frac{5}{8} \text{ in}$$

$$A_{vh1} := cant \cdot \frac{(diam)^2 \cdot \pi}{4} = 23.752 \text{ cm}^2$$

$$cant := 12 \quad diam := \frac{7}{8} \text{ in}$$

$$A_{vh2} := cant \cdot \frac{(diam)^2 \cdot \pi}{4} = 46.554 \text{ cm}^2$$

$$A_{vh} := A_{vh1} + A_{vh2} = 70.306 \text{ cm}^2$$

*Cantidad de patas

Demanda

$$PU = 489.21 \text{ tonf}$$

$$VU := PU = 489.21 \text{ tonf}$$

$$NU := 0 \text{ tonf} = 0 \text{ tonf}$$

$$MU := VU \cdot a + NU \cdot (h - d) = 562.592 \text{ tonf} \cdot m$$

Capacidad por aplastamiento

$$\phi_{ap} := 0.65$$

$$A_{contacto} := 0.70 \text{ m} \cdot 0.70 \text{ m} = 0.49 \text{ m}^2$$

$$Pn := 0.85 \cdot f'_c \cdot A_{contacto} = 2295.563 \text{ tonf}$$

$$\text{if } (\phi_{ap} \cdot Pn \geq 2 \cdot PU, \text{ "OK" }, \text{ "X" }) = \text{ "OK" }$$

Capacidad a cortante de la ménsula

$$\phi_v := 0.75$$

$$V_n := \min \left(\left(34 + \frac{0.08 \cdot f'_c}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \cdot \frac{b_w \cdot d}{\text{cm}^2}, 110 \cdot \frac{b_w \cdot d}{\text{cm}^2} \right) \cdot \text{kgf} = 2031.119 \text{ tonf}$$

if ($\phi_v \cdot V_n \geq VU$, "OK", "X") = "OK"

Acero requerido por cortante por fricción

$$\phi_v := 0.75$$

$$\mu := 1.4$$

$$A_{vf} := \frac{(VU)}{\phi_v \cdot \mu \cdot f_y} = 100.196 \text{ cm}^2$$

Acero requerido por tensión directa

$$\phi_n := 0.75$$

$$A_n := \frac{NU}{\phi_v \cdot f_y} = 0 \text{ cm}^2$$

Acero requerido por flexión

$$\phi_f := 0.75$$

$$\gamma_p := 0.28$$

$$\beta_1 := 0.85$$

$$\rho_p := \frac{A_{sc1}}{b_w \cdot d} = 0.002$$

$$\rho := \frac{A_{sc2}}{b_w \cdot d} = 0.002$$

$$f_{ps} := f_{pu} \cdot \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \cdot \left(\rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \cdot \frac{f_y}{f'_c} \cdot (\rho) \right) \right) = 10367.468 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Valores de prueba	$A_f := 0.1 \text{ cm}^2$ $\rho_p := 0.001$ $f_{ps} := 150 \text{ ksi}$
Restricciones	$\rho_p = \frac{A_f}{b_w \cdot d}$ $f_{ps} = f_{pu} \cdot \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \cdot \left(\rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \cdot \frac{f_y}{f'_c} \cdot (\rho) \right) \right)$ $MU = \phi_f \cdot A_f \cdot f_{py} \cdot \left(d - \frac{A_f \cdot f_{py}}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w} \right) + \phi_f \cdot A_{sc2} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_{sc2} \cdot f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w} \right)$
Solver	$RESULT := \text{find}(\rho_p, f_{ps}, A_f) = \begin{bmatrix} 0.00152 \\ 1017563622.10826 \text{ Pa} \\ 0.00377 \text{ m}^2 \end{bmatrix}$

$$A_f := RESULT_2 + A_{sc2} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} = 58.418 \text{ cm}^2$$

Verificación de acero principal por flexión

$$A_{sc} := A_{sc1} + A_{sc2} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} = 61.406 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc_min} := \max \left(\max \left(A_f + A_n, \frac{2}{3} A_{vf} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} + A_n \right) \right) = 58.418 \text{ cm}^2$$

if ($A_{sc} \geq A_{sc_min}$, "OK", "X") = "OK"

Verificación de acero por cortante

$$A_{vh} = 70.306 \text{ cm}^2$$

$$A_{vh_min} := \max \left(0.5 \cdot \left(A_{sc} \cdot \frac{f_{py}}{f_y} - A_n \cdot \frac{f_{py}}{f_y} \right), \frac{1}{3} A_{vf} \right) = 69.081 \text{ cm}^2$$

if ($A_{vh} \geq A_{vh_min}$, "OK", "X") = "OK"

Barras para transferencia de carga entre ménsulas

$$f_{py} := 135 \text{ ksi} = 9491.439 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$cant1 := 7 \quad d_{var1} := 36 \text{ mm}$$

$$A_{sc1} := cant1 \cdot \frac{(d_{var1})^2 \cdot \pi}{4} = 71.251 \text{ cm}^2$$

$$TU := PU = 489.21 \text{ tonf} \quad \phi_n := 0.9$$

$$A_n := \frac{TU}{\phi_v \cdot f_{py}} = 62.344 \text{ cm}^2$$

if ($A_{sc1} \geq A_n$, "OK", "X") = "OK"

Capacidad por aplastamiento

$$\phi_{ap} := 0.65$$

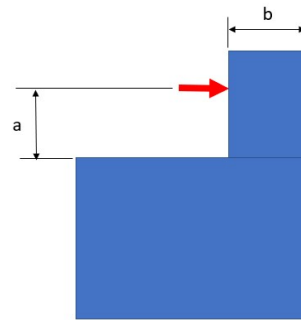
$$A_{contacto} := 0.20 \text{ m} \cdot 0.20 \text{ m} = 0.04 \text{ m}^2$$

$$Pn := 0.85 \cdot f'_c \cdot A_{contacto} = 187.393 \text{ tonf}$$

if ($\phi_{ap} \cdot Pn \geq \frac{TU}{cant1}$, "OK", "X") = "OK"

7.2.4 Tope sísmico (sismo transversal)

Geometría



$$a := 0.775 \text{ m} \quad b := 2 \text{ m}$$

$$b_w := 1.3 \text{ m}$$

$$h := b = 2 \text{ m}$$

Concreto

$$f'_c = 500 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Acero de refuerzo colocado

Recubrimiento

$$\text{recub} := 5 \text{ cm}$$

Acero Principal por flexión

Acero de presfuerzo G150

$$f_{py} := 135 \text{ ksi} = 9491.439 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{pu} := 150 \text{ ksi} = 10546.044 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{cant1} := 5$$

$$d_{var1} := 36 \text{ mm}$$

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} = 0.9$$

$$A_{sc1} := \text{cant1} \cdot \frac{(d_{var1})^2 \cdot \pi}{4} = 50.894 \text{ cm}^2$$

$$d_p := h - 17.5 \text{ cm} = 1.825 \text{ m}$$

Acero de refuerzo G60

$$f_y := 60 \text{ ksi}$$

$$\text{cant2} := 5 \quad d_{var2} := \frac{5}{8} \text{ in}$$

$$A_{sc2} := \text{cant2} \cdot \frac{(d_{var2})^2 \cdot \pi}{4} = 9.897 \text{ cm}^2$$

$$d := h - 9.1 \text{ cm} = 1.909 \text{ m}$$

$$\text{if} \left(\frac{a_v}{d} \leq 1.0, \text{"OK"}, \text{"X"} \right) = \text{"OK"} \quad \text{if} (b \geq 0.5 \cdot d, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

Acero por cortante

$$\text{cant} := 32 \quad \text{diam} := \frac{5}{8} \text{ in} \quad \text{*Cantidad de patas}$$

$$A_{vh} := \text{cant} \cdot \frac{(\text{diam})^2 \cdot \pi}{4} = 63.338 \text{ cm}^2$$

Demanda

$$PU = 845.687 \text{ tonf}$$

$$VU := PU = 845.687 \text{ tonf}$$

$$NU := 0 \text{ tonf} = 0 \text{ tonf} \quad (\text{no se transmiten fuerzas verticales})$$

$$MU := VU \cdot a + NU \cdot (h - d) = 655.407 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Capacidad por aplastamiento

$$\phi_{ap} := 0.65$$

$$A_{contacto} := 0.65 \text{ m} \cdot 0.65 \text{ m} = 0.423 \text{ m}^2$$

$$Pn := 0.85 \cdot 350 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot A_{contacto} = 1385.536 \text{ tonf} \quad \text{if } (\phi_{ap} \cdot Pn \geq PU, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"} \quad \text{rige concreto del cajón}$$

Capacidad a cortante de la ménsula

$$\phi_v := 0.75$$

$$Vn := \min \left(\left(34 + \frac{0.08 \cdot f'_c}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \cdot \frac{b_w \cdot d}{\text{cm}^2}, 110 \cdot \frac{b_w \cdot d}{\text{cm}^2} \right) \cdot \text{kgf} = 2024.348 \text{ tonf} \quad \text{if } (\phi_v \cdot Vn \geq VU, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

Acero requerido por cortante por fricción

$$\phi_v := 0.75$$

$$\mu := 1.4$$

$$A_{vf} := \frac{VU}{\phi_v \cdot \mu \cdot f_y} = 173.207 \text{ cm}^2$$

Acero requerido por tensión directa

$$\phi_n := 0.75$$

$$A_n := \frac{NU}{\phi_v \cdot f_y} = 0 \text{ cm}^2$$

Acero requerido por flexión

$$\phi_f := 0.75$$

$$\gamma_p := 0.28$$

$$\theta_1 := 0.85$$

$$\rho_p := \frac{A_{sc1}}{b_w \cdot d} = 0.002$$

$$\rho := \frac{A_{sc2}}{b_w \cdot d} = 0$$

$$f_{ps} := f_{pu} \cdot \left(1 - \frac{\gamma_p}{\theta_1} \cdot \left(\rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \cdot \frac{f_y}{f'_c} \cdot (\rho) \right) \right) = 10383.55 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Valores de prueba

$$A_f := 0.1 \text{ cm}^2$$

$$\rho_p := 0.001$$

$$f_{ps} := 150 \text{ ksi}$$

Restricciones	$\rho_p = \frac{A_f}{b_w \cdot d}$ $f_{ps} = f_{pu} \cdot \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \cdot \left(\rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \cdot \frac{f_y}{f'_c} \cdot (\rho) \right) \right)$ $MU = \phi_f \cdot A_f \cdot f_{py} \cdot \left(d - \frac{A_f \cdot f_{py}}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w} \right) + \phi_f \cdot A_{sc2} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_{sc2} \cdot f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w} \right)$
Solver	$RESULT := \mathbf{find}(\rho_p, f_{ps}, A_f) = \begin{bmatrix} 0.00162 \\ 1021407756.2105 \text{ Pa} \\ 0.00401 \text{ m}^2 \end{bmatrix}$

$$A_f := RESULT_2 + A_{sc2} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} = 44.485 \text{ cm}^2$$

Verificación de acero principal por flexión

$$A_{sc} := A_{sc1} + A_{sc2} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} = 55.292 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc_min} := \max \left(\max \left(A_f + A_n, \frac{2}{3} A_{vf} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} + A_n \right) \right) = 51.321 \text{ cm}^2$$

if ($A_{sc} \geq A_{sc_min}$, "OK", "X") = "OK"

Verificación de acero por cortante

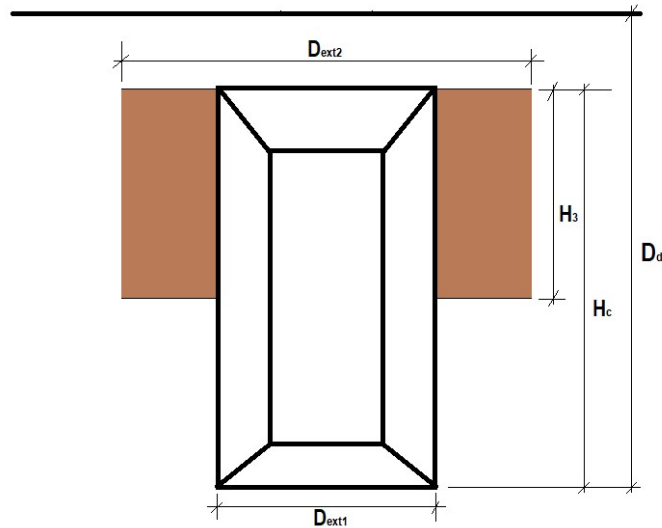
$$A_{vh} = 63.338 \text{ cm}^2$$

$$A_{vh_min} := \max \left(0.5 \cdot \left(A_{sc} \cdot \frac{f_{py}}{f_y} - A_n \cdot \frac{f_{py}}{f_y} \right), \frac{1}{3} A_{vf} \right) = 62.204 \text{ cm}^2$$

if ($A_{vh} \geq A_{vh_min}$, "OK", "X") = "OK"

7.3 Fundación

7.3.1 Geometría del Bloque



Diámetro en el que reacciona el fuste
 Diámetro externo de base
 Diámetro Interno

$$D_{ext2} := 20 \text{ m}$$

$$D_{ext1} := 8 \text{ m}$$

$$D_{int} := 6 \text{ m}$$

Diámetro externo de fuste

$$D_{ext} := 8 \text{ m}$$

Espesor Losa Superior

$$H_1 := 3 \text{ m}$$

Espesor Losa Inferior

$$H_2 := 2.5 \text{ m}$$

Altura total del Bloque

$$H_c := 10.38 \text{ m}$$

Profundidad de desplante

$$D_d := H_c - 1.5 \text{ m} = 8.88 \text{ m}$$

Altura de mejoramiento de suelos
 en la que reacciona el fuste

$$H_3 := 10.38 \text{ m}$$

Área de la base del bloque

$$A_b := \frac{\pi \cdot D_{ext1}^2}{4} = 50.27 \text{ m}^2$$

Área que aporta fricción horizontal
 contra el suelo

$$A_{b2} := \frac{\pi \cdot D_{ext2}^2}{4} = 314.16 \text{ m}^2$$

Razón de Esbeltez

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{H_c}{D_{ext2}} < 5 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Comportamiento blque rígido"} \end{array} \right\| \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Comportamiento pilote corto"} \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{"Comportamiento blque rígido"}$$

7.2.2 Propiedades del suelo de cimentación

Descripción: La cimentación del Eje 2 está apoyada sobre un material compuesto por arenas gravosas con abundantes fragmentos rocosos de composición lávica con finos limosos y arcillosos

Ángulo de fricción
 Ángulo de rozamiento (suelo-concreto)
 Resistencia al corte no drenada
 Adherencia suelo-concreto(Según CCCR)

$$\begin{aligned} \varphi &:= 33^\circ \\ \delta &:= 1.0 \cdot \varphi = 33.000^\circ \\ c_u &:= 0 \text{ kPa} \\ C_A &:= \text{if } 0 \leq c_u \leq 35 \text{ kPa} &= 0.000 \text{ kPa} \\ &\quad \left\| - \left(\frac{(0 - 35)}{(0 - 40)} \right) \left(0 - \frac{c_u}{\text{kPa}} \right) \cdot \text{kPa} \right. \\ &\quad \text{else if } 35 \text{ kPa} < c_u \leq 45 \text{ kPa} \\ &\quad \left\| - \left(\frac{(35 - 45)}{(40 - 80)} \right) \left(40 - \frac{c_u}{\text{kPa}} \right) \cdot \text{kPa} \right. \\ &\quad \text{else if } 45 \text{ kPa} < c_u \leq 70 \text{ kPa} \\ &\quad \left\| - \left(\frac{(45 - 70)}{(80 - 150)} \right) \left(80 - \frac{c_u}{\text{kPa}} \right) \cdot \text{kPa} \right. \\ &\quad \text{else} \\ &\quad \left\| 70 \text{ kPa} \right. \end{aligned}$$

Peso específico

$$\gamma_s := 14.83 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Coefficiente de empuje pasivo

$$K_p := \frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} = 3.39$$

Capacidad de soporte último a nivel de desplante

$$q_{ult} := 537 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Coefficiente de balastro vertical a 14m de profundidad (BOWLES)

$$K_v := 40 \cdot \frac{q_{ult}}{\text{kPa}} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 19.486 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^3}$$

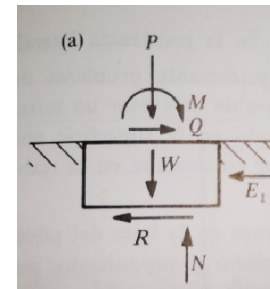
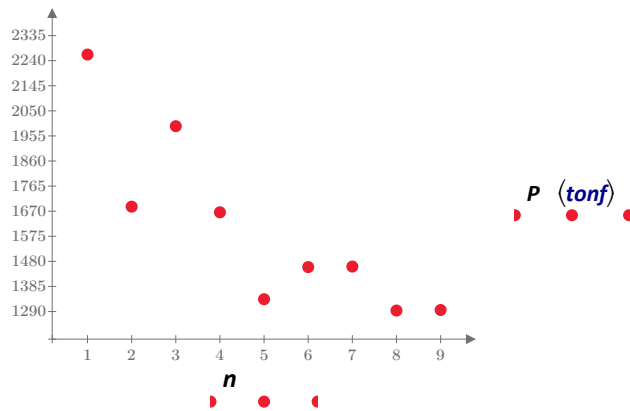
Coefficiente de balastro horizontal a 14m de profundidad

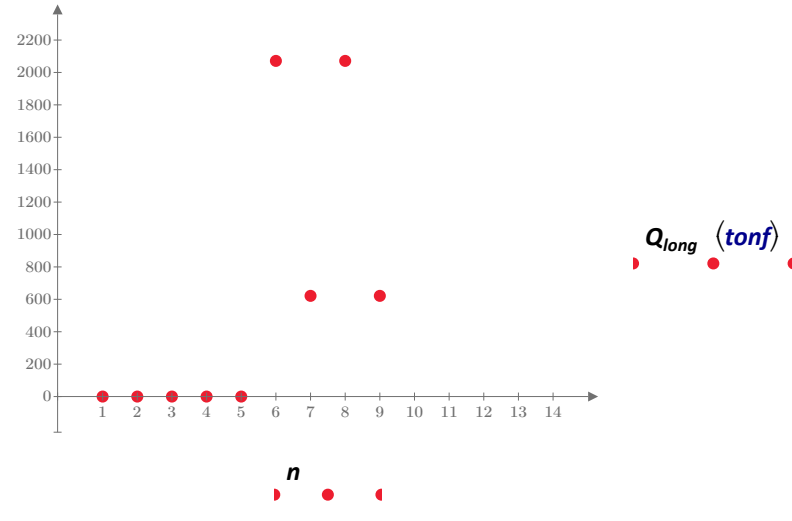
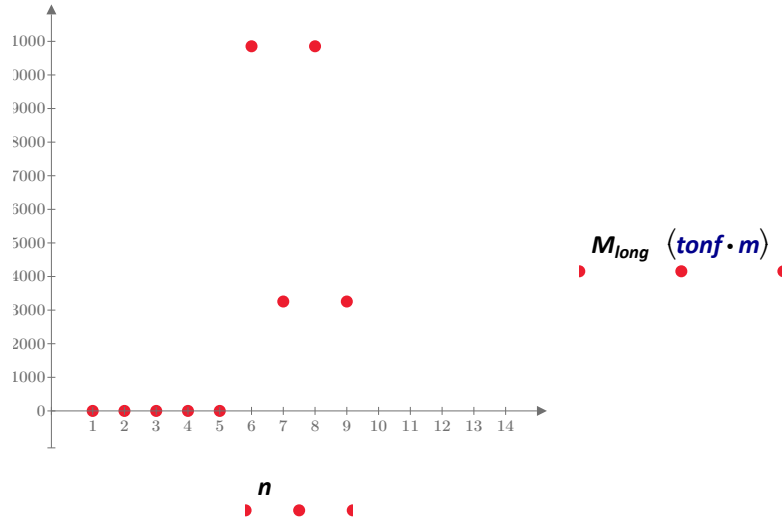
$$K_h := 24569 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 2.51 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^3}$$

7.3.3 Cargas Últimas

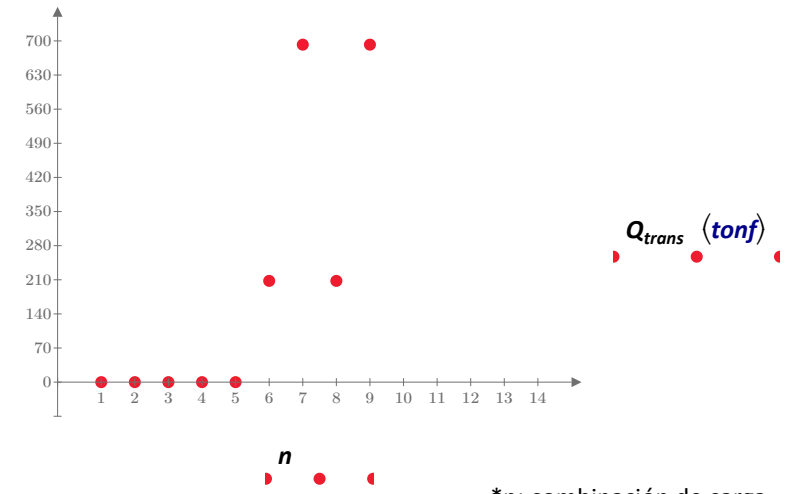
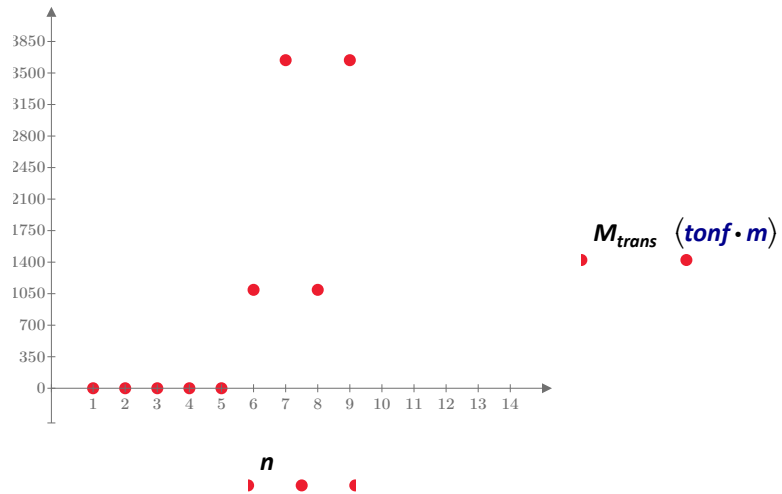
Combinaciones de carga

	COMB1	COMB2	COMB3	COMB4	COMB5	COMB6	COMB7	COMB8	COMB9
DC	1.25	1.25	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
DW	1.50	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PS	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
CR	1.25	1.25	1.25	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Vehmax	1.75	0	0	1.00	0	0.50	0.50	0	0
Vehmin	0	1.75	0	0	1.00	0	0	0.50	0.50
Sx	0	0	0	0	0	1.00	0	1.00	0
Sy	0	0	0	0	0	0	1.00	0	1.00





*n: combinación de carga



*n: combinación de carga

7.3.4 Revisión como Bloque Rígido

- **Fuerzas actuando en el bloque**

- Cálculo de N_b

$$N_b := P + W_b$$

- Cálculo de R (depende del porcentaje de contacto de la base)

Resolviendo las expresiones

$$Q + R = E_1 \quad M + Q \cdot H_c = N \cdot e_{.90} + E_1 \cdot \frac{H}{2}$$

Se obtienen

$$\sigma_{max2_l} := \sigma_{max2l} = \begin{bmatrix} 27.240 \\ 27.240 \\ 32.697 \\ 21.790 \\ 21.790 \\ 62.960 \\ 34.140 \\ 62.961 \\ 34.140 \end{bmatrix} \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \quad \sigma_{min2_l} := \sigma_{min2l} = \begin{bmatrix} 27.240 \\ 27.240 \\ 32.697 \\ 21.790 \\ 21.790 \\ 0.000 \\ 9.440 \\ 0.000 \\ 9.440 \end{bmatrix} \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \quad \sigma_{max1_l} := \sigma_{max1l} = \begin{bmatrix} 63.990 \\ 52.530 \\ 62.380 \\ 48.310 \\ 41.760 \\ 60.650 \\ 49.166 \\ 57.378 \\ 45.890 \end{bmatrix} \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \quad \sigma_{min1_l} := \sigma_{min1l} = \begin{bmatrix} 63.990 \\ 52.530 \\ 62.380 \\ 46.310 \\ 41.760 \\ 27.720 \\ 39.280 \\ 24.448 \\ 36.010 \end{bmatrix} \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$\tan \alpha_l := \alpha_l = \begin{bmatrix} 0.00 \\ 0.00 \\ 0.00 \\ 0.00 \\ 0.00 \\ 1.92 \cdot 10^{-4} \\ 5.75 \cdot 10^{-5} \\ 1.92 \cdot 10^{-4} \\ 5.75 \cdot 10^{-5} \end{bmatrix}$$

* σ_1 : Esfuerzos en la base del caisson existente
 σ_2 : Esfuerzos en la base del bloque de concreto ciclopeo
 α : Rotación de la fundación
 p_1 : Esfuerzos laterales

$$p_{1long} := \frac{K_h \cdot (2 D_d - H_c) H_c}{2 D_d} \cdot \tan \alpha_t$$

$$p_{1long} = \begin{bmatrix} 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 2.282 \\ 0.685 \\ 2.282 \\ 0.685 \end{bmatrix} \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$E_{1long} := E_{1al}$$

$$E_{1long} = \begin{bmatrix} 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 6.292 \\ 1.887 \\ 6.293 \\ 1.887 \end{bmatrix} \text{tonf}$$

$$R_{1long_i} := \text{abs}(R_i)$$

$$R_{1long} = \begin{bmatrix} 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 2065.010 \\ 619.500 \\ 2065.010 \\ 619.500 \end{bmatrix} \text{tonf}$$

$$\sigma_{max2_t} := \sigma_{max2t} = \begin{bmatrix} 27.240 \\ 27.240 \\ 32.697 \\ 21.790 \\ 21.790 \\ 25.930 \\ 35.570 \\ 25.930 \\ 35.570 \end{bmatrix} \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{min2_t} := \sigma_{min2t} = \begin{bmatrix} 27.240 \\ 27.240 \\ 32.697 \\ 21.790 \\ 21.790 \\ 17.660 \\ 8.020 \\ 17.660 \\ 8.020 \end{bmatrix} \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{max1_t} := \sigma_{max1t} = \begin{bmatrix} 63.990 \\ 52.530 \\ 62.380 \\ 48.310 \\ 41.760 \\ 45.840 \\ 49.730 \\ 42.560 \\ 46.460 \end{bmatrix} \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{min1_t} := \sigma_{min1t} = \begin{bmatrix} 63.990 \\ 52.530 \\ 62.380 \\ 46.310 \\ 41.760 \\ 42.530 \\ 38.710 \\ 39.260 \\ 35.440 \end{bmatrix} \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$\tan \alpha_t := \alpha_t = \begin{bmatrix} 0.00 \\ 0.00 \\ 0.00 \\ 0.00 \\ 0.00 \\ 1.92 \cdot 10^{-5} \\ 6.41 \cdot 10^{-5} \\ 1.92 \cdot 10^{-5} \\ 6.41 \cdot 10^{-5} \end{bmatrix}$$

- * σ_1 : Esfuerzos en la base del caisson existente
- σ_2 : Esfuerzos en la base del bloque de concreto ciclopeo
- α : Rotación de la fundación
- p_1 : Esfuerzos laterales

$$p_{1trans} := \frac{K_h \cdot (2 D_d - H_c) H_c}{2 D_d} \cdot \tan \alpha_t$$

$$E_{1trans} := E_{1at}$$

$$R_{trans_i} := \text{abs}(R_{t_i})$$

$$p_{1trans} = \begin{bmatrix} 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.229 \\ 0.764 \\ 0.229 \\ 0.764 \end{bmatrix} \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

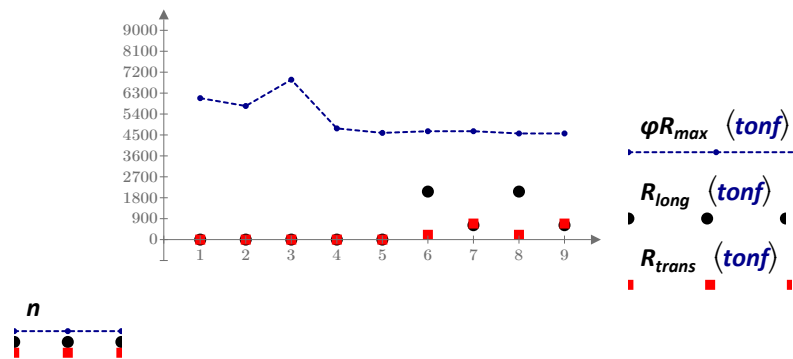
$$E_{1trans} = \begin{bmatrix} 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.632 \\ 2.106 \\ 0.632 \\ 2.106 \end{bmatrix} \text{tonf}$$

$$R_{trans} = \begin{bmatrix} 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 207.070 \\ 690.240 \\ 207.070 \\ 690.240 \end{bmatrix} \text{tonf}$$

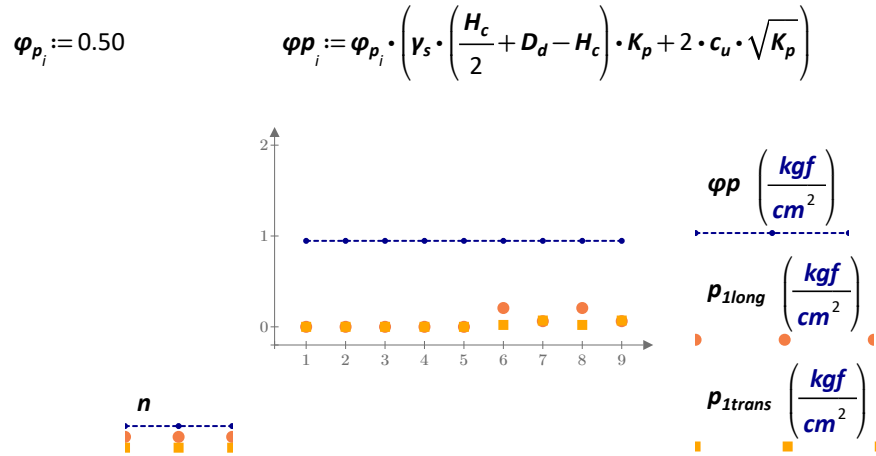
- **Verificación de comportamiento como bloque rígido ($R < R_{max}$)**

$$\varphi_R := 0.90$$

$$\varphi R_{max} := (\varphi_R) ((N_b + W_{\text{mejoramiento}}) \cdot \tan(\delta) + A_{b2} \cdot C_A)$$



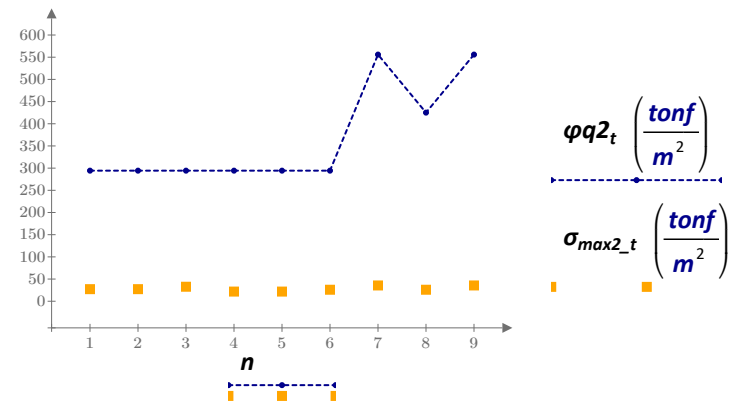
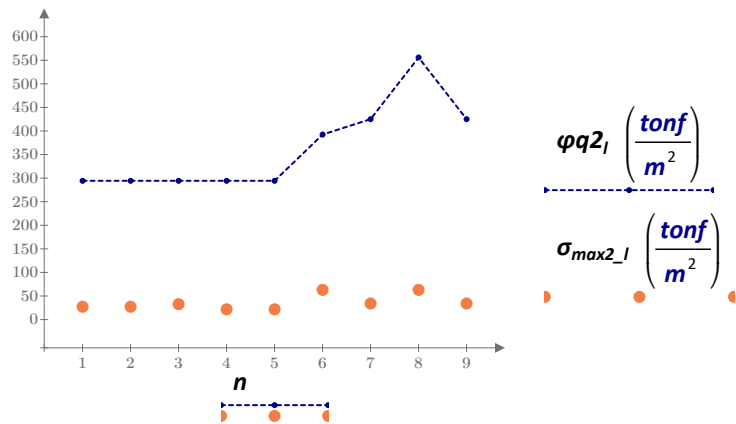
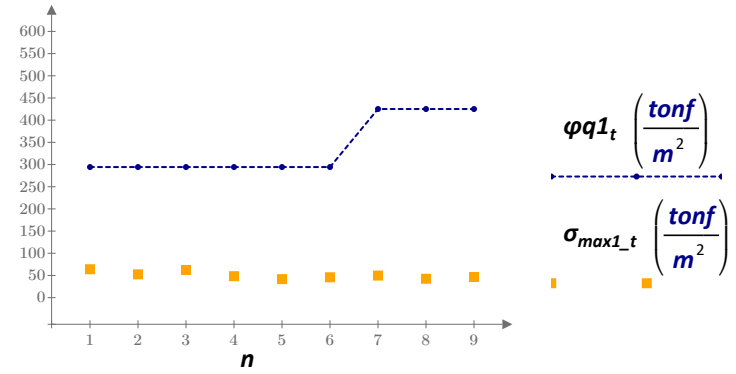
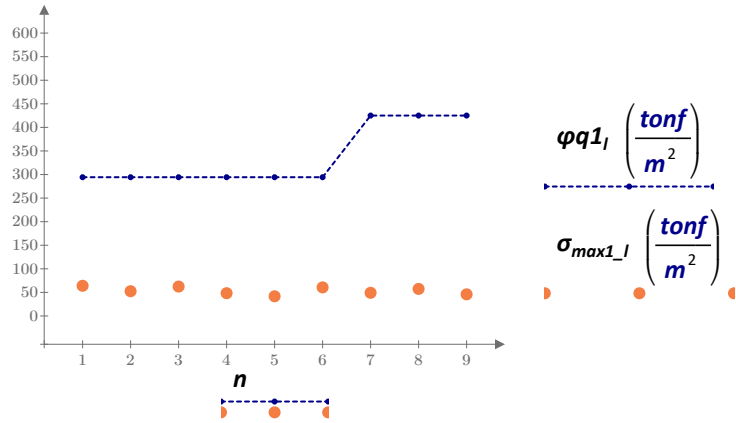
- **Verificación de la capacidad por presión en la cara lateral ($p_i < p_{adm}$)**



- **Verificación de la capacidad por presión en la base ($\sigma_{max} < q_{adm}$)**

$q_{u_i} := 654 \frac{tonf}{m^2}$

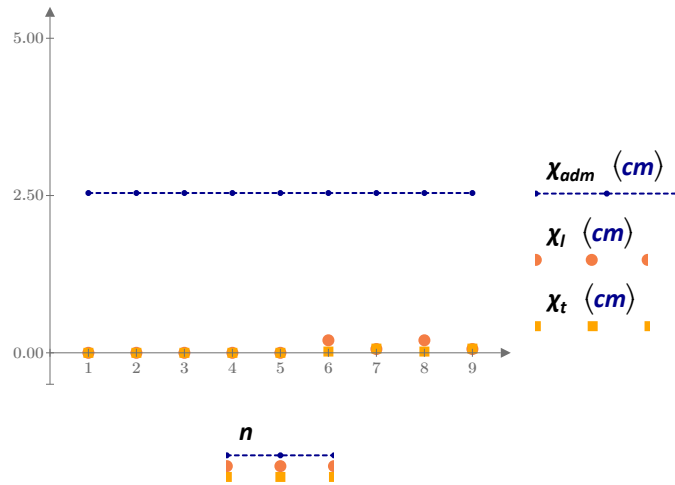
$\varphi 1_i :=$ if $i \leq 6$ $\left\ \begin{array}{l} \frac{\sigma_{min1_l_i}}{\sigma_{max1_l_i}} \leq 0.25 \\ \parallel 0.6 \\ \text{else} \\ \parallel 0.45 \end{array} \right\ $ else $\left\ \begin{array}{l} \frac{\sigma_{min1_l_i}}{\sigma_{max1_l_i}} \leq 0.25 \\ \parallel 0.85 \\ \text{else} \\ \parallel 0.65 \end{array} \right\ $	$\varphi 2_i :=$ if $i \leq 6$ $\left\ \begin{array}{l} \frac{\sigma_{min2_l_i}}{\sigma_{max2_l_i}} \leq 0.25 \\ \parallel 0.6 \\ \text{else} \\ \parallel 0.45 \end{array} \right\ $ else $\left\ \begin{array}{l} \frac{\sigma_{min2_l_i}}{\sigma_{max2_l_i}} \leq 0.25 \\ \parallel 0.85 \\ \text{else} \\ \parallel 0.65 \end{array} \right\ $	$\varphi 1_t :=$ if $i \leq 6$ $\left\ \begin{array}{l} \frac{\sigma_{min1_t_i}}{\sigma_{max1_t_i}} \leq 0.25 \\ \parallel 0.6 \\ \text{else} \\ \parallel 0.45 \end{array} \right\ $ else $\left\ \begin{array}{l} \frac{\sigma_{min1_t_i}}{\sigma_{max1_t_i}} \leq 0.25 \\ \parallel 0.85 \\ \text{else} \\ \parallel 0.65 \end{array} \right\ $	$\varphi 2_t :=$ if $i \leq 6$ $\left\ \begin{array}{l} \frac{\sigma_{min2_t_i}}{\sigma_{max2_t_i}} \leq 0.25 \\ \parallel 0.6 \\ \text{else} \\ \parallel 0.45 \end{array} \right\ $ else $\left\ \begin{array}{l} \frac{\sigma_{min2_t_i}}{\sigma_{max2_t_i}} \leq 0.25 \\ \parallel 0.85 \\ \text{else} \\ \parallel 0.65 \end{array} \right\ $
-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------



• **Verificación del desplazamiento lateral**

$$\chi_l := H_c \cdot \tan \alpha_l = \begin{bmatrix} 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.199 \\ 0.060 \\ 0.199 \\ 0.060 \end{bmatrix} \text{ cm} \quad \chi_t := H_c \cdot \tan \alpha_t = \begin{bmatrix} 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.020 \\ 0.067 \\ 0.020 \\ 0.067 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$\chi_{adm_i} := 1 \text{ in}$



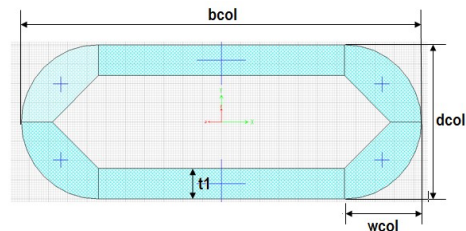
8. DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA (PILA EJE 4)

8.1 Columna

8.1.2 Geometría

Para el diseño de la columna, se supone que la carga axial permanente de la estructura existente (viga cajón y columna) ya fue transmitida a la cimentación por la sección de las columnas existentes, por lo que el encamisado de reforzamiento trabajaría para resistir únicamente las cargas temporales y accidentales (sismo).

SECCION COLUMNA EXISTENTE



Inercia en sentido transversal al puente
 Inercia en sentido longitudinal al puente
 Área de la columna

$$b_{col} := 5.20 \text{ m}$$

$$d_{col} := 2.0 \text{ m}$$

$$t_1 := 0.40 \text{ m}$$

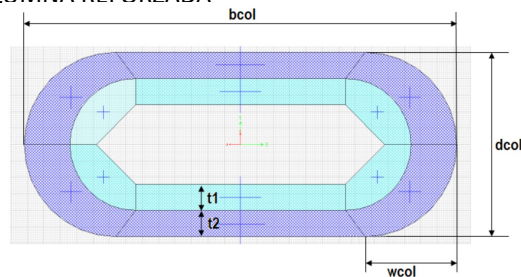
$$w_{col} := 1.0 \text{ m}$$

$$I_{trans} := 12.8293 \text{ m}^4$$

$$I_{long} := 2.4047 \text{ m}^4$$

$$A_{col} := 4.96 \text{ m}^2$$

SECCION COLUMNA REFORZADA



Inercia en sentido transversal al puente
 Inercia en sentido longitudinal al puente
 Área de la columna

$$b_{col} := 6.6 \text{ m}$$

$$d_{col} := 2.8 \text{ m}$$

$$t_1 := 0.40 \text{ m}$$

$$t_2 := 0.40 \text{ m}$$

$$w_{col} := 1.4 \text{ m}$$

$$I_{trans_ref} := 46.01 \text{ m}^4$$

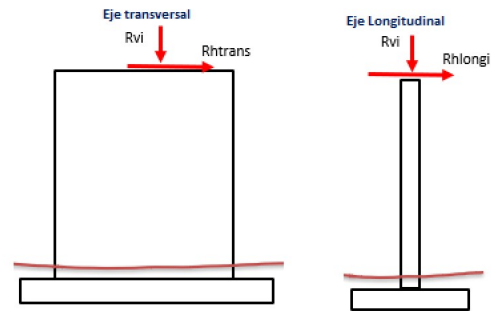
$$I_{long_ref} := 9.43 \text{ m}^4$$

$$A_{col_ref} := 12.198 \text{ m}^2$$

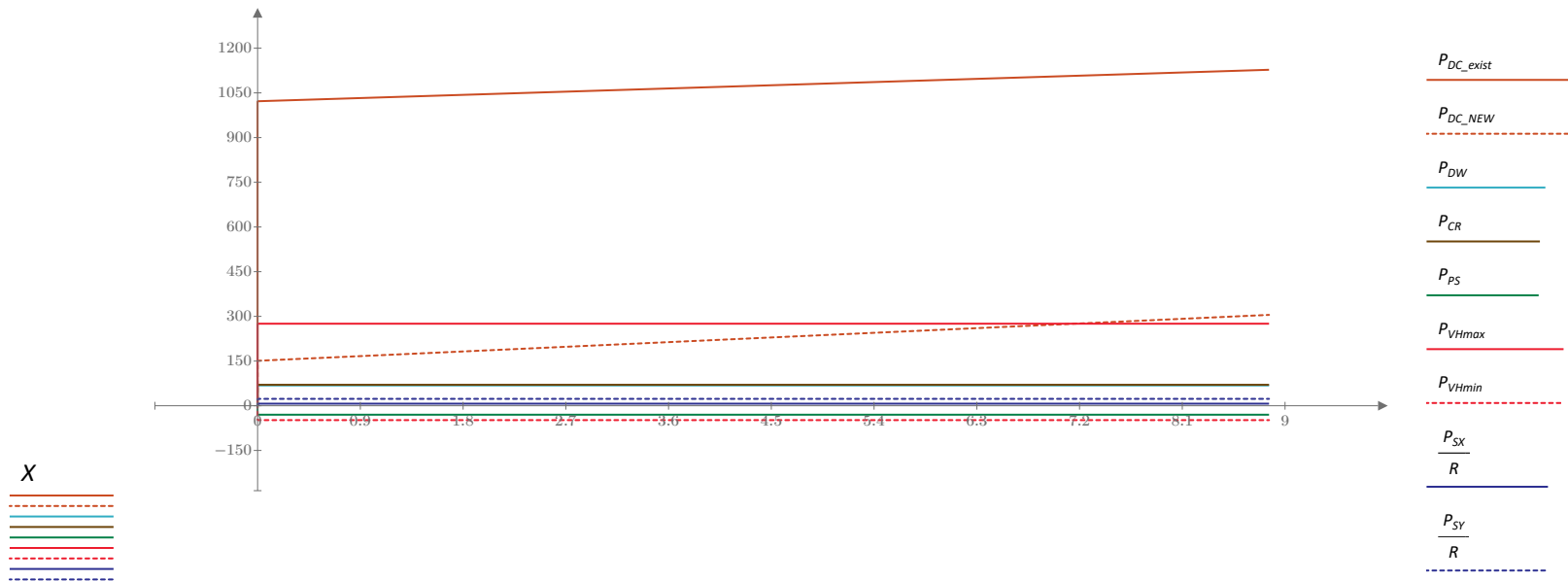
$$H_{col} := 8.86 \text{ m}$$

ALTURA TOTAL DE LA COLUMNA

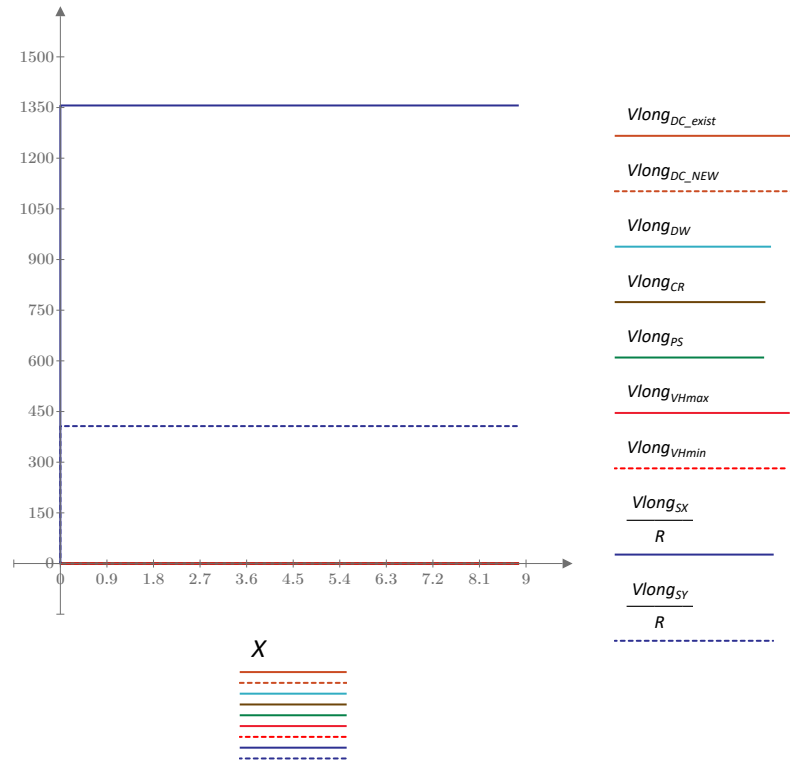
8.1.3 Demanda



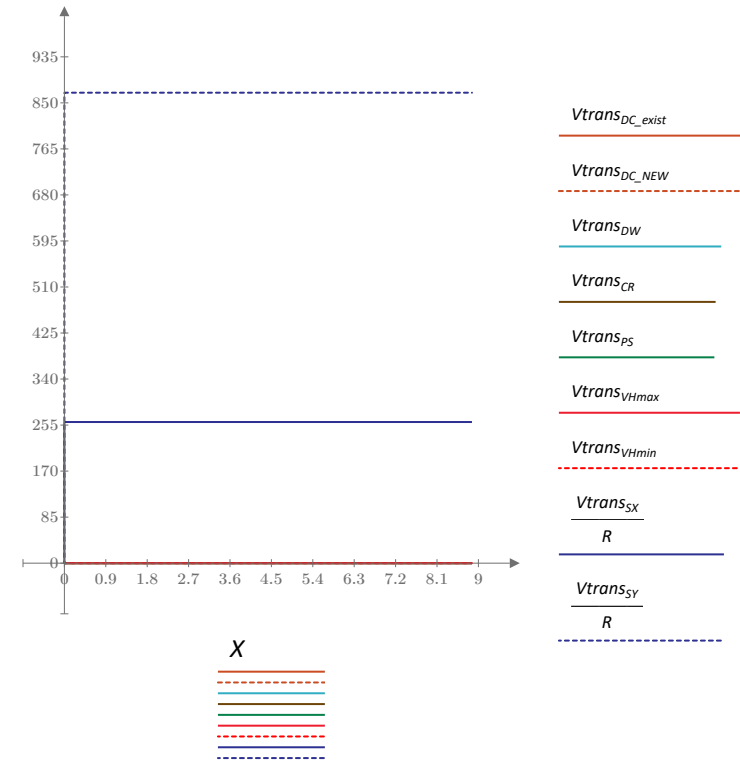
Demanda Axial (tonf)



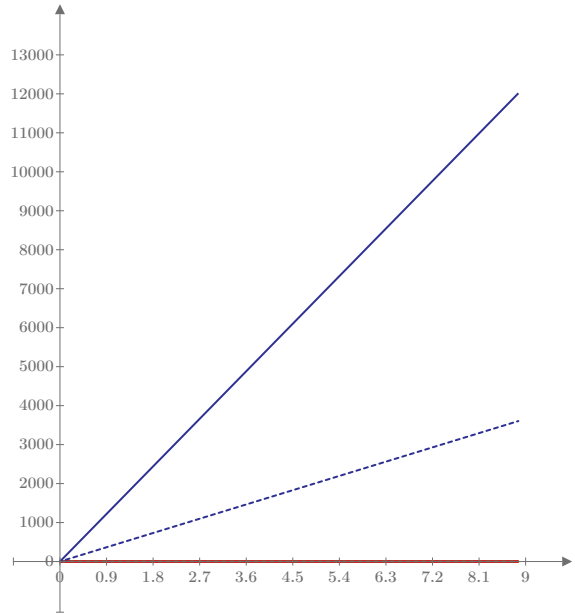
Cortante Eje Longitudinal(tonf)



Cortante Eje transversal(tonf)



Momento Eje Longitudinal(tonf.m)



X



$M_{long_{DC_exist}}$

$M_{long_{DC_NEW}}$

$M_{long_{DW}}$

$M_{long_{CR}}$

$M_{long_{PS}}$

$M_{long_{VHmax}}$

$M_{long_{VHmin}}$

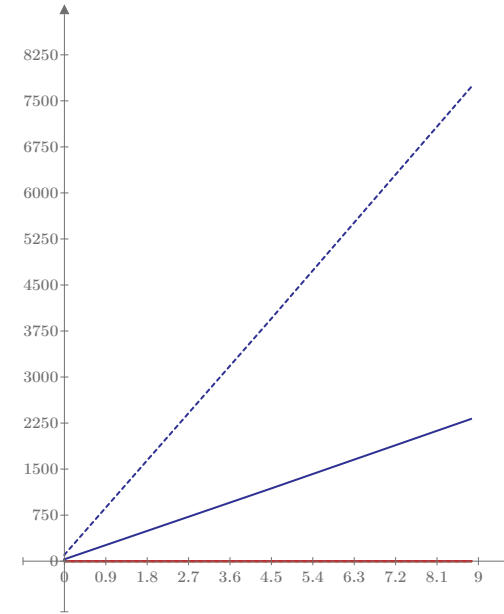
$M_{long_{SX}}$

R

$M_{long_{SY}}$

R

Momento Eje transversal(tonf.m)



X



$M_{trans_{DC_exist}}$

$M_{trans_{DC_NEW}}$

$M_{trans_{DW}}$

$M_{trans_{CR}}$

$M_{trans_{PS}}$

$M_{trans_{VHmax}}$

$M_{trans_{VHmin}}$

$M_{trans_{SX}}$

R

$M_{trans_{SY}}$

R

Demanda última actuando en la sección existente

Strenght I

$$\begin{aligned}PU1 &:= 1.25 \cdot P_{DC_exist} + 1.25 P_{CR} + P_{PS} \\VU1long &:= 1.25 \cdot Vlong_{DC_exist} + 1.25 Vlong_{CR} + Vlong_{PS} \\VU1trans &:= 1.25 \cdot Vtrans_{DC_exist} + 1.25 Vtrans_{CR} + Vtrans_{PS} \\MU1long &:= 1.25 \cdot Mlong_{DC_exist} + 1.25 Mlong_{CR} + Mlong_{PS} \\MU1trans &:= 1.25 \cdot Mtrans_{DC_exist} + 1.25 Mtrans_{CR} + Mtrans_{PS}\end{aligned}$$

Strenght IV

$$\begin{aligned}PU2 &:= 1.5 \cdot P_{DC_exist} + 1.25 P_{CR} + P_{PS} \\VU2long &:= 1.5 \cdot Vlong_{DC_exist} + 1.25 Vlong_{CR} + Vlong_{PS} \\VU2trans &:= 1.5 \cdot Vtrans_{DC_exist} + 1.25 Vtrans_{CR} + Vtrans_{PS} \\MU2long &:= 1.5 \cdot Mlong_{DC_exist} + 1.25 Mlong_{CR} + Mlong_{PS} \\MU2trans &:= 1.5 \cdot Mtrans_{DC_exist} + 1.25 Mtrans_{CR} + Mtrans_{PS}\end{aligned}$$

Demanda última actuando en la sección reforzada

Strenght I

$$\begin{aligned}PU1_{max} &:= 1.25 \cdot P_{DC_NEW} + 1.5 P_{DW} + P_{PS} + 1.75 P_{VHmax} \\PU1_{min} &:= 1.25 \cdot P_{DC_NEW} + 1.5 P_{DW} + P_{PS} + 1.75 P_{VHmin} \\VU1long_{max} &:= 1.25 \cdot Vlong_{DC_NEW} + 1.5 Vlong_{DW} + Vlong_{PS} + 1.75 Vlong_{VHmax} \\VU1long_{min} &:= 1.25 \cdot Vlong_{DC_NEW} + 1.5 Vlong_{DW} + Vlong_{PS} + 1.75 Vlong_{VHmin} \\VU1trans_{max} &:= 1.25 \cdot Vtrans_{DC_NEW} + 1.5 Vtrans_{DW} + Vtrans_{PS} + 1.75 Vtrans_{VHmax} \\VU1trans_{min} &:= 1.25 \cdot Vtrans_{DC_NEW} + 1.5 Vtrans_{DW} + Vtrans_{PS} + 1.75 Vtrans_{VHmin} \\MU1long_{max} &:= 1.25 \cdot Mlong_{DC_NEW} + 1.5 Mlong_{DW} + Mlong_{PS} + 1.75 Mlong_{VHmax} \\MU1long_{min} &:= 1.25 \cdot Mlong_{DC_NEW} + 1.5 Mlong_{DW} + Mlong_{PS} + 1.75 Mlong_{VHmin} \\MU1trans_{max} &:= 1.25 \cdot Mtrans_{DC_NEW} + 1.5 Mtrans_{DW} + Mlong_{PS} + 1.75 Mtrans_{VHmax} \\MU1trans_{min} &:= 1.25 \cdot Mtrans_{DC_NEW} + 1.5 Mtrans_{DW} + Mlong_{PS} + 1.75 Mtrans_{VHmin}\end{aligned}$$

Strenght IV

$$\begin{aligned}
 PU2_{max} &:= 1.5 \cdot P_{DC_NEW} + 1.5 P_{DW} + 1.25 P_{CR} + P_{PS} \\
 VU2long_{max} &:= 1.5 \cdot Vlong_{DC_NEW} + 1.5 Vlong_{DW} + 1.25 Vlong_{CR} + Vlong_{PS} \\
 VU2trans_{max} &:= 1.5 \cdot Vtrans_{DC_NEW} + 1.5 Vtrans_{DW} + 1.25 Vtrans_{CR} + Vtrans_{PS} \\
 MU2long_{max} &:= 1.5 \cdot Mlong_{DC_NEW} + 1.5 Mlong_{DW} + 1.25 Mlong_{CR} + Mlong_{PS} \\
 MU2trans_{max} &:= 1.5 \cdot Mtrans_{DC_NEW} + 1.5 Mtrans_{DW} + 1.25 Mtrans_{CR} + Mtrans_{PS}
 \end{aligned}$$

Extreme Event I (Sx)

$$\begin{aligned}
 PU3_{max} &:= (P_{DC1} + P_{DC2} + P_{DC3} + P_{DC4}) + P_{DW} + P_{CR} + P_{PS} + 0.5 P_{VHmax} + (P_{SX} \div R) \\
 PU3_{min} &:= (P_{DC1} + P_{DC2} + P_{DC3} + P_{DC4}) + P_{DW} + P_{CR} + P_{PS} + 0.5 P_{VHmin} + (P_{SX} \div R) \\
 VU3long_{max} &:= (Vlong_{DC1} + Vlong_{DC2} + Vlong_{DC3} + Vlong_{DC4}) + Vlong_{DW} + Vlong_{CR} + Vlong_{PS} + 0.5 Vlong_{VHmax} + (Vlong_{SX} \div R) \\
 VU3long_{min} &:= (Vlong_{DC1} + Vlong_{DC2} + Vlong_{DC3} + Vlong_{DC4}) + Vlong_{DW} + Vlong_{CR} + Vlong_{PS} + 0.5 Vlong_{VHmin} + (Vlong_{SX} \div R) \\
 VU3trans_{max} &:= (Vtrans_{DC1} + Vtrans_{DC2} + Vtrans_{DC3} + Vtrans_{DC4}) + Vtrans_{DW} + Vtrans_{CR} + Vtrans_{PS} + 0.5 Vtrans_{VHmax} + (Vtrans_{SX} \div R) \\
 VU3trans_{min} &:= (Vtrans_{DC1} + Vtrans_{DC2} + Vtrans_{DC3} + Vtrans_{DC4}) + Vtrans_{DW} + Vtrans_{CR} + Vtrans_{PS} + 0.5 Vtrans_{VHmin} + (Vtrans_{SX} \div R) \\
 MU3long_{max} &:= (Mlong_{DC1} + Mlong_{DC2} + Mlong_{DC3} + Mlong_{DC4}) + Mlong_{DW} + Mlong_{CR} + Mlong_{PS} + 0.5 Mlong_{VHmax} + (Mlong_{SX} \div R) \\
 MU3long_{min} &:= (Mlong_{DC1} + Mlong_{DC2} + Mlong_{DC3} + Mlong_{DC4}) + Mlong_{DW} + Mlong_{CR} + Mlong_{PS} + 0.5 Mlong_{VHmin} + (Mlong_{SX} \div R) \\
 MU3trans_{max} &:= (Mtrans_{DC1} + Mtrans_{DC2} + Mtrans_{DC3} + Mtrans_{DC4}) + Mtrans_{DW} + Mtrans_{CR} + Mtrans_{PS} + 0.5 Mtrans_{VHmax} + (Mtrans_{SX} \div R) \\
 MU3trans_{min} &:= (Mtrans_{DC1} + Mtrans_{DC2} + Mtrans_{DC3} + Mtrans_{DC4}) + Mtrans_{DW} + Mtrans_{CR} + Mtrans_{PS} + 0.5 Mtrans_{VHmin} + (Mtrans_{SX} \div R)
 \end{aligned}$$

Extreme Event I (Sy)

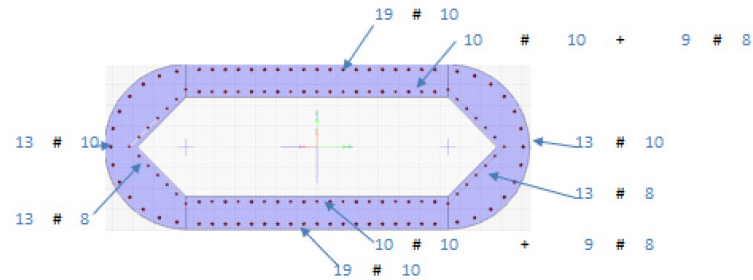
$$\begin{aligned}
 PU4_{max} &:= (P_{DC1} + P_{DC2} + P_{DC3} + P_{DC4}) + P_{DW} + P_{CR} + P_{PS} + 0.5 P_{VHmax} + (P_{SY} \div R) \\
 PU4_{min} &:= (P_{DC1} + P_{DC2} + P_{DC3} + P_{DC4}) + P_{DW} + P_{CR} + P_{PS} + 0.5 P_{VHmin} + (P_{SY} \div R) \\
 VU4long_{max} &:= (Vlong_{DC1} + Vlong_{DC2} + Vlong_{DC3} + Vlong_{DC4}) + Vlong_{DW} + Vlong_{CR} + Vlong_{PS} + 0.5 Vlong_{VHmax} + (Vlong_{SY} \div R) \\
 VU4long_{min} &:= (Vlong_{DC1} + Vlong_{DC2} + Vlong_{DC3} + Vlong_{DC4}) + Vlong_{DW} + Vlong_{CR} + Vlong_{PS} + 0.5 Vlong_{VHmin} + (Vlong_{SY} \div R) \\
 VU4trans_{max} &:= (Vtrans_{DC1} + Vtrans_{DC2} + Vtrans_{DC3} + Vtrans_{DC4}) + Vtrans_{DW} + Vtrans_{CR} + Vtrans_{PS} + 0.5 Vtrans_{VHmax} + (Vtrans_{SY} \div R) \\
 VU4trans_{min} &:= (Vtrans_{DC1} + Vtrans_{DC2} + Vtrans_{DC3} + Vtrans_{DC4}) + Vtrans_{DW} + Vtrans_{CR} + Vtrans_{PS} + 0.5 Vtrans_{VHmin} + (Vtrans_{SY} \div R) \\
 MU4long_{max} &:= (Mlong_{DC1} + Mlong_{DC2} + Mlong_{DC3} + Mlong_{DC4}) + Mlong_{DW} + Mlong_{CR} + Mlong_{PS} + 0.5 Mlong_{VHmax} + (Mlong_{SY} \div R) \\
 MU4long_{min} &:= (Mlong_{DC1} + Mlong_{DC2} + Mlong_{DC3} + Mlong_{DC4}) + Mlong_{DW} + Mlong_{CR} + Mlong_{PS} + 0.5 Mlong_{VHmin} + (Mlong_{SY} \div R) \\
 MU4trans_{max} &:= (Mtrans_{DC1} + Mtrans_{DC2} + Mtrans_{DC3} + Mtrans_{DC4}) + Mtrans_{DW} + Mtrans_{CR} + Mtrans_{PS} + 0.5 Mtrans_{VHmax} + (Mtrans_{SY} \div R) \\
 MU4trans_{min} &:= (Mtrans_{DC1} + Mtrans_{DC2} + Mtrans_{DC3} + Mtrans_{DC4}) + Mtrans_{DW} + Mtrans_{CR} + Mtrans_{PS} + 0.5 Mtrans_{VHmin} + (Mtrans_{SY} \div R)
 \end{aligned}$$

8.1.4 Revisión de la Columna a Flexo-compresión

SECCION EXISTENTE

Acero de refuerzo colocado en la sección existente

$$A_{s_{col}} := 888 \text{ cm}^2$$



Acero de refuerzo mínimo

$$A_{s_{min}} := 0.01 \cdot A_{col} = 496 \text{ cm}^2$$

Acero de refuerzo máximo

$$A_{s_{max}} := 0.04 \cdot A_{col} = 1984 \text{ cm}^2$$

Verificación de acero de refuerzo

$$\text{if } (A_{s_{min}} \leq A_{s_{col}} \leq A_{s_{max}}, \text{ "OK" }, \text{ "X" }) = \text{ "OK" }$$

Diagrama de interacción dirección longitudinal (tonf/tonf.m)

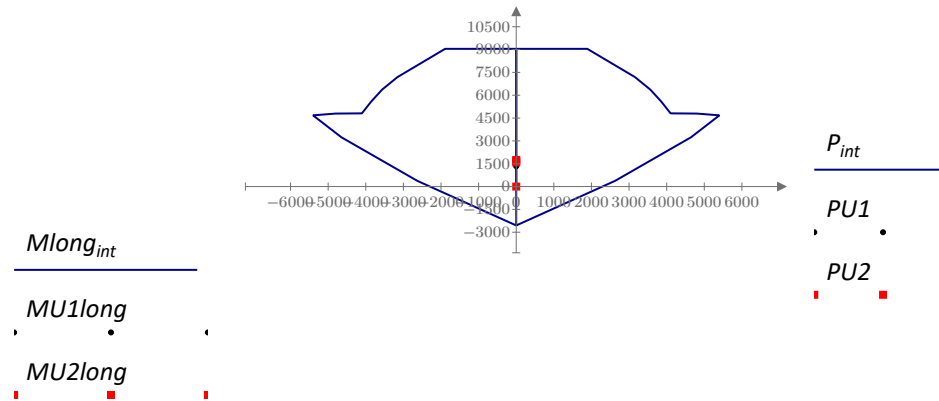
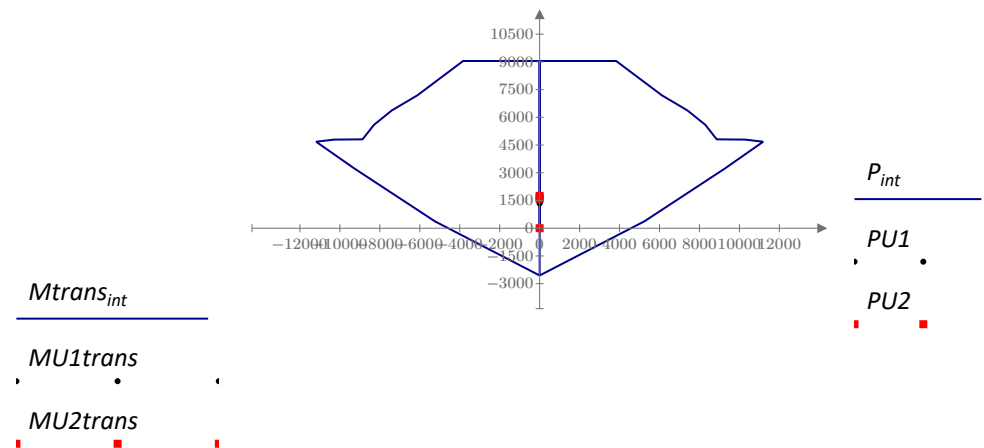


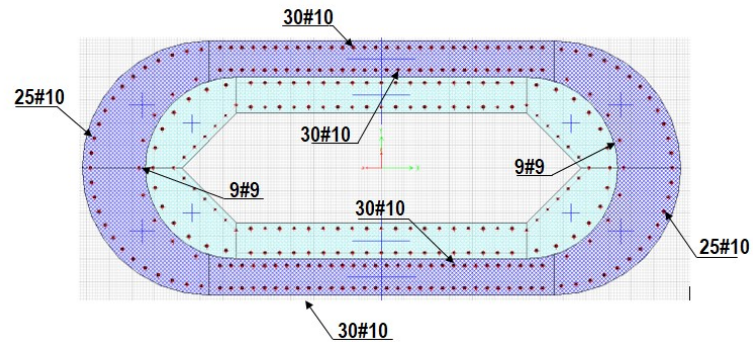
Diagrama de interacción dirección transversal (tonf/tonf.m)



SECCION REFORZADA

Acero de refuerzo colocado en la sección existente

$$A_{s_{col}} := 888 \text{ cm}^2 + 1460.08 \text{ cm}^2 = 2348.08 \text{ cm}^2$$



Acero de refuerzo mínimo

$$A_{s_{min}} := 0.01 \cdot A_{col_{ref}} = 1219.8 \text{ cm}^2$$

Acero de refuerzo máximo

$$A_{s_{max}} := 0.04 \cdot A_{col_{ref}} = 4879.2 \text{ cm}^2$$

Verificación de acero de refuerzo

$$\text{if } (A_{s_{min}} \leq A_{s_{col}} \leq A_{s_{max}}, \text{ "OK" }, \text{ "X" }) = \text{ "OK" }$$

Diagrama de interacción dirección longitudinal (tonf/tonf.m)

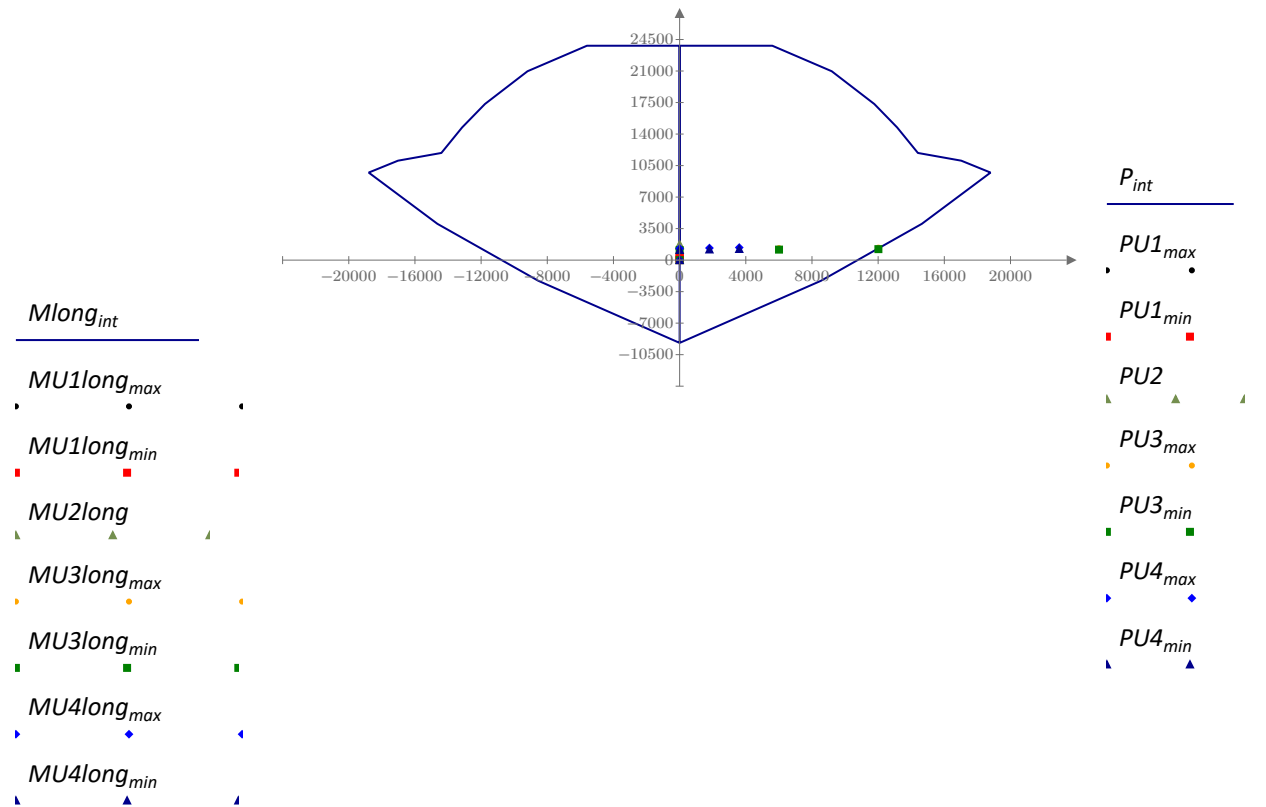
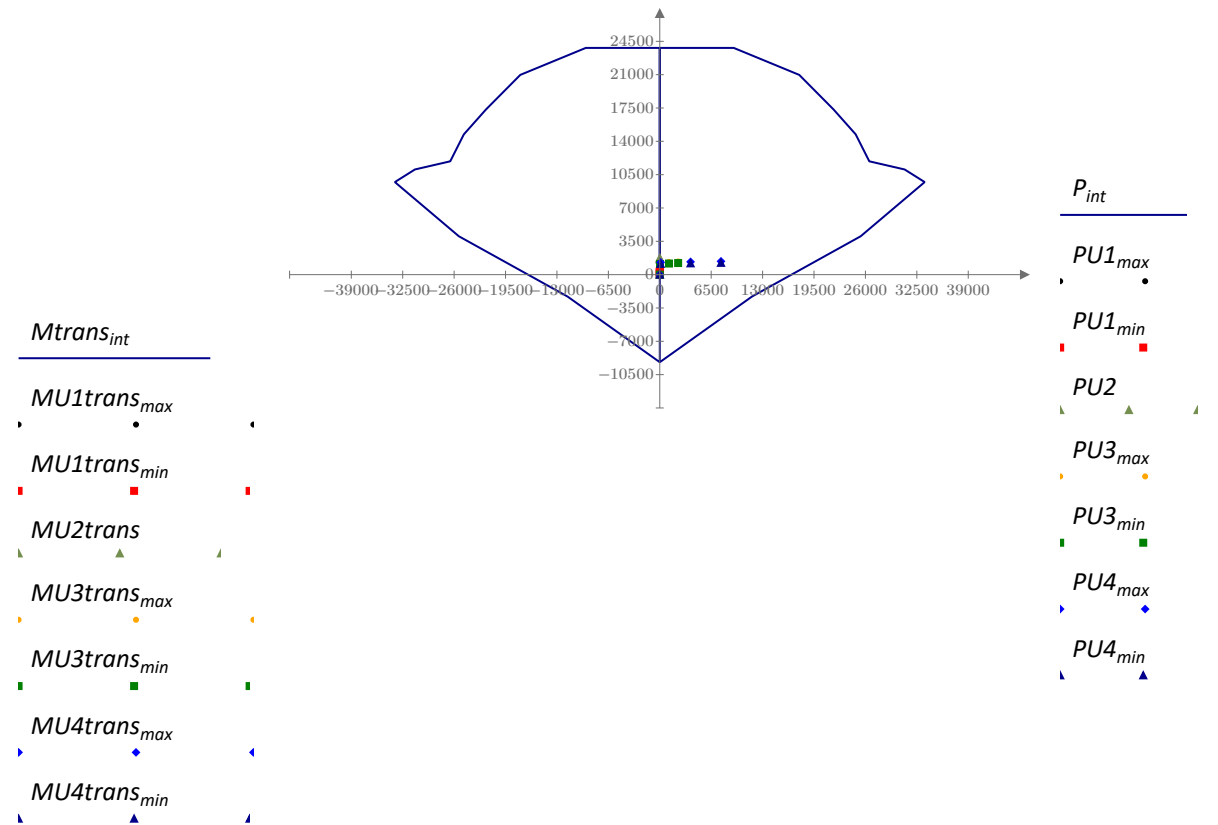


Diagrama de interacción dirección transversal (tonf/tonf.m)

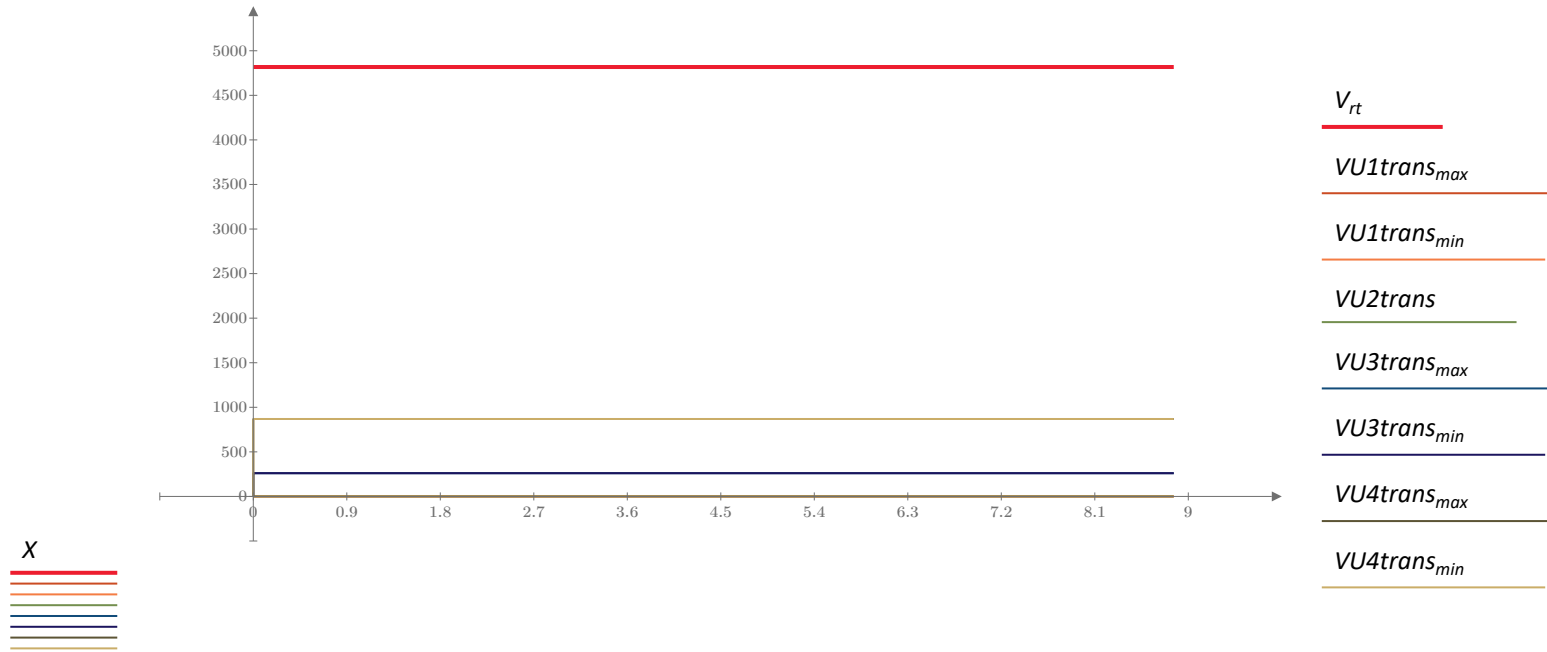


8.1.5 Revisión de la Columna a Cortante

Debido al estado de conservación se desprecia el aporte del concreto existente

Capacidad Dirección Transversal

Cantidad de varillas	$cantv := 4$
Diámetro de varilla (#6)	$d_v := \frac{6}{8} \text{ in} = 1.905 \text{ cm}$
Área de refuerzo por cortante	$A_v := \frac{cantv \cdot \pi \cdot d_v^2}{4} = 11.401 \text{ cm}^2$
Espaciamiento	$s_v := 20 \text{ cm}$
	$\text{if}(s_v \leq 18 \text{ in}, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$
Cuantía de acero horizontal	$\rho_h := \frac{100 \text{ cm}}{s_v} \cdot \frac{A_v}{2 \cdot t_2 \cdot 100 \text{ cm}} = 0.007$
	$\text{if}(\rho_h > 0.0025, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$
Capacidad por cortante del concreto	$V_r := 0.253 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{ksi}}} \cdot \frac{A_{col_ref}}{\text{in}^2} \cdot \frac{1000 \text{ lbf}}{\text{tonf}} = 5336.378 \text{ tonf}$
	$V_n := \left(0.063 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{ksi}}} + \rho_h \cdot \frac{f_y}{\text{ksi}} \right) \cdot \frac{A_{col_ref}}{\text{in}^2} \cdot \frac{1000 \text{ lbf}}{\text{tonf}} = 5352.859 \text{ tonf}$
	$\phi_v := 0.9$
	$V_{rt} := \min(\phi_v \cdot V_n, V_r) = 4817.573 \text{ tonf}$



Capacidad Dirección longitudinal

Cantidad de varillas

$$cantv := 4$$

Diámetro de varilla (#6)

$$d_v := \frac{6}{8} \text{ in} = 1.905 \text{ cm}$$

Área de refuerzo por cortante

$$A_v := \frac{cantv \cdot \pi \cdot d_v^2}{4} = 11.401 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento

$$s_v := 20 \text{ cm}$$

Cuantía de acero horizontal

$$\text{if } (s_v \leq 18 \text{ in}, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

$$\rho_h := \frac{100 \text{ cm}}{s_v} \cdot \frac{A_v}{2 \cdot t_2 \cdot 100 \text{ cm}} = 0.007$$

$$\text{if } (\rho_h > 0.0025, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

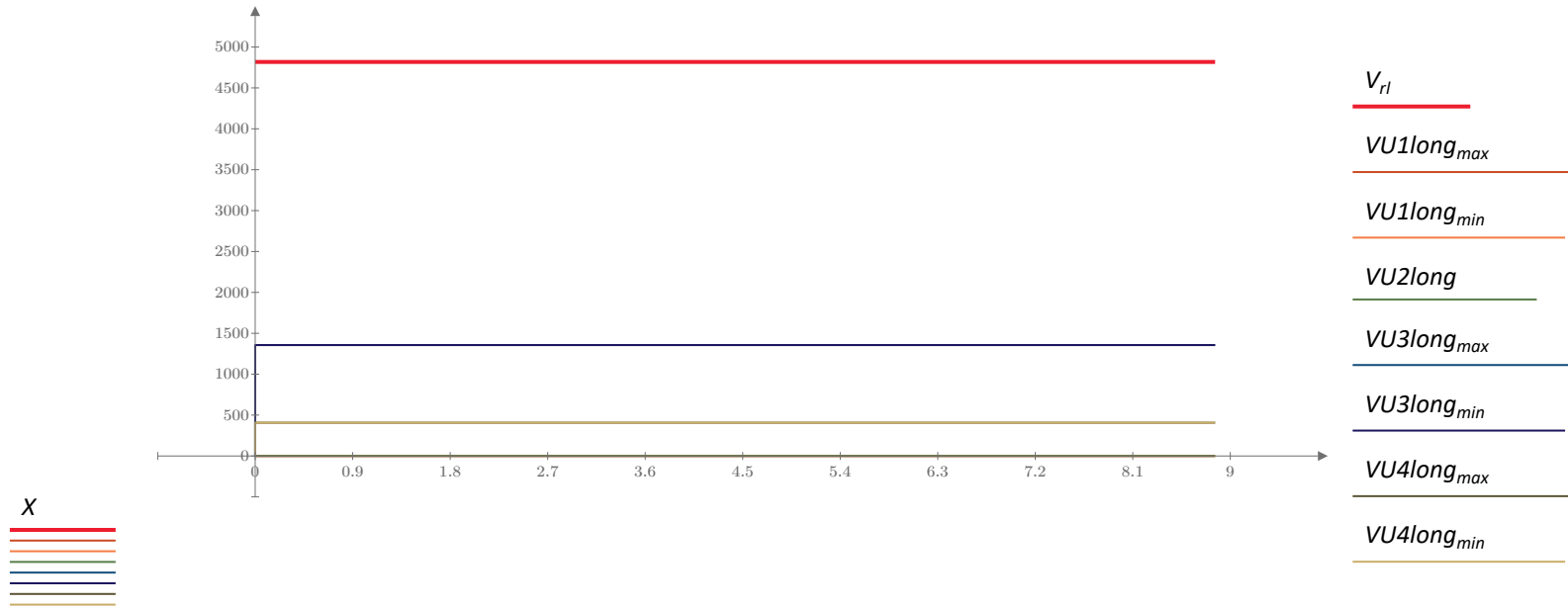
Capacidad por cortante del
concreto

$$V_r := 0.253 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{ksi}}} \cdot \frac{A_{col_ref}}{\text{in}^2} \cdot \frac{1000 \text{ lbf}}{\text{tonf}} = 5336.378 \text{ tonf}$$

$$V_n := \left(0.063 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{ksi}}} + \rho_h \cdot \frac{f_y}{\text{ksi}} \right) \cdot \frac{A_{col_ref}}{\text{in}^2} \cdot \frac{1000 \text{ lbf}}{\text{tonf}} = 5352.859 \text{ tonf}$$

$$\phi_v := 0.9$$

$$V_{rl} := \min(\phi_v \cdot V_n, V_r) = 4817.573 \text{ tonf}$$

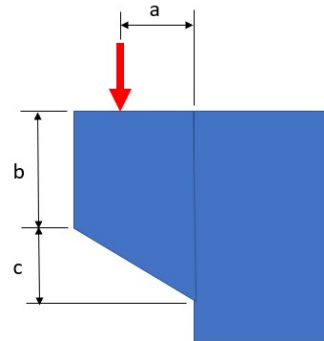


8.2 Viga Cabezal

8.2.1 Ménsula Viga Cabezal (Etapa constructiva sustitución de neoprenos)

Se detalla para resistir el peso propio de la superestructura durante el proceso de sustitución de neoprenos

Geometría



$$a_v := 0.45 \text{ m} \quad b := 0.9 \text{ m} \quad c := 0.9 \text{ m}$$

$$b_w := 3.9 \text{ m}$$

$$h := b + c = 1.8 \text{ m}$$

Concreto

$$f'_c := 500 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Acero de refuerzo colocado

Recubrimiento

$$\text{recub} := 5 \text{ cm}$$

Acero Principal

Acero de presfuerzo G150

$$f_{py} := 135 \text{ ksi} = 9491.439 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{pu} := 150 \text{ ksi} = 10546.044 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} = 0.9$$

$$cant1 := 10 \quad d_{var1} := 32 \text{ mm}$$

$$A_{sc1} := cant1 \cdot \frac{(d_{var1})^2 \cdot \pi}{4} = 80.425 \text{ cm}^2$$

$$d_p := h - 26.4 \text{ cm} = 1.536 \text{ m}$$

Acero de refuerzo G60

$$f_y := 60 \text{ ksi}$$

$$cant2 := 8 \quad d_{var2} := \frac{7}{8} \text{ in}$$

$$cant3 := 0 \quad d_{var3} := \frac{7}{8} \text{ in}$$

$$A_{sc2} := cant2 \cdot \frac{(d_{var2})^2 \cdot \pi}{4} + cant3 \cdot \frac{(d_{var3})^2 \cdot \pi}{4} = 31.036 \text{ cm}^2$$

$$d := h - 8.4 \text{ cm} = 1.716 \text{ m}$$

$$\text{if} \left(\frac{a_v}{d} \leq 1.0, \text{"OK"}, \text{"X"} \right) = \text{"OK"} \quad \text{if} (b \geq 0.5 \cdot d, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

Aros Horizontales

$$f_y := 60 \text{ ksi}$$

$$cant := 55 \quad diam := \frac{5}{8} \text{ in} \quad \text{*cantidad de patas}$$

$$A_{vh} := cant \cdot \frac{(diam)^2 \cdot \pi}{4} = 108.863 \text{ cm}^2$$

Demanda

$$PU = 731.237 \text{ tonf}$$

$$VU := PU = 731.237 \text{ tonf}$$

$$NU := 0 \text{ tonf} = 0 \text{ tonf} \quad \text{*Es una condición constructiva}$$

$$MU := VU \cdot a_v + NU \cdot (h - d) = 329.057 \text{ tonf} \cdot m$$

Capacidad por aplastamiento

$$\phi_{ap} := 0.65$$

$$A_{contacto} := 0.5 \text{ m} \cdot 0.5 \text{ m} = 0.25 \text{ m}^2$$

$$Pn := 0.85 \cdot f'_c \cdot A_{contacto} = 1171.206 \text{ tonf} \quad \text{if } (\phi_{ap} \cdot Pn \geq PU, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

Capacidad a cortante de la ménsula

$$\phi_v := 0.75$$

$$Vn := \min \left(\left(34 + \frac{0.08 \cdot f'_c}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \cdot \frac{b_w \cdot d}{\text{cm}^2}, 110 \cdot \frac{b_w \cdot d}{\text{cm}^2} \right) \cdot \text{kgf} = 5459.06 \text{ tonf} \quad \text{if } (\phi_v \cdot Vn \geq VU, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

Acero requerido por cortante por fricción

$$\phi_v := 0.75$$

$$\mu := 1.0$$

$$A_{vf} := \frac{(VU)}{\phi_v \cdot \mu \cdot f_y} = 209.673 \text{ cm}^2$$

Acero requerido por tensión directa

$$\phi_n := 0.75$$

$$A_n := \frac{NU}{\phi_v \cdot f_{py}} = 0 \text{ cm}^2$$

Acero requerido por flexión

$$\phi_f := 0.75$$

$$\gamma_p := 0.28$$

$$\theta_1 := 0.85$$

$$\rho_p := \frac{A_{sc1}}{b_w \cdot d} = 0.001$$

$$\rho := \frac{A_{sc2}}{b_w \cdot d} = 0$$

$$f_{ps} := f_{pu} \cdot \left(1 - \frac{\gamma_p}{\theta_1} \cdot \left(\rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \cdot \frac{f_y}{f'_c} \cdot (\rho) \right) \right) = 10442.803 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Valores de prueba

$$A_f := 0.1 \text{ cm}^2$$

$$\rho_p := 0.001$$

$$f_{ps} := 150 \text{ ksi}$$

Restricciones	$\rho_p = \frac{A_f}{b_w \cdot d}$ $f_{ps} = f_{pu} \cdot \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \cdot \left(\rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \cdot \frac{f_y}{f'_c} \cdot (\rho) \right) \right)$ $MU = \phi_f \cdot A_f \cdot f_{py} \cdot \left(d - \frac{A_f \cdot f_{py}}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w} \right) + \phi_f \cdot A_{sc2} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_{sc2} \cdot f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w} \right)$
Solver	$RESULT := \text{find}(\rho_p, f_{ps}, A_f) = \begin{bmatrix} 0.00016 \\ 1031576163.00712 \text{ Pa} \\ 0.00107 \text{ m}^2 \end{bmatrix}$

$$A_f := RESULT_2 + A_{sc2} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} = 24.488 \text{ cm}^2$$

Verificación de acero principal

$$A_{sc} := A_{sc1} + A_{sc2} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} = 94.218 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc_min} := \max \left(\max \left(A_f + A_n, \frac{2}{3} A_{vf} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} + A_n \right) \right) = 62.125 \text{ cm}^2$$

if ($A_{sc} \geq A_{sc_min}$, "OK", "X") = "OK"

Aros horizontales

$$A_{vh} = 108.863 \text{ cm}^2$$

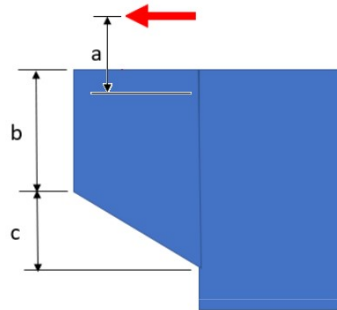
$$A_{vh_min} := \max \left(0.5 \cdot \left(A_{sc} \cdot \frac{f_{py}}{f_y} - A_n \cdot \frac{f_{py}}{f_y} \right), \frac{1}{3} A_{vf} \right) = 105.996 \text{ cm}^2$$

if ($A_{vh} \geq A_{vh_min}$, "OK", "X") = "OK"

8.2.2 Ménsula Viga Cabezal (Condición de carga sismo transversal)

Se detalla para resistir la transmisión de la carga de sismo transversal de la superestructural

Geometría



$$a_v := 0.45 \text{ m} \quad b = 0.9 \text{ m} \quad c = 0.9 \text{ m}$$

$$b_w = 3.9 \text{ m}$$

$$h := b + c = 1.8 \text{ m}$$

Demanda

$$PU := 0 \text{ tonf}$$

$$VU := PU = 0 \text{ tonf}$$

$$NU = 542.97 \text{ tonf}$$

$$MU := NU \cdot (a_v) = 244.336 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Capacidad por aplastamiento

$$\phi_{ap} := 0.65$$

$$Pn := 0.85 \cdot f'_c \cdot A_{contacto} = 1171.206 \text{ tonf}$$

$$\text{if } (\phi_{ap} \cdot Pn \geq PU, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

Capacidad a cortante de la ménsula

$$\phi_v := 0.75$$

$$V_n := \min \left(\left(34 + \frac{0.08 \cdot f'_c}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \cdot \frac{b_w \cdot d}{\text{cm}^2}, 110 \cdot \frac{b_w \cdot d}{\text{cm}^2} \right) \cdot \text{kgf} = 5459.06 \text{ tonf}$$

if $(\phi_v \cdot V_n \geq VU, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$

Acero requerido por cortante por fricción

$$\phi_v := 0.75$$

$$\mu := 1.0$$

$$A_{vf} := \frac{(VU)}{\phi_v \cdot \mu \cdot f_y} = 0 \text{ cm}^2$$

Acero requerido por tensión directa

$$\phi_n := 0.75$$

$$A_n := \frac{NU}{\phi_v \cdot f_{py}} = 69.196 \text{ cm}^2$$

Acero requerido por flexión

$$\phi_f := 0.75$$

$$\gamma_p := 0.28$$

$$\beta_1 := 0.85$$

$$\rho_p := \frac{A_{sc1}}{b_w \cdot d_p} = 0.001 \qquad \rho := \frac{A_{sc2}}{b_w \cdot d} = 0.0005$$

$$f_{ps} := f_{pu} \cdot \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \cdot \left(\rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \cdot \frac{f_y}{f'_c} \cdot (\rho) \right) \right) = 10432.484 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Valores de prueba	$A_f := 0.1 \text{ cm}^2$ $\rho_p := 0.001$ $f_{ps} := 150 \text{ ksi}$
Restricciones	$\rho_p = \frac{A_f}{b_w \cdot d}$ $f_{ps} = f_{pu} \cdot \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \cdot \left(\rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \cdot \frac{f_y}{f'_c} \cdot (\rho) \right) \right)$ $MU = \phi_f \cdot A_f \cdot f_{py} \cdot \left(d - \frac{A_f \cdot f_{py}}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w} \right) + \phi_f \cdot A_{sc2} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_{sc2} \cdot f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w} \right)$
Solver	$RESULT := \text{find}(\rho_p, f_{ps}, A_f) = \begin{bmatrix} 0.00007 \\ 1032253421.58952 \text{ Pa} \\ 0.00044 \text{ m}^2 \end{bmatrix}$

$$A_f := RESULT_2 + A_{sc2} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} = 18.181 \text{ cm}^2$$

Verificación de acero principal

$$A_{sc} := A_{sc1} + A_{sc2} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} = 94.218 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc_min} := \max \left(\max \left(A_f + A_n, \frac{2}{3} A_{vf} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} + A_n \right) \right) = 87.376 \text{ cm}^2$$

if ($A_{sc} \geq A_{sc_min}$, "OK", "X") = "OK"

Aros horizontales

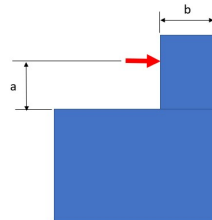
$$A_{vh} = 108.863 \text{ cm}^2$$

$$A_{vh_min} := \max \left(0.5 \cdot \left(A_{sc} \cdot \frac{f_{py}}{f_y} - A_n \cdot \frac{f_{py}}{f_y} \right), \frac{1}{3} A_{vf} \right) = 28.151 \text{ cm}^2$$

if ($A_{vh} \geq A_{vh_min}$, "OK", "X") = "OK"

8.2.3 Tope sísmico (sismo longitudinal)

Geometría



$$a := 1.15 \text{ m} \quad b := 1.336 \text{ m}$$

$$b_w := 2 \text{ m}$$

$$h := b = 1.336 \text{ m}$$

Concreto

$$f'_c = 500 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Acero de refuerzo colocado

Recubrimiento

$$recub := 5 \text{ cm}$$

Acero Principal por flexión

Acero de presfuerzo G150

$$f_{py} := 135 \text{ ksi} = 9491.439 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{pu} := 150 \text{ ksi} = 10546.044 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$cant1 := 6$$

$$d_{var1} := 36 \text{ mm}$$

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} = 0.9$$

$$A_{sc1} := cant1 \cdot \frac{(d_{var1})^2 \cdot \pi}{4} = 61.073 \text{ cm}^2$$

$$d_p := h - 17.5 \text{ cm} = 1.161 \text{ m}$$

Acero de refuerzo G60

$$f_y := 60 \text{ ksi}$$

$$cant2 := 12 \quad d_{var2} := \frac{7}{8} \text{ in}$$

$$A_{sc2} := cant2 \cdot \frac{(d_{var2})^2 \cdot \pi}{4} = 46.554 \text{ cm}^2$$

$$d := h - 9.1 \text{ cm} = 1.245 \text{ m}$$

$$\text{if} \left(\frac{a_v}{d} \leq 1.0, \text{"OK"}, \text{"X"} \right) = \text{"OK"}$$

$$\text{if} (b \geq 0.5 \cdot d, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

Acero por cortante

$$cant := 20 \quad diam := \frac{5}{8} \text{ in}$$

$$A_{vh1} := cant \cdot \frac{(diam)^2 \cdot \pi}{4} = 39.587 \text{ cm}^2$$

$$cant := 14 \quad diam := \frac{7}{8} \text{ in}$$

$$A_{vh2} := cant \cdot \frac{(diam)^2 \cdot \pi}{4} = 54.313 \text{ cm}^2$$

$$A_{vh} := A_{vh1} + A_{vh2}$$

*Cantidad de patas

Demanda

$$PU = 635.658 \text{ tonf}$$

$$VU := PU = 635.658 \text{ tonf}$$

$$NU := 0 \text{ tonf} = 0 \text{ tonf}$$

$$MU := VU \cdot a + NU \cdot (h - d) = 731.006 \text{ tonf} \cdot m$$

Capacidad por aplastamiento

$$\phi_{ap} := 0.65$$

$$A_{contacto} := 0.70 \text{ m} \cdot 0.70 \text{ m} = 0.49 \text{ m}^2$$

$$Pn := 0.85 \cdot f'_c \cdot A_{contacto} = 2295.563 \text{ tonf}$$

$$\text{if } (\phi_{ap} \cdot Pn \geq 2 \cdot PU, \text{ "OK" }, \text{ "X" }) = \text{ "OK" }$$

Capacidad a cortante de la ménsula

$$\phi_v := 0.75$$

$$V_n := \min \left(\left(34 + \frac{0.08 \cdot f'_c}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \cdot \frac{b_w \cdot d}{\text{cm}^2}, 110 \cdot \frac{b_w \cdot d}{\text{cm}^2} \right) \cdot \text{kgf} = 2031.119 \text{ tonf}$$

if ($\phi_v \cdot V_n \geq VU$, "OK", "X") = "OK"

Acero requerido por cortante por fricción

$$\phi_v := 0.75$$

$$\mu := 1.4$$

$$A_{vf} := \frac{(VU)}{\phi_v \cdot \mu \cdot f_y} = 130.191 \text{ cm}^2$$

Acero requerido por tensión directa

$$\phi_n := 0.75$$

$$A_n := \frac{NU}{\phi_v \cdot f_y} = 0 \text{ cm}^2$$

Acero requerido por flexión

$$\phi_f := 0.75$$

$$\gamma_p := 0.28$$

$$\beta_1 := 0.85$$

$$\rho_p := \frac{A_{sc1}}{b_w \cdot d} = 0.002$$

$$\rho := \frac{A_{sc2}}{b_w \cdot d} = 0.002$$

$$f_{ps} := f_{pu} \cdot \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \cdot \left(\rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \cdot \frac{f_y}{f'_c} \cdot (\rho) \right) \right) = 10307.562 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Valores de prueba	$A_f := 0.1 \text{ cm}^2$ $\rho_p := 0.001$ $f_{ps} := 150 \text{ ksi}$
Restricciones	$\rho_p = \frac{A_f}{b_w \cdot d}$ $f_{ps} = f_{pu} \cdot \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \cdot \left(\rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \cdot \frac{f_y}{f'_c} \cdot (\rho) \right) \right)$ $MU = \phi_f \cdot A_f \cdot f_{py} \cdot \left(d - \frac{A_f \cdot f_{py}}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w} \right) + \phi_f \cdot A_{sc2} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_{sc2} \cdot f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w} \right)$
Solver	$RESULT := \text{find}(\rho_p, f_{ps}, A_f) = \begin{bmatrix} 0.00224 \\ 1012371144.80689 \text{ Pa} \\ 0.00557 \text{ m}^2 \end{bmatrix}$

$$A_f := RESULT_2 + A_{sc2} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} = 76.411 \text{ cm}^2$$

Verificación de acero principal por flexión

$$A_{sc} := A_{sc1} + A_{sc2} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} = 81.763 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc_min} := \max \left(\max \left(A_f + A_n, \frac{2}{3} A_{vf} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} + A_n \right) \right) = 76.411 \text{ cm}^2$$

if ($A_{sc} \geq A_{sc_min}$, "OK", "X") = "OK"

Verificación de acero por cortante

$$A_{vh} = 93.899 \text{ cm}^2$$

$$A_{vh_min} := \max \left(0.5 \cdot \left(A_{sc} \cdot \frac{f_{py}}{f_y} - A_n \cdot \frac{f_{py}}{f_y} \right), \frac{1}{3} A_{vf} \right) = 91.984 \text{ cm}^2$$

if $(A_{vh} \geq A_{vh_min}, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$

Barras para transferencia de carga entre ménsulas

$$f_{py} := 135 \text{ ksi} = 9491.439 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$cant1 := 8 \quad d_{var1} := 36 \text{ mm}$$

$$A_{sc1} := cant1 \cdot \frac{(d_{var1})^2 \cdot \pi}{4} = 81.43 \text{ cm}^2$$

$$TU := PU = 635.658 \text{ tonf} \quad \phi_n := 0.9$$

$$A_n := \frac{TU}{\phi_v \cdot f_{py}} = 81.008 \text{ cm}^2$$

if $(A_{sc1} \geq A_n, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$

Capacidad por aplastamiento

$$\phi_{ap} := 0.65$$

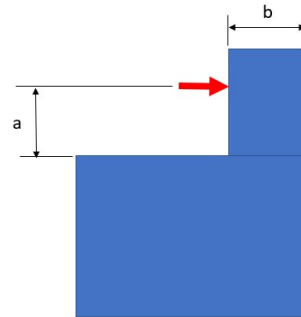
$$A_{contacto} := 0.20 \text{ m} \cdot 0.20 \text{ m} = 0.04 \text{ m}^2$$

$$Pn := 0.85 \cdot f'_c \cdot A_{contacto} = 187.393 \text{ tonf}$$

if $\left(\phi_{ap} \cdot Pn \geq \frac{TU}{cant1}, \text{"OK"}, \text{"X"} \right) = \text{"OK"}$

8.2.4 Tope sísmico (sismo transversal)

Geometría



$$a := 0.775 \text{ m} \quad b := 2 \text{ m}$$

$$b_w := 1.3 \text{ m}$$

$$h := b = 2 \text{ m}$$

Concreto

$$f'_c = 500 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Acero de refuerzo colocado

Recubrimiento

$$\text{recub} := 5 \text{ cm}$$

Acero Principal por flexión

Acero de presfuerzo G150

$$f_{py} := 135 \text{ ksi} = 9491.439 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{pu} := 150 \text{ ksi} = 10546.044 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{cant1} := 5$$

$$d_{var1} := 36 \text{ mm}$$

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} = 0.9$$

$$A_{sc1} := \text{cant1} \cdot \frac{(d_{var1})^2 \cdot \pi}{4} = 50.894 \text{ cm}^2$$

$$d_p := h - 17.5 \text{ cm} = 1.825 \text{ m}$$

Acero de refuerzo G60

$$f_y := 60 \text{ ksi}$$

$$\text{cant2} := 5 \quad d_{var2} := \frac{5}{8} \text{ in}$$

$$A_{sc2} := \text{cant2} \cdot \frac{(d_{var2})^2 \cdot \pi}{4} = 9.897 \text{ cm}^2$$

$$d := h - 9.1 \text{ cm} = 1.909 \text{ m}$$

$$\text{if} \left(\frac{a_v}{d} \leq 1.0, \text{"OK"}, \text{"X"} \right) = \text{"OK"} \quad \text{if} (b \geq 0.5 \cdot d, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

Acero por cortante

$$\text{cant} := 32 \quad \text{diam} := \frac{5}{8} \text{ in} \quad \text{*Cantidad de patas}$$

$$A_{vh} := \text{cant} \cdot \frac{(\text{diam})^2 \cdot \pi}{4} = 63.338 \text{ cm}^2$$

Demanda

$$PU = 814.454 \text{ tonf}$$

$$VU := PU = 814.454 \text{ tonf}$$

$$NU := 0 \text{ tonf} = 0 \text{ tonf} \quad (\text{no se transmiten fuerzas verticales})$$

$$MU := VU \cdot a + NU \cdot (h - d) = 631.202 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Capacidad por aplastamiento

$$\phi_{ap} := 0.65$$

$$A_{contacto} := 0.65 \text{ m} \cdot 0.65 \text{ m} = 0.423 \text{ m}^2$$

$$Pn := 0.85 \cdot 350 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot A_{contacto} = 1385.536 \text{ tonf} \quad \text{if } (\phi_{ap} \cdot Pn \geq PU, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"} \quad \text{rige concreto del cajón}$$

Capacidad a cortante de la ménsula

$$\phi_v := 0.75$$

$$Vn := \min \left(\left(34 + \frac{0.08 \cdot f'_c}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \cdot \frac{b_w \cdot d}{\text{cm}^2}, 110 \cdot \frac{b_w \cdot d}{\text{cm}^2} \right) \cdot \text{kgf} = 2024.348 \text{ tonf} \quad \text{if } (\phi_v \cdot Vn \geq VU, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

Acero requerido por cortante por fricción

$$\phi_v := 0.75$$

$$\mu := 1.4$$

$$A_{vf} := \frac{VU}{\phi_v \cdot \mu \cdot f_y} = 166.811 \text{ cm}^2$$

Acero requerido por tensión directa

$$\phi_n := 0.75$$

$$A_n := \frac{NU}{\phi_v \cdot f_y} = 0 \text{ cm}^2$$

Acero requerido por flexión

$$\phi_f := 0.75$$

$$\gamma_p := 0.28$$

$$\theta_1 := 0.85$$

$$\rho_p := \frac{A_{sc1}}{b_w \cdot d} = 0.002$$

$$\rho := \frac{A_{sc2}}{b_w \cdot d} = 0$$

$$f_{ps} := f_{pu} \cdot \left(1 - \frac{\gamma_p}{\theta_1} \cdot \left(\rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \cdot \frac{f_y}{f'_c} \cdot \langle \rho \rangle \right) \right) = 10383.55 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Valores de prueba

$$A_f := 0.1 \text{ cm}^2$$

$$\rho_p := 0.001$$

$$f_{ps} := 150 \text{ ksi}$$

Restricciones	$\rho_p = \frac{A_f}{b_w \cdot d}$ $f_{ps} = f_{pu} \cdot \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \cdot \left(\rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \cdot \frac{f_y}{f'_c} \cdot (\rho) \right) \right)$ $MU = \phi_f \cdot A_f \cdot f_{py} \cdot \left(d - \frac{A_f \cdot f_{py}}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w} \right) + \phi_f \cdot A_{sc2} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_{sc2} \cdot f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w} \right)$
Solver	$RESULT := \text{find}(\rho_p, f_{ps}, A_f) = \begin{bmatrix} 0.00155 \\ 1021892757.57604 \text{ Pa} \\ 0.00384 \text{ m}^2 \end{bmatrix}$

$$A_f := RESULT_2 + A_{sc2} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} = 42.81 \text{ cm}^2$$

Verificación de acero principal por flexión

$$A_{sc} := A_{sc1} + A_{sc2} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} = 55.292 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc_min} := \max \left(\max \left(A_f + A_n, \frac{2}{3} A_{vf} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} + A_n \right) \right) = 49.425 \text{ cm}^2$$

if ($A_{sc} \geq A_{sc_min}$, "OK", "X") = "OK"

Verificación de acero por cortante

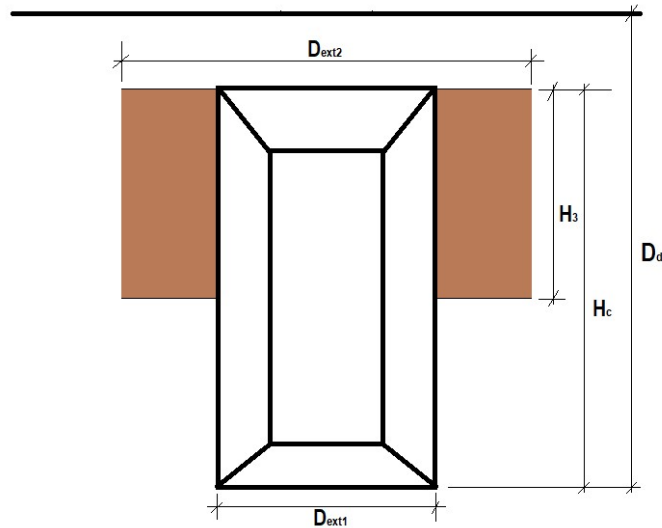
$$A_{vh} = 63.338 \text{ cm}^2$$

$$A_{vh_min} := \max \left(0.5 \cdot \left(A_{sc} \cdot \frac{f_{py}}{f_y} - A_n \cdot \frac{f_{py}}{f_y} \right), \frac{1}{3} A_{vf} \right) = 62.204 \text{ cm}^2$$

if ($A_{vh} \geq A_{vh_min}$, "OK", "X") = "OK"

8.3 Fundación

8.3.1 Geometría del Bloque



Diámetro en el que reacciona el fuste
 Diámetro externo de base
 Diámetro Interno

$$D_{ext2} := 25 \text{ m}$$

$$D_{ext1} := 8 \text{ m}$$

$$D_{int} := 6 \text{ m}$$

Diámetro externo de fuste

$$D_{ext} := 8 \text{ m}$$

Espesor Losa Superior

$$H_1 := 3 \text{ m}$$

Espesor Losa Inferior

$$H_2 := 2.5 \text{ m}$$

Altura total del Bloque

$$H_c := 30.6 \text{ m}$$

Profundidad de desplante

$$D_d := H_c + 3.8 \text{ m} = 34.40 \text{ m}$$

Altura de mejoramiento de suelos
 en la que reacciona el fuste

$$H_3 := 9 \text{ m}$$

Área de la base del bloque

$$A_b := \frac{\pi \cdot D_{ext1}^2}{4} = 50.27 \text{ m}^2$$

Área que aporta fricción horizontal
 contra el suelo

$$A_{b2} := \frac{\pi \cdot D_{ext2}^2}{4} = 490.87 \text{ m}^2$$

Razón de Esbeltez

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{H_c}{D_{ext1}} < 5 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Comportamiento blque rígido"} \end{array} \right\| \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Comportamiento pilote corto"} \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{"Comportamiento blque rígido"}$$

8.3.2 Propiedades del suelo de cimentación

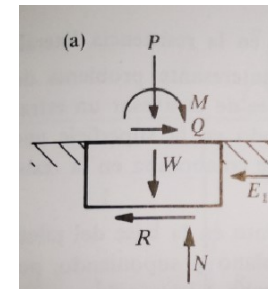
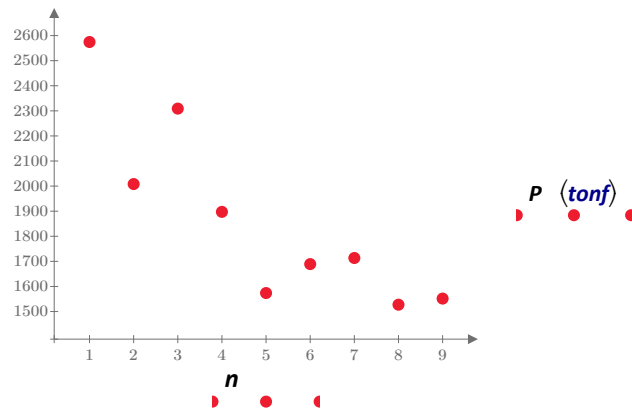
Descripción: La cimentación del Eje 2 está apoyada sobre un material compuesto por arenas gravosas con abundantes fragmentos rocosos de composición lávica con finos limosos y arcillosos

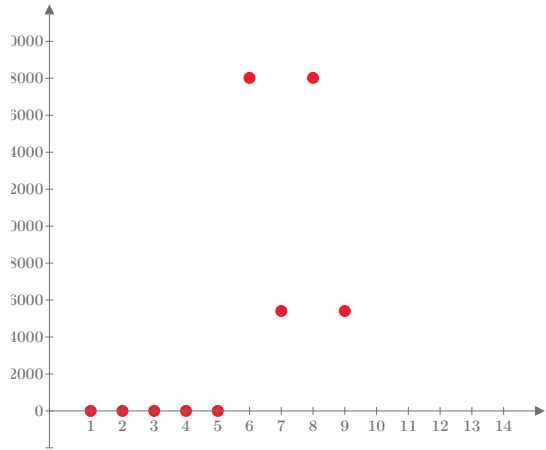
Ángulo de fricción	$\varphi := 21^\circ$
Ángulo de rozamiento (suelo-concreto)	$\delta := 1.0 \cdot \varphi = 21.000^\circ$
Resistencia al corte no drenada	$c_u := 0 \text{ kPa}$
Adherencia suelo-concreto(Según CCCR)	$C_A := \text{if } 0 \leq c_u \leq 35 \text{ kPa} \quad = 0.000 \text{ kPa}$ $\quad \left\ -\left(\frac{0-35}{0-40}\right) \left(0 - \frac{c_u}{\text{kPa}}\right) \cdot \text{kPa}$ else if $35 \text{ kPa} < c_u \leq 45 \text{ kPa}$ $\quad \left\ -\left(\frac{35-45}{40-80}\right) \left(40 - \frac{c_u}{\text{kPa}}\right) \cdot \text{kPa}$ else if $45 \text{ kPa} < c_u \leq 70 \text{ kPa}$ $\quad \left\ -\left(\frac{45-70}{80-150}\right) \left(80 - \frac{c_u}{\text{kPa}}\right) \cdot \text{kPa}$ else $\quad \left\ 70 \text{ kPa}$
Peso específico	$\gamma_s := 12 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
Coefficiente de empuje pasivo	$K_p := \frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} = 2.12$
Capacidad de soporte último a nivel de desplante	$q_{ult} := 315 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$
Coefficiente de balastro vertical a 14m de profundidad (BOWLES)	$K_v := 40 \cdot \frac{q_{ult}}{\text{kPa}} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 11.431 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^3}$
Coefficiente de balastro horizontal a 14m de profundidad	$K_h := 20000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 2.04 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^3}$

8.3.3 Cargas Últimas

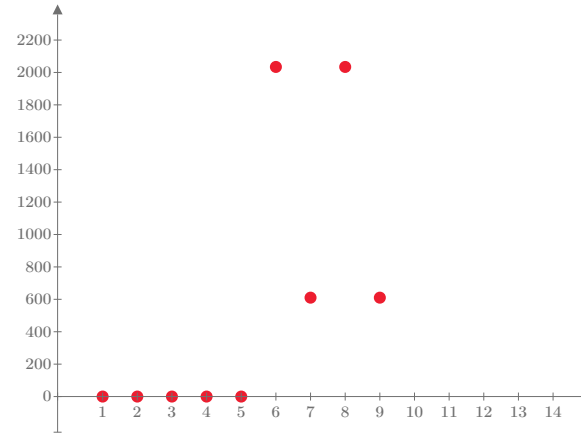
Combinaciones de carga

	COMB1	COMB2	COMB3	COMB4	COMB5	COMB6	COMB7	COMB8	COMB9
DC	1.25	1.25	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
DW	1.50	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PS	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
CR	1.25	1.25	1.25	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Vehmax	1.75	0	0	1.00	0	0.50	0.50	0	0
Vehmin	0	1.75	0	0	1.00	0	0	0.50	0.50
Sx	0	0	0	0	0	1.00	0	1.00	0
Sy	0	0	0	0	0	0	1.00	0	1.00





M_{long} (tonf·m)

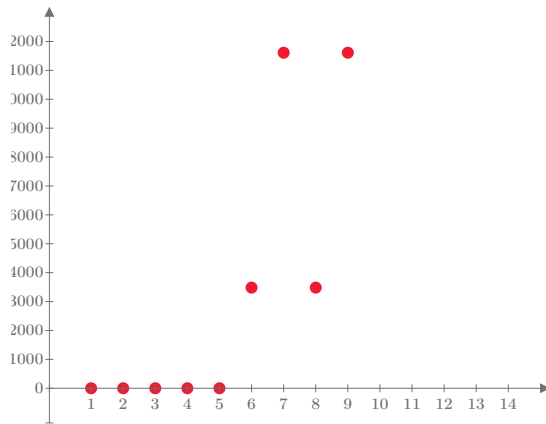


Q_{long} (tonf)

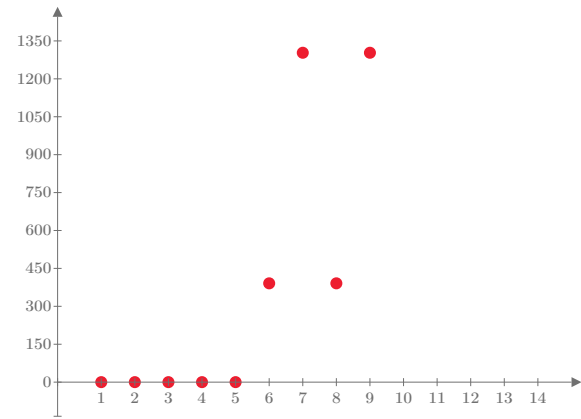
n

n

*n: combinación de carga



M_{trans} (tonf·m)



Q_{trans} (tonf)

n

n

*n: combinación de carga

8.3.4 Revisión como Bloque Rígido

- **Fuerzas actuando en el bloque**

- Cálculo de N_b

$$N_b := P + W_b$$

- Cálculo de R (depende del porcentaje de contacto de la base)

Resolviendo las expresiones

$$Q + R = E_1 \quad M + Q \cdot H_c = N \cdot e_{90} + E_1 \cdot \frac{H}{2}$$

Se obtienen

$$\sigma_{max_I} := \sigma_{maxI} = \begin{bmatrix} 110.630 \\ 99.360 \\ 117.230 \\ 85.280 \\ 78.840 \\ 122.620 \\ 94.060 \\ 119.400 \\ 90.840 \end{bmatrix} \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{min_I} := \sigma_{minI} = \begin{bmatrix} 110.630 \\ 99.360 \\ 117.230 \\ 85.280 \\ 78.840 \\ 39.650 \\ 69.170 \\ 36.430 \\ 65.950 \end{bmatrix} \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$\tan \alpha_I := \alpha_I = \begin{bmatrix} 0.00 \\ 0.00 \\ 0.00 \\ 0.00 \\ 0.00 \\ 8.23 \cdot 10^{-4} \\ 2.46 \cdot 10^{-4} \\ 8.23 \cdot 10^{-4} \\ 2.47 \cdot 10^{-4} \end{bmatrix}$$

* σ : Esfuerzos en la base del caisson existente

α : Rotación de la fundación

p_I :Esfuerzos laterales

$$p_{1long} := \frac{K_h \cdot (2 D_d - H_c) H_c}{2 D_d} \cdot \tan \alpha_t$$

$$p_{1long} = \begin{bmatrix} 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 31.435 \\ 9.396 \\ 31.439 \\ 9.430 \end{bmatrix} \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$E_{1long} := E_{1al} + E_{1bl}$$

$$E_{1long} = \begin{bmatrix} 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 4039.650 \\ 1211.890 \\ 4039.650 \\ 1211.880 \end{bmatrix} \text{tonf}$$

$$R_{long_i} := \text{abs}(R_i)$$

$$R_{long} = \begin{bmatrix} 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 2005.550 \\ 601.660 \\ 2005.550 \\ 601.660 \end{bmatrix} \text{tonf}$$

$$\sigma_{max_t} := \sigma_{max_t} = \begin{bmatrix} 110.630 \\ 99.360 \\ 117.230 \\ 85.280 \\ 78.840 \\ 89.120 \\ 108.230 \\ 85.900 \\ 105.010 \end{bmatrix} \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{min_t} := \sigma_{min_t} = \begin{bmatrix} 110.630 \\ 99.360 \\ 117.230 \\ 85.280 \\ 78.840 \\ 73.150 \\ 55.010 \\ 69.930 \\ 51.790 \end{bmatrix} \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$\tan \alpha_t := \alpha_t = \begin{bmatrix} 0.00 \\ 0.00 \\ 0.00 \\ 0.00 \\ 0.00 \\ 1.58 \cdot 10^{-4} \\ 5.28 \cdot 10^{-4} \\ 1.58 \cdot 10^{-4} \\ 5.28 \cdot 10^{-4} \end{bmatrix}$$

* σ : Esfuerzos en la base del caisson existente
 α : Rotación de la fundación
 p_1 :Esfuerzos laterales

$$p_{1trans} := \frac{K_h \cdot (2 D_d - H_c) H_c}{2 D_d} \cdot \tan \alpha_t$$

$$E_{1trans} := E_{1at} + E_{1bt}$$

$$R_{trans_i} := \text{abs}(R_t)$$

$$p_{1trans} = \begin{bmatrix} 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 6.050 \\ 20.167 \\ 6.050 \\ 20.167 \end{bmatrix} \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

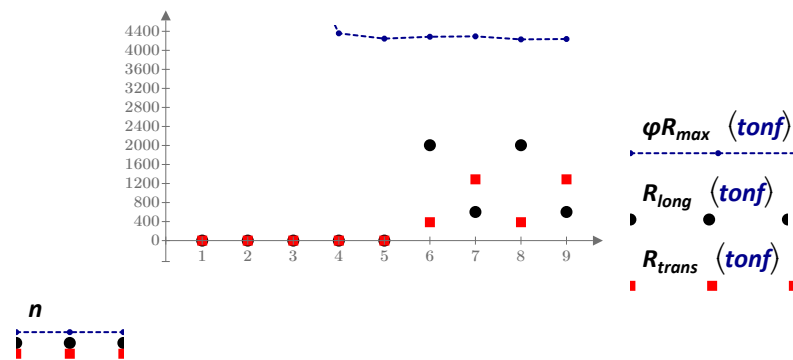
$$E_{1trans} = \begin{bmatrix} 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 777.370 \\ 2591.250 \\ 777.370 \\ 2590.000 \end{bmatrix} \text{tonf}$$

$$R_{trans} = \begin{bmatrix} 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 386.430 \\ 1288.120 \\ 386.430 \\ 1288.000 \end{bmatrix} \text{tonf}$$

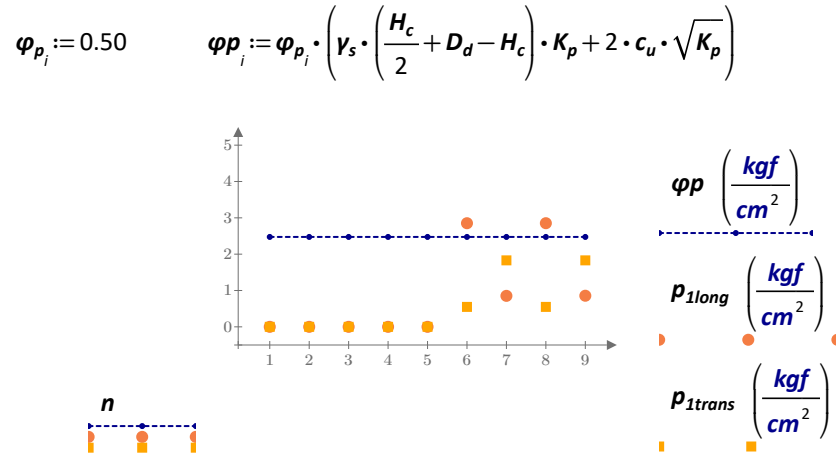
- Verificación de comportamiento como bloque rígido ($R < R_{max}$)

$$\varphi_R := 0.90$$

$$\varphi R_{max} := (\varphi_R) \left((N_b + W_{\text{mejoramiento}}) \cdot \tan(\delta) + A_{b2} \cdot C_A \right)$$



- **Verificación de la capacidad por presión en la cara lateral ($p_l < p_{adm}$)**



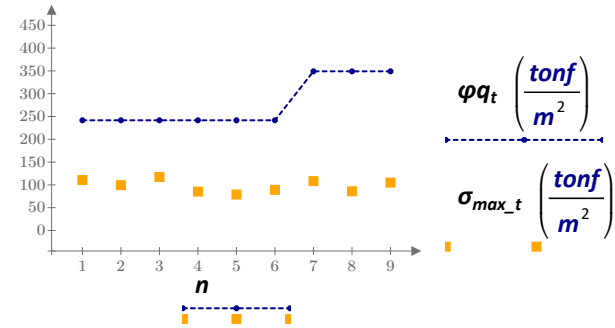
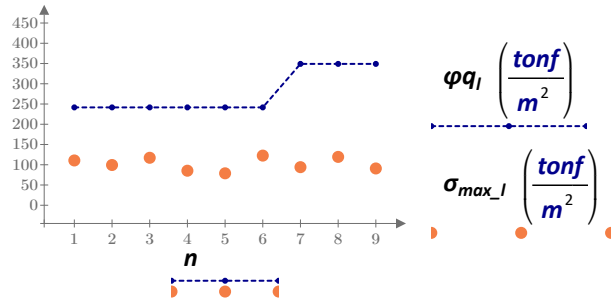
*Las combinaciones 6 y 8 en dirección longitudinal se deben revisar como pilote corto

- **Verificación de la capacidad por presión en la base ($\sigma_{max} < q_{adm}$)**

$$q_{u_i} := 537 \frac{tonf}{m^2}$$

$$\varphi_{l_i} := \begin{cases} \text{if } i \leq 6 \\ \left\| \begin{array}{l} \sigma_{min_l_i} \\ \text{if } \frac{\sigma_{min_l_i}}{\sigma_{max_l_i}} \leq 0.25 \\ \left\| \begin{array}{l} 0.6 \\ \text{else} \\ \left\| 0.45 \end{array} \right. \end{array} \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \begin{array}{l} \sigma_{min_l_i} \\ \text{if } \frac{\sigma_{min_l_i}}{\sigma_{max_l_i}} \leq 0.25 \\ \left\| \begin{array}{l} 0.85 \\ \text{else} \\ \left\| 0.65 \end{array} \right. \end{array} \right\| \end{array} \right\| \end{cases}$$

$$\varphi_{t_i} := \begin{cases} \text{if } i \leq 6 \\ \left\| \begin{array}{l} \sigma_{min_t_i} \\ \text{if } \frac{\sigma_{min_t_i}}{\sigma_{max_t_i}} \leq 0.25 \\ \left\| \begin{array}{l} 0.6 \\ \text{else} \\ \left\| 0.45 \end{array} \right. \end{array} \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \begin{array}{l} \sigma_{min_t_i} \\ \text{if } \frac{\sigma_{min_t_i}}{\sigma_{max_t_i}} \leq 0.25 \\ \left\| \begin{array}{l} 0.85 \\ \text{else} \\ \left\| 0.65 \end{array} \right. \end{array} \right\| \end{array} \right\| \end{cases}$$

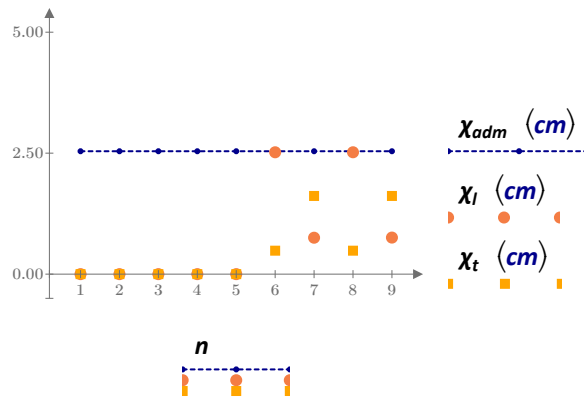


• **Verificación del desplazamiento lateral**

$$\chi_l := H_c \cdot \tan \alpha_l = \begin{bmatrix} 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 2.518 \\ 0.753 \\ 2.519 \\ 0.756 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$\chi_t := H_c \cdot \tan \alpha_t = \begin{bmatrix} 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.485 \\ 1.616 \\ 0.485 \\ 1.616 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$\chi_{adm_i} := 1 \text{ in}$$



8.3.5 Revisión como Pilote Corto (combinación 6 y 8 longitudinal)

Excentricidad equivalente

$$e_{l_eq_i} := \frac{M_{long_i}}{Q_{long_i}} \qquad e_{t_eq_i} := \frac{M_{trans_i}}{Q_{trans_i}}$$

Punto de inflexión

$$h_{l_i} := h_{ol_i} = \begin{bmatrix} 18.090 \\ 0.000 \\ 18.090 \\ 0.000 \end{bmatrix} m \qquad h_{t_i} := h_{ot_i} = \begin{bmatrix} 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \end{bmatrix} m$$

- **Verificación de la capacidad por presión en la cara lateral ($p_1 < p_{adm} - p_2 < p_{adm}$)**

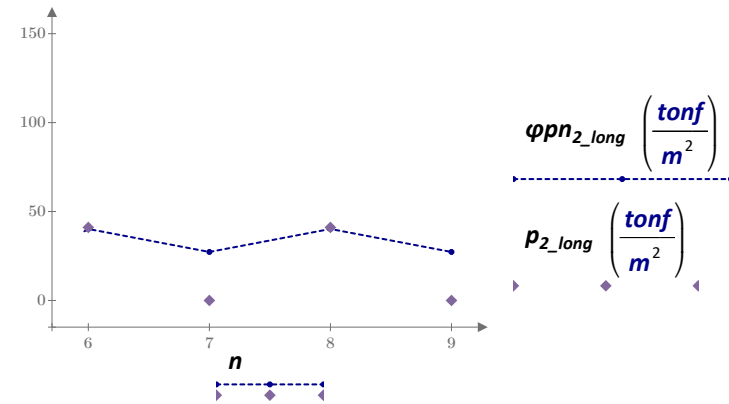
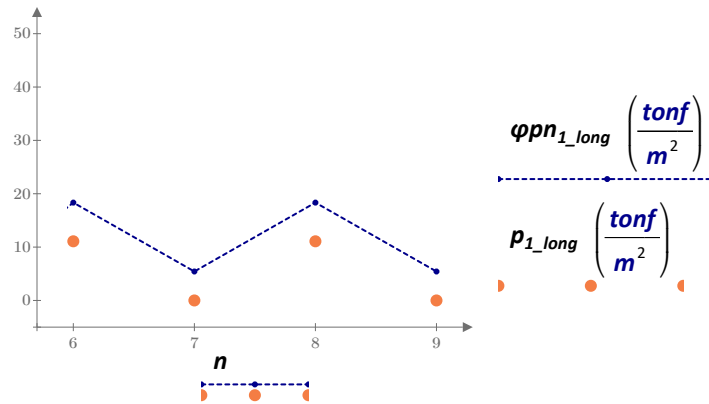
$$\varphi_{p_i} := 0.50$$

$$\varphi p n_{1_long_i} := \varphi_{p_i} \cdot \left(\gamma_s \cdot \left(\frac{h_{ol_i} + 2 D_d - 2 H_c}{2} \right) \cdot K_p + 2 \cdot c_u \cdot \sqrt{K_p} \right)$$

$$\varphi p n_{2_long_i} := \varphi_{p_i} \cdot \left(\gamma_s \cdot \left(\frac{h_{ol_i} + 2 D_d - H_c}{2} \right) \cdot K_p + 2 \cdot c_u \cdot \sqrt{K_p} \right)$$

$$p_{1_long_i} := \frac{h_{ol_i} \cdot \alpha_{ol_i} \cdot \left(\frac{K_h \cdot (-H_c + D_d)}{D_d} + \frac{h_{ol_i} \cdot K_h}{2 \cdot D_d} \right)}{2}$$

$$p_{2_long_i} := -\alpha_{ol_i} \cdot (h_{ol_i} - H_c) \cdot \left(\frac{K_h \cdot (-H_c + D_d)}{D_d} + \frac{H_c \cdot K_h}{D_d} \right)$$



$$\frac{p_{2_long_6}}{\varphi p n_{2_long_6}} = 1.022$$

$$\frac{p_{2_long_8}}{\varphi p n_{2_long_8}} = 1.022$$

*A criterio de diseñador esta razón demanda capacidad se considera aceptable

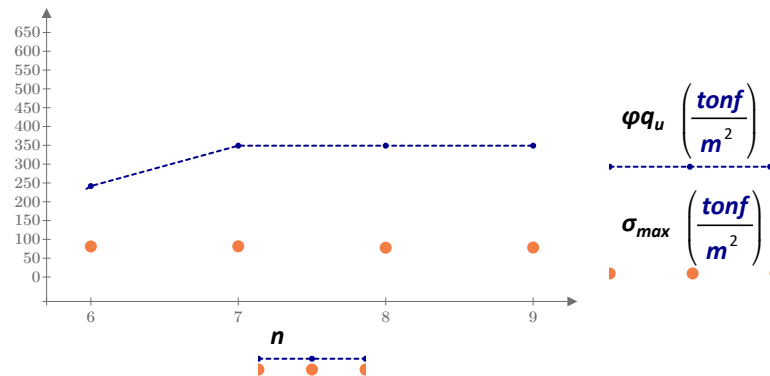
- **Verificación de la capacidad por presión en la base** ($\sigma_{max} < q_{adm}$)

$$q_{u_i} := 537 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{max_i} := \frac{N_{b_i}}{A_b}$$

$$\sigma_{min_i} := \frac{N_{b_i}}{A_b}$$

$$\varphi_i := \begin{cases} \text{if } i \leq 6 \\ \quad \begin{cases} \text{if } \frac{\sigma_{min_i}}{\sigma_{max_i}} < 0.25 \\ \quad \begin{cases} 0.60 \\ \text{else} \\ \quad 0.45 \end{cases} \end{cases} \\ \text{else} \\ \quad \begin{cases} \text{if } \frac{\sigma_{min_i}}{\sigma_{max_i}} < 0.25 \\ \quad \begin{cases} 0.85 \\ \text{else} \\ \quad 0.65 \end{cases} \end{cases} \end{cases}$$

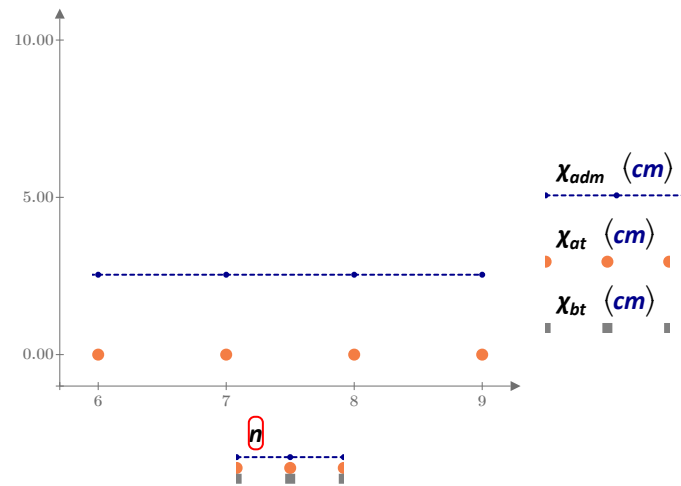
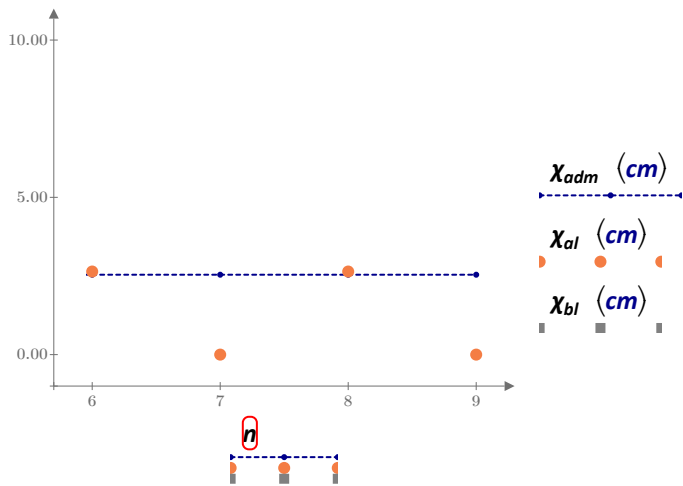


• **Verificación del desplazamiento latera**

$$\chi_{al_i} := h_{ol_i} \cdot \alpha_{ol_i} = \begin{bmatrix} 2.641 \\ 0.000 \\ 2.641 \\ 0.000 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$\chi_{at_i} := h_{ot_i} \cdot \alpha_{ot_i} = \begin{bmatrix} 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \\ 0.000 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$\chi_{adm_i} := 1 \text{ in}$



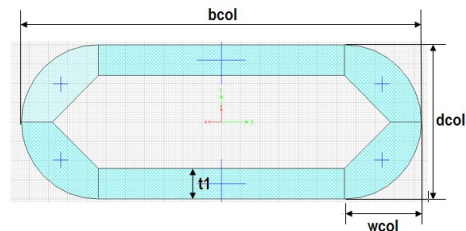
9. DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA (PILA EJE 5)

9.1 Columna

9.1.2 Geometría

Para el diseño de la columna, se supone que la carga axial permanente de la estructura existente (viga cajón y columna) ya fue transmitida a la cimentación por la sección de las columnas existentes, por lo que el encamisado de reforzamiento trabajaría para resistir únicamente las cargas temporales y accidentales (sismo).

SECCION COLUMNA EXISTENTE



Inercia en sentido transversal al puente
 Inercia en sentido longitudinal al puente
 Área de la columna

$$b_{col} := 5.20 \text{ m}$$

$$d_{col} := 2.0 \text{ m}$$

$$t_1 := 0.40 \text{ m}$$

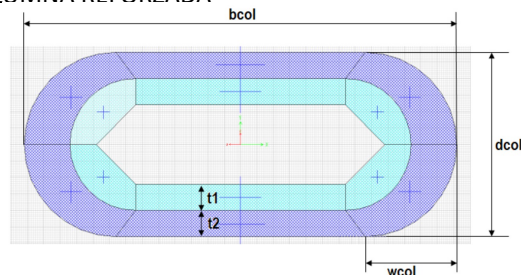
$$w_{col} := 1.0 \text{ m}$$

$$I_{trans} := 12.8293 \text{ m}^4$$

$$I_{long} := 2.4047 \text{ m}^4$$

$$A_{col} := 4.96 \text{ m}^2$$

SECCION COLUMNA REFORZADA



Inercia en sentido transversal al puente
 Inercia en sentido longitudinal al puente
 Área de la columna

$$b_{col} := 6.6 \text{ m}$$

$$d_{col} := 2.8 \text{ m}$$

$$t_1 := 0.40 \text{ m}$$

$$t_2 := 0.40 \text{ m}$$

$$w_{col} := 1.4 \text{ m}$$

$$I_{trans_ref} := 46.01 \text{ m}^4$$

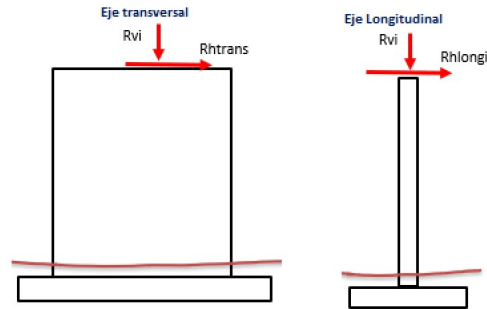
$$I_{long_ref} := 9.43 \text{ m}^4$$

$$A_{col_ref} := 12.198 \text{ m}^2$$

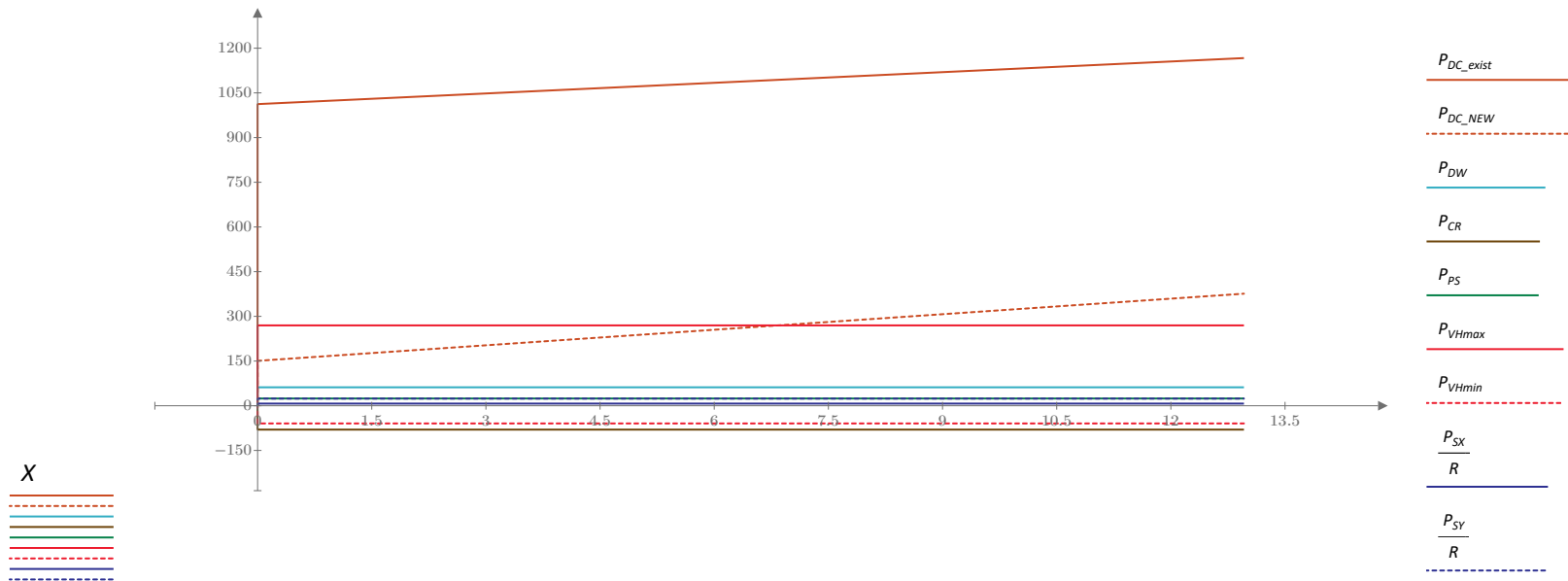
$$H_{col} := 12.96 \text{ m}$$

ALTURA TOTAL DE LA COLUMNA

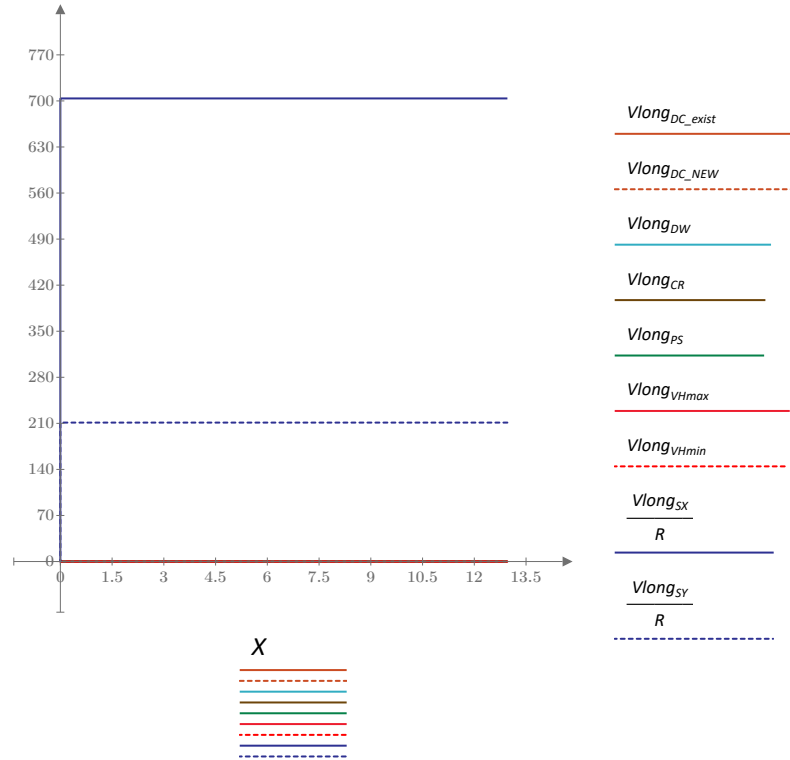
9.1.3 Demanda



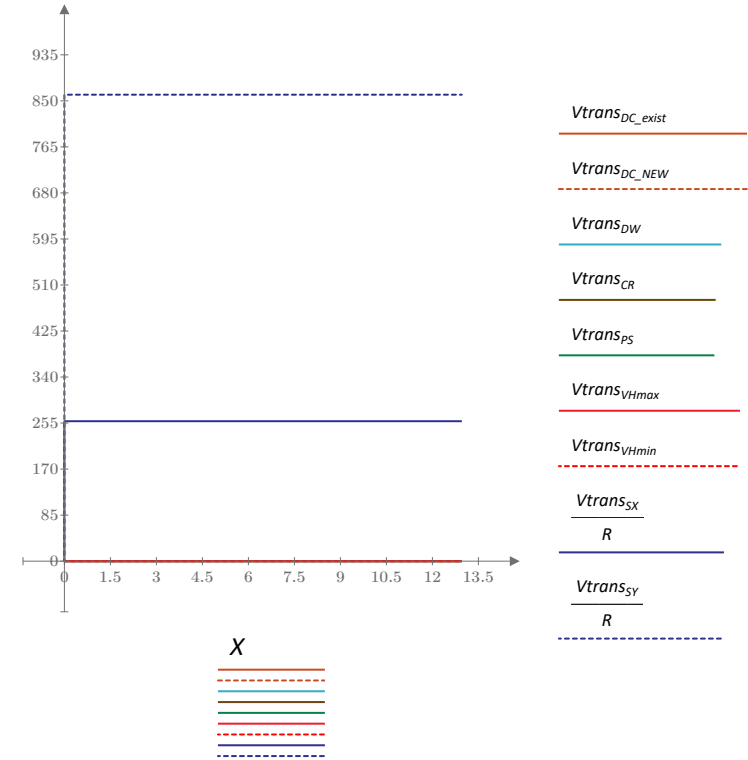
Demanda Axial (tonf)



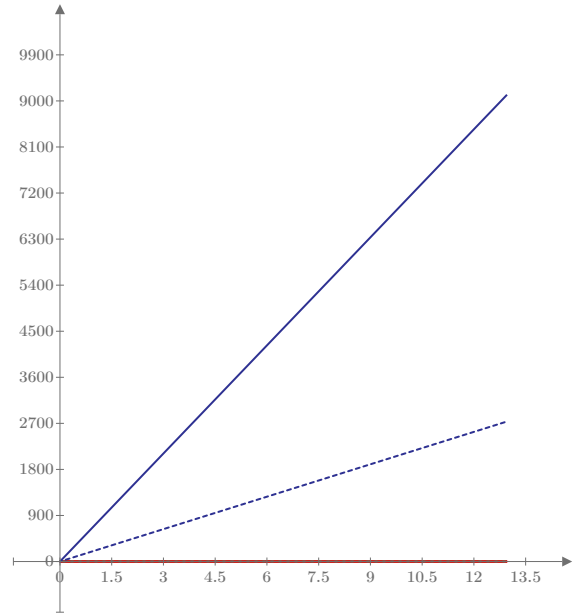
Cortante Eje Longitudinal(tonf)



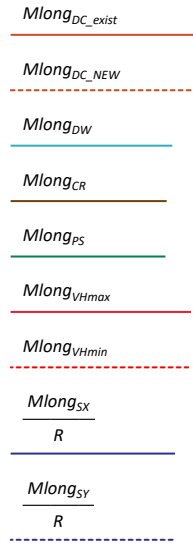
Cortante Eje transversal(tonf)



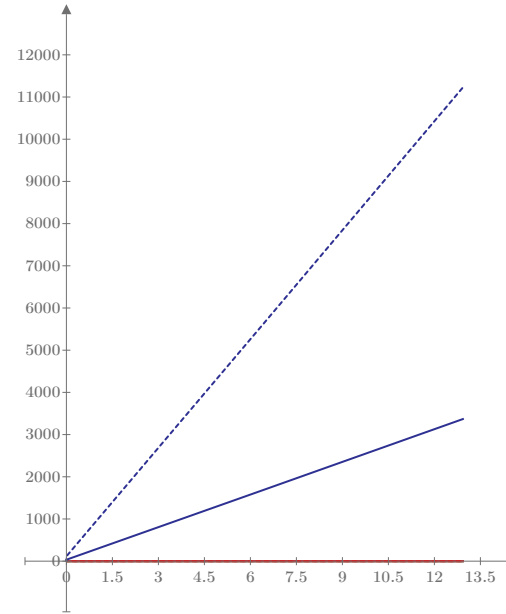
Momento Eje Longitudinal(tonf.m)



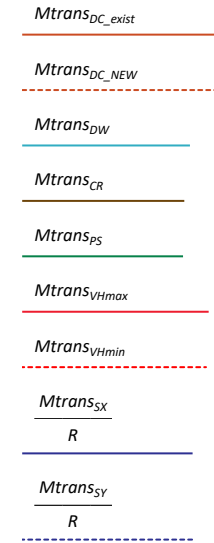
X



Momento Eje transversal(tonf.m)



X



Demanda última actuando en la sección existente

Strenght I

$$\begin{aligned}PU1 &:= 1.25 \cdot P_{DC_exist} + 1.25 P_{CR} + P_{PS} \\VU1long &:= 1.25 \cdot Vlong_{DC_exist} + 1.25 Vlong_{CR} + Vlong_{PS} \\VU1trans &:= 1.25 \cdot Vtrans_{DC_exist} + 1.25 Vtrans_{CR} + Vtrans_{PS} \\MU1long &:= 1.25 \cdot Mlong_{DC_exist} + 1.25 Mlong_{CR} + Mlong_{PS} \\MU1trans &:= 1.25 \cdot Mtrans_{DC_exist} + 1.25 Mtrans_{CR} + Mtrans_{PS}\end{aligned}$$

Strenght IV

$$\begin{aligned}PU2 &:= 1.5 \cdot P_{DC_exist} + 1.25 P_{CR} + P_{PS} \\VU2long &:= 1.5 \cdot Vlong_{DC_exist} + 1.25 Vlong_{CR} + Vlong_{PS} \\VU2trans &:= 1.5 \cdot Vtrans_{DC_exist} + 1.25 Vtrans_{CR} + Vtrans_{PS} \\MU2long &:= 1.5 \cdot Mlong_{DC_exist} + 1.25 Mlong_{CR} + Mlong_{PS} \\MU2trans &:= 1.5 \cdot Mtrans_{DC_exist} + 1.25 Mtrans_{CR} + Mtrans_{PS}\end{aligned}$$

Demanda última actuando en la sección reforzada

Strenght I

$$\begin{aligned}PU1_{max} &:= 1.25 \cdot P_{DC_NEW} + 1.5 P_{DW} + P_{PS} + 1.75 P_{VHmax} \\PU1_{min} &:= 1.25 \cdot P_{DC_NEW} + 1.5 P_{DW} + P_{PS} + 1.75 P_{VHmin} \\VU1long_{max} &:= 1.25 \cdot Vlong_{DC_NEW} + 1.5 Vlong_{DW} + Vlong_{PS} + 1.75 Vlong_{VHmax} \\VU1long_{min} &:= 1.25 \cdot Vlong_{DC_NEW} + 1.5 Vlong_{DW} + Vlong_{PS} + 1.75 Vlong_{VHmin} \\VU1trans_{max} &:= 1.25 \cdot Vtrans_{DC_NEW} + 1.5 Vtrans_{DW} + Vtrans_{PS} + 1.75 Vtrans_{VHmax} \\VU1trans_{min} &:= 1.25 \cdot Vtrans_{DC_NEW} + 1.5 Vtrans_{DW} + Vtrans_{PS} + 1.75 Vtrans_{VHmin} \\MU1long_{max} &:= 1.25 \cdot Mlong_{DC_NEW} + 1.5 Mlong_{DW} + Mlong_{PS} + 1.75 Mlong_{VHmax} \\MU1long_{min} &:= 1.25 \cdot Mlong_{DC_NEW} + 1.5 Mlong_{DW} + Mlong_{PS} + 1.75 Mlong_{VHmin} \\MU1trans_{max} &:= 1.25 \cdot Mtrans_{DC_NEW} + 1.5 Mtrans_{DW} + Mlong_{PS} + 1.75 Mtrans_{VHmax} \\MU1trans_{min} &:= 1.25 \cdot Mtrans_{DC_NEW} + 1.5 Mtrans_{DW} + Mlong_{PS} + 1.75 Mtrans_{VHmin}\end{aligned}$$

Strenght IV

$$PU2_{max} := 1.5 \cdot P_{DC_NEW} + 1.5 P_{DW} + 1.25 P_{CR} + P_{PS}$$

$$VU2long_{max} := 1.5 \cdot Vlong_{DC_NEW} + 1.5 Vlong_{DW} + 1.25 Vlong_{CR} + Vlong_{PS}$$

$$VU2trans_{max} := 1.5 \cdot Vtrans_{DC_NEW} + 1.5 Vtrans_{DW} + 1.25 Vtrans_{CR} + Vtrans_{PS}$$

$$MU2long_{max} := 1.5 \cdot Mlong_{DC_NEW} + 1.5 Mlong_{DW} + 1.25 Mlong_{CR} + Mlong_{PS}$$

$$MU2trans_{max} := 1.5 \cdot Mtrans_{DC_NEW} + 1.5 Mtrans_{DW} + 1.25 Mtrans_{CR} + Mtrans_{PS}$$

Extreme Event I (Sx)

$$PU3_{max} := (P_{DC1} + P_{DC2} + P_{DC3} + P_{DC4}) + P_{DW} + P_{CR} + P_{PS} + 0.5 P_{VHmax} + (P_{SX} \div R)$$

$$PU3_{min} := (P_{DC1} + P_{DC2} + P_{DC3} + P_{DC4}) + P_{DW} + P_{CR} + P_{PS} + 0.5 P_{VHmin} + (P_{SX} \div R)$$

$$VU3long_{max} := (Vlong_{DC1} + Vlong_{DC2} + Vlong_{DC3} + Vlong_{DC4}) + Vlong_{DW} + Vlong_{CR} + Vlong_{PS} + 0.5 Vlong_{VHmax} + (Vlong_{SX} \div R)$$

$$VU3long_{min} := (Vlong_{DC1} + Vlong_{DC2} + Vlong_{DC3} + Vlong_{DC4}) + Vlong_{DW} + Vlong_{CR} + Vlong_{PS} + 0.5 Vlong_{VHmin} + (Vlong_{SX} \div R)$$

$$VU3trans_{max} := (Vtrans_{DC1} + Vtrans_{DC2} + Vtrans_{DC3} + Vtrans_{DC4}) + Vtrans_{DW} + Vtrans_{CR} + Vtrans_{PS} + 0.5 Vtrans_{VHmax} + (Vtrans_{SX} \div R)$$

$$VU3trans_{min} := (Vtrans_{DC1} + Vtrans_{DC2} + Vtrans_{DC3} + Vtrans_{DC4}) + Vtrans_{DW} + Vtrans_{CR} + Vtrans_{PS} + 0.5 Vtrans_{VHmin} + (Vtrans_{SX} \div R)$$

$$MU3long_{max} := (Mlong_{DC1} + Mlong_{DC2} + Mlong_{DC3} + Mlong_{DC4}) + Mlong_{DW} + Mlong_{CR} + Mlong_{PS} + 0.5 Mlong_{VHmax} + (Mlong_{SX} \div R)$$

$$MU3long_{min} := (Mlong_{DC1} + Mlong_{DC2} + Mlong_{DC3} + Mlong_{DC4}) + Mlong_{DW} + Mlong_{CR} + Mlong_{PS} + 0.5 Mlong_{VHmin} + (Mlong_{SX} \div R)$$

$$MU3trans_{max} := (Mtrans_{DC1} + Mtrans_{DC2} + Mtrans_{DC3} + Mtrans_{DC4}) + Mtrans_{DW} + Mtrans_{CR} + Mtrans_{PS} + 0.5 Mtrans_{VHmax} + (Mtrans_{SX} \div R)$$

$$MU3trans_{min} := (Mtrans_{DC1} + Mtrans_{DC2} + Mtrans_{DC3} + Mtrans_{DC4}) + Mtrans_{DW} + Mtrans_{CR} + Mtrans_{PS} + 0.5 Mtrans_{VHmin} + (Mtrans_{SX} \div R)$$

Extreme Event I (Sy)

$$PU4_{max} := (P_{DC1} + P_{DC2} + P_{DC3} + P_{DC4}) + P_{DW} + P_{CR} + P_{PS} + 0.5 P_{VHmax} + (P_{SY} \div R)$$

$$PU4_{min} := (P_{DC1} + P_{DC2} + P_{DC3} + P_{DC4}) + P_{DW} + P_{CR} + P_{PS} + 0.5 P_{VHmin} + (P_{SY} \div R)$$

$$VU4long_{max} := (Vlong_{DC1} + Vlong_{DC2} + Vlong_{DC3} + Vlong_{DC4}) + Vlong_{DW} + Vlong_{CR} + Vlong_{PS} + 0.5 Vlong_{VHmax} + (Vlong_{SY} \div R)$$

$$VU4long_{min} := (Vlong_{DC1} + Vlong_{DC2} + Vlong_{DC3} + Vlong_{DC4}) + Vlong_{DW} + Vlong_{CR} + Vlong_{PS} + 0.5 Vlong_{VHmin} + (Vlong_{SY} \div R)$$

$$VU4trans_{max} := (Vtrans_{DC1} + Vtrans_{DC2} + Vtrans_{DC3} + Vtrans_{DC4}) + Vtrans_{DW} + Vtrans_{CR} + Vtrans_{PS} + 0.5 Vtrans_{VHmax} + (Vtrans_{SY} \div R)$$

$$VU4trans_{min} := (Vtrans_{DC1} + Vtrans_{DC2} + Vtrans_{DC3} + Vtrans_{DC4}) + Vtrans_{DW} + Vtrans_{CR} + Vtrans_{PS} + 0.5 Vtrans_{VHmin} + (Vtrans_{SY} \div R)$$

$$MU4long_{max} := (Mlong_{DC1} + Mlong_{DC2} + Mlong_{DC3} + Mlong_{DC4}) + Mlong_{DW} + Mlong_{CR} + Mlong_{PS} + 0.5 Mlong_{VHmax} + (Mlong_{SY} \div R)$$

$$MU4long_{min} := (Mlong_{DC1} + Mlong_{DC2} + Mlong_{DC3} + Mlong_{DC4}) + Mlong_{DW} + Mlong_{CR} + Mlong_{PS} + 0.5 Mlong_{VHmin} + (Mlong_{SY} \div R)$$

$$MU4trans_{max} := (Mtrans_{DC1} + Mtrans_{DC2} + Mtrans_{DC3} + Mtrans_{DC4}) + Mtrans_{DW} + Mtrans_{CR} + Mtrans_{PS} + 0.5 Mtrans_{VHmax} + (Mtrans_{SY} \div R)$$

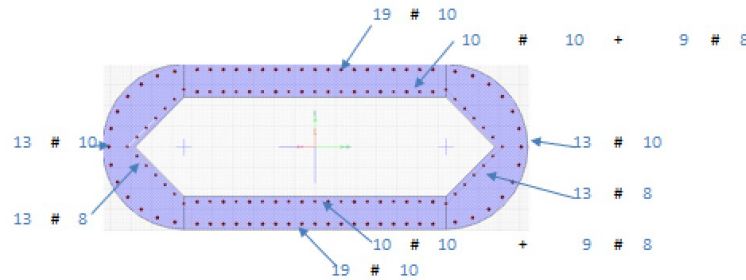
$$MU4trans_{min} := (Mtrans_{DC1} + Mtrans_{DC2} + Mtrans_{DC3} + Mtrans_{DC4}) + Mtrans_{DW} + Mtrans_{CR} + Mtrans_{PS} + 0.5 Mtrans_{VHmin} + (Mtrans_{SY} \div R)$$

9.1.4 Revisión de la Columna a Flexo-compresión

SECCION EXISTENTE

Acero de refuerzo colocado en la sección existente

$$A_{s_{col}} := 888 \text{ cm}^2$$



Acero de refuerzo mínimo

$$A_{s_{min}} := 0.01 \cdot A_{col} = 496 \text{ cm}^2$$

Acero de refuerzo máximo

$$A_{s_{max}} := 0.04 \cdot A_{col} = 1984 \text{ cm}^2$$

Verificación de acero de refuerzo

$$\text{if } (A_{s_{min}} \leq A_{s_{col}} \leq A_{s_{max}}, \text{ "OK" }, \text{ "X" }) = \text{ "OK" }$$

Diagrama de interacción dirección longitudinal (tonf/tonf.m)

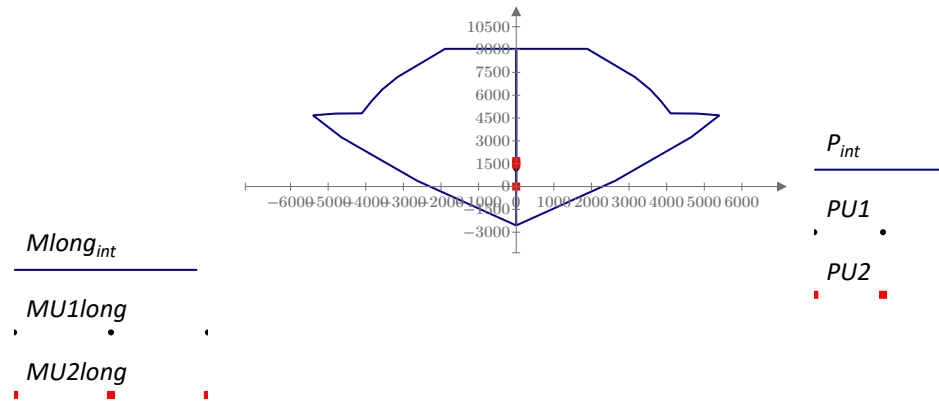
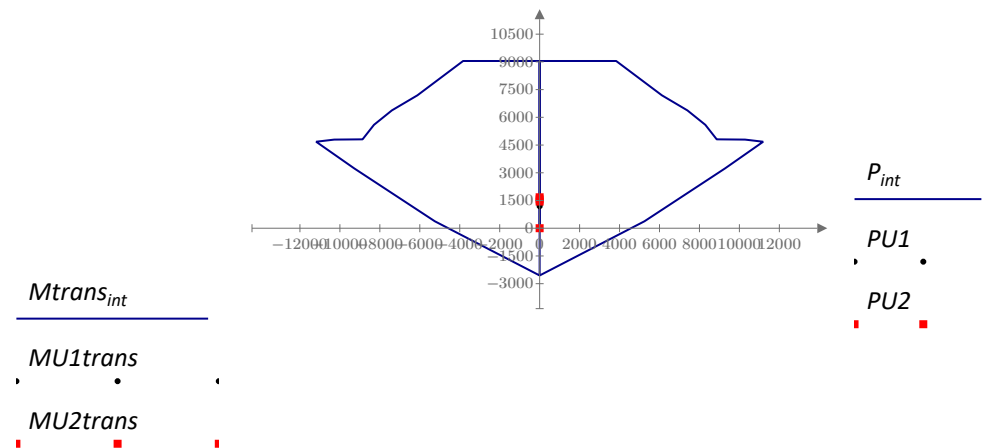


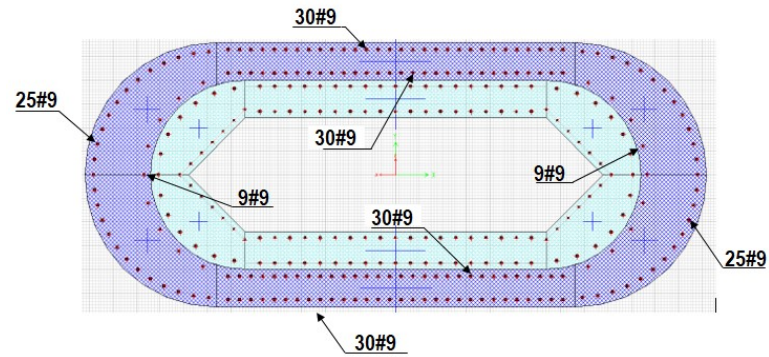
Diagrama de interacción dirección transversal (tonf/tonf.m)



SECCION REFORZADA

Acero de refuerzo colocado en la sección existente

$$A_{s_{col}} := 888 \text{ cm}^2 + 1205.08 \text{ cm}^2 = 2093.08 \text{ cm}^2$$



Acero de refuerzo mínimo

$$A_{s_{min}} := 0.01 \cdot A_{col_{ref}} = 1219.8 \text{ cm}^2$$

Acero de refuerzo máximo

$$A_{s_{max}} := 0.04 \cdot A_{col_{ref}} = 4879.2 \text{ cm}^2$$

Verificación de acero de refuerzo

$$\text{if } (A_{s_{min}} \leq A_{s_{col}} \leq A_{s_{max}}, \text{ "OK" }, \text{ "X" }) = \text{ "OK" }$$

Diagrama de interacción dirección longitudinal (tonf/tonf.m)

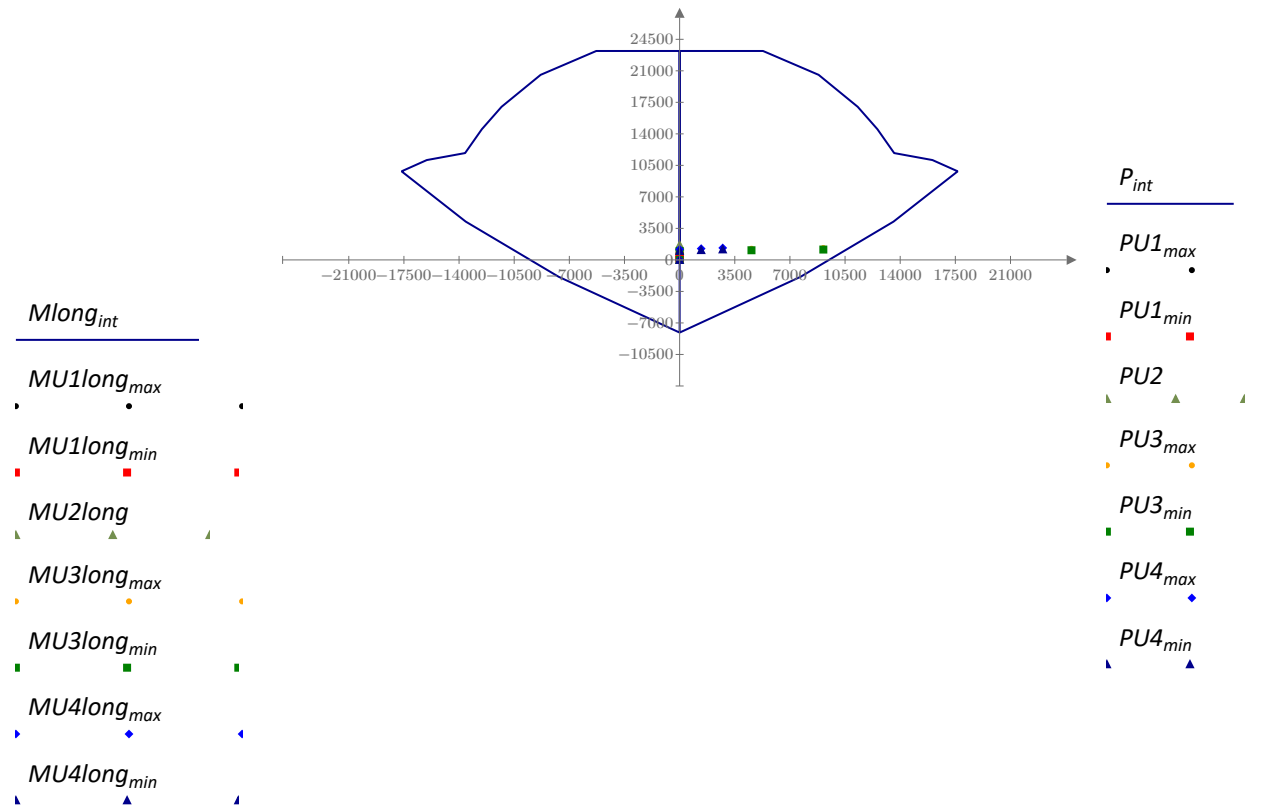
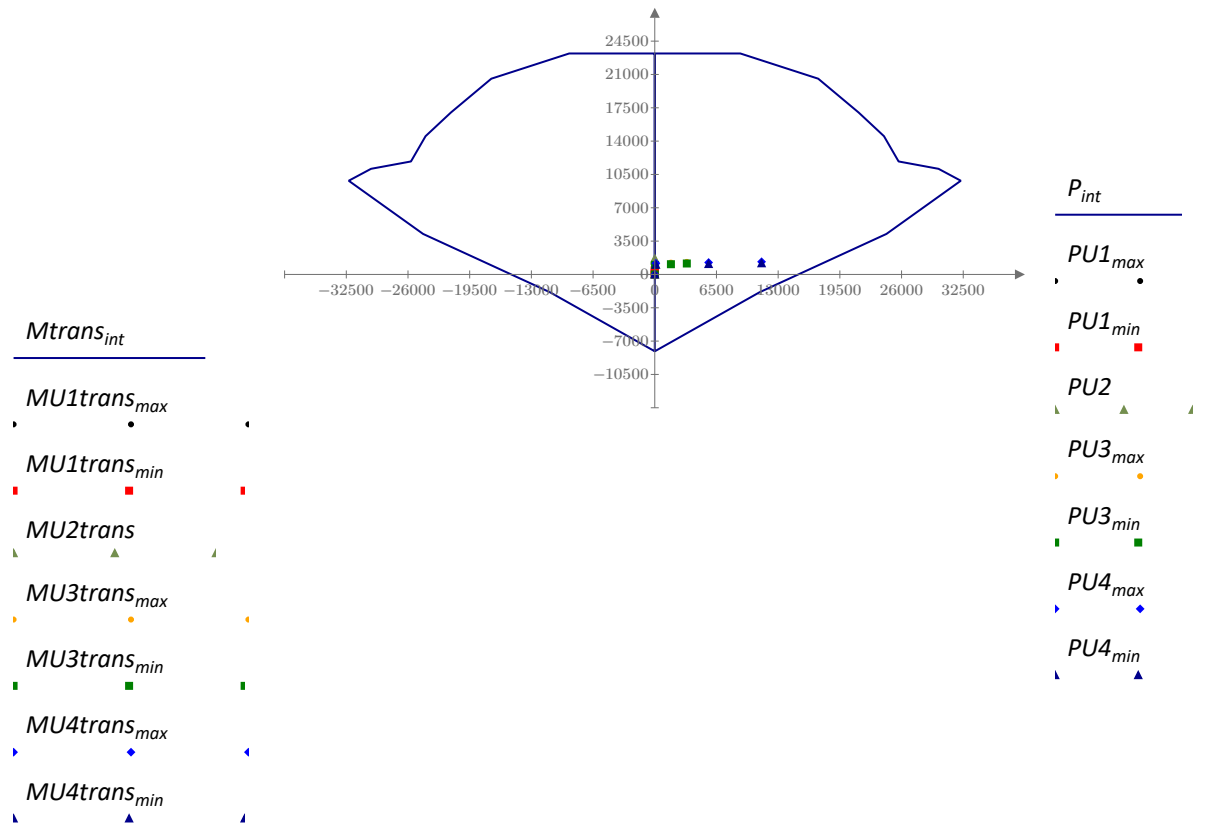


Diagrama de interacción dirección transversal (tonf/tonf.m)

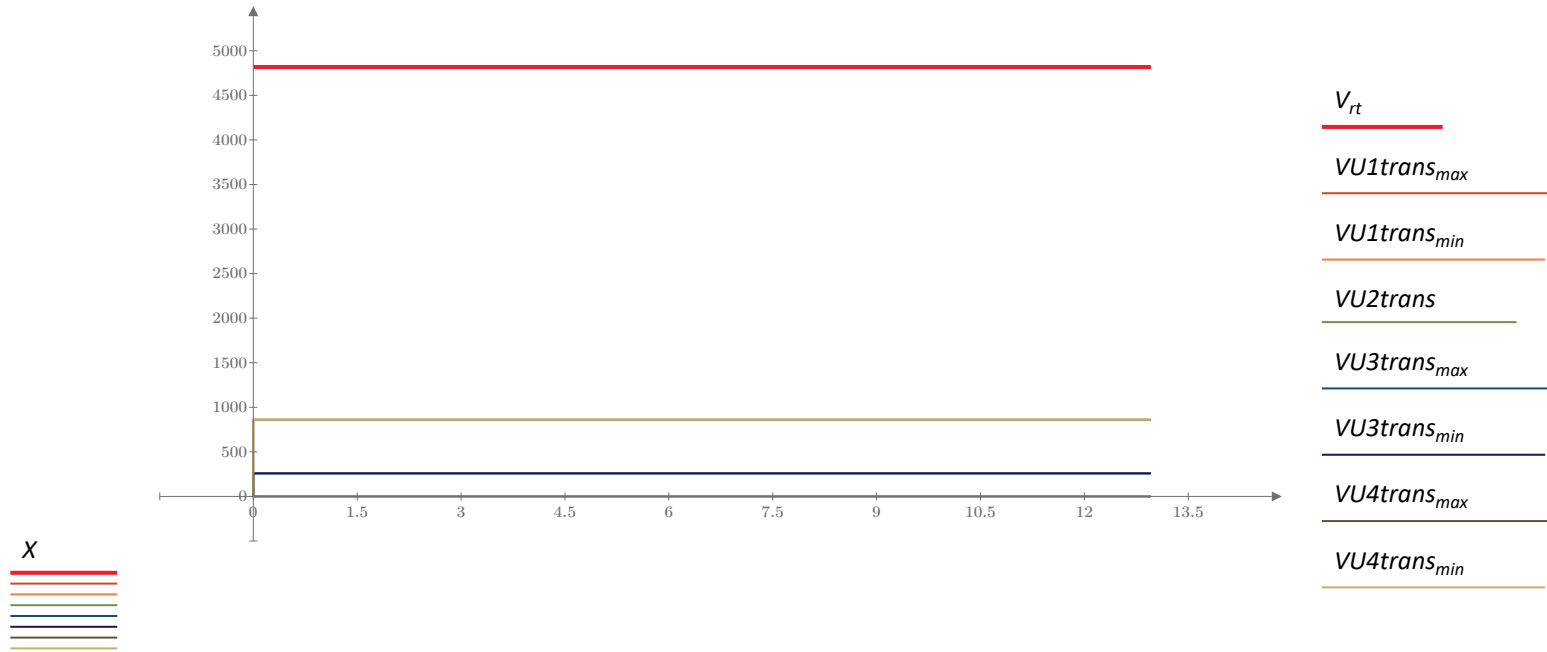


8.1.5 Revisión de la Columna a Cortante

Debido al estado de conservación se desprecia el aporte del concreto existente

Capacidad Dirección Transversal

Cantidad de varillas	$cantv := 4$
Diámetro de varilla (#6)	$d_v := \frac{6}{8} \text{ in} = 1.905 \text{ cm}$
Área de refuerzo por cortante	$A_v := \frac{cantv \cdot \pi \cdot d_v^2}{4} = 11.401 \text{ cm}^2$
Espaciamiento	$s_v := 20 \text{ cm}$
	$\text{if}(s_v \leq 18 \text{ in}, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$
Cuantía de acero horizontal	$\rho_h := \frac{100 \text{ cm}}{s_v} \cdot \frac{A_v}{2 \cdot t_2 \cdot 100 \text{ cm}} = 0.007$
	$\text{if}(\rho_h > 0.0025, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$
Capacidad por cortante del concreto	$V_r := 0.253 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{ksi}}} \cdot \frac{A_{col_ref}}{\text{in}^2} \cdot \frac{1000 \text{ lbf}}{\text{tonf}} = 5336.378 \text{ tonf}$
	$V_n := \left(0.063 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{ksi}}} + \rho_h \cdot \frac{f_y}{\text{ksi}} \right) \cdot \frac{A_{col_ref}}{\text{in}^2} \cdot \frac{1000 \text{ lbf}}{\text{tonf}} = 5352.859 \text{ tonf}$
	$\phi_v := 0.9$
	$V_{rt} := \min(\phi_v \cdot V_n, V_r) = 4817.573 \text{ tonf}$



Capacidad Dirección longitudinal

Cantidad de varillas

$$cantv := 4$$

Diámetro de varilla (#6)

$$d_v := \frac{6}{8} \text{ in} = 1.905 \text{ cm}$$

Área de refuerzo por cortante

$$A_v := \frac{cantv \cdot \pi \cdot d_v^2}{4} = 11.401 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento

$$s_v := 20 \text{ cm}$$

Cuantía de acero horizontal

$$\text{if } (s_v \leq 18 \text{ in}, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

$$\rho_h := \frac{100 \text{ cm}}{s_v} \cdot \frac{A_v}{2 \cdot t_2 \cdot 100 \text{ cm}} = 0.007$$

$$\text{if } (\rho_h > 0.0025, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

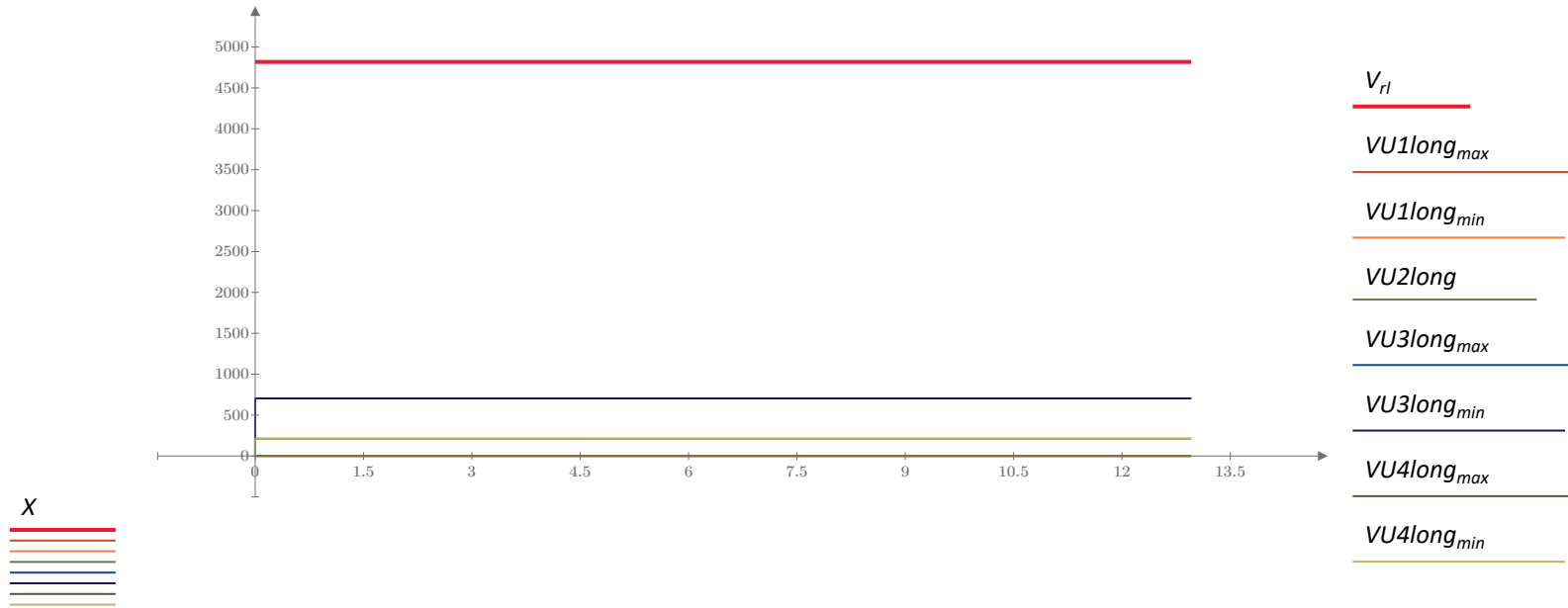
Capacidad por cortante del
concreto

$$V_r := 0.253 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{ksi}}} \cdot \frac{A_{col_ref}}{\text{in}^2} \cdot \frac{1000 \text{ lbf}}{\text{tonf}} = 5336.378 \text{ tonf}$$

$$V_n := \left(0.063 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{ksi}}} + \rho_h \cdot \frac{f_y}{\text{ksi}} \right) \cdot \frac{A_{col_ref}}{\text{in}^2} \cdot \frac{1000 \text{ lbf}}{\text{tonf}} = 5352.859 \text{ tonf}$$

$$\phi_v := 0.9$$

$$V_{rl} := \min(\phi_v \cdot V_n, V_r) = 4817.573 \text{ tonf}$$

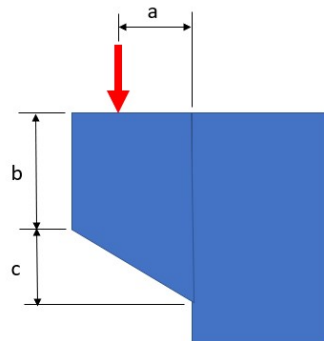


9.2 Viga Cabezal

9.2.1 Ménsula Viga Cabezal (Etapa constructiva sustitución de neoprenos)

Se detalla para resistir el peso propio de la superestructura durante el proceso de sustitución de neoprenos

Geometría



$$a_v := 0.45 \text{ m} \quad b := 1 \text{ m} \quad c := 0.8 \text{ m}$$

$$b_w := 3.9 \text{ m}$$

$$h := b + c = 1.8 \text{ m}$$

Concreto

$$f'_c := 500 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Acero de refuerzo colocado

Recubrimiento

$$\text{recub} := 5 \text{ cm}$$

Acero Principal

Acero de presfuerzo G150

$$f_{py} := 135 \text{ ksi} = 9491.439 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{pu} := 150 \text{ ksi} = 10546.044 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} = 0.9$$

$$cant1 := 10 \quad d_{var1} := 32 \text{ mm}$$

$$A_{sc1} := cant1 \cdot \frac{(d_{var1})^2 \cdot \pi}{4} = 80.425 \text{ cm}^2$$

$$d_p := h - 26.4 \text{ cm} = 1.536 \text{ m}$$

Acero de refuerzo G60

$$f_y := 60 \text{ ksi}$$

$$cant2 := 8 \quad d_{var2} := \frac{7}{8} \text{ in}$$

$$cant3 := 0 \quad d_{var3} := \frac{7}{8} \text{ in}$$

$$A_{sc2} := cant2 \cdot \frac{(d_{var2})^2 \cdot \pi}{4} + cant3 \cdot \frac{(d_{var3})^2 \cdot \pi}{4} = 31.036 \text{ cm}^2$$

$$d := h - recub - \frac{\max(d_{var2}, d_{var3})}{2} = 1.739 \text{ m}$$

$$\text{if} \left(\frac{a_v}{d} \leq 1.0, \text{"OK"}, \text{"X"} \right) = \text{"OK"} \quad \text{if} (b \geq 0.5 \cdot d, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

Aros Horizontales

$$f_y := 60 \text{ ksi}$$

$$cant := 55 \quad diam := \frac{5}{8} \text{ in} \quad \text{*cantidad de patas}$$

$$A_{vh} := cant \cdot \frac{(diam)^2 \cdot \pi}{4} = 108.863 \text{ cm}^2$$

Demanda

$$PU = 658.427 \text{ tonf}$$

$$VU := PU = 658.427 \text{ tonf}$$

$$NU := 0 \text{ tonf} = 0 \text{ tonf} \quad * \text{Es una condición constructiva}$$

$$MU := VU \cdot a_v + NU \cdot (h - d) = 296.292 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Capacidad por aplastamiento

$$\phi_{ap} := 0.65$$

$$A_{contacto} := 0.5 \text{ m} \cdot 0.5 \text{ m} = 0.25 \text{ m}^2$$

$$Pn := 0.85 \cdot f'_c \cdot A_{contacto} = 1171.206 \text{ tonf} \quad \text{if } (\phi_{ap} \cdot Pn \geq PU, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

Capacidad a cortante de la ménsula

$$\phi_v := 0.75$$

$$Vn := \min \left(\left(34 + \frac{0.08 \cdot f'_c}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \cdot \frac{b_w \cdot d}{\text{cm}^2}, 110 \cdot \frac{b_w \cdot d}{\text{cm}^2} \right) \cdot \text{kgf} = 5531.871 \text{ tonf} \quad \text{if } (\phi_v \cdot Vn \geq VU, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

Acero requerido por cortante por fricción

$$\phi_v := 0.75$$

$$\mu := 1.0$$

$$A_{vf} := \frac{(VU)}{\phi_v \cdot \mu \cdot f_y} = 188.796 \text{ cm}^2$$

Acero requerido por tensión directa

$$\phi_n := 0.75$$

$$A_n := \frac{NU}{\phi_v \cdot f_{py}} = 0 \text{ cm}^2$$

Acero requerido por flexión

$$\phi_f := 0.75$$

$$\gamma_p := 0.28$$

$$\theta_1 := 0.85$$

$$\rho_p := \frac{A_{sc1}}{b_w \cdot d} = 0.001$$

$$\rho := \frac{A_{sc2}}{b_w \cdot d} = 0$$

$$f_{ps} := f_{pu} \cdot \left(1 - \frac{\gamma_p}{\theta_1} \cdot \left(\rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \cdot \frac{f_y}{f'_c} \cdot (\rho) \right) \right) = 10443.962 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Valores de prueba

$$A_f := 0.1 \text{ cm}^2$$

$$\rho_p := 0.001$$

$$f_{ps} := 150 \text{ ksi}$$

Restricciones	$\rho_p = \frac{A_f}{b_w \cdot d}$ $f_{ps} = f_{pu} \cdot \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \cdot \left(\rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \cdot \frac{f_y}{f'_c} \cdot (\rho) \right) \right)$ $MU = \phi_f \cdot A_f \cdot f_{py} \cdot \left(d - \frac{A_f \cdot f_{py}}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w} \right) + \phi_f \cdot A_{sc2} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_{sc2} \cdot f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w} \right)$
Solver	$RESULT := \text{find}(\rho_p, f_{ps}, A_f) = \begin{bmatrix} 0.00012 \\ 1031880750.3659 \text{ Pa} \\ 0.0008 \text{ m}^2 \end{bmatrix}$

$$A_f := RESULT_2 + A_{sc2} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} = 21.756 \text{ cm}^2$$

Verificación de acero principal

$$A_{sc} := A_{sc1} + A_{sc2} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} = 94.218 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc_min} := \max \left(\max \left(A_f + A_n, \frac{2}{3} A_{vf} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} + A_n \right) \right) = 55.939 \text{ cm}^2$$

if ($A_{sc} \geq A_{sc_min}$, "OK", "X") = "OK"

Aros horizontales

$$A_{vh} = 108.863 \text{ cm}^2$$

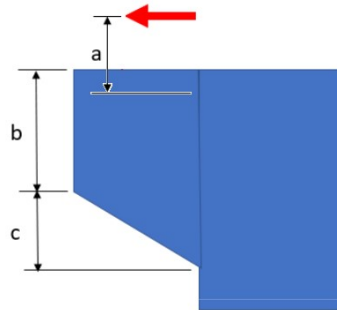
$$A_{vh_min} := \max \left(0.5 \cdot \left(A_{sc} \cdot \frac{f_{py}}{f_y} - A_n \cdot \frac{f_{py}}{f_y} \right), \frac{1}{3} A_{vf} \right) = 105.996 \text{ cm}^2$$

if ($A_{vh} \geq A_{vh_min}$, "OK", "X") = "OK"

9.2.2 Ménsula Viga Cabezal (Condición de carga sismo transversal)

Se detalla para resistir la transmisión de la carga de sismo transversal de la superestructural

Geometría



$$a_v := 0.45 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m} \quad c = 0.8 \text{ m}$$

$$b_w = 3.9 \text{ m}$$

$$h := b + c = 1.8 \text{ m}$$

Demanda

$$PU := 0 \text{ tonf}$$

$$VU := PU = 0 \text{ tonf}$$

$$NU = 538.363 \text{ tonf}$$

$$MU := NU \cdot (a_v) = 242.263 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Capacidad por aplastamiento

$$\phi_{ap} := 0.65$$

$$Pn := 0.85 \cdot f'_c \cdot A_{contacto} = 1171.206 \text{ tonf}$$

$$\text{if } (\phi_{ap} \cdot Pn \geq PU, \text{ "OK" }, \text{ "X" }) = \text{ "OK" }$$

Capacidad a cortante de la ménsula

$$\phi_v := 0.75$$

$$V_n := \min \left(\left(34 + \frac{0.08 \cdot f'_c}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \cdot \frac{b_w \cdot d}{\text{cm}^2}, 110 \cdot \frac{b_w \cdot d}{\text{cm}^2} \right) \cdot \text{kgf} = 5531.871 \text{ tonf}$$

if $(\phi_v \cdot V_n \geq VU, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$

Acero requerido por cortante por fricción

$$\phi_v := 0.75$$

$$\mu := 1.0$$

$$A_{vf} := \frac{(VU)}{\phi_v \cdot \mu \cdot f_y} = 0 \text{ cm}^2$$

Acero requerido por tensión directa

$$\phi_n := 0.75$$

$$A_n := \frac{NU}{\phi_v \cdot f_{py}} = 68.608 \text{ cm}^2$$

Acero requerido por flexión

$$\phi_f := 0.75$$

$$\gamma_p := 0.28$$

$$\beta_1 := 0.85$$

$$\rho_p := \frac{A_{sc1}}{b_w \cdot d_p} = 0.001 \qquad \rho := \frac{A_{sc2}}{b_w \cdot d} = 0.0005$$

$$f_{ps} := f_{pu} \cdot \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \cdot \left(\rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \cdot \frac{f_y}{f'_c} \cdot (\rho) \right) \right) = 10432.484 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Valores de prueba	$A_f := 0.1 \text{ cm}^2$ $\rho_p := 0.001$ $f_{ps} := 150 \text{ ksi}$
Restricciones	$\rho_p = \frac{A_f}{b_w \cdot d}$ $f_{ps} = f_{pu} \cdot \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \cdot \left(\rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \cdot \frac{f_y}{f'_c} \cdot (\rho) \right) \right)$ $MU = \phi_f \cdot A_f \cdot f_{py} \cdot \left(d - \frac{A_f \cdot f_{py}}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w} \right) + \phi_f \cdot A_{sc2} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_{sc2} \cdot f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w} \right)$
Solver	$RESULT := \text{find}(\rho_p, f_{ps}, A_f) = \begin{bmatrix} 0.00006 \\ 1032301131.16699 \text{ Pa} \\ 0.0004 \text{ m}^2 \end{bmatrix}$

$$A_f := RESULT_2 + A_{sc2} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} = 17.789 \text{ cm}^2$$

Verificación de acero principal

$$A_{sc} := A_{sc1} + A_{sc2} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} = 94.218 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc_min} := \max \left(\max \left(A_f + A_n, \frac{2}{3} A_{vf} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} + A_n \right) \right) = 86.397 \text{ cm}^2$$

if ($A_{sc} \geq A_{sc_min}$, "OK", "X") = "OK"

Aros horizontales

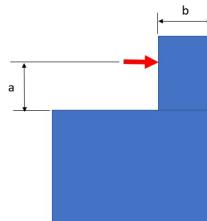
$$A_{vh} = 108.863 \text{ cm}^2$$

$$A_{vh_min} := \max \left(0.5 \cdot \left(A_{sc} \cdot \frac{f_{py}}{f_y} - A_n \cdot \frac{f_{py}}{f_y} \right), \frac{1}{3} A_{vf} \right) = 28.811 \text{ cm}^2$$

if ($A_{vh} \geq A_{vh_min}$, "OK", "X") = "OK"

9.2.3 Tope sísmico (sismo longitudinal)

Geometría



$$a := 1.15 \text{ m} \quad b := 1.336 \text{ m}$$

$$b_w := 2 \text{ m}$$

$$h := b = 1.336 \text{ m}$$

Concreto

$$f'_c = 500 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Acero de refuerzo colocado

Recubrimiento

$$recub := 5 \text{ cm}$$

Acero Principal por flexión

Acero de presfuerzo G150

$$f_{py} := 135 \text{ ksi} = 9491.439 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{pu} := 150 \text{ ksi} = 10546.044 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$cant1 := 4$$

$$d_{var1} := 36 \text{ mm}$$

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} = 0.9$$

$$A_{sc1} := cant1 \cdot \frac{(d_{var1})^2 \cdot \pi}{4} = 40.715 \text{ cm}^2$$

$$d_p := h - 17.5 \text{ cm} = 1.161 \text{ m}$$

Acero de refuerzo G60

$$f_y := 60 \text{ ksi}$$

$$cant2 := 12 \quad d_{var2} := \frac{7}{8} \text{ in}$$

$$A_{sc2} := cant2 \cdot \frac{(d_{var2})^2 \cdot \pi}{4} = 46.554 \text{ cm}^2$$

$$d := h - 9.1 \text{ cm} = 1.245 \text{ m}$$

$$\text{if} \left(\frac{a_v}{d} \leq 1.0, \text{"OK"}, \text{"X"} \right) = \text{"OK"}$$

$$\text{if} (b \geq 0.5 \cdot d, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

Acero por cortante

$$cant := 12 \quad diam := \frac{5}{8} \text{ in}$$

$$A_{vh1} := cant \cdot \frac{(diam)^2 \cdot \pi}{4} = 23.752 \text{ cm}^2$$

*Cantidad de patas

$$cant := 12 \quad diam := \frac{7}{8} \text{ in}$$

$$A_{vh2} := cant \cdot \frac{(diam)^2 \cdot \pi}{4} = 46.554 \text{ cm}^2$$

$$A_{vh} := A_{vh1} + A_{vh2}$$

Demanda

$$PU = 329.899 \text{ tonf}$$

$$VU := PU = 329.899 \text{ tonf}$$

$$NU := 0 \text{ tonf} = 0 \text{ tonf}$$

$$MU := VU \cdot a + NU \cdot (h - d) = 379.383 \text{ tonf} \cdot m$$

Capacidad por aplastamiento

$$\phi_{ap} := 0.65$$

$$A_{contacto} := 0.70 \text{ m} \cdot 0.70 \text{ m} = 0.49 \text{ m}^2$$

$$Pn := 0.85 \cdot f'_c \cdot A_{contacto} = 2295.563 \text{ tonf}$$

$$\text{if } (\phi_{ap} \cdot Pn \geq 2 \cdot PU, \text{ "OK", "X"}) = \text{ "OK"}$$

Capacidad a cortante de la ménsula

$$\phi_v := 0.75$$

$$V_n := \min \left(\left(34 + \frac{0.08 \cdot f'_c}{\frac{kgf}{cm^2}} \right) \cdot \frac{b_w \cdot d}{cm^2}, 110 \cdot \frac{b_w \cdot d}{cm^2} \right) \cdot kgf = 2031.119 \text{ tonf}$$

if $(\phi_v \cdot V_n \geq VU, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$

Acero requerido por cortante por fricción

$$\phi_v := 0.75$$

$$\mu := 1.4$$

$$A_{vf} := \frac{(VU)}{\phi_v \cdot \mu \cdot f_y} = 67.567 \text{ cm}^2$$

Acero requerido por tensión directa

$$\phi_n := 0.75$$

$$A_n := \frac{NU}{\phi_v \cdot f_y} = 0 \text{ cm}^2$$

Acero requerido por flexión

$$\phi_f := 0.75$$

$$\gamma_p := 0.28$$

$$\beta_1 := 0.85$$

$$\rho_p := \frac{A_{sc1}}{b_w \cdot d} = 0.002$$

$$\rho := \frac{A_{sc2}}{b_w \cdot d} = 0.002$$

$$f_{ps} := f_{pu} \cdot \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \cdot \left(\rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \cdot \frac{f_y}{f'_c} \cdot (\rho) \right) \right) = 10367.468 \frac{kgf}{cm^2}$$

Valores de prueba	$A_f := 0.1 \text{ cm}^2$ $\rho_p := 0.001$ $f_{ps} := 150 \text{ ksi}$
Restricciones	$\rho_p = \frac{A_f}{b_w \cdot d}$ $f_{ps} = f_{pu} \cdot \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \cdot \left(\rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \cdot \frac{f_y}{f'_c} \cdot (\rho) \right) \right)$ $MU = \phi_f \cdot A_f \cdot f_{py} \cdot \left(d - \frac{A_f \cdot f_{py}}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w} \right) + \phi_f \cdot A_{sc2} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_{sc2} \cdot f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w} \right)$
Solver	$RESULT := \text{find}(\rho_p, f_{ps}, A_f) = \begin{bmatrix} 0.00074 \\ 1023115460.28227 \text{ Pa} \\ 0.00185 \text{ m}^2 \end{bmatrix}$

$$A_f := RESULT_2 + A_{sc2} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} = 39.179 \text{ cm}^2$$

Verificación de acero principal por flexión

$$A_{sc} := A_{sc1} + A_{sc2} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} = 61.406 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc_min} := \max \left(\max \left(A_f + A_n, \frac{2}{3} A_{vf} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} + A_n \right) \right) = 39.179 \text{ cm}^2$$

if ($A_{sc} \geq A_{sc_min}$, "OK", "X") = "OK"

Verificación de acero por cortante

$$A_{vh} = 70.306 \text{ cm}^2$$

$$A_{vh_min} := \max \left(0.5 \cdot \left(A_{sc} \cdot \frac{f_{py}}{f_y} - A_n \cdot \frac{f_{py}}{f_y} \right), \frac{1}{3} A_{vf} \right) = 69.081 \text{ cm}^2$$

if ($A_{vh} \geq A_{vh_min}$, "OK", "X") = "OK"

Barras para transferencia de carga entre ménsulas

$$f_{py} := 135 \text{ ksi} = 9491.439 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$cant1 := 5 \quad d_{var1} := 36 \text{ mm}$$

$$A_{sc1} := cant1 \cdot \frac{(d_{var1})^2 \cdot \pi}{4} = 50.894 \text{ cm}^2$$

$$TU := PU = 329.899 \text{ tonf} \quad \phi_n := 0.9$$

$$A_n := \frac{TU}{\phi_v \cdot f_{py}} = 42.042 \text{ cm}^2$$

if ($A_{sc1} \geq A_n$, "OK", "X") = "OK"

Capacidad por aplastamiento

$$\phi_{ap} := 0.65$$

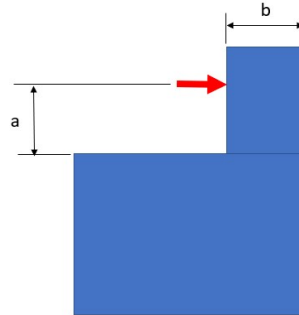
$$A_{contacto} := 0.20 \text{ m} \cdot 0.20 \text{ m} = 0.04 \text{ m}^2$$

$$Pn := 0.85 \cdot f'_c \cdot A_{contacto} = 187.393 \text{ tonf}$$

if ($\phi_{ap} \cdot Pn \geq \frac{TU}{cant1}$, "OK", "X") = "OK"

9.2.4 Tope sísmico (sismo transversal)

Geometría



$$a := 0.775 \text{ m} \quad b := 2 \text{ m}$$

$$b_w := 1.3 \text{ m}$$

$$h := b = 2 \text{ m}$$

Concreto

$$f'_c = 500 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Acero de refuerzo colocado

Recubrimiento

$$\text{recub} := 5 \text{ cm}$$

Acero Principal por flexión

Acero de presfuerzo G150

$$f_{py} := 135 \text{ ksi} = 9491.439 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{pu} := 150 \text{ ksi} = 10546.044 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{cant1} := 5$$

$$d_{var1} := 36 \text{ mm}$$

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} = 0.9$$

$$A_{sc1} := \text{cant1} \cdot \frac{(d_{var1})^2 \cdot \pi}{4} = 50.894 \text{ cm}^2$$

$$d_p := h - 17.5 \text{ cm} = 1.825 \text{ m}$$

Acero de refuerzo G60

$$f_y := 60 \text{ ksi}$$

$$\text{cant2} := 5 \qquad d_{var2} := \frac{5}{8} \text{ in}$$

$$A_{sc2} := \text{cant2} \cdot \frac{(d_{var2})^2 \cdot \pi}{4} = 9.897 \text{ cm}^2$$

$$d := h - 9.1 \text{ cm} = 1.909 \text{ m}$$

$$\text{if} \left(\frac{a_v}{d} \leq 1.0, \text{"OK"}, \text{"X"} \right) = \text{"OK"} \qquad \text{if} (b \geq 0.5 \cdot d, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

Acero por cortante

$$\text{cant} := 32 \qquad \text{diam} := \frac{5}{8} \text{ in} \qquad \text{*Cantidad de patas}$$

$$A_{vh} := \text{cant} \cdot \frac{(\text{diam})^2 \cdot \pi}{4} = 63.338 \text{ cm}^2$$

Demanda

$$PU = 807.545 \text{ tonf}$$

$$VU := PU = 807.545 \text{ tonf}$$

$$NU := 0 \text{ tonf} = 0 \text{ tonf} \qquad (\text{no se transmiten fuerzas verticales})$$

$$MU := VU \cdot a + NU \cdot (h - d) = 625.847 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Capacidad por aplastamiento

$$\phi_{ap} := 0.65$$

$$A_{contacto} := 0.65 \text{ m} \cdot 0.65 \text{ m} = 0.423 \text{ m}^2$$

$$Pn := 0.85 \cdot 350 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot A_{contacto} = 1385.536 \text{ tonf} \quad \text{if } (\phi_{ap} \cdot Pn \geq PU, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"} \quad \text{rige concreto del cajón}$$

Capacidad a cortante de la ménsula

$$\phi_v := 0.75$$

$$Vn := \min \left(\left(34 + \frac{0.08 \cdot f'_c}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \cdot \frac{b_w \cdot d}{\text{cm}^2}, 110 \cdot \frac{b_w \cdot d}{\text{cm}^2} \right) \cdot \text{kgf} = 2024.348 \text{ tonf} \quad \text{if } (\phi_v \cdot Vn \geq VU, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

Acero requerido por cortante por fricción

$$\phi_v := 0.75$$

$$\mu := 1.4$$

$$A_{vf} := \frac{VU}{\phi_v \cdot \mu \cdot f_y} = 165.395 \text{ cm}^2$$

Acero requerido por tensión directa

$$\phi_n := 0.75$$

$$A_n := \frac{NU}{\phi_v \cdot f_y} = 0 \text{ cm}^2$$

Acero requerido por flexión

$$\phi_f := 0.75$$

$$\gamma_p := 0.28$$

$$\theta_1 := 0.85$$
$$\rho_p := \frac{A_{sc1}}{b_w \cdot d} = 0.002$$

$$\rho := \frac{A_{sc2}}{b_w \cdot d} = 0$$

$$f_{ps} := f_{pu} \cdot \left(1 - \frac{\gamma_p}{\theta_1} \cdot \left(\rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \cdot \frac{f_y}{f'_c} \cdot (\rho) \right) \right) = 10383.55 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Valores de prueba

$$A_f := 0.1 \text{ cm}^2$$

$$\rho_p := 0.001$$

$$f_{ps} := 150 \text{ ksi}$$

Restricciones	$\rho_p = \frac{A_f}{b_w \cdot d}$ $f_{ps} = f_{pu} \cdot \left(1 - \frac{\gamma_p}{\theta_1} \cdot \left(\rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \cdot \frac{f_y}{f'_c} \cdot (\rho) \right) \right)$ $MU = \phi_f \cdot A_f \cdot f_{py} \cdot \left(d - \frac{A_f \cdot f_{py}}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w} \right) + \phi_f \cdot A_{sc2} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_{sc2} \cdot f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w} \right)$
Solver	$RESULT := \text{find}(\rho_p, f_{ps}, A_f) = \begin{bmatrix} 0.00153 \\ 1021999955.56464 \text{ Pa} \\ 0.0038 \text{ m}^2 \end{bmatrix}$

$$A_f := RESULT_2 + A_{sc2} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} = 42.439 \text{ cm}^2$$

Verificación de acero principal por flexión

$$A_{sc} := A_{sc1} + A_{sc2} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} = 55.292 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc_min} := \max \left(\max \left(A_f + A_n, \frac{2}{3} A_{vf} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} + A_n \right) \right) = 49.006 \text{ cm}^2$$

if ($A_{sc} \geq A_{sc_min}$, "OK", "X") = "OK"

Verificación de acero por cortante

$$A_{vh} = 63.338 \text{ cm}^2$$

$$A_{vh_min} := \max \left(0.5 \cdot \left(A_{sc} \cdot \frac{f_{py}}{f_y} - A_n \cdot \frac{f_{py}}{f_y} \right), \frac{1}{3} A_{vf} \right) = 62.204 \text{ cm}^2$$

if ($A_{vh} \geq A_{vh_min}$, "OK", "X") = "OK"



10. CALCULO DE APOYOS DE NEOPRENO PILA EJE2

10.1 CARGA GRAVITACIONAL

10.1.1 Cargas de Servicio

Reacción por Carga muerta	P_{DL}	=	280.1	Ton	
Reacción por carga Viva	P_{LL}	=	67.43	Ton	1074

10.1.2 Características del Neopreno

Dimensión larga	LN	=	650	mm
Dimensión corta	BN	=	650	mm
Recubrimiento del neopreno	$h_{externo}$	=	6.625	mm
Espesor entre refuerzos	$h_{interno}$	=	10	mm
Cantidad de refuerzos	N_{layers}	=	5	
Espesor de refuerzos	h_{ref}	=	6.35	mm
Dureza del neopreno	Rshore	=	60	
Módulo de cortante	G_{elast}	=	0.896	Mpa
Factor Cd	Cd	=	0.35	
Esfuerzo de fluencia placas	Fy	=	248	Mpa

AASHTO Tabla 14.7.6.2-1

AASHTO Tabla 14.7.6.2-1

10.1.3 Diseño según Método A

Revisión del espaciamiento $0.7(h_{interno}) \geq h_{externo}$

$$S_{cover} = 24.5$$

$$S_{int} = 16.3$$

OK

AASHTO 14.7.6

AASHTO 14.7.5.1

AASHTO 14.7.5.1

Revisión de esfuerzos en compresión (Servicio)

$$\text{Esfuerzo límite 1} = 8.75 \text{ MPa}$$

$$\text{Esfuerzo límite 2} = 18.2 \text{ MPa}$$

$$\text{Esfuerzo real} = 7.32 \text{ MPa}$$

OK

AASHTO 14.7.6.3.2

Revisión de esfuerzos en compresión (Carga Viva)

$$\text{Esfuerzo límite} = 14.56 \text{ MPa}$$

$$\text{Esfuerzo real} = 1.42 \text{ MPa}$$

OK

Memoria de Cálculo Reforzamiento



Revisión de deformación en compresión

ϵ_{int}	=	0.0077 mm/mm
ϵ_{cover}	=	0.0034 mm/mm
δ_{inst}	=	0.3542 mm
δ_{creep}	=	0.124 mm
δ_{total}	=	0.4782 mm
$\delta_{int\ layer}$	=	0.0773 mm

OK

AASHTO 14.7.6.3.3

Revisión de deformación por cortante

Distorsión del apoyo

$\Delta_{m\acute{a}x}$	=	0 mm	*Obtenido del modelo
hrt	=	43.25 mm	

OK

Revisión de estabilidad

Altura total	=	85 mm
--------------	---	-------

OK

Revisión de refuerzos

hmax	=	6.35 mm
------	---	---------

AASHTO 14.7.5.3.5

Estado límite de servicio

Espesor min	=	0.8851 mm
-------------	---	-----------

OK

Estado límite de fatiga

ΔFTH	=	165 Mpa	(Categoría A)
Espesor min	=	0.1721 mm	

OK

AASHTO Tabla 6.6.1.2.3-1



10.2 CARGA SISMO LONGITUDINAL

10.2.1 Cargas de Servicio

Reacción por Sismo	P_{SX}	=	1035	Ton
Reacción por carga Viva	P_{LL}	=	0	Ton

10.2.2 Características del Neopreno

Dimensión larga	LN	=	700	mm
Dimensión corta	BN	=	700	mm
Recubrimiento del neopreno	h_{externo}	=	4.16	mm
Espesor entre refuerzos	h_{interno}	=	6	mm
Cantidad de refuerzos	N_{layers}	=	4	
Espesor de refuerzos	h_{ref}	=	3.17	mm
Dureza del neopreno	Rshore	=	60	
Módulo de cortante	G_{elast}	=	0.896	Mpa
Factor Cd	Cd	=	0.35	
Esfuerzo de fluencia placas	Fy	=	248	Mpa

AASHTO Tabla 14.7.6.2-1

AASHTO Tabla 14.7.6.2-1

10.2.3 Diseño según Método A

Revisión del espaciamiento $0.7(h_{\text{interno}}) \geq h_{\text{externo}}$

$$S_{\text{cover}} = 42.1$$

$$S_{\text{int}} = 29.2$$

OK

AASHTO 14.7.6

AASHTO 14.7.5.1

AASHTO 14.7.5.1

Revisión de esfuerzos en compresión (Servicio)

$$\text{Esfuerzo límite 2} = 32.667 \text{ MPa}$$

$$\text{Esfuerzo real} = 18.79 \text{ MPa}$$

OK

AASHTO 14.7.6.3.2

Revisión de esfuerzos en compresión (Carga Viva)

$$\text{Esfuerzo límite} = 26.133 \text{ MPa}$$

$$\text{Esfuerzo real} = 0.00 \text{ MPa}$$

OK

Memoria de Cálculo Reforzamiento



Revisión de deformación en compresión

ϵ_{int}	=	0.0062 mm/mm
ϵ_{cover}	=	0.003 mm/mm
δ_{inst}	=	0.1356 mm
δ_{creep}	=	0.0475 mm
δ_{total}	=	0.183 mm
$\delta_{int\ layer}$	=	0.037 mm

OK

AASHTO 14.7.6.3.3

Revisión de deformación por cortante

Distorsión del apoyo

$\Delta_{m\acute{a}x}$	=	0 mm	*Obtenido del modelo
hrt	=	26.32 mm	

OK

Revisión de estabilidad

Altura total	=	39 mm
--------------	---	-------

OK

Revisión de refuerzos

hmax	=	3.17 mm
------	---	---------

AASHTO 14.7.5.3.5

Estado límite de servicio

Espesor min	=	1.3639 mm
-------------	---	-----------

OK

Estado límite de fatiga

ΔF_{TH}	=	165 Mpa	(Categoría A)
Espesor min	=	0 mm	

OK

AASHTO Tabla 6.6.1.2.3-1



10.3 CARGA SISMO TRANSVERSAL

10.3.1 Cargas de Servicio

Reacción por Carga muerta	P_{DL}	=	345.7	Ton
Reacción por carga Viva	P_{LL}	=	0	Ton

10.3.2 Características del Neopreno

Dimensión larga	LN	=	650	mm
Dimensión corta	BN	=	650	mm
Recubrimiento del neopreno	h_{externo}	=	4.16	mm
Espesor entre refuerzos	h_{interno}	=	6	mm
Cantidad de refuerzos	N_{layers}	=	4	
Espesor de refuerzos	h_{ref}	=	3.17	mm
Dureza del neopreno	Rshore	=	60	
Módulo de cortante	G_{elast}	=	0.896	Mpa
Factor Cd	Cd	=	0.35	
Esfuerzo de fluencia placas	Fy	=	248	Mpa

AASHTO Tabla 14.7.6.2-1

AASHTO Tabla 14.7.6.2-1

10.3.3 Diseño según Método A

Revisión del espaciamiento $0.7(h_{\text{interno}}) \geq h_{\text{externo}}$

$$S_{\text{cover}} = 39.1$$

$$S_{\text{int}} = 27.1$$

OK

AASHTO 14.7.6

AASHTO 14.7.5.1

AASHTO 14.7.5.1

Revisión de esfuerzos en compresión (Servicio)

$$\text{Esfuerzo límite 2} = 30.333 \text{ MPa}$$

$$\text{Esfuerzo real} = 7.28 \text{ MPa}$$

OK

AASHTO 14.7.6.3.2

Revisión de esfuerzos en compresión (Carga Viva)

$$\text{Esfuerzo límite} = 24.267 \text{ MPa}$$

$$\text{Esfuerzo real} = 0.00 \text{ MPa}$$

OK

Memoria de Cálculo Reforzamiento



Revisión de deformación en compresión

ϵ_{int}	=	0.0028 mm/mm
ϵ_{cover}	=	0.0013 mm/mm
δ_{inst}	=	0.0609 mm
δ_{creep}	=	0.0213 mm
δ_{total}	=	0.0822 mm
$\delta_{int\ layer}$	=	0.0166 mm

OK

AASHTO 14.7.6.3.3

Revisión de deformación por cortante

Distorsión del apoyo

$\Delta_{m\acute{a}x}$	=	0 mm	*Obtenido del modelo
hrt	=	26.32 mm	

OK

Revisión de estabilidad

Altura total	=	39 mm
--------------	---	-------

OK

Revisión de refuerzos

hmax	=	3.17 mm
------	---	---------

AASHTO 14.7.5.3.5

Estado límite de servicio

Espesor min	=	0.5283 mm
-------------	---	-----------

OK

Estado límite de fatiga

ΔFTH	=	165 Mpa	(Categoría A)
Espesor min	=	0 mm	

OK

AASHTO Tabla 6.6.1.2.3-1



11. CALCULO DE APOYOS DE NEOPRENO PILA EJE3

11.1 CARGA GRAVITACIONAL

11.1.1 Cargas de Servicio

Reacción por Carga muerta	P_{DL}	=	308.0	Ton
Reacción por carga Viva	P_{LL}	=	68.83	Ton

11.1.2 Características del Neopreno

Dimensión larga	LN	=	650	mm
Dimensión corta	BN	=	650	mm
Recubrimiento del neopreno	h_{externo}	=	6.625	mm
Espesor entre refuerzos	h_{interno}	=	10	mm
Cantidad de refuerzos	N_{layers}	=	5	
Espesor de refuerzos	h_{ref}	=	6.35	mm
Dureza del neopreno	Rshore	=	60	
Módulo de cortante	G_{elast}	=	0.896	Mpa
Factor Cd	Cd	=	0.35	
Esfuerzo de fluencia placas	Fy	=	248	Mpa

AASHTO Tabla 14.7.6.2-1

AASHTO Tabla 14.7.6.2-1

11.1.3 Diseño según Método A

Revisión del espaciamiento $0.7(h_{\text{interno}}) \geq h_{\text{externo}}$

$S_{\text{cover}} = 24.5$

$S_{\text{int}} = 16.3$

OK

AASHTO 14.7.6

AASHTO 14.7.5.1

AASHTO 14.7.5.1

Revisión de esfuerzos en compresión (Servicio)

Esfuerzo límite 1 = 8.75 MPa

Esfuerzo límite 2 = 18.2 MPa

Esfuerzo real = 7.93 MPa

OK

AASHTO 14.7.6.3.2

Revisión de esfuerzos en compresión (Carga Viva)

Esfuerzo límite = 14.56 MPa

Esfuerzo real = 1.45 MPa

OK

Memoria de Cálculo Reforzamiento



Revisión de deformación en compresión

ϵ_{int}	=	0.0084 mm/mm
ϵ_{cover}	=	0.0037 mm/mm
δ_{inst}	=	0.3841 mm
δ_{creep}	=	0.1344 mm
δ_{total}	=	0.5186 mm
$\delta_{int\ layer}$	=	0.0838 mm

OK

AASHTO 14.7.6.3.3

Revisión de deformación por cortante

Distorsión del apoyo

$\Delta_{m\acute{a}x}$	=	0 mm	*Obtenido del modelo
hrt	=	43.25 mm	

OK

Revisión de estabilidad

Altura total	=	85 mm
--------------	---	-------

OK

Revisión de refuerzos

hmax	=	6.35 mm
------	---	---------

AASHTO 14.7.5.3.5

Estado límite de servicio

Espesor min	=	0.9598 mm
-------------	---	-----------

OK

Estado límite de fatiga

ΔFTH	=	165 Mpa	(Categoría A)
Espesor min	=	0.1757 mm	

OK

AASHTO Tabla 6.6.1.2.3-1



11.2 CARGA SISMO LONGITUDINAL

11.2.1 Cargas de Servicio

Reacción por Sismo	P_{SX}	=	782.736	Ton
Reacción por carga Viva	P_{LL}	=	0	Ton

11.2.2 Características del Neopreno

Dimensión larga	LN	=	700	mm
Dimensión corta	BN	=	700	mm
Recubrimiento del neopreno	h_{externo}	=	4.16	mm
Espesor entre refuerzos	h_{interno}	=	6	mm
Cantidad de refuerzos	N_{layers}	=	4	
Espesor de refuerzos	h_{ref}	=	3.17	mm
Dureza del neopreno	Rshore	=	60	
Módulo de cortante	G_{elast}	=	0.896	Mpa
Factor Cd	Cd	=	0.35	
Esfuerzo de fluencia placas	Fy	=	248	Mpa

AASHTO Tabla 14.7.6.2-1

AASHTO Tabla 14.7.6.2-1

11.2.3 Diseño según Método A

Revisión del espaciamiento	$0.7(h_{\text{interno}})$	\geq	h_{externo}
S_{cover}	=	42.1	
S_{int}	=	29.2	

OK

AASHTO 14.7.6

AASHTO 14.7.5.1

AASHTO 14.7.5.1

Revisión de esfuerzos en compresión (Servicio)

Esfuerzo límite 2	=	32.667	MPa
Esfuerzo real	=	14.21	MPa

OK

AASHTO 14.7.6.3.2

Revisión de esfuerzos en compresión (Carga Viva)

Esfuerzo límite	=	26.133	MPa
Esfuerzo real	=	0.00	MPa

OK

Memoria de Cálculo Reforzamiento



Revisión de deformación en compresión

ϵ_{int}	=	0.0047 mm/mm
ϵ_{cover}	=	0.0022 mm/mm
δ_{inst}	=	0.1025 mm
δ_{creep}	=	0.0359 mm
δ_{total}	=	0.1384 mm
$\delta_{int\ layer}$	=	0.028 mm

OK

AASHTO 14.7.6.3.3

Revisión de deformación por cortante

Distorción del apoyo

$\Delta_{m\acute{a}x}$	=	0 mm	*Obtenido del modelo
hrt	=	26.32 mm	

OK

Revisión de estabilidad

Altura total	=	39 mm
--------------	---	-------

OK

Revisión de refuerzos

hmax	=	3.17 mm
------	---	---------

AASHTO 14.7.5.3.5

Estado límite de servicio

Espesor min	=	1.0315 mm
-------------	---	-----------

OK

Estado límite de fatiga

ΔFTH	=	165 Mpa	(Categoría A)
Espesor min	=	0 mm	

OK

AASHTO Tabla 6.6.1.2.3-1



11.3 CARGA SISMO TRANSVERSAL

11.3.1 Cargas de Servicio

Reacción por Carga muerta	P_{DL}	=	676.544	Ton
Reacción por carga Viva	P_{LL}	=	0	Ton

11.3.2 Características del Neopreno

Dimensión larga	LN	=	650	mm
Dimensión corta	BN	=	650	mm
Recubrimiento del neopreno	h_{externo}	=	4.16	mm
Espesor entre refuerzos	h_{interno}	=	6	mm
Cantidad de refuerzos	N_{layers}	=	4	
Espesor de refuerzos	h_{ref}	=	3.17	mm
Dureza del neopreno	Rshore	=	60	
Módulo de cortante	G_{elast}	=	0.896	Mpa
Factor Cd	Cd	=	0.35	
Esfuerzo de fluencia placas	Fy	=	248	Mpa

AASHTO Tabla 14.7.6.2-1

AASHTO Tabla 14.7.6.2-1

11.3.3 Diseño según Método A

Revisión del espaciamiento $0.7(h_{\text{interno}}) \geq h_{\text{externo}}$

$$S_{\text{cover}} = 39.1$$

$$S_{\text{int}} = 27.1$$

OK

AASHTO 14.7.6

AASHTO 14.7.5.1

AASHTO 14.7.5.1

Revisión de esfuerzos en compresión (Servicio)

$$\text{Esfuerzo límite 2} = 30.333 \text{ MPa}$$

$$\text{Esfuerzo real} = 14.25 \text{ MPa}$$

OK

AASHTO 14.7.6.3.2

Revisión de esfuerzos en compresión (Carga Viva)

$$\text{Esfuerzo límite} = 24.267 \text{ MPa}$$

$$\text{Esfuerzo real} = 0.00 \text{ MPa}$$

OK

Memoria de Cálculo Reforzamiento



Revisión de deformación en compresión

ϵ_{int}	=	0.0054 mm/mm
ϵ_{cover}	=	0.0026 mm/mm
δ_{inst}	=	0.1192 mm
δ_{creep}	=	0.0417 mm
δ_{total}	=	0.1609 mm
$\delta_{int\ layer}$	=	0.0325 mm

OK

AASHTO 14.7.6.3.3

Revisión de deformación por cortante

Distorsión del apoyo

$\Delta_{m\acute{a}x}$	=	0 mm	*Obtenido del modelo
hrt	=	26.32 mm	

OK

Revisión de estabilidad

Altura total	=	39 mm
--------------	---	-------

OK

Revisión de refuerzos

hmax	=	3.17 mm
------	---	---------

AASHTO 14.7.5.3.5

Estado límite de servicio

Espesor min	=	1.034 mm
-------------	---	----------

OK

Estado límite de fatiga

ΔFTH	=	165 Mpa	(Categoría A)
Espesor min	=	0 mm	

OK

AASHTO Tabla 6.6.1.2.3-1



12. CALCULO DE APOYOS DE NEOPRENO PILA EJE4

12.1 CARGA GRAVITACIONAL

12.1.1 Cargas de Servicio

Reacción por Carga muerta	P_{DL}	=	308.0	Ton
Reacción por carga Viva	P_{LL}	=	68.83	Ton

12.1.2 Características del Neopreno

Dimensión larga	LN	=	650	mm
Dimensión corta	BN	=	650	mm
Recubrimiento del neopreno	h_{externo}	=	6.625	mm
Espesor entre refuerzos	h_{interno}	=	10	mm
Cantidad de refuerzos	N_{layers}	=	5	
Espesor de refuerzos	h_{ref}	=	6.35	mm
Dureza del neopreno	Rshore	=	60	
Módulo de cortante	G_{elast}	=	0.896	Mpa
Factor Cd	Cd	=	0.35	
Esfuerzo de fluencia placas	Fy	=	248	Mpa

AASHTO Tabla 14.7.6.2-1

AASHTO Tabla 14.7.6.2-1

12.1.3 Diseño según Método A

Revisión del espaciamiento $0.7(h_{\text{interno}}) \geq h_{\text{externo}}$

$S_{\text{cover}} = 24.5$

$S_{\text{int}} = 16.3$

OK

AASHTO 14.7.6

AASHTO 14.7.5.1

AASHTO 14.7.5.1

Revisión de esfuerzos en compresión (Servicio)

Esfuerzo límite 1 = 8.75 MPa

Esfuerzo límite 2 = 18.2 MPa

Esfuerzo real = 7.93 MPa

OK

AASHTO 14.7.6.3.2

Revisión de esfuerzos en compresión (Carga Viva)

Esfuerzo límite = 14.56 MPa

Esfuerzo real = 1.45 MPa

OK



Revisión de deformación en compresión

ϵ_{int}	=	0.0084 mm/mm
ϵ_{cover}	=	0.0037 mm/mm
δ_{inst}	=	0.3841 mm
δ_{creep}	=	0.1344 mm
δ_{total}	=	0.5186 mm
$\delta_{int\ layer}$	=	0.0838 mm

OK

AASHTO 14.7.6.3.3

Revisión de deformación por cortante

Distorsión del apoyo

$\Delta_{m\acute{a}x}$	=	0 mm	*Obtenido del modelo
hrt	=	43.25 mm	

OK

Revisión de estabilidad

Altura total	=	85 mm
--------------	---	-------

OK

Revisión de refuerzos

hmax	=	6.35 mm
------	---	---------

AASHTO 14.7.5.3.5

Estado límite de servicio

Espesor min	=	0.9598 mm
-------------	---	-----------

OK

Estado límite de fatiga

ΔFTH	=	165 Mpa	(Categoría A)
Espesor min	=	0.1757 mm	

OK

AASHTO Tabla 6.6.1.2.3-1



12.2 CARGA SISMO LONGITUDINAL

12.2.1 Cargas de Servicio

Reacción por Sismo	P_{SX}	=	1017.04	Ton
Reacción por carga Viva	P_{LL}	=	0	Ton

12.2.2 Características del Neopreno

Dimensión larga	LN	=	700	mm
Dimensión corta	BN	=	700	mm
Recubrimiento del neopreno	h_{externo}	=	4.16	mm
Espesor entre refuerzos	h_{interno}	=	6	mm
Cantidad de refuerzos	N_{layers}	=	4	
Espesor de refuerzos	h_{ref}	=	3.17	mm
Dureza del neopreno	Rshore	=	60	
Módulo de cortante	G_{elast}	=	0.896	Mpa
Factor Cd	Cd	=	0.35	
Esfuerzo de fluencia placas	Fy	=	248	Mpa

AASHTO Tabla 14.7.6.2-1

AASHTO Tabla 14.7.6.2-1

12.2.3 Diseño según Método A

Revisión del espaciamiento	$0.7(h_{\text{interno}})$	\geq	h_{externo}	
S_{cover}	=	42.1		
S_{int}	=	29.2		

OK

AASHTO 14.7.6

AASHTO 14.7.5.1

AASHTO 14.7.5.1

Revisión de esfuerzos en compresión (Servicio)

Esfuerzo límite 2	=	32.667	MPa
Esfuerzo real	=	18.47	MPa

OK

AASHTO 14.7.6.3.2

Revisión de esfuerzos en compresión (Carga Viva)

Esfuerzo límite	=	26.133	MPa
Esfuerzo real	=	0.00	MPa

OK

Memoria de Cálculo Reforzamiento



Revisión de deformación en compresión

ϵ_{int}	=	0.0061 mm/mm
ϵ_{cover}	=	0.0029 mm/mm
δ_{inst}	=	0.1332 mm
δ_{creep}	=	0.0466 mm
δ_{total}	=	0.1799 mm
$\delta_{int\ layer}$	=	0.0363 mm

OK

AASHTO 14.7.6.3.3

Revisión de deformación por cortante

Distorsión del apoyo

$\Delta_{m\acute{a}x}$	=	0 mm	*Obtenido del modelo
hrt	=	26.32 mm	

OK

Revisión de estabilidad

Altura total	=	39 mm
--------------	---	-------

OK

Revisión de refuerzos

hmax	=	3.17 mm
------	---	---------

AASHTO 14.7.5.3.5

Estado límite de servicio

Espesor min	=	1.3402 mm
-------------	---	-----------

OK

Estado límite de fatiga

ΔFTH	=	165 Mpa	(Categoría A)
Espesor min	=	0 mm	

OK

AASHTO Tabla 6.6.1.2.3-1



12.3 CARGA SISMO TRANSVERSAL

12.3.1 Cargas de Servicio

Reacción por Carga muerta	P_{DL}	=	651.56	Ton
Reacción por carga Viva	P_{LL}	=	0	Ton

12.3.2 Características del Neopreno

Dimensión larga	LN	=	650	mm
Dimensión corta	BN	=	650	mm
Recubrimiento del neopreno	$h_{externo}$	=	4.16	mm
Espesor entre refuerzos	$h_{interno}$	=	6	mm
Cantidad de refuerzos	N_{layers}	=	4	
Espesor de refuerzos	h_{ref}	=	3.17	mm
Dureza del neopreno	Rshore	=	60	
Módulo de cortante	G_{elast}	=	0.896	Mpa
Factor Cd	Cd	=	0.35	
Esfuerzo de fluencia placas	Fy	=	248	Mpa

AASHTO Tabla 14.7.6.2-1

AASHTO Tabla 14.7.6.2-1

12.3.3 Diseño según Método A

Revisión del espaciamiento	$0.7(h_{interno})$	\geq	$h_{externo}$
S_{cover}	=	39.1	
S_{int}	=	27.1	

OK

AASHTO 14.7.6

AASHTO 14.7.5.1

AASHTO 14.7.5.1

Revisión de esfuerzos en compresión (Servicio)

Esfuerzo límite 2	=	30.333	MPa
Esfuerzo real	=	13.72	MPa

OK

AASHTO 14.7.6.3.2

Revisión de esfuerzos en compresión (Carga Viva)

Esfuerzo límite	=	24.267	MPa
Esfuerzo real	=	0.00	MPa

OK



Revisión de deformación en compresión

ϵ_{int}	=	0.0052 mm/mm
ϵ_{cover}	=	0.0025 mm/mm
δ_{inst}	=	0.1148 mm
δ_{creep}	=	0.0402 mm
δ_{total}	=	0.155 mm
$\delta_{int\ layer}$	=	0.0313 mm

OK

AASHTO 14.7.6.3.3

Revisión de deformación por cortante

Distorsión del apoyo

$\Delta_{m\acute{a}x}$	=	0 mm	*Obtenido del modelo
hrt	=	26.32 mm	

OK

Revisión de estabilidad

Altura total	=	39 mm
--------------	---	-------

OK

Revisión de refuerzos

hmax	=	3.17 mm
------	---	---------

AASHTO 14.7.5.3.5

Estado límite de servicio

Espesor min	=	0.9958 mm
-------------	---	-----------

OK

Estado límite de fatiga

ΔF_{TH}	=	165 Mpa	(Categoría A)
Espesor min	=	0 mm	

OK

AASHTO Tabla 6.6.1.2.3-1



13. CALCULO DE APOYOS DE NEOPRENO PILA EJES

13.1 CARGA GRAVITACIONAL

13.1.1 Cargas de Servicio

Reacción por Carga muerta	P_{DL}	=	280.1	Ton
Reacción por carga Viva	P_{LL}	=	67.43	Ton

13.1.2 Características del Neopreno

Dimensión larga	LN	=	650	mm
Dimensión corta	BN	=	650	mm
Recubrimiento del neopreno	h_{externo}	=	6.625	mm
Espesor entre refuerzos	h_{interno}	=	10	mm
Cantidad de refuerzos	N_{layers}	=	5	
Espesor de refuerzos	h_{ref}	=	6.35	mm
Dureza del neopreno	Rshore	=	60	
Módulo de cortante	G_{elast}	=	0.896	Mpa
Factor Cd	Cd	=	0.35	
Esfuerzo de fluencia placas	Fy	=	248	Mpa

AASHTO Tabla 14.7.6.2-1

AASHTO Tabla 14.7.6.2-1

13.1.3 Diseño según Método A

Revisión del espaciamiento $0.7(h_{\text{interno}}) \geq h_{\text{externo}}$

$S_{\text{cover}} = 24.5$

$S_{\text{int}} = 16.3$

OK

AASHTO 14.7.6

AASHTO 14.7.5.1

AASHTO 14.7.5.1

Revisión de esfuerzos en compresión (Servicio)

Esfuerzo límite 1 = 8.75 MPa

Esfuerzo límite 2 = 18.2 MPa

Esfuerzo real = 7.32 MPa

OK

AASHTO 14.7.6.3.2

Revisión de esfuerzos en compresión (Carga Viva)

Esfuerzo límite = 14.56 MPa

Esfuerzo real = 1.42 MPa

OK



Revisión de deformación en compresión

ϵ_{int}	=	0.0077 mm/mm
ϵ_{cover}	=	0.0034 mm/mm
δ_{inst}	=	0.3542 mm
δ_{creep}	=	0.124 mm
δ_{total}	=	0.4782 mm
$\delta_{int\ layer}$	=	0.0773 mm

OK

AASHTO 14.7.6.3.3

Revisión de deformación por cortante

Distorsión del apoyo

$\Delta_{m\acute{a}x}$	=	0 mm	*Obtenido del modelo
hrt	=	43.25 mm	

OK

Revisión de estabilidad

Altura total	=	85 mm
--------------	---	-------

OK

Revisión de refuerzos

hmax	=	6.35 mm
------	---	---------

AASHTO 14.7.5.3.5

Estado límite de servicio

Espesor min	=	0.8851 mm
-------------	---	-----------

OK

Estado límite de fatiga

ΔF_{TH}	=	165 Mpa	(Categoría A)
Espesor min	=	0.1721 mm	

OK

AASHTO Tabla 6.6.1.2.3-1



13.2 CARGA SISMO LONGITUDINAL

13.2.1 Cargas de Servicio

Reacción por Sismo	P_{SX}	=	527.824	Ton
Reacción por carga Viva	P_{LL}	=	0	Ton

13.2.2 Características del Neopreno

Dimensión larga	LN	=	700	mm
Dimensión corta	BN	=	700	mm
Recubrimiento del neopreno	h_{externo}	=	4.16	mm
Espesor entre refuerzos	h_{interno}	=	6	mm
Cantidad de refuerzos	N_{layers}	=	4	
Espesor de refuerzos	h_{ref}	=	3.17	mm
Dureza del neopreno	Rshore	=	60	
Módulo de cortante	G_{elast}	=	0.896	Mpa
Factor Cd	Cd	=	0.35	
Esfuerzo de fluencia placas	Fy	=	248	Mpa

AASHTO Tabla 14.7.6.2-1

AASHTO Tabla 14.7.6.2-1

13.2.3 Diseño según Método A

Revisión del espaciamiento	$0.7(h_{\text{interno}})$	\geq	h_{externo}
S_{cover}	=	42.1	
S_{int}	=	29.2	

OK

AASHTO 14.7.6

AASHTO 14.7.5.1

AASHTO 14.7.5.1

Revisión de esfuerzos en compresión (Servicio)

Esfuerzo límite 2	=	32.667	MPa
Esfuerzo real	=	9.58	MPa

OK

AASHTO 14.7.6.3.2

Revisión de esfuerzos en compresión (Carga Viva)

Esfuerzo límite	=	26.133	MPa
Esfuerzo real	=	0.00	MPa

OK



Revisión de deformación en compresión

ϵ_{int}	=	0.0031 mm/mm
ϵ_{cover}	=	0.0015 mm/mm
δ_{inst}	=	0.0691 mm
δ_{creep}	=	0.0242 mm
δ_{total}	=	0.0934 mm
$\delta_{int\ layer}$	=	0.0189 mm

OK

AASHTO 14.7.6.3.3

Revisión de deformación por cortante

Distorsión del apoyo

$\Delta_{m\acute{a}x}$	=	0 mm	*Obtenido del modelo
h_{rt}	=	26.32 mm	

OK

Revisión de estabilidad

Altura total	=	39 mm
--------------	---	-------

OK

Revisión de refuerzos

h_{max}	=	3.17 mm
-----------	---	---------

AASHTO 14.7.5.3.5

Estado límite de servicio

Espesor min	=	0.6956 mm
-------------	---	-----------

OK

Estado límite de fatiga

ΔF_{TH}	=	165 Mpa	(Categoría A)
Espesor min	=	0 mm	

OK

AASHTO Tabla 6.6.1.2.3-1



13.3 CARGA SISMO TRANSVERSAL

13.3.1 Cargas de Servicio

Reacción por Carga muerta	P_{DL}	=	646.032	Ton
Reacción por carga Viva	P_{LL}	=	0	Ton

13.3.2 Características del Neopreno

Dimensión larga	LN	=	650	mm
Dimensión corta	BN	=	650	mm
Recubrimiento del neopreno	h_{externo}	=	4.16	mm
Espesor entre refuerzos	h_{interno}	=	6	mm
Cantidad de refuerzos	N_{layers}	=	4	
Espesor de refuerzos	h_{ref}	=	3.17	mm
Dureza del neopreno	Rshore	=	60	
Módulo de cortante	G_{elast}	=	0.896	Mpa
Factor Cd	Cd	=	0.35	
Esfuerzo de fluencia placas	Fy	=	248	Mpa

AASHTO Tabla 14.7.6.2-1

AASHTO Tabla 14.7.6.2-1

13.3.3 Diseño según Método A

Revisión del espaciamiento $0.7(h_{\text{interno}}) \geq h_{\text{externo}}$

$$S_{\text{cover}} = 39.1$$

$$S_{\text{int}} = 27.1$$

OK

AASHTO 14.7.6

AASHTO 14.7.5.1

AASHTO 14.7.5.1

Revisión de esfuerzos en compresión (Servicio)

$$\text{Esfuerzo límite 2} = 30.333 \text{ MPa}$$

$$\text{Esfuerzo real} = 13.60 \text{ MPa}$$

OK

AASHTO 14.7.6.3.2

Revisión de esfuerzos en compresión (Carga Viva)

$$\text{Esfuerzo límite} = 24.267 \text{ MPa}$$

$$\text{Esfuerzo real} = 0.00 \text{ MPa}$$

OK

Memoria de Cálculo Reforzamiento



Revisión de deformación en compresión

ϵ_{int}	=	0.0052 mm/mm
ϵ_{cover}	=	0.0025 mm/mm
δ_{inst}	=	0.1138 mm
δ_{creep}	=	0.0398 mm
δ_{total}	=	0.1537 mm
$\delta_{int\ layer}$	=	0.031 mm

OK

AASHTO 14.7.6.3.3

Revisión de deformación por cortante

Distorsión del apoyo

$\Delta_{m\acute{a}x}$	=	0 mm	*Obtenido del modelo
hrt	=	26.32 mm	

OK

Revisión de estabilidad

Altura total	=	39 mm
--------------	---	-------

OK

Revisión de refuerzos

hmax	=	3.17 mm
------	---	---------

AASHTO 14.7.5.3.5

Estado límite de servicio

Espesor min	=	0.9873 mm
-------------	---	-----------

OK

Estado límite de fatiga

ΔFTH	=	165 Mpa	(Categoría A)
Espesor min	=	0 mm	

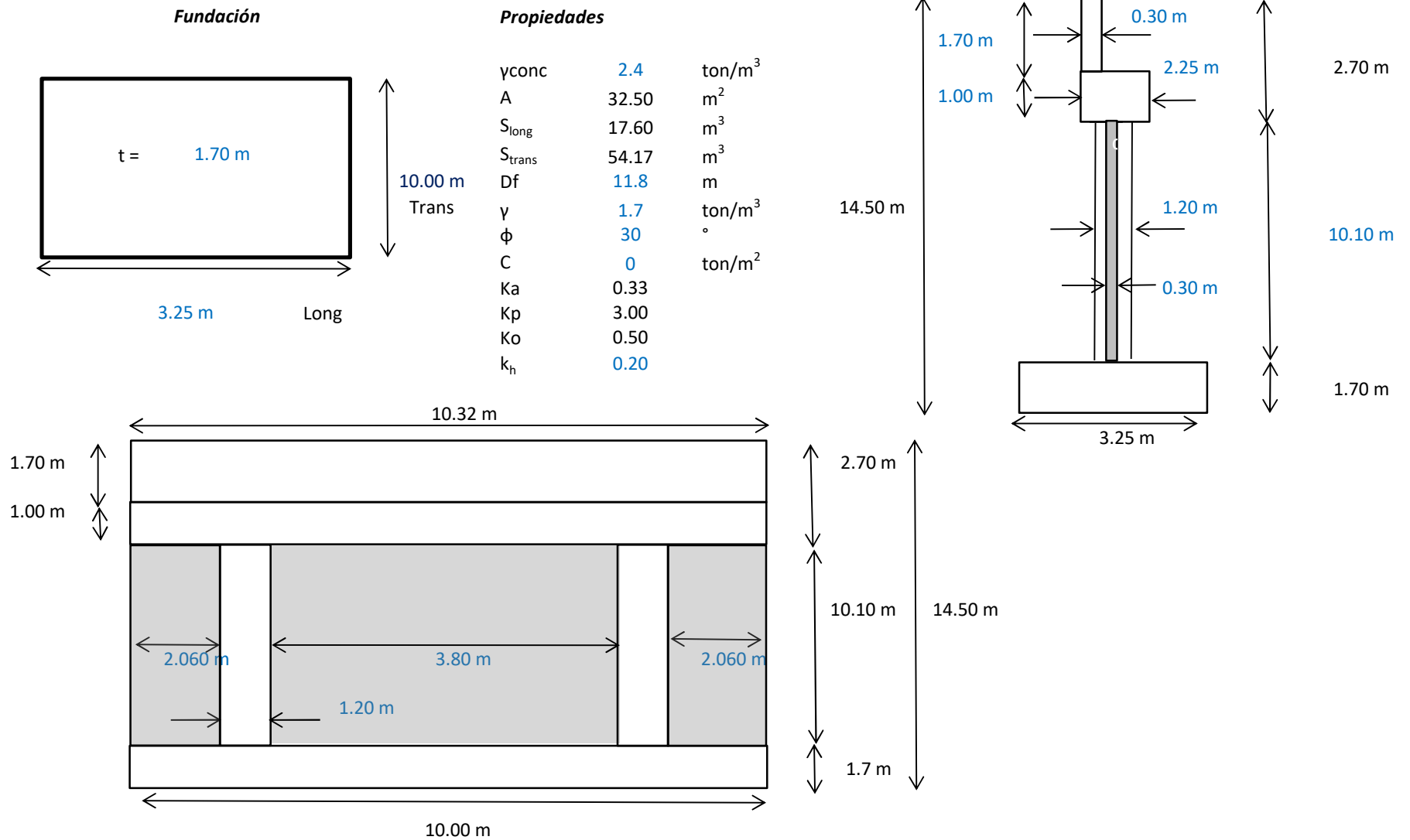
OK

AASHTO Tabla 6.6.1.2.3-1

14. REVISIÓN DE SUBESTRUCTURA (BASTIÓN EJE 1 y EJE 6)

14.1. Revisión Bastiones (*Los aletones se consideran como elementos independientes)

14.1.1. Geometría



14.1.2. Cargas

PDC _{vert}	=	488.3	ton	PDW _{vert}	=	8.1	ton
PDC _{horiz}	=	0.0	ton	PDW _{horiz}	=	0.0	ton
MDC _{long}	=	0.0	ton-m	MDW _{long}	=	0.0	ton-m
MDC _{trans}	=	0.0	ton-m	MDW _{trans}	=	0.0	ton-m
PVHmin _{vert}	=	-57.8	ton	PVHmax _{vert}	=	130.8	ton
PVHmin _{horiz}	=	0.0	ton	PVHmax _{horiz}	=	0.0	ton
MVHmin _{Llong}	=	0.0	ton-m	MVHmax _{long}	=	0.0	ton-m
MVHmin _{Ltrans}	=	0.0	ton-m	MVHmax _{trans}	=	0.0	ton-m
PCR _{vert}	=	44.0	ton	PPS _{vert}	=	5.8	ton
PCR _{horiz}	=	0.0	ton	PPS _{horiz}	=	0.0	ton
MCR _{long}	=	0.0	ton-m	MPS _{long}	=	0.0	ton-m
MCR _{trans}	=	0.0	ton-m	MPS _{trans}	=	0.0	ton-m
PEH _{vert}	=	0.0	ton	PEV _{vert}	=	522.6	ton
PEH _{horiz}	=	21.3	ton	PEV _{horiz}	=	0.0	ton
MEH _{long}	=	180.7	ton-m	MEV _{long}	=	-31.6	ton-m
MEH _{trans}	=	0.0	ton-m	MEV _{trans}	=	0.0	ton-m
VEQx _{long}	=	66.1	ton	VEQy _{long}	=	19.8	ton
VEQx _{trans}	=	17.7	ton	VEQy _{trans}	=	293.9	ton
MEQx _{long}	=	572.7	ton-m	MEQy _{long}	=	171.8	ton-m
MEQx _{trans}	=	196.6	ton-m	MEQy _{trans}	=	3263.8	ton-m

14.1.3. Combinaciones de carga

Comb.	DC	DW	PS	CR	Vhmax	Vhmin	EV	EH	EQx	EQy	Pu (ton)	Mu _{long} (ton-m)	Mu _{trans} (ton-m)	e _{long} (m)	e _{trans} (m)
COMB1	1.25	1.50	1.00	1.25	1.75	0.00	1.35	1.50	0.00	0.00	1617.7	228.4	0.0	0.1	0.0
COMB2	1.25	1.50	1.00	1.25	0.00	1.75	1.35	1.50	0.00	0.00	1287.7	228.4	0.0	0.2	0.0
COMB3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1199.6	149.1	0.0	0.1	0.0
COMB4	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1011.0	149.1	0.0	0.1	0.0
COMB5	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1134.1	721.8	0.0	0.6	0.0
COMB6	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.50	1.00	1.00	1.00	0.00	1039.8	721.8	0.0	0.7	0.0
COMB7	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1134.1	149.1	3263.8	0.1	2.9
COMB8	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.50	1.00	1.00	0.00	1.00	1039.8	149.1	3263.8	0.1	3.1

14.1.4. Presiones en el Suelo (se desprecian los pilotes)

q_{ult}		634	ton/m^2		Sentido Longitudinal									
COMB1			COMB2			COMB3			COMB4			COMB5		
e_{long}	0.14 m	OK	e_{long}	0.18 m	OK	e_{long}	0.12 m	OK	e_{long}	0.15 m	OK	e_{long}	0.64 m	OK
% contacto	100%	OK	% contacto	100%	OK	% contacto	100%	OK	% contacto	100%	OK	% contacto	91%	OK
a	3.25 m		a	3.25 m		a	3.25 m		a	3.25 m		a	3.25 m	
σ_{max}	62.75 ton/m^2		σ_{max}	52.59 ton/m^2		σ_{max}	45.379 ton/m^2		σ_{max}	39.58 ton/m^2		σ_{max}	82 ton/m^2	
σ_{min}	36.80 ton/m^2		σ_{min}	26.65 ton/m^2		σ_{min}	28.44 ton/m^2		σ_{min}	22.64 ton/m^2		σ_{min}	0.00 ton/m^2	
σ_{adm}	380.4 ton/m^2	OK	σ_{adm}	538.9 ton/m^2	OK	σ_{adm}	538.9 ton/m^2	OK	σ_{adm}	538.9 ton/m^2	OK	σ_{adm}	412.1 ton/m^2	OK
COMB6			COMB7			COMB8								
e_{long}	0.69 m	OK	e_{long}	0.13 m	OK	e_{long}	0.14 m	OK						
% contacto	86%	OK	% contacto	100%	OK	% contacto	100%	OK						
a	3.25 m		a	3.25 m		a	3.25 m							
σ_{max}	82.00 ton/m^2		σ_{max}	43.37 ton/m^2		σ_{max}	40.464 ton/m^2							
σ_{min}	0.00 ton/m^2		σ_{min}	26.43 ton/m^2		σ_{min}	23.53 ton/m^2							
σ_{adm}	285.3 ton/m^2	OK	σ_{adm}	538.9 ton/m^2	OK	σ_{adm}	538.9 ton/m^2	OK						
Sentido Transversal														
COMB1			COMB2			COMB3			COMB4			COMB5		
e_{trans}	0.00 m	OK	e_{trans}	0.00 m	OK	e_{trans}	0.00 m	OK	e_{trans}	0.00 m	OK	e_{trans}	0.00 m	OK
% contacto	100%	OK	% contacto	100%	OK	% contacto	100%	OK	% contacto	100%	OK	% contacto	100%	OK
a	10.00 m		a	10.00 m		a	10.00 m		a	10.00 m		a	10.00 m	
σ_{max}	49.8 ton/m^2		σ_{max}	39.62 ton/m^2		σ_{max}	36.909 ton/m^2		σ_{max}	31.11 ton/m^2		σ_{max}	34.9 ton/m^2	
σ_{min}	49.78 ton/m^2		σ_{min}	39.62 ton/m^2		σ_{min}	36.91 ton/m^2		σ_{min}	31.11 ton/m^2		σ_{min}	34.90 ton/m^2	
σ_{adm}	380.4 ton/m^2	OK	σ_{adm}	538.9 ton/m^2	OK	σ_{adm}	538.9 ton/m^2	OK	σ_{adm}	538.9 ton/m^2	OK	σ_{adm}	538.9 ton/m^2	OK
COMB6			COMB7			COMB8								
e_{trans}	0.00 m	OK	e_{trans}	2.88 m	OK	e_{trans}	3.14 m	OK						
% contacto	100%	OK	% contacto	64%	OK	% contacto	56%	OK						
a	10.00 m		a	10.00 m		a	10.00 m							
σ_{max}	32.0 ton/m^2		σ_{max}	120.5 ton/m^2		σ_{max}	120.51 ton/m^2							
σ_{min}	31.99 ton/m^2		σ_{min}	0.00 ton/m^2		σ_{min}	0.00 ton/m^2							
σ_{adm}	380.4 ton/m^2	OK	σ_{adm}	412.1 ton/m^2	OK	σ_{adm}	412.1 ton/m^2	OK						

14.1.5 Revisión de acero en la placa

ACI 22.3

Acero Longitudinal

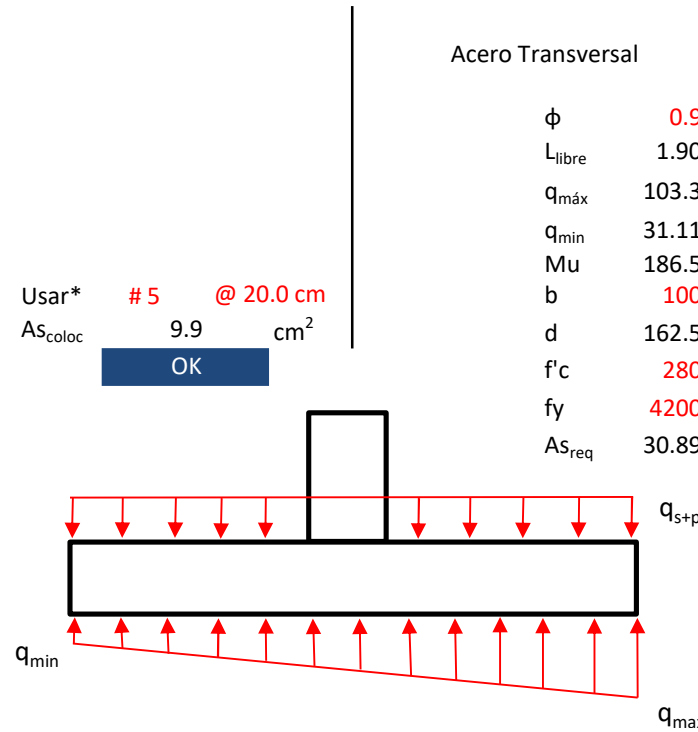
ϕ	0.9
L_{libre}	1.0 m
$q_{m\acute{a}x}$	64.8 ton/m ²
$q_{m\acute{i}n}$	-17.17 ton/m ²
Mu	34.1 ton-m
b	100 cm
d	162.5 cm
f'c	280 kg/cm ²
fy	4200 kg/cm ²
AS _{req}	5.56 cm ²

Usar* # 5 @ 20.0 cm
AS_{coloc} 9.9 cm²
OK

Acero Transversal

ϕ	0.9
L_{libre}	1.90 m
$q_{m\acute{a}x}$	103.3 ton/m ²
$q_{m\acute{i}n}$	31.11 ton/m ²
Mu	186.5 ton-m
b	100 cm
d	162.5 cm
f'c	280 kg/cm ²
fy	4200 kg/cm ²
AS _{req}	30.89 cm ²

Usar* # 7 @ 10.0 cm
AS_{coloc} 38.8 cm²
OK



14.1.6. Revisión por cortante

AASHTO 5.13.3.6

7.1 Cortante

ϕ	0.75	
d	162.5	cm
L-d	28.42	cm
f'c	280	kg/cm ²
ϕV_n	108.09	ton
Vu	28.42	ton
$\phi V_n/V_u$	3.80	OK

7.2 Punzonamiento

ϕ	0.75	
d	162.5	cm
b _o	1304.8	cm
f'c	280	kg/cm ²
ϕV_n	2927.05	ton
Vu	196.35	ton
$\phi V_n/V_u$	14.91	OK

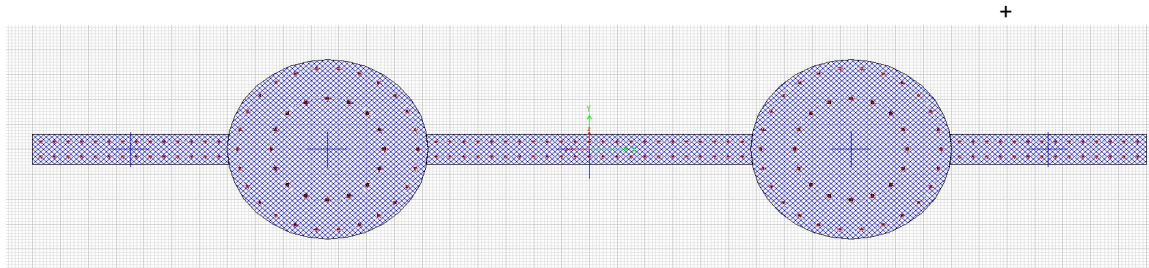
Memoria de Cálculo Reforzamiento**14.1.7. Revisión de las Columnas****a.Cargas**

PDC_{vert}	=	355.7	ton	PDW_{vert}	=	8.1	ton
PDC_{horiz}	=	0.0	ton	PDW_{horiz}	=	0.0	ton
MDC_{long}	=	0.0	ton-m	MDW_{long}	=	0.0	ton-m
MDC_{trans}	=	0.0	ton-m	MDW_{trans}	=	0.0	ton-m
$PVHmin_{vert}$	=	-57.8	ton	$PVHmax_{vert}$	=	130.8	ton
$PVHmin_{horiz}$	=	0.0	ton	$PVHmax_{horiz}$	=	0.0	ton
$MVHmin_{long}$	=	0.0	ton-m	$MVHmax_{long}$	=	0.0	ton-m
$MVHmin_{trans}$	=	0.0	ton-m	$MVHmax_{trans}$	=	0.0	ton-m
PCR_{vert}	=	44.0	ton	PPS_{vert}	=	5.8	ton
PCR_{horiz}	=	0.0	ton	PPS_{horiz}	=	0.0	ton
MCR_{long}	=	0.0	ton-m	MPS_{long}	=	0.0	ton-m
MCR_{trans}	=	0.0	ton-m	MPS_{trans}	=	0.0	ton-m
VEH_{vert}	=	0.0	ton	VEQ_{long}	=	66.1	ton
VEH_{horiz}	=	21.3	ton	VEQ_{trans}	=	293.9	ton
MEH_{long}	=	180.7	ton-m	MEQ_{long}	=	572.7	ton-m
MEH_{trans}	=	0.0	ton-m	MEQ_{trans}	=	3263.8	ton-m

b.Combinaciones de carga

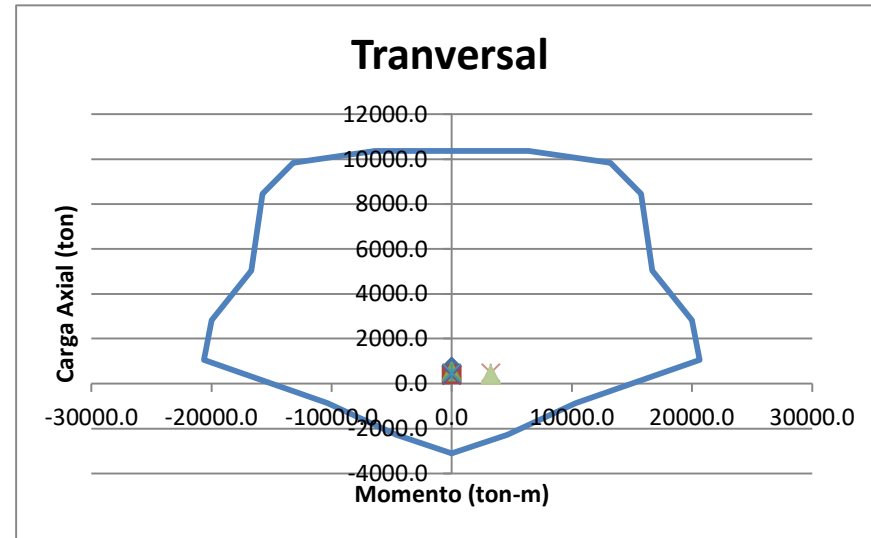
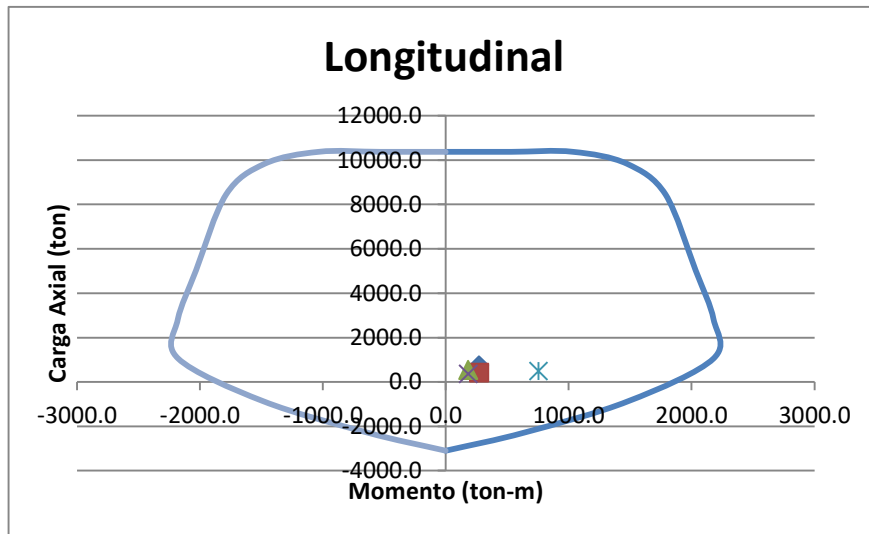
Comb.	DC	DW	PS	CR	Vhmax	Vhmin	EV	EH	EQx	EQy	Pu (Ton)	Vu (Ton)	Mu _{long} (Ton-m)	Mu _{trans} (Ton-m)
COMB1	1.25	1.50	1.00	1.25	1.75	0.00	1.35	1.50	0.00	0.00	746.5	32.0	271.0	0.0
COMB2	1.25	1.50	1.00	1.25	0.00	1.75	1.35	1.50	0.00	0.00	416.4	32.0	271.0	0.0
COMB3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	544.4	21.3	180.7	0.0
COMB4	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	355.8	21.3	180.7	0.0
COMB5	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	479.0	87.4	753.3	0.0
COMB6	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.50	1.00	1.00	1.00	0.00	384.7	87.4	753.3	0.0
COMB7	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.00	1.00	1.00	0.00	1.00	479.0	315.2	180.7	3263.8
COMB8	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.50	1.00	1.00	0.00	1.00	384.7	315.2	180.7	3263.8

c.Revisión por Flexión



*Acero existente supuesto	16#10
*Acero a colocar columnas	26#8
*Acero a colocar muros	#6 @ 12.5cm aros#4 a cada 30cm
*Área de concreto	6.98 m ²
*Acero de refuerzo total	806.62 cm ²
*Acero mínimo mínimo	698 cm ²
*Acero mínimo máximo	2792

Diagramas de Interacción



d.Revisión por Cortante

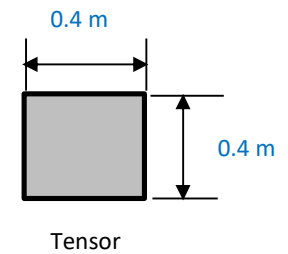
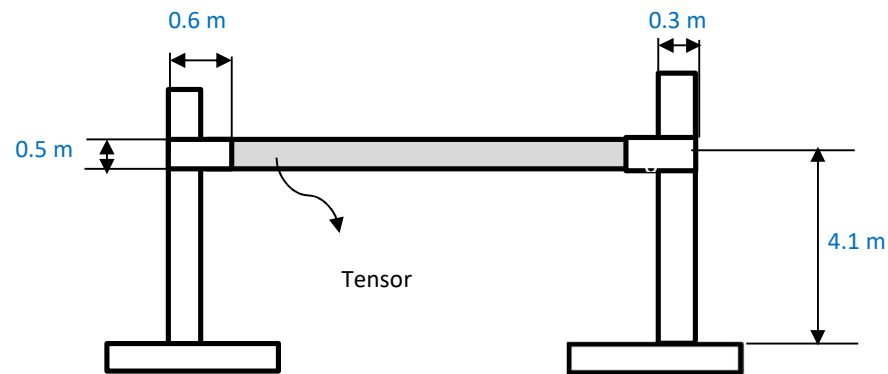
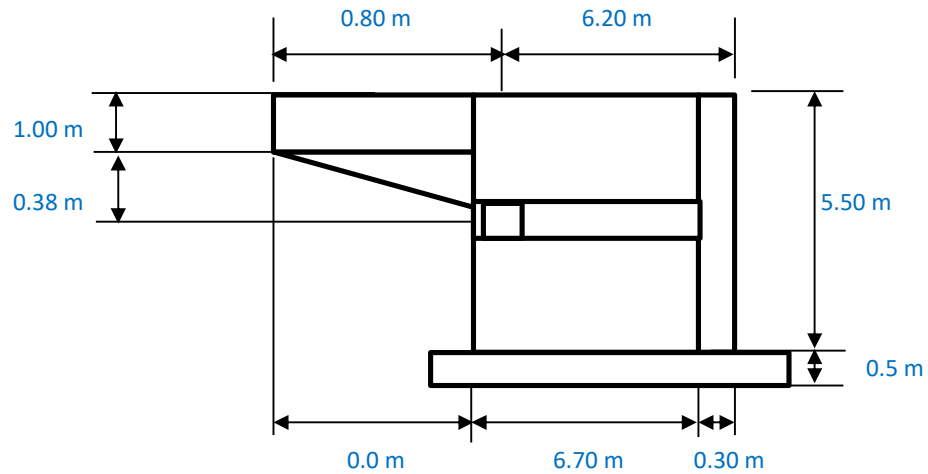
ACI 22.5.1.2

ϕ	0.75	Vc	7418 ton
Vu	315.2 ton	Vs _{req}	0.0 ton
b	30 cm	S _{req}	0 cm
d	1032.0 cm	S _{max}	0 cm
A	836467.9 cm ²	Vs	0 ton
f'c	280 kg/cm ²	Usar	0 # 0 @ 30 cm
f _y	4200 kg/cm ²	ϕV_n	5564 ton
		$\phi V_n/V_u$	17.65

OK

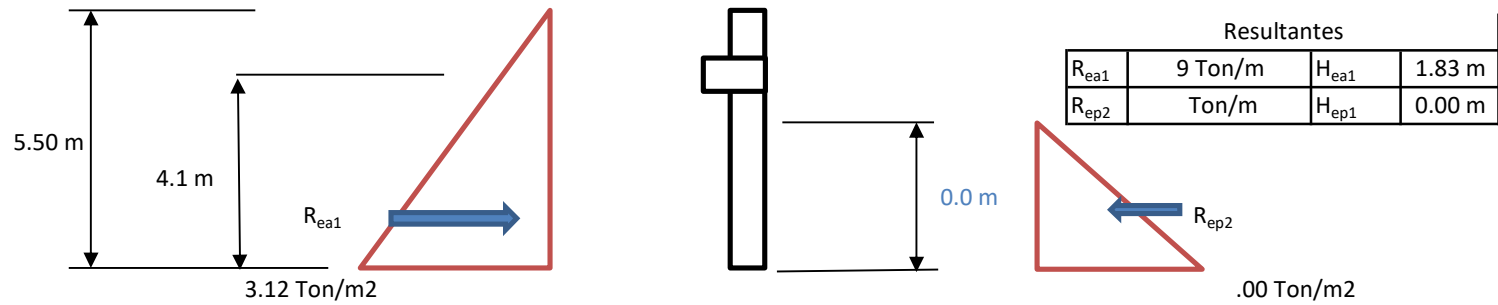
14.2 Diseño del los aletones

14.2.1 Geometría

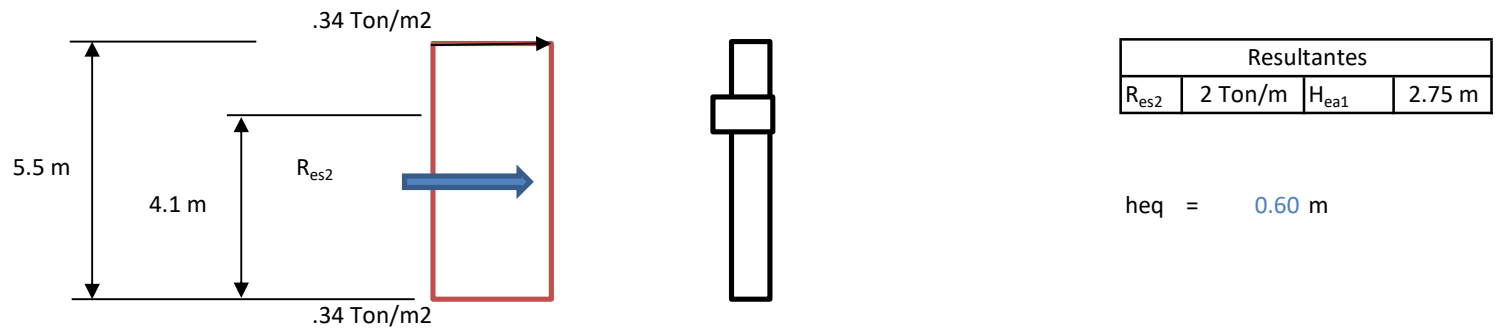


14.2.2 Cargas

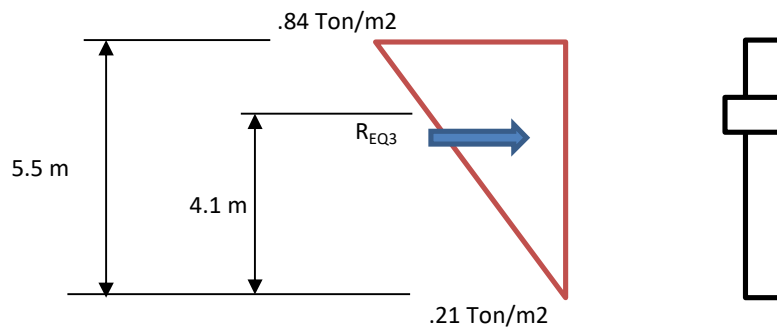
a) Empuje Estático



b) Empuje Sobrecarga



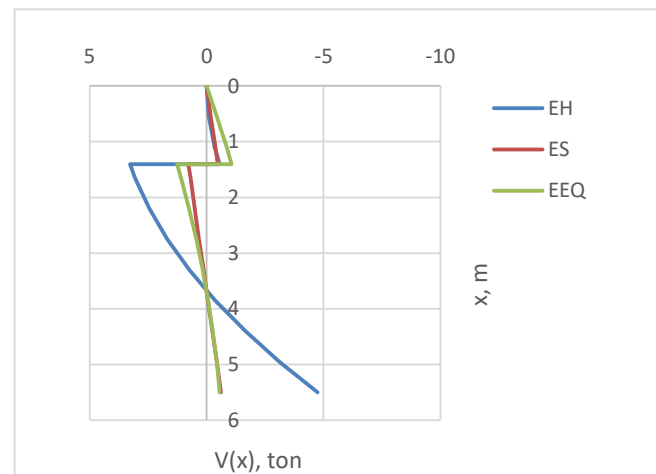
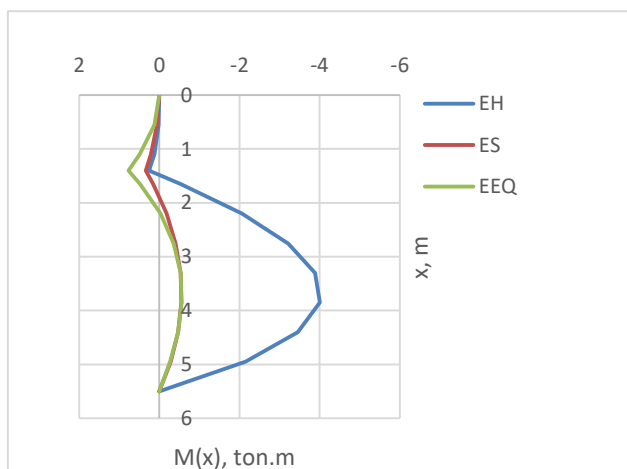
c) Empuje sísmico



Resultantes			
R_{eq3}	3 Ton/m	H_{ea1}	3.30 m

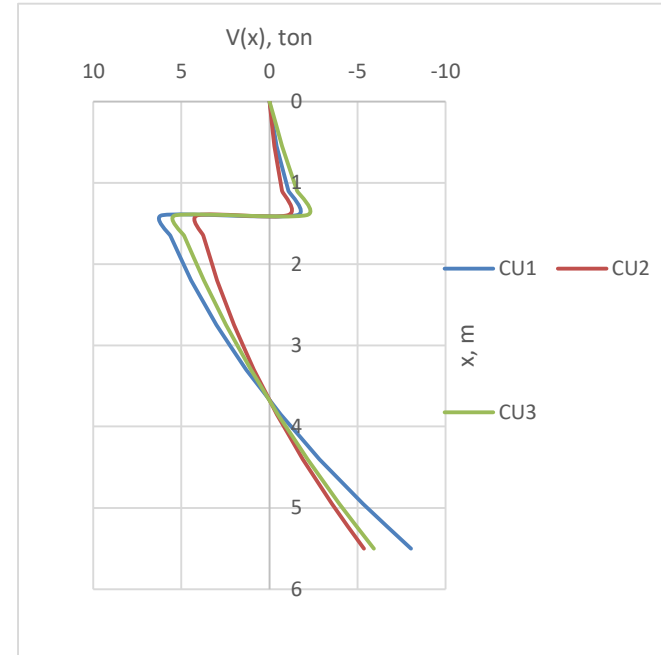
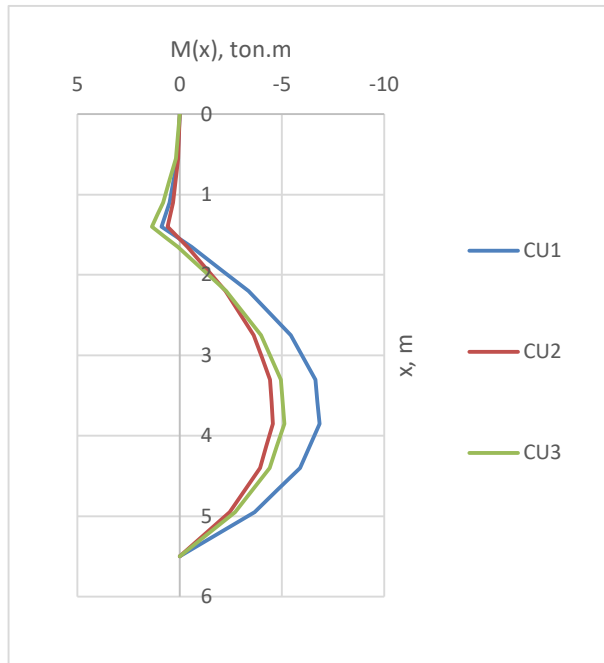
14.2.3 Diseño del Muro del Aletón

Demandas



Demanda última

	Factores de carga							
	DC	DW	LL	EV	EH	ES	EQ	EP
Strenght I	1.25	1.5	1.75	1.35	1.50	1.50	0.0	0.5
Service I	1.00	1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.5
Extreme Event I	1.00	1.0	0.50	1.00	1.00	1.00	1.0	0.5



a) Momento Positivo

$M_u = 6.83 \text{ ton-m/m}$

Acero colocado

5 @ 25 cm

0 @ 25 cm

$A_s = 7.9 \text{ cm}^2/\text{m}$

Calculo de capacidad

$\phi = 0.9$
 recub. Superior = 5 cm **AASHTO 5.10.1**
 $d = 24.2 \text{ cm}$
 $b = 100.0 \text{ cm}$
 $a = 1.4 \text{ cm}$

$A_{s_{min}} = 2.05 \text{ cm}^2/\text{m}$ **OK**
 $S_{max} = 46 \text{ cm}$ **OK**

AASHTO 5.10.6

$A_{s_{min}} = 6.0515625 \text{ cm}^2/\text{m}$ **OK**

AASHTO 5.11.4.2

$\phi M_n = 7.0 \text{ ton-m}$
 $\phi M_n / M_u = 1.03$ **OK**

Memoria de Cálculo Reforzamiento



b) Momento Negativo

$M_u = 1.4 \text{ ton-m/m}$

Acero colocado

4 @ 25 cm
0 @ 30 cm

$A_s = 5.1 \text{ cm}^2/\text{m}$

Calculo de capacidad

$\phi = 0.9$
 recub. Superior = 5 cm **AASHTO 5.10.1**
 $d = 24.4 \text{ cm}$
 $b = 100.0 \text{ cm}$
 $a = 0.9 \text{ cm}$

$A_{s_{min}} = 2.06 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $S_{max} = 46 \text{ cm}$

OK
OK

AASHTO 5.10.6

$A_{s_{min}} = 6.09125 \text{ cm}^2/\text{m}$

OK

AASHTO 5.11.4.2

$\phi M_n = 4.6 \text{ ton-m}$
 $\phi M_n / M_u = 3.27$ OK

c) Cortante

$V_u = 8.03 \text{ ton/m}$

$d_{pv} = 24.21 \text{ cm}$
 $b_f = 100.00 \text{ cm}$
 $V_c = 21.47 \text{ ton}$

AASHTO 5.11.4.2

$\phi = 0.9$

$\phi V_n / V_u = 2.41$ OK

d) Acero por distribución

Acero colocado

2 mallas # 4 @ 25 cm

$A_s = 10.1 \text{ cm}^2 \text{ cm}^2/\text{m}$ **OK**

$A_{s_{\min}} = 2.050 \text{ cm}^2/\text{m}$

$S_{\max} = 45.7 \text{ cm}$

$A_{s_{\min}} = 7.5 \text{ cm}^2/\text{m}$ **OK**

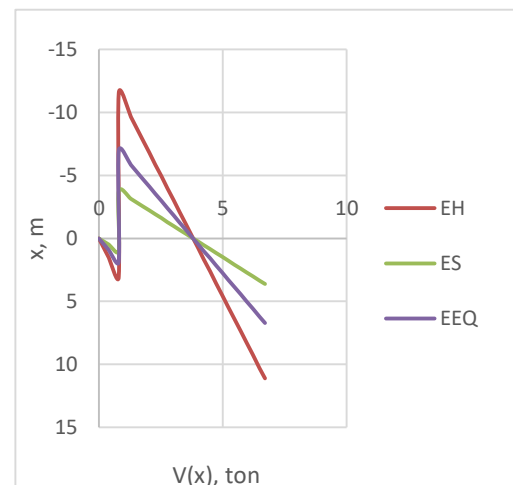
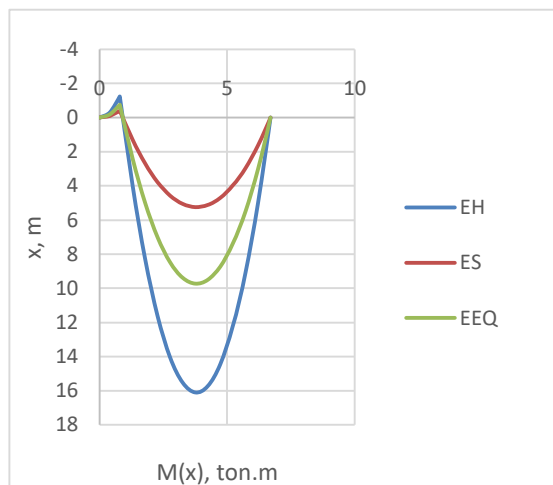
AASHTO 5.10.6

AASHTO 5.11.4.2

14.2.4 Diseño de viga intermedia

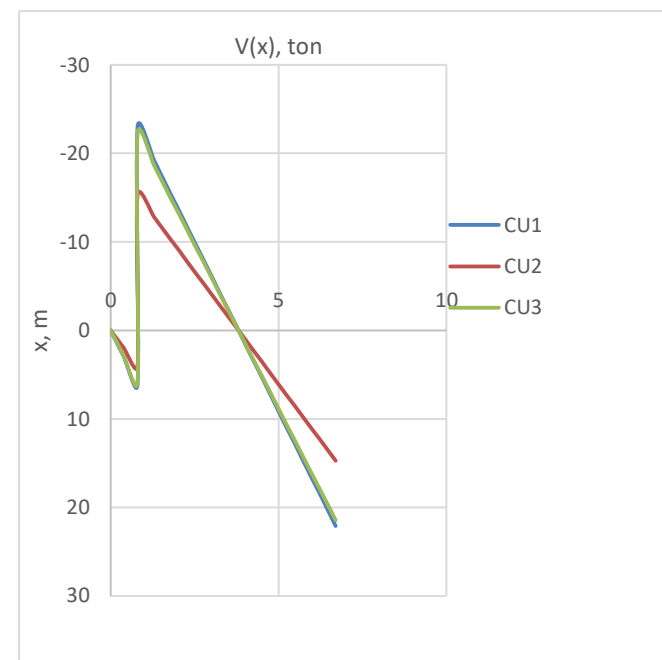
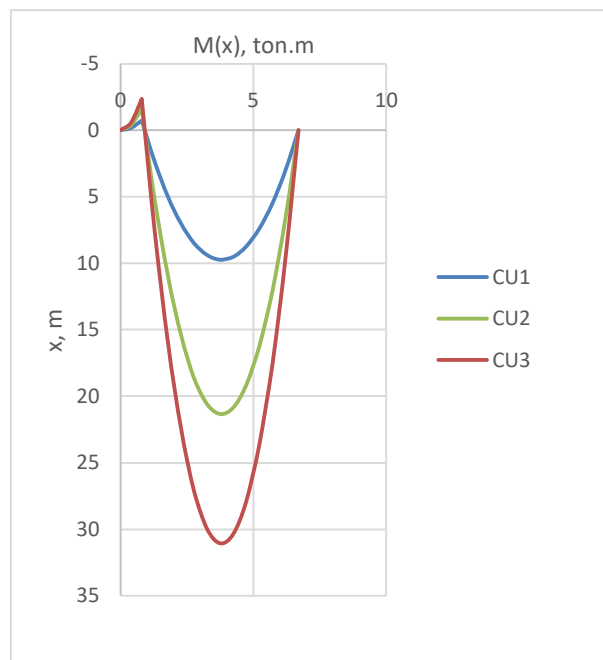
Cargas (ton/2)			
EH	ES	EP	EQ
7.98	2.450	0.000	4.97

Demandas



Demanda última

	Factores de carga							
	DC	DW	LL	EV	EH	ES	EQ	EP
Strenght I	1.25	1.5	1.75	1.35	1.50	1.50	0.0	0.5
Service I	1.00	1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.5
Extreme Event I	1.00	1.0	0.50	1.00	1.00	1.00	1.0	0.5



Memoria de Cálculo Reforzamiento



a) Momento Negativo

Mu = 2.37 ton-m
Mr = 3.15 ton-m

AASHTO 5.6.3.3

Acero colocado

3 # 6
0 # 8

$A_s = 8.55 \text{ cm}^2$

Calculo de capacidad

ϕ = 0.9
recub. Superior = 5 cm **AASHTO 5.10.1**
d = 50.2 cm
b = 50.0 cm
a = 3.0 cm

$A_{s_{min}} = 8.37 \text{ cm}^2$ **OK**

ACI 318-14

$\phi M_n = 15.7 \text{ ton-m}$
 $\phi M_n / M_u = 6.65$ **OK**

b) Momento Positivo

Mu = 31.05 ton-m
Mr = 9.4 ton-m

AASHTO 5.6.3.3

Acero colocado

4 # 8

$A_s = 20.27 \text{ cm}^2$

Calculo de capacidad

ϕ = 0.9
recub. Superior = 5 cm **AASHTO 5.10.1**
d = 52.8 cm
b = 50.0 cm
a = 7.2 cm

$A_{s_{min}} = 8.80 \text{ cm}^2$ **OK**

ACI 318-14

$\phi M_n = 37.7 \text{ ton-m}$
 $\phi M_n / M_u = 1.21$ **OK**

Memoria de Cálculo Reforzamiento



c) Cortante

$V_u = 22.93 \text{ ton}$

$d_{pv} = 52.78 \text{ cm}$

$b_f = 50.00 \text{ cm}$

$V_c = 23.40 \text{ ton}$

$\phi = 0.9$

$\phi V_n / V_u = 1.41$ **OK**

Acero colocado

$1 \text{ # } 3 \text{ @ } 25 \text{ cm} \quad A_v = 1.425 \text{ cm}^2$

$V_s = 12.64 \text{ ton}$

$A_{v_{min}} = 1.33 \text{ cm}^2$ **OK**

$S_{min} = 42.222 \text{ cm}$ **OK**

AASHTO 5.7.2.5

AASHTO 5.7.2.6

14.2.5 Diseño del Tensor

Demanda

	Tu (ton)
T_{EH}	14.61
T_{ES}	4.76
T_{EP}	0
T_{EQ}	8.83

	Tu (ton)
Strenght I	29.055
Service I	19.37
Extreme Event I	28.2

a) Tensión

$T_u = 29.055 \text{ ton}$

Acero colocado

4 # 6

$A_s = 11.4 \text{ cm}^2$

Calculo de capacidad

$\phi = 0.9$
 recub. Superior = 5 cm **AASHTO 5.10.1**

$\phi T_n = 43.1 \text{ ton}$
 $\phi T_n / T_u = 1.48$ **OK**

b) Cortante

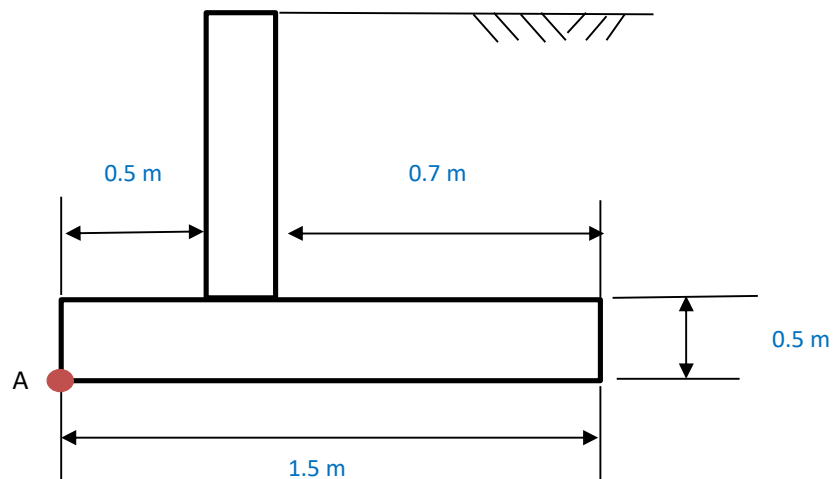
Acero colocado

4 @ 20 cm
 $A_{v_{min}} = 0.85 \text{ cm}^2$ **OK**
 $S_{min} = 32 \text{ cm}$ **OK**

$A_s = 6.3 \text{ cm}^2/\text{m}$

14.2.6 Diseño del los aletones

a) Geometría



b) Cargas (Se considera la condición crítica, en la etapa constructiva en la que no se tendría empuje pasivo)

*El muro se considera articulado en la base.

Descripción	P (ton)	V (ton)	Ubicación de P desde el punto A
Muro	3.96	0	0.65
Placa	1.80	0	0.75
Relleno	6.55	4.74	1.15
Sobrecarga	0.00	0.62	0
Sismo	0.00	0.56	0

*Cargas por metro unitario

Memoria de Cálculo Reforzamiento



	Factores de carga							
	DC	DW	LL	EV	EH	ES	EQ	EP
Strength I	1.25	1.5	1.75	1.35	1.50	1.50	0.0	0.5
Service I	1.00	1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.5
Extreme Event I	1.00	1.0	0.50	1.00	1.00	1.00	1.0	0.5

c) Análisis de estabilidad

Volcamiento: Se desprecia este estado límite ya que el muro estaría sujeto con un tensor y las cargas de empuje, no generarían un momento en la fundación

Deslizamiento:

i. Fuerzas resistentes

ϕ_{τ}	=	1.00	
ϕ_{ep}	=	0.50	
μ	=	0.58	AASHTO 3.11
F_{super}	=	0 ton	
F_{Muro}	=	4 ton	
F_{Placa}	=	2 ton	
F_{suelo}	=	7 ton	
F_{pasivo}	=	0 ton	
F_R	=	7 ton	
FS	=	1.34	SI CUMPLE

ii. Fuerzas de volteo

F_{activo}	=	5 ton
F_{EQ}	=	1 ton
F_V	=	5 ton

d) Capacidad de soporte

				Cu1	Cu2	Cu3	
Carga vertical Neta	P_U	(t)	=	16.04	12.31	12.31	
Momento neto en A	M_U	(t-m)	=	15.07	11.45	11.45	
Ubicación resultante desde A. ($a_{nl}=M_A/V_A$)	a_{nl}	m	=	0.94	0.93	0.93	
Excentricidad desde el centro de la placa	$ef = 0.5bf - a_{nl}$	m	=	-0.19	-0.18	-0.18	OK
Ancho total placa	With		=	1.50	1.50	1.50	
Ancho efectivo	Ancho efec		=	0.00	0.00	0.00	
Momento último en el centro de la placa	M_u		=	12.03	9.23	9.23	
Carga vertical ultima	P_u		=	16.04	12.31	12.31	
Excentricidad desde el centro de la placa	e		=	0.75	0.75	0.75	
Presión máxima última	q_{max}		=	2.59	2.28	2.28	
Presión mínima última	q_{min}		=	10.69	8.20	8.20	
Factor de seguridad			=	3.00	3.00	3.00	
ϕ			=	0.45	0.65	0.65	
Esfuerzo admisible	Q_{adm}	t/m^2	=	8.00	8.00	8.00	
Esfuerzo ultimo	Q_u	t/m^2	=	11	16	16	
	$Q_{adm} > q_{max}$		=	Si	Si	Si	
	$CDR = Q_{adm}/Q_{max} > 1$		=	4.18	6.85	6.85	

Memoria de Cálculo Reforzamiento



Revisión acero en la parte inferior de la placa en la zona frontal

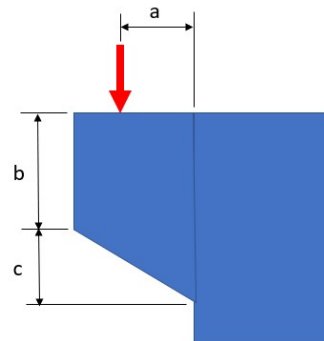
Base	b =	100	cm	
Espesor de placa	h =	50	cm	
Recubrimiento	Rec	7.5	cm.	
Distancia a refuerzo en tensión	dt =	42.5	cm	
Resistencia del concreto (28d)	f'c =	280	kg/cm ²	
Esfuerzo de fluencia del acero	fy =	4200	kg/cm ²	
Esfuerzo máximo de combinaciones	Qmáx	10.69	ton/m ²	
Factor de combinación máxima	Factor	1.25		
Esfuerzo suelo + placa	Qsp	1.2	ton/m ²	
Esfuerzo en la placa real	Que	9.2	ton/m ²	
Dimensión que sobresale la placa	L _r	0.7	m	
	Mu	2.25	ton - m	
Refuerzo transversal inferior colocado				
Var # 5 @ 25 =		7.92	cm ²	
Capacidad en flexión real	ΦMn	12.51	ton - m	<i>Cumple</i>

15. REFORAZAMAIENTO VIGA CABEZAL BASTION

15.1 Ménsula

Se detalla para resistir el peso propio de la superestructura durante el proceso de sustitución de neoprenos

Geometría



$$a := 0.20 \text{ m} \quad b := 1 \text{ m} \quad c := 0.9 \text{ m}$$

$$b_w := 2.2 \text{ m}$$

$$h := b + c = 1.9 \text{ m}$$

Acero de refuerzo colocado

Recubrimiento

$$recub := 5 \text{ cm}$$

Acero Principal

$$cant := 18 \quad d_{var} := \frac{9}{8} \text{ in}$$

$$A_{sc} := cant \cdot \frac{(d_{var})^2 \cdot \pi}{4} = 115.434 \text{ cm}^2$$

$$d := h - recub - 10 \text{ cm} = 1.75 \text{ m}$$

Aros Horizontales

$$cant := 27 \quad diam := \frac{5}{8} \text{ in}$$

$$A_{vh} := cant \cdot \frac{(diam)^2 \cdot \pi}{4} = 53.442 \text{ cm}^2$$

Demanda

$$PU = 151.992 \text{ tonf}$$

$$VU := PU = 151.992 \text{ tonf}$$

$$NU := 0.2 \cdot VU = 30.398 \text{ tonf}$$

$$MU := VU \cdot a + NU \cdot (h - d) = 34.958 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Capacidad por aplastamiento

$$\phi_{ap} := 0.65$$

$$A_{contacto} := 0.6 \text{ m} \cdot 0.6 \text{ m} = 0.36 \text{ m}^2$$

$$Pn := 0.85 \cdot f'_c \cdot A_{contacto} = 944.46 \text{ tonf}$$

$$\text{if } (\phi_{ap} \cdot Pn \geq PU, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

Capacidad a cortante de la ménsula

$$\phi_v := 0.75$$

$$Vn := \min \left(\left(34 + \frac{0.08 \cdot f'_c}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \cdot \frac{b_w \cdot d}{\text{cm}^2}, 110 \cdot \frac{b_w \cdot d}{\text{cm}^2} \right) \cdot \text{kgf} = 2393.559 \text{ tonf}$$

$$\text{if } (\phi_v \cdot Vn \geq VU, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

Acero requerido por cortante por fricción

$$\phi_v := 0.75$$

$$\mu := 1.0$$

$$A_{vf} := \frac{VU}{\phi_v \cdot \mu \cdot f_y} = 43.773 \text{ cm}^2$$

Acero requerido por tensión directa

$$\phi_n := 0.75$$

$$A_n := \frac{NU}{\phi_v \cdot f_y} = 8.755 \text{ cm}^2$$

Acero requerido por flexión

$$\phi_f := 0.75$$

Valores de prueba	$A_f := 1 \text{ cm}^2$
Restricciones	$MU = \phi_f \cdot A_f \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_f \cdot f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w} \right)$
Solver	$A_f := \text{find}(A_f) = 5.761 \text{ cm}^2$

Verificación de acero principal

$$A_{sc} = 115.434 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc_min} := \max \left(0.04 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b_w \cdot d, \max \left(A_f + A_n, \frac{2}{3} \cdot A_{vf} + A_n \right) \right) = 102.667 \text{ cm}^2$$

if ($A_{sc} \geq A_{sc_min}$, "OK", "X") = "OK"

Aros horizontales

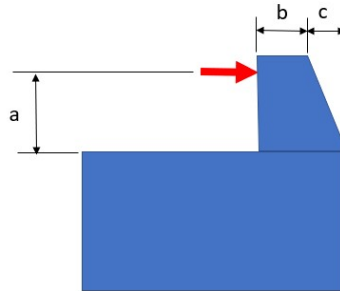
$$A_{vh} = 53.442 \text{ cm}^2$$

$$A_{vh_min} := 0.5 \cdot (A_{sc} - A_n) = 53.34 \text{ cm}^2$$

if ($A_{vh} \geq A_{vh_min}$, "OK", "X") = "OK"

15.2 Tope sísmico (Carga de Sismo transversal)

Geometría



$$a := 0.55 \text{ m} \quad b := 0.35 \text{ m} \quad c := 0.50 \text{ m}$$

$$b_w := 1.2 \text{ m}$$

$$h := b + c = 0.85 \text{ m}$$

Acero de refuerzo colocado

Recubrimiento

$$recub := 5 \text{ cm}$$

Acero Principal

Acero de presfuerzo G150

$$f_{py} := 135 \text{ ksi} = 9491.439 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{pu} := 150 \text{ ksi} = 10546.044 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$cant1 := 6$$

$$d_{var1} := 25 \text{ mm}$$

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} = 0.9$$

$$A_{sc1} := cant1 \cdot \frac{(d_{var1})^2 \cdot \pi}{4} = 29.452 \text{ cm}^2$$

$$d_p := h - 17.5 \text{ cm} = 0.675 \text{ m}$$

$$A_{sc2} := 0 \text{ cm}^2$$

Aros Horizontales

$$cant := 24 \quad diam := \frac{5}{8} \text{ in}$$

$$A_{vh} := cant \cdot \frac{(diam)^2 \cdot \pi}{4} = 47.504 \text{ cm}^2$$

Demanda

$$PU = 440.625 \text{ tonf}$$

$$VU := PU = 440.625 \text{ tonf}$$

$$NU := 0 \text{ tonf} = 0 \text{ tonf} \quad (\text{no se transmiten fuerzas verticales})$$

$$MU := VU \cdot a + NU \cdot (h - d) = 242.344 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Capacidad por aplastamiento

$$\phi_{ap} := 0.65$$

$$A_{contacto} := 1.7 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 1.7 \text{ m}^2$$

$$Pn := 0.85 \cdot f'_c \cdot A_{contacto} = 4459.952 \text{ tonf} \quad \text{if } (\phi_{ap} \cdot Pn \geq PU, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

Capacidad a cortante de la ménsula

$$\phi_v := 0.75$$

$$Vn := \min \left(\left(34 + \frac{0.08 \cdot f'_c}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \cdot \frac{b_w \cdot d}{\text{cm}^2}, 110 \cdot \frac{b_w \cdot d}{\text{cm}^2} \right) \cdot \text{kgf} = 1305.578 \text{ tonf} \quad \text{if } (\phi_v \cdot Vn \geq VU, \text{"OK"}, \text{"X"}) = \text{"OK"}$$

Acero requerido por cortante por fricción

$$\phi_v := 0.75$$

$$\mu := 1.4$$

$$A_{vf} := \frac{VU}{\phi_v \cdot \mu \cdot f_y} = 90.641 \text{ cm}^2$$

Acero requerido por tensión directa

$$\phi_n := 0.75$$

$$A_n := \frac{NU}{\phi_v \cdot f_y} = 0 \text{ cm}^2$$

Acero requerido por flexión

$$\phi_f := 0.75$$

$$\gamma_p := 0.28$$

$$\beta_1 := 0.85$$

$$\rho_p := \frac{A_{sc1}}{b_w \cdot d} = 0.001$$

$$\rho := \frac{A_{sc2}}{b_w \cdot d} = 0$$

$$f_{ps} := f_{pu} \cdot \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \cdot \left(\rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \cdot \frac{f_y}{f'_c} \cdot \langle \rho \rangle \right) \right) = 10362.533 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

res de prueba

$$A_f := 0.1 \text{ cm}^2$$

$$\rho_p := 0.001$$

Valor	$f_{ps} := 150 \text{ ksi}$
Restricciones	$\rho_p = \frac{A_f}{b_w \cdot d}$ $f_{ps} = f_{pu} \cdot \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \cdot \left(\rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \cdot \frac{f_y}{f'_c} \cdot (\rho) \right) \right)$ $MU = \phi_f \cdot A_f \cdot f_{py} \cdot \left(d - \frac{A_f \cdot f_{py}}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w} \right) + \phi_f \cdot A_{sc2} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_{sc2} \cdot f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w} \right)$
Solver	$RESULT := \text{find} (\rho_p, f_{ps}, A_f) = \begin{bmatrix} 0.00085 \\ 1023243120.20878 \text{ Pa} \\ 0.0018 \text{ m}^2 \end{bmatrix}$

$$A_f := RESULT_2 + A_{sc2} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} = 17.954 \text{ cm}^2$$

Verificación de acero principal

$$A_{sc} := A_{sc1} + A_{sc2} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} = 29.452 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc_min} := \max \left(\max \left(A_f + A_n, \frac{2}{3} A_{vf} \cdot \frac{f_y}{f_{py}} + A_n \right) \right) = 26.739 \text{ cm}^2$$

if ($A_{sc} \geq A_{sc_min}$, "OK", "X") = "OK"

Aros horizontales

$$A_{vh} = 47.504 \text{ cm}^2$$

$$A_{vh_min} := \max \left(0.5 \cdot \left(A_{sc} \cdot \frac{f_{py}}{f_y} - A_n \cdot \frac{f_{py}}{f_y} \right), \frac{1}{3} A_{vf} \right) = 33.279 \text{ cm}^2$$

if ($A_{vh} \geq A_{vh_min}$, "OK", "X") = "OK"



16. CALCULO DE APOYOS DE NEOPRENO BASTIONES

16.1 CARGA GRAVITACIONAL

16.1.1 Cargas de Servicio

Reacción por Carga muerta	P_{DL}	=	151.992	Ton
Reacción por carga Viva	P_{LL}	=	79.947	Ton

16.1.2 Características del Neopreno

Dimensión larga	LN	=	550	mm
Dimensión corta	BN	=	550	mm
Recubrimiento del neopreno	h_{externo}	=	12.16	mm
Espesor entre refuerzos	h_{interno}	=	18	mm
Cantidad de refuerzos	N_{layers}	=	4	
Espesor de refuerzos	h_{ref}	=	3.17	mm
Dureza del neopreno	Rshore	=	60	
Módulo de cortante	G_{elast}	=	0.896	Mpa
Factor Cd	Cd	=	0.35	
Esfuerzo de fluencia placas	Fy	=	248	Mpa

AASHTO Tabla 14.7.6.2-1

AASHTO Tabla 14.7.6.2-1

16.1.3 Diseño según Método A

Revisión del espaciamiento $0.7(h_{\text{interno}}) \geq h_{\text{externo}}$

$S_{\text{cover}} = 11.3$

$S_{\text{int}} = 7.6$

OK

AASHTO 14.7.6

AASHTO 14.7.5.1

AASHTO 14.7.5.1

Revisión de esfuerzos en compresión (Servicio)

Esfuerzo límite 1 = 8.75 MPa

Esfuerzo límite 2 = 8.56 MPa

Esfuerzo real = 6.82 MPa

OK

AASHTO 14.7.6.3.2

Revisión de esfuerzos en compresión (Carga Viva)

Esfuerzo límite = 6.8444 MPa

Esfuerzo real = 2.35 MPa

OK

Memoria de Cálculo Reforzamiento



Revisión de deformación en compresión

ϵ_{int}	=	0.0326 mm/mm
ϵ_{cover}	=	0.0149 mm/mm
δ_{inst}	=	2.1233 mm
δ_{creep}	=	0.7432 mm
δ_{total}	=	2.8665 mm
$\delta_{int\ layer}$	=	0.5871 mm

OK

AASHTO 14.7.6.3.3

Revisión de deformación por cortante

Distorsión del apoyo

$\Delta_{m\acute{a}x}$	=	39 mm	*Obtenido del modelo
hrt	=	78.32 mm	

OK

Revisión de estabilidad

Altura total	=	91 mm
--------------	---	-------

OK

Revisión de refuerzos

hmax	=	3.17 mm
------	---	---------

AASHTO 14.7.5.3.5

Estado límite de servicio

Espesor min	=	1.4853 mm
-------------	---	-----------

OK

Estado límite de fatiga

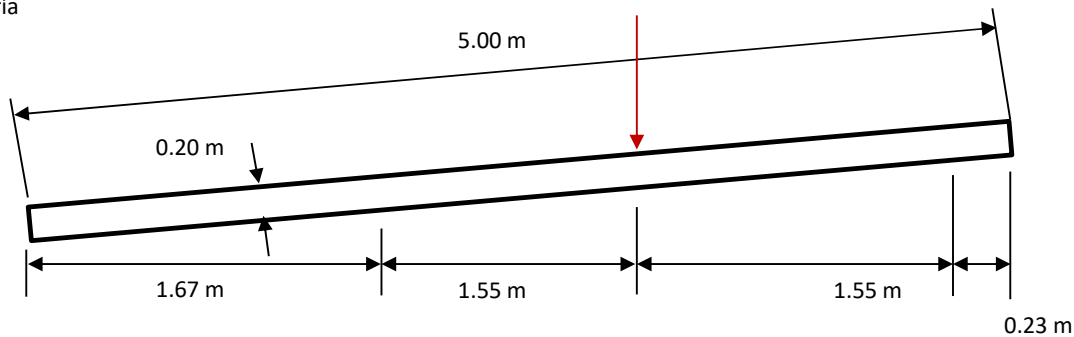
ΔFTH	=	165 Mpa	(Categoría A)
Espesor min	=	0.513 mm	

OK

AASHTO Tabla 6.6.1.2.3-1

17. DISEÑO DE LOSA DE APROXIMACIÓN

Geometría



Demanda por carga vehicular

Carga vehicular	=	14.51	ton
#Carriles	=	2	
Ancho del Puente	=	17.7	m
P	=	7.26	ton
Mu	=	5.62	ton.m/m

Calculo del acero requerido

Acero colocado

#	6	@	20	cm	As =	14.3	cm ² /m	
recubrimiento	=	5	cm		As _{min}	=	1.51	cm ² /m
dp	=	15	cm		S _{max}	=	45.7	cm
bf	=	100	cm					
φ	=	0.9						
Mn	=	8.226	ton.m-m					
φM _n /M _u	=	1.317						

OK
OK

AASHTO 5.10.6