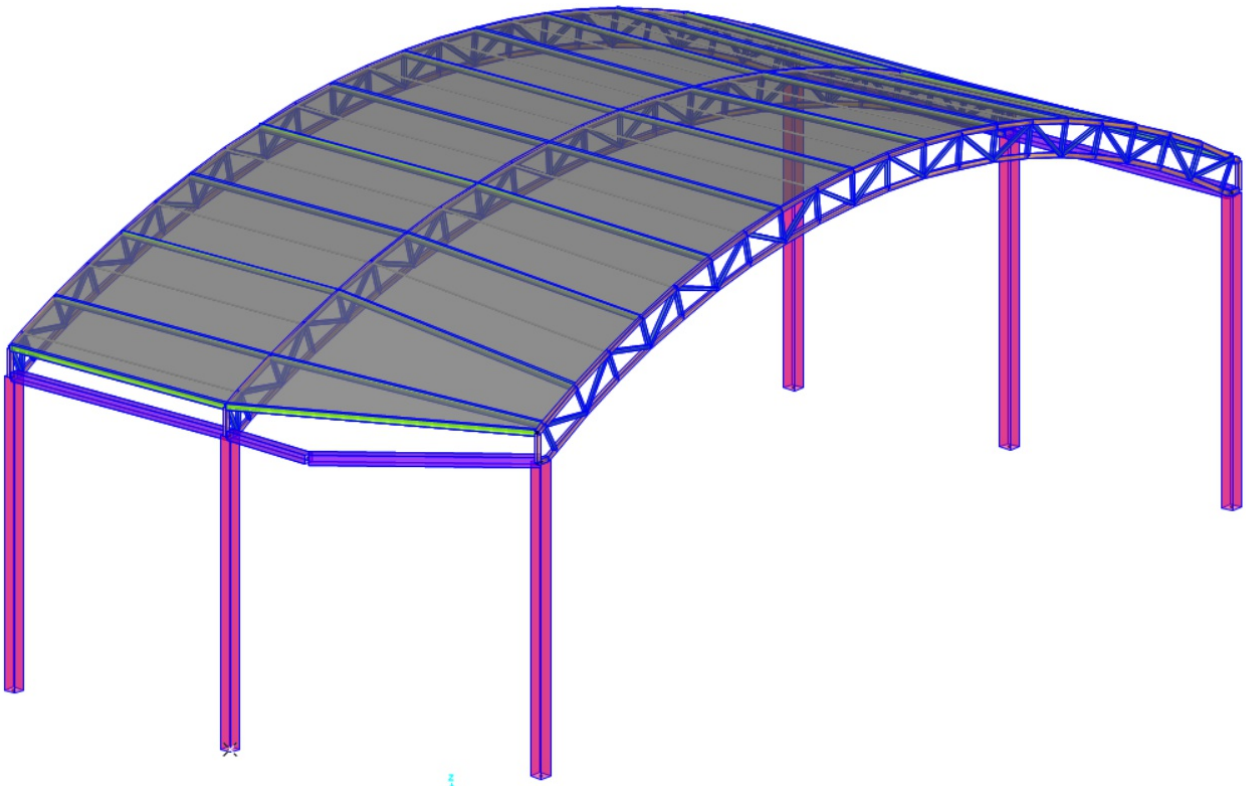


DISEÑO ESTRUCTURAL DE COBERTURA METALICA

MEMORIA DE CALCULO / ESTRUCTURA METALICA

DATOS DEL PROYECTO		
CLIENTE	TIPO:	COBERTURA METALICA
	NOMBRE:	"MEJORA DE LA INFRAESTRUCTURA EXISTENTE DE LA PISCINA DEL CLUB TENNIS HUACHO - SEDE CENTRAL"
	RESPONSABLE DEL PROYECTO:	ING. FRANZ R. PALOMINO N.
	ESPECIALIDAD ESTRUCTURAS	
	USUARIO FINAL:	"CLUB TENNIS HUACHO - SEDE CENTRAL"



I. GENERALIDADES

El presente estudio forma parte del conjunto de estudios definitivos elaborados para el proyecto denominado: "MEJORA DE LA INFRAESTRUCTURA EXISTENTE DE LA PISCINA DEL CLUB TENNIS - HUACHO - SEDE CENTRAL"

– El proyecto consiste en el análisis estructural y diseño de la cobertura metálica para el área de la piscina del Club Tennis Huacho Sede Central, los cuales son: Estructuras del techo metálico en cerchas, y tubos metálicos estructuras, con columnas de tubos metálicos pórticos ordinarios a Momento. El especialista de mecánica de suelos solamente alcanzó los datos de una capacidad portante del suelo de suelo a una profundidad de 1.60m de 3.20 kgf/cm², y proporciono factores de zonas sísmicas Z= zona 4, y S2. El especialista estructural no es responsable de los estudios geotécnico.

II. OBJETIVOS

■ OBJETIVOS GENERALES

Elaborar el análisis estructural y diseño de la ESTRUCTURA DE COBERTURA PARABOLICA METALICA EN LA PISCINA DEL CLUB TENNIS - HUACHO - SEDE CENTRAL.

■ OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Elaboración del modelo matemático adecuado para el análisis estructural.
- Interpretación de resultados del análisis estructural y diseño.

III. NORMATIVIDAD

Se han considerado como referencia las siguientes normas:

DISEÑO ESTRUCTURAL DE COBERTURA METALICA

- Reglamento Nacional de Edificaciones NTE E.020: "Norma de cargas" - Reglamento Nacional de Edificaciones NTE E.030: "Norma de diseño sismo resistente"
- Reglamento Nacional de Edificaciones NTE E.050: "Norma de suelos y cimentaciones"
- Reglamento Nacional de Edificaciones NTE E.060: "Norma de concreto armado" - - Reglamento Nacional de Edificaciones NTE E.090: "Norma de Estructuras Metálicas"

IV. MATERIALES EMPLEADOS

Los materiales que se consideran para el presente proyecto son los siguientes:

M.I CONCRETO

Las propiedades físicas y mecánicas adoptadas para el presente proyecto, en el caso del concreto, son las siguientes:

- | | |
|---|--------------------------------------|
| - Peso específico (γ): | 2400 kgf/cm² |
| - Resistencia característica a la compresión ($f'c$): | 210 Kg/cm² |
| - Módulo de elasticidad del concreto (E_c): | 217370.6512 Kg/cm² |
| - Relación de Poisson (μ): | 0.15 |
| - Módulo de corte (G): | 94508.97878 Kg/cm² |
| - Módulo de rotura del concreto (f_r): | 28.98 Kg/cm² |

El concreto aquí mencionado debe elaborarse en obra según un diseño de mezcla elaborada para la obra y debe de cumplir con los requerimientos mínimos establecidos en el R.N.E. Norma E.060 en su capítulo 3.

M.I ACERO DE REFUERZO DE CONCRETO

Las propiedades físicas y mecánicas adoptadas para el presente proyecto, en el caso del acero, son las siguientes:

- | | |
|--|------------------------------------|
| - Peso específico (γ): | 7850 Kg/m³ |
| - Límite de resistencia a la fluencia (f_y): 4200 Kg/cm ² | 4200 Kg/cm² |
| - Módulo de elasticidad del acero (E_s): 2E+06 Kg/cm ² | 2 000 000 Kg/cm² |

El acero de refuerzo debe cumplir los requerimientos mínimos expuestos en el R.N.E. Norma E.060 en su numeral 3.5.

M.II ACERO LAC A500, GRADO B

DISEÑO ESTRUCTURAL DE COBERTURA METALICA

Las propiedades físicas y mecánicas adoptadas para el presente proyecto, en el caso del acero, son las siguientes:

- Peso específico (γ): **7850 Kg/m³**
- Límite de resistencia a la fluencia(f_y): **3212.10 Kg/cm²**
- Módulo de elasticidad del acero (E_s): **2 000 000 Kg/cm²**

El acero LAC A36 debe cumplir los requerimientos mínimos expuestos en el ASTM A36

IV.IV ACERO LAC A500-B, GRADO 42

Las propiedades físicas y mecánicas adoptadas para el presente proyecto, en el caso del acero, son las siguientes:

- Peso específico (γ): **7850 Kg/m³**
- Límite de resistencia a la fluencia(f_y): **3212.10 Kg/cm²**
- Módulo de elasticidad del acero (E_s): **2 000 000 Kg/cm²**

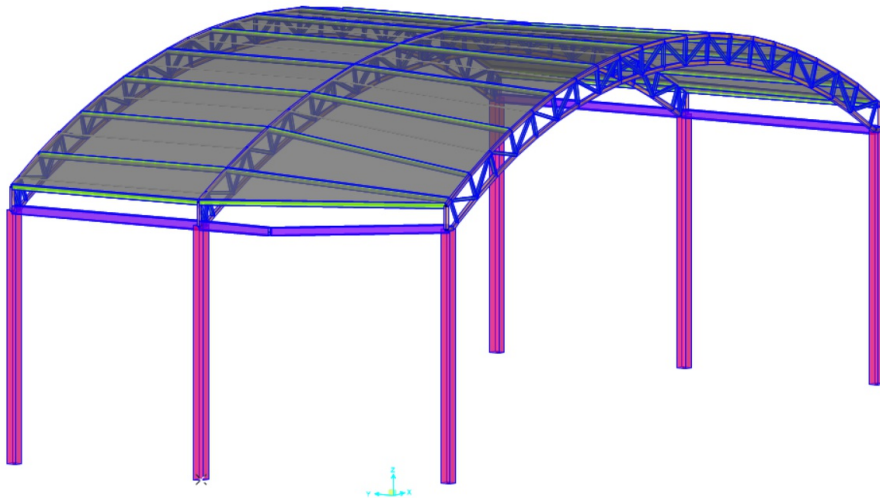
El acero LAC 500 debe cumplir los requerimientos mínimos expuestos en el ASTM A500 TIPO B

V. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL COBERTURA DE LA LOSA DE USOS MÚLTIPLES

En esta sección se lleva a cabo el análisis estructural de la COBERTURA PARABOLICA METALICA EN LA PISCINA DEL CLUB TENNIS- HUACHO - SEDE CENTRAL; ésta comprende: techo metálico tipo cerchas de tubos metálicos, Tubos metálicos pórticos de acero metálico especiales a momento, cimentaciones.

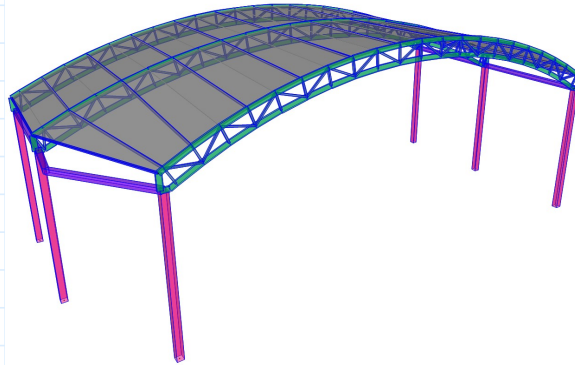
VI CRITERIO DE CÁLCULO – COBERTURA

COBERTURA I



DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA COBERTURA

DISEÑO DE LA COBERTURA



1.0 DATOS DEL MATERIAL:

$F_y := 315 \text{ MPa}$	Esfuerzo de fluencia del acero A500, Grado B
$\phi_t := 0.90$	Coefficiente de flexión
$L_f := 17.50 \text{ m}$	Luz Libre del tijeral
$F := 2.40 \text{ m}$	Flecha de la cobertura
$h_a := 7.40 \text{ m}$	Altura de cobertura

2.0 METRADO DE CARGAS:

2.1 TIPO DE CARGAS

2.1.1 CARGA MUERTA:

$$CM_1 := 4.30 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (\text{Cobertura Tr4})$$

TABLA DE CARGAS (KG/m2)

Espesor e	Peso del Panel	
mm	Kg / m ²	L(m) =
0,35 - 0,40	3,35	P (Kg / m ²)
0,45 - 0,50	4,30	P (Kg / m ²)
0,55 - 0,60	5,26	P (Kg / m ²)
0,75 - 0,80	7,17	P (Kg / m ²)

$$CM_2 := 0.35 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (\text{Polvo tierra acumulada, Criterio según E020 - 1600 kgf/m3})$$

considerando con el transcurrir del tiempo un espesor de polvo o tierra acumulada del 0.20 mm -> 0.32 KGF/m2
redondeando a 0.35 kgf/m2

$$CM_3 := 15.35 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad \text{Instalaciones eléctricas y sanitarias}$$

$$CM_t := CM_1 + CM_2 + CM_3 = 20 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

DISEÑO ESTRUCTURAL DE COBERTURA METALICA

2.1.2 CARGA VIVA:

$$L_{load} := 30 \frac{kgf}{m^2}$$

Según E.020 (Para cobertura liviana curvas e inclinadas)

$$C1 := 1.2 \cdot CM_t + 1.6 \cdot L_{load} = 72 \frac{kgf}{m^2}$$

Carga total por servicio

$$A_t := 4.125 \text{ m}$$

Ancho tributario entre tijerales

$$W_1 := C1 \cdot A_t = 297 \frac{kgf}{m}$$

Carga distribuida sobre tijeral

$$A_{t1} := 0.75 \text{ m}$$

Ancho tributario entre nodos

$$W_{puntual} := W_1 \cdot A_{t1} = 0.223 \text{ tonnef}$$

Carga Puntual en los nodos

2.1.3 CARGA DE VIENTO:

2.1.3.1 Velocidad de Diseño:

$$V_d := 75 \frac{km}{hr}$$

$$V_h := V_d \cdot \left(\frac{h_a}{10 \text{ m}} \right)^{0.22} = 70.193 \frac{km}{hr}$$

Se usara:

$$V_d = 75 \frac{km}{hr}$$

2.1.3.2 Carga del viento en la Dirección X-X:

$$P_h = 0.005 C V_h^2$$

FACTORES DE FORMA (C) *

CONSTRUCCIÓN	BARLOVENTO	SOTAVENTO
Superficies verticales de edificios	+0.8	-0.6
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en la dirección del viento	+1.5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0.7	
Tanques de agua, chimeneas, y otros de sección cuadrada o rectangular	+2.0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda 45°	+0.8	-0.5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0.3	-0.6

DISEÑO ESTRUCTURAL DE COBERTURA METALICA

2.1.3.2.1 Cargas Por Barlovento:

Presión : $C_1 := 0.80$

$$P_{h1} := 0.005 \cdot C_1 \cdot \left(\frac{V_h}{\frac{km}{hr}} \right)^2 \cdot \frac{kgf}{m^2} = 19.708 \frac{kgf}{m^2}$$

Usar V_d si es mayor a V_h

Succión $C_2 := -0.80$

$$P_{h2} := 0.005 \cdot C_2 \cdot \left(\frac{V_h}{\frac{km}{hr}} \right)^2 \cdot \frac{kgf}{m^2} = -19.708 \frac{kgf}{m^2}$$

Usar V_d si es mayor a V_h

2.1.3.2.2 Cargas por Sotavento:

$C_3 := -0.50$

Succión:

$$P_{h3} := 0.005 \cdot C_3 \cdot \left(\frac{V_h}{\frac{km}{hr}} \right)^2 \cdot \frac{kgf}{m^2} = -12.318 \frac{kgf}{m^2}$$

Usar V_d si es mayor a V_h

2.1.3.3 Carga del viento en la Dirección Y-Y:

$$P_h = 0.005 C V_h^2$$

	-0.7	
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0.7 -0.3	-0.6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0.8	-0.6
Superficies verticales o inclinadas (planas o curvas) paralelas a la dirección del viento	-0.7	-0.7
* El signo positivo indica presión y el negativo succión.		

2.1.3.3.1 Cargas Por Barlovento:

Succión $C_4 := -0.70$

$$P_{h2} := 0.005 \cdot C_4 \cdot \left(\frac{V_h}{\frac{km}{hr}} \right)^2 \cdot \frac{kgf}{m^2} = -17.245 \frac{kgf}{m^2}$$

2.1.3.3.2 Cargas por Sotavento:

$C_5 := -0.70$

Succión:

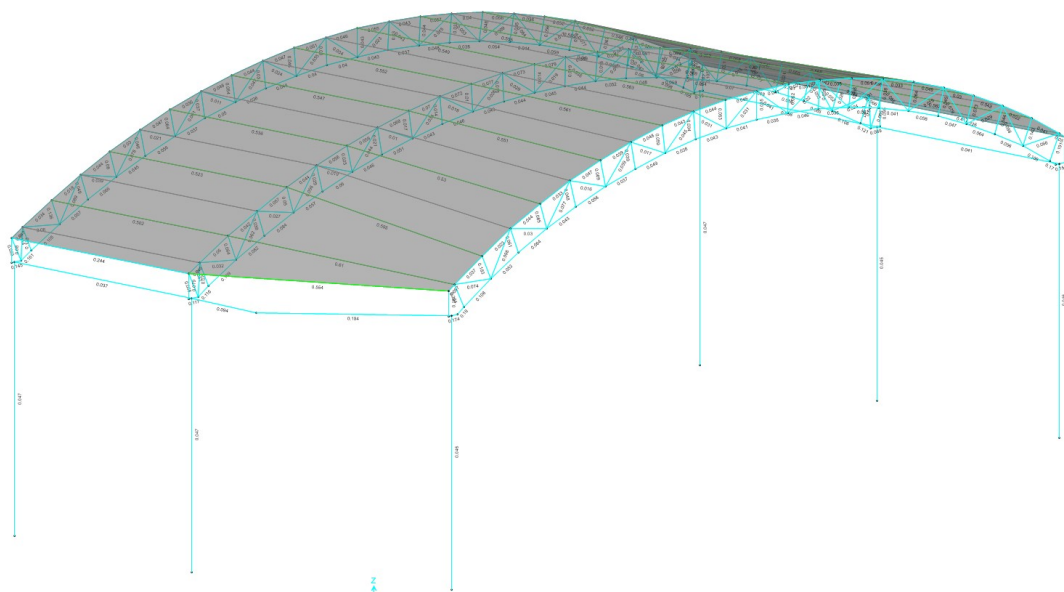
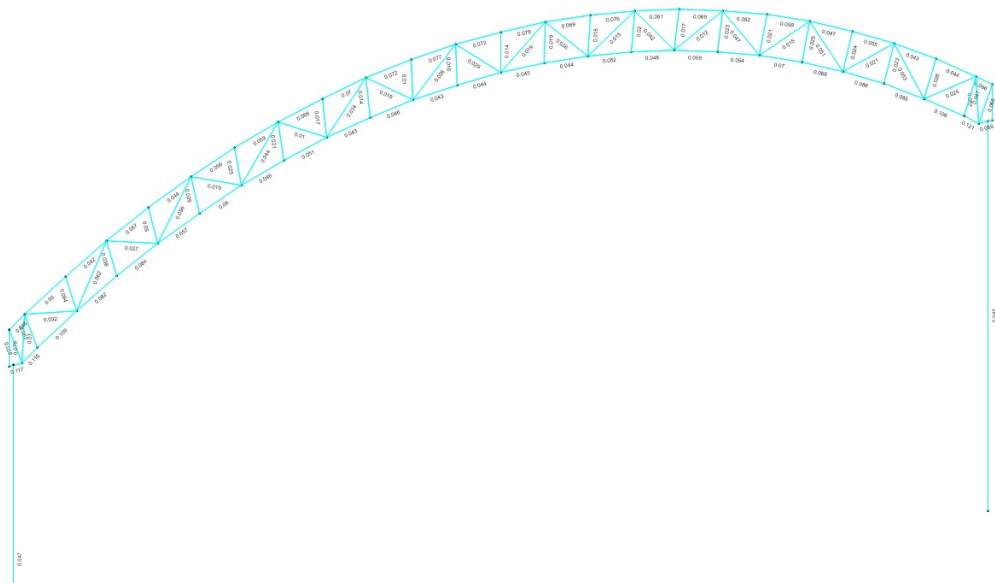
$$P_{h3} := 0.005 \cdot C_5 \cdot \left(\frac{V_h}{\frac{km}{hr}} \right)^2 \cdot \frac{kgf}{m^2} = -17.245 \frac{kgf}{m^2}$$

DISEÑO ESTRUCTURAL DE COBERTURA METALICA

3.0 COMBINACIONES DE CARGA DISEÑO

- $1,4D$
- $1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$
- $1,2D + 1,6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (0,5L \text{ ó } 0,8W)$
- $1,2D + 1,3W + 0,5L + 0,5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$
- $1,2D \pm 1,0E + 0,5L + 0,2S$
- $0,9D \pm (1,3W \text{ ó } 1,0E)$

DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES



4.0 DISEÑO DE ELEMENTOS A TRACCION

4.1 BRIDA SUPERIOR E INFERIOR (SECCIÓN MAS CARGADA)

$$T_u := 0.518 \text{ tonnef}$$

Tracción ultima (Análisis)

Se sabe :

$$F_y = (3.15 \cdot 10^8) \text{ Pa}$$

Esfuerzo de fluencia

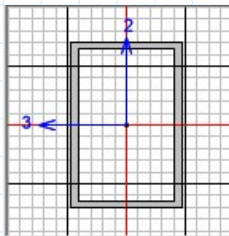
$$\phi_t := 0.90$$

Coficiente de flexión o tensión

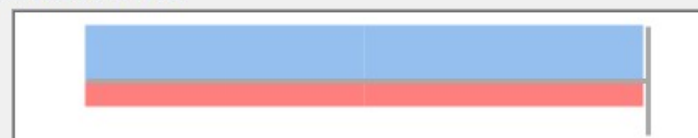
$$A_s := \frac{T_u}{\phi_t \cdot F_y} = 0.179 \text{ cm}^2$$

Área de acero en tracción requerida

4.1.1 Acero Diseño:



Resultant Axial Force



Axial

0.6449 Tonf
at 0.31471 m
-0.3012 Tonf
at 0. m

Resultant Torsion

Properties

Cross-section (axial) area	7.14	Section modulus about 3 axis (top)	14.7541
Moment of Inertia about 3 axis	55.328	Section modulus about 3 axis (bottom)	14.7541
Moment of Inertia about 2 axis	29.1442	Section modulus about 2 axis (left)	11.6577
Product of Inertia about 2-3	0.	Section modulus about 2 axis (right)	11.6577

$$A_{s_{diseño}} := 7.14 \text{ cm}^2$$

T.C. 75mmX50mmX3mm

4.1.2 Tracción nominal:

$$\phi_t P_n := A_{s_{diseño}} \cdot F_y \cdot \phi_t = 20.641 \text{ tonnef}$$

4.1.3 Relación demanda/capacidad:

$$\frac{T_u}{\phi_t P_n} = 0.025$$

if $\left(\frac{T_u}{\phi_t P_n} < 1, \text{“Cumple la sección”, “Aumentar Dimension”} \right) = \text{“Cumple la sección”}$

4.3 DIAGONALES INTERNAS (SECCIÓN MAS CARGADA)

$$T_u := 1.6859 \text{ tonnef}$$

Tracción ultima (Análisis)

Se sabe :

$$F_y = (3.15 \cdot 10^8) \text{ Pa}$$

Esfuerzo de fluencia

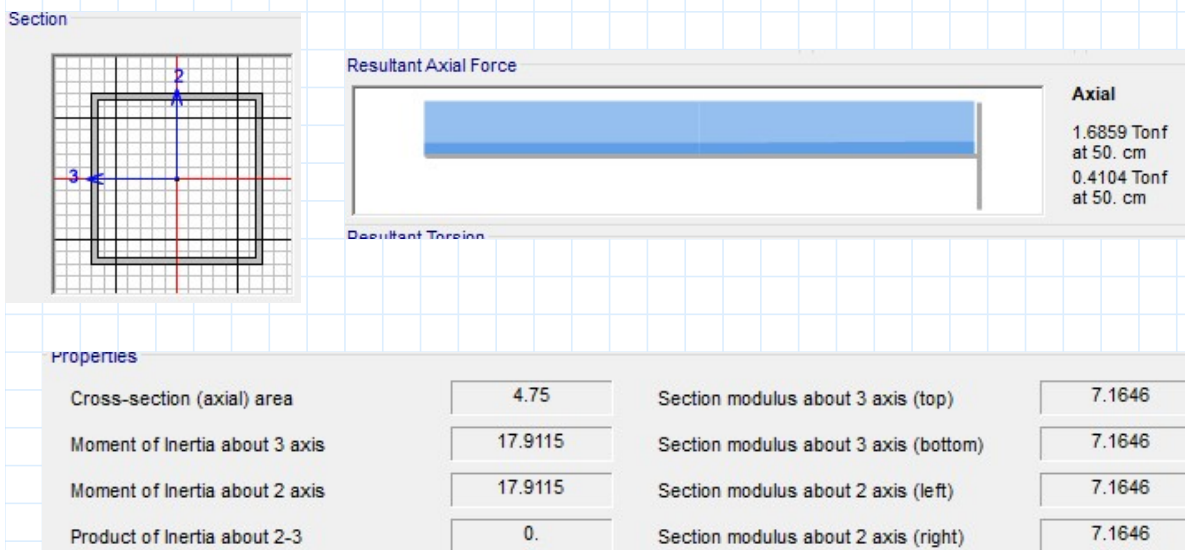
$$\phi_t := 0.90$$

Coficiente de flexión o tensión

$$A_s := \frac{T_u}{\phi_t \cdot F_y} = 0.583 \text{ cm}^2$$

Área de acero en tracción requerida

4.3.1 Acero Diseño:



$$A_{s \text{ diseño}} := 4.75 \text{ cm}^2$$

T.C 50mmX50mmX2.5mm

4.3.2 Tracción nominal:

$$\phi_t P_n := A_{s \text{ diseño}} \cdot F_y \cdot \phi_t = 13.732 \text{ tonnef}$$

4.3.3 Relación demanda/capacidad:

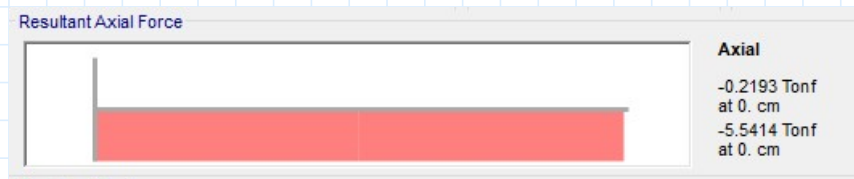
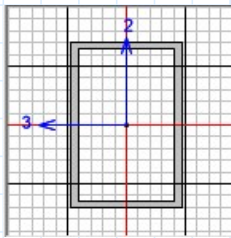
$$\frac{T_u}{\phi_t P_n} = 0.123$$

$$\text{if} \left(\frac{T_u}{\phi_t P_n} < 1, \text{“Cumple la sección”, “Aumentar Dimension”} \right) = \text{“Cumple la sección”}$$

DISEÑO ESTRUCTURAL DE COBERTURA METALICA

5.0 DISEÑO DE ELEMENTOS A COMPRESION:

5.1 BRIDA SUPERIOR E INFERIOR (SECCIÓN MAS CARGADA)



Properties

Cross-section (axial) area	7.14	Section modulus about 3 axis (top)	14.7541
Moment of Inertia about 3 axis	55.328	Section modulus about 3 axis (bottom)	14.7541
Moment of Inertia about 2 axis	29.1442	Section modulus about 2 axis (left)	11.6577
Product of Inertia about 2-3	0.	Section modulus about 2 axis (right)	11.6577

Tube Cuadrado de 75mm x 50mm x 3 mm

$$A_c := 7.14 \text{ cm}^2$$

Área de sección

$$I_x := 553279.5 \text{ mm}^4 \quad I_y := 291442 \text{ mm}^4$$

Momento de inercia

$$r_{giro} := \sqrt{\frac{I_x}{A_c}} = 27.837 \text{ mm}$$

Radio de giro X

$$r_{giro_y} := \sqrt{\frac{I_y}{A_c}} = 20.204 \text{ mm}$$

Radio de giro Y

5.1.1 Longitud del elemento a compresión:

$$L_x := 0.305 \text{ m}$$

$$L_y := 0.305 \text{ m}$$

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
La forma de pandeo se indica en línea de puntos						
Valores teóricos de K	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados de proyecto para condiciones reales	0,65	0,80	1,2	1,0	2,10	2,0
Condiciones de vínculo	<ul style="list-style-type: none"> Rotación y Traslación impedida Rotación libre y Traslación impedida Rotación impedida y Traslación libre Rotación libre y Traslación libre 					

5.1.2 Factor de longitud efectiva:

$$K_e := 1$$

5.1.3 Relación de esbeltez:

$$e := K_e \cdot \frac{L_y}{r_{giro}} = 10.957$$

$$\text{if} \left(K_e \cdot \frac{L_y}{r_{giro}} < 200, \text{“cumple”}, \text{“No cumple”} \right) = \text{“cumple”}$$

DISEÑO ESTRUCTURAL DE COBERTURA METALICA

5.1.4 Pandeo critico:

$$L_{ef_y} := K_e \cdot L_y = 305 \text{ mm}$$

$$L_{ef_x} := K_e \cdot L_x = 305 \text{ mm}$$

Longitud efectiva

$$E := 20.389 \frac{\text{tonnef}}{\text{mm}^2}$$

$$P_{cr_Y} := \pi^2 \cdot E \cdot \frac{I_y}{L_{ef_y}^2} = 630.446 \text{ tonnef}$$

$$P_{cr_X} := \pi^2 \cdot E \cdot \frac{I_x}{L_{ef_x}^2} = (1.197 \cdot 10^3) \text{ tonnef}$$

5.1.5 Esfuerzo de Euler:

$$F_E := \pi^2 \cdot \frac{E}{\left(K_e \cdot \frac{L_x}{r_{giro}}\right)^2} = (1.676 \cdot 10^5) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo critico de Euler
Se usa R giro menor

$$\lambda_c := \sqrt{\frac{F_y}{F_E}} = 0.138$$

Relación limite ancho - espesor

if ($\lambda_c < 1.4$, "Pandeo inelastico", "Pandeo Elastico") = "Pandeo inelastico"

5.1.6 Esfuerzo Critico: "Fcr":

$$F_{cr} := \text{if} \left(\lambda_c \leq 1.4, 0.658^{\lambda_c^2} \cdot F_y, \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) \cdot F_y \right) = (3.186 \cdot 10^3) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{cr} = (3.186 \cdot 10^3) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

5.1.7 Resistencia Nominal del Perfil:

$$P_{nc} := A_c \cdot F_{cr} = 22.751 \text{ tonnef}$$

$$\phi_c := 0.90$$

$$\phi_c \cdot P_{nc} = 20.476 \text{ tonnef}$$

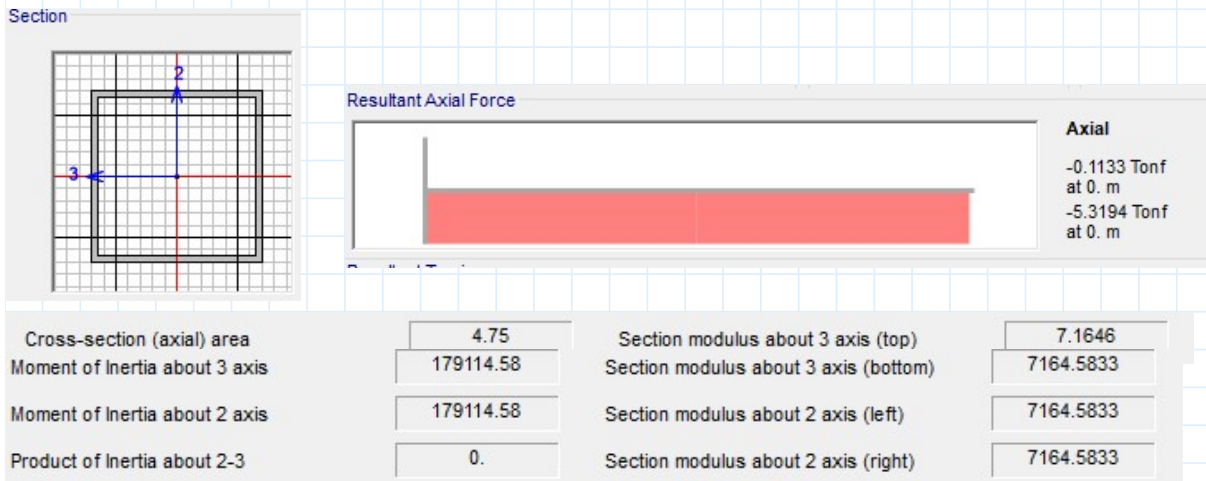
5.1.8 Relación Demanda/Capacidad:

$$P_u := 5.5414 \text{ tonnef}$$

$$\frac{P_u}{\phi_c \cdot P_{nc}} = 0.271$$

if $\left(\frac{P_u}{\phi_c \cdot P_{nc}} < 1, \text{"Cumple"}, \text{"Aumentar Sección"} \right) = \text{"Cumple"}$

5.3 DIAGONALES INTERNAS (SECCIÓN MAS CARGADA)



$$A_c := 4.75 \text{ cm}^2$$

Área de sección

$$I_x := 179114.58 \text{ mm}^4 \quad I_y := 179114.58 \text{ mm}^4$$

Momento de inercia

$$r_{giro_x} := \sqrt{\frac{I_x}{A_c}} = 19.419 \text{ mm}$$

Radio de giro X

$$r_{giro_y} := \sqrt{\frac{I_y}{A_c}} = 19.419 \text{ mm}$$

Radio de giro Y

5.4.1 Longitud del elemento a compresión:

$$L_x := .7841 \text{ m}$$

$$L_y := .7841 \text{ m}$$

La forma de pandeo se indica en línea de puntos	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valores teóricos de K	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados de proyecto para condiciones reales	0,65	0,80	1,2	1,0	2,10	2,0
Condiciones de vínculo						

5.4.2 Factor de longitud efectiva:

$$K_e := 1$$

5.4.3 Relación de esbeltez:

$$e := K_e \cdot \frac{L_y}{r_{giro}} = 40.379$$

$$\text{if} \left(K_e \cdot \frac{L_y}{r_{giro}} < 200, \text{“cumple”}, \text{“No cumple”} \right) = \text{“cumple”}$$

5.4.4 Pandeo critico:

$$\boxed{L_{ef_y}} := K_e \cdot L_y = 784.1 \text{ mm} \qquad \boxed{L_{ef_x}} := K_e \cdot L_x = 784.1 \text{ mm} \qquad \text{Longitud efectiva}$$

$$\boxed{E} := 20.389 \frac{\text{tonnef}}{\text{mm}^2}$$

$$\boxed{P_{cr_Y}} := \pi^2 \cdot E \cdot \frac{I_y}{L_{ef_y}^2} = 58.625 \text{ tonnef}$$

$$\boxed{P_{cr_X}} := \pi^2 \cdot E \cdot \frac{I_x}{L_{ef_x}^2} = 58.625 \text{ tonnef}$$

5.4.5 Esfuerzo de Euler:

$$\boxed{F_E} := \pi^2 \cdot \frac{E}{\left(K_e \cdot \frac{L_x}{r_{giro}}\right)^2} = (1.234 \cdot 10^4) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \qquad \begin{array}{l} \text{Esfuerzo critico de Euler} \\ \text{Se usa R giro menor} \end{array}$$

$$\boxed{\lambda_c} := \sqrt{\frac{F_y}{F_E}} = 0.51 \qquad \text{Relación limite ancho - espesor}$$

if ($\lambda_c < 1.4$, "Pandeo inelastico", "Pandeo Elastico") = "Pandeo inelastico"

5.4.6 Esfuerzo Critico: "Fcr":

$$\boxed{F_{cr}} := \text{if} \left(\lambda_c \leq 1.4, 0.658^{\lambda_c^2} \cdot F_y, \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) \cdot F_y \right) = (2.881 \cdot 10^3) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{cr} = (2.881 \cdot 10^3) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

5.4.7 Resistencia Nominal del Perfil:

$$\boxed{P_{nc}} := A_c \cdot F_{cr} = 13.683 \text{ tonnef} \qquad \boxed{\phi_c} := 0.90$$

$$\phi_c \cdot P_{nc} = 12.315 \text{ tonnef}$$

5.4.8 Relación Demanda/Capacidad:

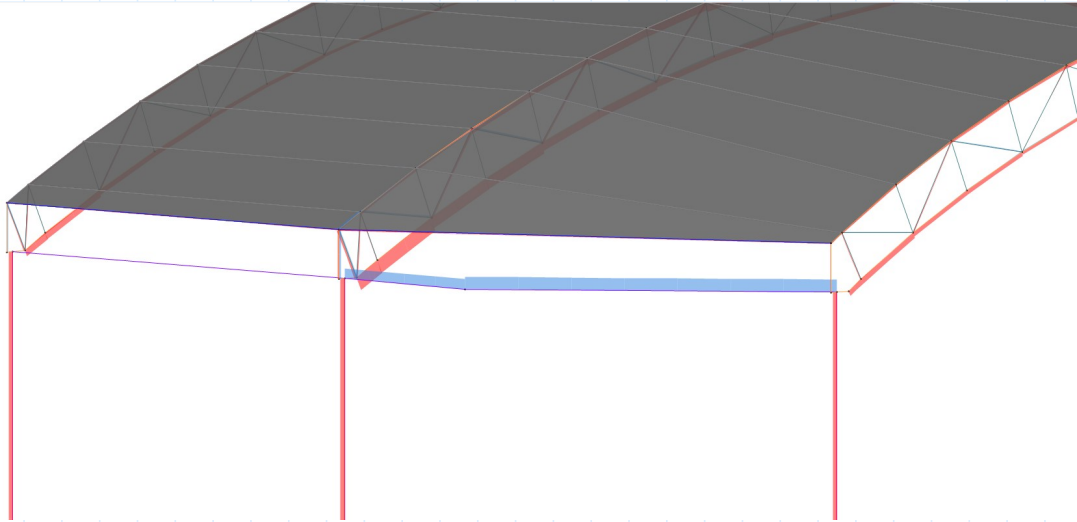
$$\boxed{P_u} := 5.3194 \text{ tonnef}$$

$$\frac{P_u}{\phi_c \cdot P_{nc}} = 0.432$$

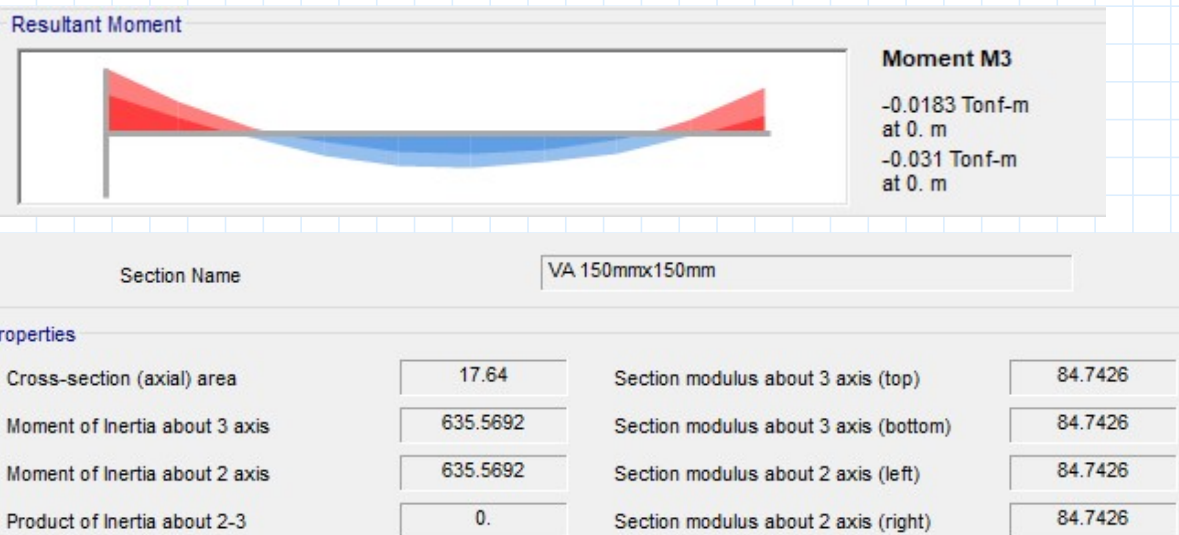
if $\left(\frac{P_u}{\phi_c \cdot P_{nc}} < 1, \text{"Cumple"}, \text{"Aumentar Sección"} \right) = \text{"Cumple"}$

DISEÑO DE LA VIGA ARRIOSTRE V-A

Las vigas de arriostre en el sistema estructural de la cobertura metálica solo cumplirán la función de uniformización y montaje en el diseño de la cobertura, debido a que ante cargas axiales es despreciable. Como se muestra en la siguiente imagen.



Debido a la luz que es 4.19m y 4.07m, se realizara la verificación por diseño a flexión con la intención de corroborar que la sección no presentara deformaciones en el plano ante los momentos envolventes.



$$M_u := .031 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Esfuerzo Resistente a momento de la sección :

$$\sigma = \frac{M \cdot c}{I}$$

DISEÑO ESTRUCTURAL DE COBERTURA METALICA

$$I_c := 635.5692 \text{ cm}^4$$

$$C := 84.7426 \text{ cm}$$

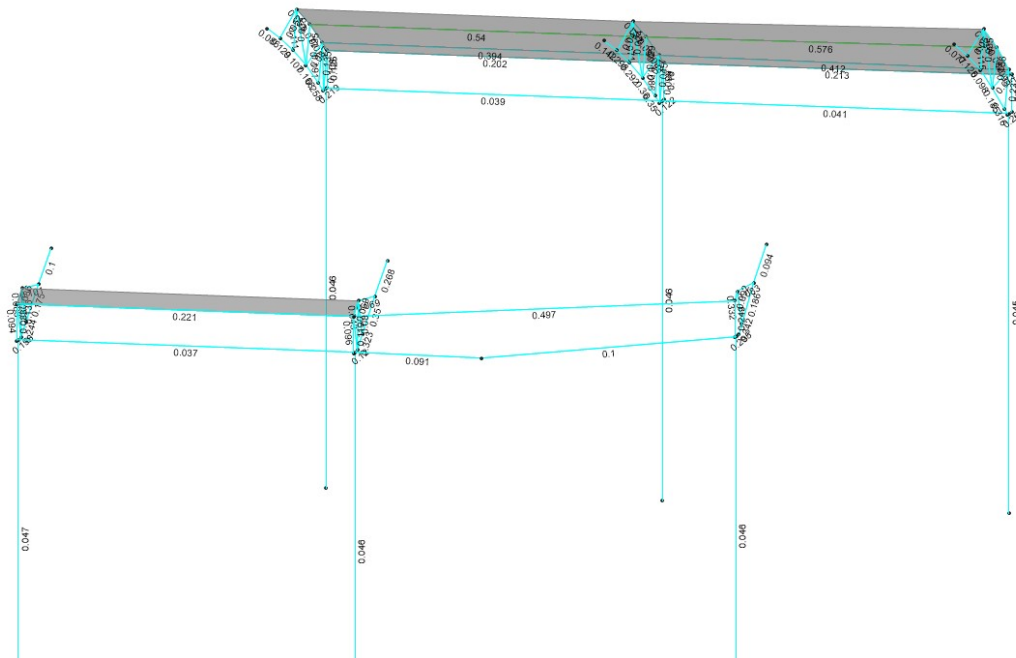
$$F_y = (3.212 \cdot 10^3) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$M_{seccion} := F_y \cdot \frac{I_c}{C} = 0.241 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Momento resistente sección

Verificación de ratios Demanda/Capacidad:

$$R := \frac{M_u}{M_{seccion}} = 0.129 < 1, \text{ " Permanece en el rango elástico"}$$



Se verifico que las vigas de arriostamiento cumplen la función básicamente de conectar por montaje, mas no tienen una carga axial que las demande, debido a la idealización matemática de que las columnas trabajaran con la masa de la cobertura como un sistema de péndulo invertido.

DISEÑO DE LA COLUMNAS

El sismo afectara directamente a los elementos verticales y se considerara a la cobertura como una idealización matemática de una masa de un grado de libertad y las columnas como los únicos elementos estructurales que se opondrán al movimiento.

6.0 ANALISIS SISMICO:

$$Z_4 := 0.45$$

Zonificación de peligro sísmico (Zona 4)

$$S_2 := 1.05$$

Suelo (intermedio)

$$U := 1.5$$

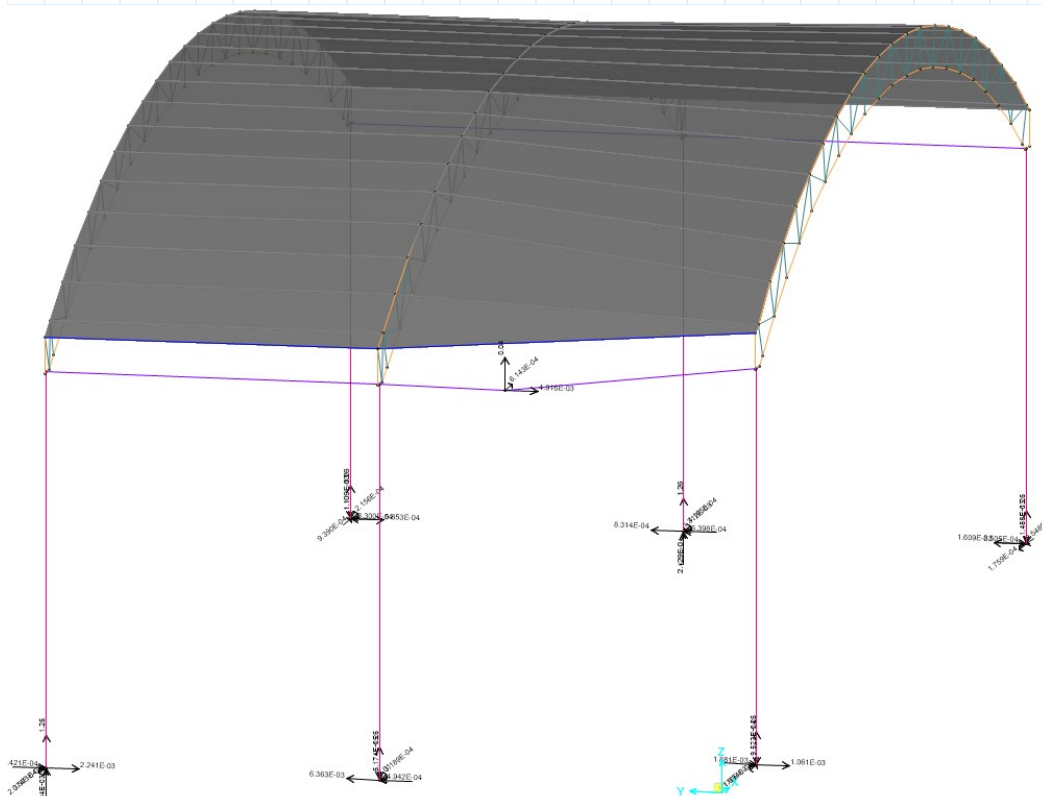
Factor de Uso Edif. Importante

$$C := 2.5$$

Depende del periodo de la estructura

$$R := 4$$

Factor de Reducción (Acero "OMF")



$$P_{sismico} := 1.264 \text{ tonnef}$$

S Joint Reactions in Joint Local CoordSys			
Joint Object	57	Joint Element	57
	1	2	3
Force	3.189E-04	6.363E-03	1.264
Moment	-1.010E-02	4.942E-04	-6.174E-05

$$V_{xy} := \frac{Z_4 \cdot U \cdot C \cdot S_2}{R} \cdot P_{sismico} = 0.56 \text{ tonnef}$$

Fuerza Sísmica

DISEÑO ESTRUCTURAL DE COBERTURA METALICA

6.1 DIMENSIONAMIENTO COLUMNAS

7.1.1 DATOS DE LA ESTRUCTURA

$$H_{col} := 5 \text{ m}$$

Altura de la columna

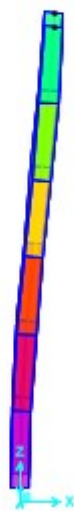
$$\Delta_{max_c} := 0.010$$

Deriva máxima de Acero

$$\delta_{lateral} := H_{col} \cdot \Delta_{max_c} = 50 \text{ mm}$$

Max. desplazamiento lateral inelástico

6.2 VERIFICACION DE DERIVAS ANTE SISMO EN X-X



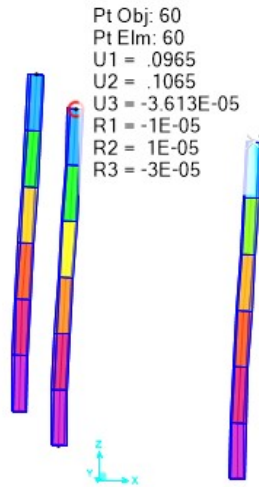
Pt Obj: 172
Pt Elm: 172
U1 = .7109
U2 = .0965
U3 = -.0001
R1 = -4E-05
R2 = .0001
R3 = .00015

$$Desp.inel_x := 0.71 \text{ mm}$$

$$Deriva_x := \frac{Desp.inel_x}{H_{col}} = 1.42 \cdot 10^{-4}$$

if ($Deriva_x < \Delta_{max_c}$, "Cumple la deriva", "Aumentar Sección") = "Cumple la deriva"

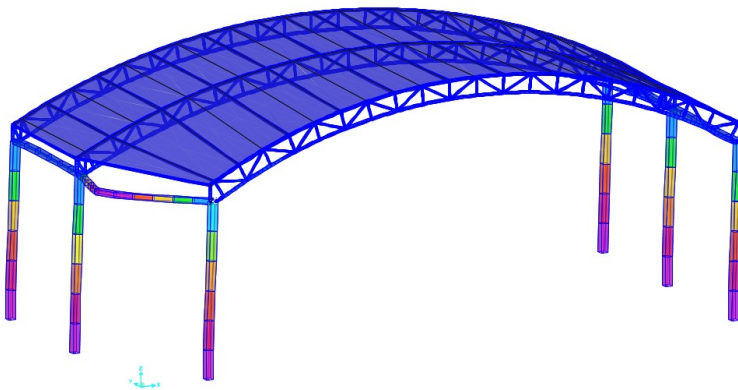
6.3 VERIFICACION DE DERIVAS ANTE SISMO EN Y-Y



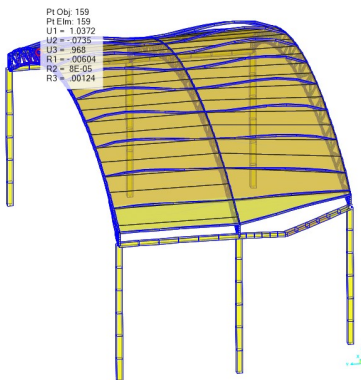
$$Desp.inel_y := .1065 \text{ mm}$$

$$Deriva_y := \frac{Desp.inel_y}{H_{col}} = 2.13 \cdot 10^{-5}$$

if ($Deriva_y < \Delta_{max_c}$, “Cumple la deriva”, “Arriostrar lateral”) = “Cumple la deriva”



6.3 VERIFICACION DE DERIVAS ANTE VIENTO



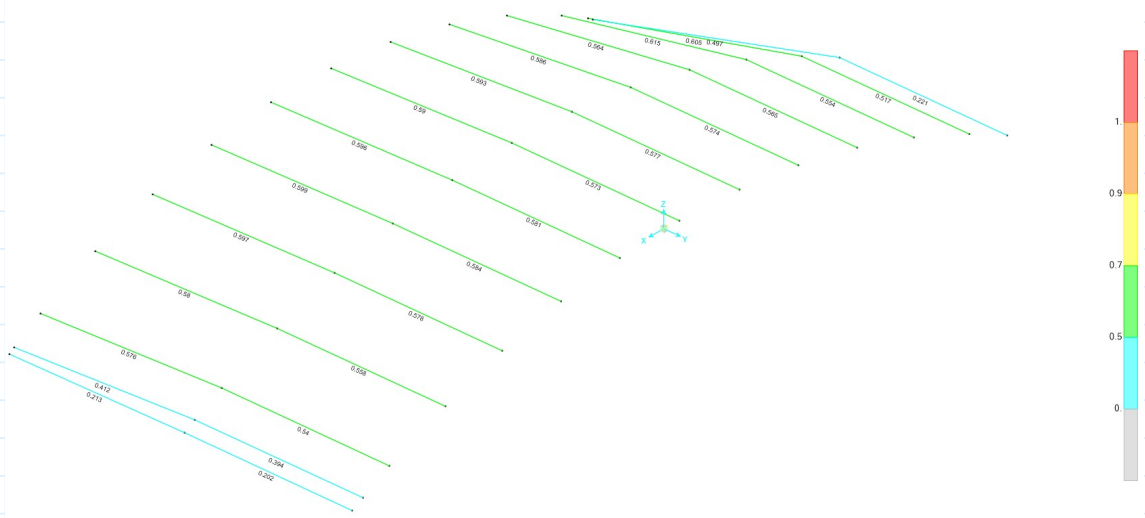
$$Desp.inel_y := 1.0372 \text{ mm}$$

$$Deriva_y := \frac{Desp.inel_y}{H_{col}} = 2.13 \cdot 10^{-5}$$

if ($Deriva_y < \Delta_{max_c}$, “Cumple la sección”, “Arriostrar lateral”) = “Cumple la sección”

DISEÑO ESTRUCTURAL DE COBERTURA METALICA

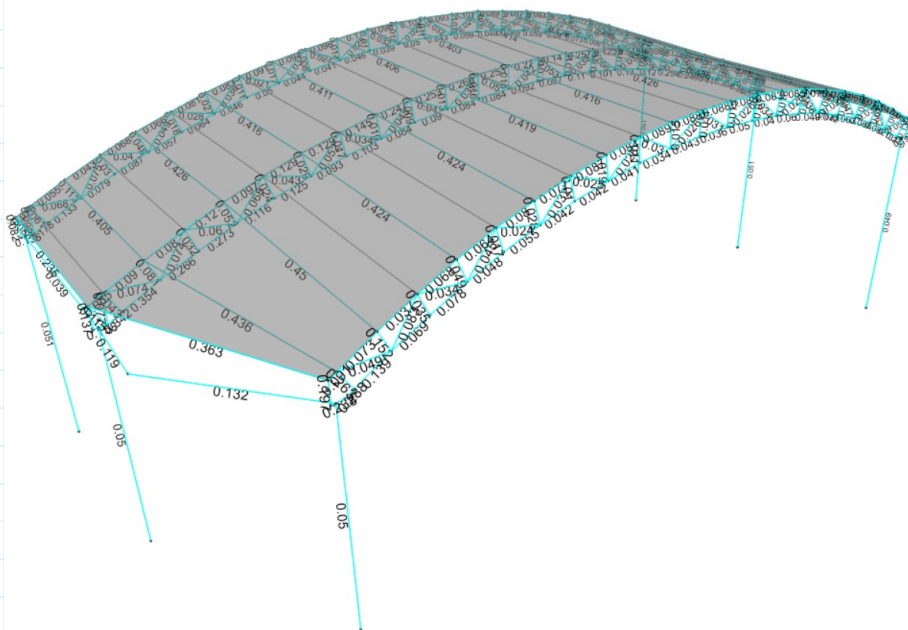
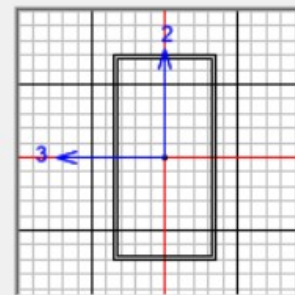
7.0 DISEÑO DE CORREAS



Dimensions

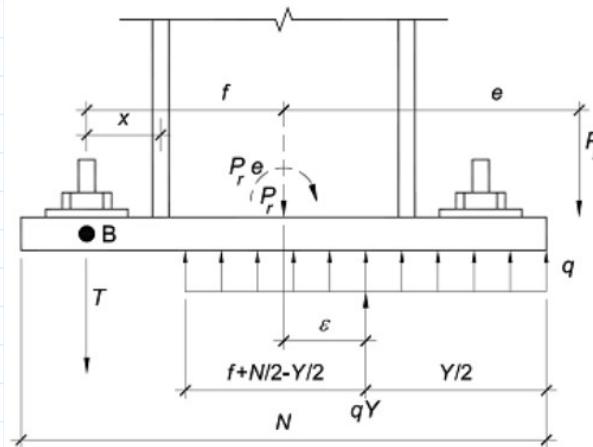
Outside depth (t3)	0.1
Outside width (t2)	0.05
Flange thickness (tf)	1.800E-03
Web thickness (tw)	1.800E-03
Corner Radius	0.

Section



DISEÑO ESTRUCTURAL DE COBERTURA METALICA

8.0 DISEÑO DE UNION COLUMNA-PLACA BASE TIJERAL



8.1 DATOS INICIALES:

$$P_u := 2.25 \text{ tonnef}$$

Carga Axial Ultima

$$M_u := .0328 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Momento Ultimo

$$\phi_c := 0.65$$

Factor de Reduccion en Compresion

$$f_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia a la Compresion del Concreto

8.2 DIMENSIONES DE LA PLACA BASE - COLUMNA - TIJERAL

8.2.1 DIMENSIONES DE LA COLUMNA

$$d := 15 \text{ cm}$$

Largo de la Columna

$$b_f := 15 \text{ cm}$$

Ancho de la Columna

8.2.2 CALCULO DE LAS DIMENSIONES DE LA PLACA BASE

Definir B y N:

$$N := 30 \text{ cm}$$

Largo de la Placa Base

$$B := 35 \text{ cm}$$

Ancho de la Placa Base

$$A_1 := N \cdot B = 162.75 \text{ in}^2$$

Área de Placa Base

8.2.3 CALCULO DE e y e crit

$$e := \frac{M_u}{P_u} = 0.574 \text{ in}$$

Excentricidad

DISEÑO ESTRUCTURAL DE COBERTURA METALICA

$$fp_{max} := \phi_c \cdot (0.85 \cdot f_c) \cdot \sqrt{\frac{A_l}{A_l}} = 1.65 \text{ ksi}$$

Capacidad a compresión máxima

$$q_{max} := fp_{max} \cdot B = 22.74 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

Presión aplicada distribuida

$$e_{crit} := \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2 \cdot q_{max}} = 5.796 \text{ in}$$

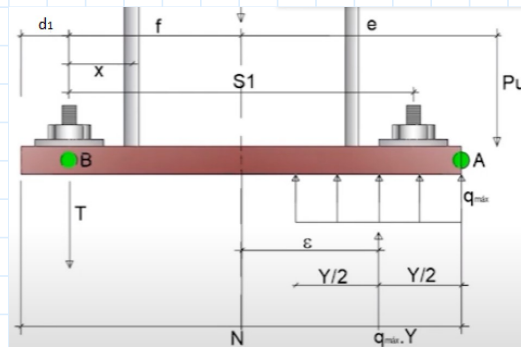
Excentricidad critica

```

VerifGM := || if e > ecrit
              || Ver ← “Placa base con gran momento”
              || else
              || Ver ← “Placa base con menor momento”
              || Ver
    
```

Verif_{GM} = “Placa base con menor momento”

8.2.4 Distancia del perno al borde de la placa (a):



$$d_1 := 40 \text{ mm} = 1.575 \text{ in}$$

$$f := \frac{N}{2} - d_1 = 4.331 \text{ in}$$

$$J_1 := \left(f + \frac{N}{2} \right)^2 = 104.78 \text{ in}^2$$

$$J_2 := \frac{2 \cdot P_u \cdot (e + f)}{q_{max}} = 2.14 \text{ in}^2$$

$$Y = \left(f + \frac{N}{2} \right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2} \right)^2 - \frac{2P_u(e+f)}{q_{max}}} =$$

```

VerifTP := || if J2 < J1
              || Ver ← “Ok”
              || else
              || Ver ← “Mayor tamaño de placa”
              || Ver
    
```

Modificar las dimensiones de la Placa Base B y N

DISEÑO ESTRUCTURAL DE COBERTURA METALICA

Verif_{TP} = "Ok"

8.2.5 DETERMINAR LONGITUD Y ESFUERZOS EN LA BARRAS DE ANCLAJE

$$Y := \left(f + \frac{N}{2}\right) + \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \left(\frac{2 \cdot P_u \cdot (e+f)}{q_{max}}\right)} = 20.367 \text{ in}$$

$$\bar{Y} := \left(f + \frac{N}{2}\right) - \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2 \cdot P_u \cdot (e+f)}{q_{max}}} = 0.105 \text{ in} \quad Y = 0.003 \text{ m}$$

$$T_u := q_{max} \cdot Y = 2.389 \text{ kip}$$

Tension en los pernos de anclaje.

8.2.6 ESPESOR MINIMO DE LA PLACA BASE

$$F_y := 2530 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo de fluencia del acero de la placa base.

$$m := \frac{N - 0.95 \cdot d}{2} = 3.1 \text{ in}$$

Longitud de voladizo

$$f_p := f_{p_{max}} = 1.65 \text{ ksi}$$

$$1.65 \text{ ksi} = 11.376 \text{ MPa}$$

$$t_{p_{req1}} := 0.5 \cdot m \cdot \sqrt{\frac{f_{p_{max}}}{F_y}} = 0.332 \text{ in}$$

Espesor requerido de la placa base en la fase de compresión

8.2.7 Longitud de tensión "X"

$$x := \frac{N}{2} - \frac{d}{2} - 1.5 \cdot \text{in} + 30 \text{ mm} = 2.634 \text{ in}$$

$$3.618 \text{ in} = 9.19 \text{ cm}$$

8.2.8 Chequeo usando n:

$$n := \frac{B - 0.8 \cdot b_f}{2} = 4.528 \text{ in}$$

$$t_{p_{req}} := 2.11 \cdot \sqrt{\frac{T_u \cdot x}{B \cdot F_y}} = 0.238 \text{ in}$$

Espesor requerido de la placa base en la fase de tensión

8.2.9 COMPROBACION DEL ESPESOR DE LA PLACA

$$\bar{n} := \frac{B - 0.85 \cdot b_f}{2} = 4.38 \text{ in}$$

DISEÑO ESTRUCTURAL DE COBERTURA METALICA

$$t_{p_{req2}} := .80 \cdot n \cdot \sqrt{\frac{f_{p_{max}}}{F_y}} = 0.75 \text{ in}$$

Espesor requerido de la placa base en la fase de tensión corregida

$$t := \max(t_{p_{req1}}, t_{p_{req2}}) = 0.75 \text{ in}$$

$$.75 \text{ in} = 19.05 \text{ mm} = 2 \text{ planchas } \emptyset 3/8''$$

8.2.10 El espesor de la plancha base es:

Planchas A709 LAC

DIMENSIONES ESTÁNDAR

milímetros

6.00	19.00
6.30	20.00
8.00	25.00
9.00	30.00
9.50	32.00
12.00	38.00
12.70	50.00
15.88	63.00
16.00	

$$t := 20 \text{ mm}$$

o 2 planchas de 3/8''

Espesor de placa elegido

$$Gr := 50$$

A-36

8.3 CALCULO DEL PERNO DE ANCLAJE TIJERAL ESQUINERO

$$n^\circ := 7$$

Numero de pernos en cara del pedestal

$$T_{rod} := \frac{T_u}{n^\circ} \cdot 1 = 0.341 \text{ kip}$$

Esfuerzo en cada perno

$$F_{un} := 1034 \text{ MPa}$$

Grado del Perno de Anclaje

$$d_v := \frac{1}{2} \text{ in}$$

Diametro de Perno de Anclaje

$$A_b := \frac{\pi \cdot d_v^2}{4} = 0.196 \text{ in}^2$$

Area del Perno de Anclaje

DISEÑO ESTRUCTURAL DE COBERTURA METALICA

$$F_u := \frac{T_{rod}}{A_b} = 11.984 \text{ MPa}$$

Fuerza en el Perno de Anclaje

$$\text{Verif}_{PA} := \begin{cases} \text{if } F_u < F_{un} \\ \quad \text{Ver} \leftarrow \text{"Ok"} \\ \text{else} \\ \quad \text{Ver} \leftarrow \text{"Error"} \\ \text{Ver} \end{cases}$$

$$\phi := d_v$$

$$\text{Verif}_{PA} = \text{"Ok"}$$

$$\phi T_n := 0.75 \cdot (0.75 \cdot F_{un}) \cdot A_b = 16.564 \text{ kip}$$

Usar pernos de anclaje ASTM- A 490 (TIPO 1)

$$\phi = 0.5 \text{ in} = \text{pernos de } \emptyset 1/2''$$

$$F_{un} = 1034 \text{ MPa}$$

8.4 CALCULO DEL PERNO DE ANCLAJE TIJERAL ESQUINERO

$$n^{\circ} := 8$$

Numero de pernos en cara del pedestal

$$T_{rod} := \frac{T_u}{n^{\circ}} \cdot 1 = 0.299 \text{ kip}$$

Esfuerzo en cada perno

$$F_{un} := 1034 \text{ MPa}$$

Grado del Perno de Anclaje

$$d_v := \frac{1}{2} \text{ in}$$

Diametro de Perno de Anclaje

$$A_b := \frac{\pi \cdot d_v^2}{4} = 0.196 \text{ in}^2$$

Area del Perno de Anclaje

$$F_u := \frac{T_{rod}}{A_b} = 10.486 \text{ MPa}$$

Fuerza en el Perno de Anclaje

$$\text{Verif}_{PA} := \begin{cases} \text{if } F_u < F_{un} \\ \quad \text{Ver} \leftarrow \text{"Ok"} \\ \text{else} \\ \quad \text{Ver} \leftarrow \text{"Error"} \\ \text{Ver} \end{cases}$$

$$\phi := d_v$$

DISEÑO ESTRUCTURAL DE COBERTURA METALICA

$Verif_{PA} = \text{"Ok"}$

$$\phi T_n := 0.75 \cdot (0.75 \cdot F_{un}) \cdot A_b = 16.564 \text{ kip}$$

Usar pernos de anclaje ASTM- A 490 (TIPO 1)

$\phi = 0.5 \text{ in}$ = pernos de $\varnothing 1/2''$

$F_{un} = 1034 \text{ MPa}$

DISEÑO DE ZAPATA Z-2 LATERAL

DATOS PARA DISEÑO

PROPIEDADES DEL SUELO

Resistencia del terreno $\sigma_t = 3.200 \text{ Kg/cm}^2$
 coeficiente de balasto $K_o = 6.400 \text{ Kg/cm}^3$

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

$f'_c = 210.00 \text{ Kg/cm}^2$
 $\gamma_c = 2400.000 \text{ Kg/m}^3$
 $f_y = 4200.00 \text{ Kg/cm}^2$
 $\gamma_r = 1753.000 \text{ Kg/m}^3$
 $\gamma_c = 2000.000 \text{ Kg/m}^3$

OTRAS CONSIDERACIONES

S/C = 250.00 Kg/m²
 ep = 0.15 m
 rec = 10.00 cm

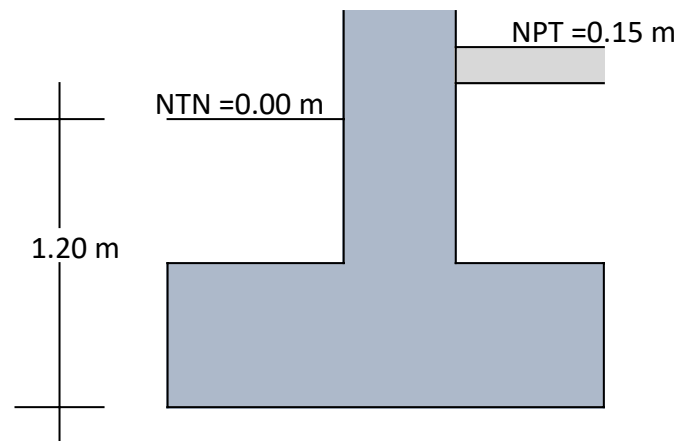
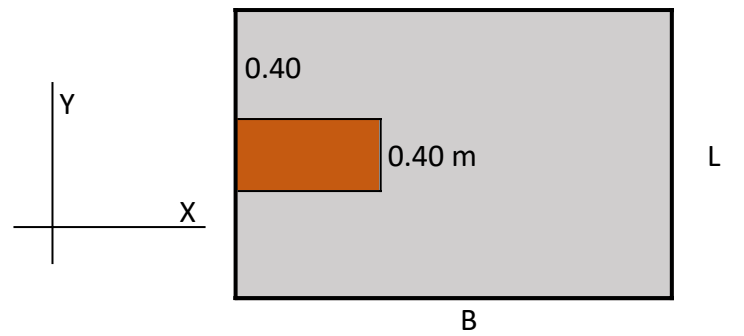
CARGAS

- CARGAS DE GRAVEDAD

PD = 0.90 Tn
 PL = 0.74 Tn
 MDX = 0.0081 Tn-m
 MLX = 0.0034 Tn-m
 MDY = 0.0007 Tn-m
 MLY = -0.0003 Tn-m

- CARGAS DE SISMO

PSX = 0.0016 Tn
 PSY = 0.0004 Tn
 MSX = 0.0078 Tn-m
 MSY = 0.0068 Tn-m



Hz = 0.70 m (asumido)

DIMENSIONAMIENTO EN PLANTA

1) Esfuerzo neto del suelo $\sigma_n = 30.574 \text{ Tn/m}^2$

$\sigma_{ns} = 40.174 \text{ Tn/m}^2$

$n = -0.10 \text{ m}$

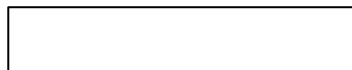
2) Dimensionamiento en planta $A_z = 0.054 \text{ m}^2$

incrementamos en 15% = 0.062 m²

L = 1.20 m
B = 1.20 m

1.1

3) Verificación de presiones



a) considerando únicamente cargas de gravedad

$\sigma_1 (++) = 1.181 \text{ Tn/m}^2$ $\sigma_t < \sigma_n$: OK
 $\sigma_2 (-+) = 1.101 \text{ Tn/m}^2$ $\sigma_t < \sigma_n$: OK
 $\sigma_3 (--)$ = 1.098 Tn/m² $\sigma_t < \sigma_n$: OK
 $\sigma_4 (+-)$ = 1.178 Tn/m² $\sigma_t < \sigma_n$: OK

DISEÑO DE ZAPATA Z-2 LATERAL

b) considerando cargas de gravedad + SISMO X

σ_1 (++)	=	1.209 Tn/m ²	$\sigma_t < 1.3 \cdot \sigma_n$: OK
σ_2 (-+)	=	1.075 Tn/m ²	$\sigma_t < 1.3 \cdot \sigma_n$: OK
σ_3 (--)	=	1.072 Tn/m ²	$\sigma_t < 1.3 \cdot \sigma_n$: OK
σ_4 (+-)	=	1.206 Tn/m ²	$\sigma_t < 1.3 \cdot \sigma_n$: OK

c) considerando cargas de gravedad - SISMO X

σ_1 (++)	=	1.152 Tn/m ²	$\sigma_t < 1.3 \cdot \sigma_n$: OK
σ_2 (-+)	=	1.127 Tn/m ²	$\sigma_t < 1.3 \cdot \sigma_n$: OK
σ_3 (--)	=	1.124 Tn/m ²	$\sigma_t < 1.3 \cdot \sigma_n$: OK
σ_4 (+-)	=	1.149 Tn/m ²	$\sigma_t < 1.3 \cdot \sigma_n$: OK

d) considerando cargas de gravedad + SISMO Y

σ_1 (++)	=	1.205 Tn/m ²	$\sigma_t < 1.3 \cdot \sigma_n$: OK
σ_2 (-+)	=	1.125 Tn/m ²	$\sigma_t < 1.3 \cdot \sigma_n$: OK
σ_3 (--)	=	1.075 Tn/m ²	$\sigma_t < 1.3 \cdot \sigma_n$: OK
σ_4 (+-)	=	1.153 Tn/m ²	$\sigma_t < 1.3 \cdot \sigma_n$: OK

e) considerando cargas de gravedad - SISMO Y

σ_1 (++)	=	1.156 Tn/m ²	$\sigma_t < 1.3 \cdot \sigma_n$: OK
σ_2 (-+)	=	1.077 Tn/m ²	$\sigma_t < 1.3 \cdot \sigma_n$: OK
σ_3 (--)	=	1.122 Tn/m ²	$\sigma_t < 1.3 \cdot \sigma_n$: OK
σ_4 (+-)	=	1.201 Tn/m ²	$\sigma_t < 1.3 \cdot \sigma_n$: OK

4) PRESIONES AMPLIFICADAS Y PRESIÓN DE DISEÑO

$$\sigma_t = \frac{P}{L * B} \pm \frac{M_x * Y}{I_x} \pm \frac{M_y * X}{I_y}$$

$$P = 1.4PD + 1.7PL$$

$$MX = 1.4MDX + 1.7MLX$$

$$MY = 1.4MDY + 1.7MLY$$

$$\sigma_1 (++) = 1.810 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_2 (-+) = 1.692 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_3 (--)= 1.688 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_4 (+-) = 1.806 \text{ Tn/m}^2$$

$$P = 1.25(PD + PL) + PSX$$

$$MX = 1.25(MDX + MLX) + MSX$$

$$MY = 1.25(MDY + MLY)$$

$$\sigma_1 (++) = 1.504 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_2 (-+) = 1.350 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_3 (--)= 1.347 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_4 (+-) = 1.500 \text{ Tn/m}^2$$

$$P = 1.25(PD + PL) - PSX$$

$$MX = 1.25(MDX + MLX) - MSX$$

$$MY = 1.25(MDY + MLY)$$

$$\sigma_1 (++) = 1.447 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_2 (-+) = 1.402 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_3 (--)= 1.399 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_4 (+-) = 1.444 \text{ Tn/m}^2$$

$$P = 1.25(PD + PL) + PSY$$

$$MX = 1.25(MDX + MLX)$$

$$MY = 1.25(MDY + MLY) + MSY$$

$$\sigma_1 (++) = 1.500 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_2 (-+) = 1.400 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_3 (--)= 1.349 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_4 (+-) = 1.449 \text{ Tn/m}^2$$

$$P = 1.25(PD + PL) - PSY$$

$$MX = 1.25(MDX + MLX)$$

$$MY = 1.25(MDY + MLY) - MSY$$

$$\sigma_1 (++) = 1.452 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_2 (-+) = 1.352 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_3 (--)= 1.396 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_4 (+-) = 1.495 \text{ Tn/m}^2$$

$$P = 0.9PD + PSX$$

$$MX = 0.9MDX + MSX$$

$$MY = 0.9MDY$$

$$\sigma_1 (++) = 0.620 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_2 (-+) = 0.515 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_3 (--)= 0.511 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_4 (+-) = 0.615 \text{ Tn/m}^2$$

DISEÑO DE ZAPATA Z-2 LATERAL

$$P = 0.9PD-PSX$$

$$MX = 0.9MDX-MSX$$

$$MY = 0.9MDY$$

$$\sigma_1 (++) = 0.563 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_2 (-+) = 0.567 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_3 (--)= 0.563 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_4 (+-) = 0.559 \text{ Tn/m}^2$$

$$P = 0.9PD+PSY$$

$$MX = 0.9MDX$$

$$MY = 0.9MDY+MSY$$

$$\sigma_1 (++) = 0.615 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_2 (-+) = 0.565 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_3 (--)= 0.513 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_4 (+-) = 0.564 \text{ Tn/m}^2$$

$$P = 0.9PD-PSY$$

$$MX = 0.9MDX$$

$$MY = 0.9MDY-MSY$$

$$\sigma_1 (++) = 0.567 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_2 (-+) = 0.517 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_3 (--)= 0.560 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_4 (+-) = 0.611 \text{ Tn/m}^2$$

PRESION DE DISEÑO $\sigma_u = 1.810 \text{ Tn/m}^2$

DIMENSIONAMIENTO DE PERALTE

1) DETERMINACION DEL PERALTE

a) Determinación del peralte por rigidez

$$E_c = 2173706.51 \text{ Tn/m}^2$$

$$K_o = 6400.00 \text{ Tn/m}^3$$

$$\lambda L = 1.6 \quad (\text{asumido})$$

$$H = 0.70 \text{ m} \quad (\text{iterar})$$

$$\lambda = .6047341 \quad \rightarrow \lambda L = 0.193$$

valor de H correcto u optimizar H

b) determinacion del peralte por longitud de desarrollo

$$rec = 10.00 \text{ cm}$$

$$db = 3/4''$$

$$db1 = 3/4''$$

$$db2 = 3/4''$$

$$ld = 4.42 \text{ cm}$$

$$ld = 32.00 \text{ cm}$$

$$ld = 20.00 \text{ cm}$$

$$H = 0.48 \text{ m}$$

por lo tanto

H = 0.70 m

$$ld = 0.008 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} db$$

$$ld = 0.004 * db * f_y$$

$$ld = 20 \text{ cm}$$

$$\rightarrow H = ld + db + db1 + db2 + rec.$$

db= diámetro de la varilla de la columna.
 db1= diámetro de la varilla de la parrilla superior.
 db2= diámetro de la varilla de la parrilla inferior.
 rec.= recubrimiento.

2) VERIFICACIÓN POR CORTANTE

a) Verificación por cortante en dirección Y

$$d_y = 0.590 \text{ m}$$

$$y = 0.210 \text{ m}$$

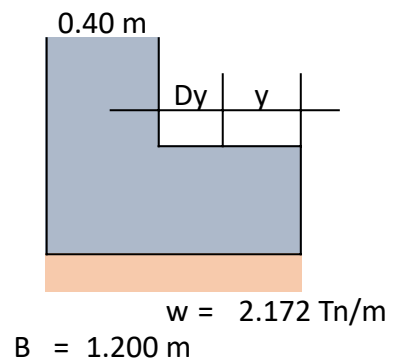
$$V_u = 0.455 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c = 46.258 \text{ Tn}$$

$V_u = W * x$

$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * B * d$

$V_u < \phi V_c$: OK



DISEÑO DE ZAPATA Z-2 LATERAL

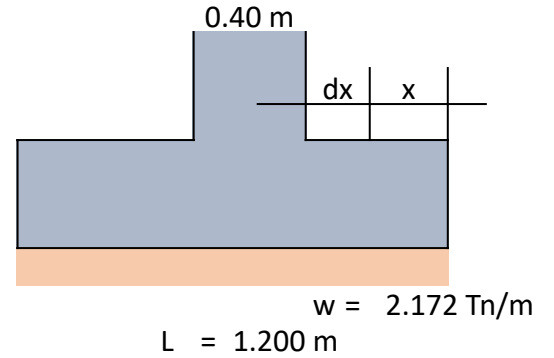
b) Verificación por cortante en dirección X

$$\begin{aligned} dx &= 0.571 \text{ m} \\ x &= -0.171 \text{ m} \\ Vu &= -0.372 \text{ Tn} \\ \phi Vc &= 44.766 \text{ Tn} \end{aligned}$$

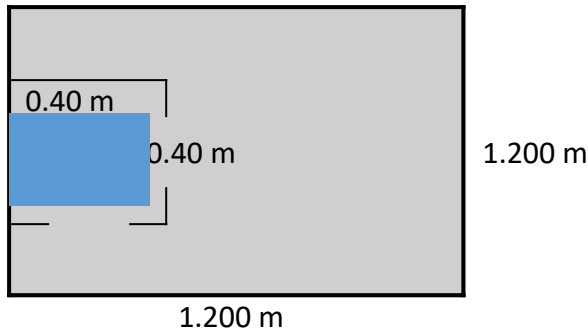
$Vu < \phi Vc$: OK

$$Vu = W * x$$

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * B * d$$



3) VERIFICACIÓN POR PUNZONAMIENTO



$$\begin{aligned} m &= 0.695 \text{ m} \\ n &= 0.971 \text{ m} \\ bc &= 2.362 \text{ m} \\ A_c &= 0.675 \text{ m}^2 \\ \beta_c &= 1.00 \\ \\ P_t &= 2.52 \text{ Tn} \\ \sigma_t &= 1.75 \text{ Tn/m}^2 \\ V_{up} &= 1.34 \text{ Tn} \\ \\ &= 280.01 \text{ Tn} \\ \\ &= 188.97 \text{ Tn} \end{aligned} \quad \text{OK} \quad \phi V_{cp} > Vu : \text{OK}$$

DISEÑO POR FLEXIÓN

1) DISEÑO EN DIRECCIÓN Y-Y

$$\begin{aligned} f'c &= 210.00 \text{ Kg/cm}^2 \\ fy &= 4200.00 \text{ Kg/cm}^2 \\ dy &= 59.048 \text{ cm} \\ Wu &= 2.172 \text{ Tn/m} \\ Y &= 0.800 \text{ m} \\ Mu &= 0.695 \text{ Tn-m} \\ a &= 0.061 \text{ cm} \\ As &= 0.312 \text{ cm}^2 \\ As.min &= 12.754 \text{ cm}^2 \\ \text{adoptando } \phi &= 5/8'' \end{aligned}$$

$$S = 15.524 \text{ cm}$$

$$\phi \text{ 5/8'' @ 15.00 cm}$$

2) DISEÑO EN DIRECCIÓN X-X

$$\begin{aligned} f'c &= 210.00 \text{ Kg/cm}^2 \\ fy &= 4200.00 \text{ Kg/cm}^2 \\ dx &= 57.143 \text{ cm} \\ Wu &= 2.172 \text{ Tn/m} \\ X &= 0.400 \text{ m} \\ Mu &= 0.174 \text{ Tn-m} \\ a &= 0.016 \text{ cm} \\ As &= 0.080 \text{ cm}^2 \\ As.min &= 12.343 \text{ cm}^2 \\ \text{adoptando } \phi &= 5/8'' \end{aligned}$$

$$S = 16.042 \text{ cm}$$

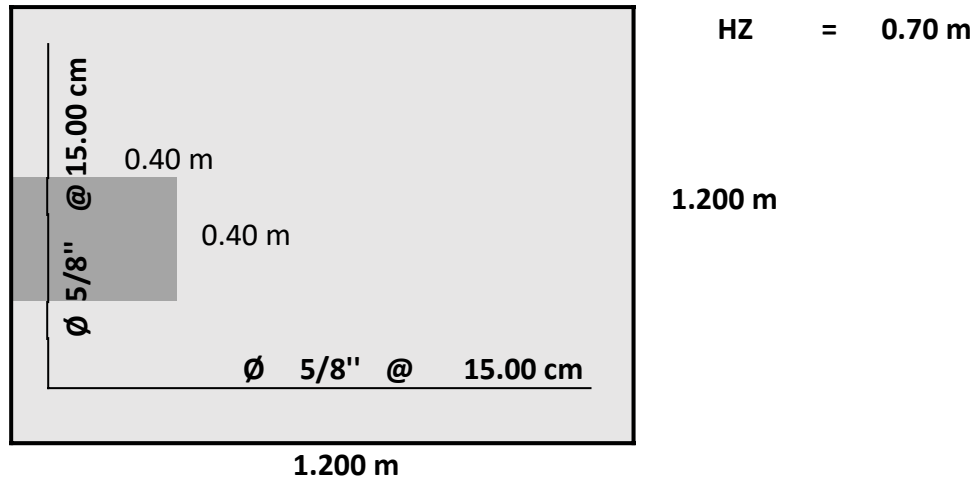
$$\phi \text{ 5/8'' @ 15.00 cm}$$

DISEÑO DE ZAPATA Z-2 LATERAL

VERIFICACIÓN POR APLASTAMIENTO

f.aplast. = 1.57 Kg/cm²
A.cont/A.zap = 0.11111 < 1/3 **OK**
fu.ap=0.71f'c = 149.10 Kg/cm² **fu.ap > f.ap : OK**

DISTRIBUCIÓN DEL ACERO



DISEÑO DE ZAPATA Z-1 (ESQUINERA)

DATOS PARA DISEÑO

PROPIEDADES DEL SUELO

Resistencia del terreno $\sigma_t = 3.20 \text{ Kg/cm}^2$
 coeficiente de balasto $K_o = 6.40 \text{ Kg/cm}^2$

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

$f'_c = 210.00 \text{ Kg/cm}^2$
 $\gamma_c = 2400.000 \text{ Kg/m}^3$
 $f_y = 4200.00 \text{ Kg/cm}^2$
 $\gamma_r = 1753.000 \text{ Kg/m}^3$
 $\gamma_{cs} = 2000.000 \text{ Kg/m}^3$

OTRAS CONSIDERACIONES

S/C = 250.00 Kg/m²
 $e_p = 0.15 \text{ m}$
 $rec = 10.00 \text{ cm}$

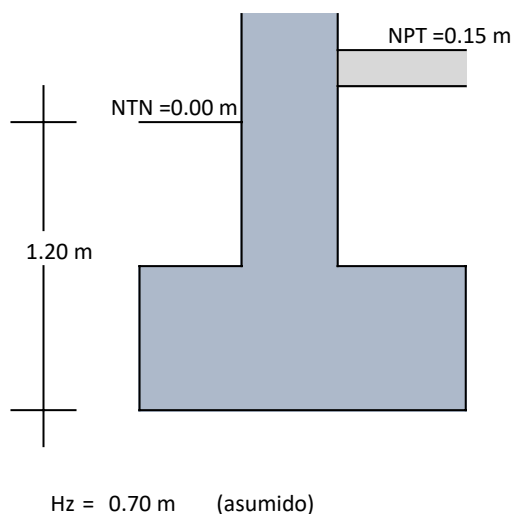
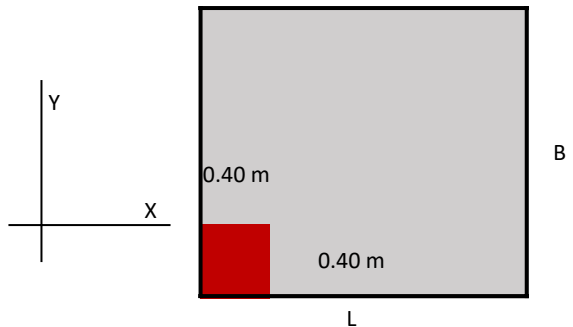
CARGAS

- CARGAS DE GRAVEDAD

PD = 0.90 Tn
 PL = 0.74 Tn
 MDX = -0.0056 Tn-m
 MLX = 0.0015 Tn-m
 MDY = -0.0002 Tn-m
 MLY = -0.0002 Tn-m

- CARGAS DE SISMO

PSX = 0.00 Tn
 PSY = 0.00 Tn
 MSX = 0.0060 Tn-m
 MSY = -0.0068 Tn-m



DIMENSIONAMIENTO EN PLANTA

- 1) Esfuerzo neto del suelo $\sigma_n = 28.894 \text{ Tn/m}^2$ $n = -0.14 \text{ m}$
 $\sigma_{ns} = 38.494 \text{ Tn/m}^2$
- 2) Dimensionamiento en planta $A_z = 0.057 \text{ m}^2$
 incrementamos en 15% = 0.065 m²

L = 1.20 m
B = 1.20 m

3) Verificación de presiones

a) considerando únicamente cargas de gravedad

$\sigma_1 (++) = 1.123 \text{ Tn/m}^2$ σt < σn: OK
 $\sigma_2 (-+) = 1.152 \text{ Tn/m}^2$ σt < σn: OK
 $\sigma_3 (--)$ = 1.155 Tn/m² σt < σn: OK
 $\sigma_1 (+-)$ = 1.126 Tn/m² σt < σn: OK

DISEÑO DE ZAPATA Z-1 (ESQUINERA)

b) considerando cargas de gravedad + SISMO X

σ1 (++) = 1.145 Tn/m2		σt < 1.3*σn: OK
σ2 (-+) = 1.133 Tn/m2		σt < 1.3*σn: OK
σ3 (--)= 1.136 Tn/m2		σt < 1.3*σn: OK
σ1 (+-) = 1.148 Tn/m2		σt < 1.3*σn: OK

c) considerando cargas de gravedad - SISMO X

σ1 (++) = 1.101 Tn/m2		σt < 1.3*σn: OK
σ2 (-+) = 1.172 Tn/m2		σt < 1.3*σn: OK
σ3 (--)= 1.175 Tn/m2		σt < 1.3*σn: OK
σ1 (+-) = 1.105 Tn/m2		σt < 1.3*σn: OK

d) considerando cargas de gravedad + SISMO Y

σ1 (++) = 1.100 Tn/m2		σt < 1.3*σn: OK
σ2 (-+) = 1.129 Tn/m2		σt < 1.3*σn: OK
σ3 (--)= 1.179 Tn/m2		σt < 1.3*σn: OK
σ1 (+-) = 1.149 Tn/m2		σt < 1.3*σn: OK

e) considerando cargas de gravedad - SISMO Y

σ1 (++) = 1.147 Tn/m2		σt < 1.3*σn: OK
σ2 (-+) = 1.176 Tn/m2		σt < 1.3*σn: OK
σ3 (--)= 1.132 Tn/m2		σt < 1.3*σn: OK
σ1 (+-) = 1.103 Tn/m2		σt < 1.3*σn: OK

4) PRESIONES AMPLIFICADAS Y PRESIÓN DE DISEÑO

$$\sigma_t = \frac{P}{L * B} \pm \frac{M_x * Y}{I_x} \pm \frac{M_y * X}{I_y}$$

P = 1.4PD+1.7PL
 MX = 1.4MDX+1.7MLX
 MY = 1.4MDY+1.7MLY

σ1 (++) = 1.728 Tn/m2
σ2 (-+) = 1.765 Tn/m2
σ3 (--)= 1.770 Tn/m2
σ4 (+-) = 1.733 Tn/m2

P = 1.25(PD+PL)+PSX
 MX = 1.25(MDX+MLX)+MSX
 MY = 1.25(MDY+MLY)

σ1 (++) = 1.426 Tn/m2
σ2 (-+) = 1.421 Tn/m2
σ3 (--)= 1.425 Tn/m2
σ4 (+-) = 1.430 Tn/m2

P = 1.25(PD+PL)-PSX
 MX = 1.25(MDX+MLX)-MSX
 MY = 1.25(MDY+MLY)

σ1 (++) = 1.382 Tn/m2
σ2 (-+) = 1.460 Tn/m2
σ3 (--)= 1.464 Tn/m2
σ4 (+-) = 1.386 Tn/m2

P = 1.25(PD+PL)+PSY
 MX = 1.25(MDX+MLX)
 MY = 1.25(MDY+MLY)+MSY

σ1 (++) = 1.381 Tn/m2
σ2 (-+) = 1.417 Tn/m2
σ3 (--)= 1.468 Tn/m2
σ4 (+-) = 1.432 Tn/m2

P = 1.25(PD+PL)-PSY
 MX = 1.25(MDX+MLX)
 MY = 1.25(MDY+MLY)-MSY

σ1 (++) = 1.428 Tn/m2
σ2 (-+) = 1.464 Tn/m2
σ3 (--)= 1.420 Tn/m2
σ4 (+-) = 1.384 Tn/m2

P = 0.9PD+PSX
 MX = 0.9MDX+MSX
 MY = 0.9MDY

σ1 (++) = 0.568 Tn/m2
σ2 (-+) = 0.561 Tn/m2
σ3 (--)= 0.563 Tn/m2
σ4 (+-) = 0.569 Tn/m2

DISEÑO DE ZAPATA Z-1 (ESQUINERA)

P = 0.9PD-PSX
 MX = 0.9MDX-MSX
 MY = 0.9MDY

σ_1 (++) = 0.524 Tn/m²
 σ_2 (-+) = 0.601 Tn/m²
 σ_3 (--) = 0.602 Tn/m²
 σ_4 (+-) = 0.525 Tn/m²

P = 0.9PD+PSY
 MX = 0.9MDX
 MY = 0.9MDY+MSY

σ_1 (++) = 0.523 Tn/m²
 σ_2 (-+) = 0.558 Tn/m²
 σ_3 (--) = 0.606 Tn/m²
 σ_4 (+-) = 0.571 Tn/m²

P = 0.9PD-PSY
 MX = 0.9MDX
 MY = 0.9MDY-MSY

σ_1 (++) = 0.569 Tn/m²
 σ_2 (-+) = 0.604 Tn/m²
 σ_3 (--) = 0.559 Tn/m²
 σ_4 (+-) = 0.523 Tn/m²

PRESION DE DISEÑO $\sigma_u = 1.770 \text{ Tn/m}^2$

DIMENSIONAMIENTO DE PERALTE

1) DETERMINACION DEL PERALTE

a) Determinación del peralte por rigidez

$E_c = 2173706.51 \text{ Tn/m}^2$

$K_o = 6400.00 \text{ Tn/m}^3$

$\lambda L = 1.6$ (asumido)

$H = 0.70 \text{ m}$ (iterar)

$\lambda = 16047341 \rightarrow \lambda L = 0.193$ valor de H correcto u optimizar H

b) determinación del peralte por longitud de desarrollo

$rec = 10.00 \text{ cm}$

$db = 1/2''$

$db1 = 1/2''$

$db2 = 1/2''$

$ld = 2.94 \text{ cm}$

$ld = 21.34 \text{ cm}$

$ld = 20.00 \text{ cm}$

$H = 0.35 \text{ m}$

por lo tanto

$H = 0.70 \text{ m}$

$$ld = 0.008 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} db$$

$$ld = 0.004 * db * f_y$$

$$ld = 20 \text{ cm}$$

$\rightarrow H = ld + db + db1 + db2 + rec.$

db= diámetro de la varilla de la columna.

db1= diámetro de la varilla de la parrilla superior.

db2= diámetro de la varilla de la parrilla inferior.

rec.= recubrimiento.

2) VERIFICACIÓN POR CORTANTE

a) Verificación por cortante en dirección X

$dx = 0.594 \text{ m}$

$x = -0.194 \text{ m}$

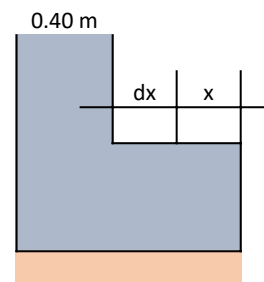
$V_u = -0.411 \text{ Tn}$

$\phi V_c = 46.507 \text{ Tn}$

$V_u = W * x$

$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * B * d$

$V_u < \phi V_c$: OK



$w = 2.124 \text{ Tn/m}$

$L = 1.200 \text{ m}$

DISEÑO DE ZAPATA Z-1 (ESQUINERA)

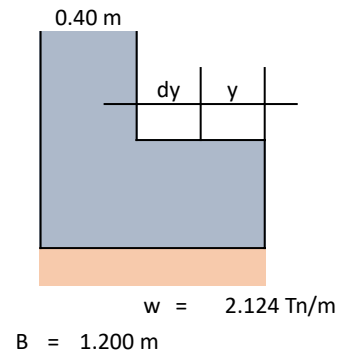
b) Verificación por cortante en dirección Y

$$\begin{aligned} d_y &= 0.581 \text{ m} \\ y &= -0.181 \text{ m} \\ V_u &= -0.384 \text{ Tn} \\ \phi V_c &= 45.512 \text{ Tn} \end{aligned}$$

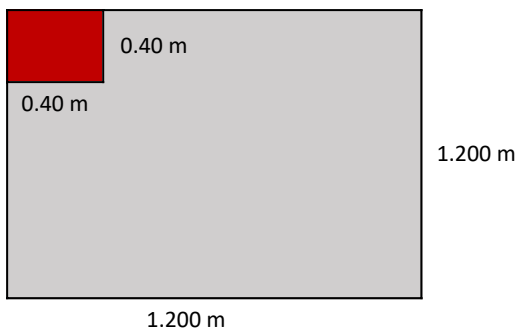
$$V_u = W * x$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * B * d$$

Vu < φVc: OK



3) VERIFICACIÓN POR PUNZONAMIENTO



$$\begin{aligned} m &= 0.697 \text{ m} \\ n &= 0.690 \text{ m} \\ b_o &= 1.387 \text{ m} \\ A_o &= 0.481 \text{ m}^2 \\ \beta_o &= 1.00 \\ P_u &= 2.52 \text{ Tn} \\ \sigma_u &= 1.75 \text{ Tn/m}^2 \\ V_{up} &= 1.68 \text{ Tn} \end{aligned}$$

$$= 165.35 \text{ Tn}$$

$$= 111.59 \text{ Tn} \quad \phi V_{cp} > V_u : \text{OK}$$

DISEÑO POR FLEXIÓN

1) DISEÑO EN DIRECCIÓN X-X

$$\begin{aligned} f'_c &= 210.00 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_y &= 4200.00 \text{ Kg/cm}^2 \\ d_x &= 59.365 \text{ cm} \\ W_u &= 2.124 \text{ Tn/m} \\ X &= 0.800 \text{ m} \\ M_u &= 0.680 \text{ Tn-m} \\ a &= 0.059 \text{ cm} \\ A_s &= 0.303 \text{ cm}^2 \\ A_{s.min} &= 12.823 \text{ cm}^2 \\ \text{adoptando } \phi &= 5/8'' \end{aligned}$$

$$S = 15.441 \text{ cm}$$

$$\phi \ 5/8'' \ @ \ 15.00 \text{ cm}$$

2) DISEÑO EN DIRECCIÓN Y-Y

$$\begin{aligned} f'_c &= 210.00 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_y &= 4200.00 \text{ Kg/cm}^2 \\ d_y &= 58.095 \text{ cm} \\ W_u &= 2.124 \text{ Tn/m} \\ Y &= 0.800 \text{ m} \\ M_u &= 0.680 \text{ Tn-m} \\ a &= 0.061 \text{ cm} \\ A_s &= 0.310 \text{ cm}^2 \\ A_{s.min} &= 12.549 \text{ cm}^2 \\ \text{adoptando } \phi &= 5/8'' \end{aligned}$$

$$S = 15.779 \text{ cm}$$

$$\phi \ 5/8'' \ 15.00 \text{ cm}$$

DISEÑO DE ZAPATA Z-1 (ESQUINERA)

VERIFICACIÓN POR APLASTAMIENTO

f.aplast. = 1.57 Kg/cm²
A.cont/A.zap = 0.11111 < 1/3 **OK**
fu.ap=0.71f'c = 149.10 Kg/cm² **fu.ap > f.ap : OK**

DISTRIBUCIÓN DEL ACERO

