

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**MEMORIA DE CÁLCULO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA
NAVE INDUSTRIAL**

**Trabajo de suficiencia profesional para obtener el título profesional de
Ingeniero Civil**

AUTOR

Roger Alejandro Huanqui Philipps

ASESOR:

Ing. Luis Enrique Yeckle Montalvo

Lima, abril, 2022

RESUMEN

El objetivo general del presente documento es presentar el análisis por cargas de gravedad, sísmicas y de viento de una nave industrial ubicada en el distrito de La Victoria en Lima. Será realizado el diseño estructural en acero y concreto armado. Para ello, serán utilizadas las secciones vigentes del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) y serán seguidos los lineamientos de la norma norteamericana de diseño en acero estructural (AISC 360-16). Finalmente, serán elaborados metrados y el presupuesto de construcción de toda la estructura principal.

La nave industrial destinada a almacén, consta de siete tijerales metálicos paralelos de 22 m de luz y 15 m de altura. Estos presentan una configuración a dos aguas y se encuentran espaciados cada 6 m. La carga muerta considerada en el techo ligero es de 30 kg/m² entre peso de viguetas, de cobertura (tipo TR4 de PRECOR), instalaciones ACI e iluminación. La sobrecarga considerada en el techo es de 30 kg/m² según los requerimientos mínimos de la norma de cargas E.020.

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. OBJETIVOS	1
1.2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	1
1.3. ALCANCE	1
1.4. NORMAS CONSIDERADAS	2
2. DEFINICIONES	3
2.1. MATERIALES	3
2.1.1. Acero estructural.....	3
2.1.2. Concreto.....	3
2.1.3. Acero de refuerzo	4
3. MODELO ESTRUCTURAL.....	5
4. ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD.....	7
4.1. CARGAS APLICADAS	7
4.2. ESQUEMAS DE CARGAS DE GRAVEDAD	7
4.3. DIAGRAMAS POR CARGAS DE GRAVEDAD	9
5. ANÁLISIS POR CARGAS SÍSMICAS.....	10
5.1. PARÁMETROS DEL PROYECTO.....	10
5.2. PESO SÍSMICO.....	10
5.3. ANÁLISIS ESTÁTICO.....	10
5.4. MÁXIMO DESPLAZAMIENTO ESPERADO EN LA PARTE SUPERIOR DEL TIJERAL (POR CARGAS SÍSMICAS)	12
6. ANÁLISIS POR CARGAS DE VIENTO	13
6.1. CÁLCULO DE CARGAS DE VIENTO.....	13
6.2. DIRECCIÓN LONGITUDINAL (X)	15
6.2.1. Caso 1:.....	15
6.2.2. Caso 2:.....	16
6.2.3. Caso 3 y 4:.....	18
6.2.4. Algunos esquemas gráficos del modelo	18

6.3.	DIRECCIÓN TRANSVERSAL (Y).....	20
7.	DISEÑO EN ACERO ESTRUCTURAL.....	21
7.1.	DIAGONAL MÁS ESFORZADA.....	22
7.2.	BRIDA INFERIOR.....	25
7.3.	PRIMERA MONTANTE FUERA DEL APOYO.....	26
7.4.	BRIDA SUPERIOR.....	28
7.5.	ARRIOSTRES DIRECCIÓN TRANSVERSAL (Y).....	30
7.6.	VIGUETAS.....	31
7.7.	COLUMNAS.....	36
7.8.	TUBOS LATERALES DE APOYO DE COBERTURA.....	37
7.9.	PLANCHAS BASE.....	38
8.	DISEÑO EN CONCRETO ARMADO.....	43
8.1.	PEDESTALES.....	43
8.2.	ZAPATAS.....	45
9.	RESUMEN DE ESTRUCTURA DE ACERO.....	51
10.	METRADOS Y PRESUPUESTO DE LA ESTRUCTURA.....	53
10.1.	METRADOS.....	54
10.2.	PRESUPUESTO.....	56
11.	CONCLUSIONES GENERALES.....	58
12.	BIBLIOGRAFÍA.....	59
13.	ANEXO: PLANOS DE CONSTRUCCIÓN.....	60

1. INTRODUCCIÓN

1.1. OBJETIVOS

El objetivo general del presente documento es presentar el análisis por cargas de gravedad, sísmicas y de viento de una nave industrial ubicada en el distrito de La Victoria en Lima. Será realizado el diseño estructural en acero y concreto armado. Finalmente, serán elaborados metrados y el presupuesto de toda la estructura principal.

1.2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

La nave industrial destinada a almacén, consta de siete tijerales metálicos paralelos de 22 m de luz y 15 m de altura. Estos presentan una configuración a dos aguas y se encuentran espaciados cada 6 m. La carga muerta considerada en el techo ligero es de 30 kg/m² entre peso de viguetas, de cobertura (tipo TR4 de PRECOR), instalaciones ACI e iluminación. La sobrecarga considerada en el techo es de 30 kg/m² según los requerimientos mínimos de la norma de cargas E.020.

La presión admisible considerada para el terreno (tipo S1) es de 3.50 kg/cm² y la cimentación consiste en zapatas aisladas conectadas a bloques de concreto por medio de vigas de cimentación. La profundidad de cimentación es de 1.20 m respecto al nivel del terreno natural.

El factor de reducción sísmica adoptado en las dos direcciones es de 4, razonable para este tipo de estructuras.

1.3. ALCANCE

En el presente documento será detallado el análisis por cargas de gravedad, de viento y sísmicas; así como el diseño estructural en acero y concreto armado de todos los elementos de la estructura principal. Además, serán elaborados metrados y el presupuesto de construcción.

1.4. NORMAS CONSIDERADAS

Para el análisis y diseño en acero estructural y concreto armado, fueron utilizadas las siguientes secciones vigentes del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE):

- E 0.20 Cargas
- E 0.30 Diseño Sismorresistente
- E 0.60 Concreto Armado
- E 0.90 Estructuras de Acero

A su vez, fueron seguidos los lineamientos de la norma norteamericana de diseño en acero estructural y los siguientes documentos de referencia.

- AISC 360-16 Specification for Structural Steel Buildings.
- Steel Design Guide No.1: Base Plate and Anchor Rod Design.



2. DEFINICIONES

2.1. MATERIALES

Los principales materiales utilizados en el proyecto son detallados a continuación.

2.1.1. Acero estructural

El principal material utilizado es el acero estructural de tipo ASTM A36 y ASTM A992 Gr.50, los cuales se encuentran regidos bajo la Norma E.090. Las principales características de estos materiales son las siguientes:

- Acero A36:
Esfuerzo de fluencia $f_y = 36 \text{ ksi} = 2531 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo de rotura $f_u = 58 \text{ ksi} = 4078 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad $E_s = 29000 \text{ ksi} = 2100000 \text{ kg/cm}^2$
- Acero Gr.50:
Esfuerzo de fluencia $f_y = 50 \text{ ksi} = 3515 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo de rotura $f_u = 65 \text{ ksi} = 4570 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad $E_s = 29000 \text{ ksi} = 2100000 \text{ kg/cm}^2$

2.1.2. Concreto

El concreto está regido bajo la Norma E.060. Las principales características de este material son las siguientes:

- Resistencia nominal a compresión $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad $E_c = 217371 \text{ kg/cm}^2$

2.1.3. Acero de refuerzo

El tipo de acero estructural corrugado que se utiliza dentro de la estructuración es la ASTM A615 - Grado 60 con una sección circular recta, con resaltes Hi-bond. Se utiliza este tipo de acero de refuerzo debido a la alta adherencia con el concreto. Además, presenta las siguientes características:

- Esfuerzo de fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$
- Deformación al inicio de la fluencia $\epsilon_y = 0.0021$



3. MODELO ESTRUCTURAL

En esta sección, serán mostrados algunos esquemas gráficos del modelo estructural realizado en el programa SAP2000.

Figura 3.1. Modelo de nave industrial (Fuente: Propia)

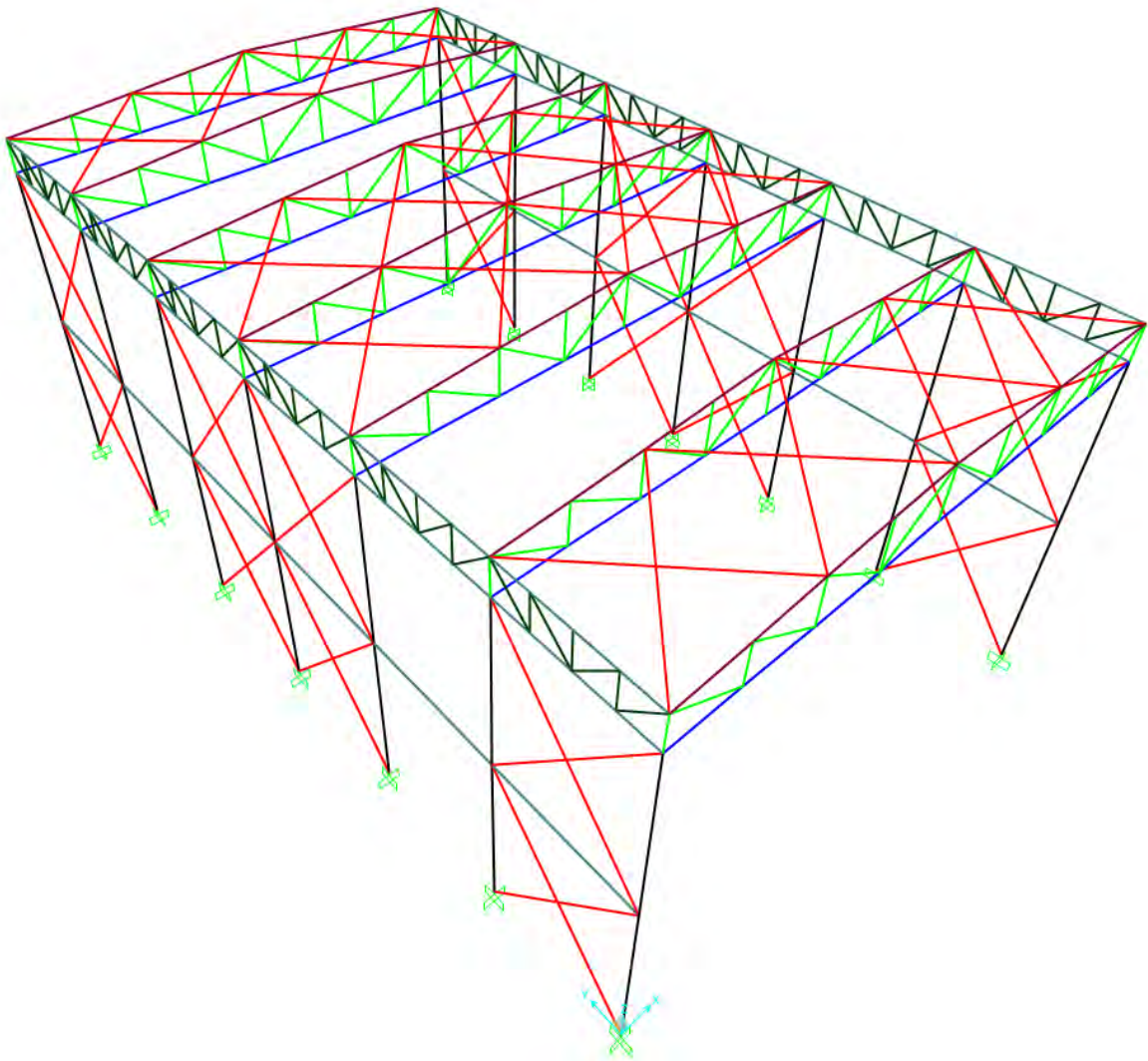


Figura 3.2. Elevación XZ (Fuente: Propia)

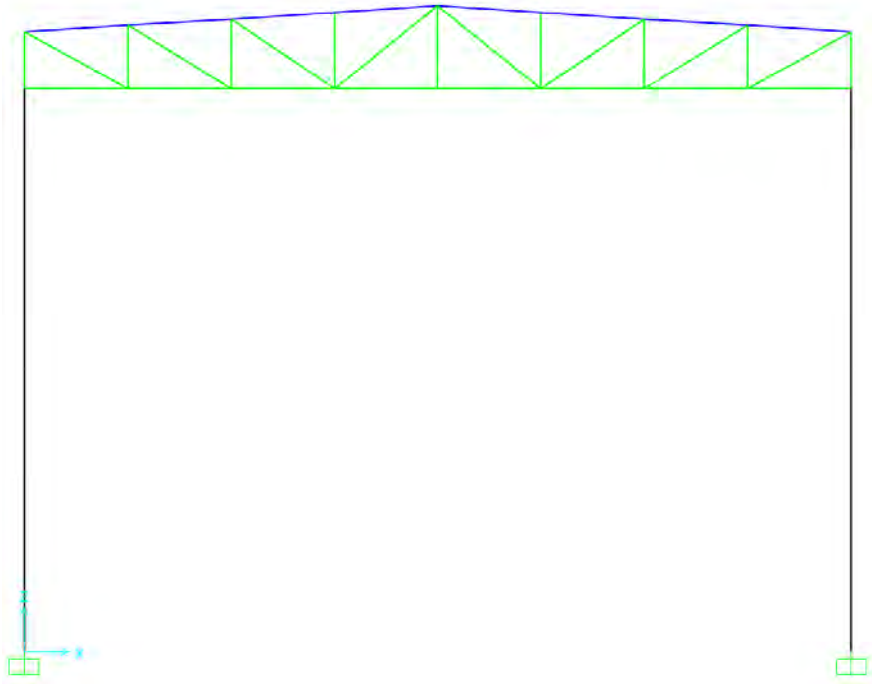
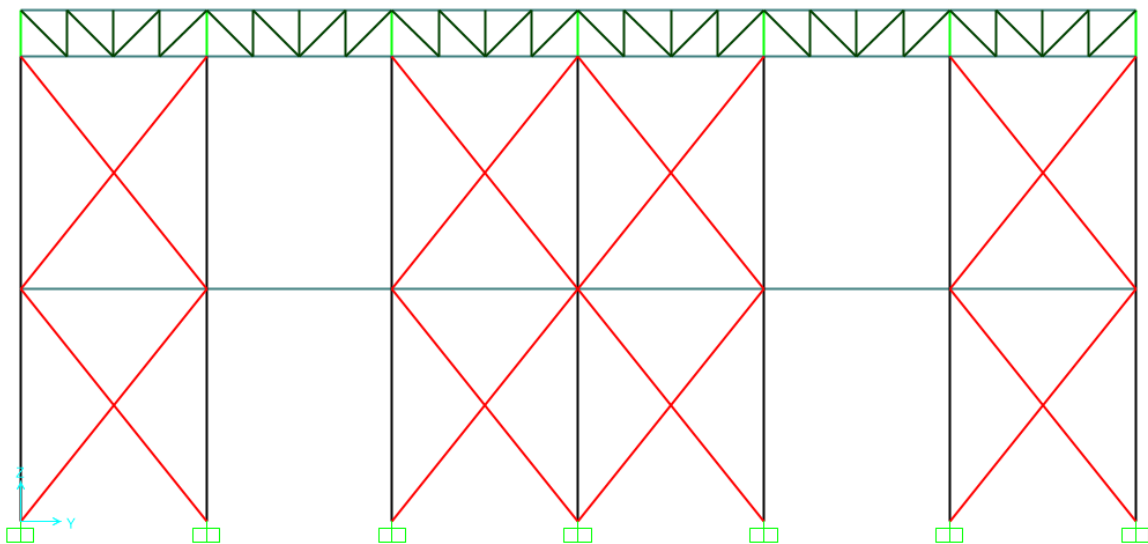


Figura 3.3. Elevación YZ (Fuente: Propia)



4. ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD

4.1. CARGAS APLICADAS

Para la asignación de cargas de gravedad al modelo, fueron utilizados los siguientes valores:

Tabla 4.1.1. Consideraciones para la asignación de cargas (Fuente: Propia)

CM de techo	30.00	kg/m ²
S/C de techo	30.00	kg/m ²
γ concreto f'c 210 kg/cm ²	2.40	ton/m ³
γ acero estructural	7.85	ton/m ³

La carga muerta (CM) considerada en el techo es de 30 kg/m² y corresponde al peso de viguetas, de cobertura (tipo TR4), instalaciones ACI e iluminación. La sobrecarga considerada en el techo es de 30 kg/m² según los requerimientos mínimos de la norma de cargas E.020.

4.2. ESQUEMAS DE CARGAS DE GRAVEDAD

En esta sección, son mostrados algunos esquemas de cargas de gravedad de la estructura extraídos del modelo. (CM = CV = 0.030 (ton/m²) x 6 (espaciamiento entre tijerales) x 2.75 (espaciamiento entre montantes) = 0.50 ton)

Figura 4.2.1. Esquema de CM de un tijeral intermedio (Fuente: Propia)

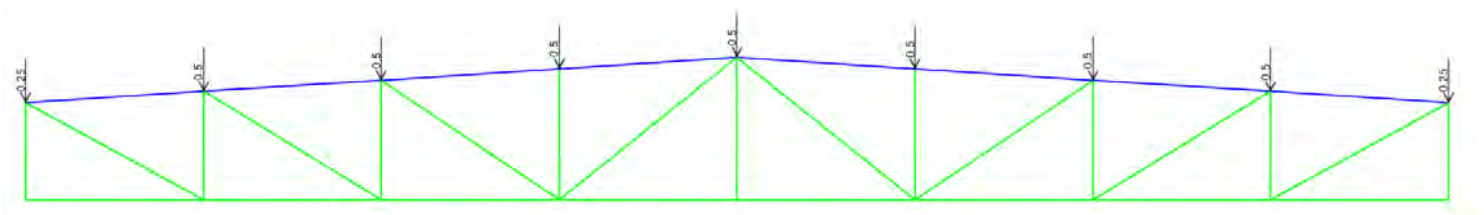


Figura 4.2.2. Esquema de CV de un tijeral intermedio (Fuente: Propia)

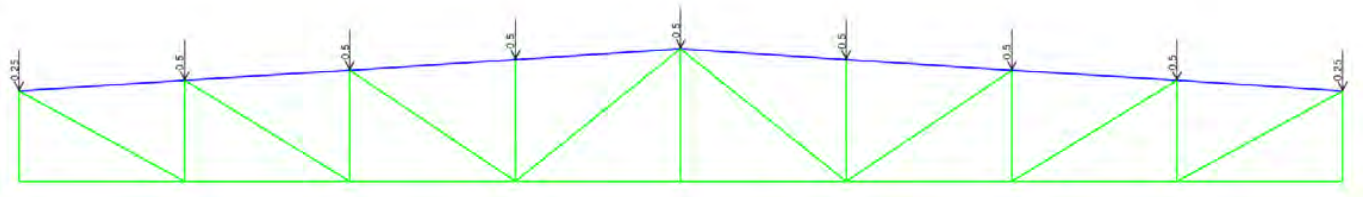
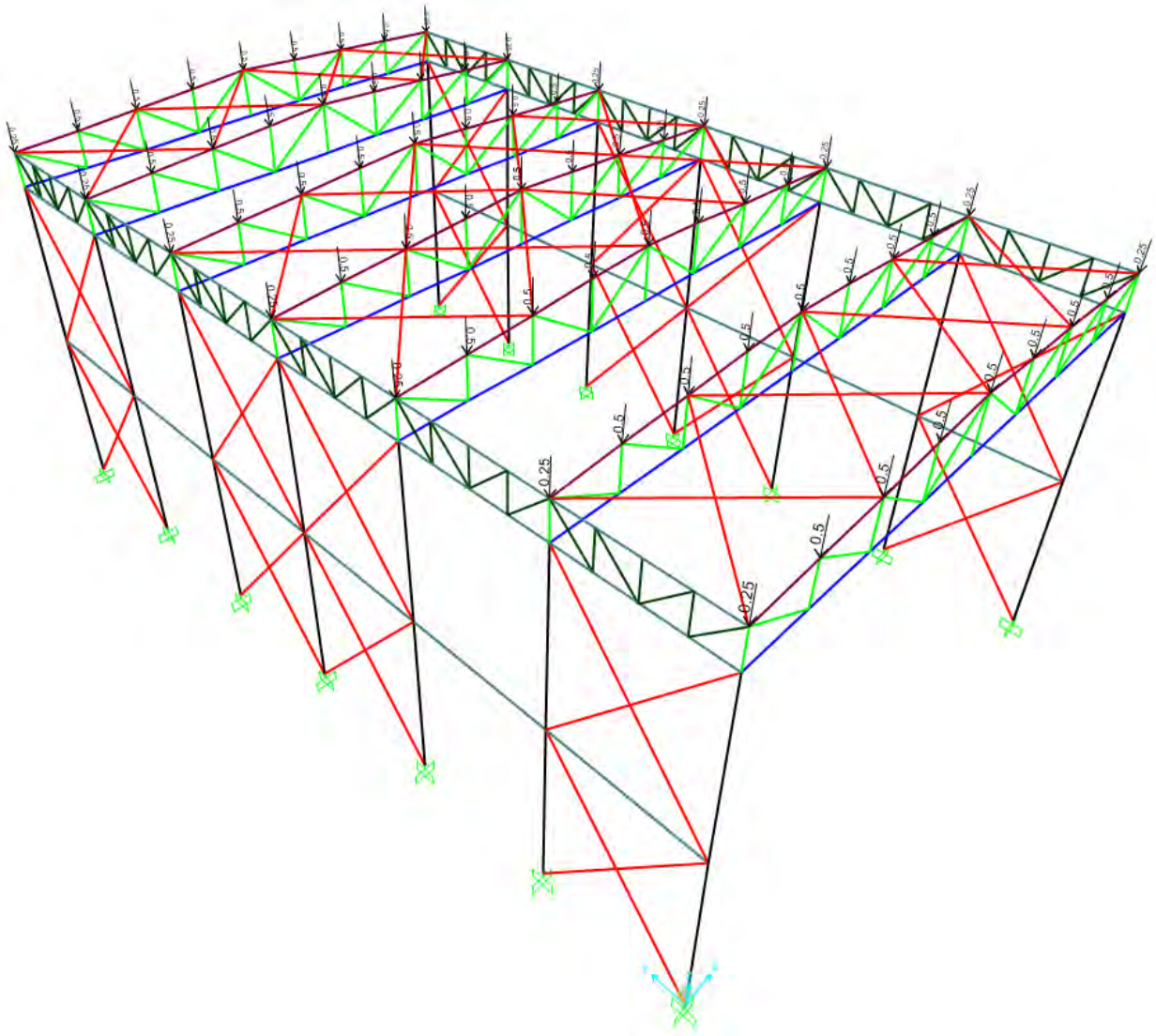


Figura 4.2.3. Esquema de CM aplicada a la estructura (Fuente: Propia)



4.3. DIAGRAMAS POR CARGAS DE GRAVEDAD

En esta sección, son mostrados algunos diagramas de carga axial últimos extraídos del modelo.

Figura 4.3.1. Diagrama de fuerzas axiales por cargas últimas de gravedad (1.2CM + 1.6 CV) (ton)
(Fuente: Propia)

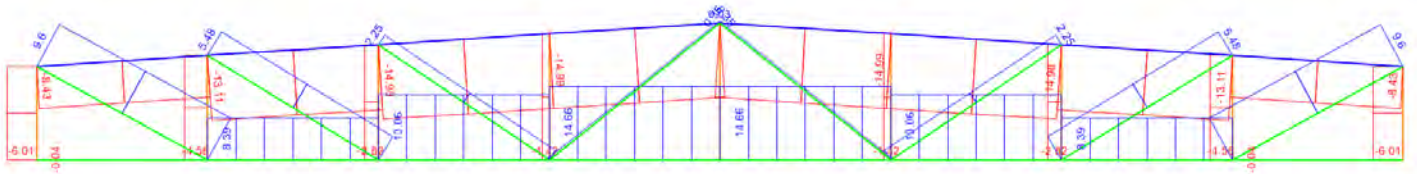
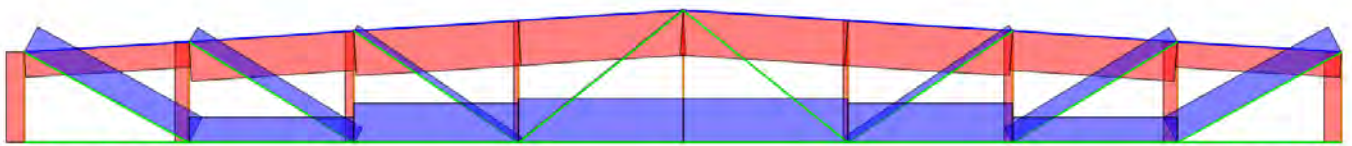


Figura 4.3.2. Diagrama cualitativo de fuerzas axiales por cargas últimas de gravedad (1.2CM + 1.6 CV) (Fuente: Propia)



Se observa que tanto la brida inferior como las diagonales resultan en tracción y las montantes y brida superior en compresión, lo cual coincide con lo esperado según la configuración.

5. ANÁLISIS POR CARGAS SÍSMICAS

Para el análisis sísmico del edificio, fue aplicado un análisis estático con los parámetros del proyecto que son mostrados a continuación.

5.1. PARÁMETROS DEL PROYECTO

Tabla 5.1.1. Parámetros sísmicos utilizados para el análisis estático (Fuente: Propia)

Z (Z4, Lima)	0.45
U (Almacén)	1.00
C	2.50
S (S1)	1.00

Para cálculos rápidos, es razonable y conservador asumir un $C = 2.50$, como si la estructura fuera de periodo corto.

5.2. PESO SÍSMICO

La norma de Diseño Sismorresistente E.030 estima el peso sísmico de una edificación según su categoría de uso. Para una categoría tipo C (común), este es calculado con la siguiente relación:

$$\text{Peso sísmico} = \text{Carga Muerta} + 0,25 \times \text{Carga Viva}$$

5.3. ANÁLISIS ESTÁTICO

La cortante en las columnas de la estructura puede ser estimada para un análisis estático, según la siguiente expresión:

$$V_{EST} = \frac{ZUCS}{R} \cdot \text{Peso}$$

Para este tipo de estructuras, es razonable considerar las fuerzas sísmicas solo en la dirección perpendicular a los tijerales, pues las columnas en la otra dirección serán gobernadas por cargas de viento. Esto sucede porque debido a que la estructura es liviana (comparada con una de concreto armado), la masa y fuerzas sísmicas son bajas.

Luego, siendo P la fuerza en una de las columnas intermedias generadas por la combinación CM + 0.25 CV (peso sísmico), se obtiene la siguiente fuerza sísmica lateral correspondiente a cada columna:

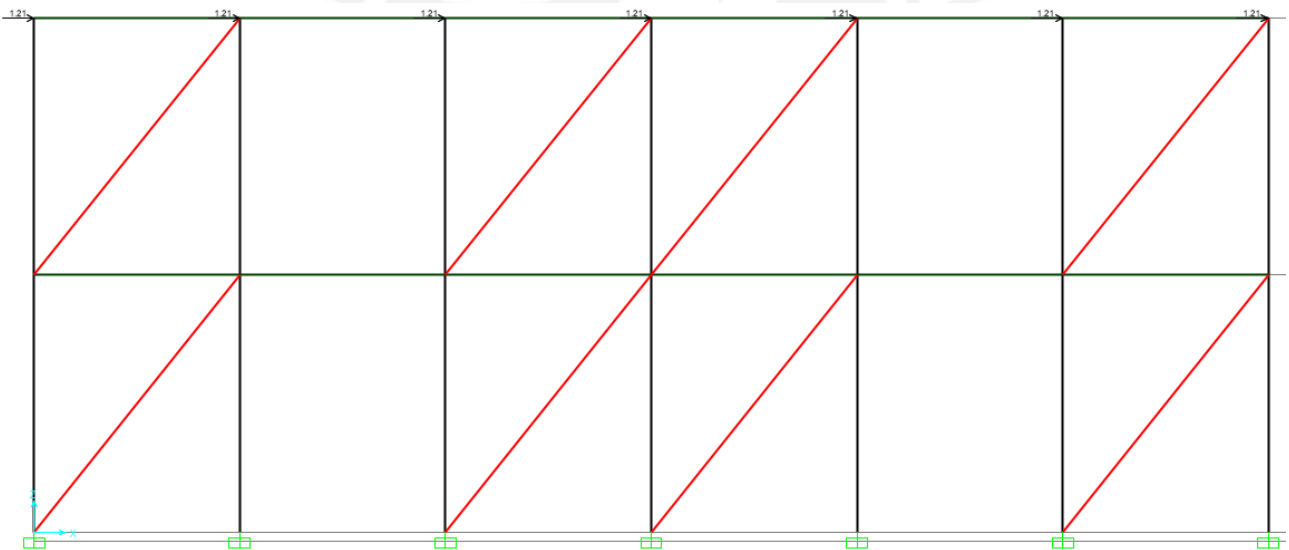
Tabla 5.3.1. Fuerza sísmica lateral V (ton) en cada columna (Fuente: Propia)

P (ton)	R	ZUCS / R	V (ton)
4.30	4.00	0.28	1.21

Estas cargas laterales son aplicadas en otro modelo creado para el análisis de arriostres transversales.

A continuación, se presenta un esquema gráfico de ese modelo con las cargas laterales aplicadas.

Figura 5.3.1. Fuerzas sísmicas aplicadas provenientes del análisis estático (ton) (Fuente: Propia)



5.4. MÁXIMO DESPLAZAMIENTO ESPERADO EN LA PARTE SUPERIOR DEL TIJERAL (POR CARGAS SÍSMICAS)

Fue extraído del modelo el desplazamiento máximo generado por las fuerzas sísmicas en la dirección transversal (Y):

Figura 5.4.1. Desplazamiento del pórtico generado por la aplicación de fuerzas sísmicas transversales provenientes del análisis estático (Fuente: Propia)

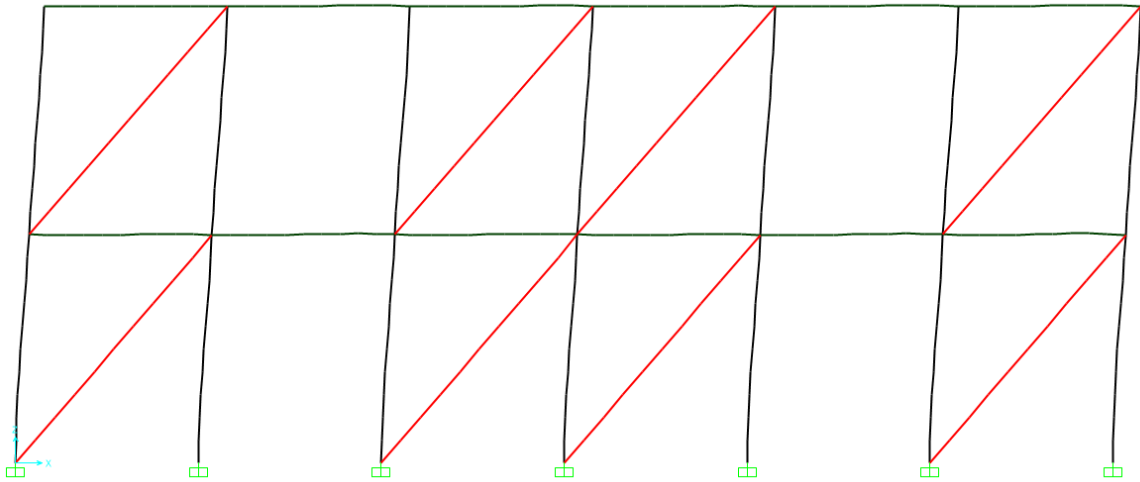


Tabla 5.5.1. Máximo desplazamiento inelástico $< H / 100$ (Fuente: Propia)

Desp. Elást. (m)	Desp. Inel. (m)	H/100 (m)
0.0186	0.0558	0.150

Donde:

Desplazamiento inelástico = Desplazamiento elástico x 0.75 x R

6. ANÁLISIS POR CARGAS DE VIENTO

6.1. CÁLCULO DE CARGAS DE VIENTO

Para el cálculo de las fuerzas de viento fue utilizada la siguiente fórmula extraída de la Norma E.020:

$$Ph \left(\frac{kg}{cm^2} \right) = 0.005 C Vh^2$$

Donde la velocidad de diseño está dada en función de la altura según la siguiente relación:

$$Vh \left(\frac{km}{h} \right) = V \left(\frac{h}{10} \right)^{0.22}$$

Fueron definidos 4 casos de cargas de viento, dos en cada dirección, ya que para el barlovento de superficies inclinadas a menos de 15 grados (que es el caso), hay dos opciones de coeficientes de viento, uno a presión y el otro a succión, como se indica en la siguiente tabla extraída de la Norma E.020:

Tabla 6.1.1. Tabla de coeficientes para cargas de viento (Fuente: Norma E.020)

CONSTRUCCIÓN	BARLOVENTO	SOTAVENTO
Superficies verticales de edificios	+0,8	-0,6
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en el sentido 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 -0,7	-0,6
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 ó inclinadas(planas ó curvas) paralelas a la dirección del viento	-0,7	-0,7
* El signo positivo indica presión y el negativo succión.		

Por lo tanto, para superficies verticales, tenemos $C_p = 0.8$ y $C_s = -0.6$.

Fue generada la siguiente tabla con las fórmulas presentadas anteriormente:

Tabla 6.1.2. Cargas de viento para superficies verticales (Fuente: Propia)

h (m)	Vh (km/h)	Vel diseño (km/h)	Presión (kg/m ²)	Succión (kg/m ²)
0.00	0.00	75.00	22.50	16.88
1.00	45.19	75.00	22.50	16.88
2.00	52.64	75.00	22.50	16.88
3.00	57.55	75.00	22.50	16.88
4.00	61.31	75.00	22.50	16.88
5.00	64.39	75.00	22.50	16.88
6.00	67.03	75.00	22.50	16.88
7.00	69.34	75.00	22.50	16.88
8.00	71.41	75.00	22.50	16.88
9.00	73.28	75.00	22.50	16.88
10.00	75.00	75.00	22.50	16.88
11.00	76.59	76.59	23.46	17.60
12.00	78.07	78.07	24.38	18.28
13.00	79.46	79.46	25.25	18.94
14.00	80.76	80.76	26.09	19.57
15.00	82.00	82.00	26.89	20.17

A continuación, se presenta la siguiente tabla resumen de cargas de viento por metro cuadrado para los 4 casos (dirección longitudinal (X)):

Tabla 6.1.3. Resumen de los 4 casos de cargas de viento (Fuente: Propia)

Caso	Dirección	Verticales (kg/m ²)		Techo (kg/m ²)	
		Barlovento	Sotavento	Barlovento	Sotavento
1	X+	26.89	-20.17	10.09	-20.17
2	X+	26.89	-20.17	-23.53	-20.17
3	X-	26.89	-20.17	10.09	-20.17
4	X-	26.89	-20.17	-23.53	-20.17

6.2. DIRECCIÓN LONGITUDINAL (X)

6.2.1. Caso 1:

Tabla 6.2.1.1. Resumen cargas aplicadas en modelo Caso 1 (Fuente: Propia)

	Columnas (kg/m)		Techo (en nudos) (kg)	
	Barlovento	Sotavento	Barlovento	Sotavento
Caso 1	161.37	-121.03	166.41	-332.82

Columnas intermedias:

- Barlovento: $26.89 \text{ kg/m}^2 \times 6 = 161.37 \text{ kg/m}$
- Sotavento: $-20.17 \text{ kg/m}^2 \times 6 = -121.03 \text{ kg/m}$

Columnas extremas:

- Barlovento: $161.37 / 2 = 80.68 \text{ kg/m}$
- Sotavento: $-121.03 / 2 = 60.51 \text{ kg/m}$

Techo:

- Barlovento: $10.09 \times 6 \times 2.75$ (espaciamiento entre nudos de tijeral) = 166.41 kg
- Sotavento: $-20.17 \times 6 \times 2.75 = -332.82 \text{ kg}$

Figura 6.2.1.1. Cargas aplicadas en nudos del techo (Fuente: Propia)

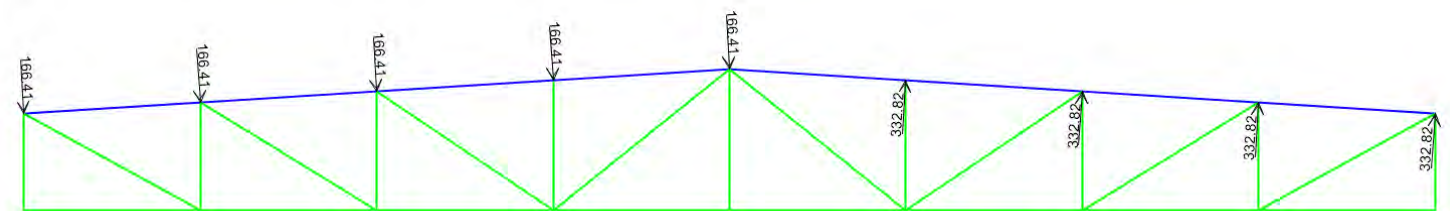
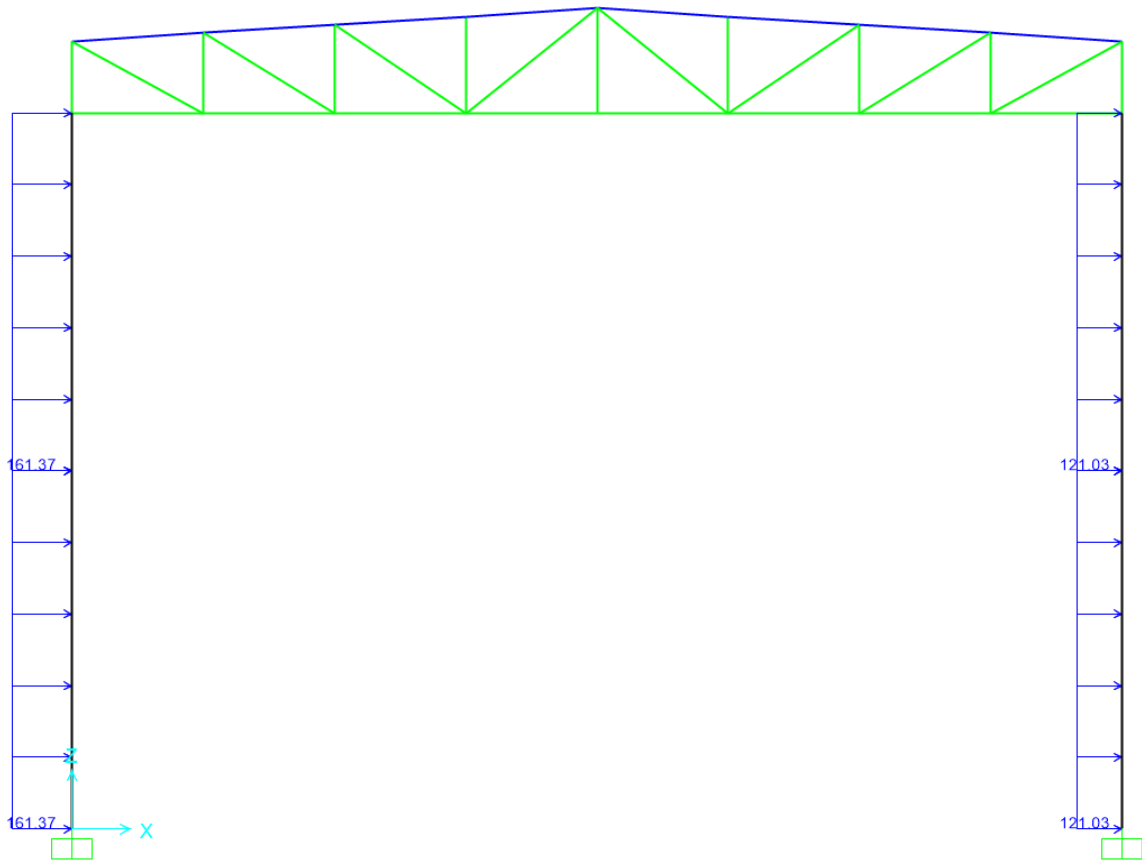


Figura 6.2.1.2. Cargas distribuidas en columnas intermedias (Fuente: Propia)



6.2.2. Caso 2:

Tabla 6.2.2.1. Resumen cargas aplicadas en modelo Caso 2 (Fuente: Propia)

	Columnas (kg/m)		Techo (en nudos) (kg)	
	Barlovento	Sotavento	Barlovento	Sotavento
Caso 2	161.37	-121.03	-388.29	-332.82

Columnas intermedias:

- Barlovento: $26.89 \text{ kg/m}^2 \times 6 = 161.37 \text{ kg/m}$
- Sotavento: $-20.17 \text{ kg/m}^2 \times 6 = -121.03 \text{ kg/m}$

Columnas extremas:

- Barlovento: $161.37 / 2 = 80.68 \text{ kg/m}$
- Sotavento: $-121.03 / 2 = 60.51 \text{ kg/m}$

Techo:

- Barlovento: $-23.53 \times 6 \times 2.75 = -388.29 \text{ kg}$
- Sotavento: $-20.17 \times 6 \times 2.75 = -332.82 \text{ kg}$

Figura 6.2.2.1. Cargas aplicadas en nudos del techo (Fuente: Propia)

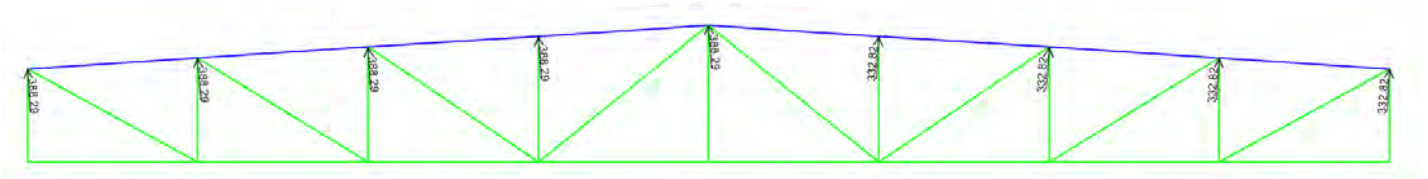


Figura 6.2.2.2.1. Cargas distribuidas en columnas intermedias (Fuente: Propia)

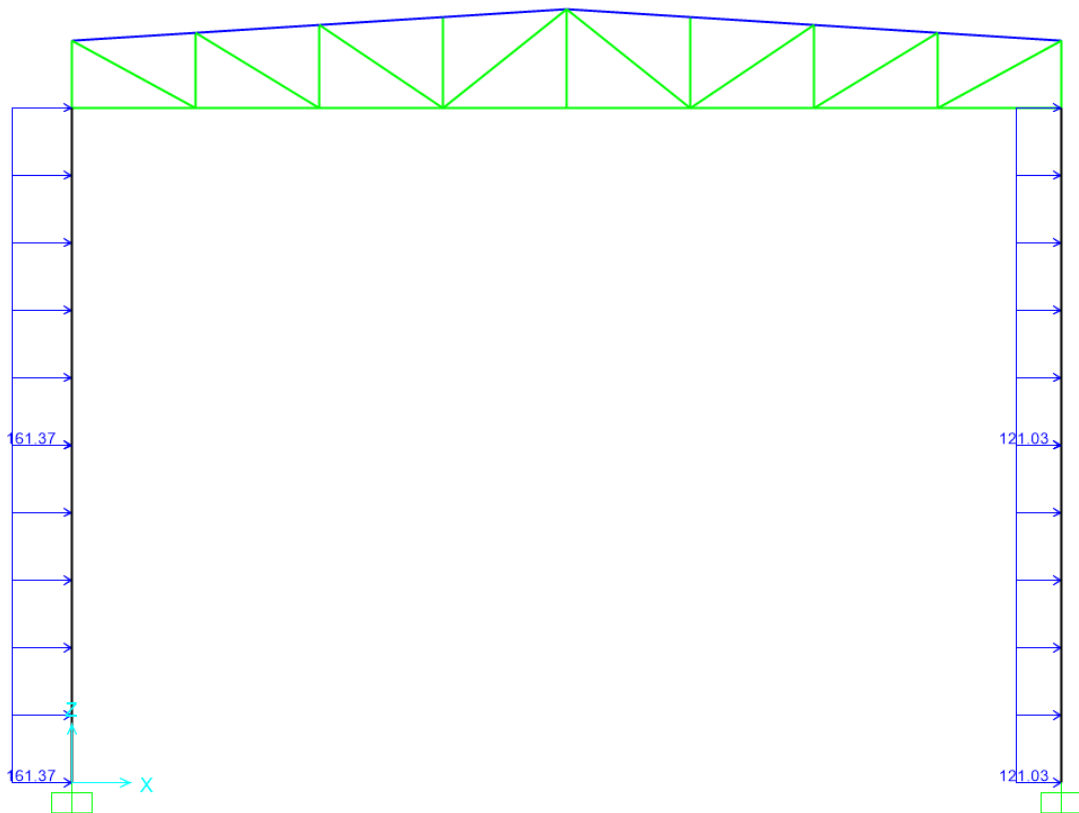
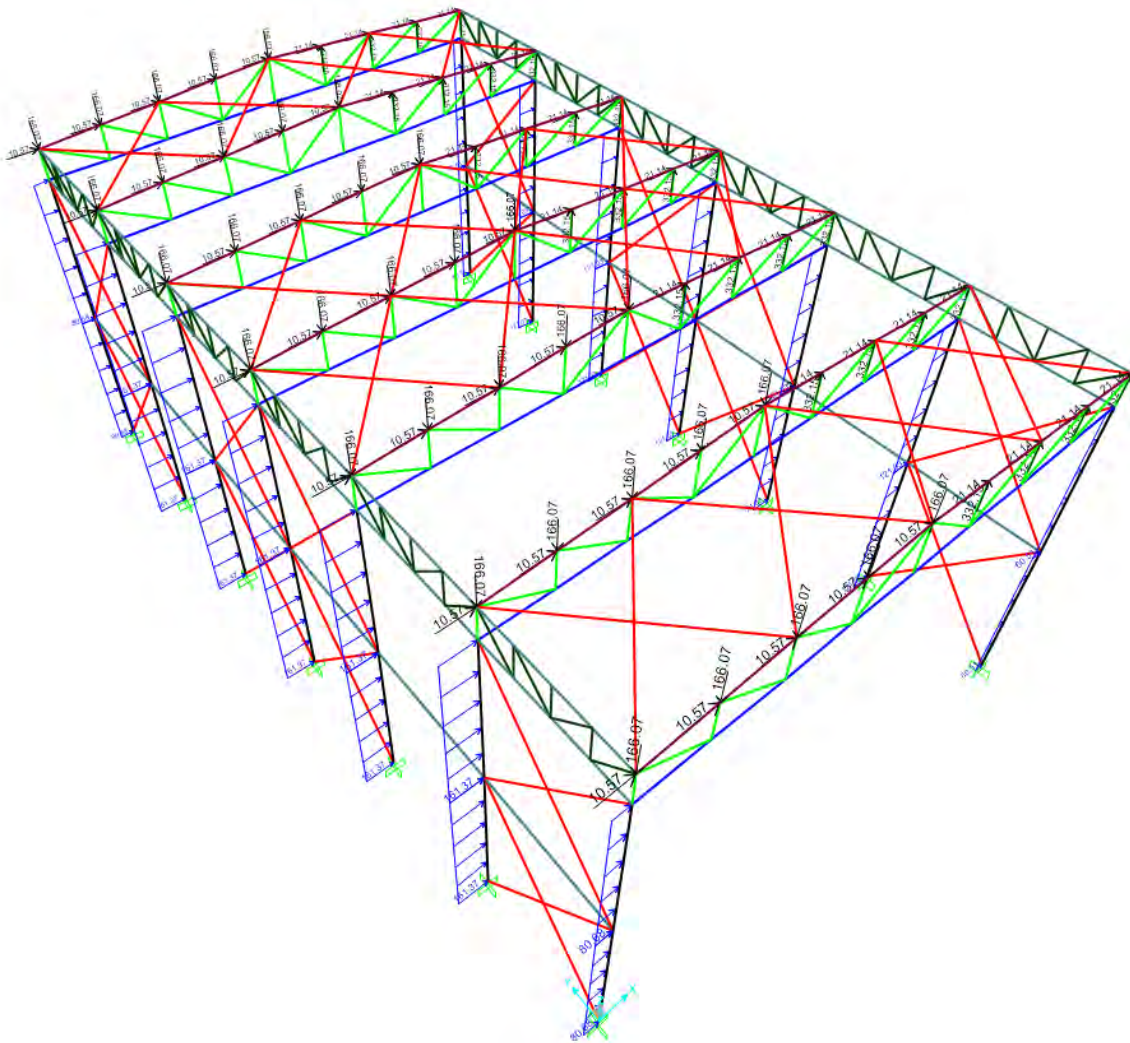


Figura 6.2.4.2. Cargas aplicadas en el caso 1 (Fuente: Propia)



6.3. DIRECCIÓN TRANSVERSAL (Y)

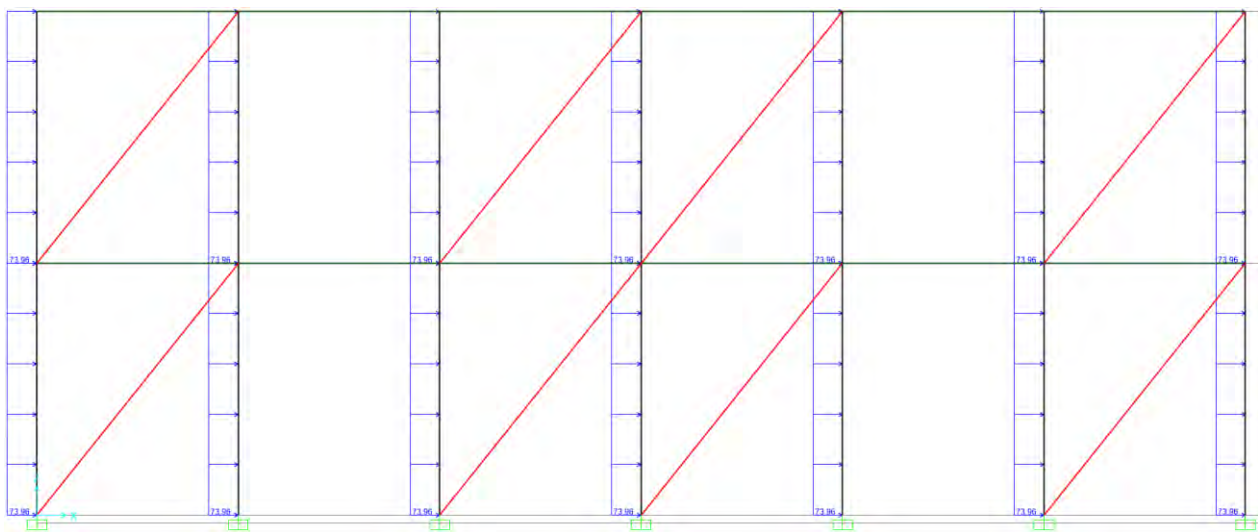
Fue analizado uno de los dos pórticos en esta dirección.

Fuerza horizontal distribuida en todo el pórtico:

$$26.89 \text{ (kg/m}^2\text{)} \times 11 \text{ (mitad de la luz del tijeral)} + 20.17 \times 11 = 517.72 \text{ kg/m}$$

$$\text{Distribuida por columna: } 517.72 / 7 \text{ columnas} = 73.96 \text{ kg/m}$$

Figura 6.3.1. Cargas de viento aplicadas en el modelo (Fuente: Propia)



7. DISEÑO EN ACERO ESTRUCTURAL

Las combinaciones que fueron utilizadas para determinar las fuerzas últimas y envolventes de diseño en acero estructural fueron extraídas de la norma E.090 de Estructuras Metálicas y son las siguientes:

$$1.4CM$$

$$1.2CM + 1.6CV$$

$$1.2CM + 0.8W$$

$$1.2CM + 1.3W + 0.5CV$$

$$1.2CM + 1.0SS + 0.5CV$$

$$0.9CM + 1.3W$$

$$0.9CM + 1.0SS$$

Donde:

CM: Carga muerta

CV: Carga viva

W: Cargas de viento

SS: Cargas sísmicas

Con estas combinaciones, fueron obtenidos los diagramas últimos de momentos, fuerzas cortantes y axiales para el Diseño por Resistencia (LRFD).

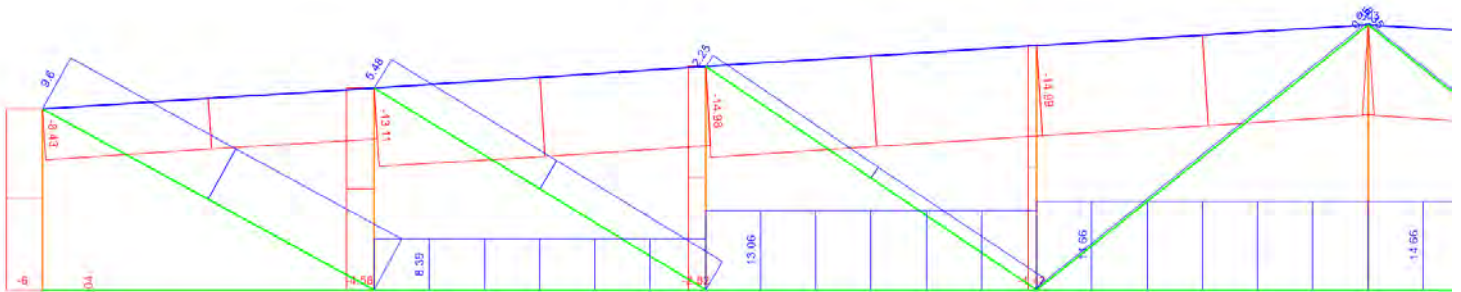
Tabla 7.1. Tabla de combinaciones consideradas en el diseño (Fuente: Propia)

COMBINACIONES	CARGAS						
	D	L	SS	W			
	D	L	SSY	W1	W2	W3	W4
C1	1.40						
C2	1.20	1.60					
C3	1.20			0.80			
C4	1.20				0.80		
C5	1.20					0.80	
C6	1.20						0.80
C7	1.20	0.50		1.30			
C8	1.20	0.50			1.30		
C9	1.20	0.50				1.30	
C10	1.20	0.50					1.30
C11	1.20	0.50	1.00				
C12	0.90			1.30			
C13	0.90				1.30		
C14	0.90					1.30	
C15	0.90						1.30
C16	0.90		1.00				

7.1. DIAGONAL MÁS ESFORZADA

Se observa que, para las diagonales, montantes, brida superior e inferior, el diseño se encuentra controlado por la combinación de cargas de gravedad (1.2CM + 1.6CV). Las fuerzas axiales generadas por esta combinación son iguales a las de la envolvente en estos elementos.

Figura 7.1.1. Fuerzas axiales últimas en tijeral (ton) (Fuente: Propia)



La fuerza última en tracción de la diagonal más esforzada es de 9.60 ton.

Diseño en tracción: Acero estructural A36

Fue calculada el área de acero requerida para esta fuerza con la siguiente expresión:

$$\phi T_n = \phi F_y \times A_g > T_u$$

Donde:

ϕ (Tracción) = 0.90

Fue obtenida la siguiente tabla resumen:

Tabla 7.1.1. Ag requerida diagonal más esforzada (Fuente: Propia)

Fy (A36) =	36.00	ksi
Tu =	9.60	ton
Ag req =	4.21	cm ²

Fueron elegidos dos ángulos de 1-1/2" x 1-1/2" x 3/16".

Características y esbeltez de este ángulo doble:

Tabla 7.1.2. Características geométricas y esbeltez de la sección (Fuente: Propia)

2 de 1-1/2"x1-1/2"x3/16"	
L =	313.00 cm
Ag =	6.80 cm ²
rx =	1.16 cm
rz =	0.75 cm
KL / rx =	270
KL / rz =	209

Donde:

L = longitud de la diagonal.

Ag = Área bruta de la sección = 3.40 x 2 = 6.80 cm².

r = Radios de giro (medida de inercia) = $\sqrt{I/A}$.

K = 1, razonable para este tipo de casos.

KL / rx = 313 / 1.16 = 270.

KL / rz = (313 / 2) / 0.75 = 209. La longitud en Z es dividida entre dos, porque es considerado por lo menos un conector en el largo de la diagonal, usualmente se pone más de uno, por lo que esta relación bajaría aún más.

Es corroborado que cumpla con la recomendación de la norma: $KL/r (T) < 300$.

Pudo haber sido elegida una sección con menos área, pero se optó por seguir esta recomendación de esbeltez.

7.2. BRIDA INFERIOR

Diseño en tracción: Acero estructural A36

Fue generada la siguiente tabla resumen:

Tabla 7.2.1. Ag requerida brida inferior (Fuente: Propia)

Fy (A36) =	36.00	ksi
Tu =	14.66	ton
Ag req =	6.44	cm ²

Fueron elegidos dos ángulos de 2" x 2" x 1/4".

Características y esbeltez de este doble ángulo:

Tabla 7.2.2. Características geométricas y esbeltez de la sección (Fuente: Propia)

2 de 2"x2"x1/4"		
Ag =	12.10	cm ²
s =	20.00	cm
Ix =	14.47	cm ⁴
\bar{x} =	1.50	cm
d =	8.50	cm
Ixo =	451.58	cm ⁴
ryo =	8.64	cm
rx = ry =	1.55	cm
rz =	0.99	cm
Ly0 =	22.00	m
Lx =	2.75	m
Lz =	1.38	m
KL / ryo =	255	
KL / rx =	177	
KL / rz =	139	

Donde:

s = Ancho total de la sección, incluyendo la separación entre ángulos, ver figura 7.2.1.

Ix = Inercia en eje x de solo un ángulo.

\bar{x} = Distancia de un extremo a centroide de solo un ángulo.

$d = s / 2 - \bar{x} = 8.50$ cm.

$I_{xo} = \text{Mitad de la inercia total de la sección compuesta} = I_x + (A_g/2) \times d^2 = 451.58 \text{ cm}^4.$

$$r_{yo} = \sqrt{\frac{I_{xo}}{A_g/2}} = 8.64 \text{ cm}$$

$L_{yo} = \text{Longitud de pandeo lateral de la sección compuesta} = 22 \text{ m}.$

$L_x = 2.75 \text{ m}.$

$L_z = 2.75 / 2 = 1.375 \text{ m}.$ (Considerando por lo menos un conector al medio en cada tramo)

Es corroborado que cumpla con la recomendación de la norma $KL/r (T) < 300.$

Figura 7.2.1. Sección Brida Inferior (A36) (Fuente: Propia)



Brida inferior:  2" x 2" x 1/4"

7.3. PRIMERA MONTANTE FUERA DEL APOYO

Diseño en compresión: Acero estructural A36

Se observa que la fuerza última en compresión de la primera montante (más esforzada) es de 4.60 ton.

Fue utilizada la siguiente expresión para el cálculo de la resistencia nominal a compresión:

$$\phi P_n = \phi F_{cr} \times A_g > P_u$$

Donde:

ϕ (Compresión) = 0.90

Fue obtenida la siguiente tabla con las solicitaciones a compresión:

Tabla 7.3.1. Fuerza axial última de montante (Compresión) (Fuente: Propia)

F_y (A36) =	36.00	ksi
P_u =	4.60	ton

Probamos con dos ángulos de 1-1/2" x 1-1/2" x 3/16".

Características, esbeltez y resistencia de este doble ángulo:

Tabla 7.3.2. Características geométricas de la sección, esbeltez y resistencia (Fuente: Propia)

2 de 1-1/2"x1-1/2"x3/16"		
A_g =	6.80	cm ²
$r_x = r_y$ =	1.16	cm
r_z =	0.75	cm
L_x =	1.68	m
L_z =	0.84	m
KL / r_x =	144	
KL / r_z =	112	
KL / r =	144	
ϕF_{cr} =	10.82	ksi
ϕP_n =	5.17	ton
$P_u / \phi P_n$ =	0.89	

Donde:

L_x = Longitud de la primera montante fuera del apoyo = 1.68 m.

$L_z = L_x / 2 = 0.84$ m. Colocando por lo menos un conector al medio de la montante.

ϕF_{cr} = Esfuerzo crítico en compresión multiplicada por factor de reducción = 10.82 ksi, obtenido de la tabla 4-22 del AISC Steel Construction Manual.

$\phi P_n = \phi F_{cr} \times A_g = 5.17$ ton > P_u .

Además, se cumple la recomendación para elementos en compresión $KL / r < 200$.

7.4. BRIDA SUPERIOR

Diseño en compresión: Acero estructural A36

Fue generada la siguiente tabla resumen:

Tabla 7.4.1. Fuerza axial última de brida superior al medio (Compresión) (Fuente: Propia)

F_y (A36) =	36.00	ksi
P_u =	15.00	ton

Probamos con dos ángulos de 3" x 3" x 1/4".

Características, esbeltez y resistencia a compresión de este doble ángulo:

Tabla 7.4.2. Características geométricas de la sección, esbeltez y resistencia (Fuente: Propia)

2 de 3"x3"x1/4"		
A_g =	18.54	cm ²
s =	20.00	cm
I_x =	51.79	cm ⁴
\bar{x} =	2.14	cm
d =	7.86	cm
I_{xo} =	624.49	cm ⁴
r_{yo} =	8.21	cm
$r_x = r_y$ =	2.36	cm
r_z =	1.50	cm
L_{yo} =	5.50	m
L_x =	2.75	m
L_z =	1.38	m
KL / r_{yo} =	67	
KL / r_x =	117	
KL / r_z =	92	
KL / r =	117	
ϕF_{cr} =	15.89	ksi
ϕP_n =	20.72	ton
$P_u / \phi P_n$ =	0.72	

Donde:

r_{yo} = Radio de giro de pandeo lateral es hallado de forma similar al de la brida inferior = 8.21 cm.

L_{yo} = 5.50 m. Arriostres de fierros lisos de 5/8" (tensores) cada dos tramos de brida superior. (2.75 m x 2)

L_x = 2.75 m.

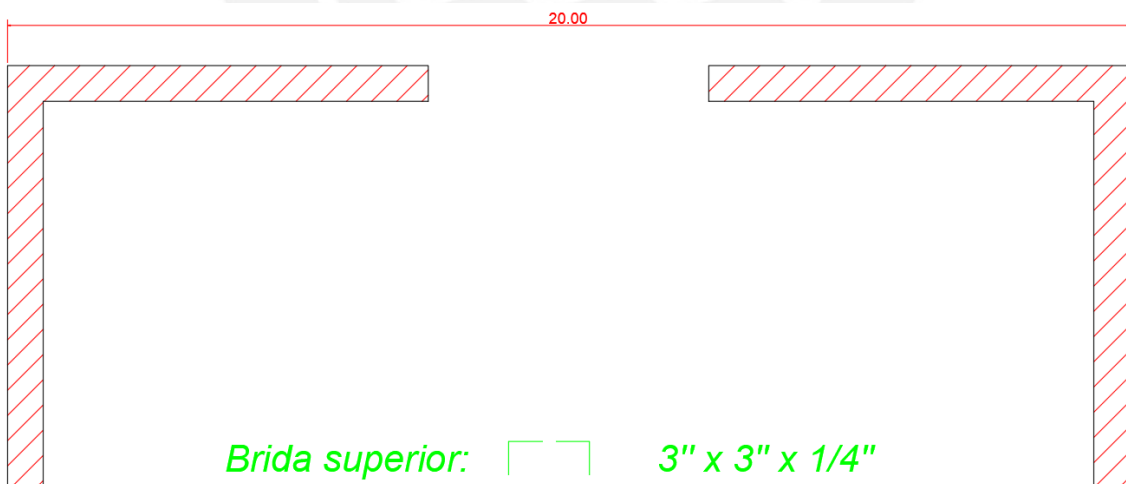
L_z = 2.75 / 2 = 1.375 m. Colocando por lo menos un conector al medio de cada tramo de brida superior.

ϕF_{cr} = Esfuerzo crítico en compresión multiplicada por factor de reducción = 15.89 ksi, obtenido de la tabla 4-22 del AISC Steel Construction Manual.

ϕP_n = $\phi F_{cr} \times A_g$ = 20.72 ton > P_u .

Además, se cumple la recomendación para elementos en compresión $KL / r < 200$.

Figura 7.4.1. Sección Brida Superior (A36) (Fuente: Propia)



7.5. ARRIOSTRES DIRECCIÓN TRANSVERSAL (Y)

Diseño en tracción: Acero estructural A36

Máxima tracción en arriostres: 2.60 ton, generada por la combinación de cargas de sismo provenientes del análisis estático.

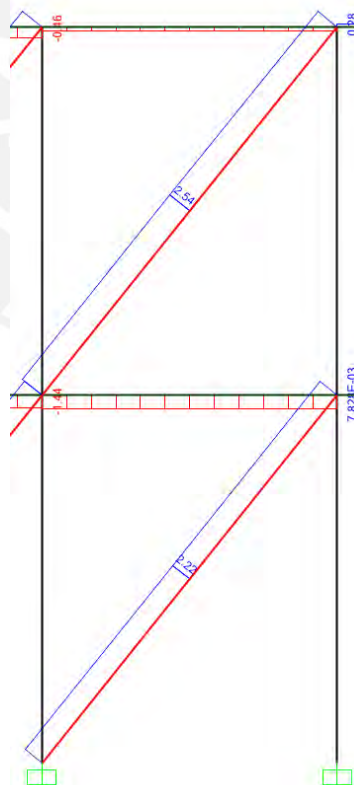
A continuación, se muestra una tabla resumen del diseño en tracción:

Tabla 7.5.1. Ag requerida en arriostres transversales (Fuente: Propia)

F_y (A36) =	36.00	ksi
T_u =	2.60	ton
A_g req =	1.32	cm ²

Fueron elegidas varillas lisas A36 de 5/8" de diámetro como arriostres, con un área de 2.00 cm² cada una.

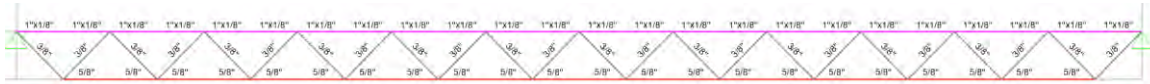
Figura 7.5.1. Máxima fuerza en tracción en arriostres, generada por la combinación que incluye a las fuerzas de sismo transversal (Y) (Fuente: Propia)



7.6. VIGUETAS

Las viguetas que cargan la cobertura según su luz, fueron predimensionadas como una sección armada de dos ángulos de 1" x 1" x 1/8" como brida superior en compresión y un fierro liso A36 de 1/2" inferior en tracción, con 0.25 m de peralte.

Figura 7.6.1. Vigueta de 6 m de luz (Fuente: Propia)



Determinación de cargas de diseño:

$$CM = 0.030 \text{ ton / m}^2$$

$$CV = 0.030 \text{ ton / m}^2$$

$$CU = 1.2CM + 1.6CV = 0.08 \text{ ton / m}^2$$

$$\omega_u \text{ en vigueta} = CU \times 2.75 = 0.22 \text{ ton / m}$$

$$Luz = 6 \text{ m}$$

$$Mu = \omega_u \times L^2 / 8 = 0.99 \text{ ton.m}$$

$$Fu = Pu = Tu = Mu / 0.25 = 3.98 \text{ ton.}$$

A continuación, fueron verificados los elementos de la sección:

Brida superior: Diseño en compresión: Acero estructural A36

Tabla 7.6.1. Brida superior (compresión) (Fuente: Propia)

2 de 1"x1"x1/8"		
Ag =	0.47	in ²
rx =	0.77	cm
ry =	1.45	cm
Lx =	50.00	cm
Ly =	150.00	cm
KL / rx =	65	
KL / ry =	103	
KL / r =	103	
φFcr =	18.42	ksi
φPn =	3.93	ton
Pu / φPn =	1.01	

Donde:

Lx = Separación entre tramos en sentido longitudinal de brida superior (arriostrado por varillas lisas A36 de 3/8" de diámetro) = 0.50 m.

Ly = Longitud no arriostrada en el eje y, esto es controlado con arriostres entre viguetas cada 3 tramos = 1.50 m.

φFcr = Esfuerzo crítico en compresión multiplicada por factor de reducción = 18.42 ksi, obtenido de la tabla 4-22 del AISC Steel Construction Manual.

$$\phi P_n = \phi F_{cr} \times A_g = 3.93 \text{ ton} = P_u$$

Además, se cumple la recomendación para elementos en compresión $KL / r < 200$.

Brida inferior: Diseño en tracción: Acero estructural A36

Tabla 7.6.2. Brida inferior (tracción) (Fuente: Propia)

Fy (A36) =	36.00	ksi
Tu =	3.98	ton
Ag req =	1.75	cm ²

Fue elegida una varilla lisa A36 de 5/8" de diámetro:

$$A_g = 2 \text{ cm}^2.$$

$$r_x = r_y = 0.39 \text{ cm}.$$

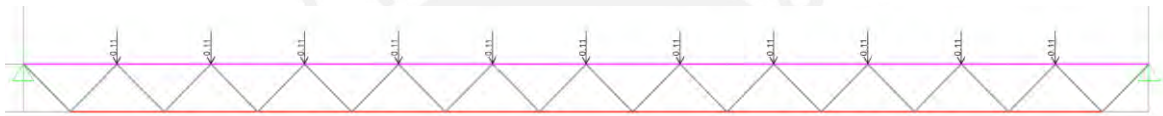
$$L_y = 150 \text{ cm}.$$

$L / r_y = 380 > 300$, como no es un elemento importante, fue obviada esta recomendación de la norma

Diagonales: Diseño en compresión: Acero estructural A36

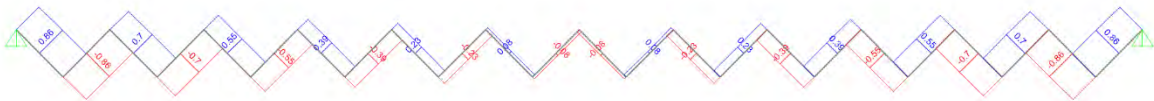
Fue obtenida la fuerza máxima en compresión de las diagonales de un modelo en SAP2000:

Figura 7.6.2. Cargas aplicadas en modelo de vigueta de 6 m de luz (Fuente: Propia)



Las cargas en cada nudo fueron calculadas del producto de w_u (ton/m) x 0.50 m = 0.11 ton por nudo.

Figura 7.6.3. Fuerzas axiales últimas en diagonales (0.86 ton en compresión) (Fuente: Propia)



$P_u = 0.86 \text{ ton}$. (Extraída del modelo)

Tabla 7.6.3. Diagonal (compresión) (Fuente: Propia)

Varilla lisa de 1/2"		
$A_g =$	1.29	cm ²
$r_x =$	0.31	cm
$L_x =$	0.35	m
$KL / r_x =$	112	
$\phi F_{cr} =$	16.62	ksi
$\phi P_n =$	1.51	ton
$P_u / \phi P_n =$	0.57	

ϕF_{cr} = Esfuerzo crítico en compresión multiplicada por factor de reducción = 16.62 ksi, obtenido de la tabla 4-22 del AISC Steel Construction Manual.

$$\phi P_n = \phi F_{cr} \times A_g = 1.51 \text{ ton} > P_u$$

Además, se cumple la recomendación para elementos en compresión $KL / r < 200$.



Figura 7.6.4. Distribución de elementos en vigueta (Fuente: Propia)

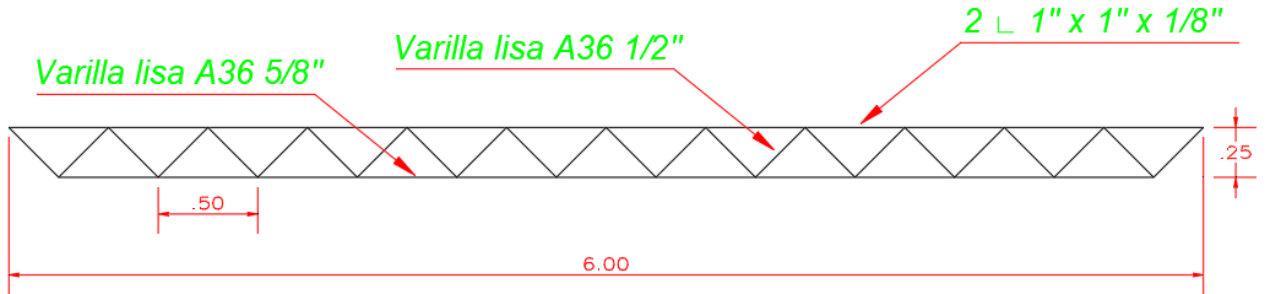


Figura 7.6.5. Detalle de arriostres entre viguetas @ 1.50 m (Fuente: Propia)

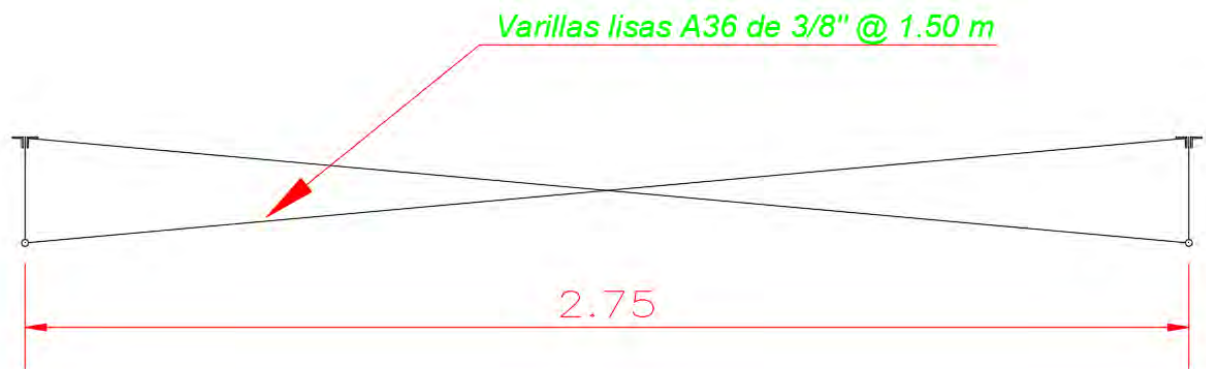
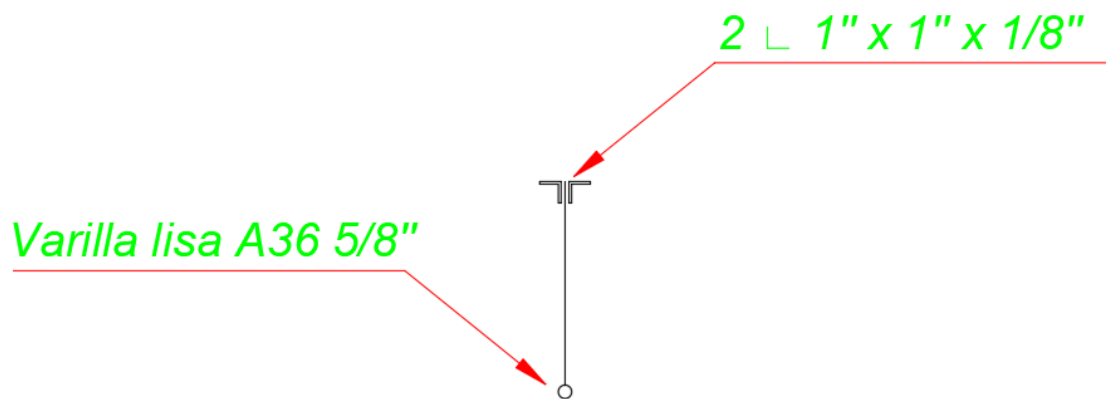


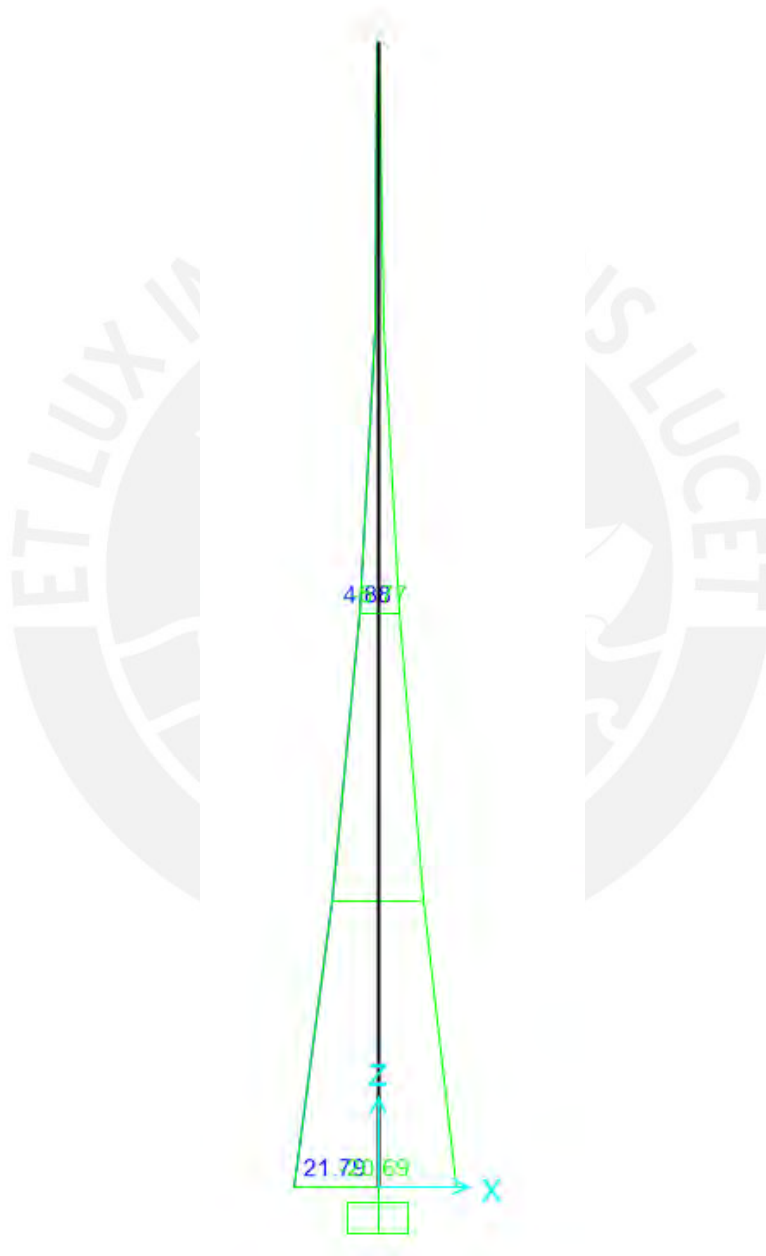
Figura 7.6.6. Sección de vigueta (Fuente: Propia)



7.7. COLUMNAS

Momento último extraído de modelo: M_u (envolvente) = 21.79 ton.m, P_u = 7.69 ton

Figura 7.7.1. Envolvente de momentos de columna (Fuente: Propia)



Diseño por flexocompresión: Acero estructural A36 (Columna tubular cuadrada de plancha soldada)

Diseño por flexión:

L_b = Longitud no arriostrada de columna = 15.00 m (toda la altura).

Fue elegido un perfil HSS 300 x 300 x 9 mm:

Como el perfil es compacto ($\lambda_p < b / t$), el momento nominal de la sección es igual al momento plástico.

$$\phi M_n = \phi M_p = Z_x \times F_y = 69.78 \text{ in}^3 \times 36 \text{ ksi} = 2261 \text{ kips.in} = 26.05 \text{ ton.m} > M_u = 21.79 \text{ ton.m}$$

Diseño en compresión: $P_u = 7.69 \text{ ton}$

Tabla 7.7.1. Diseño en compresión HSS 300 x 300 x 9 mm (Fuente: Propia)

HSS 300 x 300 x 9	
$A_g =$	104.76 cm ²
$r_x =$	11.89 cm
$r_y =$	11.89 cm
$L_x =$	15.00 m
$L_y =$	7.50 m
$KL / r_x =$	126
$KL / r_y =$	63
$KL / r =$	126
$\phi F_{cr} =$	13.98 ksi
$\phi P_n =$	102.97 ton

Luego, Ratio de holgura de diseño = $M_u / \phi M_n + P_u / \phi P_n = 0.92 < 0.95$

7.8. TUBOS LATERALES DE APOYO DE COBERTURA

Diseño por flexión: Acero estructural A36

$L = 6 \text{ m}$, entre columnas.

Cargas de viento (horizontales):

$$\omega_u \text{ viento} = 26.89 \text{ (kg/m}^2\text{)} \times 7.50 \text{ (m)} \text{ (ancho tributario, separación entre tubos)} \times 1.30 \text{ (factor de amplificación de viento)} = 262.18 \text{ kg/m}$$

$$M_u = \omega_u \text{ viento} \times L^2 / 8 = 0.91 \text{ ton.m}$$

L_b = Longitud no arriostrada = 6 m.

Cargas de viento laterales dominan el diseño.

Diseño por flexión:

Fue elegido un perfil HSS 100 x 100 x 3 mm:

Como el perfil es compacto ($\lambda_p < b / t$), el momento nominal de la sección es igual al momento plástico.

$$\phi M_n = 83.48 \text{ kips.in} = 0.96 \text{ ton.m} > M_u = 0.91 \text{ ton.m}$$

$$\text{Luego, Ratio de holgura de diseño} = M_u / \phi M_n = 0.95 < 0.95$$

7.9. PLANCHAS BASE

Columna HSS tubular cuadrada 300 x 300 x 9 mm.

Características geométricas:

$$L = d = b_f = 30 \text{ cm}$$

Predimensionamiento de plancha y pedestal:

$$N = 0.95 \times d + 2 \times \sqrt{d \times b_f / 4} = 43.50 \text{ cm}$$

$$B = 0.80 \times b_f + 2 \times \sqrt{d \times b_f / 4} = 39.00 \text{ cm}$$

Fue escogida una sección de 45 x 40 cm (Plancha base)

Luego, para la sección del pedestal, es recomendable agregarle 7.50 cm en cada borde, para que no haya interferencia entre los pernos de anclaje y el acero longitudinal del pedestal.

Sección de pedestal: 60 x 50 cm

Cargas últimas en la base de las columnas:

$$P_u = 7.69 \text{ ton}, M_u = 21.79 \text{ ton.m}$$

Debido a su baja carga axial y gran momento, la excentricidad en la base supera a la crítica, y el diseño de la plancha base califica como “momentos grandes”.

Son definidos:

$$A1 = \text{Área de plancha base} = B \times N = 1800 \text{ cm}^2$$

$$A2 = \text{Área de pedestal} = 60 \times 50 = 3000 \text{ cm}^2$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi \text{ de aplastamiento} = 0.65$$

Verificación de aplastamiento:

$$Pp = 0.85 \times f'c \times A1 \times \sqrt{A2 / A1} / 1000 = 415 \text{ ton}$$

$$\phi Pp = 270 \text{ ton} > Pu = 7.69 \text{ ton}$$

Verificación de que $e > e_{crít}$:

$$e = Mu \times 100 / Pu = 283.36 \text{ cm}$$

$$f_{p\text{máx}} = \phi \times 0.85 \times f'c \times \sqrt{A2 / A1} = 149.79 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{\text{máx}} = f_{p\text{máx}} \times B = 5992 \text{ kg/cm}$$

$$e_{crít} = N / 2 - \frac{Pu \times 1000}{2 \times q_{\text{máx}}} = 21.86 \text{ cm}$$

Es comprobado que $e > e_{crít}$, el diseño de la plancha base califica como “momentos grandes”.

Verificación del tamaño de plancha base:

Son definidos:

$$f = N / 2 - 1.5 \text{ (cm, distancia del perno de anclaje al borde)} = 19 \text{ cm}$$

$$N1 = (f + N / 2) ^ 2 = 1722.3 \text{ cm}^2$$

$$N2 = 2 \times Pu \times 1000 \times (e + f) / q_{\text{máx}} = 776.14 \text{ cm}^2$$

Dado que $N1 > N2$, el tamaño de la plancha es conforme y no necesita ser más grande.

Longitud de rozamiento y tensión última en los pernos de anclaje:

$$Y = f + N / 2 - \sqrt{N1 / N2} = 10.74 \text{ cm}$$

$$Tu = q_{\text{máx}} \times Y - Pu \times 1000 = 56665 \text{ kg}$$

Espesor de plancha:

$$P_{\text{servicio}} = 5.77 \text{ ton (del modelo)}$$

$$P_{\text{servicio}} / A1 = 32.06 \text{ ton/m}^2$$

La plancha base es analizada en volado aplicando la presión ejercida por las cargas en servicio.

$$\omega = P / A \times 0.40 \text{ m (ancho)} = 12.82 \text{ ton/m (presión por metro lineal en la dirección más crítica)}$$

$$M = \omega \times L (\text{volado})^2 / 2 = 12.82 \times 0.075 (\text{volado})^2 / 2 = 0.036 \text{ ton.m}$$

$$\text{Probamos: Espesor (t)} = 8 \text{ mm}$$

$$\sigma = 8484 \text{ ton / m}^2 < 0.75 Fy$$

Espesor de plancha elegido: 8 mm.

Diámetro de pernos de anclaje:

$$\text{Fuerza tensión última } Tu = 56.67 \text{ ton} = 129 \text{ kips}$$

$$Tu / 3 (\text{pernos por lado}) = 43 \text{ kips / perno}$$

Elegimos pernos de anclaje A325 de 7/8" de diámetro.

ϕRn (Perno A325 de 7/8", $\phi = 0.75$) = 42.3 kips. (Valor extraído de AISC Steel Design Guide No.1: Base Plate and Anchor Rod Design, tabla 3.1)

Longitud de pernos de anclaje:

$$\text{Probamos con } L = 30 \text{ cm} = 11.81 \text{ in}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg / cm}^2 = 3 \text{ ksi}$$

$$n = 3 \text{ pernos}$$

$$A_N = 3 \times L \times (2 \times L + 12) = 1262.20 \text{ in}^2$$

$$A_{No} = 3 \times L^2 = 418.5 \text{ in}^2$$

$$\phi N_{cbg} = \text{Resistencia al arrancamiento} = 0.70 \times \Psi \times 16 \times \sqrt{f'_c} \times h_{ef}^{5/3} \times (A_N / A_{No})$$

$$= 0.70 \times 1.25 \times 16 \times \sqrt{3000 \text{ (psi)}} \times 11.81^{5/3} \times (1262.20 / 418.50) = 141.67 \text{ kips} > T_u.$$



A continuación, se muestran planos de la plancha y pernos de anclaje resultantes:

Figura 7.9.1. Detalle de plancha base y pernos de anclaje (Fuente: Propia)

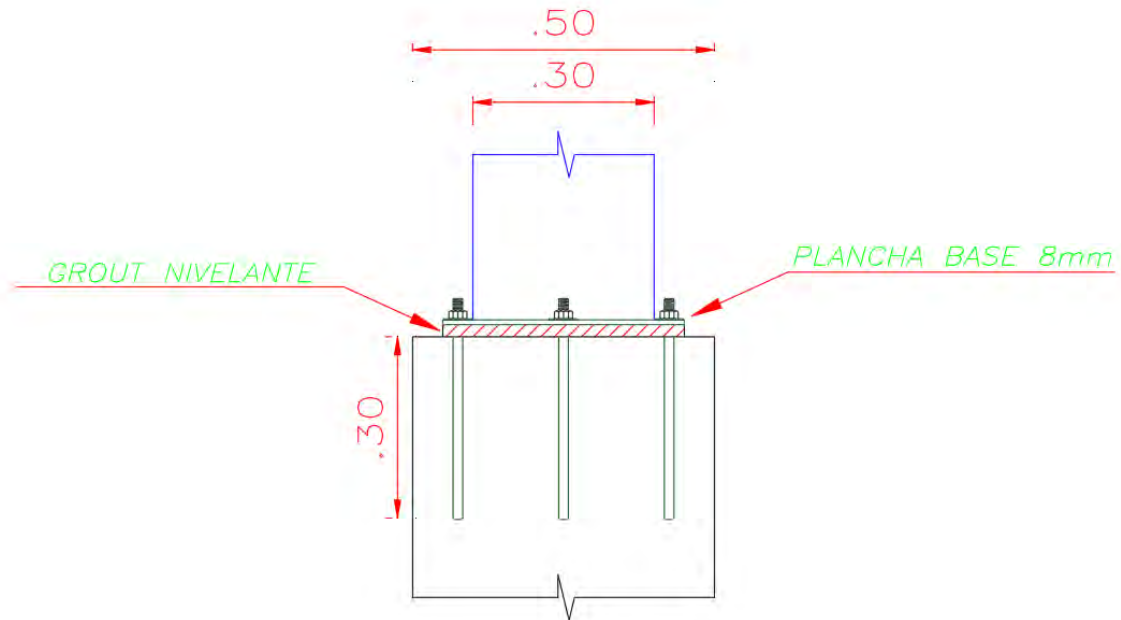
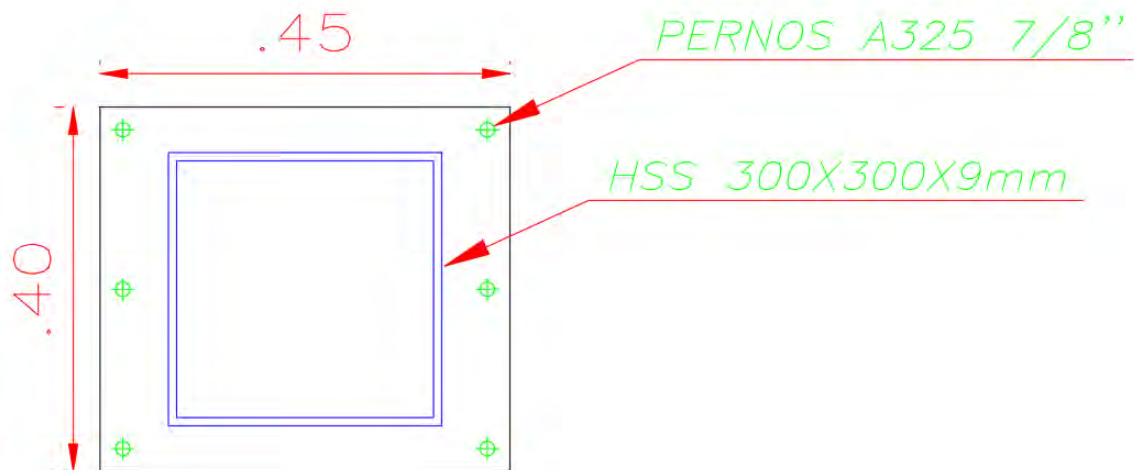


Figura 7.9.2. Detalle en planta de plancha base y pernos de anclaje (Fuente: Propia)



8. DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

8.1. PEDESTALES

Diseño por flexocompresión: Concreto Armado

Del predimensionamiento realizado en la sección anterior:

Pedestales de 60 x 50 cm

$$A_g = 60 \times 50 = 3000 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{mín}} = 0.01 A_g = 30 \text{ cm}^2$$

Inicialmente, fue probado con 12 varillas de construcción corrugadas grado 60 de 3/4" de diámetro = 34.08 cm²

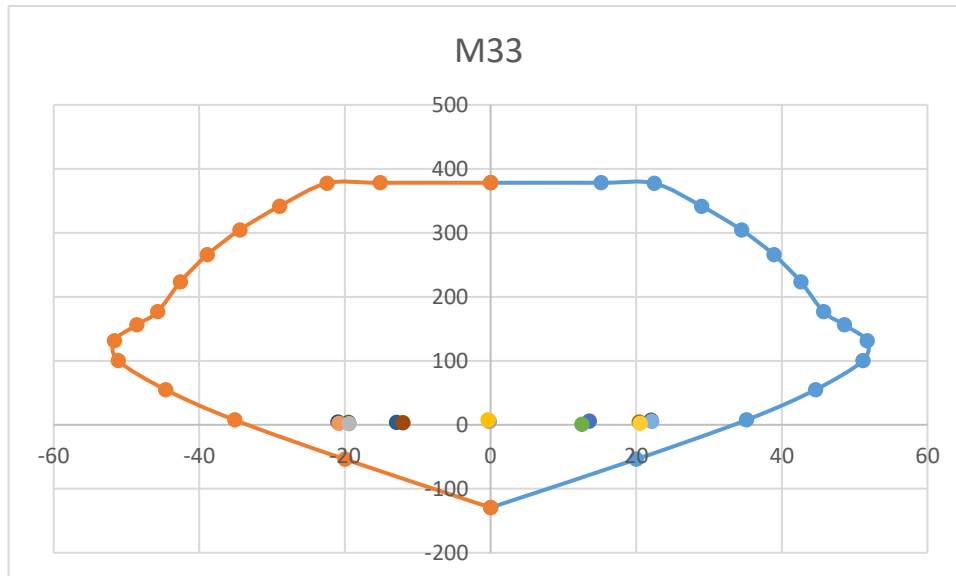
A continuación, se muestran las cargas últimas para cada combinación extraídas del modelo: (L = 1.20 m)

Tabla 8.1.1. Cargas últimas en pedestal (Fuente: Propia)

TABLE: Element Forces - Frames					
Frame	OutputCase	P	V2	M2	M3
Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m
328	1_1.4DL	-5.32	-0.02	0.00	-0.20
328	2_1.2DL+1.6LL	-7.70	-0.03	0.00	-0.37
328	3.1_1.2DL+0.8W	-5.56	1.88	0.00	13.52
328	3.2_1.2DL+0.8W	-3.93	1.82	0.00	12.53
328	3.3_1.2DL+0.8W	-3.75	-1.61	0.00	-12.93
328	3.4_1.2DL+0.8W	-3.42	-1.55	0.00	-12.05
328	4.1_1.2DL+1.3W+0.5L	-7.17	3.07	0.01	22.01
328	4.2_1.2DL+1.3W+0.5L	-4.52	2.96	0.01	20.41
328	4.3_1.2DL+1.3W+0.5L	-4.23	-2.61	-0.01	-20.97
328	4.4_1.2DL+1.3W+0.5L	-3.68	-2.51	-0.01	-19.54
328	5.1_0.9DL+1.3W	-5.05	3.07	0.01	22.11
328	5.2_0.9DL+1.3W	-2.40	2.97	0.01	20.52
328	5.3_0.9DL+1.3W	-2.11	-2.60	-0.01	-20.86
328	5.4_0.9DL+1.3W	-1.56	-2.50	-0.01	-19.43

Fue extraído el siguiente diagrama de interacción del programa Etabs:

Figura 8.1.1. Diagrama de interacción pedestal 60 x 50 cm y 12 fierros longitudinales de 3/4"
(Fuente: Propia)



El diagrama de interacción expresa ϕM_n vs ϕP_n .

Como se observa, el acero mínimo es suficiente para cumplir los requerimientos de flexocompresión.

$V_u = 3$ ton.

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 50 \times 54 / 1000 = 17.63 \text{ ton} > V_u.$$

8.2. ZAPATAS

A continuación, se muestran las cargas de la zapata más cargada, en servicio:

Tabla 8.2.1. Cargas de zapata en servicio (Fuente: Propia)

TABLE: Element Forces - Frames					
Frame	OutputCase	CaseType	P	V2	M3
Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf-m
328	DEAD	LinStatic	-3.80	-0.01	-0.14
328	LIVE	LinStatic	-1.96	-0.01	-0.12
328	VIENTO 1	LinStatic	-1.25	2.37	17.11
328	VIENTO 2	LinStatic	0.79	2.29	15.88
328	VIENTO 3	LinStatic	1.01	-1.99	-15.95
328	VIENTO 4	LinStatic	1.43	-1.92	-14.85

La cimentación fue planteada con zapatas conectadas a bloques de concreto ciclópeo, puestos de contrapeso, por medio de vigas de cimentación.

Dimensionamiento de zapata excéntrica:

Volado transversal = 0.50 m

Volado longitudinal = 0.90 m

Zapata excéntrica de 1.50 x 1.50 con una excentricidad entre la columna y el medio de la zapata de $1.50 / 2 - 0.60 / 2 = 0.45$ m.

Análisis de zapata y viga de cimentación:

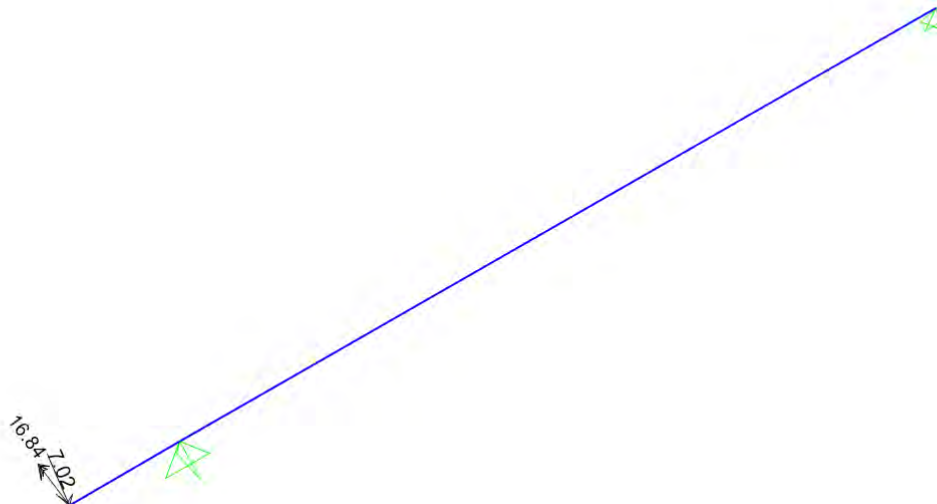
Para el modelo, fue estimada una distancia de 4.30 m del centro de la zapata excéntrica al centro del bloque de concreto ciclópeo.

A continuación, son presentadas las cargas aplicadas en el centro de la columna:

Tabla 8.2.2. Cargas aplicadas en el centro de la columna (Fuente: Propia)

	P (ton)	M (ton.m)
Viento 1	7.02	16.84
Viento 2	4.97	15.62
Viento 3	4.76	-16.22
Viento 4	4.33	-15.11

Figura 8.2.1. Caso de carga Viento 1 (Fuente: Propia)



A continuación, son presentadas las reacciones obtenidas del modelo y el esfuerzo generado:

Tabla 8.2.3. Reacciones obtenidas del modelo y esfuerzo generado (Fuente: Propia)

	R1 (ton)	R2 (ton)	σ (ton/m ²)
Viento 1	3.68	3.34	1.72
Viento 2	1.74	3.23	0.81
Viento 3	8.92	-4.16	4.16
Viento 4	8.20	-3.87	3.83

Donde: $\sigma = R1 \times 1.05$ (peso de zapata) / Área de zapata

Se observa que los esfuerzos generados en el suelo son bajos, esto se debe a que los momentos longitudinales son tomados por la viga de cimentación y los momentos transversales son prácticamente inexistentes.

Luego, dimensionamiento de contrapeso:

Máx (R2) = 3.34 ton.

Por lo tanto, el contrapeso escogido es de 1.55 x 1.55 x 0.60 m (1.55 x 1.55 x 0.60 x 2.40 ton / m3 = 3.46 ton > 3.34 ton). Este tendrá una malla tipo canastilla de 1/2" @.20.

Verificaciones en zapata:

Diseño por punzonamiento:

Es definido: $\sigma_u = \sigma_{\text{máx}} \times 1.6 = 6.66 \text{ ton/m}^2$

Tabla 8.2.4. Diseño por punzonamiento (Fuente: Propia)

h =	0.60	m
d =	0.50	m
At =	2.25	m ²
Ao =	0.85	m ²
bo =	2.70	m
Vu =	9.32	ton

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times b_o \times d \times 10 = 176.27 \text{ ton} > V_u = 9.32 \text{ ton.}$$

Diseño por fuerza cortante:

Tabla 8.2.5. Diseño por fuerza cortante (Fuente: Propia)

máx volado =	0.90	m
d =	0.50	m
Vu =	2.66	ton/m

Vu: Fuerza cortante última a "d" de la cara.

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times d / 10 = 32.64 \text{ ton/m} > V_u.$$

Diseño por flexión:

Tabla 8.2.6. Diseño por flexión (Fuente: Propia)

Mu- =	2.70	ton.m/m
As =	1.43	cm ² /m
Asmín =	10.80	cm ² /m

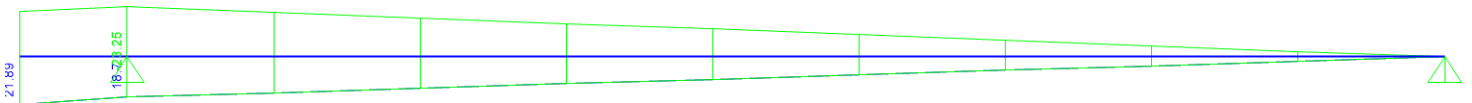
Fue elegido acero inferior de varillas de acero corrugado Gr. 60:

$$3/4'' @ .25 = 11.36 \text{ cm}^2 / \text{m}.$$

Viga de cimentación:

Del modelo, fue extraído la envolvente de momentos flectores últimos: (Factor de amplificación para viento de 1.30)

Figura 8.2.2. Envolvente de momentos últimos (Fuente: Propia)



Viga 30x70:

$$Mu- = 23.25 \text{ ton.m} \quad / \quad As \text{ req} = 10.26 \text{ cm}^2 \quad / \quad 4 \text{ varillas de } 3/4'' = 11.36 \text{ cm}^2$$

$$Mu+ = 18.70 \text{ ton.m} \quad / \quad As \text{ req} = 8.14 \text{ cm}^2 \quad / \quad 3 \text{ varillas de } 3/4'' = 8.52 \text{ cm}^2$$

$$Asmín = 4.64 \text{ cm}^2 \quad / \quad 2 \text{ varillas de } 3/4'' \text{ corridas arriba y abajo} = 5.68 \text{ cm}^2$$

Adicionalmente, fueron elegidas 4 varillas de 3/8'' distribuidas en el alma debido al gran peralte del elemento.

A continuación, se muestran vistas en planta y elevación de la cimentación típica.

Figura 8.2.3. Vista en planta de zapata conectada a viga de bloque de concreto (Fuente: Propia)

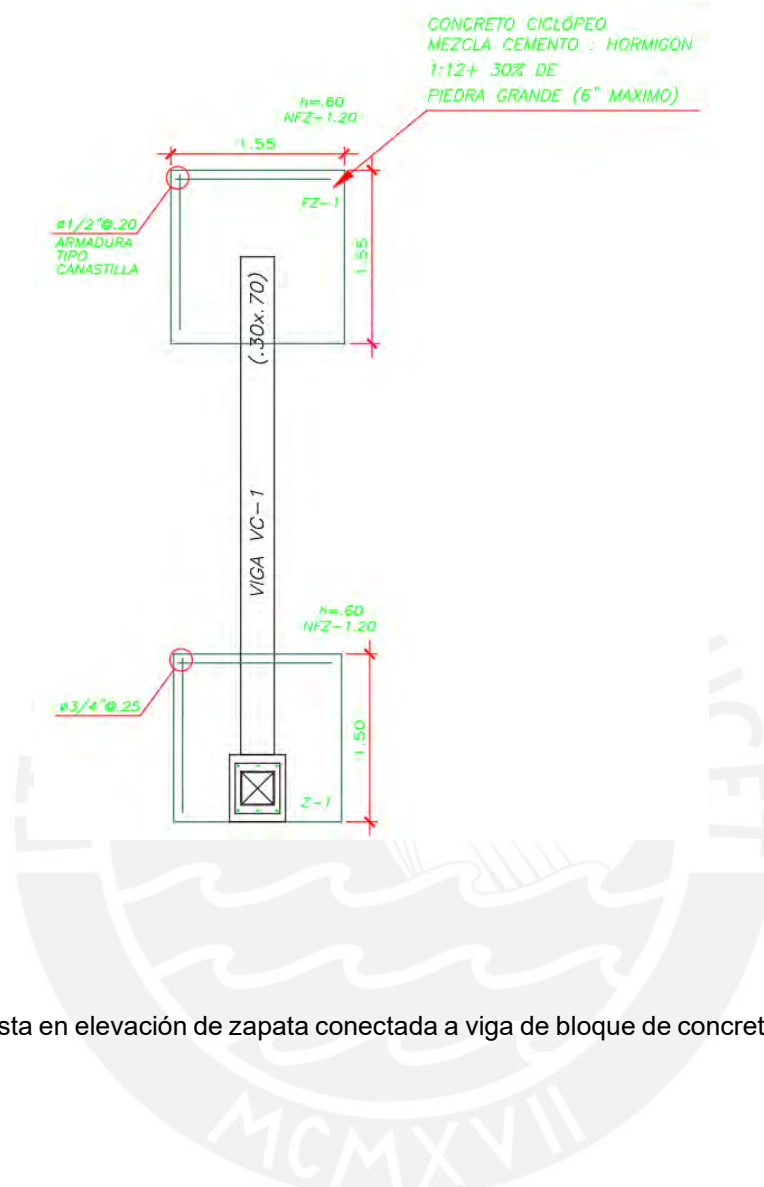


Figura 8.2.4. Vista en elevación de zapata conectada a viga de bloque de concreto (Fuente: Propia)

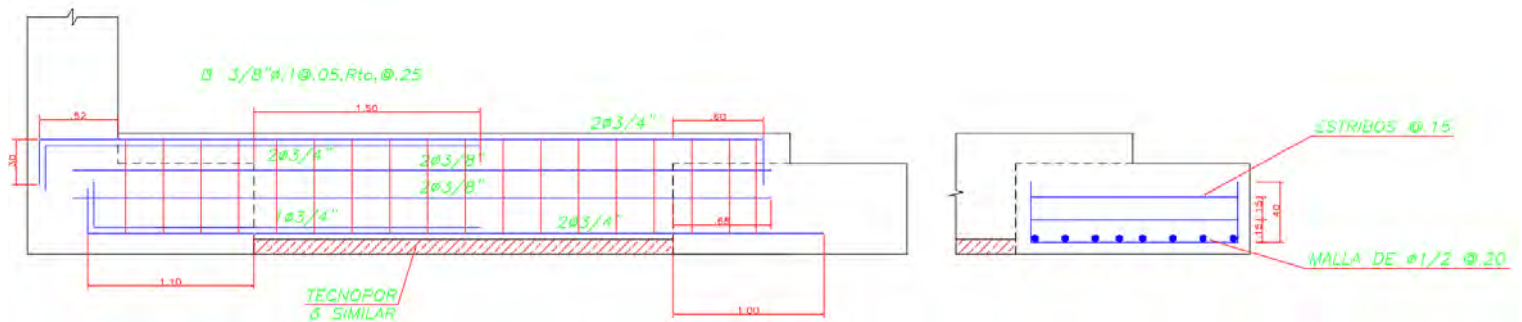
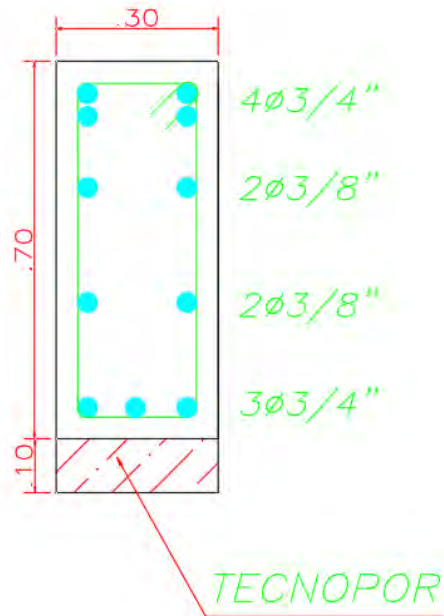


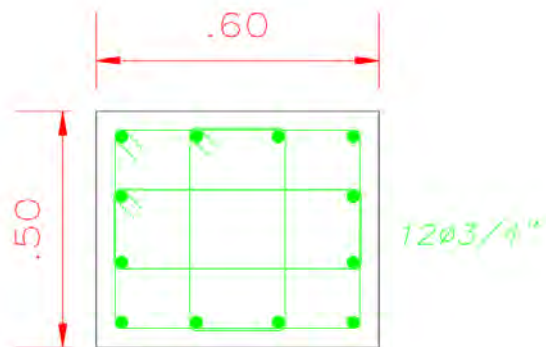
Figura 8.2.5. Sección de viga de cimentación (Fuente: Propia)



Son colocados estribos de 3/8" mínimos de montaje:

1 @ .05 m, Rto. @ .25 m, desde ambos extremos.

Figura 8.2.6. Sección de pedestal (Fuente: Propia)



9. RESUMEN DE ESTRUCTURA DE ACERO

En esta sección, será colocada una tabla resumen con las secciones elegidas de la estructura principal de acero y algunos extractos del modelo con las secciones elegidas.

Tabla 9.1. Tabla resumen con las secciones elegidas de la estructura principal de acero (Fuente: Propia)

Brida Superior:	2 L de 3" x 3" x 1/4"	A36
Brida Inferior:	2 L de 2" x 2" x 1/4"	A36
Diagonales:	2 L de 1-1/2" x 1-1/2" x 3/16"	A36
Montantes:	2 L de 1-1/2" x 1-1/2" x 3/16"	A36
Arriostres:	Varillas lisas de 5/8"	A36
Viguetas:	2 L de 1" x 1" x 1/8" + 1 ϕ 5/8"	A36
Columnas:	HSS 300 x 300 x 9 mm	A36
Tirantes de techo:	Varillas lisas de 5/8"	A36
Tubos laterales:	HSS 100 x 100 x 3 mm	A36
Plancha base:	t = 8 mm	A36
Pernos de anclaje:	7/8" de diámetro	A325

Figura 9.1. Secciones elegidas de estructura principal (Fuente: Propia)

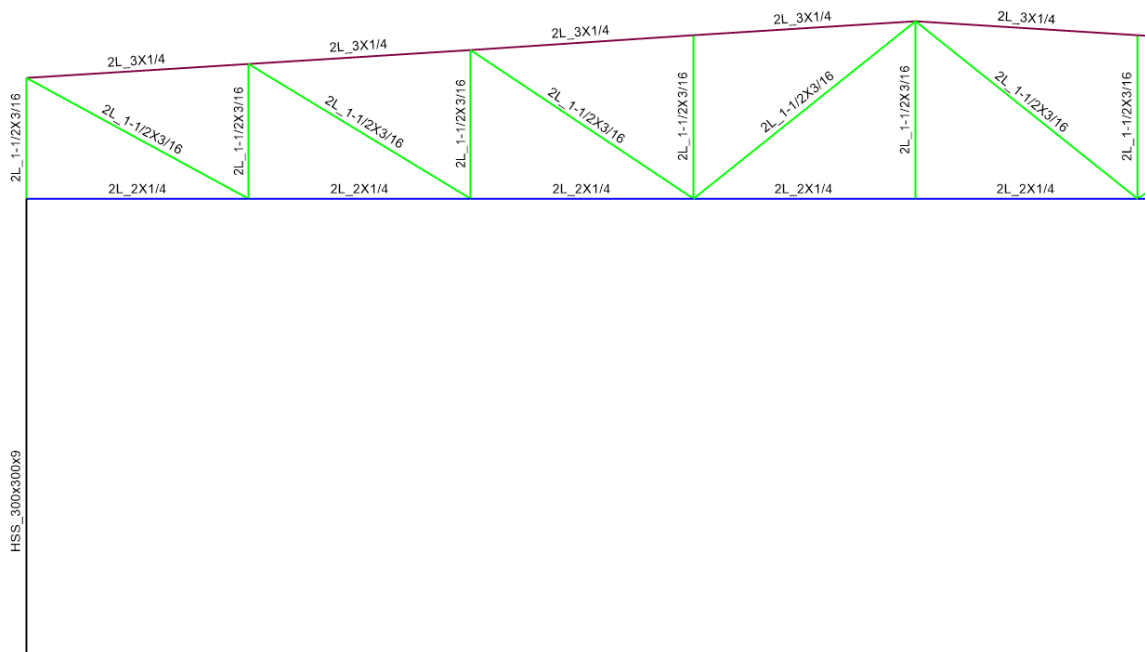
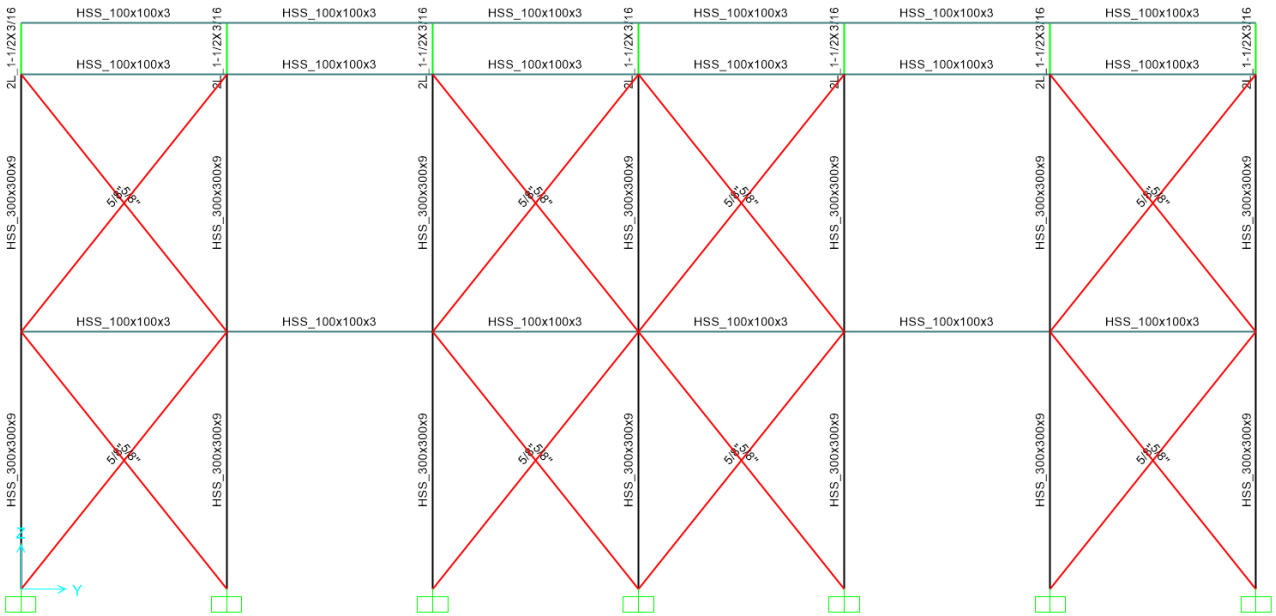


Figura 9.2. Secciones elegidas de estructura principal (Fuente: Propia)



10. METRADOS Y PRESUPUESTO DE LA ESTRUCTURA

En esta sección, serán presentados los metrados y costos de las partidas más importantes de la nave industrial diseñada. A continuación, se muestra una tabla con los pesos de la estructura principal de acero:

Tabla 10.1. Peso de la estructura principal de acero (Fuente: Propia)

Lista de Materiales						
Section	ObjectType	NumPieces	TotalLength	Ag	TotalWeight	
Text	Text	Unitless	m	cm2	Tonf	
2L 3" x 1/4"	Frame	56	154.31	18.55	2.25	9%
2L 2" X 1/4"	Frame	56	154.00	12.10	1.46	6%
2L 1-1/2" x 3/16"	Frame	119	298.74	6.80	1.60	6%
L 1-1/2" x 3/16"	Frame	84	155.82	3.40	0.42	2%
5/8"	Frame	64	568.05	1.99	0.89	3%
HSS 300x300x9	Frame	28	210.00	104.75	17.27	67%
HSS 100x100x3	Frame	36	216.00	11.64	1.97	8%
Total					25.85	
						Área = 792.00 m ²
						kg / m ² = 32.64 kg/m ²

Se observa que el peso por unidad de área es elevado respecto a un ratio promedio (para una nave industrial de tijerales metálicos de aproximadamente 20 m de luz / 15 – 20 kg / m²), esto se debe a que las columnas son bastante largas (15 m).

10.1. METRADOS

Se muestran las siguientes tablas de metrados:

Tabla 10.1.1. Metrado de Acero Estructural (Fuente: Propia)

Acero Estructural						
	Longitud (m)	Ag (cm ²)	Peso Esp (ton/m ³)	Peso (ton)	Cantidad	Peso (ton)
2L 3" x 1/4"	154.31	18.55	7.85	2.25	1.00	2.25
2L 2" X 1/4"	154.00	12.10	7.85	1.46	1.00	1.46
2L 1-1/2" x 3/16"	298.74	6.80	7.85	1.60	1.00	1.60
L 1-1/2" x 3/16"	155.82	3.40	7.85	0.42	1.00	0.42
5/8"	568.05	1.99	7.85	0.89	1.00	0.89
HSS 300x300x9	210.00	104.75	7.85	17.27	1.00	17.27
HSS 100x100x3	216.00	11.64	7.85	1.97	1.00	1.97
Viguetas:						
2L 1" x 1/8"	6.00	3.02	7.85	0.014	42.00	0.60
5/8"	6.00	2.00	7.85	0.009	42.00	0.40
1/2"	6.00	1.29	7.85	0.006	42.00	0.26
3/8" (entre v)	5.50	0.71	7.85	0.003	72.00	0.22
Planchas base:						
Plancha 8mm	0.008	1800.00	7.85	0.011	14.00	0.16

Tabla 10.1.2. Metrado de unidades de pernos de anclaje (Fuente: Propia)

Pernos de anclaje: Gr. 36, L = 0.30 m, D = 7/8"			
	Ud./plancha	Cantidad	Total (ud.)
Pernos de 7/8"	6.00	14.00	84.00

Tabla 10.1.3. Metrado de concreto (Fuente: Propia)

Concreto					
	Área (m ²)	L (m)	Vol (m ³)	Cantidad	Vol (m ³)
Pedestales:	0.30	1.30	0.39	14.00	5.46
Zapata + VC:					
Zapata	1.95	0.60	1.17	14.00	16.38
VC	0.27	0.20	0.05	14.00	0.76
	0.23	0.20	0.05	14.00	0.65
	0.83	0.70	0.58	14.00	8.16

Tabla 10.1.4. Metrado de concreto ciclópeo (contrapeso de zapata excéntrica) (Fuente: Propia)

Concreto ciclópeo: Mezcla Cemento : Hormigón - 1:12 + 30% de PG (TM6")					
	Área (m ²)	L (m)	Vol (m ³)	Cantidad	Vol (m ³)
Bloque de Conc:	2.17	0.6	1.302	14	18.23

Tabla 10.1.5. Metrado de encofrado (Fuente: Propia)

Encofrado					
	L1 (m)	L2 (m)	Área (m ²)	Cantidad	Área (m ²)
Pedestales	2.20	1.30	2.86	14.00	40.04
VC	8.90	0.20	1.78	14.00	24.92

Tabla 10.1.6. Metrado de acero corrugado G60 (Fuente: Propia)

Acero corrugado de construcción Gr.60							
	L (m)	Ag (cm ²)	Peso Esp (ton/m ³)	Peso (ton)	n (ud.)	Cantidad	Peso (ton)
Pedestales	2.04	2.84	7.85	0.0045	12.00	14.00	0.76
VC	10.36	2.84	7.85	0.0231	1.00	14.00	0.32
	2.86	2.84	7.85	0.0064	1.00	14.00	0.09
	17.15	2.84	7.85	0.0382	1.00	14.00	0.54
	18.50	0.71	7.85	0.0103	1.00	14.00	0.14
Zapata	18.739	2.84	7.85	0.0418	1.00	14.00	0.58

Tabla 10.1.7. Metrado de cobertura tipo TR4 (Fuente: Propia)

Cobertura - tipo TR4			
	L1 (m)	L2 (m)	Área (m ²)
Longitudinal			741.40
Transversal			1080.00
Techo	22.04	36.00	793.60

Tabla 10.1.8. Metrado de peso de planchas y ángulos de conexión (Fuente: Propia)

Planchas y ángulos de conexión					
	Cantidad	Área (m2)	Espesor (mm)	Volumen (m3)	Peso (kg)
Planchas de conexión (Tijerales)	1.00	3.75	4.50	0.02	132.57
Ángulos de conexión (Acero Liso 5/8")	128.00	0.02	6.35	0.01	107.19
Planchas de conexión (Tubos laterales)	28.00	0.04	4.50	0.01	41.54
Total					281.31

Se observa que el peso de las planchas de conexión representa el 1% del peso de la estructura principal.

10.2. PRESUPUESTO

Tabla 10.2.1. Presupuesto de la estructura TC: S/. 3.73: \$1. Fecha: 08 de marzo del 2022

(Fuente: Propia)

ITEM	PARTIDAS DESCRIPCIÓN	UND	METRADO	P.U. S/.	PARCIAL S/.	TOTAL S/.
	PRESUPUESTO DE NAVE INDUSTRIAL					
1.00	ESTRUCTURA DE ACERO ESTRUCTURAL - FABRICACIÓN Y MONTAJE					S/ 360,354.06
	TIJERALES PARALELOS					
1.01	2L 3" x 3" x 1/4" Acero ASTM A36	kg	2,246.80	13.06	29,331.97	
1.02	2L 2" x 2" x 1/4" Acero ASTM A36	kg	1,462.40	13.06	19,091.63	
1.03	2L 1-1/2" x 1-1/2" x 3/16" Acero ASTM A36	kg	1,595.70	13.06	20,831.86	
1.04	Varillas lisas ASTM A36 de 5/8" de diámetro	kg	885.47	13.06	11,559.77	
1.05	HSS 100 x 100 x 3mm ASTM A36	kg	1,973.50	13.06	25,764.04	
1.06	L 1-1/2" x 1-1/2" x 3/16" Acero ASTM A36	kg	415.89	13.06	5,429.48	
	COLUMNAS					
1.07	HSS 300 x 300 x 9mm A36	kg	17268.20	13.06	225,436.35	
	VIGUETAS					
1.08	2L 1" x 1" x 1/8" Acero A36	kg	597.29	13.06	7,797.59	
1.09	Varillas lisas ASTM A36 de 5/8" de diámetro	kg	395.64	13.06	5,165.08	
1.10	Varillas lisas ASTM A36 de 1/2" de diámetro	kg	255.19	13.06	3,331.48	
1.11	Varillas lisas ASTM A36 de 3/8" de diámetro (arriostres entre viguetas)	kg	220.71	13.06	2,881.38	
	PLANCHAS BASE					
1.12	Plancha t = 8mm Acero A36	kg	158.26	13.06	2,066.03	
1.13	Pernos de anclaje: A325, L = 0.30 m, D = 7/8"	ud	84.00	19.85	1,667.40	

2.00	CONCRETO ARMADO					S/ 33,071.19
	CONCRETO					
2.01	Pedestales	m3	5.46	490.00	2,675.40	
2.02	Zapata Excéntrica	m3	16.38	330.00	5,405.40	
2.03	Viga de Cimentación	m3	0.76	330.00	249.48	
		m3	0.65	330.00	214.83	
		m3	8.16	330.00	2,692.31	
	CONCRETO CICLÓPEO: MEZCLA CEMENTO: HORMIGÓN - 1:12 + 30% PG (TM6")					
2.04	Bloque de concreto de contrapeso de zapata excéntrica	m3	18.23	244.59	4,458.39	
	ENCOFRADO					
2.05	Pedestales	m2	40.04	84.00	3,363.36	
2.06	Viga de Cimentación	m2	24.92	62.68	1,561.99	
	ACERO CORRUGADO DE CONSTRUCCIÓN GR. 60					
2.07	Pedestales	kg	764.06	5.10	3,896.71	
2.08	Zapata Excéntrica	kg	584.87	5.10	2,982.86	
2.09	Viga de Cimentación	kg	323.35	5.10	1,649.10	
		kg	89.27	5.10	455.25	
		kg	535.28	5.10	2,729.92	
		kg	144.35	5.10	736.20	

3.00	COBERTURA					S/ 121,859.09
	COBERTURA LATERAL Y SUPERIOR					
3.01	Cobertura de nave industrial - tipo TR4	m2	741.40	46.60	34,549.24	
		m2	1,080.00	46.60	50,328.00	
		m2	793.60	46.60	36,981.85	

	COSTO DIRECTO SIN I.G.V. :				S/ 515,284.34
	I.G.V.:			18%	S/ 92,751.18
	COSTO TOTAL INCLUIDO I.G.V. :				S/ 608,035.52

Costo directo total de las partidas principales presentadas: S/. 608,035.52 o \$163,012.20, con un tipo de cambio de S/. 3.73 (08 de marzo del 2022).

Fue escogido un precio unitario de fabricación y montaje de acero de \$3.50 / kg de acero, razonable en el mercado local.

Los demás precios unitarios fueron extraídos de una nave industrial ubicada en el distrito de Chorrillos y de la revista Costos (Octubre 2021).

11. CONCLUSIONES GENERALES

En esta sección, se presentará las conclusiones generales del informe.

Durante el análisis de la estructura principal, fueron obtenidos los siguientes resultados (coherentes para una estructura de este tipo):

- El diseño de los ángulos dobles de los tijerales fue gobernado por la combinación de cargas últimas de gravedad (1.2CM + 1.6CV).
- Los efectos por las cargas laterales fueron gobernados en X (dirección longitudinal) por cargas de viento y en Y (dirección transversal) por cargas sísmicas.
- La disposición de las diagonales de los tijerales fue elegida para que todas queden en tracción (diseño más eficiente). Además, por cargas de gravedad, la brida inferior se encuentra en tracción; y la brida superior y montantes, en compresión.

A continuación, son presentados algunos ratios importantes de la nave industrial.

Considerando un ratio promedio para este tipo de estructuras, entre 15 y 20 kg/m² para una nave industrial de tijerales metálicos de aproximadamente 20 m de luz, el peso por unidad de área calculado en la tabla 10.1, resulta elevado, ya que es cercano a 30 kg/m². Esto se debe a que las columnas son bastante largas (15 m), de sección tubular y de 9 mm de espesor. Una alternativa factible es analizar el costo de los tijerales metálicos apoyados en columnas de concreto.

Finalmente, el costo directo de construcción por unidad de área (sin inc. IGV) es cercano a \$ 175/m². De este valor, el 70% corresponde a las partidas de acero estructural (fabricación y montaje).

12. BIBLIOGRAFÍA

- AISC Steel Construction Manual 14th Edition (2011)
- AISC 360-16 Specification for Structural Steel Buildings (2016)
- Steel Design Guide N°1: Base Plate and Anchor Rod Design. Second Edition (AISC) (2006)
- Reglamento Nacional de Edificaciones, NTE E.020 Cargas (2006)
- Reglamento Nacional de Edificaciones, NTE E.030 Diseño Sismorresistente (2016)
- Reglamento Nacional de Edificaciones, NTE E.060 Concreto Armado (2009)
- Reglamento Nacional de Edificaciones, NTE E.090 Estructuras Metálicas (2020)



13. ANEXO: PLANOS DE CONSTRUCCIÓN

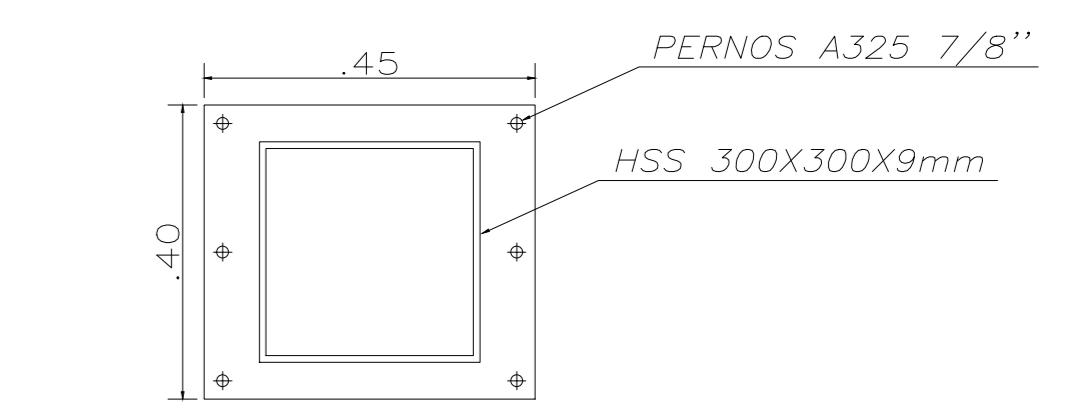


RELACION DE PLANOS	
E-01	CIMENTACIÓN y DETALLES
E-02	PLANTA DE ESTRUCTURA PRINCIPAL
E-03	ELEVACIÓN DE EJE 1
E-04	ELEVACIÓN DE EJE A
E-05	DETALLES DE CONEXIONES DE TUBERÍA TÍPICO

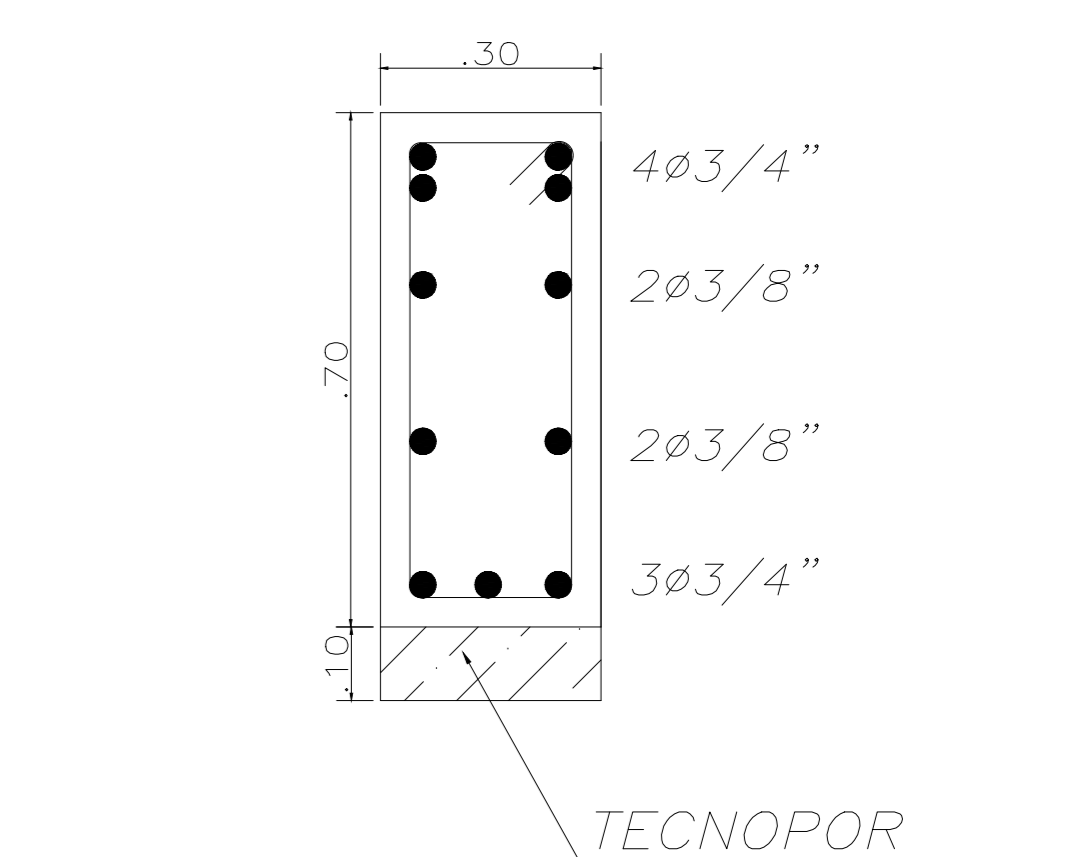
RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE LA CIMENTACIÓN	
1)	TIPO DE CIMENTACIÓN : ZAPATAS AISLADAS CON CONTRAPESOS
2)	PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN : 1.20m (RESPECTO AL NIVEL DE LA SUPERFICIE ORIGINAL DEL TERRENO)
3)	PRESIÓN ADMISIBLE : 3.50 kg/cm ²
4)	TIPO DE SUELO SEGUN NORMA SISMORRESISTENTE : TIPO S1 , FACTOR DE SUELO = 1.0
5)	ADERSIÓN DEL SUELO A LA CIMENTACIÓN : NO DETECTADA UTILIZAR CEMENTO PORTLAND TIPO II

PARAMETROS SIMO-RESISTENTES	
a)	PARAMETROS PARA DEFINIR FUERZA SISMICA O ESPECTRO DE DISEÑO : -FACTOR DE ZONA (ZONA 4) : Z=0.45 -FACTOR DE SUELO (TIPO S1 ZONA 4) : S=1.00 T _g =0.40s T _h =2.5s -FACTOR DE USO (CATEGORIA C.) : U=1.0 -COEFICIENTE DE REDUCCION SISMICA (R) : R _W = 4.0 (USO INDUSTRIAL) R _W = 4.0 (USO INDUSTRIAL) b) PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION (T) T _r = 2.195 seg c) MAXIMO DESPLAZAMIENTOS SISMICOS DESPLAZAMIENTO ABSOLUTO = 9.70 cm

ESPECIFICACIONES	
CONCRETO ARMADO	f _c = 210 kg/cm ²
CONCRETO	f _y = 4200 kg/cm ²
FERRO CORRUGADO	f _y = 4200 kg/cm ²
CONCRETO SIMPLE	
CONTRAPESO DE CONCRETO	MEZCLA CEMENTO : HORMIGON 1:1.2+ 30% DE PIEDRA GRANDE (E" MAXIMO)
RECUBRIMIENTOS	
ZAPATAS	8 cm
PEDESTALES Y VIGAS DE CIMENTACIÓN	4 cm
METALICAS	
ACERO A-36	f _y = 2520 Kg/cm ²
SOLDADURA	E-60XX
PERNOS	A-325
PROTEGER ELEMENTOS METALICOS CON 2 MANOS DE PINTURA ANTICORROSIVA	



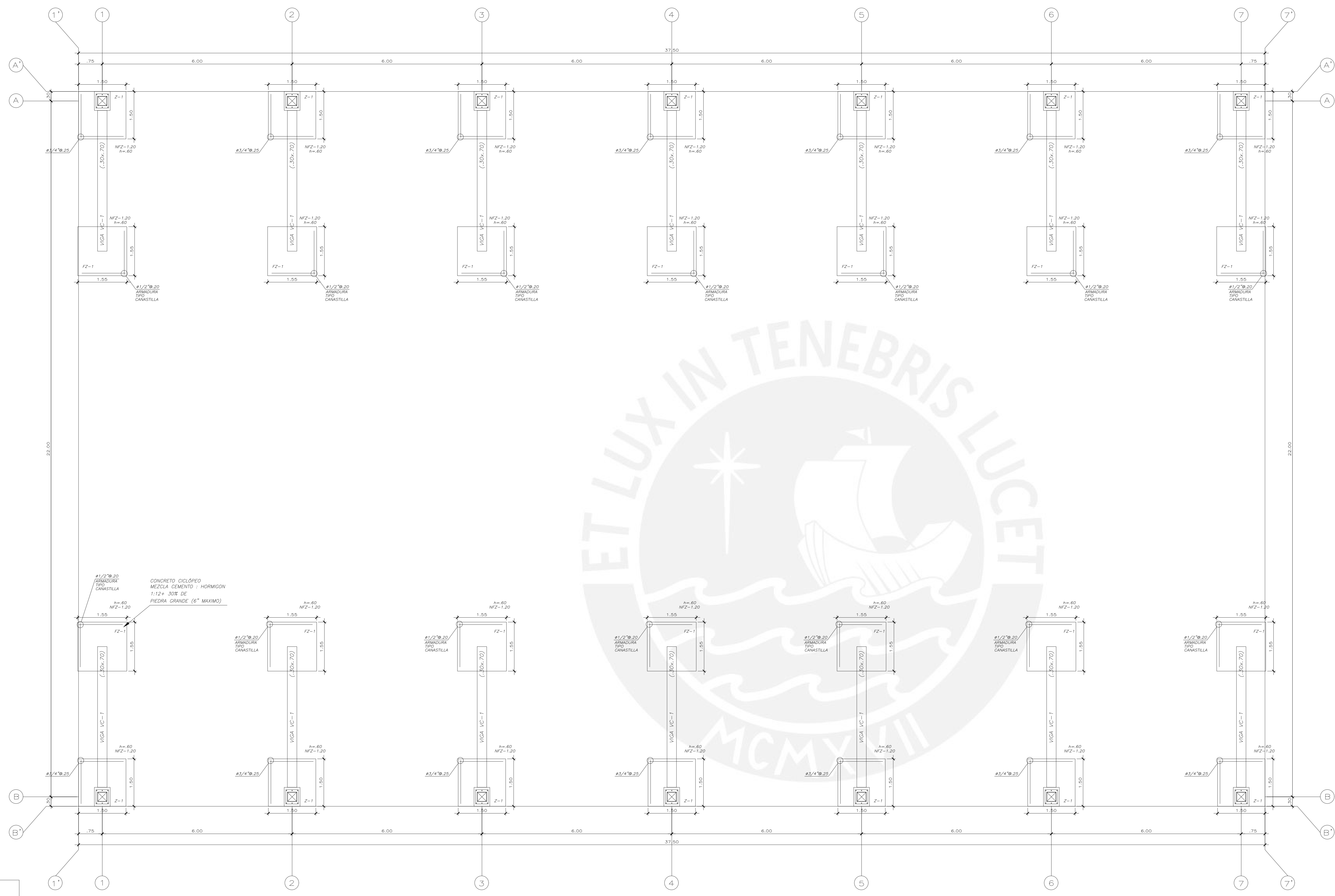
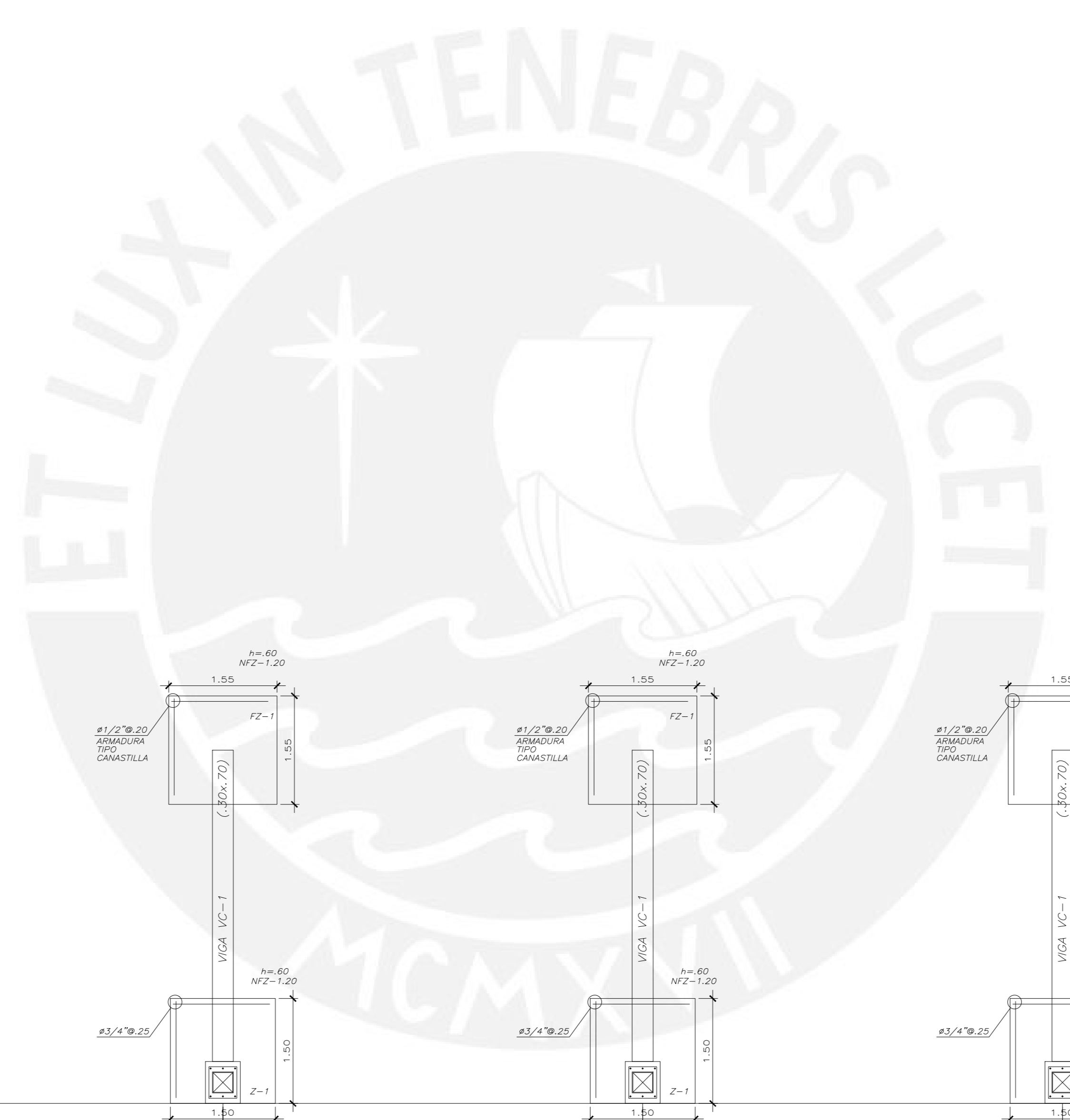
DETALLE DE COLUMNA TÍPICA Y PLANCHA BASE (ESC 1/10)



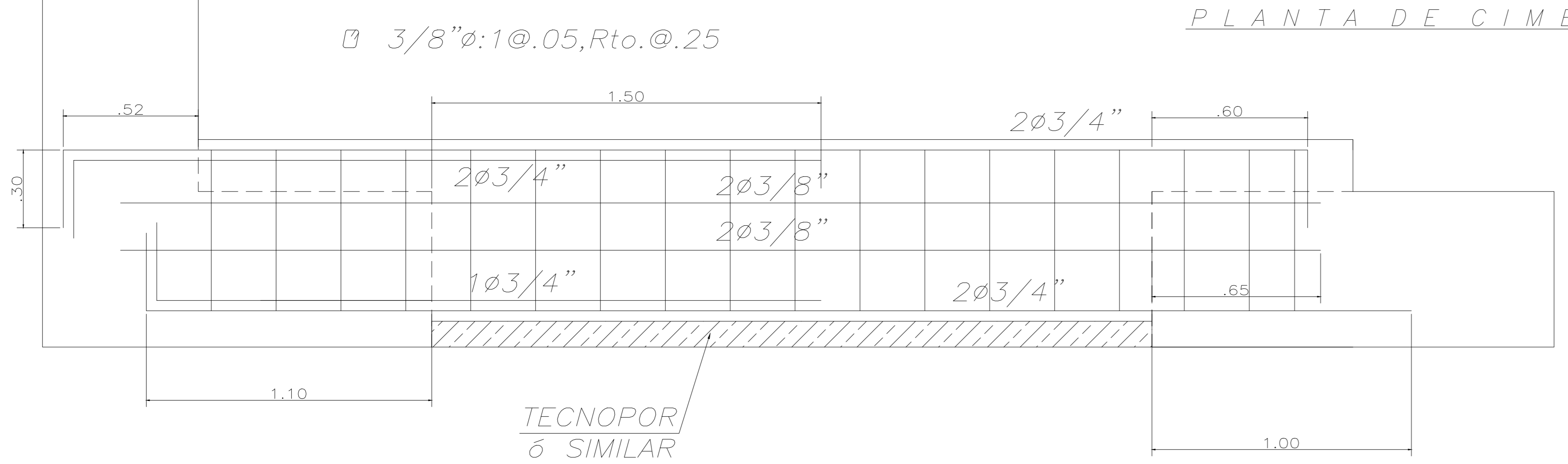
SECCIÓN DE VIGA DE CIMENTACIÓN TÍPICA (ESC 1/10)

DIPLOMADO DE ESTRUCTURAS	
ALUMNO:	ROGER ALEJANDRO HUANQUI PHILIPPS
ASESOR:	LUIS ENRIQUE YECKLE MONTALVO
ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS
DIBUJO:	RHP
ESCALA:	1/50
FECHA:	08/03/2022

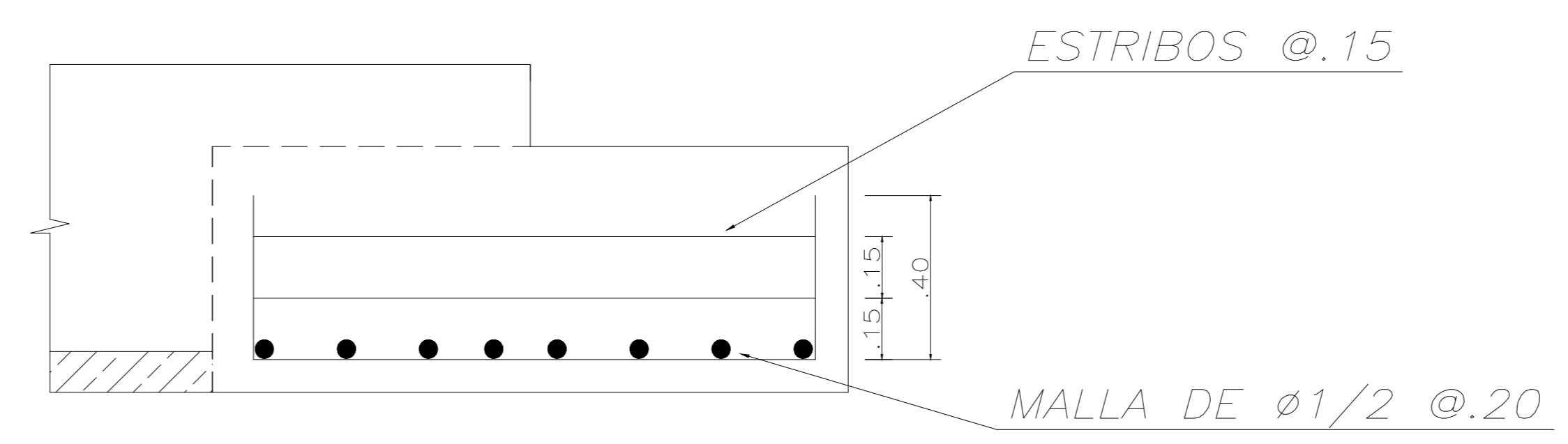
LAMINA N° :
E-01
de 05



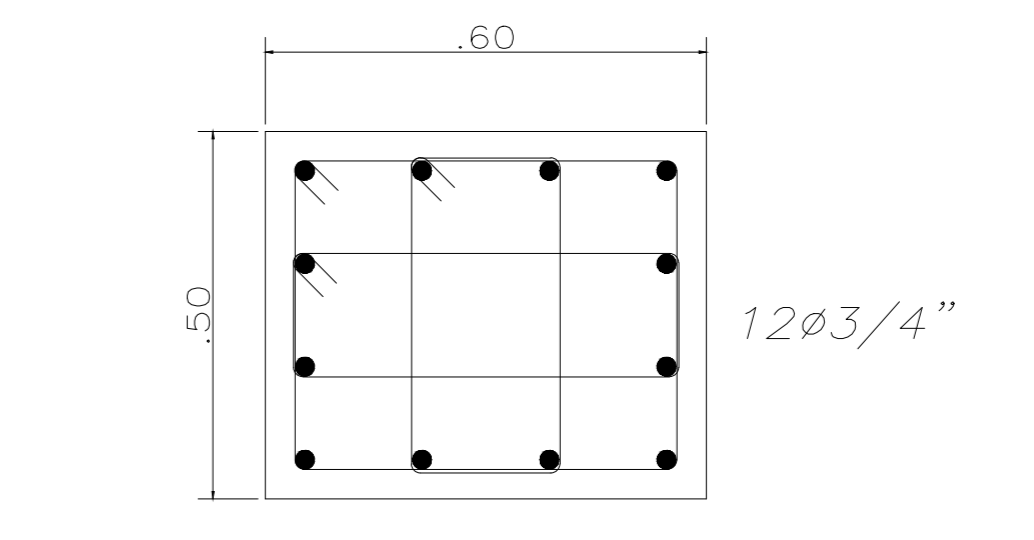
PLANTA DE CIMENTACIÓN Y DETALLES



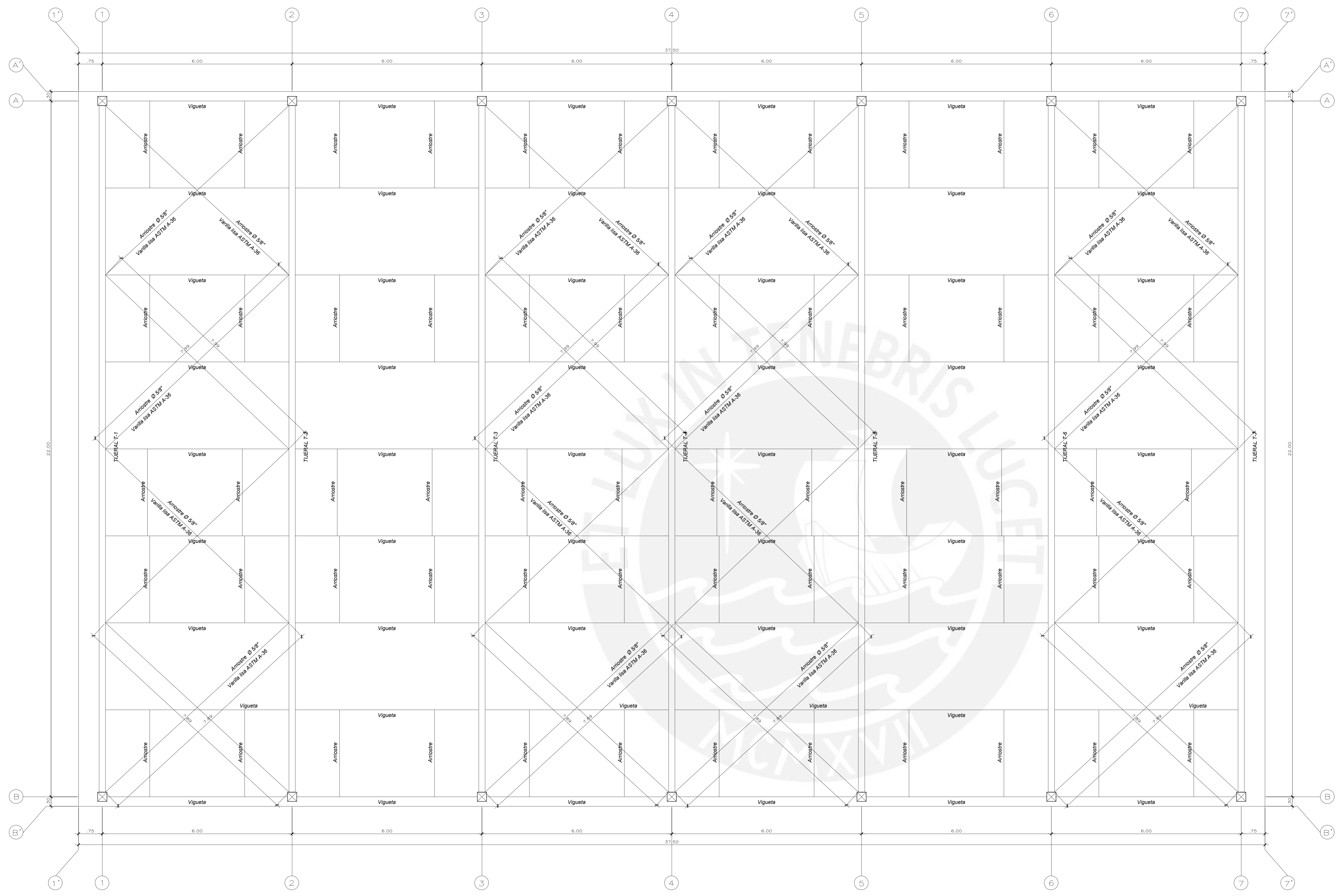
DETALLE DE VIGA TÍPICA DE CIMENTACIÓN (ESC 1/12.5)



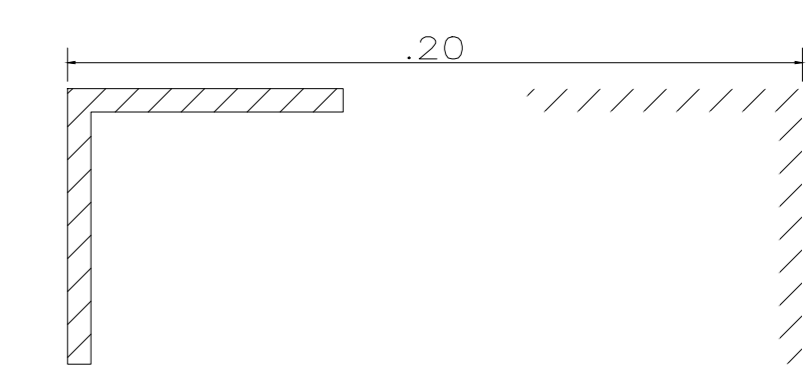
DETALLE DE ARMADURA TIPO CANASTILLA EN FALSA ZAPATA DE CONCRETO (ESC 1/12.5)



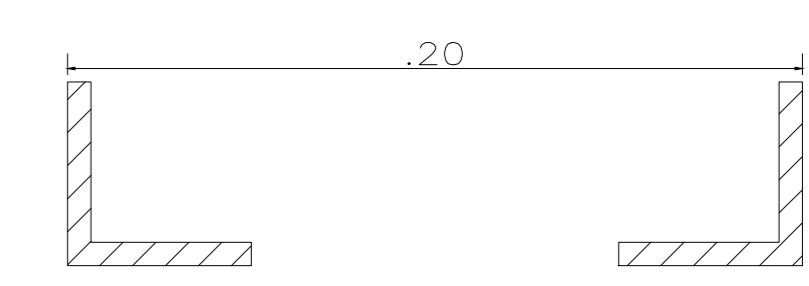
DETALLE DE ARMADURA DE PEDESTAL TÍPICO (ESC 1/10)



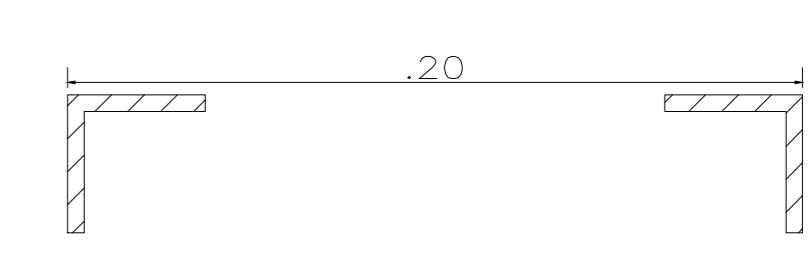
PLANTA DE ESTRUCTURA PRINCIPAL



Brida superior: 3" x 3" x 1/4"
(ESCALA 1/2)



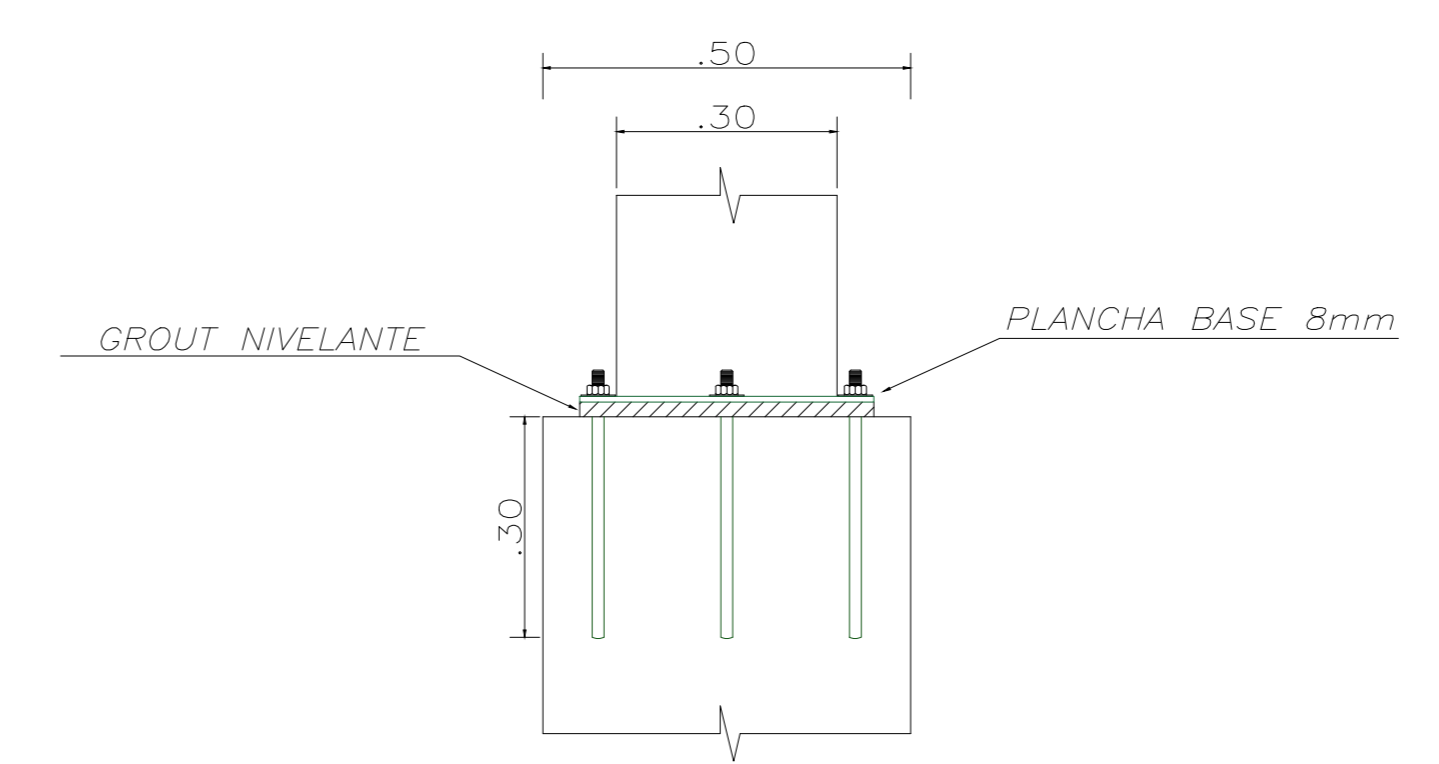
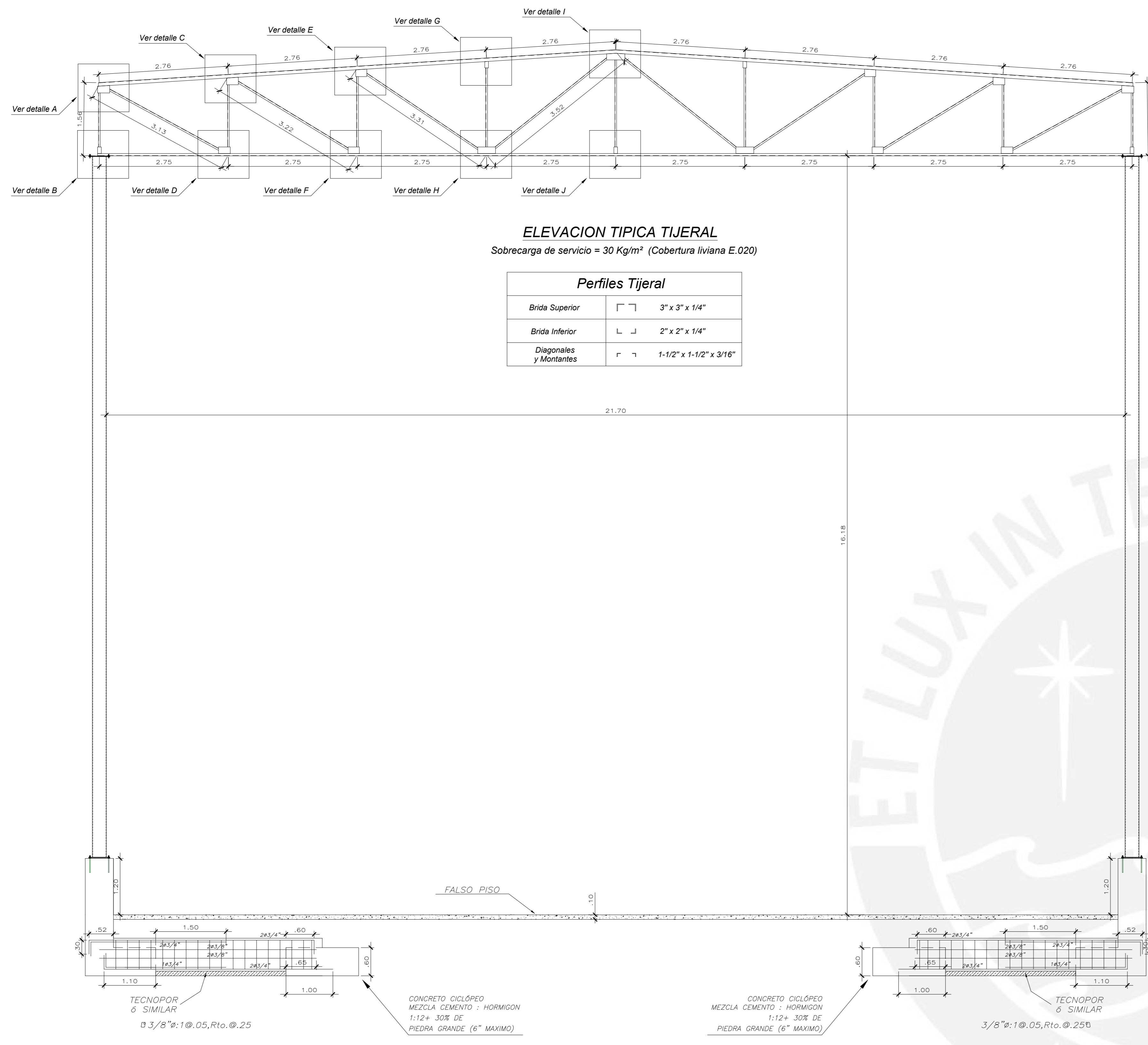
Brida inferior: 2" x 2" x 1/4"
(ESCALA 1/2)



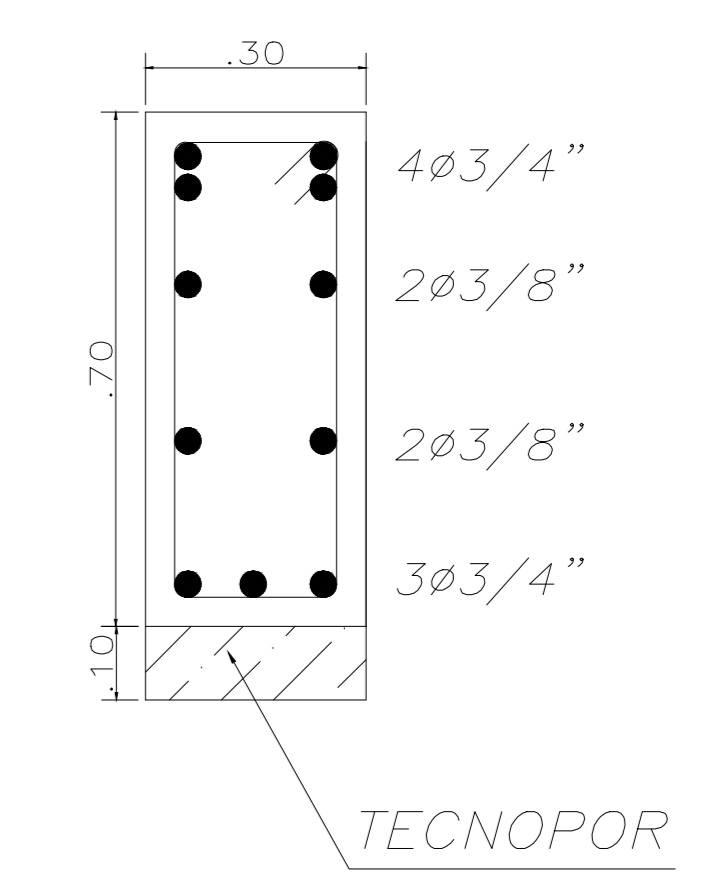
Diagonales: 1-1/2" x 3/16"
y Montantes (ESCALA 1/2)

DIPLOMADO DE ESTRUCTURAS			
ALUMNO:	ROGER ALEJANDRO HUANQUI PHILIPPS		
ASESOR:	LUIS ENRIQUE YECKLE MONTALVO		
ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS		
DIBUJO:	RHP	ESCALA:	1/50
FECHA:	08/03/2022		

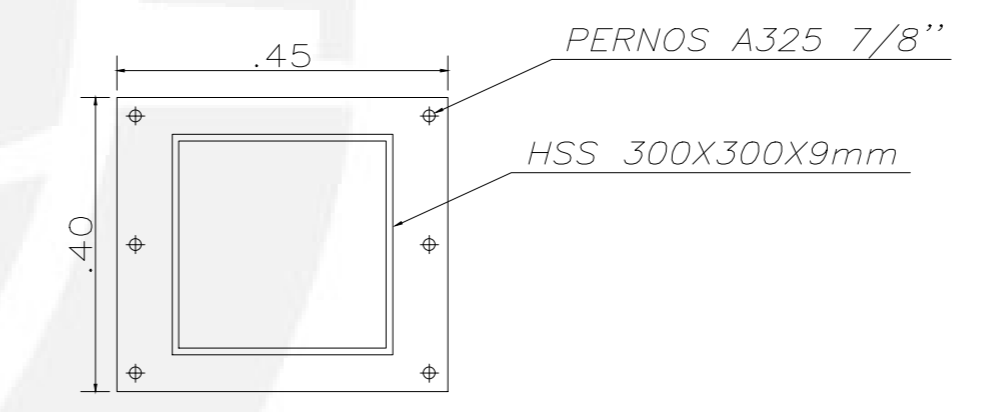
LAMINA N°:
E-02
de 05



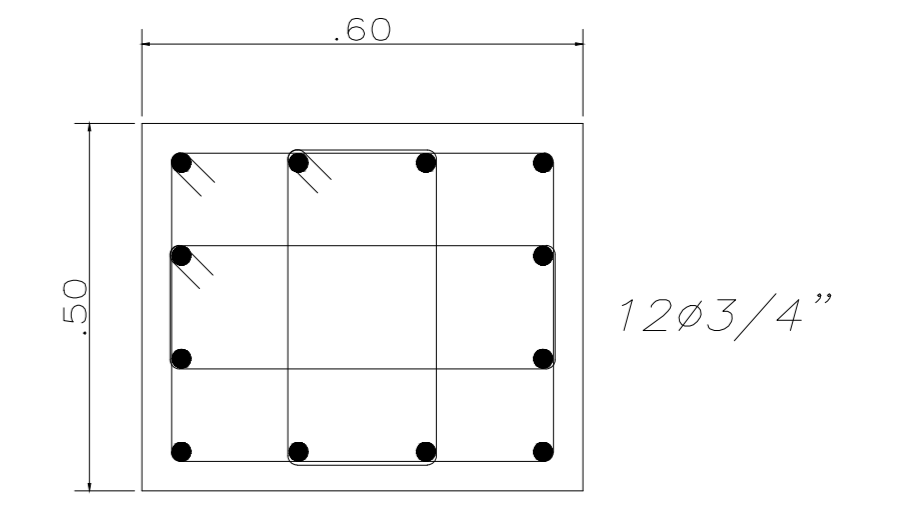
DETALLE DE ANCLAJE ENTRE PEDESTAL Y PLANCHA BASE (ESC 1/10)



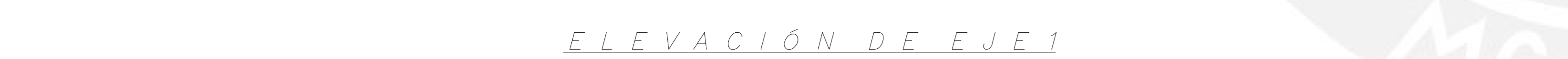
SECCIÓN DE VIGA DE CIMENTACIÓN TÍPICA (ESC 1/10)



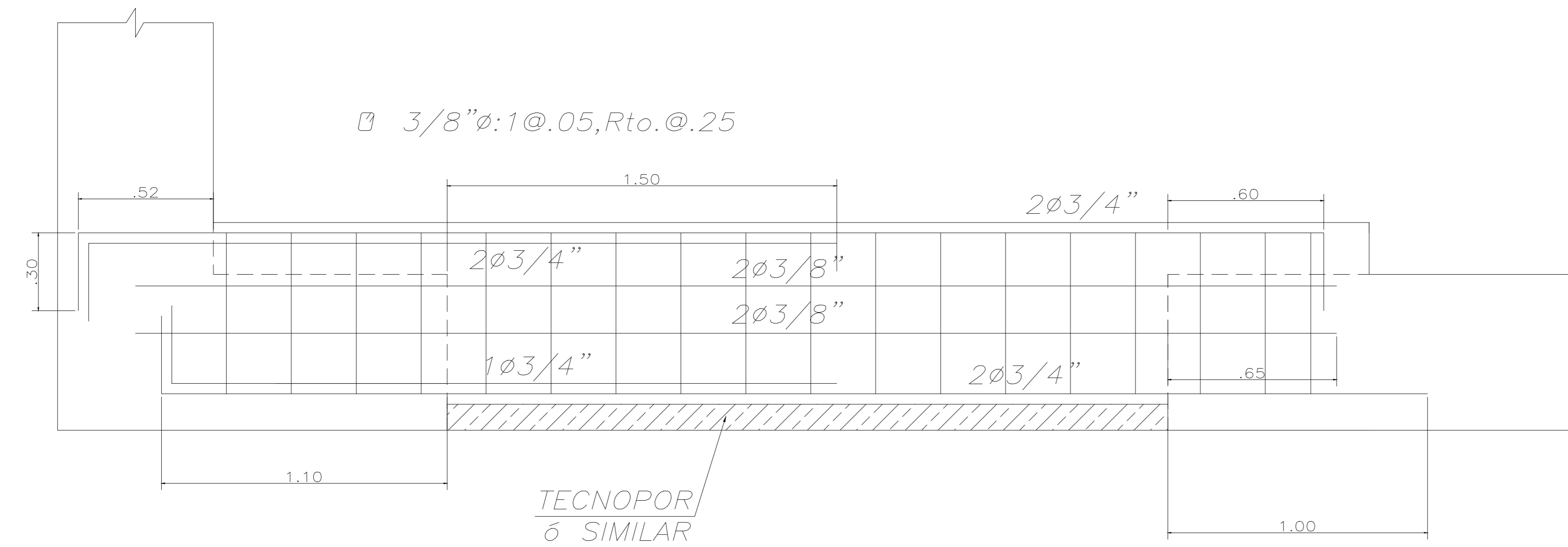
DETALLE DE COLUMNA TÍPICA Y PLANCHA BASE (ESC 1/10)



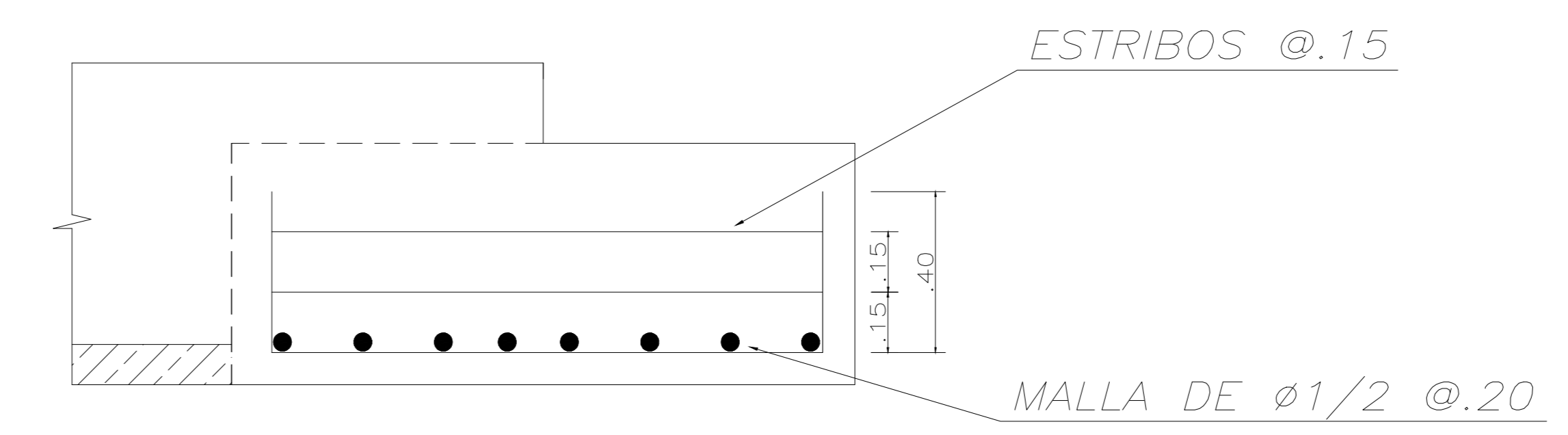
DETALLE DE ARMADURA DE PEDESTAL TÍPICO (ESC 1/10)



ELEVACIÓN DE EJE 1

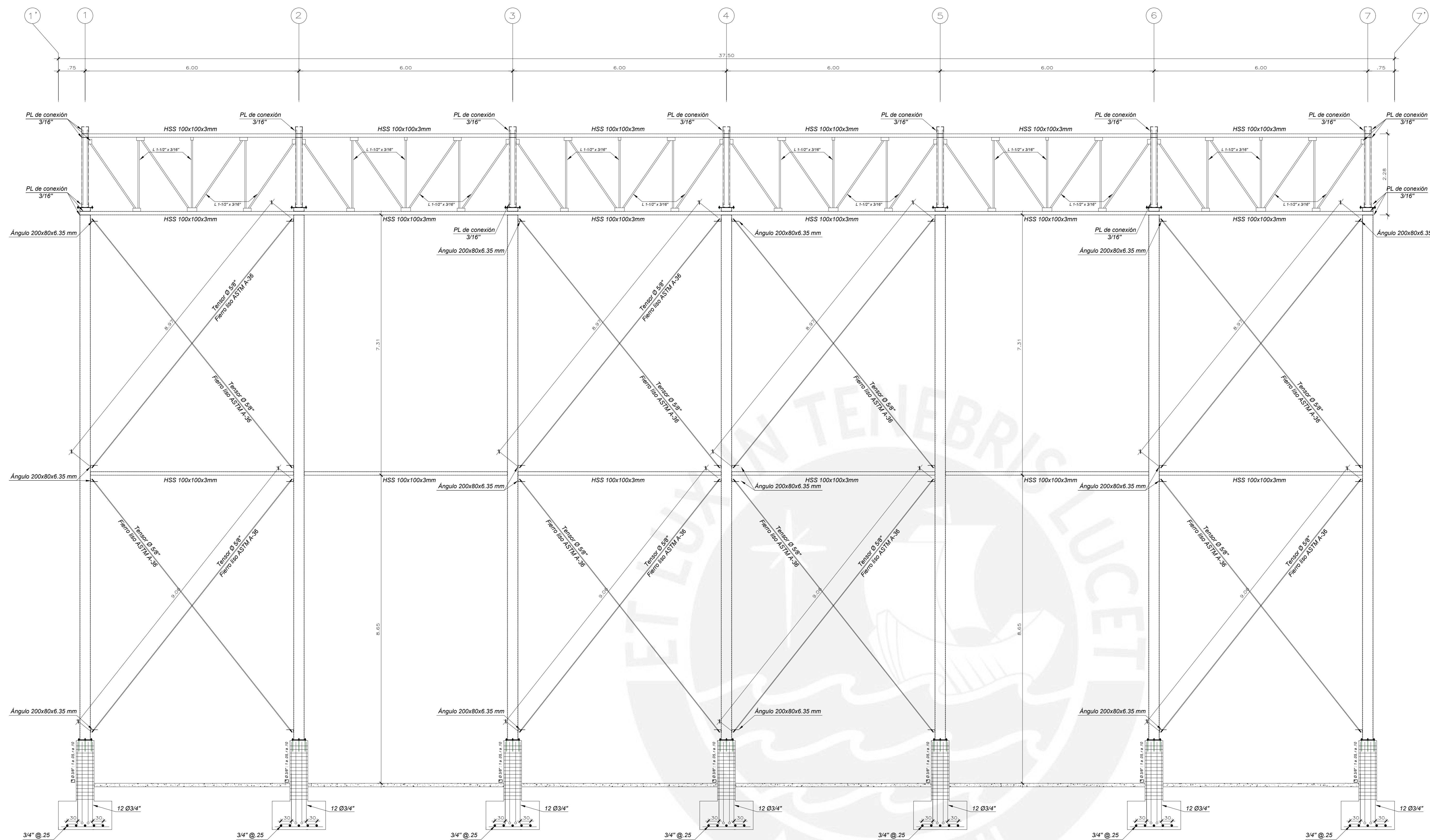


DETALLE DE VIGA TÍPICA DE CIMENTACIÓN (ESC 1/12.5)



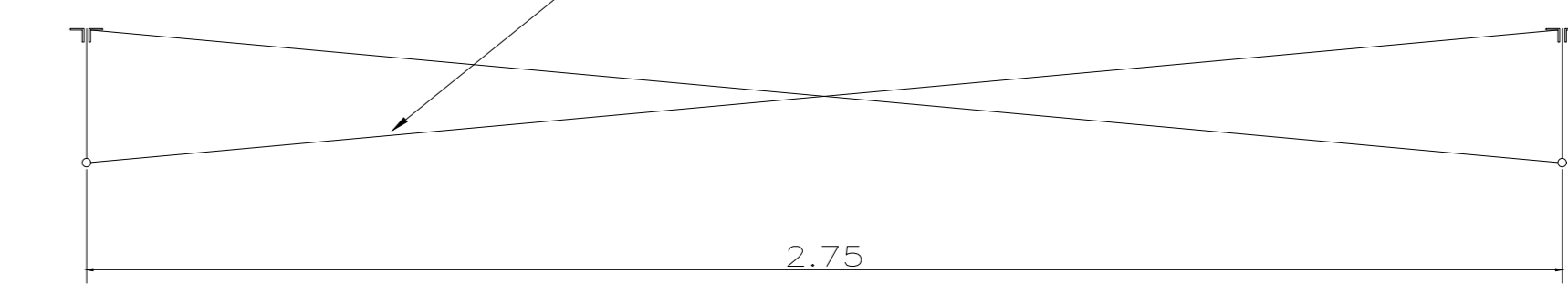
DETALLE DE ARMADURA TIPO CANASTILLA EN FALSA ZAPATA DE CONCRETO (ESC 1/12.5)

DIPLOMADO DE ESTRUCTURAS			
ALUMNO:	ROGER ALEJANDRO HUANQUI PHILIPPS		
ASESOR:	LUIS ENRIQUE YECKLE MONTALVO		
ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS		
DIBUJO:	RHP	ESCALA:	1/50
FECHA:	08/03/2022		
LAMINA N°:	E-03 de 05		

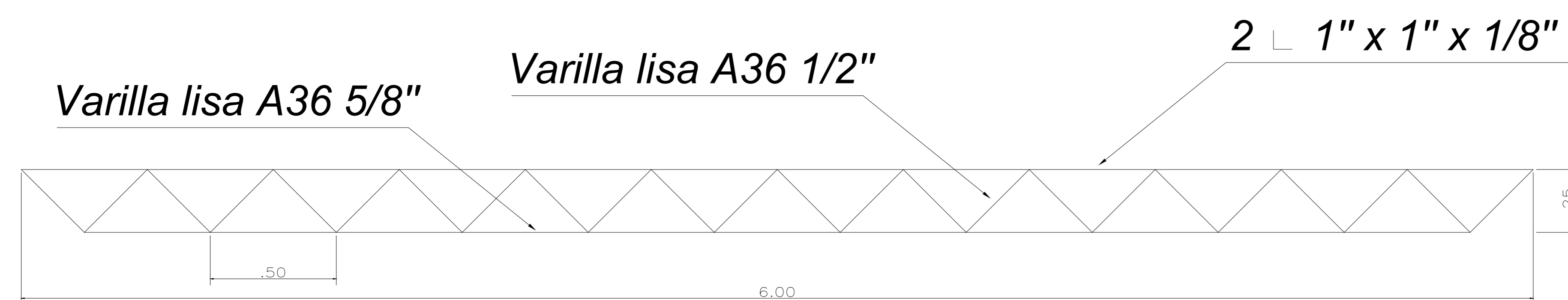


ELEVACIÓN DE EJE A

Varillas lisas A36 de 3/8" @ 1.50 m



DETALLE DE ARRIOSTRE ENTRE VIGUETAS (ESC 1/12.5)



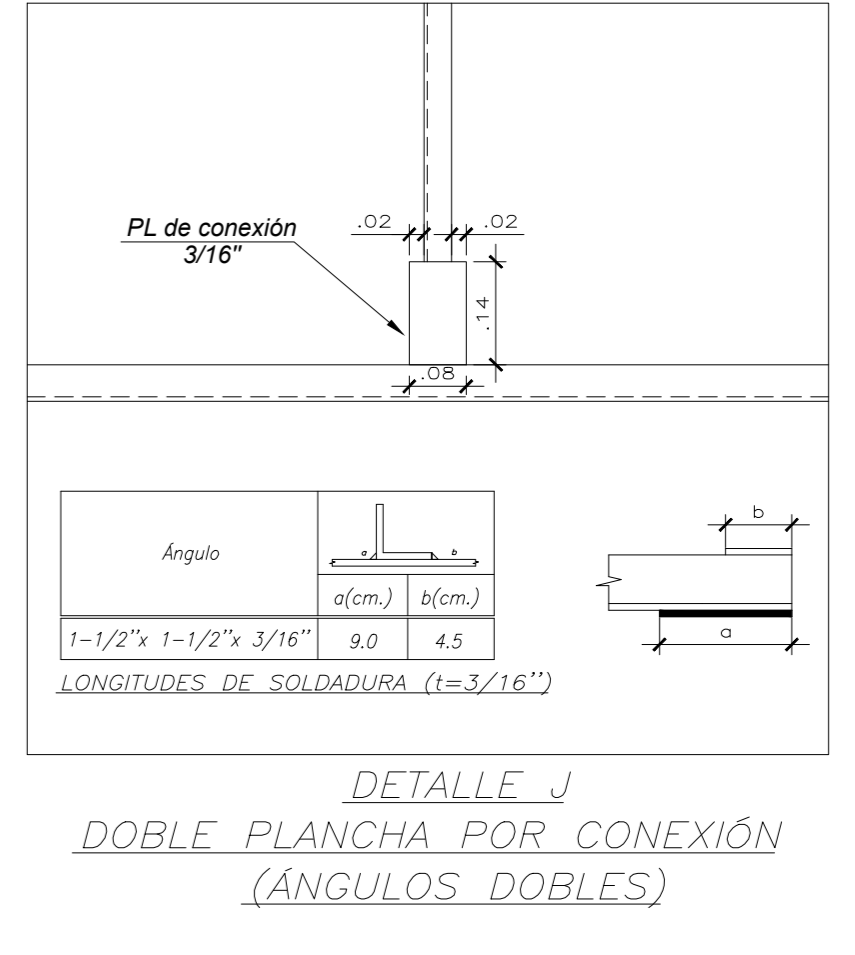
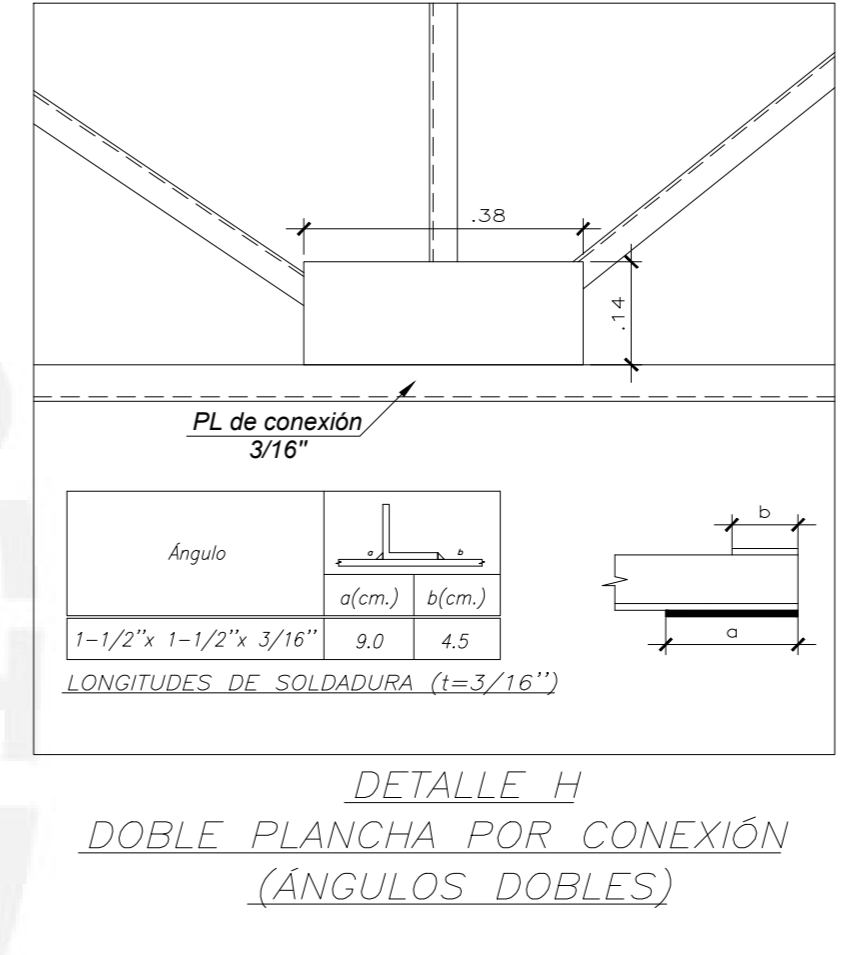
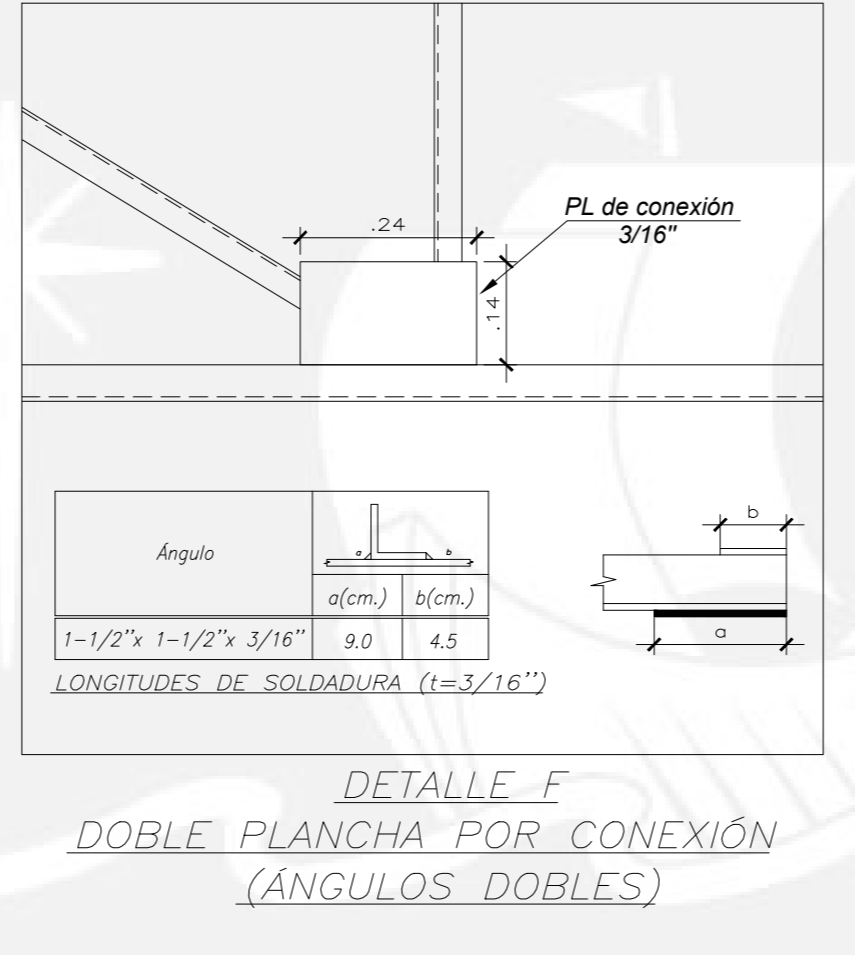
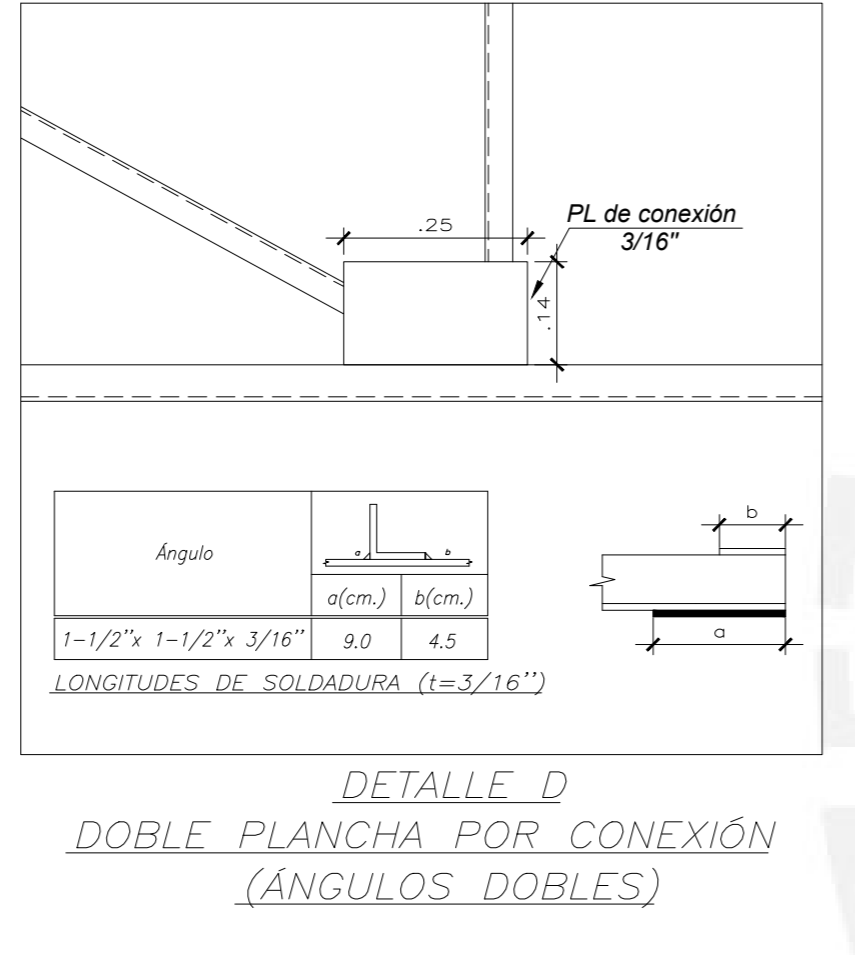
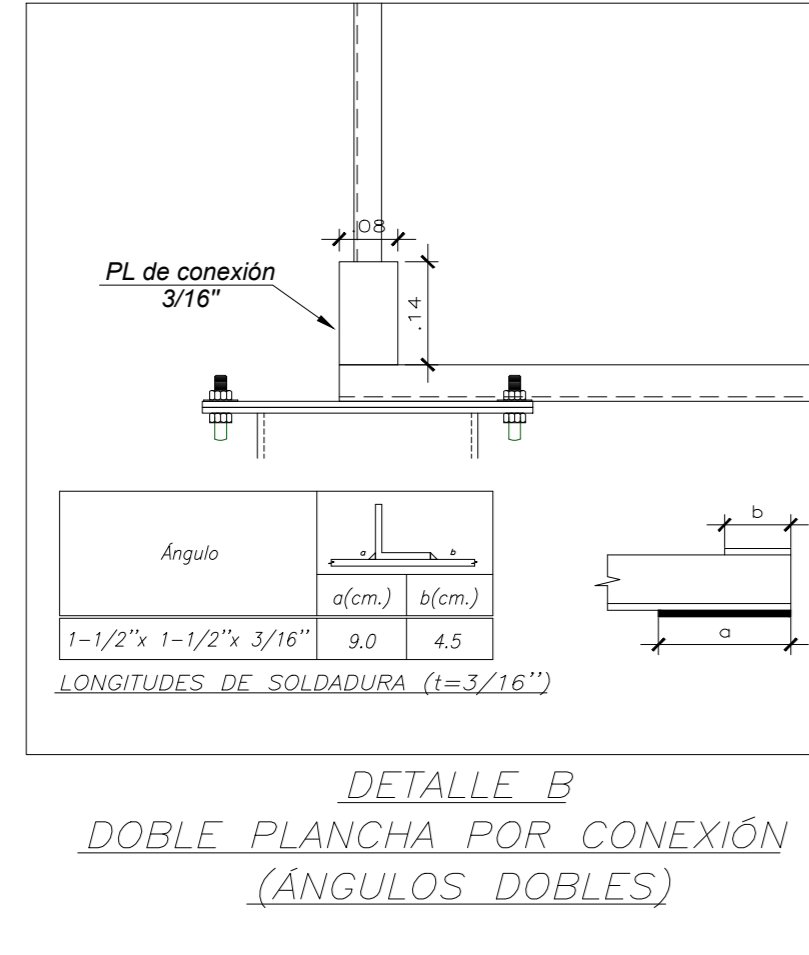
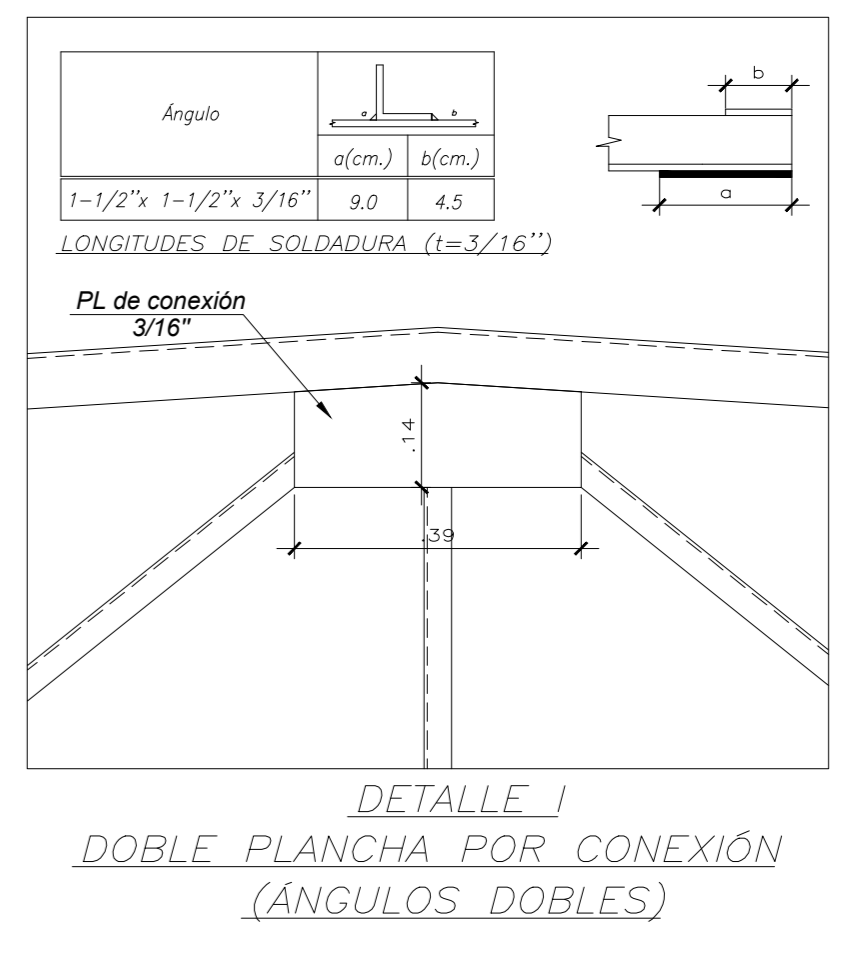
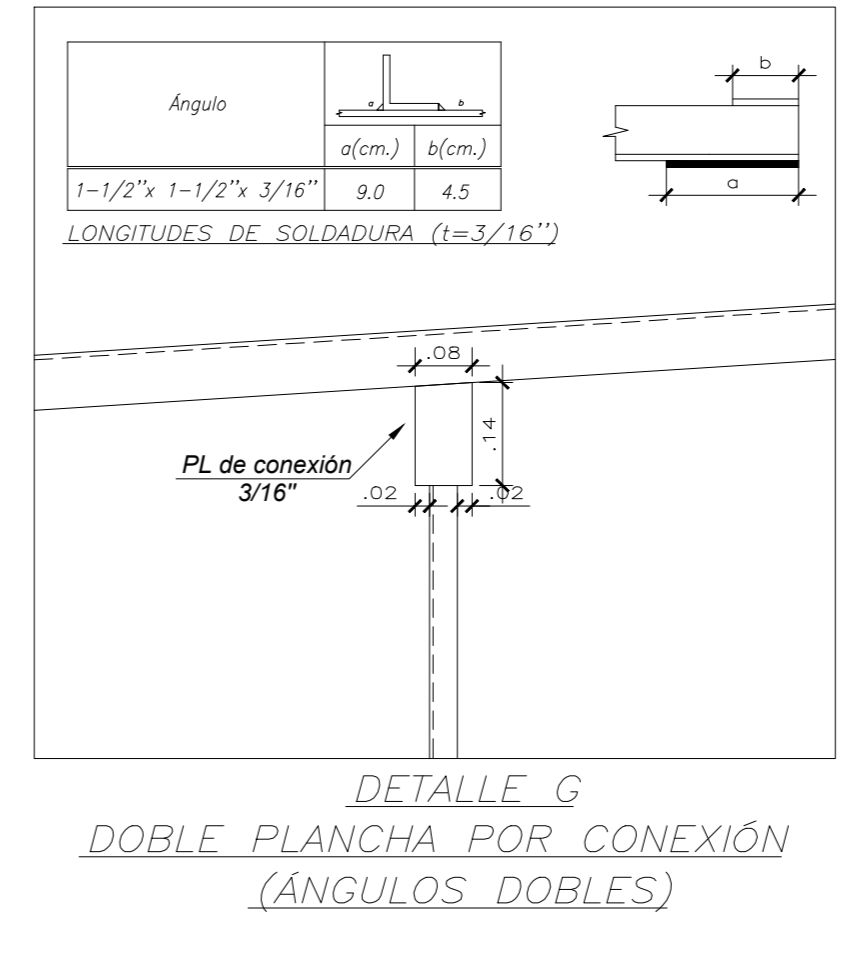
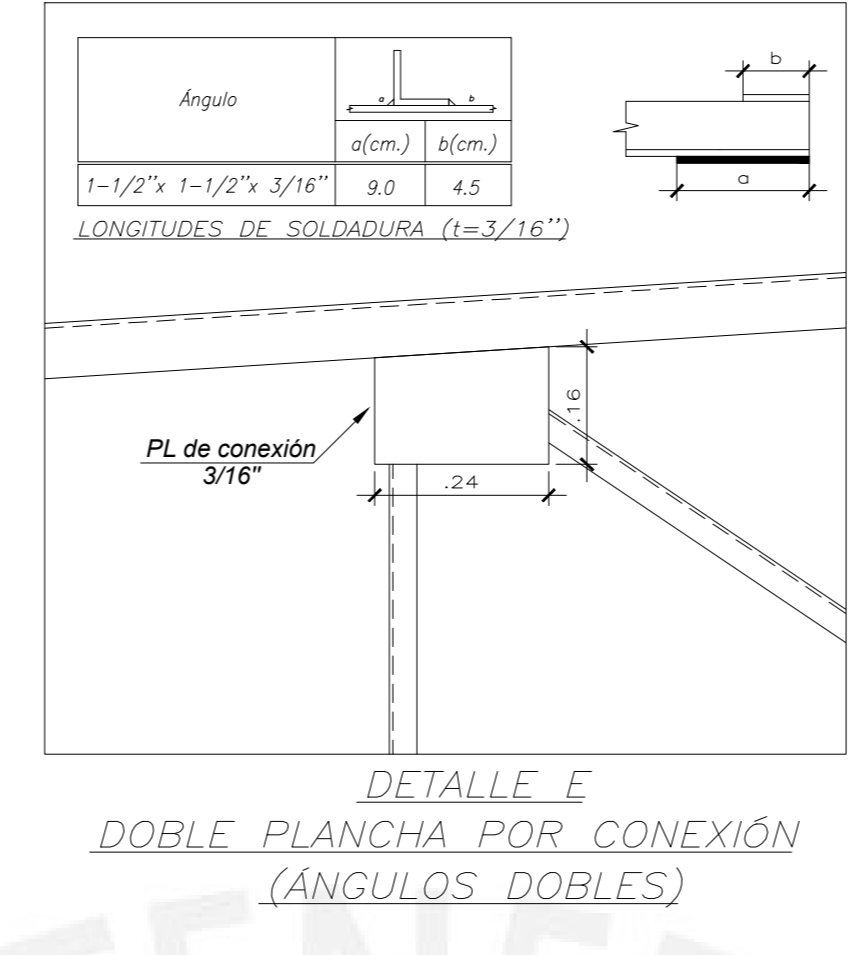
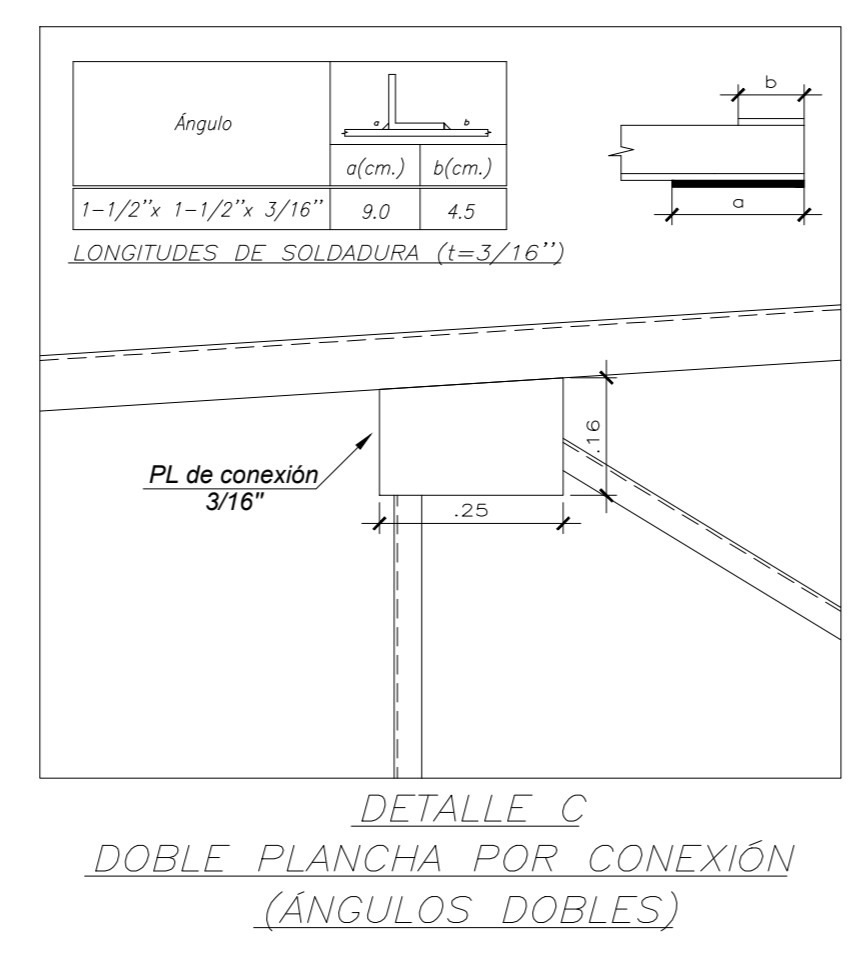
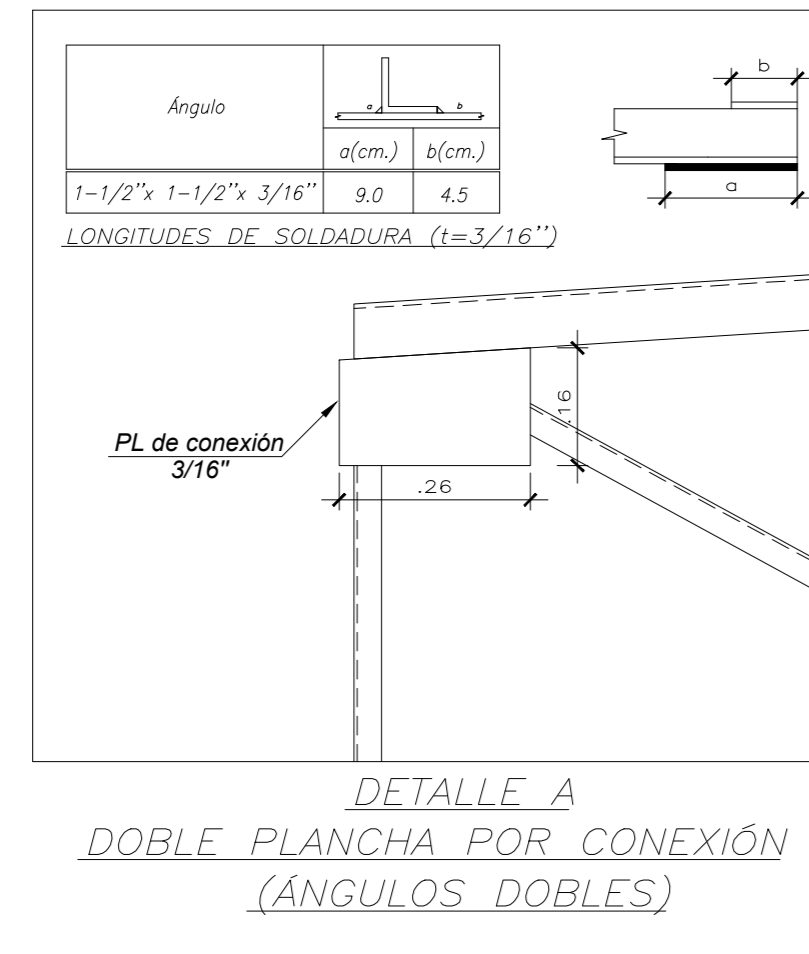
DETALLE DE VIGUETA TÍPICA DE TECHO (ESC 1/12.5)

2 L 1" x 1" x 1/8"
Varilla lisa A36 5/8"

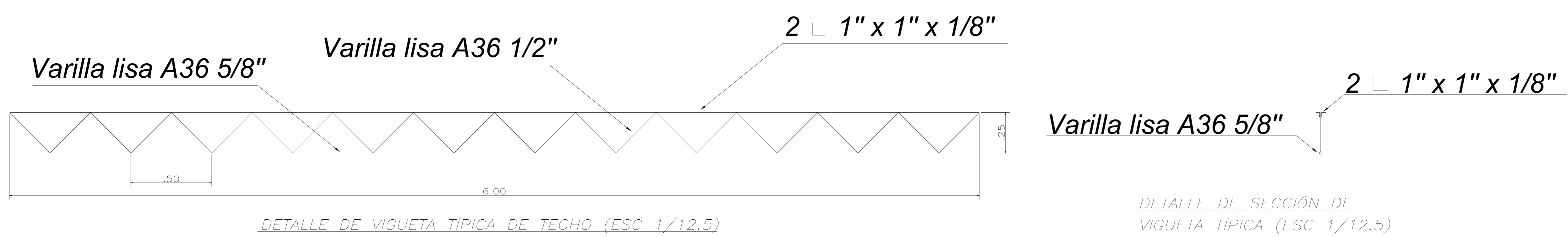
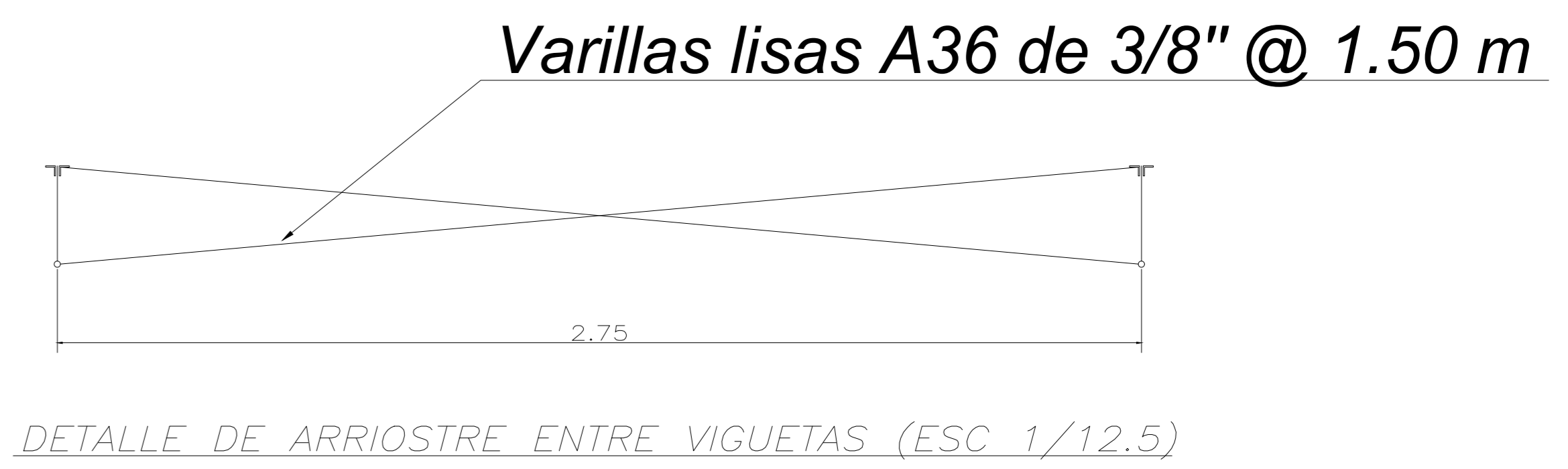
DETALLE DE SECCIÓN DE VIGUETA TÍPICA (ESC 1/12.5)

DIPLOMADO DE ESTRUCTURAS			
ALUMNO:	ROGER ALEJANDRO HUANQUI PHILIPPS		
ASESOR:	LUIS ENRIQUE YECKLE MONTALVO		
ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS		
DIBUJO:	RHP	ESCALA:	1/50
		FECHA:	08/03/2022

LAMINA N°:
E-04
de 05



DETALLES DE CONEXIONES DE TIJERAL TÍPICO (ESC: 1 / 1 0)



DIPLOMADO DE ESTRUCTURAS			
ALUMNO:	ROGER ALEJANDRO HUANQUI PHILIPPS		
ASESOR:	LUIS ENRIQUE YECKLE MONTALVO		
ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS		
DIBUJO:	RHP	ESCALA:	1/50
		FECHA:	08/03/2022
		LAMINA N°:	E-05 de 05