

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**  
**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UNA FÁBRICA DE 3  
PISOS EN CERCADO DE LIMA**

**Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil**

**AUTOR:**

Sebastian Ortiz de Orué Urquiza

**ASESOR:**

Paulo Israel Mejía Trejo

Lima, diciembre, 2024

## Informe de Similitud

Yo, Paulo Mejia Trejo,

docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia

Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis/el trabajo de investigación titulado

DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UNA FÁBRICA DE 3 PISOS EN CERCADO DE LIMA


del/de la autor(a)/ de los(as) autores(as)

Ortiz De Orue Urquizo, Sebastián

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 14 %. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 22/01/2025.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima 31 de enero del 2025

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: <u>Mejia Trejo, Paulo Israel</u>	
DNI: 46416316	Firma 
ORCID: <a href="https://orcid.org/0000-0001-9829-7735">https://orcid.org/0000-0001-9829-7735</a>	

## RESUMEN

En la siguiente tesis, se realizará el análisis estructural y diseño de una fábrica de 3 pisos con elementos de concreto armado, destinado a procesamiento de alimentos con ubicación en el distrito de Cercado de Lima. La fábrica posee un área total igual a 500 m<sup>2</sup> y cuenta con un área techada de 440 m<sup>2</sup>. Para este proyecto consideramos una presión admisible típica en Cercado de Lima igual a 3 kg/cm<sup>2</sup>.

La tesis se divide en 10 capítulos, comenzando con las generalidades, definición de materiales, cargas a utilizar, estructuración y predimensionamiento de todos los elementos que forman parte de la estructura de la fábrica.

Posteriormente a los primeros capítulos, el análisis por sismo se realiza mediante el programa ETABS 19 para obtener las cargas de diseño y verificación de derivas.

Luego de concluir con el análisis, se procede con el diseño estructural de los elementos involucrados de concreto armado y terminando en el diseño de una estructura metálica en la parte trasera de la fábrica, para la cual se elaboró un modelo apoyándose en el programa SAP2000.

Finalizando el trabajo, se realizan las conclusiones y comentarios con respecto al análisis y diseño sísmico realizados y se elaboran los planos estructurales del proyecto desde la planta de cimentación hasta los componentes secundarios.

**DEDICATORIA**

A mi madre Verioska y a mi padre Marco, agradecerles por todo, ya que desde el primer hasta el último momento de mi etapa universitaria fueron mi soporte principal y sin ellos no hubiera podido salir de las dificultades del camino.

A mis abuelos, Juana y Luis, por apoyarme y alentarme en mi desarrollo profesional.



<b>TABLA DE CONTENIDOS</b>	<b>Pág</b>
<b>CAPÍTULO 1: GENERALIDADES</b> .....	1
1.1 Objetivos .....	1
1.2 Características principales de la edificación .....	1
1.3 Descripción de la arquitectura del proyecto .....	2
1.4 Normas a utilizar .....	6
1.5 Aspectos generales del diseño de concreto armado .....	6
1.6 Materiales y cargas utilizadas .....	7
<b>CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO</b> .....	8
2.1 Generalidades .....	8
2.2 Techos .....	8
2.2.1 Losas aligeradas.....	8
2.2.2 Losas macizas .....	8
2.3 Vigas.....	9
2.4 Columnas.....	10
2.5 Muros de corte.....	13
2.6 Estructura metálica.....	13
2.7 Escaleras.....	13
2.8 Planos de la estructuración.....	14
<b>CAPÍTULO 3: ANÁLISIS SÍSMICO</b> .....	17
3.1 Modelamiento del edificio .....	17
3.2 Parámetros sísmicos de la edificación.....	17
3.2.1 Factor de zona (Z).....	17
3.2.2 Parámetros de sitio (S, TP, TL).....	18
3.2.3 Factor de amplificación sísmica (C).....	18
3.2.4 Factor de Uso (U) .....	18
3.2.5 Sistema estructural y coeficiente de reducción sísmica.....	19
3.3 Masa sísmica .....	19
3.4 Verificación del sistema estructural .....	19
3.5 Análisis de las irregularidades en planta y en altura .....	20
3.5.1 Irregularidades en altura .....	20
3.5.2 Irregularidades en planta .....	22
3.6 Modos de vibración de la estructura .....	24
3.7 Cortante basal estático y dinámico.....	25
3.8 Amplificación de fuerzas sísmicas .....	26

3.9 Control de derivas de entrepiso.....	27
3.10 Desplazamientos máximos y junta sísmica.....	29
<b>CAPÍTULO 4: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS.....</b>	<b>30</b>
4.1 Diseño de losas aligeradas.....	30
4.1.1 Modelos y metrados para el análisis estructural.....	30
4.1.2 Procedimiento de diseño.....	31
4.1.3 Ejemplo de diseño .....	35
4.2 Diseño de losas macizas.....	40
4.2.1 Modelos y metrados para el análisis estructural.....	40
4.2.2 Procedimiento de diseño.....	41
4.2.3 Ejemplo de diseño .....	42
<b>CAPÍTULO 5: DISEÑO DE VIGAS.....</b>	<b>46</b>
5.1 Modelos y metrados para el análisis estructural .....	46
5.2 Procedimiento de diseño .....	47
5.3 Ejemplos de diseño de vigas .....	51
<b>CAPÍTULO 6: DISEÑO DE COLUMNAS.....</b>	<b>69</b>
6.1 Metrado de cargas .....	69
6.2 Procedimiento de diseño .....	70
6.3 Ejemplos de diseño de columnas .....	71
<b>CAPÍTULO 7: DISEÑO DE PLACAS.....</b>	<b>91</b>
7.1 Metrado de cargas .....	91
7.2 Procedimiento de diseño .....	92
7.3 Ejemplos de diseño de placas.....	94
<b>CAPÍTULO 8: DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN.....</b>	<b>104</b>
8.1 Características del suelo de cimentación.....	104
8.2 Procedimiento de diseño de cimentaciones.....	104
8.3 Ejemplos de diseño de zapatas aisladas .....	107
8.4 Ejemplo de diseño de una zapata combinada.....	111
8.5 Ejemplo de diseño de zapatas conectadas y viga de cimentación.....	116
<b>CAPÍTULO 9: DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS.....</b>	<b>124</b>
9.1 Diseño de escaleras .....	124
9.2 Diseño de estructuras metálicas .....	126
<b>CAPÍTULO 10: CONCLUSIONES Y COMENTARIOS.....</b>	<b>139</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>141</b>

<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b>	<b>Pág</b>
Figura 1: Planta de arquitectura del primer piso .....	3
Figura 2: Planta de arquitectura del segundo piso .....	4
Figura 3: Planta de arquitectura del tercer piso .....	5
Figura 4: Áreas tributarias de las columnas .....	11
Figura 5: Estructuración del techo del primer piso .....	14
Figura 6: Estructuración del techo del segundo piso .....	15
Figura 7: Estructuración de la azotea .....	16
Figura 8: Modelo del edificio en ETABS 19 .....	17
Figura 9: Derivas en la dirección X .....	28
Figura 10: Derivas en la dirección Y .....	28
Figura 11: Factor dependiente del tiempo para deflexiones .....	34
Figura 12: Zona de diseño de aligerado E-F/3-7 .....	35
Figura 13: Cargas sobre la vigueta del eje E-F/3-7 .....	35
Figura 14: Diagrama de momentos últimos en la vigueta E-F/3-7 .....	36
Figura 15: Diagrama de fuerza cortante última en la vigueta E-F/3-7 .....	36
Figura 16: Consideraciones para el corte de acero .....	38
Figura 17: Modelo de losa maciza en ETABS .....	41
Figura 18: Zona de diseño de losa maciza C-E/1-4 .....	42
Figura 19: Momentos en la dirección X-X en la losa maciza .....	43
Figura 20: Momentos en la dirección Y-Y en la losa maciza .....	43
Figura 21: Fuerzas cortantes en la dirección X-X en la losa maciza .....	44
Figura 22: Fuerzas cortantes en la dirección Y-Y en la losa maciza .....	45
Figura 23: Área tributaria de la viga V4 .....	46
Figura 24: Modelo de viga bajo cargas de gravedad .....	47
Figura 25: Espaciamiento de estribos y zona de confinamiento en vigas (Norma E.060)50	
Figura 26: Identificación de vigas para el diseño .....	51
Figura 27: Diagrama de momentos flectores por carga muerta en viga V-4 .....	51
Figura 28: Diagrama de momentos flectores por carga viva en viga V-4 .....	52
Figura 29: Diagrama de momentos flectores por sismo en X en viga V-4 .....	52
Figura 30: Diagrama de momentos flectores por sismo en Y en viga V-4 .....	52
Figura 31: Diagrama de fuerzas cortantes por carga muerta en viga V-4 .....	52
Figura 32: Diagrama de fuerzas cortantes por carga viva en viga V-4 .....	52
Figura 33: Diagrama de fuerzas cortantes por sismo en X en viga V-4 .....	53
Figura 34: Diagrama de fuerzas cortantes por sismo en Y en viga V-4 .....	53
Figura 35: Envoltente de momentos flectores en viga V-4 .....	53
Figura 36: Envoltente de fuerzas cortantes en viga V-4 .....	53
Figura 37: Diseño final de la viga V-4 .....	55
Figura 38: Diagrama de momentos flectores por carga muerta en viga V-6 .....	57
Figura 39: Diagrama de momentos flectores por carga viva en viga V-6 .....	57
Figura 40: Diagrama de momentos flectores por sismo en X en viga V-6 .....	57
Figura 41: Diagrama de momentos flectores por sismo en Y en viga V-6 .....	58
Figura 42: Diagrama de fuerzas cortantes por carga muerta en viga V-6 .....	58
Figura 43: Diagrama de fuerzas cortantes por carga viva en viga V-6 .....	58

Figura 44: Diagrama de fuerzas cortantes por sismo en X en viga V-6 .....	58
Figura 45: Diagrama de fuerzas cortantes por sismo en Y en viga V-6 .....	59
Figura 46: Envoltente de momentos flectores en viga V-6.....	59
Figura 47: Envoltente de fuerzas cortantes en viga V-6 .....	59
Figura 48: Diseño final de la viga V-6.....	62
Figura 49: Diagrama de momentos flectores por carga muerta en viga V-12 .....	62
Figura 50: Diagrama de momentos flectores por carga viva en viga V-12 .....	63
Figura 51: Diagrama de momentos flectores por sismo en X en viga V-12.....	63
Figura 52: Diagrama de momentos flectores por sismo en Y en viga V-12.....	63
Figura 53: Diagrama de fuerzas cortantes por carga muerta en viga V-12 .....	64
Figura 54: Diagrama de fuerzas cortantes por carga viva en viga V-12.....	64
Figura 55: Diagrama de fuerzas cortantes por sismo en X en viga V-12 .....	64
Figura 56: Diagrama de fuerzas cortantes por sismo en Y en viga V-12 .....	65
Figura 57: Envoltente de momentos flectores en viga V-12.....	65
Figura 58: Envoltente de fuerzas cortantes en viga V-12 .....	65
Figura 59: Diseño final de la viga V-12.....	68
Figura 60: Ejemplo de columna para metrado de cargas .....	69
Figura 61: Identificación de columnas para el diseño .....	72
Figura 62: Armado inicial de la columna C1 .....	74
Figura 63: Diagrama de interacción de la columna C1 en la dirección X-X.....	75
Figura 64: Diagrama de interacción de la columna C1 en la dirección Y-Y.....	75
Figura 65: Momento nominal máximo asociado al Pu en la columna C1 .....	76
Figura 66: Armado inicial de la columna C2.....	79
Figura 67: Diagrama de interacción de la columna C2 en la dirección X-X.....	80
Figura 68: Diagrama de interacción de la columna C2 en la dirección Y-Y.....	80
Figura 69: Momento nominal máximo asociado al Pu en la columna C2.....	81
Figura 70: Armado inicial de la columna C3.....	85
Figura 71: Diagrama de interacción de la columna C3 en la dirección X-X.....	85
Figura 72: Diagrama de interacción de la columna C3 en la dirección Y-Y.....	86
Figura 73: Momento nominal máximo asociado al Pu en la columna C3 .....	87
Figura 74: Armado final de columnas .....	90
Figura 75: Ejemplo de placa para metrado de cargas .....	91
Figura 76: Identificación de placas para el diseño.....	94
Figura 77: Armado inicial de la placa PL-1 .....	96
Figura 78: Diagrama de interacción de la placa PL-1 en la dirección X-X.....	96
Figura 79: Diagrama de interacción de la placa PL-1 en la dirección Y-Y.....	97
Figura 80: Armado final de la placa PL-1 .....	99
Figura 81: Armado inicial de la placa PL-2.....	100
Figura 82: Diagrama de interacción de la placa PL-2 en la dirección X-X.....	101
Figura 83: Diagrama de interacción de la placa PL-2 en la dirección Y-Y.....	101
Figura 84: Armado final de la placa PL-2 .....	103
Figura 85: Ubicación de zapata aislada a diseñar .....	108
Figura 86: Diseño de zapata de la placa PL-1.....	110
Figura 87: Ubicación de zapata combinada a diseñar.....	111
Figura 88: Diseño de zapata combinada .....	116
Figura 89: Ubicación de las zapatas conectadas .....	116

Figura 90: Fuerzas, momentos y reacciones en viga de cimentación .....	118
Figura 91: Diseño de zapatas conectadas.....	122
Figura 92: Diseño de viga de cimentación.....	123
Figura 93: Momento último en escalera .....	125
Figura 94: Diseño de escalera .....	125
Figura 95: Vista en planta de estructura metálica.....	126
Figura 96: Dimensiones de los tijerales .....	127
Figura 97: Modelo de la estructura metálica en SAP2000 .....	129
Figura 98: Límites para la distorsión del entrepiso.....	130
Figura 99: Desplazamiento sísmico en dirección X-X .....	130
Figura 100: Desplazamiento sísmico en dirección Y-Y .....	131
Figura 101: Carga muerta en tijeral .....	132
Figura 102: Carga viva en tijeral .....	132
Figura 103: Carga de viento Barlovento en tijeral.....	133
Figura 104: Carga de viento Sotavento en tijeral.....	133
Figura 105: Fuerza axial última en tijeral.....	134
Figura 106: Fuerza axial en brida superior .....	134
Figura 107: Diseño de bridas, montantes y diagonales de los tijerales .....	135
Figura 108: Fuerza axial y cortante en uniones empernadas .....	135
Figura 109: Valores de n y m según libro de diseño en acero (Luis Zapata Baglietto) .....	136
Figura 110: Diseño de pernos y plancha base.....	138



## ÍNDICE DE TABLAS

	Pág
Tabla 1: Factores de reducción de resistencia.....	7
Tabla 2: Dimensionamiento de columnas.....	12
Tabla 3: Masa y peso sísmico de la edificación.....	19
Tabla 4: Verificación del sistema estructural.....	20
Tabla 5: Verificación de irregularidad de piso blando en dirección X.....	20
Tabla 6: Verificación de irregularidad de piso blando en dirección Y.....	21
Tabla 7: Verificación de irregularidad por masa.....	21
Tabla 8: Verificación de irregularidad por torsión en dirección X.....	23
Tabla 9: Verificación de irregularidad por torsión en dirección Y.....	23
Tabla 10: Modos de vibración de la estructura.....	24
Tabla 11: Análisis traslacional en dirección X.....	24
Tabla 12: Análisis traslacional en dirección Y.....	25
Tabla 13: Determinación de la cortante basal estática.....	25
Tabla 14: Cálculo del factor de amplificación de fuerzas sísmicas.....	27
Tabla 15: Máximas derivas en la edificación.....	27
Tabla 16: Peso propio del aligerado según Norma E.020.....	30
Tabla 17: Aceros mínimos y máximos para una vigueta típica.....	32
Tabla 18: Resumen de diseño por flexión de vigueta E-F/3-7.....	36
Tabla 19: Cálculo de la inercia efectiva.....	39
Tabla 20: Diseño por flexión de viga V-4.....	54
Tabla 21: Peraltes mínimos de vigas para no verificar la deflexión.....	56
Tabla 22: Diseño por flexión de viga V-6.....	59
Tabla 23: Diseño por capacidad de viga V-6.....	61
Tabla 24: Diseño por flexión de viga V-12.....	66
Tabla 25: Diseño por capacidad de viga V-12.....	67
Tabla 26: Metrado de cargas de gravedad en columna.....	70
Tabla 27: Fuerzas internas en la columna C1.....	73
Tabla 28: Cargas axiales y momentos amplificados para la columna C1.....	73
Tabla 29: Cálculo de la cortante $V_u(b)$ en la columna C1.....	77
Tabla 30: Fuerzas internas en la columna C2.....	78
Tabla 31: Cargas axiales y momentos amplificados para la columna C2.....	79
Tabla 32: Cálculo de la cortante $V_u(b)$ en la columna C2.....	82
Tabla 33: Fuerzas internas en la columna C3.....	83
Tabla 34: Cargas axiales y momentos amplificados para la columna C3.....	84
Tabla 35: Cálculo de la cortante $V_u(b)$ en la columna C3.....	88
Tabla 36: Metrado de cargas de gravedad en placa.....	91
Tabla 37: Fuerzas internas en la placa PL-1.....	95
Tabla 38: Cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos amplificados para la placa PL-1.....	95
Tabla 39: Fuerzas internas en la placa PL-2.....	99
Tabla 40: Cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos amplificados para la placa PL-2.....	99
Tabla 41: Cargas en la zapata de la placa PL-1.....	108
Tabla 42: Presiones en la zapata de la placa PL-1.....	109
Tabla 43: Fuerzas y momentos actuantes en la zapata combinada.....	112
Tabla 44: Posición de elementos verticales con respecto a punto de referencia.....	112
Tabla 45: Presiones en la zapata combinada.....	114
Tabla 46: Diseño por flexión de zapata combinada.....	115

Tabla 47: Cargas en la zapata 1 .....	117
Tabla 48: Cargas en la zapata 2 .....	117
Tabla 49: Resultados de la verificación de presiones en zapatas conectadas .....	120
Tabla 50: Resultados del diseño por punzonamiento y cortante.....	121
Tabla 51: Resultados del diseño por flexión.....	121
Tabla 52: Fuerzas amplificadas en viga de cimentación.....	122
Tabla 53: Diseño por flexión de viga de cimentación.....	123
Tabla 54: Cargas muertas en estructura metálica.....	127
Tabla 55: Metrado de cargas por tijeral para diseño.....	132
Tabla 56: Cargas de viento en tijeral .....	133
Tabla 57: Combinaciones para tijerales .....	134
Tabla 58: Diseño por fuerza axial de brida superior.....	134
Tabla 59: Diseño de espesor de la plancha base .....	136
Tabla 60: Diseño de los pernos.....	137



## **CAPÍTULO 1: GENERALIDADES**

### **1.1 Objetivos**

El siguiente proyecto de tesis se enfoca en elaborar un análisis estructural y diseño de elementos de concreto armado y estructuras metálicas en algunos espacios de doble altura de una fábrica procesadora de alimentos, la cual consta de tres pisos ubicada en el distrito de Cercado de Lima, en Lima.

Objetivo general: Mediante un análisis sísmico, diseñar los componentes estructurales de una fábrica usando la Norma Técnica de Edificaciones para la producción de planos estructurales.

Objetivos específicos:

- Establecer el predimensionamiento de los componentes estructurales implicados en el proyecto
- Realizar un modelo tridimensional mediante el uso del programa ETABS con la finalidad de elaborar un análisis debido a sismo
- Constatar que las derivas en la edificación sean menores a las máximas permitidas, ubicadas en la normativa peruana
- Revisar las irregularidades estructurales existentes
- Diseñar diversos componentes de la estructura compuestos por concreto armado y acero
- Producir los planos estructurales del edificio

### **1.2 Características principales de la edificación**

El edificio estará compuesto por concreto armado y las coberturas serán de estructura metálica, algunas cubrirán espacios de doble altura con grandes luces.

El terreno presenta un área de 500 m<sup>2</sup> y su altura de entrepiso en los dos primeros pisos es de 3.5 m, a excepción del último piso de 3 m.

En el primer piso se tendrán actividades de producción y fabricación de alimentos. En el segundo piso se desarrollarán las actividades administrativas de la fábrica. Finalmente, en el tercer piso se tendrán varios espacios de almacenaje para diferentes productos.

### **1.3 Descripción de la arquitectura del proyecto**

La fábrica cuenta con dos accesos. Un acceso general para el personal, visitantes y acceso vehicular que conlleva al estacionamiento y descarga. Además, cuenta con un área de estacionamiento vehicular que permite realizar la bajada y subida de los productos terminados e insumos respectivamente. Este patio de maniobras permite estacionar un vehículo de carga para realizar la descarga hacia el andén, el cual presenta una comunicación con las áreas de almacén y posteriormente a un montacargas que atiende desde el primer hasta el tercer piso.

Entre piso y piso, se tiene una altura de 3.5 m a excepción del tercer piso que tiene una altura de 3 m.

Finalmente, todos los ambientes a partir del primer piso tienen acceso a escaleras integradas. Estas escaleras tienen su salida en el hall común ubicado en el primer piso.

Se muestra la distribución general de cada planta:

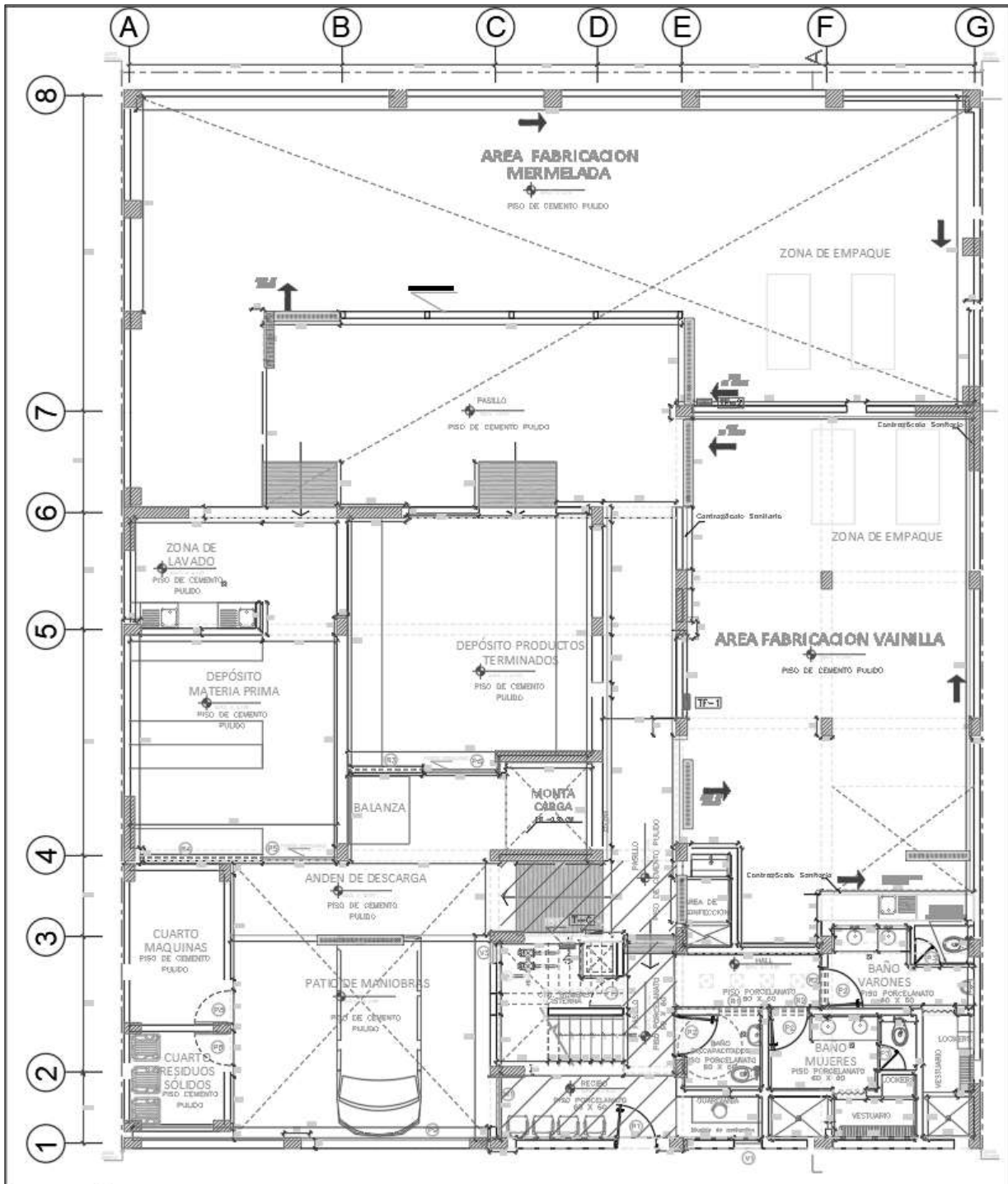


Figura 1: Planta de arquitectura del primer piso

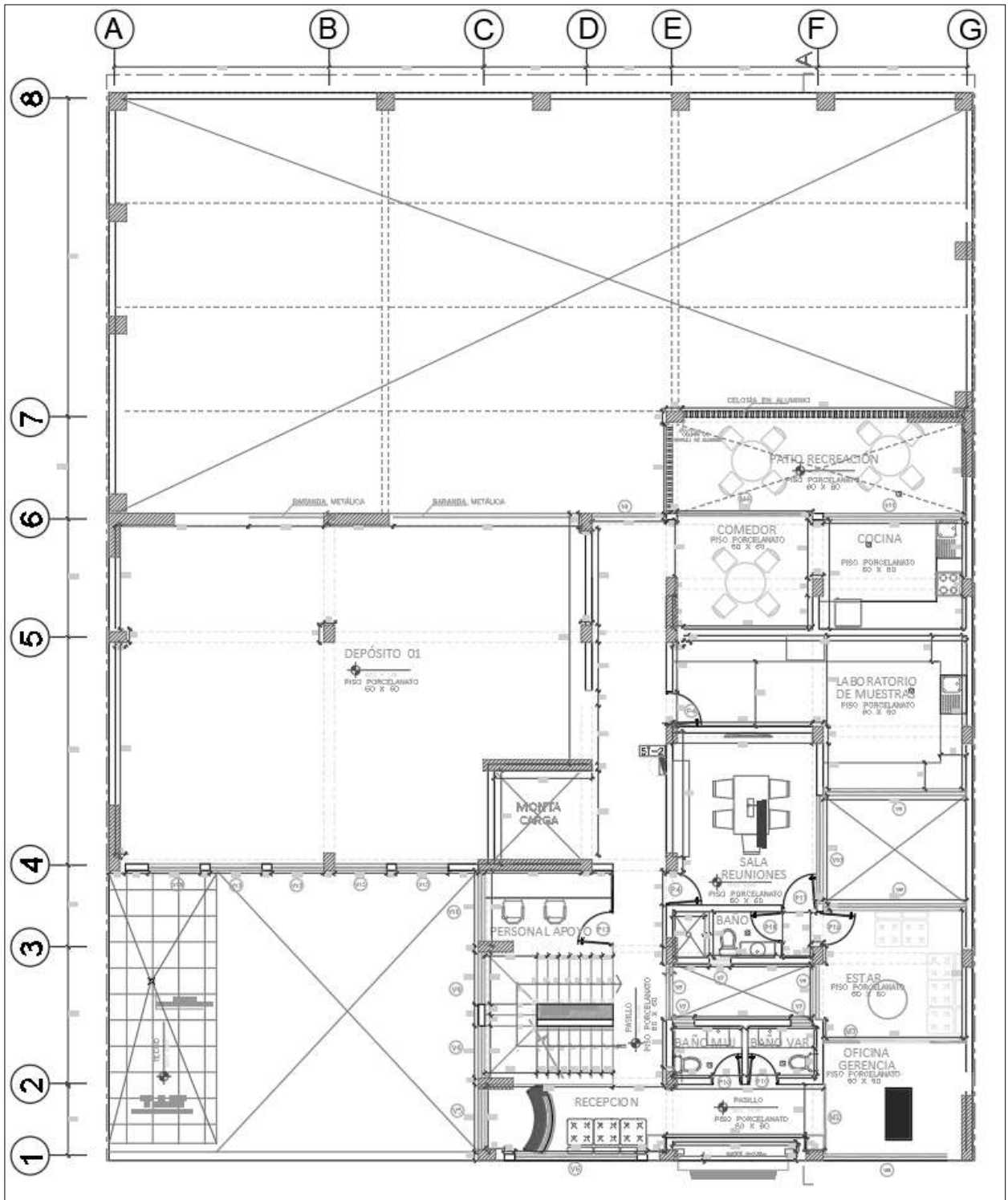


Figura 2: Planta de arquitectura del segundo piso

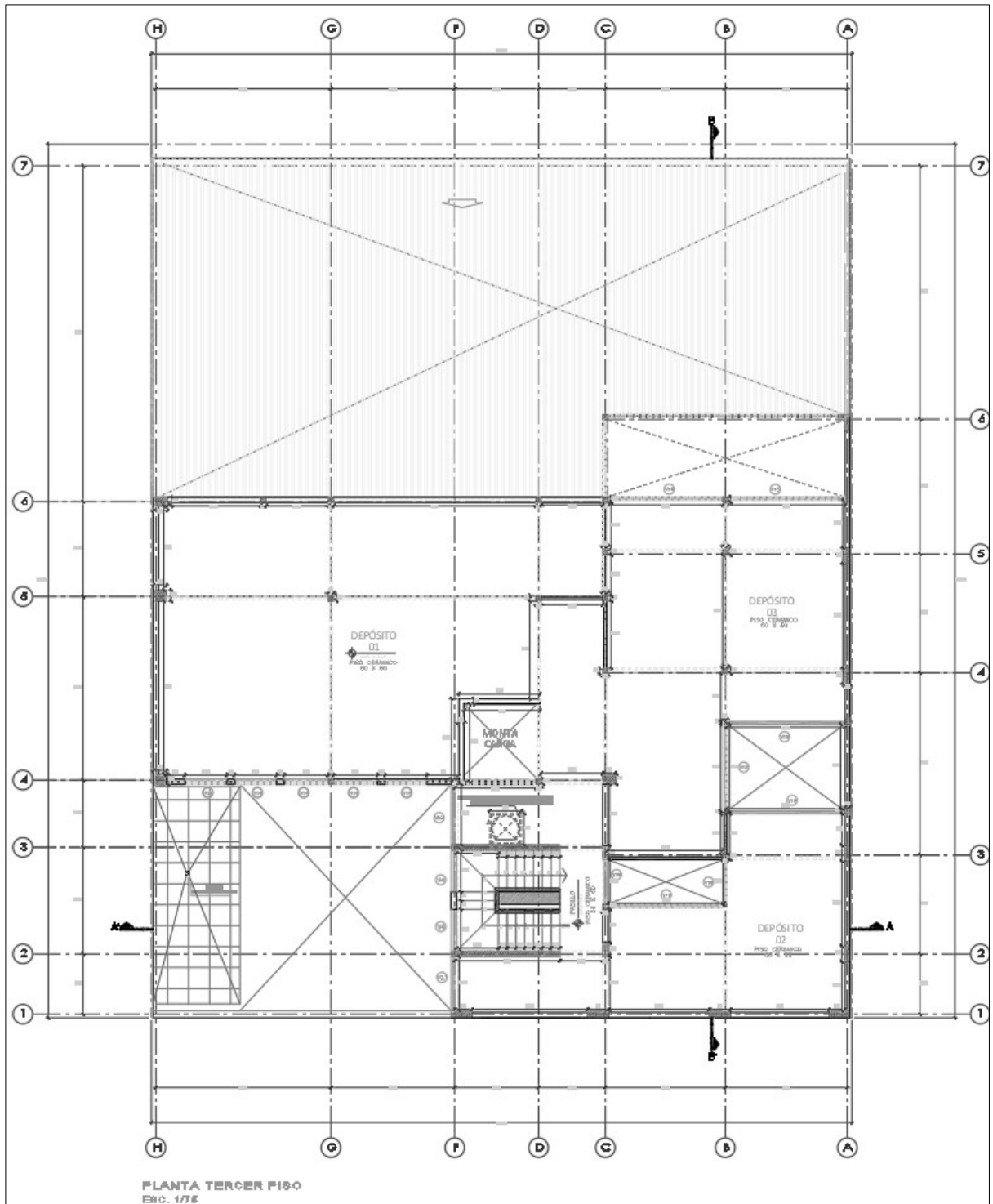


Figura 3: Planta de arquitectura del tercer piso

#### 1.4 Normas a utilizar

Para calcular las diferentes cargas actuantes en la fábrica, se usará la Norma E.020.

Para estimar las diversas fuerzas sísmicas que actuarán en la edificación se usará la Norma E.030.

El diseño de los componentes estructurales de concreto armado se sostendrá mediante el uso de la Norma E.060.

Finalmente, para diseñar los elementos netamente de acero se seguirán las indicaciones que establece la Norma E.090.

#### 1.5 Aspectos generales del diseño de concreto armado

El diseño de los componentes de concreto armado estará dirigido mediante un diseño por resistencia, en donde las resistencias nominales ( $\phi R_n$ ) tienen que ser iguales o mayores a las resistencias de demanda ( $R_u$ ), las cuales se calcularán con una amplificación de las diferentes cargas existentes. La norma E.060 define combinaciones de carga:

- $U = 1.4 CM + 1.7 CV$
- $U = 1.25 (CM + CV) \pm 0.9 CS$
- $U = 0.9 CM + CS$

Donde:

CM = Carga muerta

CV = Carga viva

CS = Carga debida a sismo

U = Carga última

Cada elemento debe obedecer a la siguiente regla:

$$\phi R_n \geq R_u$$

El factor de reducción de resistencia ( $\phi$ ) tiene diferentes valores según la sollicitación de diseño indicados por la norma E.060:

Tabla 1: Factores de reducción de resistencia

Sollicitación	Factor de reducción
Flexión	0.9
Cortante y torsión	0.85
Carga axial de compresión en elementos (con refuerzo en espiral)	0.75
Carga axial de compresión en elementos (sin refuerzo en espiral)	0.70

### 1.6 Materiales y cargas utilizadas

El concreto a usarse tendrá una resistencia a la compresión igual a 210 kg/cm<sup>2</sup> y el acero contará con grado 60 (4200 kg/cm<sup>2</sup>) con un módulo elástico de 2000000 kg/cm<sup>2</sup> y una deformación unitaria de fluencia de 0.0021.

El acabado del piso considerará 5 cm de espesor con un peso de 100 kg/m<sup>2</sup>.

Se utilizará una sobrecarga destinada a oficinas (250 kg/m<sup>2</sup>) en el segundo nivel, una carga de almacenaje (500 kg/m<sup>2</sup>) para el tercer nivel y una sobrecarga en la azotea (100 kg/m<sup>2</sup>) basándose en las indicaciones de la Norma E.020 (Cargas).

En la fábrica, la albañilería será de unidades de arcilla cocida sólida (Peso=1800 kg/m<sup>3</sup>) con un espesor de muro de 15 cm.

## **CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO**

### **2.1 Generalidades**

La estructuración de todo edificio tiene que desarrollarse de manera simple, ya que así se sabrá con mayor determinación cómo se comporta la estructura cuando es sometida a los efectos sísmicos. El ingeniero Antonio Blanco Blasco (1994) define una serie de principios a respetar para obtener una estructuración apropiada.

### **2.2 Techos**

El predimensionamiento de los techos se realiza mediante los criterios mencionados por el Ingeniero Antonio Blanco (1994) destinados al análisis de techos. Estos criterios son se diferencian entre techos macizos y aligerados.

#### **2.2.1 Losas aligeradas**

El peralte de las losas aligeradas ( $h$ ) representa la altura total del aligerado considerando los 5cm de losa superior más el grosor del ladrillo a usar en el techo. El dimensionamiento de este peralte depende de la luz del paño a analizar:

$h = 17$  cm (Distancias con un valor menor a 4 m)

$h = 20$  cm (Distancias comprendidas entre 4 y 5.5 m)

$h = 25$  cm (Distancias comprendidas entre 5 y 6.5 m)

$h = 30$  cm (Distancias comprendidas entre 6 y 7.5 m)

En la fábrica existe una luz de losa promedio de 5 metros en el sentido de análisis. Entonces, el peralte de los techos aligerados será de 20 cm.

#### **2.2.2 Losas macizas**

El dimensionamiento del espesor del techo macizo se puede realizar mediante  $Luz/40$  o el perímetro del paño dividido entre 180. En este caso, de igual manera que los techos

aligerados, el peralte de las losas macizas (h) se consigue según la mayor luz del paño a analizar:

$h = 12 \text{ ó } 13 \text{ cm}$  (Distancias con un valor menor a 4 m)

$h = 15 \text{ cm}$  (Distancias con un valor menor a 5.5 m)

$h = 20 \text{ cm}$  (Distancias con un valor menor a 6.5 m)

$h = 25 \text{ cm}$  (Distancias con un valor menor a 7.5 m)

En la edificación se tiene una distancia máxima de 4 m, lo que finaliza en un espesor de losa maciza de 12 cm. Este espesor se cambiará por otro de 20 cm similar al grosor de la losa aligerada para facilitar el encofrado de losas y garantizar un diafragma rígido.

### 2.3 Vigas

El peralte de las vigas depende de la distancia libre del componente, mientras que el ancho de la viga está relacionado directamente con el peralte de la viga. Para dimensionar el peralte y el ancho se usan los siguientes criterios:

$$H = \frac{\text{Luz libre}}{10} \quad \text{o} \quad H = \frac{\text{Luz libre}}{12}$$

$$B = 0.3H \sim 0.5H$$

Además, la Norma E.060 contiene una restricción, la cual implica un valor mínimo del ancho de las vigas igual a 25 cm cuando sean parte de un pórtico o estructura sismorresistente.

Para las vigas de la fábrica se encontró un valor máximo de luz libre igual a 5.68 m, resultando en un peralte de 50 cm.

En cuanto al ancho de vigas, se optará por seguir el criterio de 0.5H, lo que resulta en un ancho de 25 cm.

## 2.4 Columnas

En el dimensionamiento de columnas, se calcula el área total solicitada por la sección, en función de la carga puntual axial en servicio (P) actuante.

Las columnas interiores se basan en el siguiente criterio:

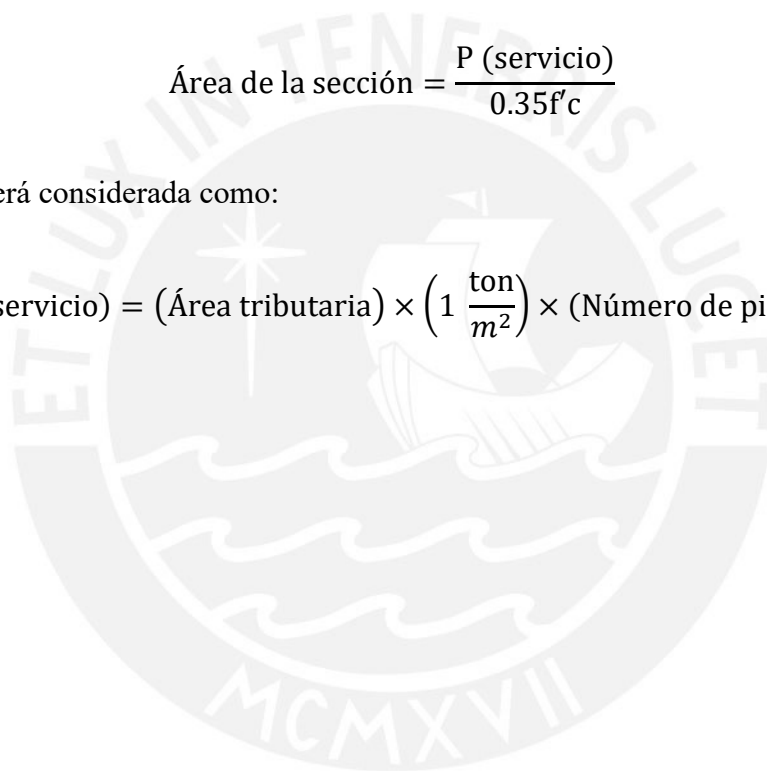
$$\text{Área de la sección} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45f'c}$$

En las columnas exteriores y esquineras se tiene el siguiente criterio:

$$\text{Área de la sección} = \frac{P(\text{servicio})}{0.35f'c}$$

La carga axial será considerada como:

$$P(\text{servicio}) = (\text{Área tributaria}) \times \left(1 \frac{\text{ton}}{m^2}\right) \times (\text{Número de pisos})$$



Se presentan las distintas columnas visualizándose sus respectivas áreas tributarias:

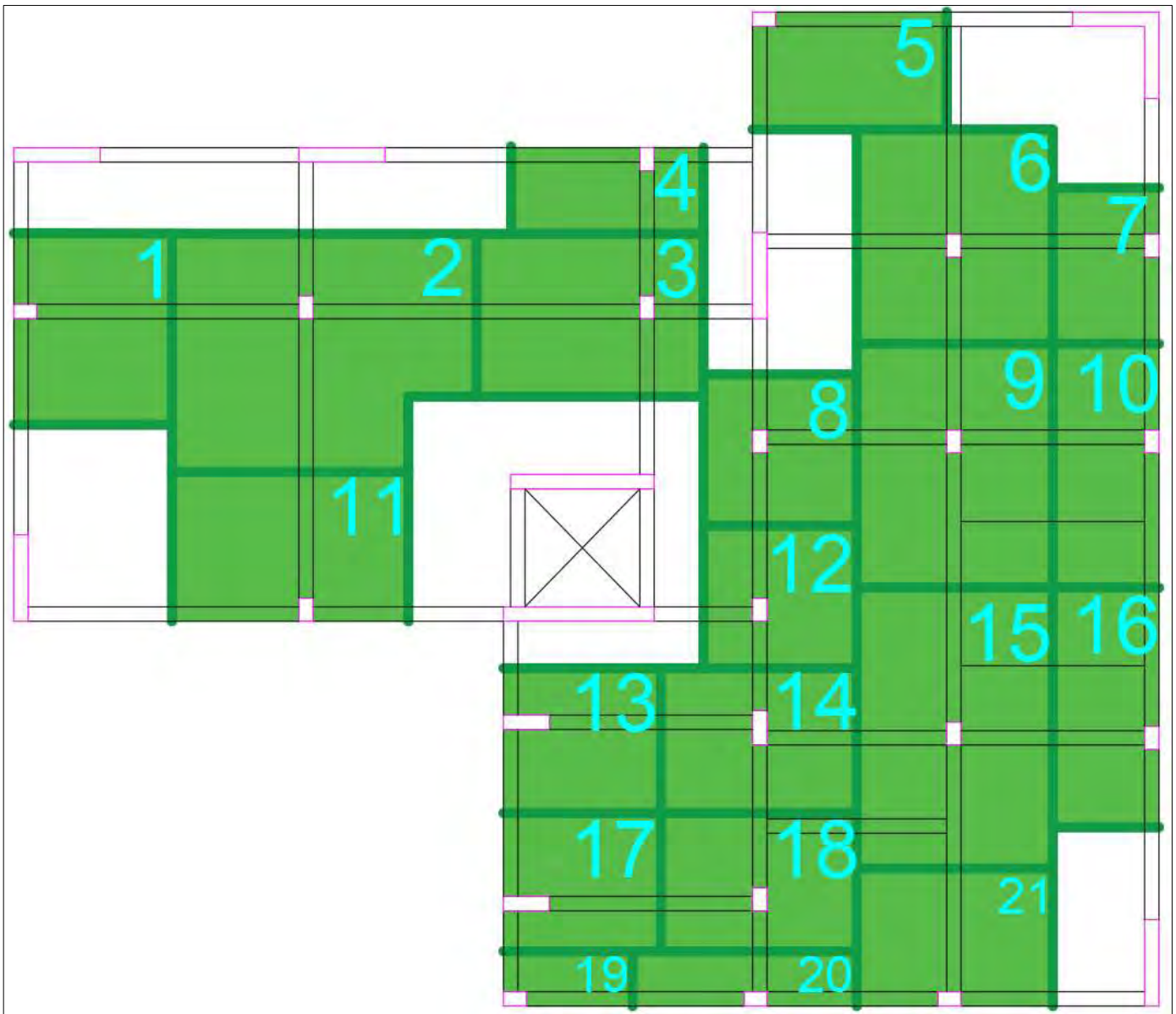


Figura 4: Áreas tributarias de las columnas

Luego se realiza el cálculo para hallar las medidas iniciales de todos los pilares:

Tabla 2: Dimensionamiento de columnas

Sector	Área trib. (m <sup>2</sup> )	#pisos	Pserv (ton)	Área req. (cm <sup>2</sup> )	Dimensiones finales (cm)	
1	9.13	3	27.39	372.65	25	40
2	20.34	3	61.02	645.71	25	40
3	11.21	3	33.63	355.87	25	40
4	4.97	3	14.91	202.86	25	40
5	6.89	3	20.67	281.22	25	40
6	12.66	3	37.98	401.90	25	40
7	4.99	3	14.97	203.67	25	40
8	7.00	3	21.00	222.22	25	40
9	14.42	3	43.26	457.78	25	40
10	7.81	3	23.43	318.78	25	40
11	10.65	3	31.95	434.69	25	40
12	6.60	3	19.80	209.52	25	40
13	6.87	3	20.61	280.41	25	80
14	8.56	3	25.68	271.75	25	60
15	16.60	3	49.80	526.98	25	40
16	7.68	3	23.04	313.47	25	40
17	6.55	3	19.65	267.35	25	80
18	8.17	3	24.51	259.37	25	40
19	2.13	3	6.39	86.94	25	40
20	3.71	3	11.13	151.43	25	40
21	8.14	3	24.42	332.24	25	40

## 2.5 Muros de corte

Los muros de corte se colocarán en las dos direcciones del edificio ya que se necesita garantizar una rigidez lateral en ambos sentidos. Para la fábrica, se usarán placas con un espesor de 25 cm. La longitud de estos muros de corte variará según se desarrolle el análisis por sismo.

## 2.6 Estructura metálica

Para el peralte de la estructura metálica se usará el siguiente criterio:

$$H = \frac{\text{Luz libre}}{12}$$

El espacio en el que irá la estructura metálica contiene una luz libre de 9.64 m, lo que conlleva a un peralte de 85cm.

## 2.7 Escaleras

Para las escaleras se usarán pasos de 25 cm y contrapasos de 17.5 cm. En el tema del ancho, se usará uno de 1.2 m. Además, debido a que el elemento presente una luz pequeña, se asumirán 15 cm de espesor para la garganta.

Se verificarán las dimensiones asumidas para la escalera según el RNE:

$$60 \text{ cm} \leq 2 * (\text{Contrapaso}) + (\text{Paso}) \leq 64 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq 2(17.5) + 25 \leq 64 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq 60 \leq 64 \text{ cm (CUMPLE)}$$

2.8 Planos de la estructuración

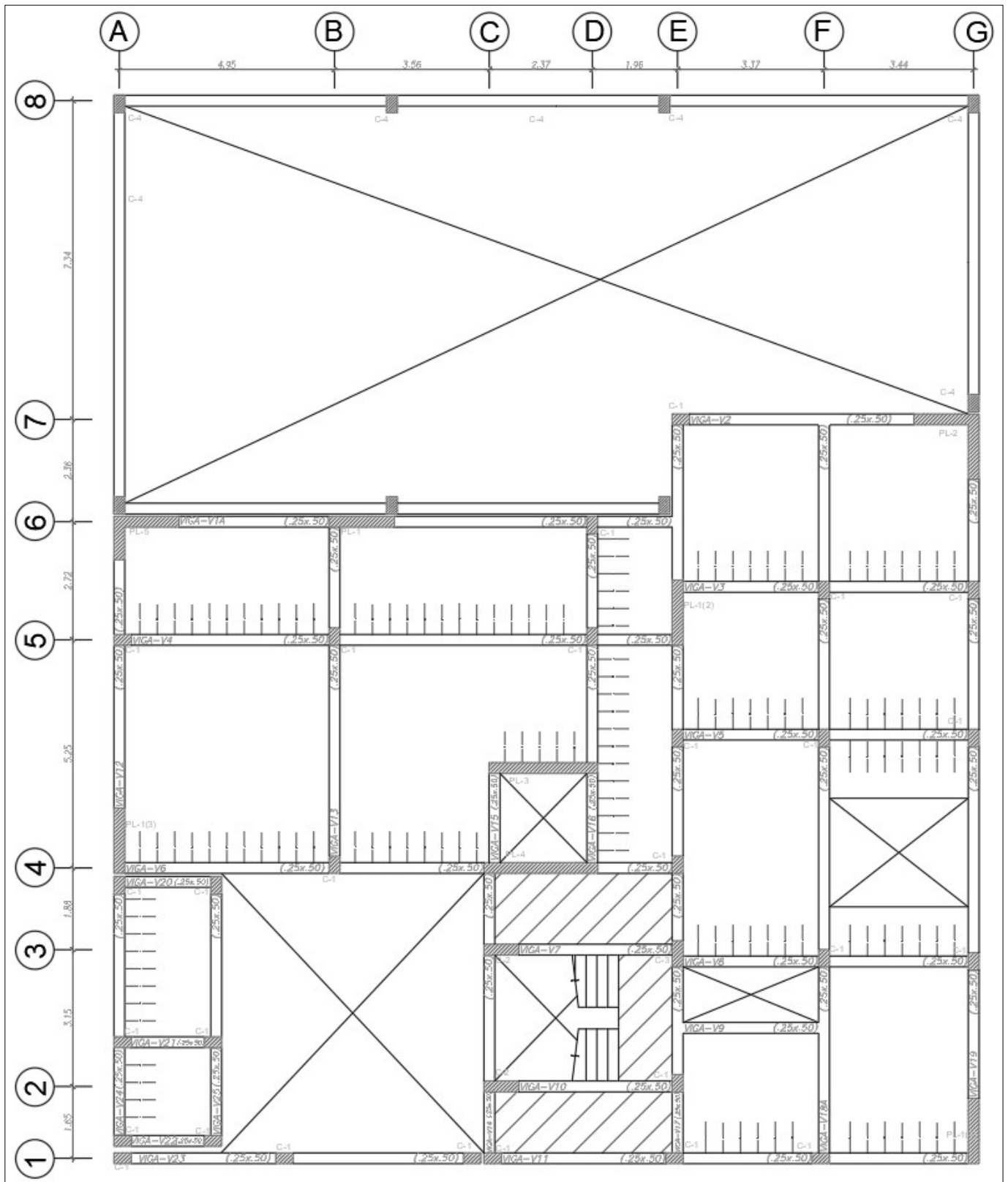


Figura 5: Estructuración del techo del primer piso

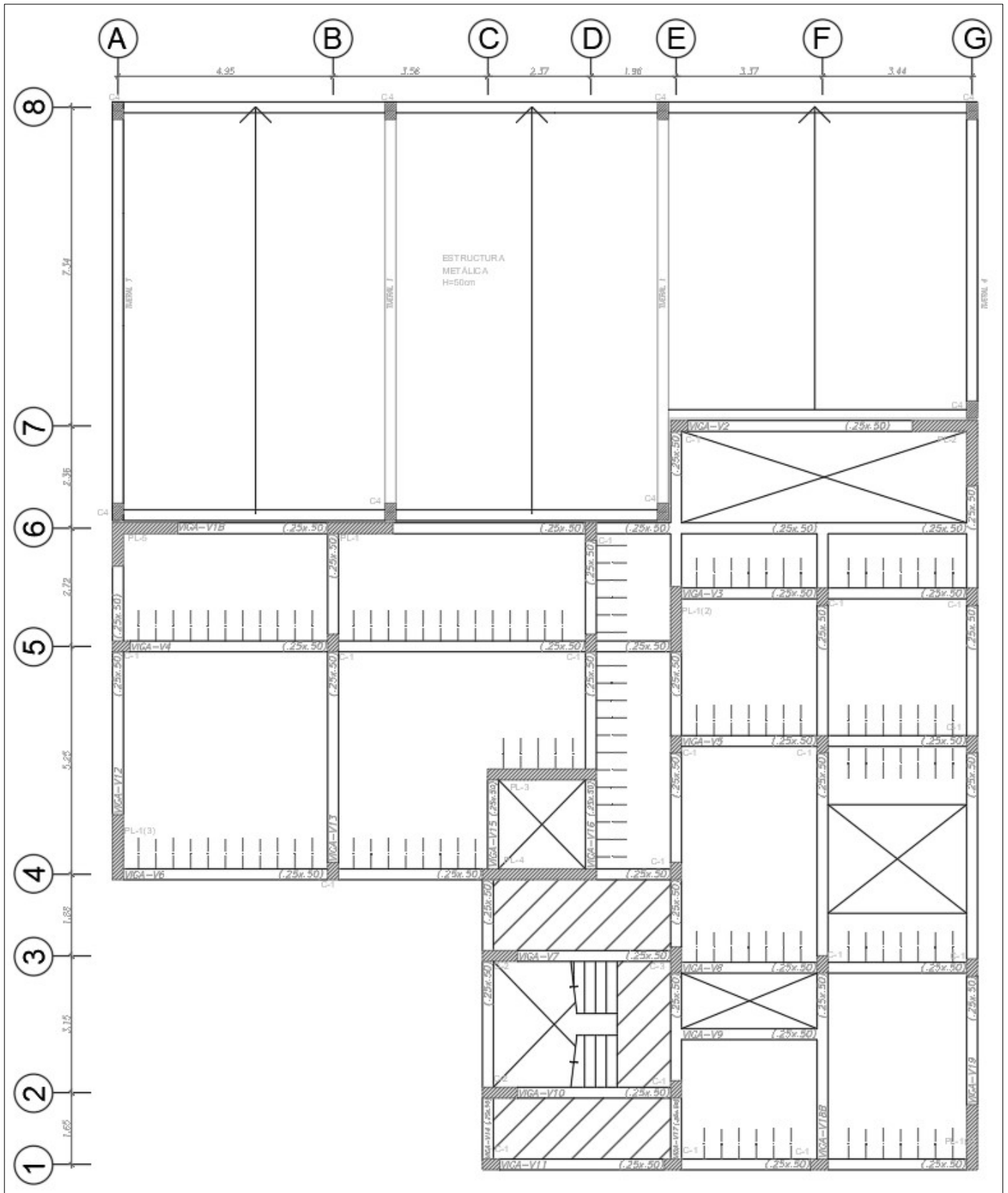


Figura 6: Estructuración del techo del segundo piso

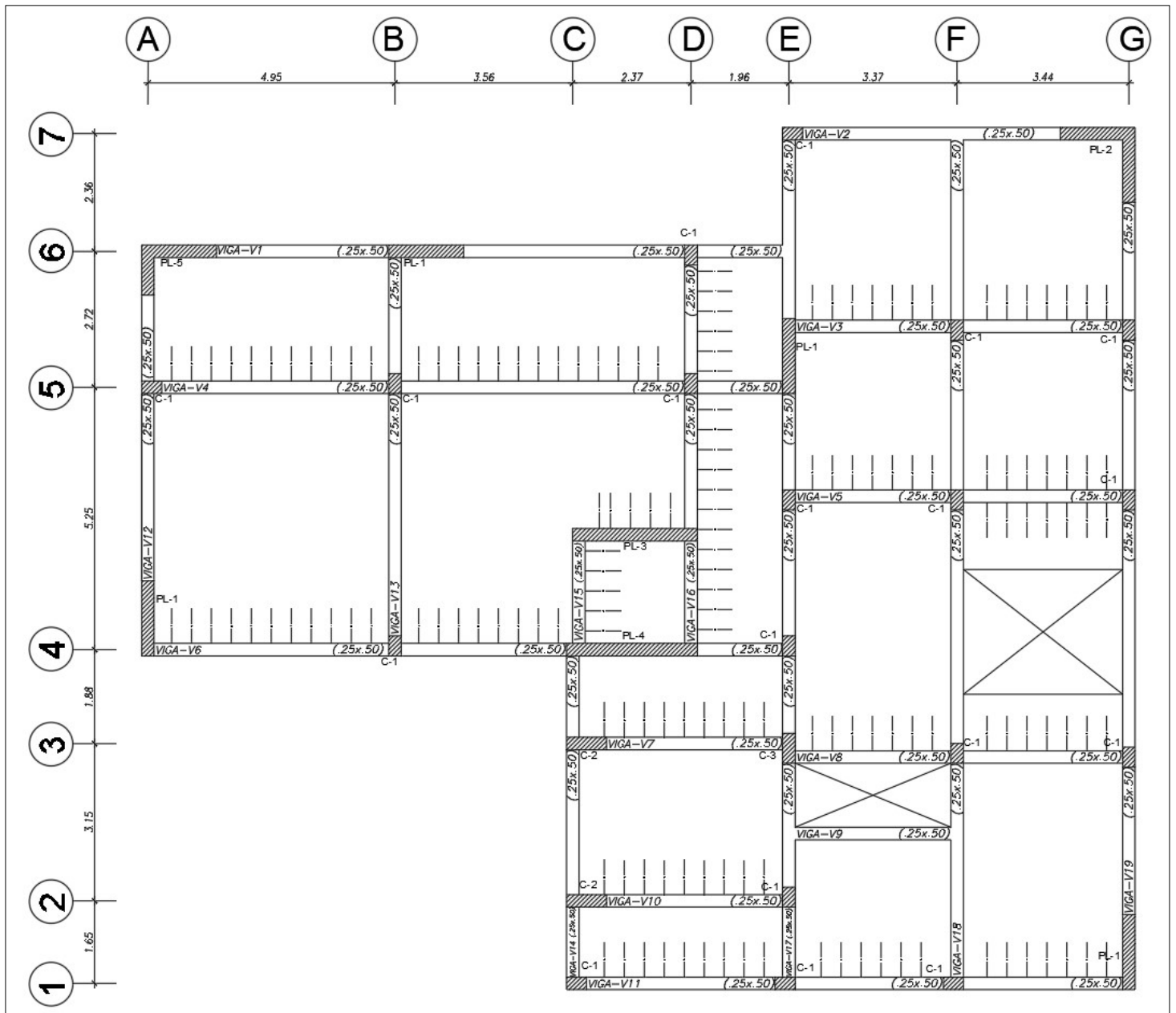


Figura 7: Estructuración de la azotea

## CAPÍTULO 3: ANÁLISIS SÍSMICO

### 3.1 Modelamiento del edificio

Con el fin de ejecutar el análisis por sismo de la fábrica se realizó un modelo tridimensional con ETABS 2018. En el modelo se modelaron los elementos estructurales implicados.

Las losas y muros estructurales no fueron discretizadas por elementos finitos, mientras que para las columnas, se les asignó un empotramiento en la base y brazos rígidos en la intersección con vigas.

Con el fin de que las cargas se distribuyan a través de las vigas y columnas, las losas se modelaron considerándolas de tipo membrana.

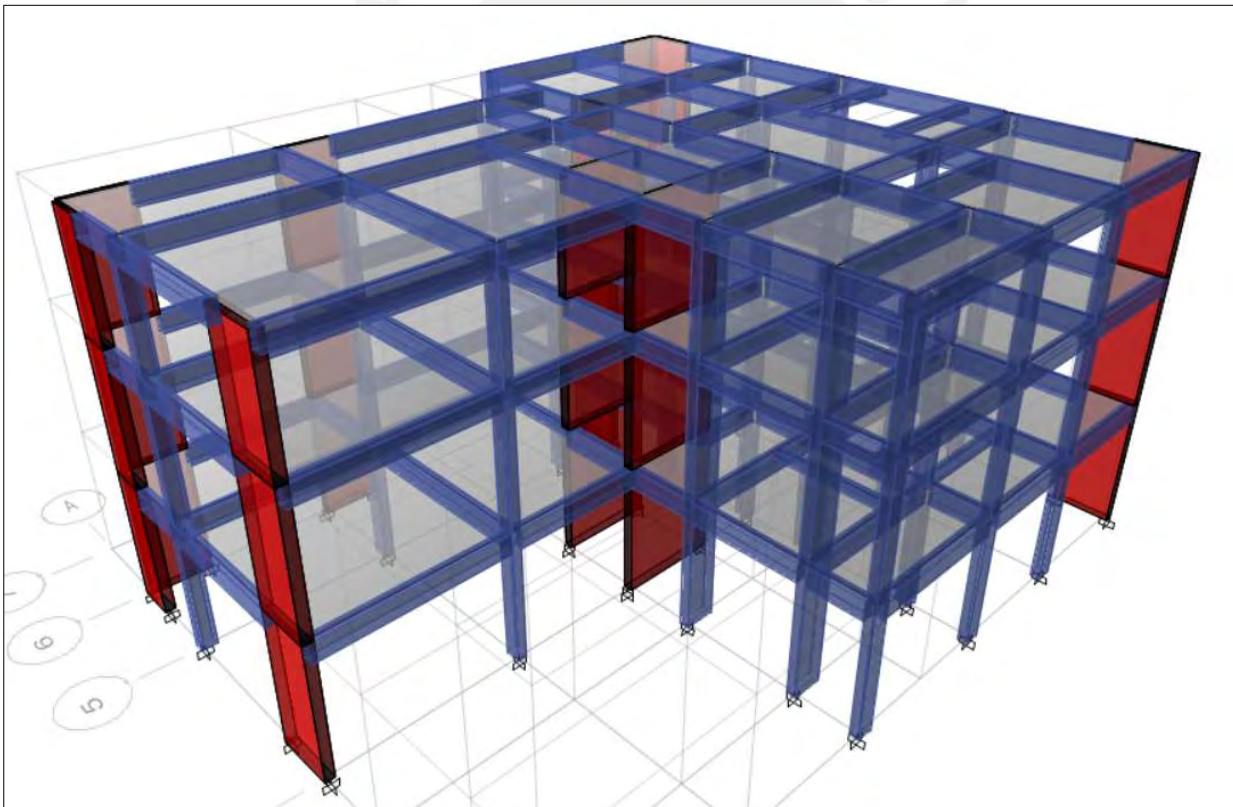


Figura 8: Modelo del edificio en ETABS 19

### 3.2 Parámetros sísmicos de la edificación

#### 3.2.1 Factor de zona (Z)

El parámetro de zona está descrito como la máxima aceleración horizontal con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años en suelo rígido (Norma E.030, Diseño

Sismorresistente, 2018). La Norma E.030 presenta diferentes factores según la zona en la que la edificación se encuentra. La fábrica, al estar ubicada en Lima, se clasifica como Zona 4, por ende, presenta un factor de zona  $Z = 0.45$ .

### 3.2.2 Parámetros de sitio (S, $T_P$ , $T_L$ )

El factor de suelo se define como la amplificación de las solicitaciones en base al cimiento rocoso (Muñoz, 2003). Este factor está relacionado directamente con el tipo de suelo a analizar y con la zona de la edificación.

Los factores  $T_P$  y  $T_L$  son períodos que estarán presentes en el espectro de respuesta de la fábrica. Estos factores dependen únicamente del tipo de suelo.

De acuerdo con el estudio de mecánica de suelos, el suelo se clasifica como de tipo S1 (Suelo rígido) y tendrá un factor de suelo  $S = 1$ ,  $T_P = 0.4$  segundos y  $T_L = 2.5$  segundos.

### 3.2.3 Factor de amplificación sísmica (C)

Es un factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo (Norma E.030, 2018). Depende del período del edificio que se calcula por medio del análisis sísmico, los valores de período  $T_P$  y  $T_L$ .

El factor de amplificación sísmica se calcula mediante las siguientes reglas:

$$T < T_P \quad C = 2.5$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2.5 (T_P/T_L)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 (T_P \cdot T_L / T^2)$$

### 3.2.4 Factor de Uso (U)

El factor de uso se obtiene dependiendo de la categoría de la edificación que se está analizando. La fábrica corresponde a una edificación de categoría C (Edificación común) y, en consecuencia, el factor de uso  $U = 1$  según la clasificación de la Norma E.030.

### 3.2.5 Sistema estructural y coeficiente de reducción sísmica

El sistema estructural se clasifica según el material que se usará y la categoría de estructuración ante sismos en cada dirección de análisis (Norma E.030, 2018). Para la fábrica se usará un sistema de muros estructurales.

La norma E.030 clasifica el factor básico de reducción de las fuerzas sísmica ( $R_o$ ) según el sistema estructural que se vaya a utilizar. Como el sistema es de muros estructurales, le corresponde un factor  $R_o = 6$  en ambas direcciones de análisis.

### 3.3 Masa sísmica

La masa del edificio se calcula sumando la carga muerta total y adicionando un porcentaje de la carga viva. Este porcentaje depende del tipo de edificio que se va a analizar. El edificio al ser de categoría C, le corresponde un valor de 25% de la carga viva.

Tabla 3: Masa y peso sísmico de la edificación

Piso	Masa (ton.s <sup>2</sup> /m)	Peso (ton)
1	26.712	262.04
2	24.344	238.81
3	16.615	162.99
$\Sigma$	67.67	663.84

### 3.4 Verificación del sistema estructural

Para el análisis por sismo se tiene un factor  $R_o = 6$  descrito anteriormente. Para comprobar que la fábrica se clasifica como un sistema de muros estructurales se hallará la fuerza de corte que corresponde a las placas y la fuerza cortante basal mediante el programa tridimensional.

El porcentaje de la fuerza cortante basal que se llevan las placas tiene que ser mayor a un

70% para garantizar que el sistema corresponda a su categoría estructural. Este análisis se realiza para ambos sentidos.

Tabla 4: Verificación del sistema estructural

	Fuerza cortante en las placas (ton)	Fuerza cortante basal (ton)	Porcentaje
Dirección X	103.24	112.83	91.50%
Dirección Y	115.58	135.73	85.15%

Los porcentajes están por encima del 70%, lo cual certifica que el sistema del edificio corresponde a los muros estructurales. En consecuencia, su factor de reducción básico  $R_o$  será 6 para ambos sentidos.

### 3.5 Análisis de las irregularidades en planta y en altura

#### 3.5.1 Irregularidades en altura

- **Irregularidad de rigidez – Piso blando**

La irregularidad correspondiente al piso blando se presenta en el momento en que la rigidez lateral de un entrepiso es inferior al 70% de la rigidez lateral del entrepiso superior o que el 80% de la rigidez lateral resultante de promediar los tres entrepisos superiores. Esta última verificación no aplica para este caso ya que el edificio solo tiene 3 pisos.

Tabla 5: Verificación de irregularidad de piso blando en dirección X

Piso	Rigidez lateral (ton/m)	Ratio rigidez superior	Verificación 1	Ratio prom. 3 superiores	Verificación 2
3	20968.408			-	-
2	34342.165	1.64	OK	-	-
1	84471.922	2.46	OK	-	-

Tabla 6: Verificación de irregularidad de piso blando en dirección Y

Piso	Rigidez lateral (ton/m)	Ratio rigidez superior	Verificación 1	Ratio prom. 3 superiores	Verificación 2
3	21325.397			-	-
2	31165.502	1.46	OK	-	-
1	71218.292	2.29	OK	-	-

Según los resultados, la irregularidad de piso blando es inexistente, por tanto, no se aplicará el factor de 0.75.

- **Irregularidad por masa**

Según la Norma E.030, la irregularidad de masa se presenta cuando la masa de un piso es superior a 1.5 veces la masa de un piso próximo. La norma presenta un factor de irregularidad por masa de 0.9.

Tabla 7: Verificación de irregularidad por masa

Piso	Masa (ton.s <sup>2</sup> /m)	Relación (Piso i) / (Piso i+1)	Relación (Piso i+1) / (Piso i)

3	16.615	-	0.68
2	24.344	1.47	0.91
1	26.712	1.09	-

En ninguna de las relaciones de masa se tiene un caso mayor al de 1.5, por lo que no existe irregularidad por masa y no se aplicará su factor.

### 3.5.2 Irregularidades en planta

- **Irregularidad por esquina entrante**

Según la Norma E.030, la irregularidad que se origina debido a las esquinas entrantes se da en el momento en que se tienen esquinas con dimensiones superiores al 20% de la longitud total del edificio visto en planta, en ambas direcciones. Esta exigencia está obligada a cumplirse en ambos sentidos para que se aplique el factor de irregularidad.

Longitud total en dirección X de la planta: 19.9 m

Longitud de la esquina en dirección X: 8.51 m

Verificación:  $20\% \times 19.9 = 3.98 \text{ m} < 8.51 \text{ m}$  (No cumple restricciones en la dirección X)

Longitud total en dirección Y de la planta: 17.26 m

Longitud de la esquina en dirección Y: 6.68 m

Verificación:  $20\% \times 17.26 = 3.45 \text{ m} < 6.68 \text{ m}$  (No cumple restricciones en la dirección Y)

En ambos sentidos no se cumplen los límites, por lo que se tendrá esta irregularidad en la fábrica. El factor de irregularidad por esquina entrante es de 0.9.

- **Irregularidad torsional**

Según la Norma E.030, la irregularidad por torsión se da cuando el mayor desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo de la fábrica es superior a 1.3 veces el promedio del desplazamiento relativo de los extremos correspondientes al mismo entrepiso, en cualquiera de las direcciones a analizar. Además, se tendrá la irregularidad torsional extrema cuando esta relación sea mayor que 1.5.

Tabla 8: Verificación de irregularidad por torsión en dirección X

Piso	Máxima deriva (m)	Deriva promedio (m)	Ratio
3	0.013172	0.009049	1.456
2	0.015058	0.010193	1.477
1	0.007489	0.005018	1.493

Tabla 9: Verificación de irregularidad por torsión en dirección Y

Piso	Máxima deriva (m)	Deriva promedio (m)	Ratio
3	0.014901	0.010581	1.408
2	0.018372	0.01325	1.387
1	0.009521	0.006964	1.367

Los ratios salen mayores a 1.3, por lo tanto, se tendrá una irregularidad por torsión. Esta irregularidad no es extrema, ya que los ratios son menores a 1.5. El factor de irregularidad torsional es de 0.75.

Al tener irregularidad torsional y de esquinas entrantes, se elegirá el factor más crítico. Por lo tanto, el factor de irregularidad en planta será de 0.75.

Entonces el factor de reducción R será:

$$R = R_o \times I_a \times I_p = 6 \times 1 \times 0.75 = 4.5$$

### 3.6 Modos de vibración de la estructura

En cuanto a la fábrica, para cada piso se consideraron tres grados de libertad. Esta consideración hace que se analicen 9 modos de vibración. Adicionalmente se hallarán los períodos para el análisis estático mediante un análisis traslacional puro

Tabla 10: Modos de vibración de la estructura

Modo	Período (s)	% Masa participante X-X	% Masa participante Y-Y	% Masa acumulada X-X	% Masa acumulada Y-Y
1	0.322	11%	57%	11%	57%
2	0.297	48%	19%	59%	76%
3	0.215	17%	2%	75%	78%
4	0.075	0%	16%	75%	93%
5	0.065	13%	1%	88%	94%
6	0.046	7%	0%	95%	94%
7	0.033	0%	1%	95%	96%
8	0.030	0%	4%	95%	100%
9	0.028	3%	0%	100%	100%

Tabla 11: Análisis traslacional en dirección X

Modo	Período (s)	% Masa participante X-X	% Masa participante acumulada X-X
1	0.271	75%	75%

2	0.056	20%	95%
3	0.024	5%	100%

Tabla 12: Análisis traslacional en dirección Y

Modo	Período (s)	% Masa	
		participante Y- Y	% Masa participante acumulada Y-Y
1	0.309	78%	78%
2	0.073	17%	94%
3	0.030	6%	100%

Por lo tanto, el período para la dirección X será de 0.271 s y para la dirección Y de 0.309 s.

Ambos períodos son inferiores al  $T_p = 0.4$  segundos. Entonces, se tendrá un valor de 2.5 para el coeficiente C para ambos sentidos de análisis.

### 3.7 Cortante basal estático y dinámico

Por medio del análisis traslacional puro, se halló que  $C = 2.5$ . Se verificó que este valor cumpliera la condición de  $C/R > 0.11$  de la Norma E.030:

$$\frac{C}{R} = \frac{2.5}{4.5} = 0.555 \geq 0.11$$

Luego, se calcula la cortante basal estática para ambos sentidos de análisis. Según la Norma E.030, se usará la siguiente formulación para hallar el cortante basal estático:

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

Tabla 13: Determinación de la cortante basal estática

	Direcc. X	Direcc. Y
Z	0.45	0.45
U	1	1
C	2.5	2.5
S	1	1
Ro	6	6
Ia	1	1
Ip	0.75	0.75
R	4.5	4.5
P (ton)	663.84	663.84
V. estática (ton)	165.96	165.96

Usando el programa ETABS, se obtienen las cortantes dinámicas. Estas cortantes son diferentes para ambas direcciones X e Y:

V. dinámica en la dirección X con excentricidad positiva en Y = 112.8286 ton

V. dinámica en la dirección X con excentricidad negativa en Y = 98.1288 ton

V. dinámica en la dirección Y con excentricidad positiva en X = 135.7327 ton

V. dinámica en la dirección Y con excentricidad negativa en X = 112.6282 ton

### 3.8 Amplificación de fuerzas sísmicas

Según la Norma E.030, la fuerza cortante dinámica para cada dirección no tiene que ser inferior al 80% de la fuerza cortante estática si se habla de estructuras regulares y que el 90% en cuanto a estructuras irregulares. En este caso, tenemos una edificación irregular, por lo que

el factor será de 90%. Por lo tanto, se tiene que hallar un factor de escalamiento para la fuerza de corte dinámica, calculado mediante la siguiente expresión:

$$\text{Factor de amplificación} = \frac{0.9 \times V. \text{ estática}}{V. \text{ dinámica}}$$

Tabla 14: Cálculo del factor de amplificación de fuerzas sísmicas

Excentricidad	Sentido	V. estática (ton)	%V. estática	V. diseño (ton)	V. dinámico (ton)	Factor Amplif.
MY+	X	165.96	0.9	149.364	112.8286	1.324
MY-	X	165.96	0.9	149.364	98.1288	1.522
MX+	Y	165.96	0.9	149.364	135.7327	1.1
MX-	Y	165.96	0.9	149.364	112.6282	1.326

### 3.9 Control de derivas de entrepiso

La norma E.030 define unos límites en cuanto a derivas dependiendo del material con mayor incidencia en la edificación. Como tenemos una fábrica de concreto armado, la máxima deriva permisible corresponderá a 0.007. Se verificó que todas las derivas eran menores a este valor.

Tabla 15: Máximas derivas en la edificación

Piso	Máxima deriva	Máxima deriva
	Dirección X	Dirección Y
3	0.004391	0.004967
2	0.004302	0.005249
1	0.002140	0.002720

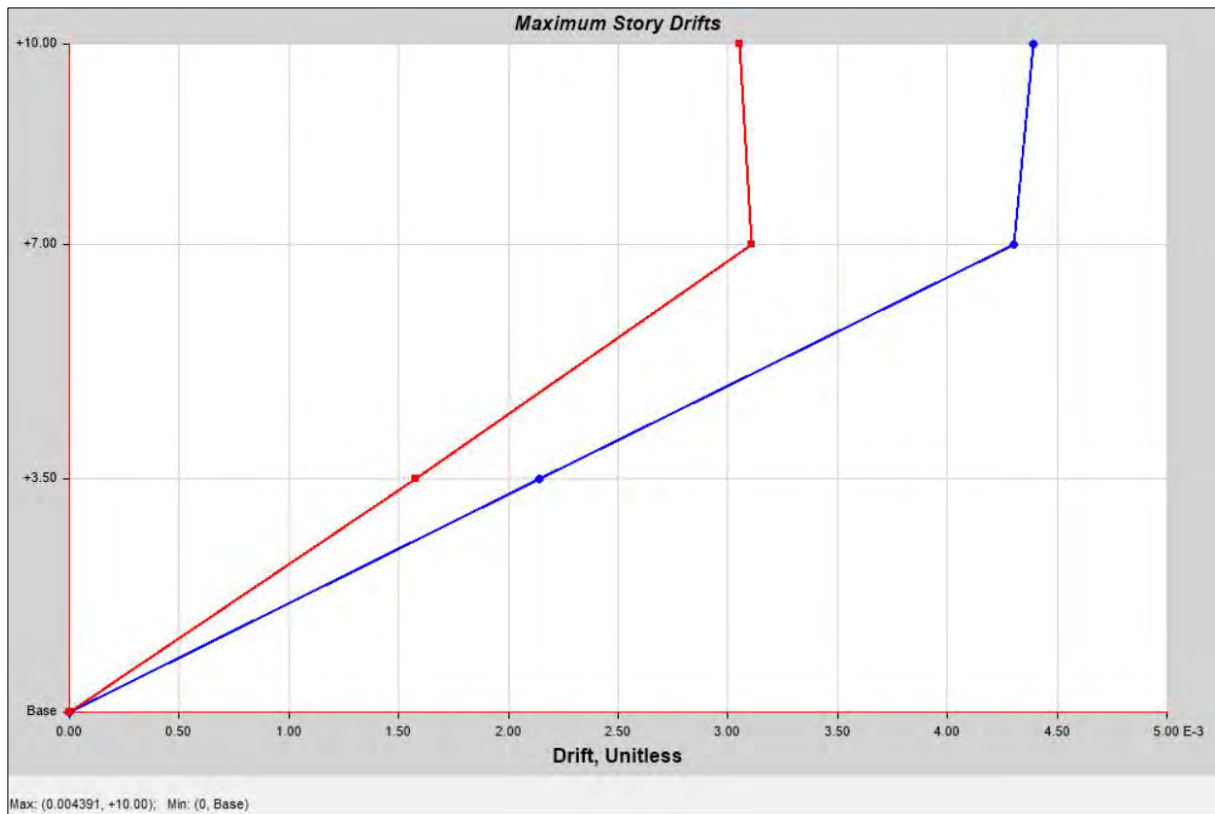


Figura 9: Derivas en la dirección X

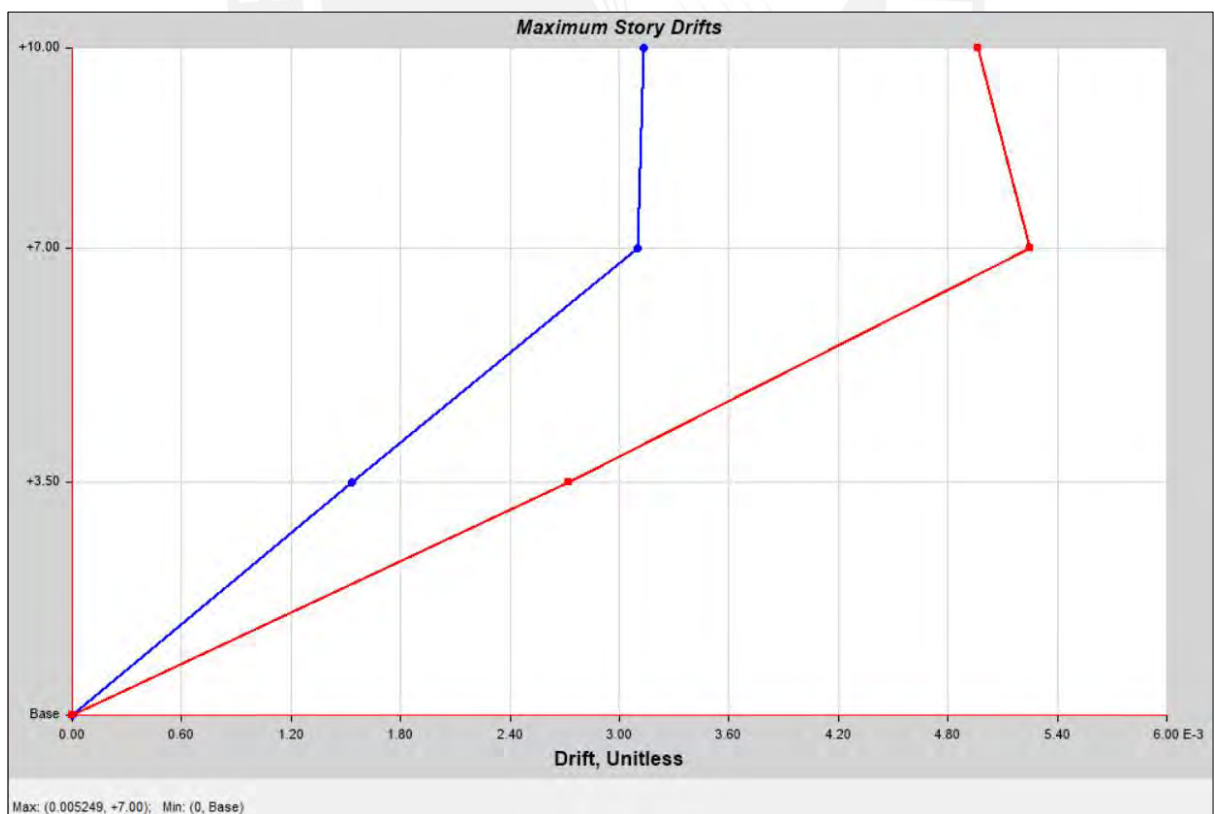


Figura 10: Derivas en la dirección Y

### 3.10 Desplazamientos máximos y junta sísmica

Del programa ETABS, obtenemos los desplazamientos máximos para cada dirección de análisis:

Desplazamiento máximo en dirección X = 3.5656 cm

Desplazamiento máximo en dirección Y = 4.2784 cm

Por lo tanto, el desplazamiento máximo será de 4.2784 cm

Para evitar choques entre edificios debido al sismo se calcula una separación entre edificios o junta sísmica. La norma E.030 da restricciones sobre esta separación entre edificios "s".

$$s \geq \frac{2}{3} (\text{Suma de desplazamientos máximos de desplazamientos adyacentes})$$

$$s \geq 0.006h \geq 3 \text{ cm}$$

La primera restricción no se puede calcular debido a que no se tiene información sobre el desplazamiento del edificio adyacente, por lo que solamente se hará el cálculo para la segunda restricción.

$$s \geq 0.006(1000 \text{ cm}) = \mathbf{6 \text{ cm}} \geq 3 \text{ cm}$$

Además de la distancia mínima entre edificios, la norma da unas restricciones para la distancia del edificio hasta el límite de propiedad. Estas restricciones son las siguientes:

$$\text{Slímite} \geq \frac{2}{3} (\text{Desplazamiento máximo}) = \frac{2}{3} (4.2784) = 2.85 \text{ cm}$$

$$\text{Slímite} \geq \frac{s}{2} = \frac{6}{2} = 3 \text{ cm}$$

Para efectos de practicidad la separación hasta el límite de propiedad será de 5 cm.

## CAPÍTULO 4: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS

### 4.1 Diseño de losas aligeradas

#### 4.1.1 Modelos y metrados para el análisis estructural

Para el peso propio del aligerado, se utiliza la Norma E.020, la cual brinda pesos específicos en varios espesores de aligerado típico.

Tabla 16: Peso propio del aligerado según Norma E.020

Con vigueta 0.10 m de ancho y 0.40 m entre ejes		
Espesor del aligerado (m)	Espesor de losa superior (m)	Peso propio kPa (kgf/m <sup>2</sup> )
0.17	0.05	2.8 (280)
0.20	0.05	3.0 (300)
0.25	0.05	3.5 (350)
0.30	0.05	4.2 (420)

El espesor de la losa aligeradas según el predimensionamiento es de 20 cm. Por lo tanto, el peso propio de la losa será de 300 kg/m<sup>2</sup>.

El techo del primer piso poseerá una sobrecarga de 250 kg/m<sup>2</sup>. Además, se tendrá un peso de 100 kg/m<sup>2</sup> para el piso terminado.

Para las cargas del tabique se usará 1800 kg/m<sup>3</sup> como peso específico, con un espesor de 15cm.

El metrado de las cargas de losa se elaborará considerando 0.4 m como el ancho de la vigueta. La carga total que salga será amplificada por factor de combinación última según la Norma E.060.

$$\text{Peso propio} = 0.3 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \times 0.4 \text{ m} = 0.12 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Piso terminado} = 0.1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \times 0.4 \text{ m} = 0.04 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Sobrecarga} = 0.25 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \times 0.4 \text{ m} = 0.1 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Carga del tabique} = (\text{Espesor})(\text{Altura})(\text{Peso específico})(0.4)$$

$$\text{Carga del tabique} = (0.15 \text{ m})(3.5 \text{ m} - 0.2 \text{ m}) \left( 1.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right) (0.4) = 0.356 \text{ ton}$$

Se calculan las cargas últimas distribuidas y puntuales:

$$\begin{aligned} W_{\text{distribuida última}} &= 1.4(\text{CM}) + 1.7(\text{CV}) = 1.4(0.12 + 0.04) + 1.7(0.1) \\ &= 0.394 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

$$P_{\text{última}} = 0.3564 \times 1.4 = 0.499 \text{ ton}$$

Las viguetas se modelarán en el programa ETABS mediante una viga continua por cada tramo y con apoyos simples en su cruce con las vigas.

#### 4.1.2 Procedimiento de diseño

En el diseño por flexión correspondiente a losa aligerada se debe cumplir que  $\phi M_n$

(Momento nominal con un factor de reducción de 0.9) sea mayor o igual a  $M_u$  (Momento último)

El momento último  $M_u$  se hallará mediante ETABS y el modelo de la vigueta, mientras que el momento nominal se calculará aplicando las siguientes expresiones según norma:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times M_u}{\phi \times 0.85 \times f'_c \times b}}$$

$$\text{As. requerido} = \frac{M_u}{\phi \times f_y \times (d - \frac{a}{2})}$$

Además, el acero requerido calculado tendrá que obedecer los aceros mínimos y máximos permitidos.

Según el cuadro de requerimiento de acero mínimos y máximos del Ingeniero Otazzi (Apuntes del curso: Concreto Armado 1, 2017), se calculan dichas cantidades de acero para ver si el acero que necesita cada parte de la viga está dentro del rango permitido por la norma.

Tabla 17: Aceros mínimos y máximos para una viga típica

Peralte (h) m	Peralte efectivo (d)	Ig cm <sup>4</sup>	M <sup>+</sup> cr kg-m	M <sup>-</sup> cr kg-m	A <sup>+</sup> s min	A <sup>-</sup> s min	A <sup>+</sup> sb	A <sup>-</sup> sb
0.17	0.14	7,275	185	370	0.34	0.91	9.35	2.97
0.20	0.17	11,800	260	505	0.41	1.01	10.0	3.61
0.25	0.22	22,700	405	750	0.53	1.15	11.05	4.67
0.30	0.27	38,430	580	1,030	0.65	1.28	12.11	5.74

Se trabajará con los valores que corresponden a un techo aligerado típico de 20 cm de grosor y según el cuadro se tiene:

$$A_s^{+m\acute{a}x} = A^{+sb} \times 0.75 = 10 \times 0.75 = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{-m\acute{a}x} = A^{-sb} \times 0.75 = 3.61 \times 0.75 = 2.71 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{+m\acute{i}n} = 0.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{-m\acute{i}n} = 1.01 \text{ cm}^2$$

Posterior al diseño mencionado, se diseñará por fuerza cortante y se verificará que  $\phi V_n$  (Cortante resistente de la sección con un factor de 0.85) sea mayor o igual al  $V_u$  (Cortante última).

La cortante última  $V_u$  se obtendrá del análisis realizado en ETABS, mientras que la fuerza cortante resistente  $\phi V_n$  se calculará según la norma:

$$\phi V_n = 1.1 \times 0.53 \times 0.85 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

Si en caso  $\phi V_n$  sea menor al  $V_u$ , se tendrá que realizar un ensanche alternado de la sección aumentando la sección para lograr una mayor sección resistente, ya que este ensanche permite que se realice un cambio de grosor en cuanto a la sección de 10 cm a 25 cm. La longitud de ensanche debe cubrir todas las zonas en donde  $\phi V_n$  sea menor al  $V_u$ .

Para el control de deflexiones, lo primero que se tiene que hacer es comparar el momento de servicio máximo en la sección  $M_s$  con los valores del momento de agrietamiento de la sección  $M_{cr}$ . Si el  $M_{cr}$  es mayor que el  $M_s$ , la inercia a usar para el análisis será la inercia bruta de la sección  $I_g$ , de no ser así se tendrá que calcular una inercia efectiva en función de las inercias de la sección agrietada de los tramos en análisis según la norma E.060.

Luego se obtendrán las deflexiones inmediatas del programa ETABS y posteriormente se calcularán las deflexiones diferidas mediante una amplificación de las deflexiones inmediatas ( $\lambda \Delta$ ).

$$\lambda \Delta = \frac{\varepsilon}{1 + 50\rho'}$$

Donde:

$\varepsilon$  = factor para deflexiones dependiente del tiempo (Se considerará un factor de 2 para un análisis de 5 años)

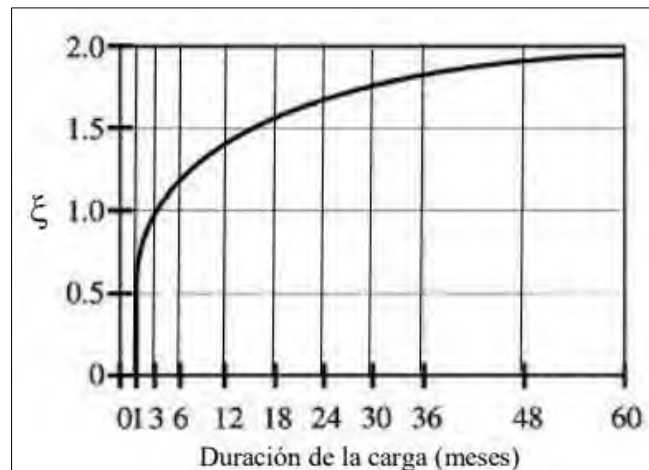


Figura 11: Factor para deflexiones dependiente del tiempo

$p'$  = cuantía de acero en compresión

Finalmente se verificará que la deflexión total calculada (deflexión inmediata + deflexión diferida) sea menor a la deflexión permitida por la norma la cual es  $L/480$ .

Para el control de fisuración se tendrá que verificar que el valor de " $Z$ " sea inferior a  $26000 \text{ kg/cm}^2$ .

$$Z = f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A_{ct}}$$

Donde:

$f_s$  = esfuerzo en el acero

$A_{ct}$  = área efectiva del concreto en tracción

$$A_{ct} = 2 \times y_s \times b$$

$y_s$  = centroide del refuerzo de tracción por flexión

$d_c$  = grosor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro del refuerzo de acero más cercana a dicha fibra.

### 4.1.3 Ejemplo de diseño

El tramo de techo del primer piso a diseñar corresponderá al localizado entre los ejes E-F/3-7.

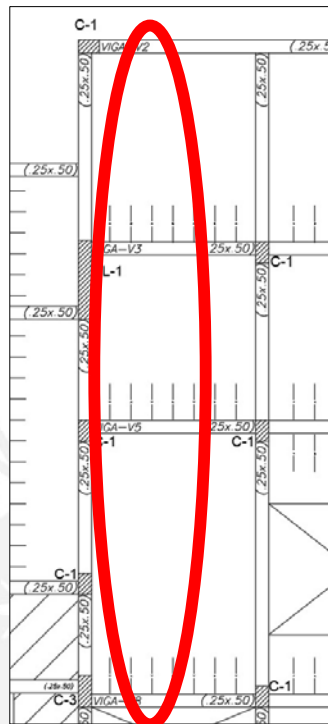


Figura 12: Zona de diseño de aligerado E-F/3-7

Luego se procederá a modelar la vigueta con sus cargas últimas correspondientes:

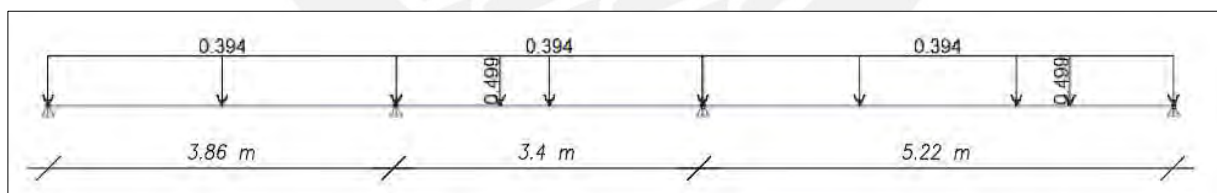


Figura 13: Cargas sobre la vigueta del eje E-F/3-7

Con el modelo terminado se consiguen valores de momento y fuerza cortante. Estos datos se tienen que conseguir a una distancia “d” de la cara de los apoyos para el análisis por fuerza de corte según la Norma E.060. Esta distancia “d” se asumirá como el espesor de la losa menos 3 cm, por ende, el llamado peralte efectivo “d” tendrá una longitud de 17 cm.

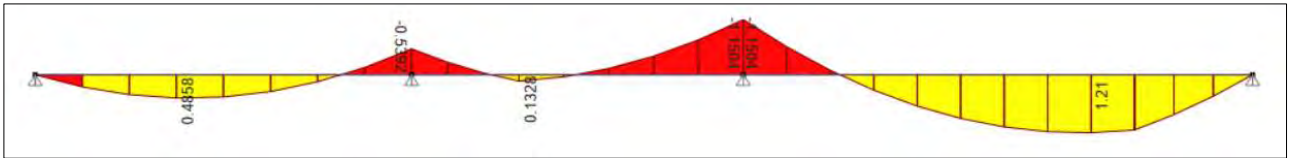


Figura 14: Diagrama de momentos últimos en la vigueta E-F/3-7

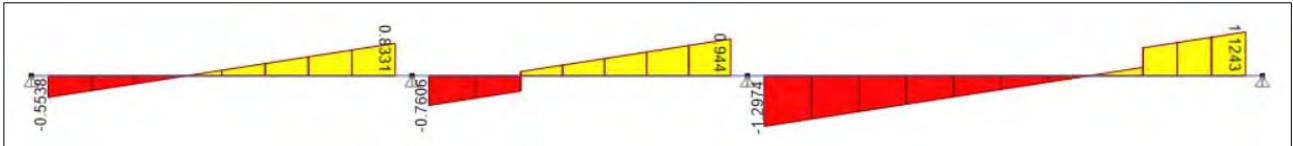


Figura 15: Diagrama de fuerza cortante última en la vigueta E-F/3-7

Luego de realizado el análisis de la vigueta, se procederá con el diseño de flexión y cortante

Se tiene que considerar que para momentos positivos el valor de  $b=10$  cm y de  $d=17$  cm, y para momentos negativos el valor de  $b=40$  cm y de  $d=17$  cm.

Según las fórmulas de diseño para secciones de concreto armado se diseña la vigueta y se elabora el siguiente cuadro resultante:

Tabla 18: Diseño por flexión de vigueta E-F/3-7

		Mu(ton.m)	As req. (cm <sup>2</sup> )	Armado	As. Instalado (cm <sup>2</sup> )
TRAMO 1	Centro (+)	0.49	0.77	<b>1 Ø1/2"</b>	1.29
	Derecha (-)	0.54	1.01	<b>1 Ø3/8"</b>	0.71
TRAMO 2	Izquierda (-)	0.54	1.01	<b>1 Ø3/8"</b>	0.71
	Centro (+)	0.13	0.41	<b>1 Ø1/2"</b>	1.29
	Derecha (-)	1.15	2.09	<b>2 Ø 1/2"</b>	2.58
TRAMO 3	Izquierda (-)	1.15	2.09	<b>2 Ø 1/2"</b>	2.58
	Centro (+)	1.21	1.95	<b>1 Ø1/2"+1 Ø 3/8"</b>	2

Luego del diseño realizado, se continúa con el diseño por fuerza de corte, en donde se tiene una cantidad máxima de fuerza cortante  $V_u$  igual a 1.30 ton por condiciones últimas y con una distancia “d” igual a 7 cm medida desde la cara del apoyo.

Se calcula  $\phi V_n$  mediante las fórmulas de resistencia de concreto para cortante:

$$\phi V_n = 1.1 \times 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 17 = 1220 \text{ kg} = 1.22 \text{ ton} < 1.30 \text{ ton} = V_u$$

Al tener un cortante de demanda  $V_u$  mayor que el cortante resistente de la sección  $\phi V_n$ , se realizará un ensanche alternado para aumentar la resistencia de la sección al cortante. Este ensanche se colocará en el tramo en donde  $V_u$  sea mayor al  $\phi V_n$  de 1.22 ton. Además, el ensanche hace que el ancho “b” aumente de 10 a 25 cm, por lo que se calculará el nuevo  $\phi V_n$ :

$$\phi V_n = 1.1 \times 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 17 = 3052 \text{ kg} = 3.052 \text{ ton} > 1.30 \text{ ton} = V_u$$

Posteriormente, se procede a calcular la cantidad de acero que se necesita para temperatura.

Para este acero se usará un acero mínimo por cambios volumétricos según la norma:

$$A_s = 0.0018bh = 0.0018 \times 100 \times 5 = 0.9 \text{ cm}^2$$

Según el acero requerido se usarán barras de  $\phi 1/4''$ . Para este armado se necesita calcular el espaciamiento entre varillas:

$$\text{Espaciamiento}(s) = (A_s \times b) / (A_{s\text{requerido}}) = (0.32 \times 100) / 0.9 = 35 \text{ cm}$$

Según la Norma, el espaciamiento máximo deberá tener cinco veces el grosor de losa, por consiguiente, el espaciamiento del acero de temperatura será 25 cm.

El armado final es de:  $1\phi 1/4'' @ 0.25 \text{ cm}$ .

Para el hallazgo de la longitud en la que se tiene que cortar el acero de refuerzo se tendrán en cuenta las siguientes recomendaciones según el ingeniero Otazzi (Apuntes del curso: Concreto Armado 1, 2017).

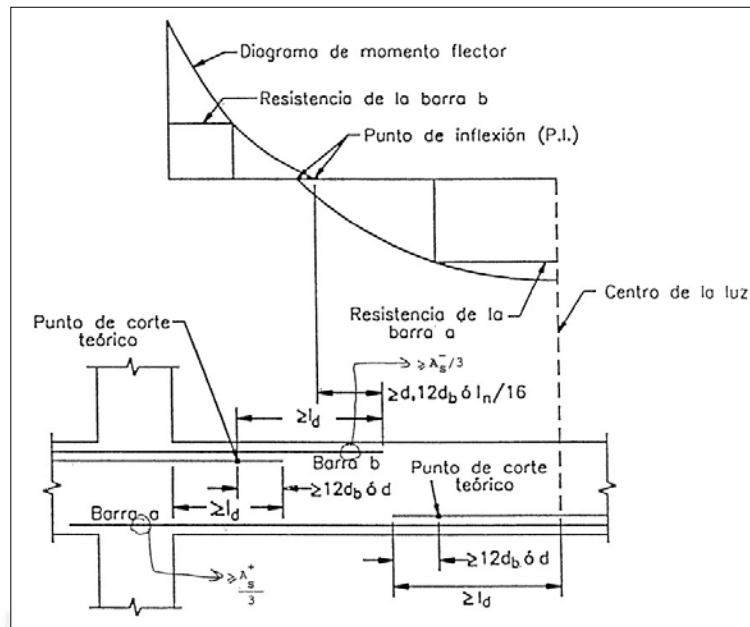


Figura 16: Consideraciones para el corte de acero

Para el control de deflexiones se tiene que el momento de agrietamiento positivo  $M_{cr}^+ = 0.26$  ton.m y el momento de agrietamiento negativo  $M_{cr}^- = 0.505$  ton.m

Gracias al modelo ETABS se consiguió 0.44 ton.m para el momento máximo negativo  $M_s^-$  y un momento máximo positivo  $M_s^+$  de 0.34 ton.m en el tramo E-F/3-4, por lo tanto, las deflexiones se calcularán con la inercia efectiva usando inercias agrietadas ya que el momento de agrietamiento positivo es menor al momento en servicio positivo.

Para calcular la inercia correspondiente a la sección agrietada se usarán las fórmulas de los apuntes del ingeniero Otazzi. Lo primero será calcular la posición del eje neutro C:

$$\frac{b \times c^2}{2} + (n - 1) \times A's \times (c - d') = n \times A_s \times (d - c)$$

En donde:

$n$  = factor de relación entre el módulo de elasticidad del acero y del concreto (Para  $f'c=210$  el valor de  $n$  es aproximadamente 9.2)

$A's$  = área de acero de refuerzo superior

$A_s$  = área de acero de refuerzo inferior

Luego se calculará la inercia de la sección agrietada  $I_{cr}$ :

$$I_{cr} = \frac{b \times c^3}{3} + (n - 1) \times A's \times (c - d')^2 + n \times A_s \times (d - c)^2$$

Al tratarse de un tramo con un extremo continuo, la inercia efectiva promedio estará en función de la inercia en el extremo continuo del tramo ( $I_e$  extremo) y la inercia en el centro del tramo ( $I_e$  central)

$$I_e \text{ promedio} = \frac{I_e \text{ extremo} + 2 \times I_e \text{ central}}{3}$$

Se presentará una tabla con todos los resultados del cálculo de la inercia efectiva:

Tabla 19: Cálculo de la inercia efectiva

	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A's$ (cm <sup>2</sup> )	Eje neutro C (cm)	$I_{cr}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_e$ (cm <sup>4</sup> )
Zona central	2	0	3.52	3925	4741.57
Zona extrema	1.29	2.58	4.54	6374.72	

Del análisis estructural se obtuvieron las siguientes deflexiones inmediatas:

Deflexión inmediata CM = 0.087 cm

Deflexión inmediata CV x 30% = 0.011 cm

Por lo tanto, la deflexión inmediata será de 0.098 cm

Luego se calculan las deflexiones diferidas mediante el factor de amplificación  $\lambda\Delta$ :

$$\lambda\Delta = \frac{2}{1 + 50(0)} = 2$$

Deflexión diferida CM = 0.174 cm

Deflexión diferida CV x 30% = 0.022 cm

Por lo tanto, la deflexión total será de 0.294 cm al sumar todas las deflexiones inmediatas y diferidas.

La norma establece un límite de Luz/480 para deflexiones, en este caso al tener una luz libre de 4.97 m, la deflexión permisible será de 1.04 cm. Con esto se verifican las deflexiones ya que la deflexión entera de 0.294 cm es inferior a la permisible de 1.04 cm

Para controlar la fisuración se realiza el hallazgo el factor Z:

$$f_s = \frac{M_s}{0.9 \times d \times A_s} = \frac{0.20}{0.9 \times 17 \times 1.29} \times 10^5 = 1013.33 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_c = 2 \times y_s \times b = 2 \times 3 \times 10 = 60 \text{ cm}^2$$

$$Z = 1013.33 \times \sqrt[3]{3 \times 60} = 5721.48 \text{ kg/cm} \leq 26000 \text{ kg/cm (CUMPLE)}$$

## 4.2 Diseño de losas macizas

### 4.2.1 Modelos y metrados para el análisis estructural

En cuanto a la losa maciza se considerará un ancho tributario de 1 m de longitud, donde su metrado se realizará por  $\text{m}^2$  para cargas muertas y vivas.

$$\text{Peso propio de losa maciza} = 2.4 \times 0.2 \times 1 = 0.48 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Piso terminado} = 0.1 \times 1 = 0.1 \text{ ton/m}^2$$

Sobrecarga de losa maciza =  $0.25 \times 1 = 0.25 \text{ ton/m}^2$

W. distr. última =  $1.4(\text{CM}) + 1.7(\text{CV}) = 1.4(0.48 + 0.1) + 1.7(0.25) = 1.237 \text{ ton/m}^2$

Para la losa maciza se elaboró un prototipo tridimensional en ETABS mediante el uso de elementos finitos dividiendo la losa en partes iguales para lograr un análisis más preciso. La losa maciza se elaboró considerándola como tipo Shell únicamente para este análisis y con apoyos simples.

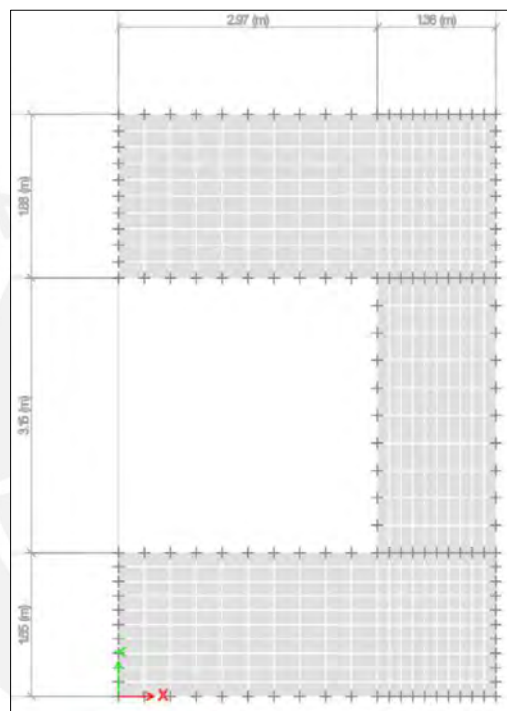


Figura 17: Modelo de losa maciza en ETABS

#### 4.2.2 Procedimiento de diseño

Inicialmente, se calcula el acero mínimo según la norma, la cual sostiene que la cuantía mínima a usarse será de 0.0012 para el acero positivo:

$$\text{As. mín+} = 0.0012bh = 0.0012 \times 100 \times 20 = 2.4 \text{ cm}^2$$

Además, indica una cuantía mínima en toda la sección de 0.0018, la cual se verificará al final cuando se tengan ambas armaduras positivas y negativas instaladas.

Luego se analizará cómo se comporta la losa maciza ante las cargas últimas y se comparará el acero requerido con el acero mínimo.

Al terminar el diseño, se analizarán las cargas cortantes que están presentes en la losa y posteriormente, se procederá a verificar que sean menores a la resistencia de la losa. Esta resistencia se calcula según la norma:

$$\phi V_c = 0.53 \times 0.85 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d = 0.53 \times 0.85 \times \sqrt{210} \times 100 \times 17/1000 = 11.10 \text{ ton}$$

#### 4.2.3 Ejemplo de diseño

Se diseñarán los paños de losa maciza ubicados en los ejes C-E/1-4:

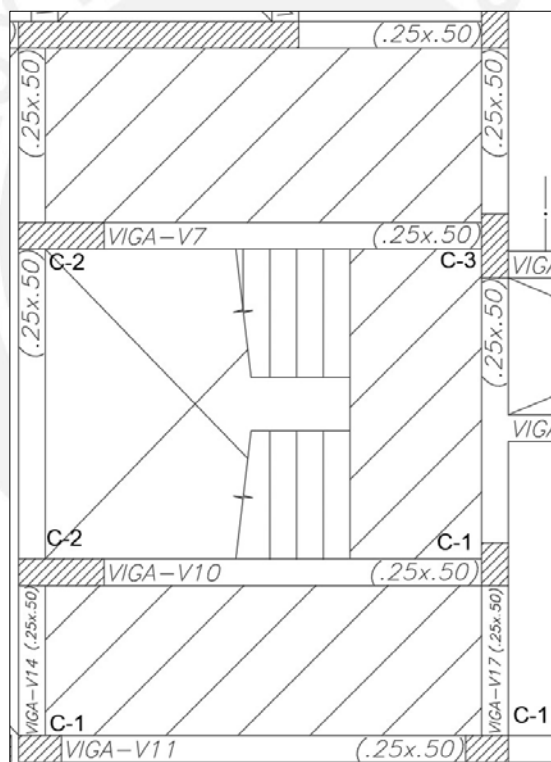


Figura 18: Zona de diseño de losa maciza C-E/1-4

Con el modelo en ETABS y su análisis estructural se inicia con el diseño por flexión verificando que el acero requerido sea menor que el mínimo mediante la obtención de los momentos últimos en ambas direcciones en la losa.

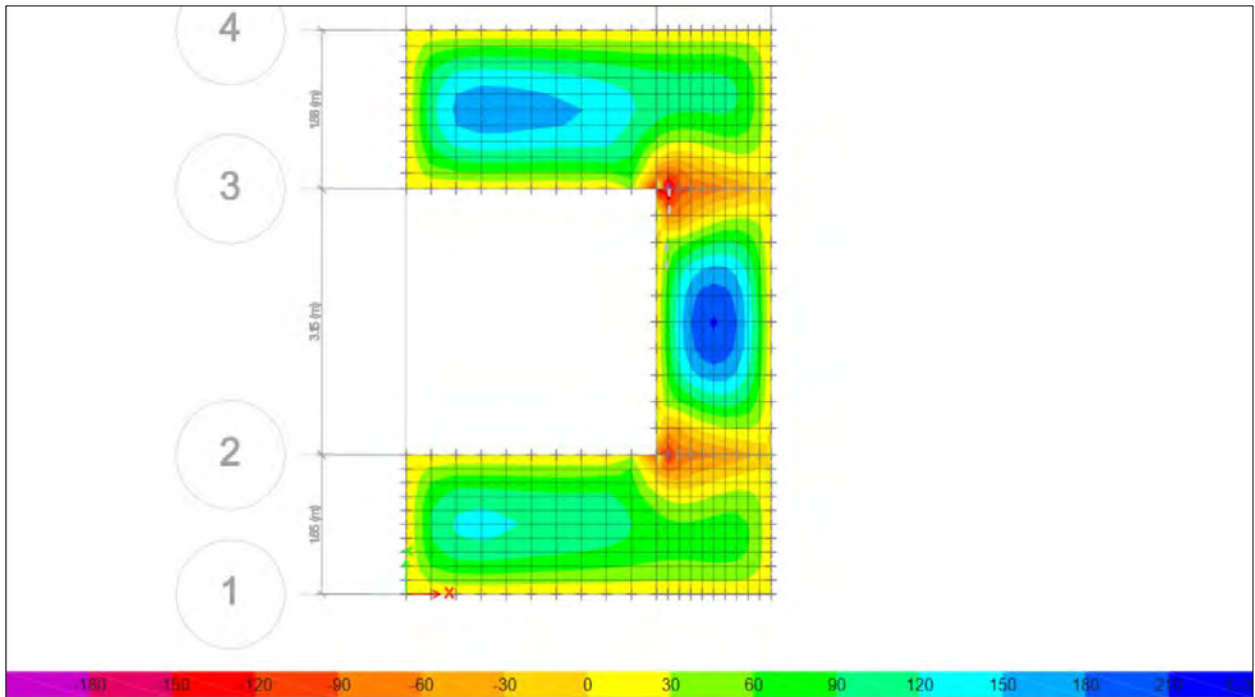


Figura 19: Momentos en la dirección X-X en la losa maciza

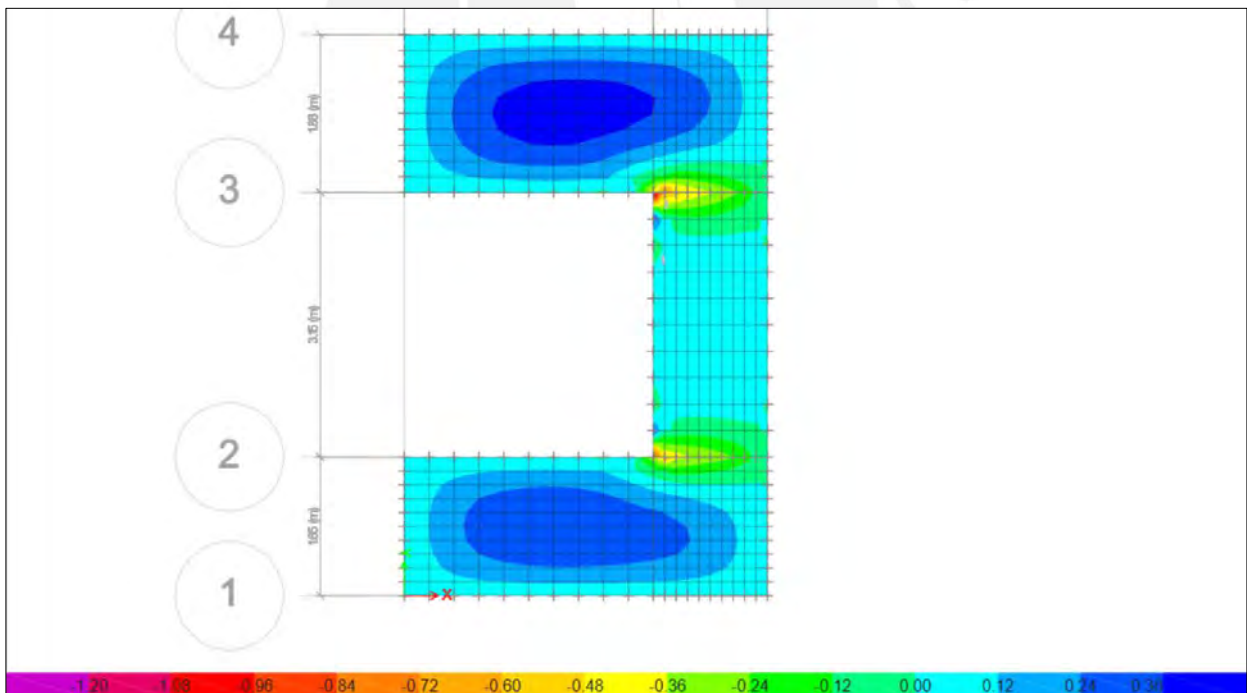


Figura 20: Momentos en la dirección Y-Y en la losa maciza

Se obtuvo un valor máximo de momento positivo de 0.43 ton.m/m para lo cual corresponde una cantidad de acero requerida de 0.67 cm<sup>2</sup>. Este acero es inferior al mínimo según norma,

por ende, se colocará un área mínima de acero de  $2.4 \text{ cm}^2$ . Para este requerimiento, se hará uso de varillas con un diámetro de  $3/8''$  como refuerzo en la parte superior e inferior. El espaciamiento se calculará y deberá ser menor a 40 cm según la norma:

$$\text{Espaciamiento} = 0.71 \times 100 / 2.4 = 29.58 \text{ cm (aproximando sería 30cm)}$$

Por lo tanto, la losa maciza será de doble malla con un armado de  $\phi 3/8'' @ 0.30 \text{ m}$  en todas las zonas de losa maciza. Con esta armadura se cumple la cuantía mínima en la sección de losa maciza según norma de 0.0018.

Finalmente, se elabora el diseño por corte y para ello se utilizaron los resultados del análisis:

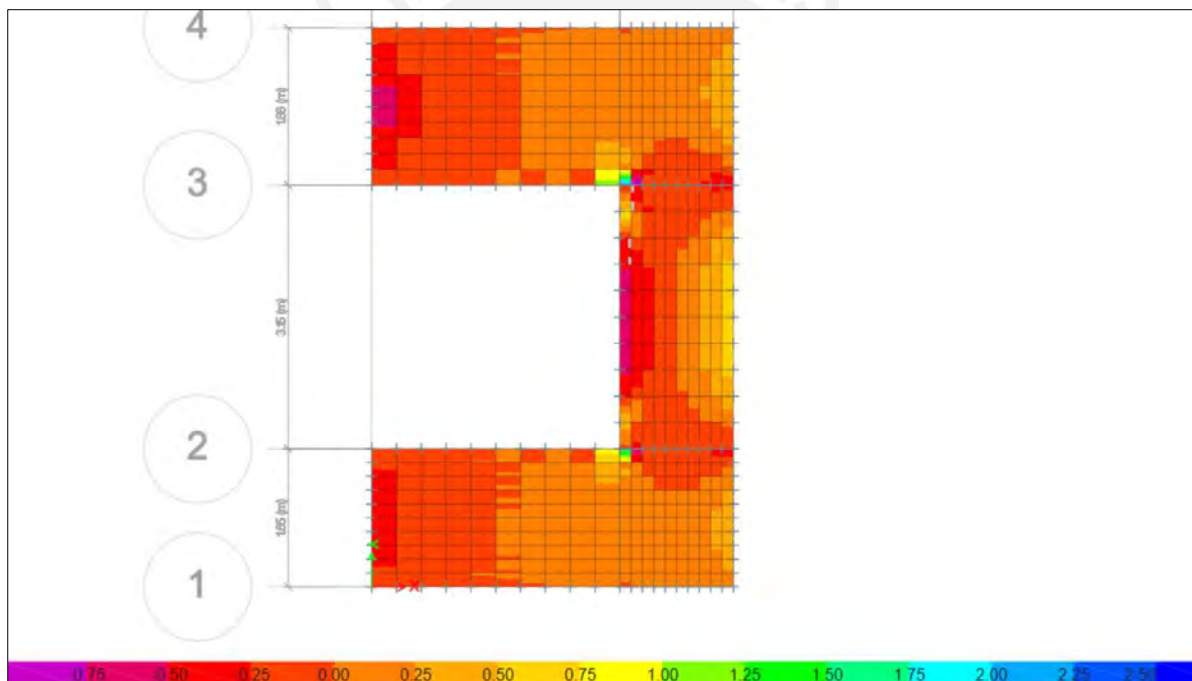


Figura 21: Fuerzas cortantes en la dirección X-X en la losa maciza

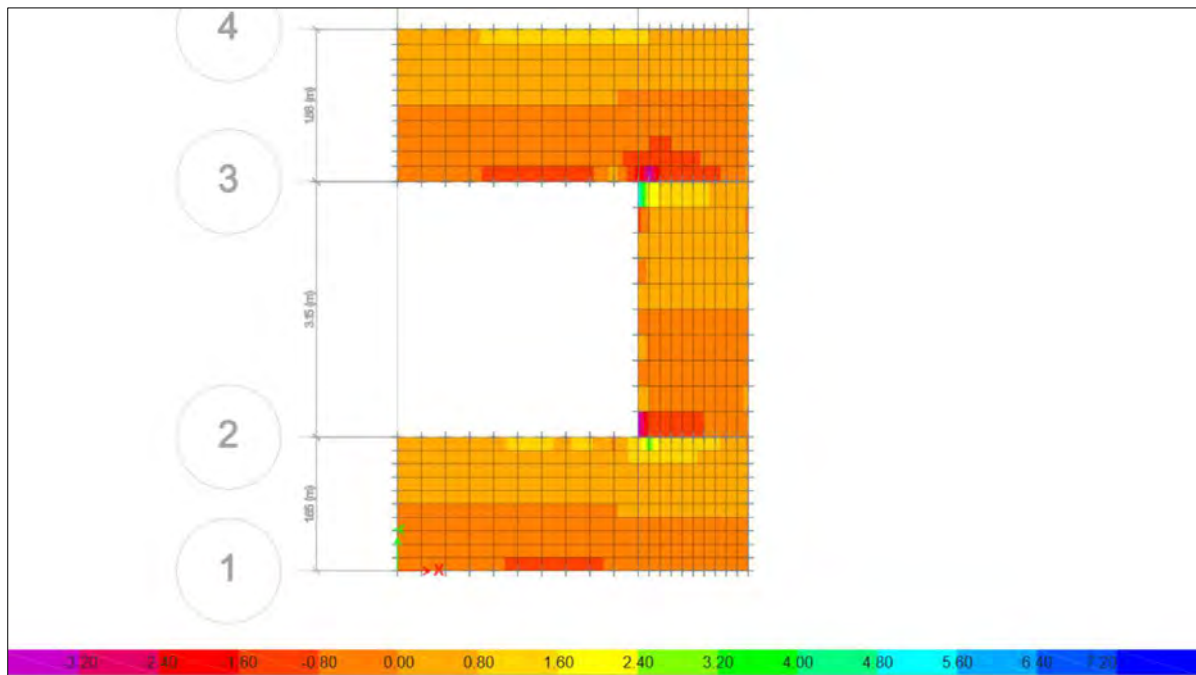


Figura 22: Fuerzas cortantes en la dirección Y-Y en la losa maciza

Según el programa ETABS se obtuvo una fuerza cortante última de 5.08 ton. Este valor es inferior a la fuerza de corte resistente de la sección de losa maciza de 11.10 ton, por lo tanto, se aprueba el diseño por fuerza de corte.

## CAPÍTULO 5: DISEÑO DE VIGAS

### 5.1 Modelos y metrados para el análisis estructural

Para el metrado de una viga por cargas de gravedad se tiene que analizar qué tipo de cargas actúan sobre su área tributaria como el peso de la misma viga, el piso que va como acabado, peso del techo aligerado y macizo sobre su área tributaria, tabiquería y sobrecarga.

Se realizará el metrado de cargas correspondiente a la viga V4 (Tramo A-D) del techo del primer piso:

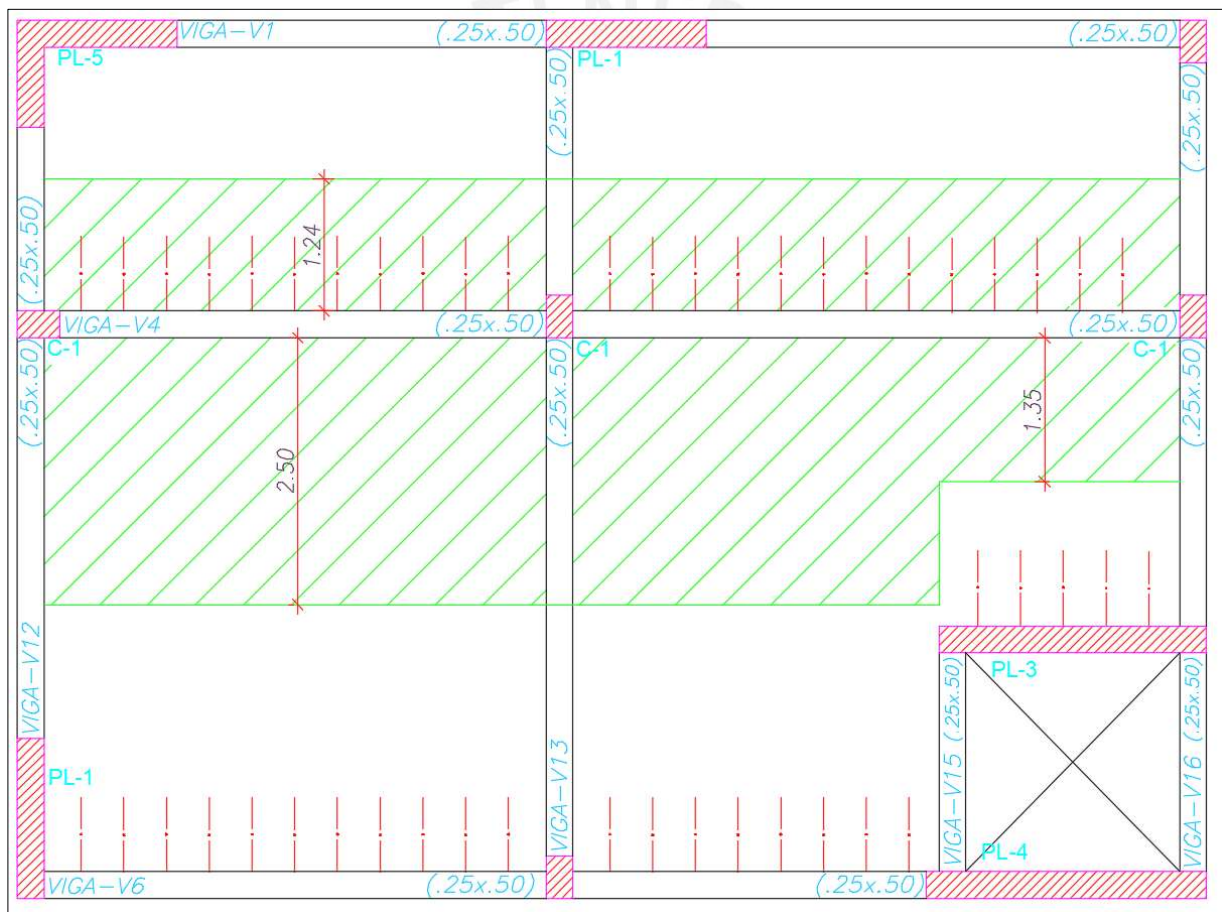


Figura 23: Área tributaria de la viga V4

Los metrados de la viga V4 son:

$$\text{Peso de la viga} = 2.4 \times 0.25 \times 0.50 = 0.3 \text{ ton/m}$$

$$\text{Peso propio aligerado 1er tramo} = 0.3 \times (2.50 + 1.24) = 1.122 \text{ ton/m}$$

Piso terminado aligerado 1er tramo =  $0.1 \times (2.50 + 1.24) = 0.374 \text{ ton/m}$

Sobrecarga 1er tramo =  $0.25 \times (2.50 + 1.24 + 0.25) = 0.998 \text{ ton/m}$

Peso propio aligerado 2do tramo =  $0.3 \times (1.35 + 1.24) = 0.777 \text{ ton/m}$

Piso terminado aligerado 2do tramo =  $0.1 \times (1.35 + 1.24) = 0.259 \text{ ton/m}$

Sobrecarga 2do tramo =  $0.25 \times (1.35 + 1.24 + 0.25) = 0.71 \text{ ton/m}$

Por lo tanto, se tendrá el siguiente reparto de cargas actuantes en la viga V-4:

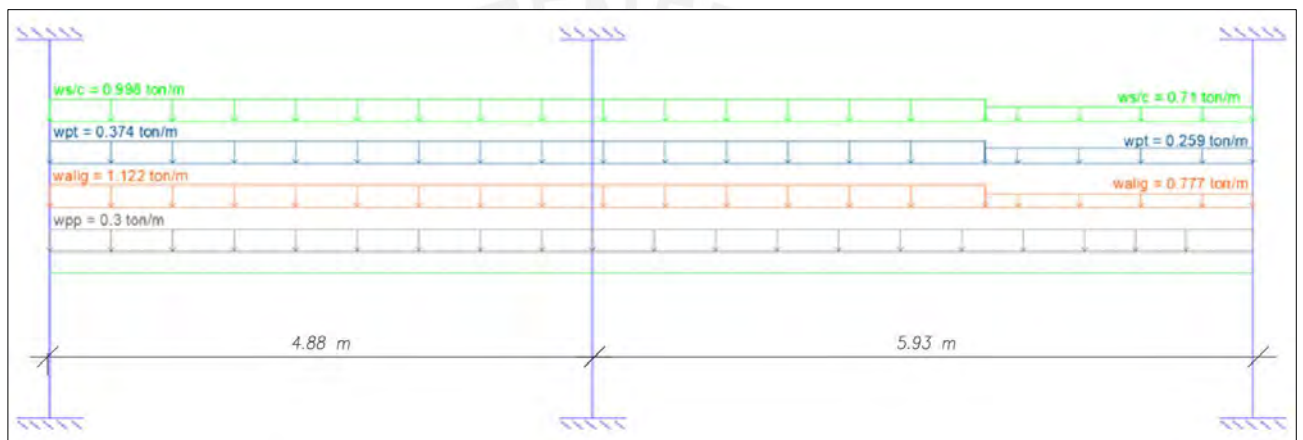


Figura 24: Modelo de viga bajo cargas de gravedad

## 5.2 Procedimiento de diseño

El diseño por flexión en vigas mantendrá las mismas fórmulas de diseño para secciones rectangulares utilizadas en el diseño de techos aligerados, en donde tiene que cumplirse  $\phi M_n \geq M_u$ .

Las combinaciones de carga para conseguir las fuerzas amplificadas serán las indicadas en la norma E.060:

- $1.4CM+1.7CV$
- $1.25 (CM+CV) \pm S$
- $0.9CM \pm S$

Al tener vigas con peraltes de 50 cm, se tendrá un peralte efectivo de 44 cm.

Con respecto a los aceros instalados, estos tendrán que obedecer los aceros mínimos y máximos para vigas según la norma, los cuales se calculan mediante:

$$As. \text{ mín} = \frac{0.7 \times \sqrt{f'c} \times b \times d}{fy} = \frac{0.7 \times \sqrt{210} \times 25 \times 44}{4200} = 2.66 \text{ cm}^2$$

$$As. \text{ máx} = 0.75 \times (1.19 \times 10^{-4} \times f'c \times 0.85 \times b \times d)$$

$$As. \text{ máx} = 0.75 \times (1.19 \times 10^{-4} \times 210 \times 0.85 \times 25 \times 44) = 17.52 \text{ cm}^2$$

La condición  $\phi V_n \geq V_u$  debe cumplirse para obtener un correcto diseño por corte. En donde el valor de corte nominal  $V_n$  se calcula mediante la suma de la fuerza de corte que resiste la sección  $V_c$ , más el valor de fuerza de corte que los estribos aportan  $V_s$ .

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 44 \times \frac{1}{1000} = 7.18 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s}$$

Donde:

$s$  = Valor del espaciamiento entre estribos

$A_v$  = Área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento

Lo primero que se hará es verificar que  $\phi V_c$  tenga un valor superior a la fuerza de corte  $V_u$ , si no cumple dicha condición será necesario el cálculo del cortante  $V_s$  y con ello el espaciamiento de los estribos.

Luego de diseñar por flexión y cortante, se procederá a desarrollar el diseño por capacidad.

Este diseño se centra en darle una mayor capacidad al cortante que por flexión, produciendo que la falla por flexión en la sección ocurra antes que la falla por corte, ya que esta última es

una falla frágil. Este diseño se realizará principalmente en vigas que contengan alta carga sísmica.

Según la norma E.060, este diseño, en el caso de un sistema de muros estructurales, debe cumplir que la fuerza  $V_u$  sea superior al menor valor de:

- a) La suma de la fuerza cortante isostática relacionada a las cargas de gravedad amplificadas y la fuerza de corte relacionada con el desarrollo de los momentos nominales del componente estructural en cada extremo restringido de la luz libre.

$$\text{Caso 1: } V_{ui} = \frac{(M_{nd}^+ + M_{ni}^-)}{L_n} + V_{iz}$$

$$\text{Caso 2: } V_{ud} = \frac{(M_{nd}^- + M_{ni}^+)}{L_n} + V_{der}$$

Donde:

$M_{nd}^+$  = Momento nominal asociado con el As. positivo derecho

$M_{nd}^-$  = Momento nominal asociado con el As. negativo derecho

$M_{ni}^+$  = Momento nominal asociado con el As. positivo izquierdo

$M_{ni}^-$  = Momento nominal asociado con el As. negativo izquierdo

$V_{iz}$  = Cortante isostática amplificada izquierda

$V_{der}$  = Cortante isostática amplificada derecha

$L_n$  = Luz libre del tramo de viga

- b) La máxima fuerza de corte obtenida de las combinaciones de carga, en donde las cargas sísmicas tendrán una amplificación de valor 2.5.

$$V_{ub} = 1.25(V_{cm} + V_{cv}) + 2.5V_{sismo}$$

Adicionalmente la norma indica restricciones sobre los requerimientos de estribos en vigas y la zona de confinar a ambos lados del tramo de la viga.

Lo primero a tener en cuenta es el espaciamiento que tienen que tener los estribos en la zona a confinar, la cual no puede ser superior el valor del menor de (a), (b), (c), y (d):

(a)  $d/4$

(b) Diez veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro

(c) 24 veces el diámetro del estribo de confinamiento

(d) 30 cm

Luego, la norma indica que la separación de estribos fuera de la zona de confinamiento no debe ser mayor a  $0.5d$ , lo cual resulta en un espaciamiento mínimo de 20 cm. Para el diseño, el primer estribo se considerará a una distancia de 5 cm respetando las restricciones de la norma.

Finalmente, la zona de a confinar tendrá una longitud de 1 metro medido desde la cara de la columna, respetando las consideraciones normativas, las cuales indican que esta longitud debe ser mayor a 2 veces el peralte de la viga.



Figura 25: Espaciamiento de estribos y zona de confinamiento en vigas (Norma E.060)

Para el corte del acero, las deflexiones en la viga y el control de la fisuración se tomarán las mismas consideraciones que se usaron en el diseño de las losas aligeradas, basándose en los apuntes del Ingeniero Otazzi y las fórmulas de la norma E.060

### 5.3 Ejemplos de diseño de vigas

Se diseñarán a manera de ejemplo tres vigas por flexión, cortante y capacidad. Estas vigas serán las vigas V-4 (Horizontal), V-6 (Horizontal) y V12 (Vertical).

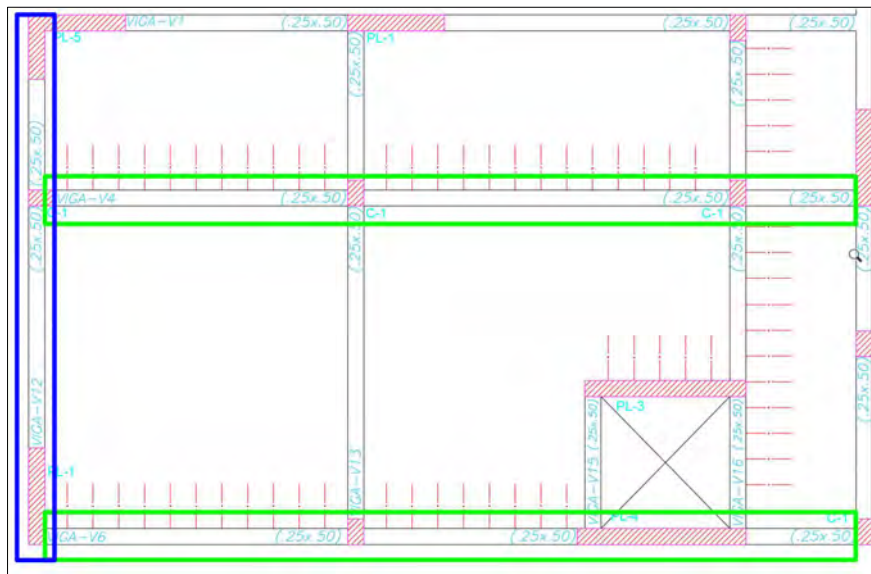


Figura 26: Identificación de vigas para el diseño

### DISEÑO DE VIGA V-4

Según el modelo de ETABS se presentan las siguientes fuerzas internas para carga muerta, viva y de sismo en ambas direcciones para la viga V-4. Además, se obtienen las envolventes de fuerza cortante y momento flector.

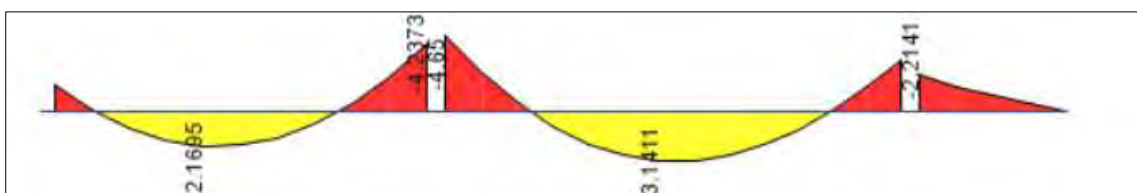


Figura 27: Diagrama de momentos flectores por carga muerta en viga V-4

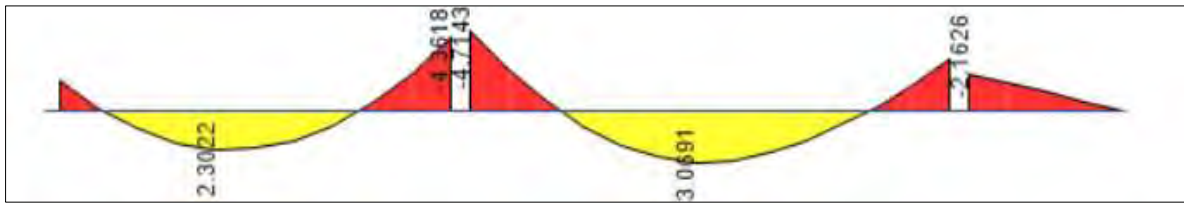


Figura 28: Diagrama de momentos flectores por carga viva en viga V-4

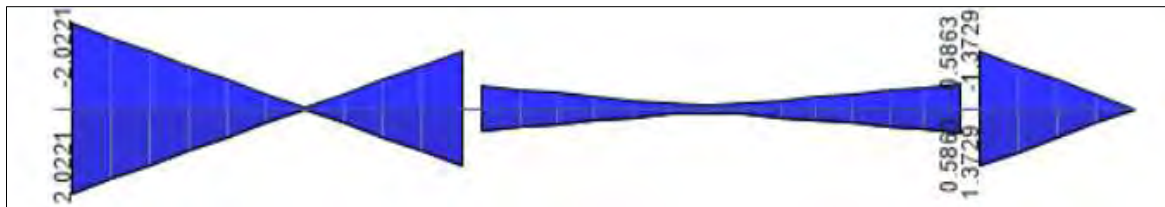


Figura 29: Diagrama de momentos flectores por sismo en X en viga V-4

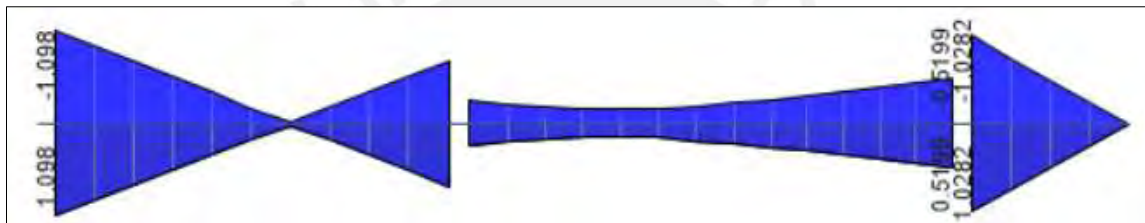


Figura 30: Diagrama de momentos flectores por sismo en Y en viga V-4



Figura 31: Diagrama de fuerzas cortantes por carga muerta en viga V-4



Figura 32: Diagrama de fuerzas cortantes por carga viva en viga V-4

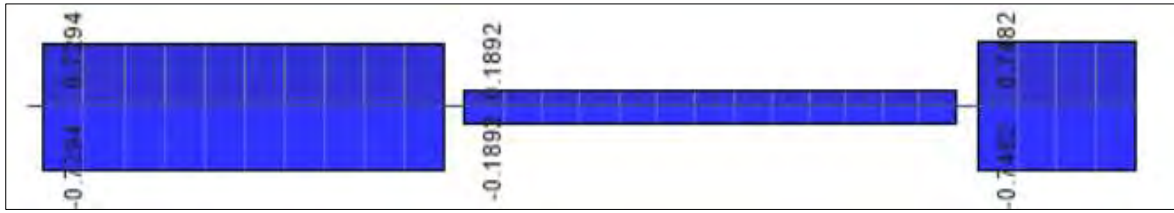


Figura 33: Diagrama de fuerzas cortantes por sismo en X en viga V-4

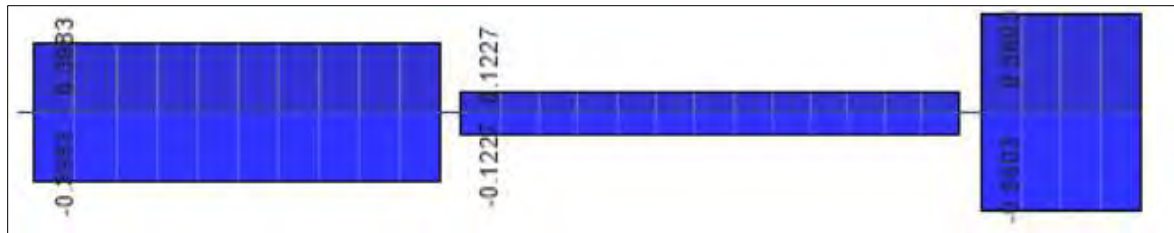


Figura 34: Diagrama de fuerzas cortantes por sismo en Y en viga V-4

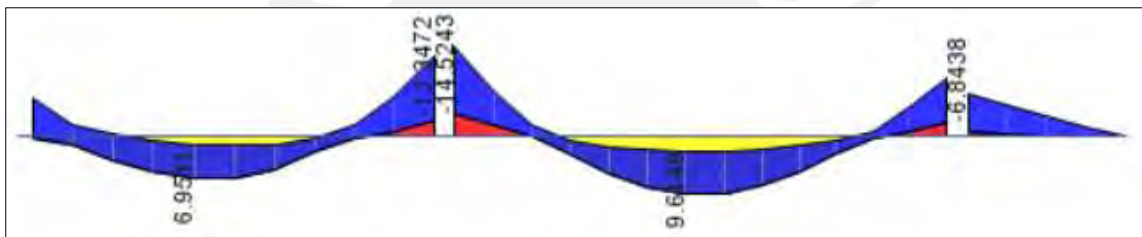


Figura 35: Envolvente de momentos flectores en viga V-4

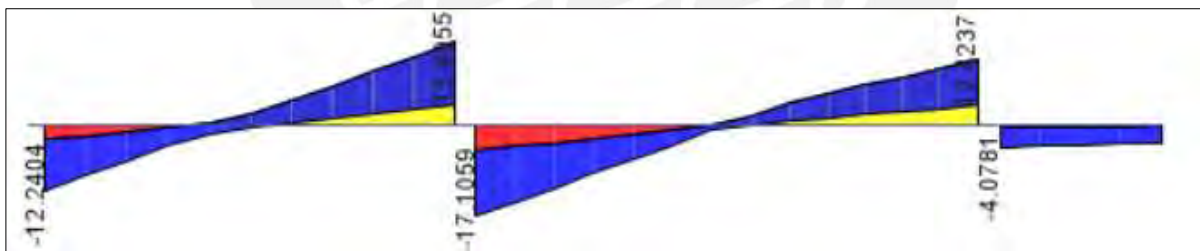


Figura 36: Envolvente de fuerzas cortantes en viga V-4

Luego se procede a diseñar por flexión la viga, tramo por tramo. Por lo tanto, se obtiene los siguientes resultados:

Tabla 20: Diseño por flexión de viga V-4

VIGA VT-4		Mu (-)	Mu (+)	As. req. (-)	As. req. (+)	Armado superior	Armado inferior	As. Inst. (-)	As. Inst. (+)
		(ton.m)	(ton.m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )			(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )
Tramo AB	Izq.	6.33	0	3.97	MÍN.	2 $\phi$ 5/8"	2 $\phi$ 5/8"	4	4
	Centro	0	6.95	MÍN.	4.38	2 $\phi$ 5/8"	2 $\phi$ 5/8"+1 $\phi$ 5/8"	4	6
	Der.	13.35	0	8.87	MÍN.	2 $\phi$ 5/8"+3 $\phi$ 5/8"	2 $\phi$ 5/8"	10	4
Tramo BD	Izq.	14.52	0	9.75	MÍN.	2 $\phi$ 5/8"+3 $\phi$ 5/8"	2 $\phi$ 5/8"	10	4
	Centro	0	9.61	MÍN.	6.19	2 $\phi$ 5/8"	2 $\phi$ 5/8"+1 $\phi$ 3/4"	4	6.84
	Der.	9.72	0	6.26	MÍN.	2 $\phi$ 5/8"+1 $\phi$ 3/4"	2 $\phi$ 5/8"	6.84	4
Tramo DE	Izq.	6.84	0	4.31	MÍN.	2 $\phi$ 5/8"	2 $\phi$ 5/8"	4	4

Seguidamente, se realiza el diseño por cortante, en donde según la envolvente de fuerzas cortantes se tiene una fuerza de corte última  $V_u$  máxima de 16.90 ton. para el tramo BD a una distancia de  $d=0.44$  m de la cara. Esta fuerza es mayor al cortante resistente de la sección  $\phi V_c$  de 7.18 ton. Por lo tanto, se calculará el  $V_s$  necesario para resistir el cortante de demanda y luego el espaciamiento respectivo de estribos.

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = \frac{16.90 - 7.18}{0.85} = 11.44 \text{ ton} = 11440 \text{ kg}$$

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{1.42 \times 4200 \times 44}{11440} = 22.94 \text{ cm}$$

$\approx 20$  cm (Se utilizarán estribos de  $\phi 3/8''$ )

Por lo tanto, el espaciamiento para cumplir con la demanda será de 20 cm. Adicionalmente a lo calculado por corte, se tendrá que obtener la separación de estribos en la zona de confinamiento:

$$(a) \frac{d}{4} = \frac{44}{4} = 11 \text{ cm}$$

$$(b) 12db = 12(1.59) = 19.08 \text{ cm}$$

$$(c) 24de = 24(0.95) = 22.8 \text{ cm}$$

$$(d) 30 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la separación dentro de la zona de confinamiento será de 10 cm. Además, su longitud será de 1 metro desde la cara de la columna, por lo que el armado de estribos será el siguiente en el primer tramo y segundo tramo:

Estribos de 3/8": 1@0.05 m, 10@0.1 m, resto @0.2 m

Para el último tramo debido a su corta longitud se dispondrá el siguiente armado:

Estribos de 3/8": 1@0.05 m, resto @0.1 m

Finalmente, esta viga no se diseñará por capacidad ya que en todos sus tramos la carga sísmica que llevan no es de gran importancia frente a las cargas muertas y vivas en dichos tramos.

A continuación, se tienen los detalles de la sección:

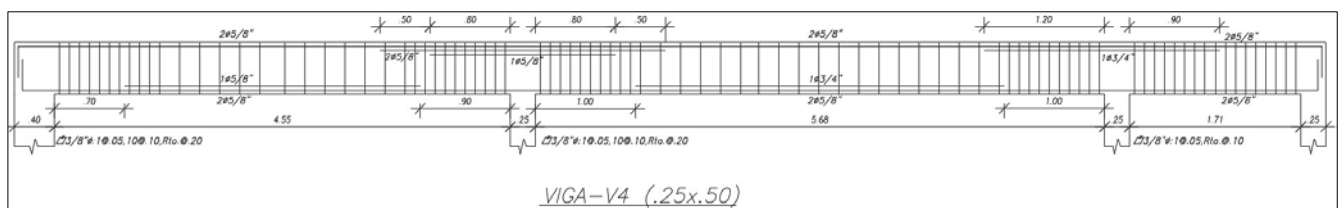


Figura 37: Diseño final de la viga V-4

De los tres ejemplos, se usará esta viga como ejemplo para el cálculo de las deflexiones y fisuras ya que es la que tiene la mayor luz libre.

La norma E.060 señala en su capítulo 9 los peraltes mínimos de viga para no verificar deflexiones. Dichas restricciones se presentan en el siguiente cuadro:

Tabla 21: Peraltes mínimos de vigas para no verificar la deflexión

	Espesor o peralte mínimo, $h$			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18,5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

La viga presenta una longitud libre máxima de 5.68 m en el segundo tramo, en donde se tienen ambos extremos continuos, por lo que se usará un peralte mínimo de  $L/21$ :

$$\text{Peralte mínimo} = L/21 = 5.68/21 = 27 \text{ cm}$$

Para la viga en análisis, el cálculo de las deflexiones inmediatas y diferidas no se realizará ya que presenta un peralte de 50 cm mayor al peralte mínimo hallado de 27 cm.

Para controlar la fisuración se halla el factor  $Z$ :

$$f_s = \frac{M_s}{0.9 \times d \times A_s} = \frac{6.44}{0.9 \times 44 \times 6.84} \times 10^5 = 2377.58 \text{ kg/cm}^2$$

$$\#barras = \frac{2.84 + 2 \times 2}{2.84} = 2.41$$

$$A_{ct} = \frac{2 \times y_s \times b}{\#barras} = \frac{2 \times 6 \times 25}{2.41} = 124.48 \text{ cm}^2$$

$$Z = 2377.58 \times \sqrt[3]{6 \times 124.48} = 21571.75 \text{ kg/cm} \leq 26000 \text{ kg/cm (CUMPLE)}$$

## DISEÑO DE VIGA V-6

Según el modelo de ETABS se presentan las siguientes fuerzas internas para carga muerta, viva y de sismo en ambas direcciones para la viga V-6. Además, se obtienen las envolventes de fuerza cortante y momento flector.

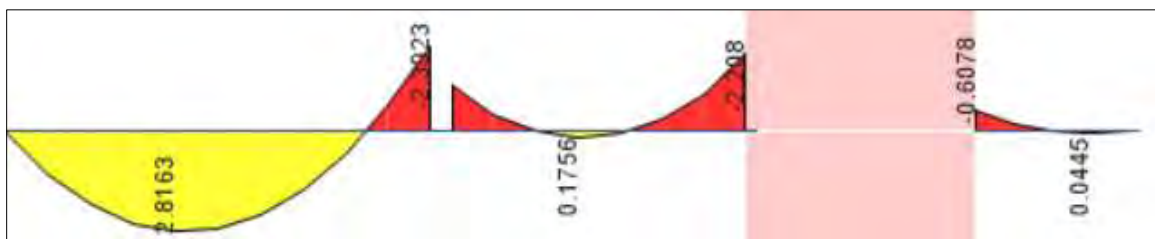


Figura 38: Diagrama de momentos flectores por carga muerta en viga V-6

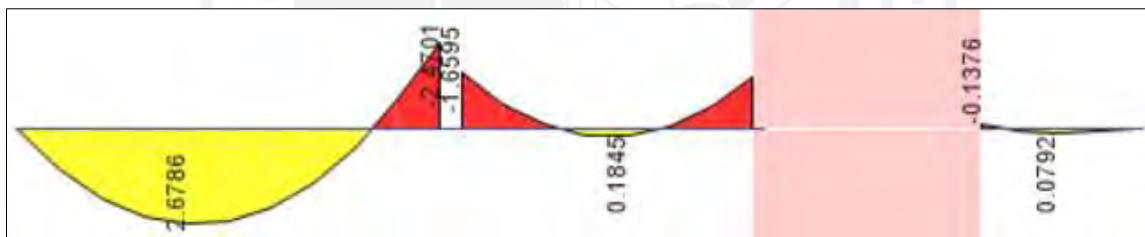


Figura 39: Diagrama de momentos flectores por carga viva en viga V-6

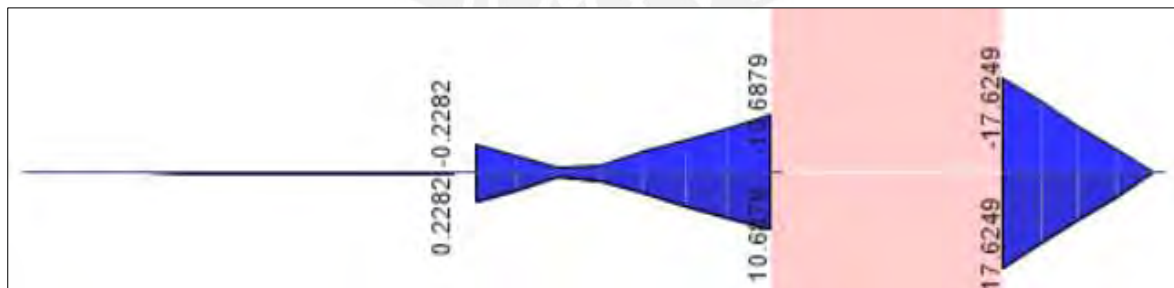


Figura 40: Diagrama de momentos flectores por sismo en X en viga V-6

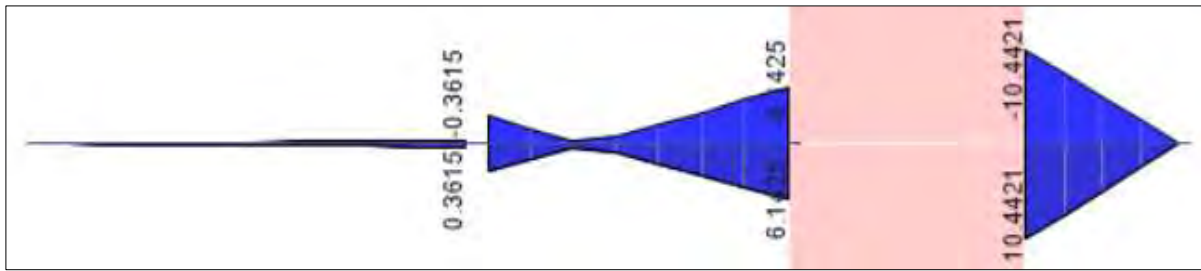


Figura 41: Diagrama de momentos flectores por sismo en Y en viga V-6

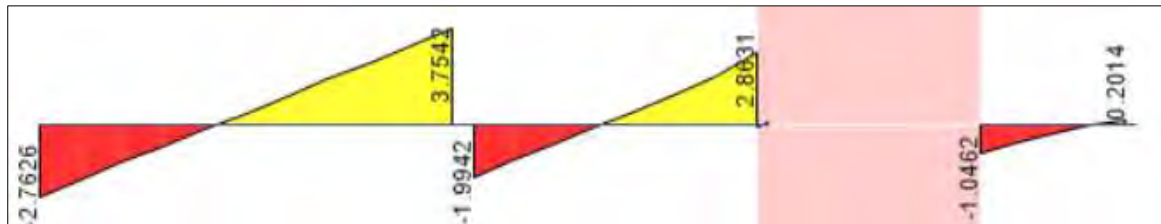


Figura 42: Diagrama de fuerzas cortantes por carga muerta en viga V-6

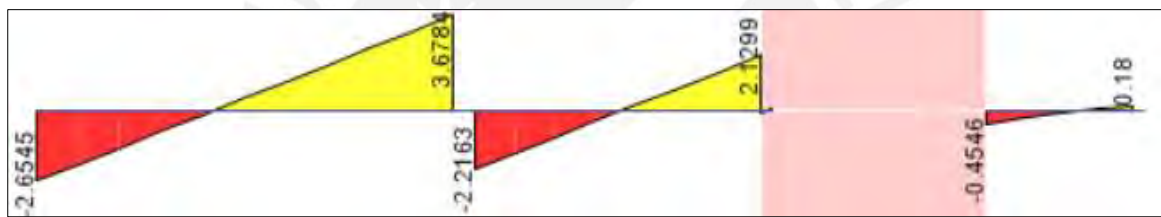


Figura 43: Diagrama de fuerzas cortantes por carga viva en viga V-6

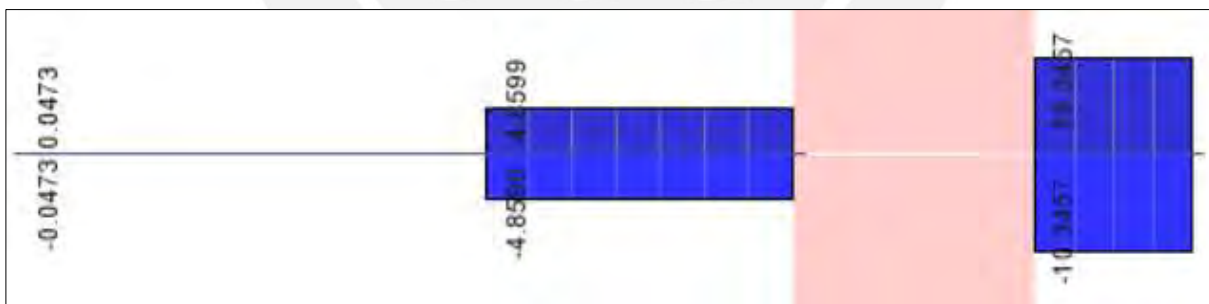


Figura 44: Diagrama de fuerzas cortantes por sismo en X en viga V-6



Tramo	Cent.	0	8.5	MÍN	5.43	2 $\phi$ 5/8"	2 $\phi$ 5/8"+1 $\phi$ 5/8"	4	6
AB	Der.	7.55	0	4.78	MÍN	2 $\phi$ 5/8"+1 $\phi$ 5/8"	2 $\phi$ 5/8"	6	4
Tramo	Izq.	9.1	4.24	5.84	2.62	2 $\phi$ 5/8"+1 $\phi$ 5/8"	2 $\phi$ 5/8"	6	4
BC	Der.	15.25	8.67	10.3	5.54	2 $\phi$ 5/8"+2 $\phi$ 5/8"+1 $\phi$ 3/4"	2 $\phi$ 5/8"+1 $\phi$ 5/8"	10.84	6
Tramo	Izq.	18.56	17.08	12.95	11.74	2 $\phi$ 3/4"+3 $\phi$ 3/4"	2 $\phi$ 3/4"+3 $\phi$ 3/4"	14.2	14.2
DE									

Seguidamente, se realiza el diseño por cortante, en donde según la envolvente de fuerzas

cortantes se tiene una fuerza de corte última  $V_u$  máxima de 11.50 ton. para el tramo DE. Este cortante es mayor al cortante resistente de la sección  $\phi V_c$  de 7.18 ton. Por lo tanto, se calculará el  $V_s$  necesario para resistir el cortante de demanda y luego el espaciamiento respectivo de estribos.

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = \frac{11.50 - 7.18}{0.85} = 5.08 \text{ ton} = 5080 \text{ kg}$$

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{1.42 \times 4200 \times 44}{5080} = 51.63 \text{ cm} \approx 50 \text{ cm (Se usarán estribos de } \phi 3/8'')$$

Por lo tanto, el espaciamiento para cumplir con la demanda será suficiente con 50 cm. Sin embargo, también se tiene que cumplir la separación de estribos fuera de la zona de confinamiento calculado anteriormente de 20 cm. Además, se tiene un espaciamiento adentro de la zona de confinamiento, el cual es el mismo que el de la viga V-4, ya que se tienen las mismas condiciones. Por lo tanto, el espaciamiento en el confinamiento será de 10 cm.

Luego de hallar los espaciamientos mínimos por norma se procede a diseñar los tramos BC y DE por capacidad, ya que en ambos tramos las cargas sísmicas son muy grandes en comparación con las cargas de gravedad.

Lo primero que se hará es hallar los dos cortantes indicados en la norma. Se muestran los resultados obtenidos:

Tabla 23: Diseño por capacidad de viga V-6

	TRAMO BC	TRAMO DE
As. Inst. Derecho +	$2\phi 5/8''+1\phi 5/8''$	0
As. Inst. Derecho -	$2\phi 5/8''+2\phi 5/8''+1\phi 3/4''$	0
As. Inst. Izquierdo +	$2\phi 5/8''$	$2\phi 3/4''+3\phi 3/4''$
As. Inst. Izquierdo -	$2\phi 5/8''+1\phi 5/8''$	$2\phi 3/4''+4\phi 3/4''$
Mnd + (ton.m)	10.38	0
Mnd - (ton.m)	17.71	0
Mni + (ton.m)	7.08	22.26
Mni - (ton.m)	10.38	22.26
Ln (m)	3.31	1.71
Viz (ton)	2.45	0.61
Vder (ton)	5.73	0.65
Vud (ton)	13.22	13.67
Vui (ton)	8.72	13.63
Vub (ton)	16.58	27.02
Vu diseño (ton)	8.72	13.63
Vs (ton)	1.81	7.58
s (cm)	144.77	34.60

Los espaciamientos salieron mayores a los mínimos hallados anteriormente, por lo tanto, el armado de los estribos en el primer y segundo tramo será:

Estribos de 3/8": 1@0.05 m, 10@0.1 m, resto @0.2 m

El último tramo al tener una longitud más pequeña, dispondrá del siguiente armado:

Estribos de 3/8": 1@0.05 m, resto @0.1 m

A continuación, se tienen los detalles de la sección:

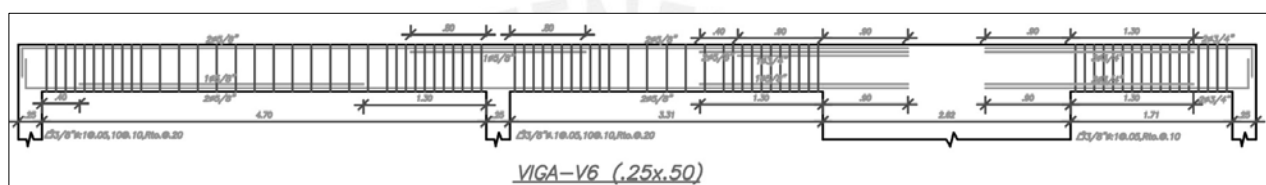


Figura 48: Diseño final de la viga V-6

## DISEÑO DE VIGA V-12

Según el modelo de ETABS se presentan las siguientes fuerzas internas para carga muerta, viva y de sismo en ambas direcciones para la viga V-12. Además, se obtienen las envolventes de fuerza cortante y momento flector.

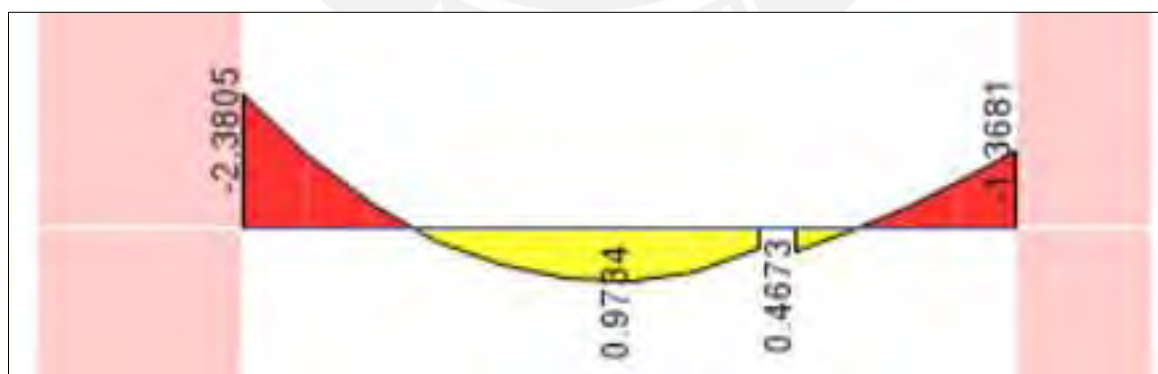


Figura 49: Diagrama de momentos flectores por carga muerta en viga V-12

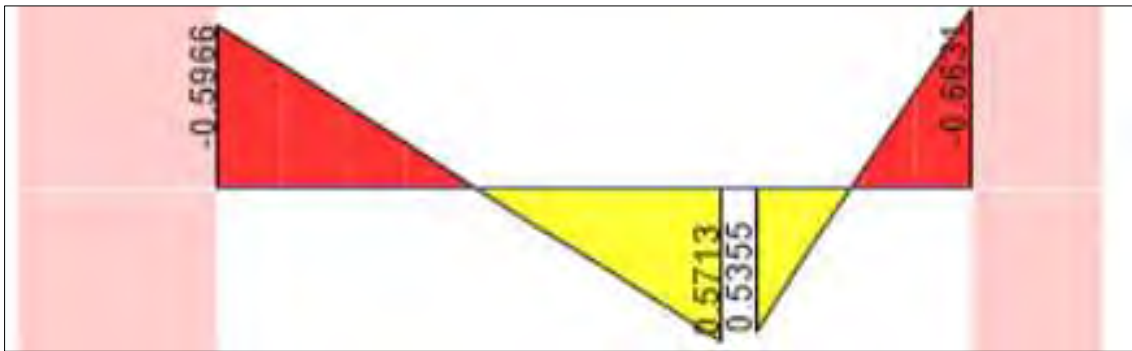


Figura 50: Diagrama de momentos flectores por carga viva en viga V-12

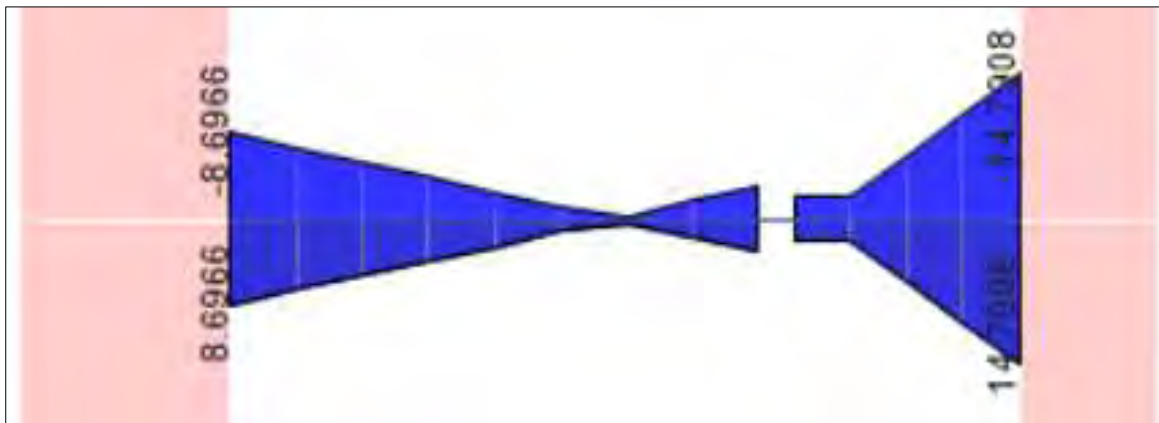


Figura 51: Diagrama de momentos flectores por sismo en X en viga V-12

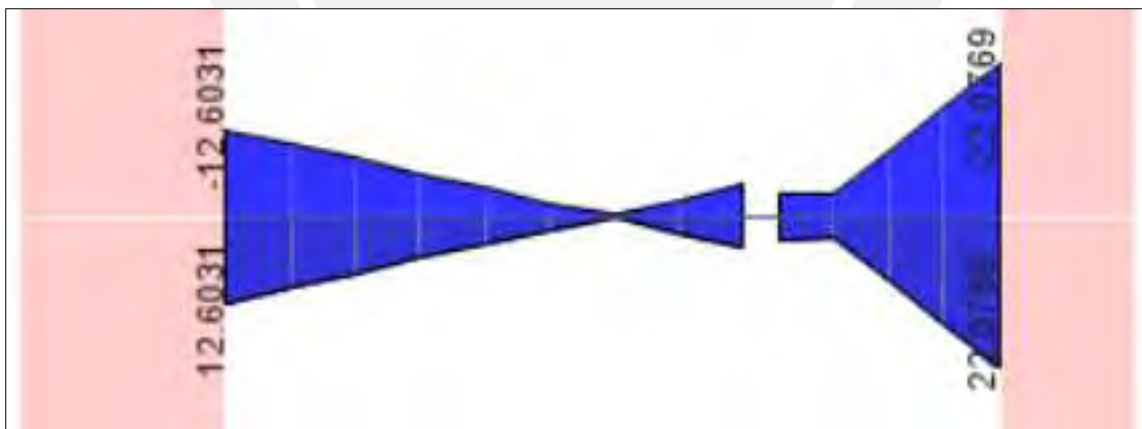


Figura 52: Diagrama de momentos flectores por sismo en Y en viga V-12

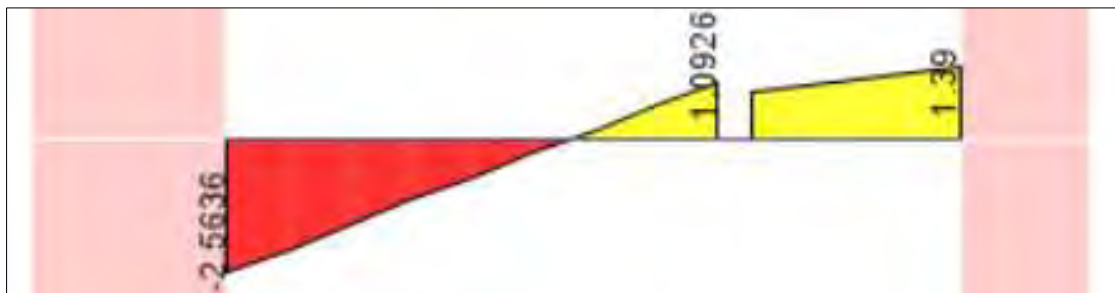


Figura 53: Diagrama de fuerzas cortantes por carga muerta en viga V-12



Figura 54: Diagrama de fuerzas cortantes por carga viva en viga V-12

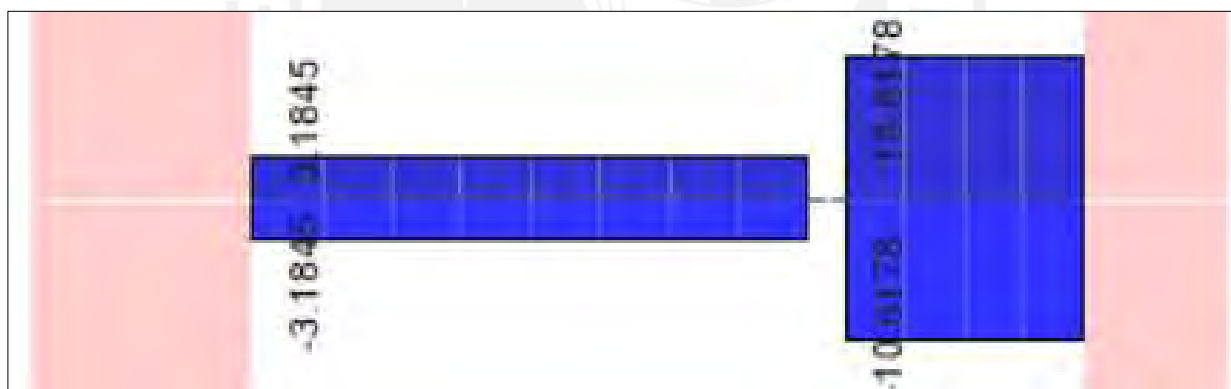


Figura 55: Diagrama de fuerzas cortantes por sismo en X en viga V-12

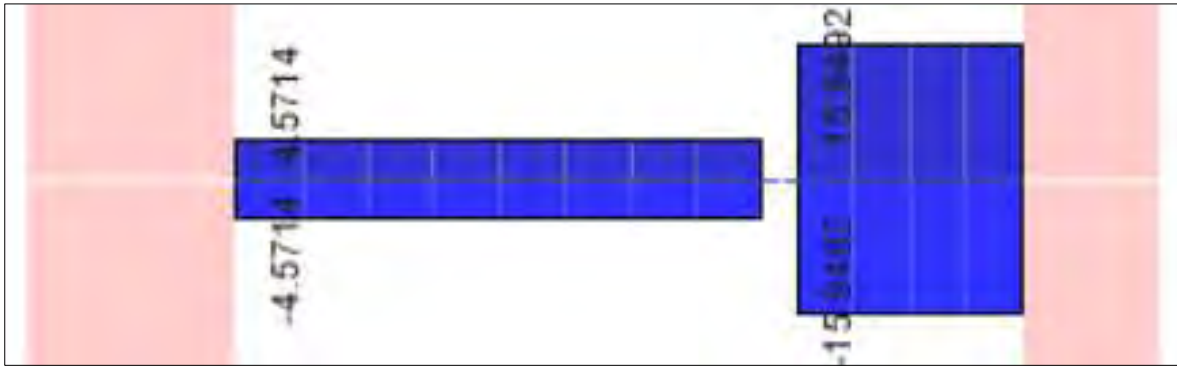


Figura 56: Diagrama de fuerzas cortantes por sismo en Y en viga V-12

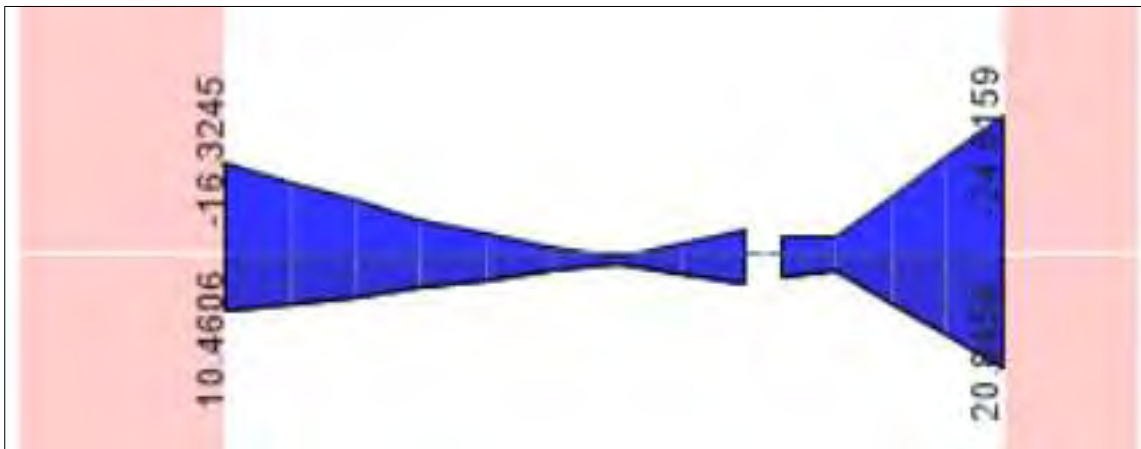


Figura 57: Envolvente de momentos flectores en viga V-12

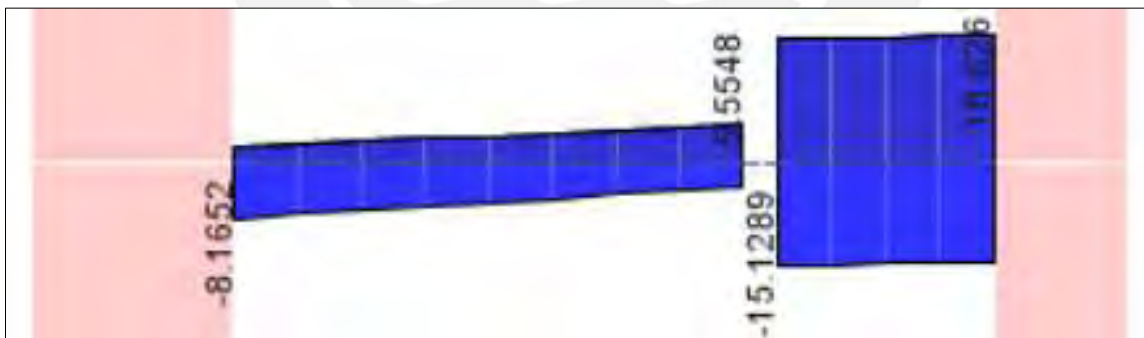


Figura 58: Envolvente de fuerzas cortantes en viga V-12

Luego se diseña por flexión la viga, tramo por tramo. De este diseño se obtienen los siguientes datos:

Tabla 24: Diseño por flexión de viga V-12

VIGA VT-12		Mu (-) (ton.m)	Mu (+) (ton.m)	As. req. (-) (cm <sup>2</sup> )	As. req. (+) (cm <sup>2</sup> )	Armado superior	Armado inferior	As. Inst. (-) (cm <sup>2</sup> )	As. Inst. (+) (cm <sup>2</sup> )
Tramo	Izq.	16.32	10.46	11.14	6.78	2φ1"+1φ3/4"	2φ3/4"+1φ3/4"	13.04	8.52
4-5	Der.	4.2	5.73	MÍN	MÍN	2φ1"	2φ3/4"	10.2	5.68
Tramo	Izq.	2.95	4.62	MÍN	MÍN	2φ1"	2φ3/4"	10.2	5.68
	Der.	24.62	20.85	18.44	14.92	3φ3/4"	4φ3/4"	18.72	17.04

Luego se procede a realizar el diseño por corte en donde según la envolvente de fuerzas cortantes se tiene una fuerza cortante última  $V_u$  máximo de 18.46 ton. para el tramo 5-6. Este cortante es mayor al cortante resistente de la sección  $\phi V_c$  de 7.18 ton. Por lo tanto, se calculará el  $V_s$  necesario para resistir el cortante de demanda y luego el espaciamiento respectivo de estribos.

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = \frac{18.46 - 7.18}{0.85} = 13.27 \text{ ton} = 13270 \text{ kg}$$

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{1.42 \times 4200 \times 44}{13270} = 19.78 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm} \text{ (Se usarán estribos de } \phi 3/8 \text{")}$$

Por lo tanto, el espaciamiento para cumplir con la demanda será de 15 cm. Sin embargo, también se tiene que cumplir la separación fuera del confinamiento calculado anteriormente de 20 cm. Además, se tiene un espaciamiento adentro de la zona de confinamiento, el cual es el mismo que el de la viga V-4, ya que se tienen las mismas condiciones. Por ello, la separación será de 10 cm.

Luego de hallar los espaciamientos mínimos por norma se procede a diseñar los dos tramos por capacidad, ya que en ambos tramos las cargas sísmicas son muy grandes en comparación con las cargas de gravedad. Para esto se muestra una tabla con el diseño correspondiente:

Tabla 25: Diseño por capacidad de viga V-12

	TRAMO 4-5	TRAMO 5-6
As. Inst. Derecho +	2 $\phi$ 3/4"	2 $\phi$ 3/4" + 4 $\phi$ 3/4"
As. Inst. Derecho -	2 $\phi$ 1"	2 $\phi$ 1" + 3 $\phi$ 3/4"
As. Inst. Izquierdo +	2 $\phi$ 3/4" + 1 $\phi$ 3/4"	2 $\phi$ 3/4"
As. Inst. Izquierdo -	2 $\phi$ 1" + 1 $\phi$ 3/4"	2 $\phi$ 1"
Mnd + (ton.m)	9.86	25.75
Mnd - (ton.m)	15.11	27.67
Mni + (ton.m)	14.31	9.86
Mni - (ton.m)	20.74	15.11
Ln (m)	3.75	1.72
Viz (ton)	2.29	0.3
Vder (ton)	2.29	0.3
Vud (ton)	10.14	22.12
Vui (ton)	10.45	24.06
Vub (ton)	15.02	42.55
Vu diseño (ton)	10.14	22.12
Vs (ton)	3.48	17.57
s (cm)	75.51	14.93

Los espaciamientos salieron mayores a los mínimos hallados anteriormente, por lo tanto, el armado de los estribos en el primer tramo será:

Estribos de 3/8": 1@0.05 m, 10@0.1 m, resto @0.2 m

Además, para el segundo tramo 5-6, debido a su corta longitud se tendrá otro armado:

Estribos de 3/8": 1@0.05 m, resto @0.1 m

Se muestra el detallado de la sección:

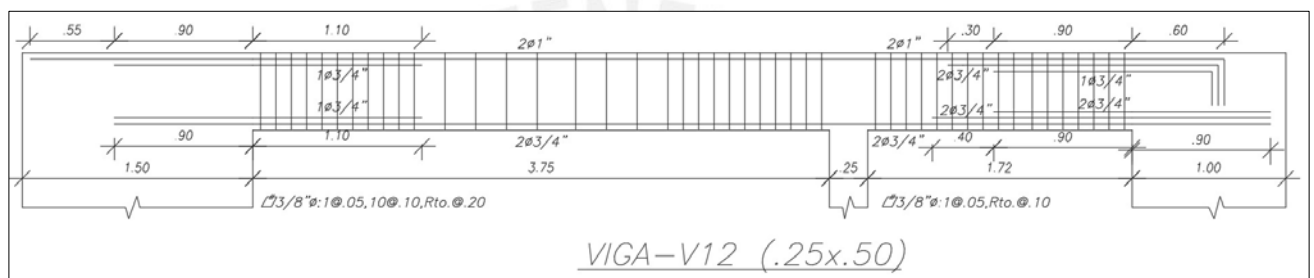


Figura 59: Diseño final de la viga V-12

## CAPÍTULO 6: DISEÑO DE COLUMNAS

### 6.1 Metrado de cargas

Para el metrado de una columna, lo primero que se tiene que hallar es su área tributaria y el área de aligerado que carga. Luego se calculan las cargas de peso propio, peso del techo aligerado y macizo, carga del piso terminado, carga de las vigas y la carga viva distribuida en toda su área.

A manera de ejemplo se realizará el metrado por cargas de gravedad de una columna de sección C1 (0.25x0.4 m).

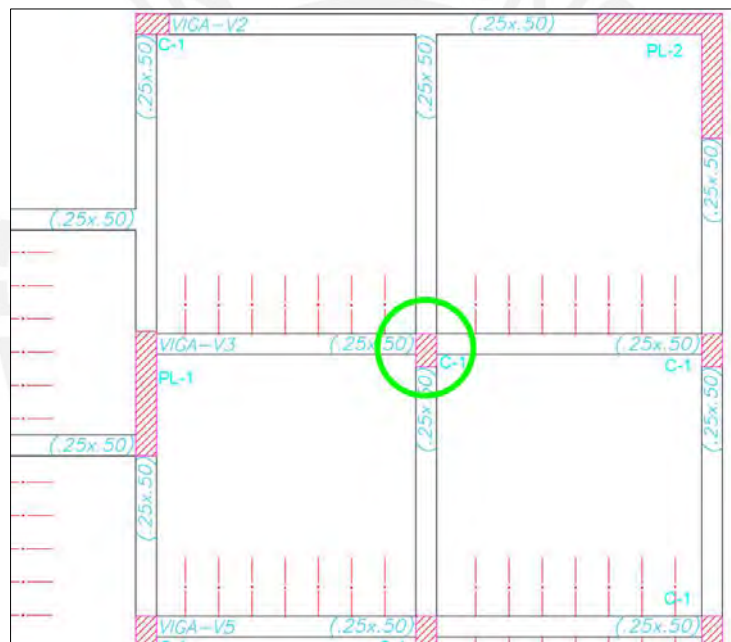


Figura 60: Ejemplo de columna para metrado de cargas

El metrado se realizará teniendo en consideración que la carga viva varía para el primer piso, segundo piso y la azotea:

Tabla 26: Metrado de cargas de gravedad en columna

Piso	Área tributaria (m <sup>2</sup> )	Área aligerado (m <sup>2</sup> )	Peso propio (ton)	Peso aligerado (ton)	Piso terminado (ton)	Peso vigas (ton)	Sobre carga (ton)	CM (ton)	CV (ton)
3	12.12	10.51	0.72	3.15	1.21	1.94	1.21	7.03	1.21
2	11.48	9.87	0.84	2.96	1.15	1.94	5.74	6.89	5.74
1	12.12	10.51	0.84	3.15	1.21	1.94	3.03	7.15	3.03
							Σ	21.06	9.98

## 6.2 Procedimiento de diseño

Para el diseño por flexocompresión, la norma indica una cuantía mínima de 1% y máxima de 6%. Para esto se inicia con una armado que cumpla dicha restricción.

Luego de elegida la armadura se elabora el diagrama de interacción, en donde se ubicarán las cargas últimas actuantes en la columna, obtenidas del análisis en ETABS. Se verificará que todos los puntos de demanda estén incluidos en el diagrama, en caso no lo estén, se procederá a aumentar la cantidad de acero de la columna y se realizará el mismo procedimiento.

Para el diseño por capacidad, se siguen los mismos procedimientos realizados para el diseño de vigas según la norma E.060.

Para hallar la resistencia al cortante en una columna, la norma indica la siguiente fórmula:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times \left(1 + \frac{N_u}{140A_g}\right) \times b \times d$$

Finalmente, para los estribos de confinamiento, la norma indica una separación “So” en una longitud “Lo”, contada desde la cara en la que empieza el nudo.

Para la separación de estribos “So”, no se puede exceder del menor valor de (a), (b) y (c):

(a) 8 x (Diámetro de barra longitudinal menor)

(b)  $1/2$  x (Menor dimensión de la sección transversal del elemento)

(c) 10 cm

Para la longitud  $L_o$ , se tiene que tener una longitud mayor que (a), (b) y (c):

(a)  $1/6$  x (Luz libre)

(b) La dimensión con mayor longitud de la sección transversal del elemento

(c) 50 cm

Adicionalmente, fuera del confinamiento “ $L_o$ ”, la separación de estribos tiene que ser menor que 30 cm y también menor que 16 veces el diámetro de las barras longitudinales, 48 veces el diámetro del estribo y la dimensión con menor longitud de la sección.

### **6.3 Ejemplos de diseño de columnas**

Se diseñarán a manera de ejemplo las columnas C1 (0.25x0.40 m), C2 (0.25x0.80 m) y C3 (0.25x0.60 m):

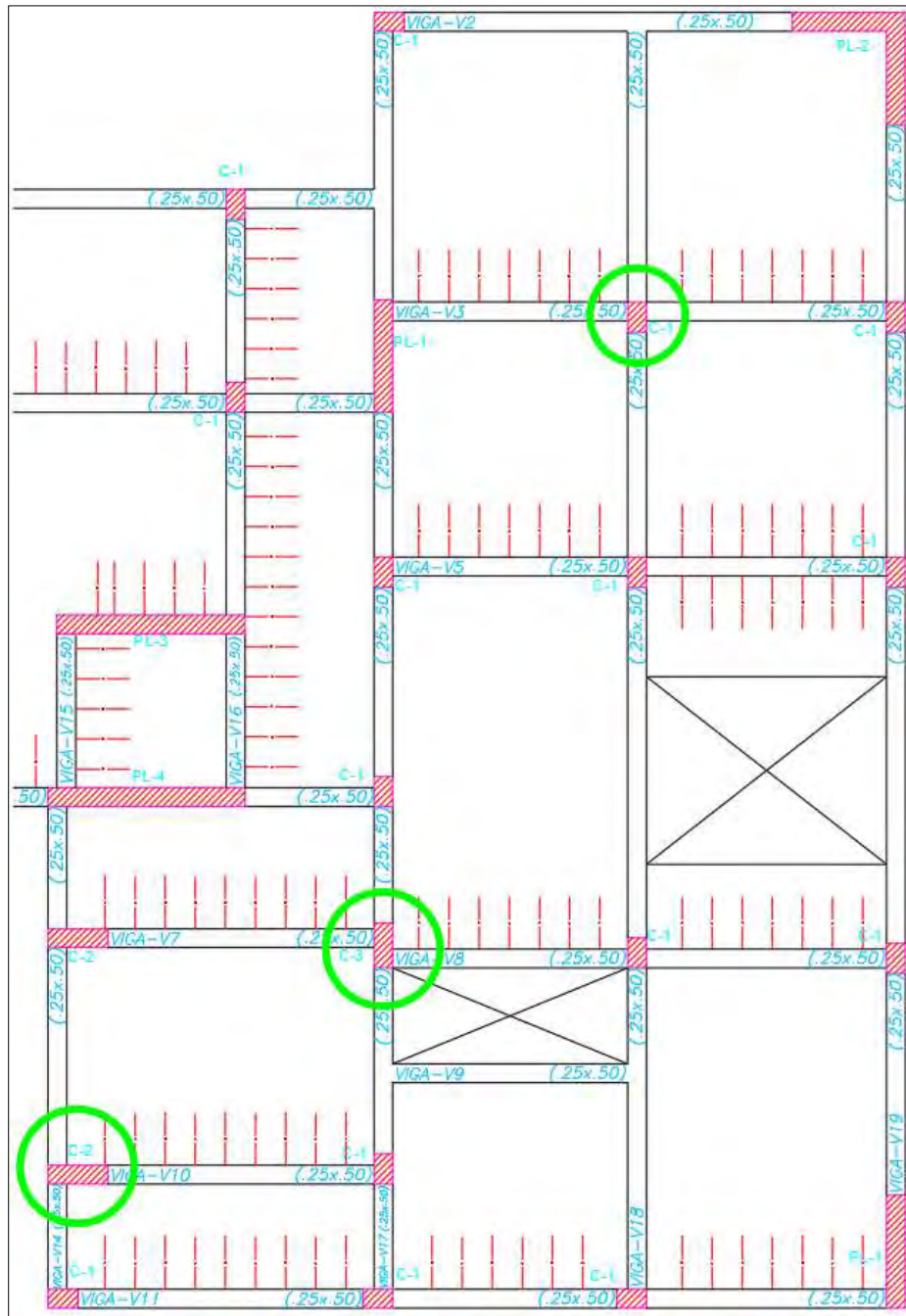


Figura 61: Identificación de columnas para el diseño

### DISEÑO DE COLUMNA C1 (0.25X0.40 m)

Las fuerzas internas (carga axial, fuerza cortante y momentos en ambas direcciones) se obtienen para la columna denominada C1. El sentido X será 2-2 y el sentido Y será 3-3.

Tabla 27: Fuerzas internas en la columna C1

CARGA	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
MUERTA	27.646	-0.051	-0.001	-0.004	-0.059
VIVA	10.772	0.004	-0.002	-0.003	0.001
SISMO X	2.654	-0.668	-0.340	-0.637	-1.354
SISMO Y	4.807	-1.071	-0.175	-0.316	-2.182

Además, con las combinaciones de la norma, se procede a amplificar las cargas de fuerza axial y momento en ambas direcciones para ser usadas en los diagramas de la columna.

Tabla 28: Cargas axiales y momentos amplificados para la columna C1

Combinaciones	P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
1.4CM+1.7CV	57.016	-0.012	-0.082
1.25(CM+CV)+SX	50.676	-0.647	-1.427
1.25(CM+CV)-SX	45.368	0.628	1.281
1.25(CM+CV)+SY	52.829	-0.326	-2.255
1.25(CM+CV)-SY	43.215	0.307	2.109
0.9CM+SX	27.535	-0.641	-1.407
0.9CM-SX	22.227	0.633	1.301
0.9CM+SY	29.688	-0.320	-2.235
0.9CM-SY	20.074	0.313	2.129

Seguidamente, se calcula la cantidad de acero mínimo que debe entrar en la columna especificado en la norma:

$$\text{As requerido} = 1\% \times 25 \times 40 = 10 \text{ cm}^2$$

Para garantizar la cantidad de acero mínima en la sección se elegirá un armado de 6 $\phi$ 5/8'' generando una cuantía de 1.2%.

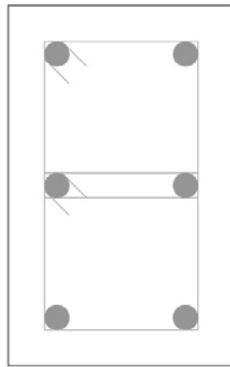


Figura 62: Armado inicial de la columna C1

Con este armado se elaboran los diagramas de la columna para ambas direcciones de análisis. En estos diagramas se ubicarán las demandas debido a las combinaciones últimas y se comprobará la flexocompresión.

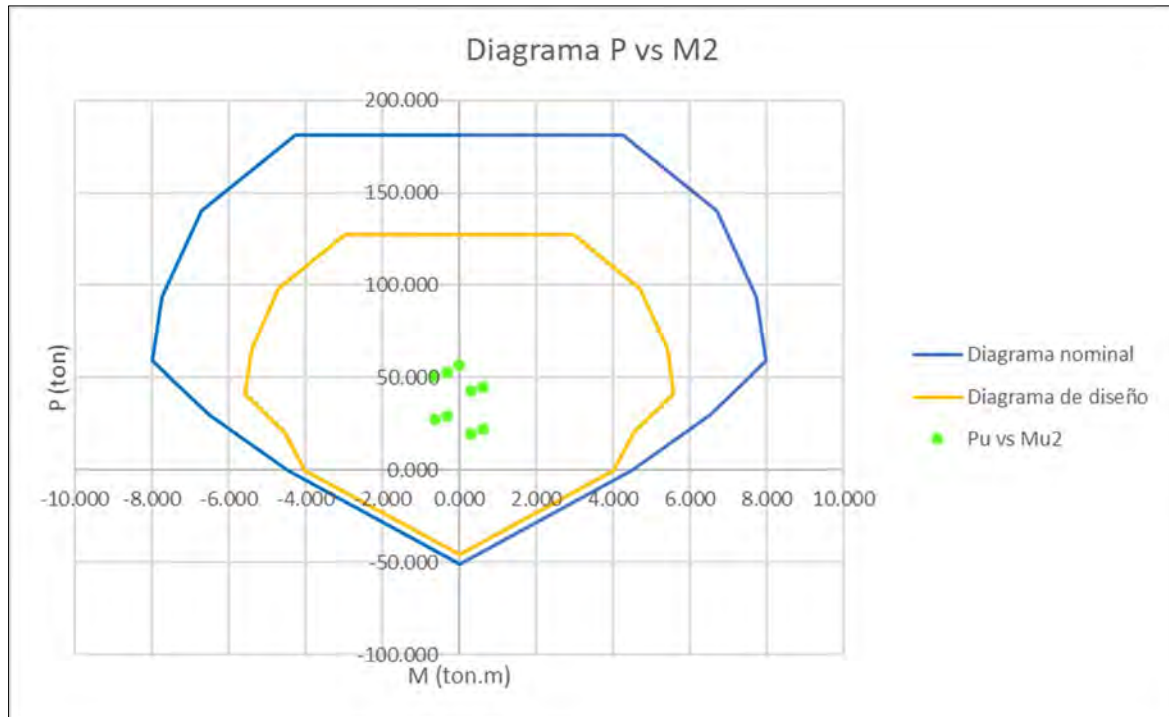


Figura 63: Diagrama de interacción de la columna C1 en la dirección X-X

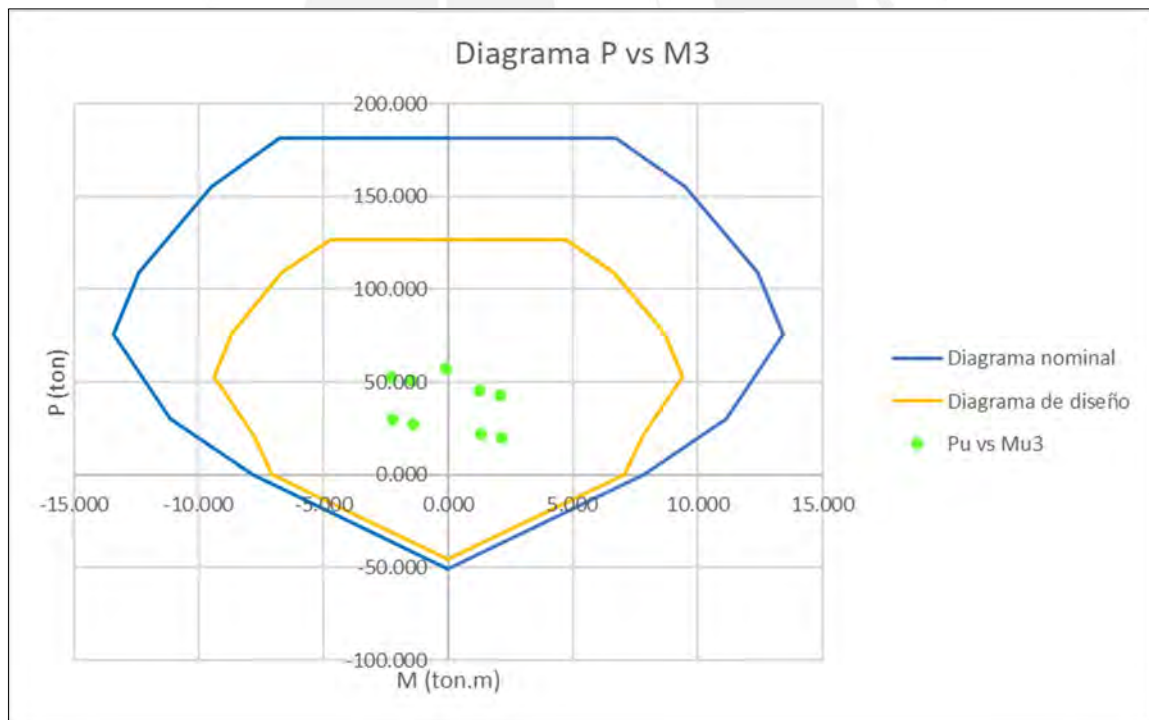


Figura 64: Diagrama de interacción de la columna C1 en la dirección Y-Y

Los puntos de demanda se ubican dentro del diagrama de diseño en el diagrama X-X y en el Y-Y, por ende, se verifica el diseño por flexocompresión con la cuantía de 1.20%.

Posteriormente a la verificación por flexocompresión, se realiza el diseño por capacidad en donde se calcularán los dos cortantes que dicta la norma.

Para el cortante  $V_u(a)$  se tiene que ubicar el momento nominal máximo asociado a las cargas axiales últimas. Esto se realizará mediante un trazo en el diagrama.

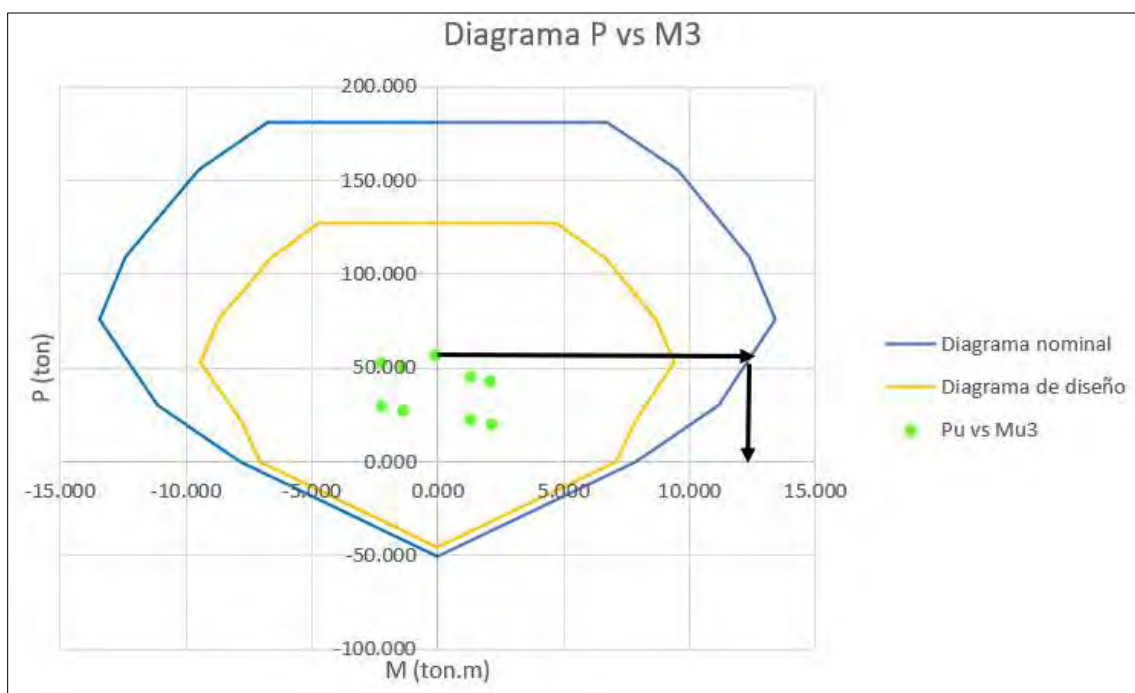


Figura 65: Momento nominal máximo asociado al  $P_u$  en la columna C1

Del diagrama, se obtiene un valor máximo de momento nominal de 12.50 ton.m. Luego se calculará el cortante  $V_u(a)$ .

$$V_u(a) = \frac{2 \times M_n}{H_{libre}} = \frac{2 \times 12.50}{3} = 8.333 \text{ ton}$$

Luego se calculará el cortante  $V_u(b)$ , el cual se hallará amplificando las fuerzas de sismo con un factor de 2.5.

Tabla 29: Cálculo de la cortante Vu(b) en la columna C1

Combinaciones	Vu(b) (ton)
1.4CM+1.7CV	-0.06
1.25(CM+CV)+2.5SX	-0.85
1.25(CM+CV)-2.5SX	0.85
1.25(CM+CV)+2.5SY	-2.74
1.25(CM+CV)-2.5SY	2.62
0.9CM+2.5SX	-0.85
0.9CM-2.5SX	0.85
0.9CM+2.5SY	-2.72
0.9CM-2.5SY	2.63

El mayor valor de cortante será de 2.74 ton, por lo tanto, el cortante según capacidad será de 2.74 ton, ya que es el menor valor entre Vu(a) y Vu(b).

Luego se procede a calcular la fuerza de corte que resiste el concreto de la columna:

$$\phi V_c = 0.7 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times \left(1 + \frac{52.83 \times 1000}{140 \times 25 \times 40}\right) \times 25 \times 34 = 7444 \text{ kg} = 7.44 \text{ ton}$$

Como el cortante que resiste únicamente el concreto de la columna es superior a la fuerza de corte hallada por capacidad, no es necesario la implementación de estribos en la columna, sin embargo, por confinamiento, deben existir estribos con separación mínima. Por lo tanto, se calculará la longitud a confinar, la separación de estribos dentro y fuera del confinamiento. Se usarán estribos de diámetro 3/8”.

Para el espaciamiento So, no se puede exceder del menor valor de (a), (b) y (c):

$$(a) 8db = 8 \times 1.59 = 12.72 \text{ cm}$$

$$(b) B_{\text{menor}}/2 = 25/2 = 12.5 \text{ cm}$$

$$(c) 10 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la separación “So” al interior del confinamiento será de 10 cm.

Para la longitud “Lo”, se tiene que tener una longitud mayor que (a), (b) y (c):

$$(a) L/6 = 300/6 = 50 \text{ cm}$$

$$(b) B_{\text{mayor}} = 40 \text{ cm}$$

$$(c) 50 \text{ cm}$$

Por consiguiente, la longitud a confinar será de 50 cm.

Finalmente, la separación entre estribos fuera del confinamiento tiene que ser menor que  $16d_b = 25.44 \text{ cm}$ ,  $48d_e = 45.6 \text{ cm}$  y la menor dimensión, la cual es 25 cm. Esta última dimensión es la menor de todas, por ello, la separación entre estribos fuera de la zona de confinamiento será de 25 cm.

El armado de los estribos será: 2 estribos de  $\phi 3/8''$  1@0.05, 5@0.10, resto@0.25 m

### **DISEÑO DE COLUMNA C2 (0.25X0.80 m)**

Para la columna C2 se obtienen las fuerzas internas y momentos en ambos sentidos:

Tabla 30: Fuerzas internas en la columna C2

CARGA	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
MUERTA	18.331	-0.066	-0.492	-0.357	-0.084
VIVA	5.147	-0.031	-0.104	-0.009	-0.044
SISMO X	2.956	0.642	3.179	13.715	1.197
SISMO Y	1.980	1.243	1.913	8.387	2.337

Además, con ayuda de las combinaciones normativas, se procede a amplificar las cargas de fuerza axial y momento en ambas direcciones para ser usadas en los diagramas de la columna.

Tabla 31: Cargas axiales y momentos amplificados para la columna C2

Combinaciones	P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
1.4CM+1.7CV	34.412	-0.516	-0.192
1.25(CM+CV)+SX	32.302	13.257	1.038
1.25(CM+CV)-SX	26.391	-14.174	-1.357
1.25(CM+CV)+SY	31.327	7.929	2.177
1.25(CM+CV)-SY	27.367	-8.845	-2.496
0.9CM+SX	19.453	13.394	1.122
0.9CM-SX	13.542	-14.037	-1.273
0.9CM+SY	18.478	8.065	2.261
0.9CM-SY	14.518	-8.708	-2.412

Posteriormente, se realiza el cálculo de la cantidad de acero mínima según norma:

$$\text{As requerido} = 1\% \times 25 \times 80 = 20 \text{ cm}^2$$

Para tener esta cantidad de acero calculada, se elegirá un armado de 10φ5/8'' generando una cuantía de 1%.

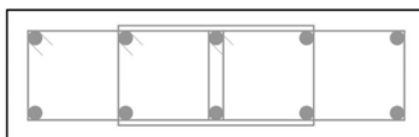


Figura 66: Armado inicial de la columna C2

Con este armado se elaboran los diagramas para ambos sentidos de análisis. En estos diagramas se ubicarán las demandas debido a las combinaciones últimas y se verificará el diseño por flexocompresión.

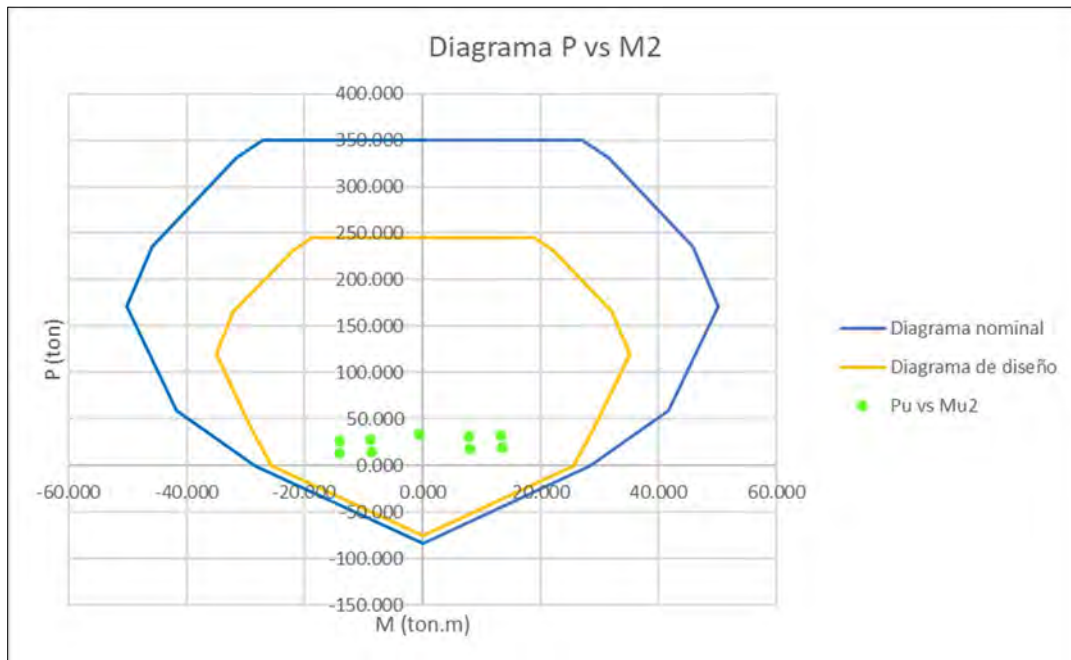


Figura 67: Diagrama de interacción de la columna C2 en la dirección X-X

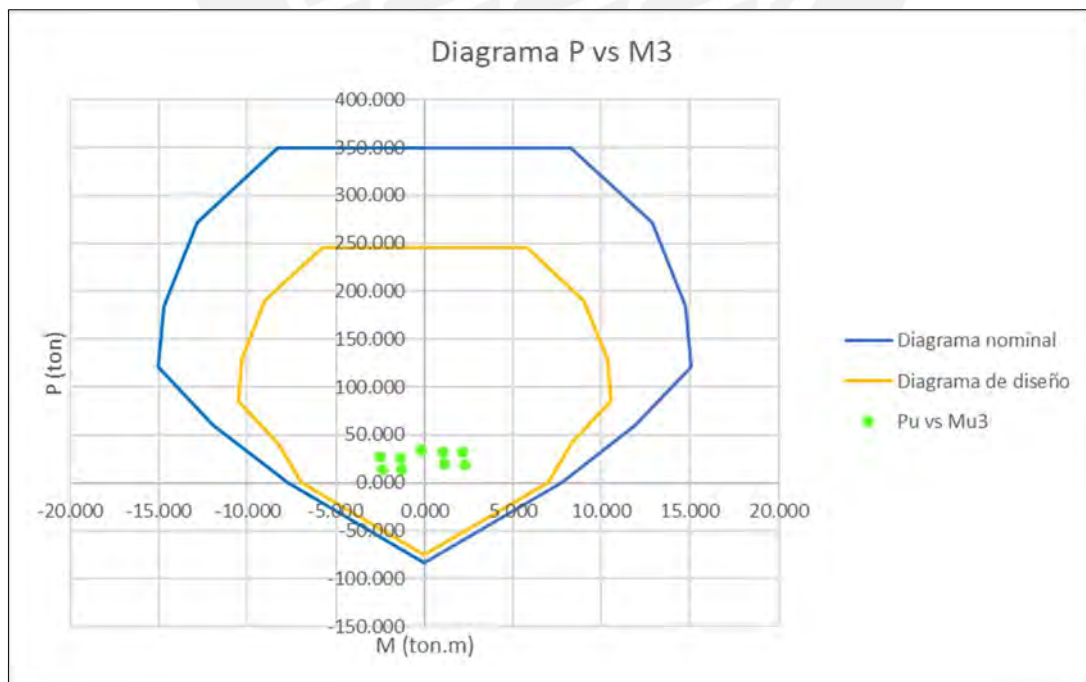


Figura 68: Diagrama de interacción de la columna C2 en la dirección Y-Y

En los diagramas, los puntos de demanda se ubican al interior del diagrama de diseño, por ende, se cumple el diseño por flexocompresión con la cuantía de 1%.

Verificado el diseño por flexocompresión, el diseño por capacidad es lo que sigue, en donde se calculan los dos cortantes que dicta la norma.

Para el cortante  $V_u(a)$  se tiene que ubicar el momento nominal máximo asociado a las cargas axiales amplificadas. Esto se realizará mediante un trazo en el diagrama.

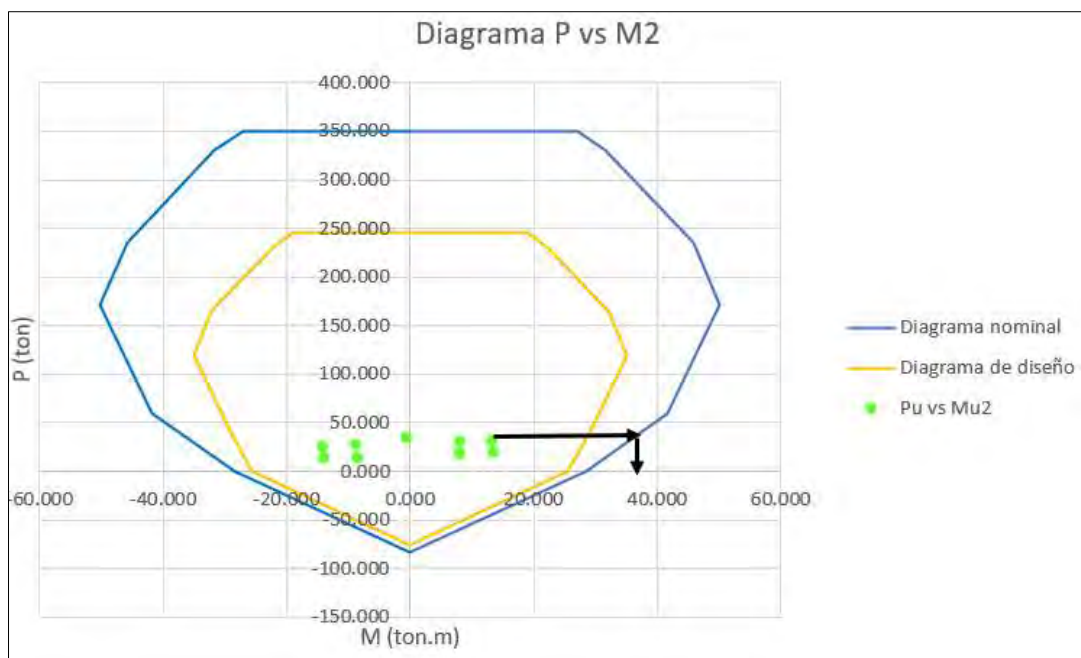


Figura 69: Momento nominal máximo asociado al  $P_u$  en la columna C2

Del diagrama se obtiene un momento nominal con un valor máximo de 36 ton.m. Luego se calculará el cortante  $V_u(a)$ .

$$V_u(a) = \frac{2 \times M_n}{H_{libre}} = \frac{2 \times 36}{3} = 24 \text{ ton}$$

Luego se calculará el cortante  $V_u(b)$ , el cual se hallará amplificando las fuerzas originadas por el sismo con un factor de 2.5.

Tabla 32: Cálculo de la cortante Vu(b) en la columna C2

Combinaciones	Vu(b) (ton)
1.4CM+1.7CV	-0.15
1.25(CM+CV)+2.5SX	7.20
1.25(CM+CV)-2.5SX	-8.69
1.25(CM+CV)+2.5SY	2.99
1.25(CM+CV)-2.5SY	-3.23
0.9CM+2.5SX	7.50
0.9CM-2.5SX	-8.39
0.9CM+2.5SY	3.05
0.9CM-2.5SY	-3.17

El mayor valor de cortante será de 8.69 ton, por lo tanto, el cortante según capacidad será de 8.69 ton, ya que es el menor valor entre Vu(a) y Vu(b).

Luego se procede a calcular la fuerza de corte que resiste el concreto de la columna:

$$\phi V_c = 0.7 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times \left(1 + \frac{26.39 \times 1000}{140 \times 25 \times 80}\right) \times 25 \times 74 = 10883 \text{ kg} = 10.88 \text{ ton}$$

Como el cortante que resiste únicamente el concreto de la columna es superior a la fuerza de corte hallada por capacidad, no es necesario la implementación de estribos en la columna, sin embargo, por confinamiento, deben existir estribos con separación mínima. Por lo tanto, se calculará la longitud a confinar, la separación de estribos dentro y fuera del confinamiento. Se usarán estribos de diámetro 3/8”.

Para el espaciamiento So, no se puede exceder del menor valor de (a), (b) y (c):

$$(a) 8db = 8 \times 1.59 = 12.72 \text{ cm}$$

$$(b) B_{\text{menor}}/2 = 25/2 = 12.5 \text{ cm}$$

$$(c) 10 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la separación “So” al interior del confinamiento será de 10 cm.

Para la longitud “Lo”, se calculan (a), (b) y (c) y se extrae su longitud mayor:

$$(a) L/6 = 300/6 = 50 \text{ cm}$$

$$(b) B_{\text{mayor}} = 80 \text{ cm}$$

$$(c) 50 \text{ cm}$$

Analizando los resultados, la longitud de confinamiento máxima será de 80 cm.

Finalmente, la separación fuera del confinamiento tiene que ser inferior a  $16d_b = 25.44 \text{ cm}$ ,  $48d_e = 45.6 \text{ cm}$  y la menor dimensión, la cual es 25 cm. Esta última dimensión es la menor de todas, por ello, la separación entre estribos fuera de la zona de confinamiento será de 25 cm.

El armado de los estribos será: 3 estribos de  $\phi 3/8''$  1@0.05, 8@0.10, resto@0.25 m

### **DISEÑO DE COLUMNA C3 (0.25X0.60 m)**

Para la columna C3 se obtienen las fuerzas internas y momentos en ambos sentidos:

Tabla 33: Fuerzas internas en la columna C3

CARGA	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
MUERTA	25.130	0.258	0.000	-0.011	0.273
VIVA	7.309	0.046	0.000	-0.006	0.030
SISMO X	8.027	1.500	0.147	0.802	3.411
SISMO Y	7.924	2.868	0.084	0.471	6.486

Además, con ayuda de las combinaciones normativas, se procede a amplificar las cargas de fuerza axial y momento en ambas direcciones para ser usadas en los diagramas de la columna.

Tabla 34: Cargas axiales y momentos amplificados para la columna C3

Combinaciones	P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
1.4CM+1.7CV	47.608	-0.026	0.433
1.25(CM+CV)+SX	48.576	0.781	3.790
1.25(CM+CV)-SX	32.523	-0.824	-3.032
1.25(CM+CV)+SY	48.473	0.450	6.865
1.25(CM+CV)-SY	32.625	-0.493	-6.108
0.9CM+SX	30.644	0.793	3.656
0.9CM-SX	14.591	-0.812	-3.165
0.9CM+SY	30.542	0.461	6.732
0.9CM-SY	14.693	-0.481	-6.241

Posteriormente, se realiza el cálculo de la cantidad de acero mínima según norma:

$$\text{As requerido} = 1\% \times 25 \times 60 = 15 \text{ cm}^2$$

Para cumplir con la cantidad de acero mínima en la sección se elegirá un armado de 8φ5/8” generando una cuantía de 1.07%.

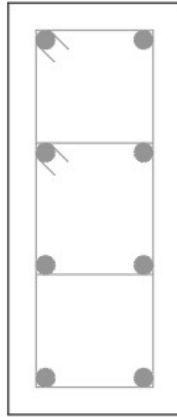


Figura 70: Armado inicial de la columna C3

Con este armado se elaboran los diagramas para los dos sentidos de análisis. En estos diagramas se ubicarán las demandas debido a las combinaciones últimas y se verificará el diseño por flexocompresión.

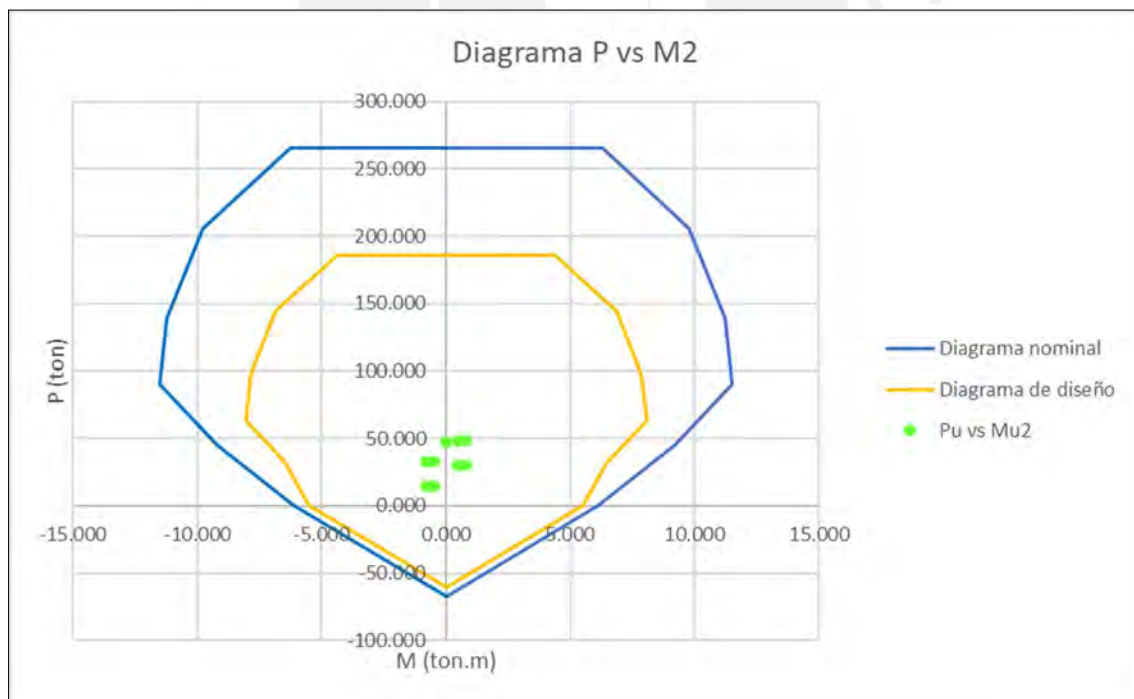


Figura 71: Diagrama de interacción de la columna C3 en la dirección X-X

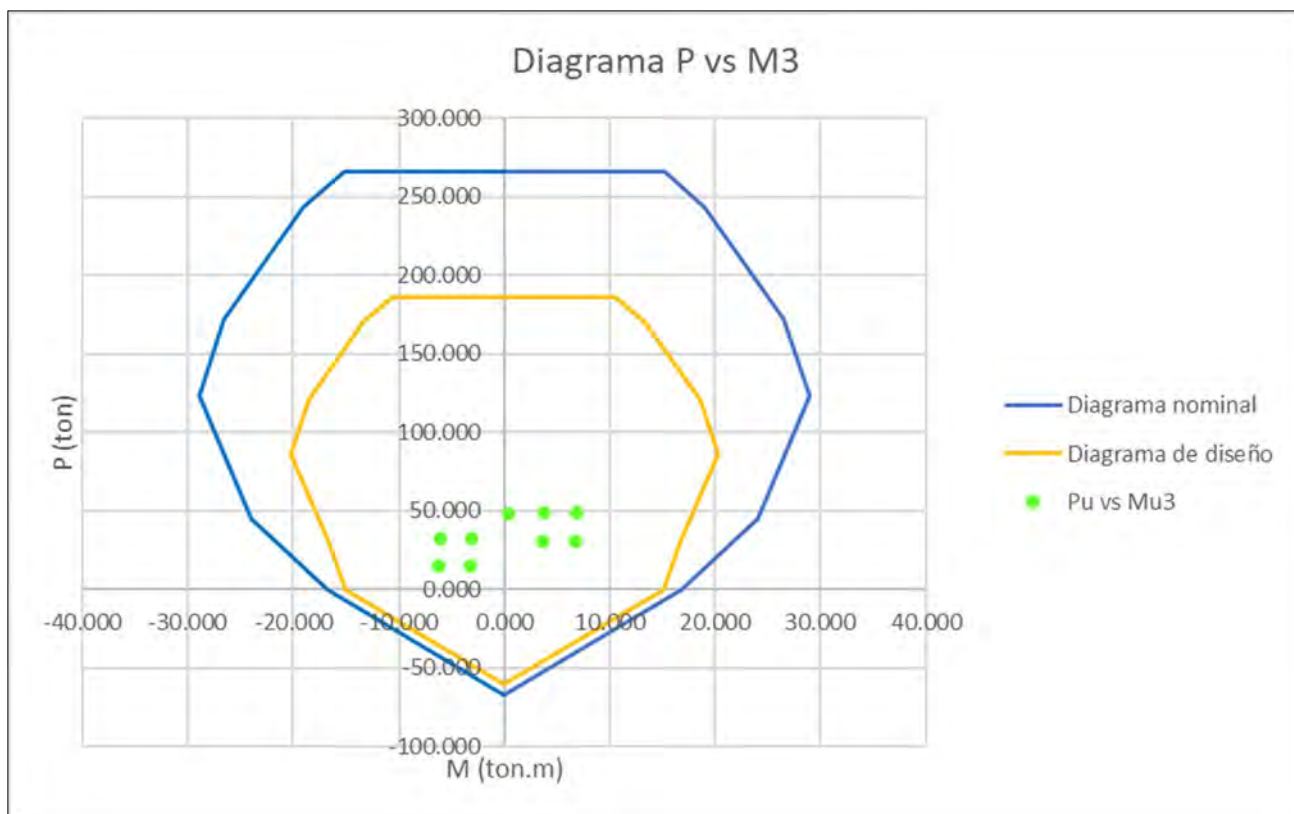


Figura 72: Diagrama de interacción de la columna C3 en la dirección Y-Y

Los puntos de demanda se ubican dentro del diagrama de diseño en ambos sentidos. Con esto, se cumple el diseño por flexocompresión con la cuantía de 1.07%.

Seguidamente, se procede a diseñar por capacidad en donde se calcularán los dos cortantes que dicta la norma.

Para el cortante  $V_u(a)$  se tiene que ubicar el momento nominal máximo asociado a las cargas axiales amplificadas. Esto se realizará mediante un trazo en el gráfico de interacción

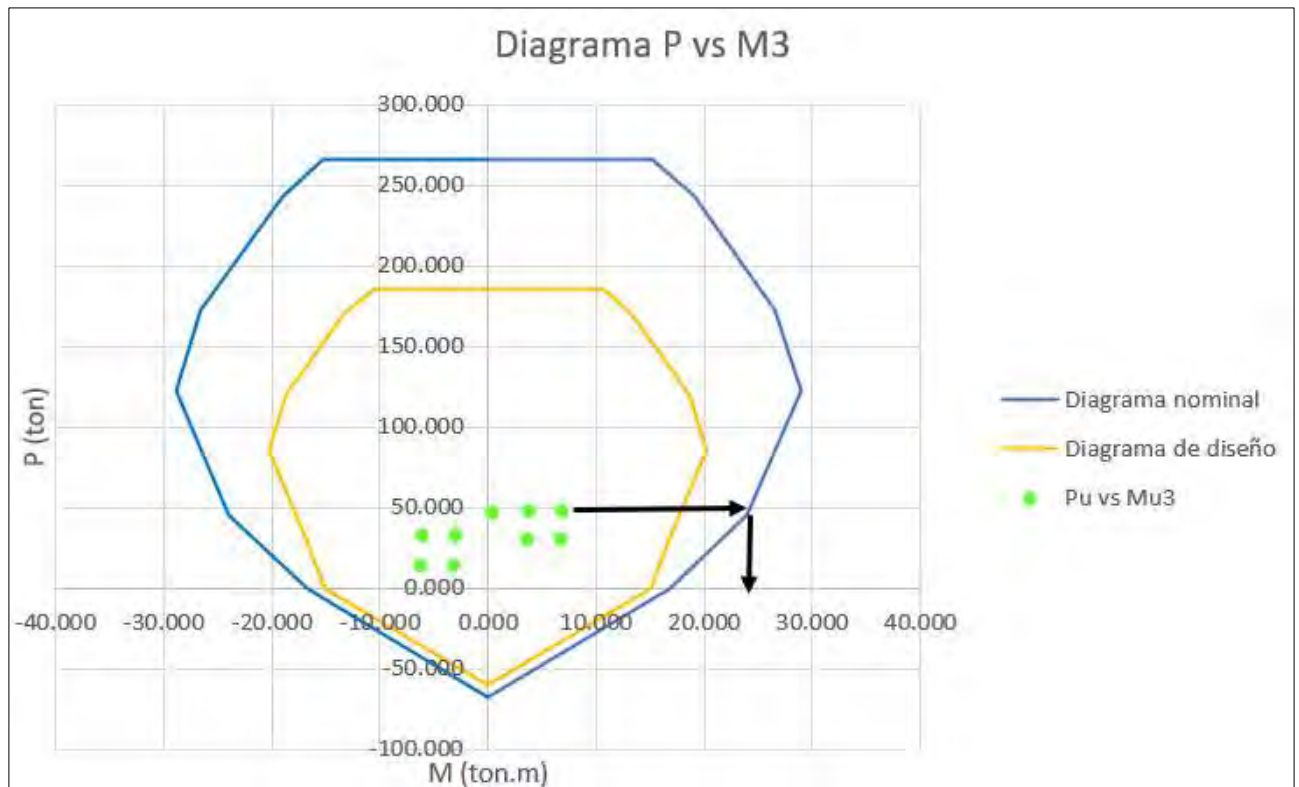


Figura 73: Momento nominal máximo asociado al Pu en la columna C3

Del gráfico, se obtiene un momento nominal con un valor máximo de 24 ton.m. Luego se calculará el cortante  $V_u(a)$ .

$$V_u(a) = \frac{2 \times M_n}{H_{libre}} = \frac{2 \times 24}{3} = 16 \text{ ton}$$

Luego se calculará el cortante  $V_u(b)$ , el cual se hallará amplificando las fuerzas de sismo por un factor de 2.5.

Tabla 35: Cálculo de la cortante Vu(b) en la columna C3

Combinaciones	Vu(b) (ton)
1.4CM+1.7CV	0.44
1.25(CM+CV)+2.5SX	0.37
1.25(CM+CV)-2.5SX	-0.37
1.25(CM+CV)+2.5SY	7.55
1.25(CM+CV)-2.5SY	-6.79
0.9CM+2.5SX	0.37
0.9CM-2.5SX	-0.37
0.9CM+2.5SY	7.40
0.9CM-2.5SY	-6.94

El mayor valor de cortante será de 7.55 ton, por lo tanto, el cortante según capacidad será de 7.55 ton, ya que es el menor valor entre Vu(a) y Vu(b).

Luego se procede a calcular la fuerza de corte que resiste el concreto de la columna:

$$\phi V_c = 0.7 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times \left(1 + \frac{48.47 \times 1000}{140 \times 25 \times 60}\right) \times 25 \times 54 = 8933 \text{ kg} = 8.93 \text{ ton}$$

Como el cortante que resiste únicamente el concreto de la columna es superior a la fuerza de corte hallada por capacidad, no es necesario la implementación de estribos en la columna, sin embargo, por confinamiento, deben existir estribos con separación mínima. Por lo tanto, se calculará la longitud a confinar, la separación de estribos dentro y fuera del confinamiento. Se usarán estribos de diámetro 3/8”.

Para la separación “So”, no se puede exceder del menor valor de (a), (b) y (c):

$$(a) 8db = 8 \times 1.59 = 12.72 \text{ cm}$$

$$(b) B_{\text{menor}}/2 = 25/2 = 12.5 \text{ cm}$$

$$(c) 10 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la separación “So” al interior del confinamiento será de 10 cm.

Para la longitud “Lo”, se tiene que tener una longitud mayor que (a), (b) y (c):

$$(a) L/6 = 300/6 = 50 \text{ cm}$$

$$(b) B_{\text{mayor}} = 60 \text{ cm}$$

$$(c) 50 \text{ cm}$$

Analizando los resultados, la longitud de confinamiento máxima será de 60 cm.

Por lo tanto, la longitud de confinamiento será de 60 cm.

Finalmente, la separación de estribos fuera del confinamiento tiene que ser menor que  $16d_b = 25.44 \text{ cm}$ ,  $48d_e = 45.6 \text{ cm}$  y la menor dimensión, la cual es 25 cm. Esta última dimensión es la menor de todas, por ello, la separación entre estribos fuera de la zona de confinamiento será de 25 cm.

El armado de los estribos será: 2 estribos de  $\phi 3/8''$  1@0.05, 6@0.10, resto@0.25 m

Se muestra el detalle de las tres columnas diseñadas:

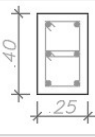

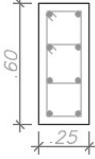
TIPO	C1
SECCIÓN	
DIMENSIONES	.25x.40
ARMADO	6 $\phi$ 5/8" 2 $\angle$ 3/8" $\phi$ :1@0.05, 5 $\phi$ 0.10, Rto@0.25 (Desde cada extremo)
TIPO	C2
SECCIÓN	
DIMENSIONES	.25x.80
ARMADO	10 $\phi$ 5/8" 3 $\angle$ 3/8" $\phi$ :1@0.05, 8 $\phi$ 0.10, Rto@0.25 (Desde cada extremo)
TIPO	C3
SECCIÓN	
DIMENSIONES	.25x.60
ARMADO	8 $\phi$ 5/8" 2 $\angle$ 3/8" $\phi$ :1@0.05, 6 $\phi$ 0.10, Rto@0.25 (Desde cada extremo)

Figura 74: Armado final de columnas

## CAPÍTULO 7: DISEÑO DE PLACAS

### 7.1 Metrado de cargas

En los muros estructurales se realiza el mismo procedimiento que con las columnas. Se ejecutará el metrado por cargas de gravedad de una placa de sección PL-1 (0.25x1.5 m).

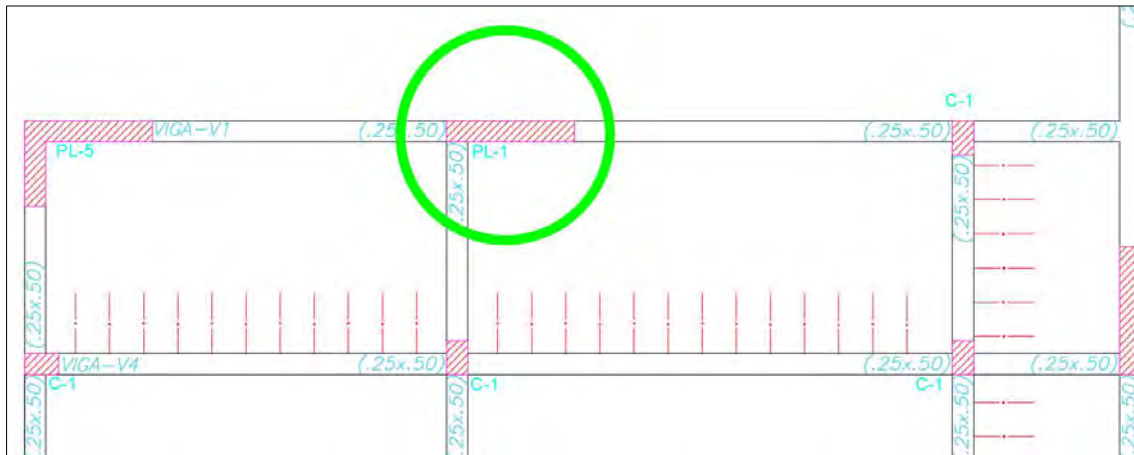


Figura 75: Ejemplo de placa para metrado de cargas

El metrado se definirá teniendo en consideración que la carga viva varía para el primer piso, segundo piso y la azotea:

Tabla 36: Metrado de cargas de gravedad en placa

Piso	Área tributaria (m <sup>2</sup> )	Área de aligerado (m <sup>2</sup> )	Peso propio (ton)	Peso aligerado (ton)	Piso terminado (ton)	Peso vigas (ton)	Sobre carga (ton)	CM (ton)	CV (ton)
3	7.34	6.07	2.7	1.82	0.73	1.53	0.73	6.78	0.73
2	7.34	6.07	3.15	1.82	0.73	1.53	3.67	7.23	3.67
1	7.34	6.07	3.15	1.82	0.73	1.53	1.84	7.23	1.84
							Σ	21.24	6.24

## 7.2 Procedimiento de diseño

El diseño por flexocompresión en placas se realizará de la misma forma que en las columnas. Se calcularán las fuerzas axiales y momentos últimos para ser verificadas en los diagramas de las placas. En el diseño de la placa se considerarán estribos de confinamiento en los núcleos o zonas de confinamiento localizadas en las esquinas y extremos de las placas debido a una alta demanda de esfuerzos en dichas zonas. La longitud de estos núcleos en la placa deberá aumentarse si es que la posición del eje neutro de mayor profundidad, según la carga axial máxima amplificada y el momento máximo amplificado, es mayor a:

$$c \geq \frac{L_m}{600 \times \left( \frac{\delta u}{h_m} \right)}$$

Donde:

$L_m$  = largo de la placa

$\delta u$  = desplazamiento lateral inelástico con mayor valor

$h_m$  = altura total de la placa

Además, la norma indica que la relación  $\delta u/h_m$  no puede ser menor al valor de 0.005.

Esta restricción de confinamiento deberá seguir hasta una altura superior a una longitud  $L_m$  o al resultado de  $0.25M_u/V_u$ .

Luego se realiza el diseño debido a la capacidad, en donde según la normativa, se indica la amplificación de la cortante última por un factor, en función de los momentos nominales y de demanda.

$$V_u \geq V_{ua} \times \left( \frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$

Donde:

$V_{ua}$  = fuerza de corte amplificada según el análisis.

$M_{ua}$  = momento amplificado según el análisis

$M_n$  = momento nominal debido a la carga axial amplificada  $P_u$

La norma E.060 indica que el factor  $M_n/M_{ua}$  no tiene que ser mayor al valor del factor de reducción de fuerzas sísmicas “R” usado en el análisis sísmico. Además, el uso de esta amplificación se podrá usar hasta una altura no mayor que  $L_m$ ,  $0.25M_u/V_u$  o la altura de los dos pisos iniciales de la edificación. Además, se indica la resistencia al corte aportante del concreto a continuación:

$$V_c = A_{cw} \times \alpha \times \sqrt{f'_c}$$

Donde:

$A_{cw}$  = Área de la sección transversal del muro

Para el factor  $\alpha$ , la norma indica que para la relación que existe entre la longitud y la altura de la placa  $L_m/h_m$  con un valor menor a 1.5 se tendrá un valor de 0.8 y que para una relación  $L_m/h_m$  mayor a 2 se tendrá un valor de 0.53. Si en caso se tuviera una relación  $L_m/h_m$  entre 1.5 y 2, se tendrá que hacer una interpolación lineal.

Adicionalmente, la norma indica unas restricciones para las cuantías horizontales y verticales, las cuales tendrán que ser respetadas por el diseño por capacidad.

$$\rho_h \geq 0.0025$$

$$\rho_v \geq 0.0025 + 0.5 \times \left(2.5 - \frac{h_m}{L_m}\right) \times (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

Además, si la relación  $h_m/L_m$  es menor que 2, entonces la cuantía vertical  $\rho_v$  tendrá que ser mayor o igual que la cuantía horizontal  $\rho_h$ .

Finalmente, la norma indica que si  $V_u \leq 0.27 \times \sqrt{f'_c} \times A_{cw}$ , entonces se tendrán las siguientes cantidades de acero mínimas:

$$\rho_h \geq 0.002$$

$$\rho_v \geq 0.0015$$

### 7.3 Ejemplos de diseño de placas

Se diseñarán a manera de ejemplo una placa tipo PL-1 y tipo PL-2.

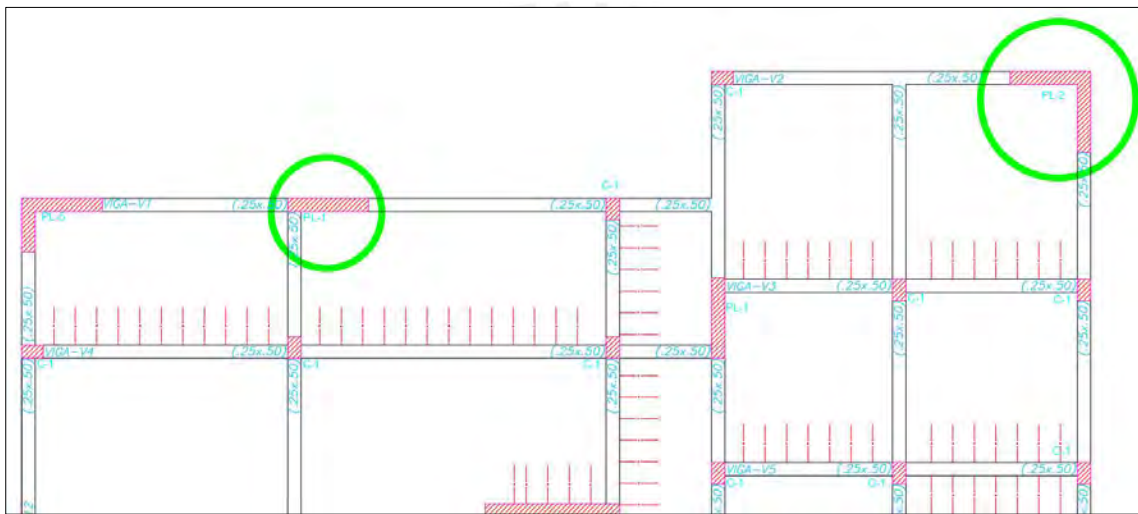


Figura 76: Identificación de placas para el diseño

#### DISEÑO DE PLACA PL-1

Para la placa PL-1 se obtienen las fuerzas y momentos en ambos sentidos y luego con las combinaciones de la norma, se amplifican para ser usadas en los diagramas de interacción.

Tabla 37: Fuerzas internas en la placa PL-1

CARGA	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
MUERTA	28.200	0.216	-0.004	-0.024	0.670
VIVA	9.301	-0.270	-0.002	-0.021	-0.271
SISMO X	13.836	13.645	0.257	1.362	51.293
SISMO Y	8.769	6.553	0.487	2.485	24.800

Tabla 38: Cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos amplificados para la placa PL-1

Combinaciones	P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)	Vu
1.4CM+1.7CV	55.292	-0.069	0.477	-0.15691
1.25(CM+CV)+SX	60.712	1.306	51.791	13.57685
1.25(CM+CV)-SX	33.041	-1.418	-50.794	-13.71235
1.25(CM+CV)+SY	55.646	2.429	25.298	6.48475
1.25(CM+CV)-SY	38.108	-2.541	-24.301	-6.62025
0.9CM+SX	39.216	1.340	51.895	13.83891
0.9CM-SX	11.544	-1.384	-50.690	-13.45029
0.9CM+SY	34.149	2.463	25.402	6.74681
0.9CM-SY	16.611	-2.507	-24.197	-6.35819

Para el armado de la placa se consideraron núcleos a ambos extremos con una cuantía mínima de 1% en ambos núcleos.

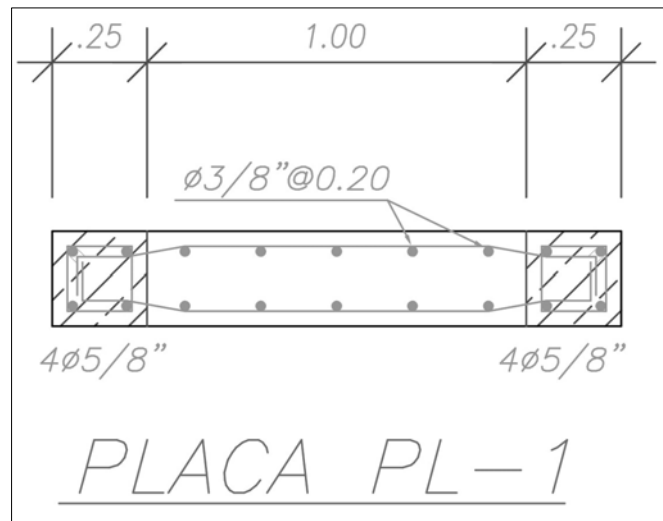


Figura 77: Armado inicial de la placa PL-1

Con este armado se elaboran los diagramas de la placa para ambas direcciones. En estos diagramas se ubicarán las demandas debido a las combinaciones últimas y se verificará el diseño por flexocompresión.

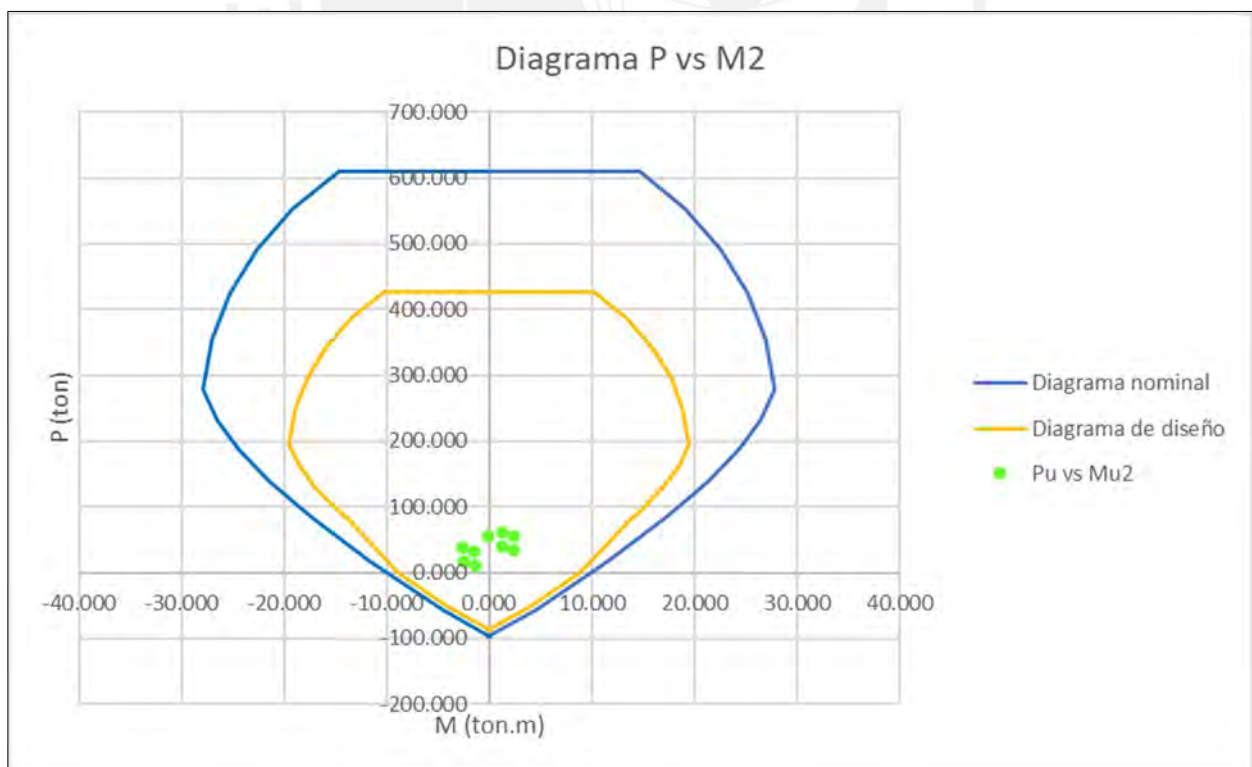


Figura 78: Diagrama de interacción de la placa PL-1 en la dirección X-X

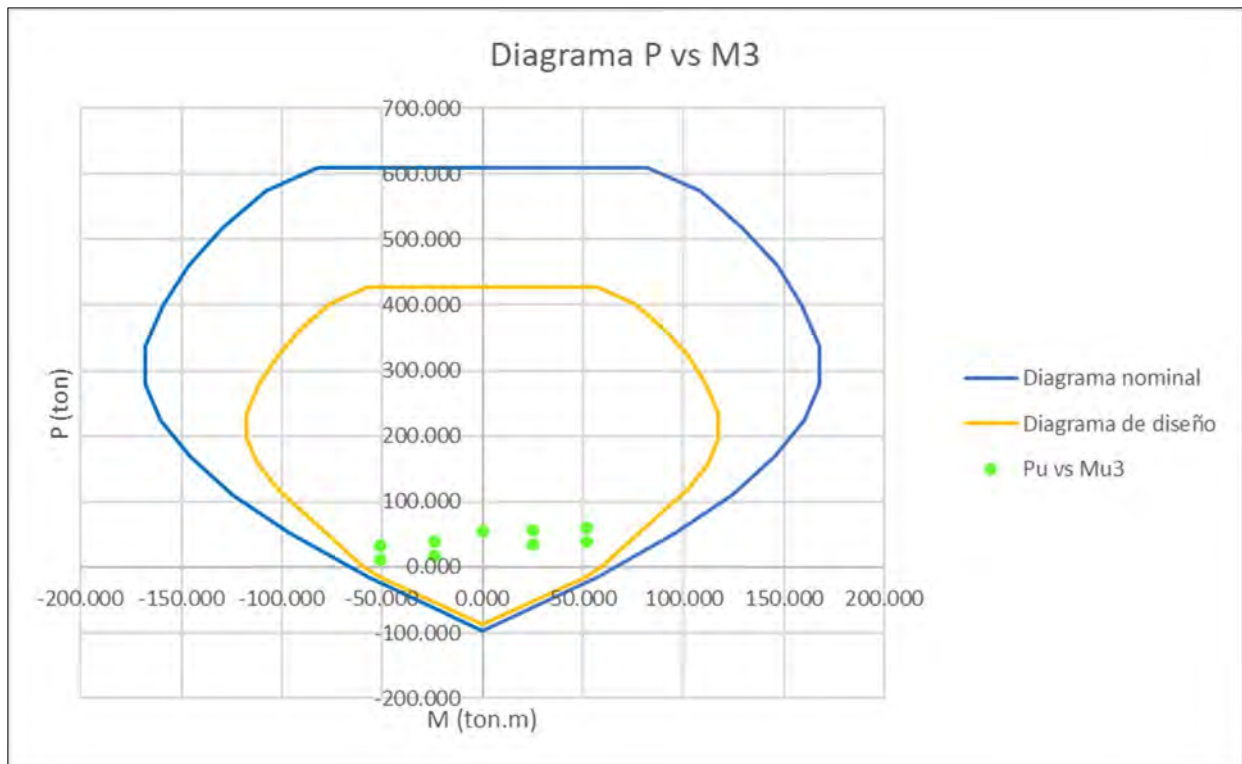


Figura 79: Diagrama de interacción de la placa PL-1 en la dirección Y-Y

Los puntos de demanda se ubican dentro de los diagramas de diseño, por ende, se cumple el diseño por flexocompresión.

Luego de verificar el diseño por flexocompresión, se procede a verificar si el eje neutro de la sección es menor que el máximo mencionado anteriormente.

Se tienen como datos  $L_m = 1.5$  m,  $\delta_u = 1.28$  cm,  $h_m = 10$  m y  $C = 25.85$  cm

$$c \geq \frac{150}{600 \times \left( \frac{\frac{1.28}{100}}{10} \right)} = 50 \text{ cm}$$

La relación  $\delta_u/h_m$  salió menor que 0.005 por lo que se tomó este valor mínimo para el cálculo. Se tiene un valor de eje neutro menor al máximo permitido, por lo tanto, no será necesario un confinamiento especial.

Luego se calcula la fuerza de corte que resiste la sección de concreto:

$$\phi V_c = 0.85 \times 25 \times 150 \times 0.53 \times \sqrt{210} = 24481 \text{ kg} = 24.48 \text{ ton}$$

Al tener una fuerza cortante amplificada  $V_u$  máxima de 13.58 ton, se verifica por corte la placa ya que  $V_u \leq \phi V_c$ . Con esto no se tendría que poner refuerzo transversal, sin embargo, la norma específica unas cuantías mínimas horizontales y verticales.

Lo primero será verificar que  $V_u$  sea inferior que  $0.27 \times \sqrt{f'_c} \times A_{cw}$

$$V_u = 13.84 \text{ ton} < 0.27 \times \sqrt{210} \times 25 \times \frac{150}{1000} = 14.67 \text{ ton}$$

Al cumplirse la condición se usarán las siguientes cuantías mínimas, se calculará el acero requerido y el espaciamiento.

$$\rho_h \text{ mín} = 0.002$$

$$\rho_v \text{ mín} = 0.0015$$

$$A_s \text{ horizontal} = 0.002 \times 100 \times 25 = 5 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ vertical} = 0.0015 \times 100 \times 25 = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$s. h. = \frac{0.71 \times 2}{5} = 0.28 \text{ m (El armado será una doble malla de aceros } \phi 3/8'' @ 0.25)$$

$$s. v. = \frac{0.71 \times 2}{3.75} = 0.38 \text{ m (El armado será una doble malla de aceros } \phi 3/8'' @ 0.25)$$

Luego de ver las cuantías mínimas, se procede al diseño debido a la capacidad. Por lo tanto, se calculará la fuerza de corte de capacidad y el espaciamiento correspondiente.

$$V_u = 13.84 \times \left( \frac{105}{51.8} \right) = 28.05 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{28.05}{0.85} - \frac{24.48}{0.85} = 4.2 \text{ ton}$$

$$s = \frac{0.71 \times 2 \times 4200 \times 0.8 \times 150}{4200} = 170 \text{ cm ( Se consideró un } d = 0.8Lm)$$

El armado se hará con la cuantía mínima, ya que el espaciamiento mínimo para una doble malla de aceros  $\phi 3/8''$  es 25 cm. Se presenta el diseño de la sección de la placa PL-1.

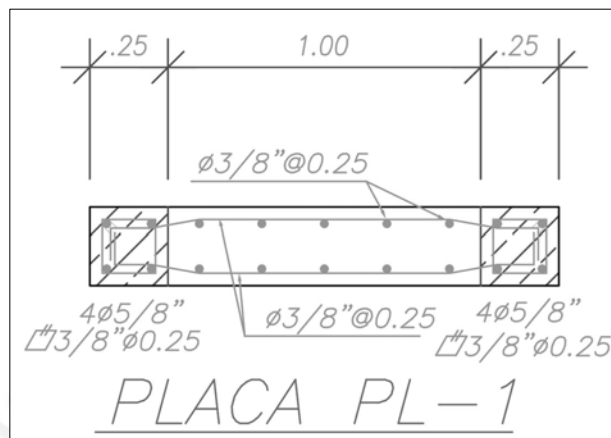


Figura 80: Armado final de la placa PL-1

## DISEÑO DE PLACA PL-2

Para la placa PL-2 se obtienen las fuerzas internas y momentos en ambos sentidos y luego con las combinaciones de la norma, se amplifican para ser usadas en los diagramas de interacción.

Tabla 39: Fuerzas internas en la placa PL-2

CARGA	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
MUERTA	33.895	1.822	0.715	1.613	2.642
VIVA	4.121	0.714	-0.019	0.021	1.036
SISMO X	19.719	16.189	28.166	129.749	92.001
SISMO Y	23.118	11.862	35.925	160.800	71.273

Tabla 40: Cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos amplificados para la placa PL-2

Combinaciones	P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)	Vu
1.4CM+1.7CV	54.458	2.293	5.459	3.76485
1.25(CM+CV)+SX	67.238	131.790	96.598	19.35905
1.25(CM+CV)-SX	27.801	-127.707	-87.404	-13.01855
1.25(CM+CV)+SY	70.638	162.841	75.870	15.03265
1.25(CM+CV)-SY	24.402	-158.758	-66.676	-8.69215
0.9CM+SX	50.224	131.200	94.379	17.82887
0.9CM-SX	10.787	-128.297	-89.624	-14.54873
0.9CM+SY	53.623	162.251	73.651	13.50247
0.9CM-SY	7.387	-159.348	-68.896	-10.22233

Se consideró el siguiente armado de la placa:

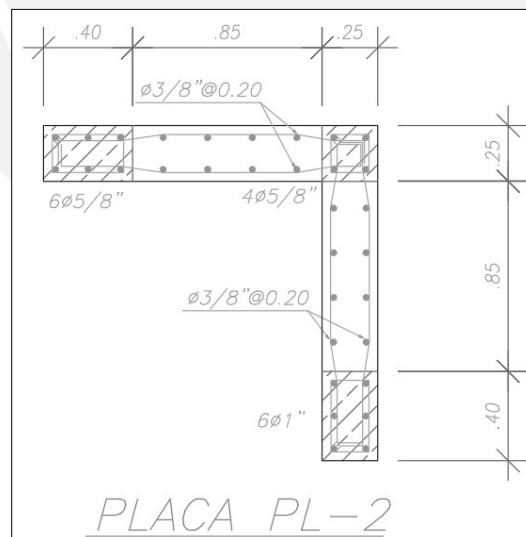


Figura 81: Armado inicial de la placa PL-2

Con este armado se elaboran los diagramas de la placa para ambas direcciones. En estos diagramas se ubicarán las demandas debido a las combinaciones últimas y se verificará el diseño por flexocompresión.

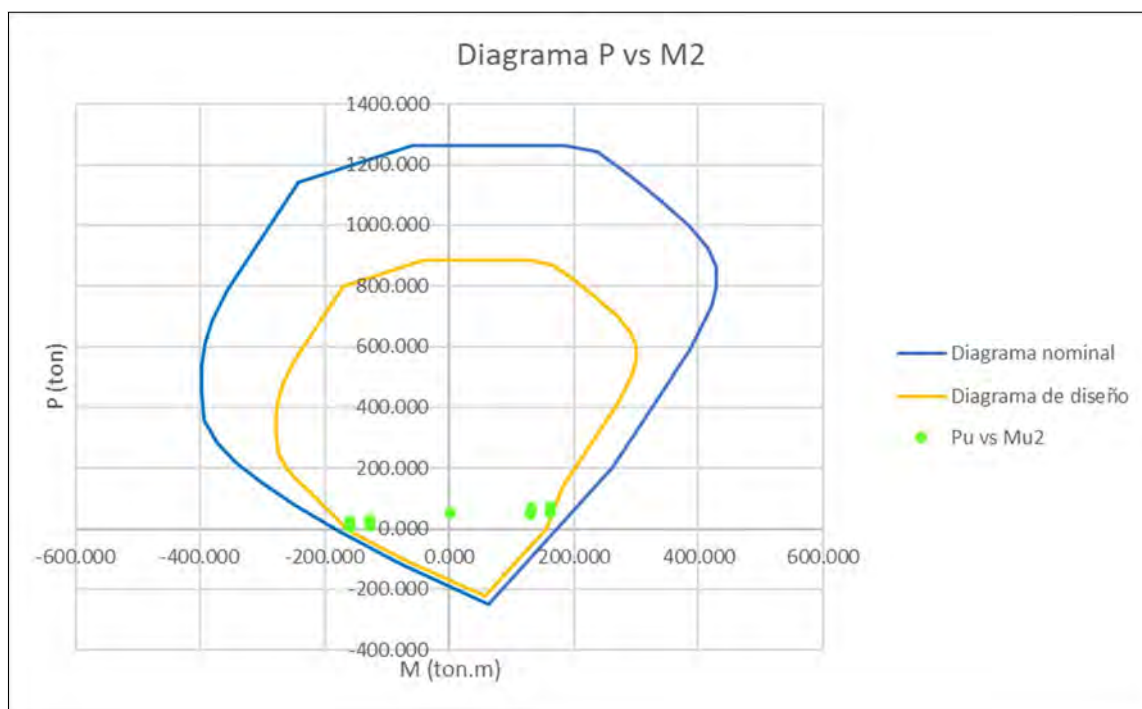


Figura 82: Diagrama de interacción de la placa PL-2 en la dirección X-X

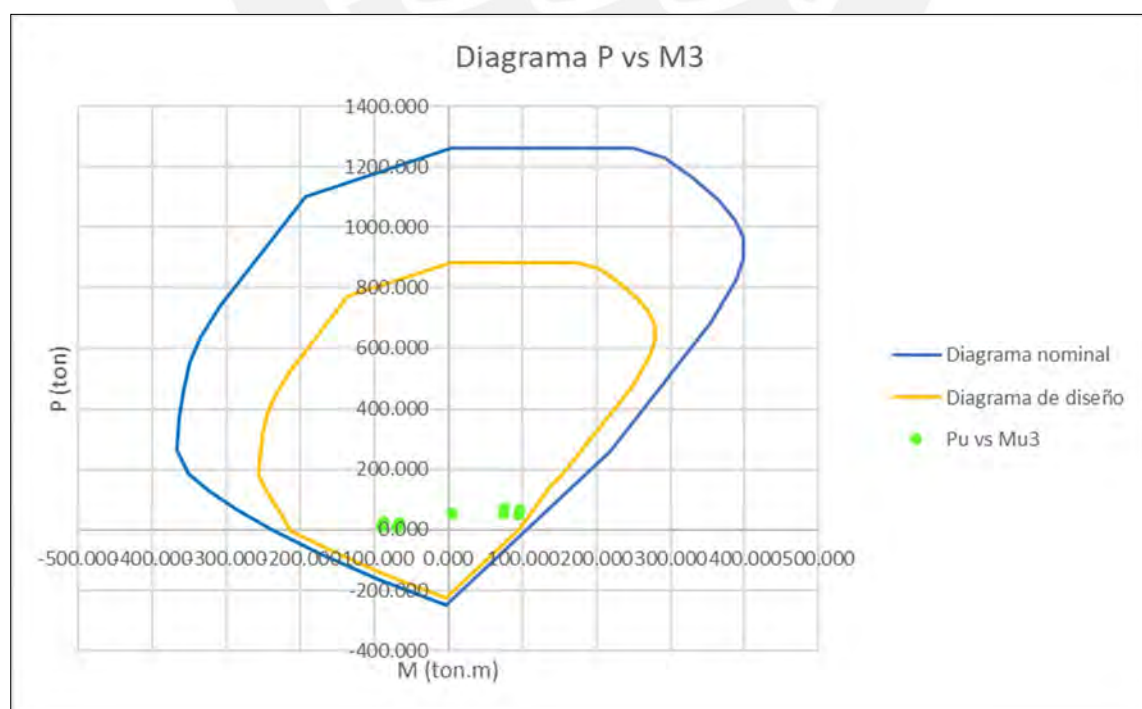


Figura 83: Diagrama de interacción de la placa PL-2 en la dirección Y-Y

Los puntos de demanda se ubican dentro del diagrama de diseño, por lo tanto, se cumple el diseño por flexocompresión.

Luego de verificar el diseño, se procede a comprobar si el eje neutro de la sección es menor que el máximo mencionado anteriormente. Esto se verificará para el sentido más crítico.

Se tienen como datos  $L_m = 1.5 \text{ m}$ ,  $\delta_u = 0.86 \text{ cm}$ ,  $h_m = 10 \text{ m}$  y  $C = 25.85 \text{ cm}$

$$c \geq \frac{150}{600 \times \left( \frac{0.86}{\frac{100}{10}} \right)} = 83.06 \text{ cm}$$

La relación  $\delta_u/h_m$  salió menor que 0.005 por lo que se tomó este valor mínimo para el cálculo. Se tiene un valor de eje neutro menor al máximo permitido, por lo tanto, no se requieren estribos de confinamientos especiales.

Luego se calcula la fuerza de corte que resiste la sección de concreto en el sentido más crítico.

$$\phi V_c = 0.85 \times 25 \times 150 \times 0.53 \times \sqrt{210} = 24481 \text{ kg} = 24.48 \text{ ton}$$

Al tener una fuerza cortante amplificada  $V_u$  máxima de 15.03 ton, se verifica por corte la placa ya que  $V_u \leq \phi V_c$ . Con esto no se tendría que poner refuerzo transversal, sin embargo, la norma específica unas cuantías mínimas horizontales y verticales.

Lo primero será verificar que  $V_u$  sea menor que  $0.27 \times \sqrt{f'_c} \times A_{cw}$

$$V_u = 15.03 \text{ ton} > 0.27 \times \sqrt{210} \times 25 \times \frac{150}{1000} = 14.67 \text{ ton}$$

Al no cumplirse la condición se usarán las siguientes cuantías mínimas, se calculará el acero requerido y el espaciamiento.

$$\rho_h \text{ mín} = 0.0025$$

$$\rho_v \text{ mín} = 0.0025$$

$$A_s = 0.0025 \times 100 \times 25 = 6.25 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{0.71 \times 2}{6.25} = 0.227 \text{ m (El armado será una doble malla de aceros } \emptyset 3/8'' @ 0.20)$$

Luego de ver las cuantías mínimas, se procede al diseño según capacidad. Por ende, se calculará la fuerza de corte por capacidad y el espaciamiento correspondiente.

$$V_u = 15.03 \times \left( \frac{210}{162.84} \right) = 19.38 \text{ ton}$$

Como se tiene un  $\phi V_c$  mayor al  $V_u$  amplificado por capacidad, no será necesario la separación entre estribos.

El armado se hará con la cuantía mínima, el cual contará con unas seis barras con un diámetro de 1'' en la parte inferior de la placa. El diámetro de estas barras verticales se disminuirá en el segundo y tercer piso con barras de 3/4'' y 5/8'' respectivamente.

El armado de la sección de la placa PL-2 se detalla a continuación:

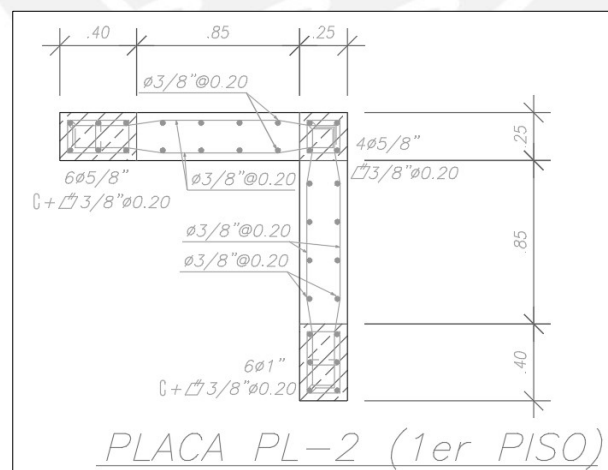


Figura 84: Armado final de la placa PL-2

## CAPÍTULO 8: DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

### 8.1 Características del suelo de cimentación

En el diseño de las cimentaciones se tienen que revisar las presiones que actúan debajo de la zapata. Estas presiones tienen que ser inferiores a la presión admisible del suelo, la cual se calcula en el EMS y varía dependiendo del terreno en donde se realizan los ensayos. Para la fábrica se considerará una presión admisible típica de Lima igual a  $3 \text{ kg/cm}^2$ . Adicionalmente para el diseño se tendrá una profundidad de cimentación de 1.5 m.

### 8.2 Procedimiento de diseño de cimentaciones

Para iniciar con el procedimiento, se realiza un dimensionamiento previo de las dimensiones de la zapata en cuanto a ancho y largo. El predimensionamiento consiste en hallar un área en función de las cargas en servicio que llegan al elemento y la presión admisible del suelo.

Adicionalmente, el peso propio y del suelo que están por arriba de la zapata se considerarán como un 5% de las cargas en servicio.

$$\text{Área} = \frac{P_{\text{servicio}} \times 1.05}{\sigma_{\text{adm}}}$$

Con el área obtenida del predimensionamiento, se buscan unas dimensiones de zapata que cumplan con esta área. Además, estas dimensiones tendrán que generar unos volados de igual longitud tomando en cuenta las dimensiones de la columna o placa en análisis. Esto se realiza para tener un diseño más simple.

Luego de obtener las dimensiones iniciales, se procede a verificar que las presiones en la zapata sean menores a la presión admisible.

La primera verificación va en relación a las cargas en servicio únicamente, en donde las presiones se calcularán mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_1 = \frac{P}{B \times L} + 6 \frac{My}{B \times L^2} + 6 \frac{Mx}{L \times B^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{B \times L} + 6 \frac{My}{B \times L^2} - 6 \frac{Mx}{L \times B^2}$$

$$\sigma_3 = \frac{P}{B \times L} - 6 \frac{My}{B \times L^2} + 6 \frac{Mx}{L \times B^2}$$

$$\sigma_4 = \frac{P}{B \times L} - \frac{My}{B \times L^2} - 6 \frac{Mx}{L \times B^2}$$

Donde:

L = Longitud de la zapata en X-X

B = Longitud de la zapata en Y-Y

Mx = Momento flector en X-X

My = Momento flector en Y-Y

Luego se verificará para el sismo en dirección X, en donde se adicionarán las cargas axiales y momento flector producidos por el sismo en ese mismo sentido X y posteriormente se hará la misma verificación para el caso del sismo en sentido Y. Para estos casos la norma peruana sostiene que el valor de la presión resistente del suelo puede amplificarse por un valor igual a 1.3. Además, la norma indica que las cargas de sismo se pueden reducir al 80%.

Cuando se terminen las verificaciones se calculará el valor de la presión amplificada máxima( $\sigma$ ). Esta presión se calculará con un valor de amplificación de 1.6 para las presiones en servicio, ya que es un promedio entre los factores de 1.4 y 1.7 para cargas muertas vivas correspondientemente. Además, para los casos sísmicos se tendrá un valor de amplificación de 1.25.

Luego se realizará el diseño por punzonamiento, en donde se comprobará que la fuerza de corte última de punzonamiento sea menor al la fuerza de corte resistente de la zapata. Para este diseño se tomarán las siguientes expresiones de la norma peruana:

$$V_u = \sigma_u \times (\text{Área de zapata} - A_o)$$

$$\phi V_c = 0.85 \times (1.06 \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d)$$

$$b_o = 2 \times (d + b_1) + 2 \times (d + b_2)$$

$$A_o = (d + b_1) \times (d + b_2)$$

Donde:

d = peralte efectivo de zapata (Se considerará como el peralte de la zapata H menos 10cm)

b<sub>1</sub> = longitud de elemento vertical que llega a la zapata en la dirección X

b<sub>2</sub> = longitud de elemento vertical que llega a la zapata en la dirección Y

Luego se realizará el diseño por corte en donde se realizará la misma verificación que en el diseño por punzonamiento. Para este diseño se tomarán las siguientes expresiones de la norma peruana:

$$V_{ux} = \sigma_u \times B \times \left( \frac{B - b_2}{2} - d \right)$$

$$V_{uy} = \sigma_u \times L \times \left( \frac{L - b_1}{2} - d \right)$$

$$\phi V_{cx} = 0.85 \times (0.53 \times \sqrt{f'_c} \times B \times d)$$

$$\phi V_{cy} = 0.85 \times (0.53 \times \sqrt{f'_c} \times L \times d)$$

Por último, con el diseño por punzonamiento y corte, se tendrá un valor fijo del peralte de la zapata y con esto se realizará el diseño por flexión. Cabe señalar que el peralte debe presentar la longitud suficiente para cubrir la longitud de anclaje de los aceros longitudinales provenientes de los elementos verticales como las columnas o muros estructurales.

En el diseño por flexión, al tener volados similares en ambos sentidos, solo se analizará en una sola dirección, la cual será la dirección X. Entonces, lo primero será calcular el momento ubicado en el límite de la columna, el cual es el más crítico en el tramo del volado.

$$M_u = \frac{\sigma_u \times B \times \left(\frac{L - b_1}{2}\right)^2}{2}$$

Luego, se hallará el acero requerido para todo el ancho B de la zapata con lo especificado por la norma. Además, este acero requerido tiene que ser superior al acero mínimo, el cual se calcula de la siguiente manera:

$$\text{Acero mínimo} = 0.0018 \times \text{Ancho B} \times \text{Peralte H}$$

Posteriormente a hallar el acero requerido se halla el espaciamiento de los aceros en todo el ancho B:

$$s = \frac{B \times (\text{Área de acero escogido})}{A_s \text{ requerido}}$$

### 8.3 Ejemplos de diseño de zapatas aisladas

Se muestra la ubicación de la zapata de la placa PL-1, la cual se diseñará a continuación:

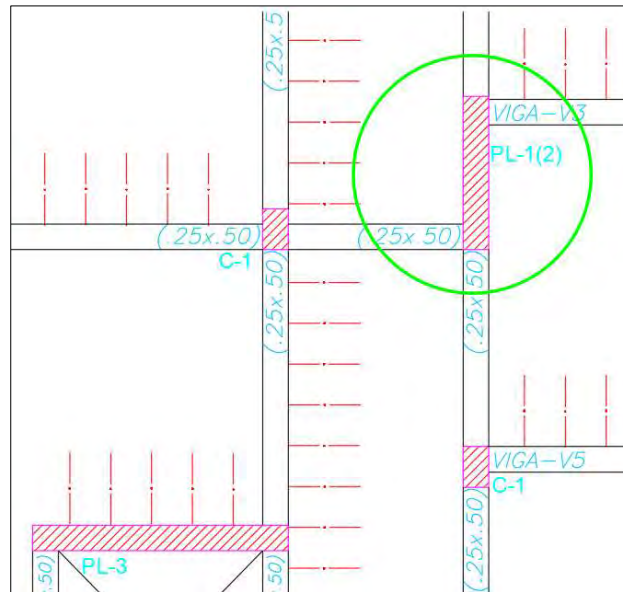


Figura 85: Ubicación de zapata aislada a diseñar

La placa PL-1 tiene unas dimensiones de 0.25x1.50 m. Además, las cargas que lleva hacia la zapata son las siguientes:

Tabla 41: Cargas en la zapata de la placa PL-1

Pm (ton)	28.771	Mmx(ton.m)	-0.012	Mmy(ton.m)	-0.574
Pv (ton)	6.080	Mvx(ton.m)	-0.006	Mvy(ton.m)	-0.176
		Msx(ton.m)	1.205	Msy(ton.m)	90.050
		Psx (ton)	9.454	Psy (ton)	17.440

Luego se procede a predimensionar calculando el área mínima del elemento.

$$\text{Área} = \frac{34.851 \times 1.05}{30} = 1.22 \text{ m}^2$$

Por lo tanto, se elegirá una zapata con dimensiones de B = 3 m y L = 1.75 m, resultando en un área de 5.25 m<sup>2</sup>.

Con las dimensiones y cargas actuantes se calculan las presiones para cada caso y se verifica si son inferiores a la presión admisible.

Tabla 42: Presiones en la zapata de la placa PL-1

$\sigma$ (ton/m <sup>2</sup> )	En servicio	Con sismo X	Con sismo Y
$\sigma_1$	6.67	9.19	37.60
$\sigma_2$	7.24	9.76	16.71
$\sigma_3$	6.70	7.96	37.63
$\sigma_4$	7.27	8.53	16.69
$\sigma_{adm}$	30	39	39
¿Cumple?	SI	SI	SI

Luego se obtiene una presión de diseño máxima de 47.03 ton/m<sup>2</sup> que resultó de amplificar la presión de 37.63 ton/m<sup>2</sup> por un factor de 1.25.

Con las presiones verificadas y hallado el esfuerzo último de diseño, se procede a realizar el diseño por punzonamiento considerando inicialmente un peralte igual a 60 centímetros.

$$b_o = 2 \times (0.5 + 1.5) + 2 \times (0.5 + 0.25) = 5.5 \text{ m}$$

$$A_o = (0.5 + 1.5) \times (0.5 + 0.25) = 1.5 \text{ m}^2$$

$$V_u = 47.03 \times (5.25 - 1.5) = 176.38 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times (1.06 \times \sqrt{210} \times 5.5 \times 0.5 \times 10) = 359.06 \text{ ton} > V_u \text{ (Cumple)}$$

Luego se realiza el diseño por corte con el peralte usado:

$$V_{ux} = 47.03 \times 3 \times \left( \frac{3 - 1.5}{2} - 0.5 \right) = 35.28 \text{ ton}$$

$$V_{uy} = 47.03 \times 1.75 \times \left( \frac{1.75 - 0.25}{2} - 0.5 \right) = 20.58 \text{ ton}$$

$$\phi V_{cx} = 0.85 \times (0.53 \times \sqrt{210} \times 3 \times 0.5 \times 10) = 97.93 \text{ ton} > V_{ux} \text{ (Cumple)}$$

$$\phi V_{cy} = 0.85 \times (0.53 \times \sqrt{210} \times 1.75 \times 0.5 \times 10) = 57.12 \text{ ton} > V_{uy} \text{ (Cumple)}$$

Luego de diseñar por corte y punzonamiento, se procede a diseñar por flexión. Por lo tanto, se calcula el momento amplificado, el acero requerido, acero mínimo y el espaciamiento:

$$M_u = \frac{47.03 \times 3 \times \left( \frac{1.75 - 0.25}{2} \right)^2}{2} = 39.69 \text{ ton.m} \rightarrow \text{As requerido} = 21.36 \text{ cm}^2$$

$$\text{As.mín} = 0.0018 \times 300 \times 60 = 32.40 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{300 \times (2)}{32.40} = 18.52 \text{ cm} \approx 17.5 \text{ cm (Se armará con aceros de } \phi 5/8'' @ 0.175 \text{ m)}$$

Se detalla la zapata diseñada:

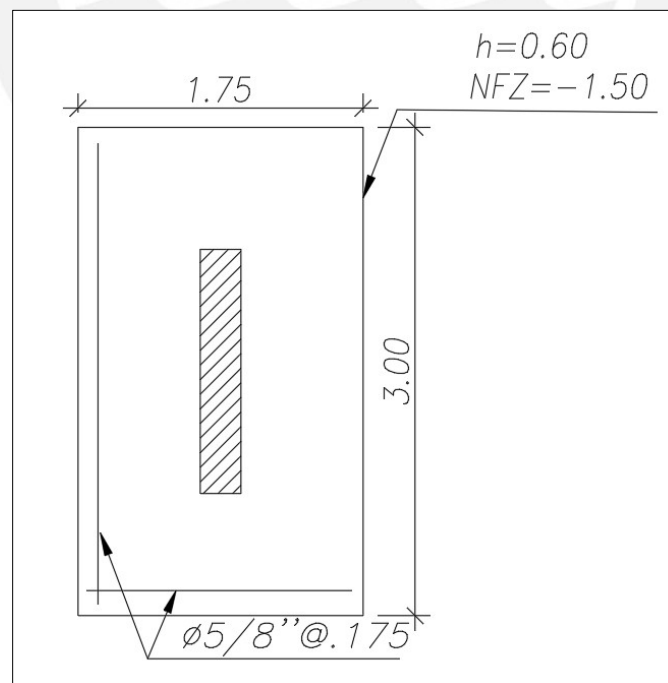


Figura 86: Diseño de zapata de la placa PL-1

### 8.4 Ejemplo de diseño de una zapata combinada

En cuanto a zapatas combinadas se refiere, se presenta la zapata y los elementos verticales que engloba:

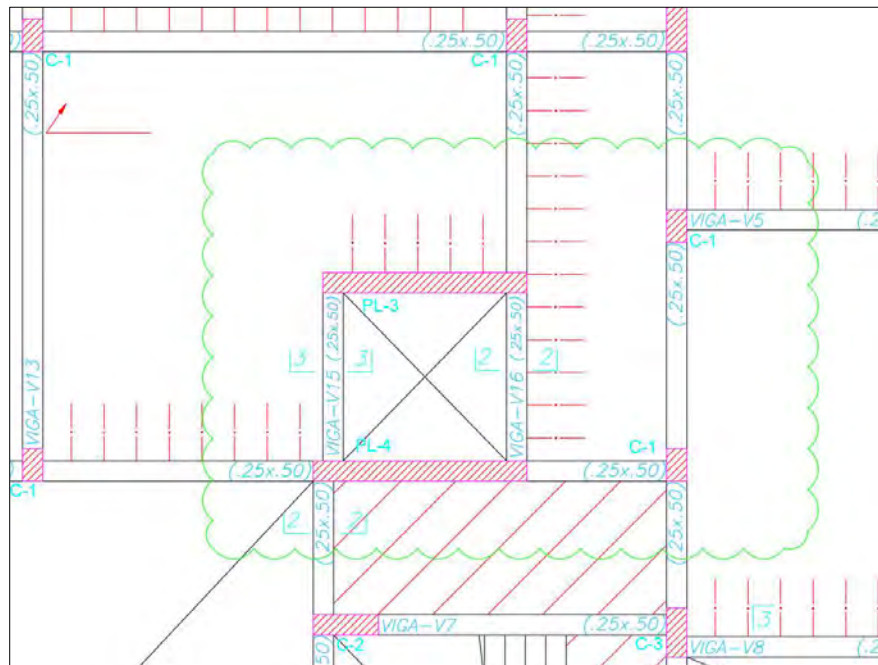


Figura 87: Ubicación de zapata combinada a diseñar

Los métodos de diseño para una zapata combinada son los mismos que una zapata aislada, sin embargo, primero se tienen que calcular las fuerzas resultantes que llegan de cada elemento vertical involucrado en la zapata y el punto donde convergen dichas fuerzas, llamado centroide geométrico.

Lo primero será obtener las fuerzas y momentos en ambas direcciones de cada elemento vertical implicado:

Tabla 43: Fuerzas y momentos actuantes en la zapata combinada

	PL-4	PL-3	C1 (Superior)	C1 (Inferior)
Pm (ton)	36.32	32.64	12.03	16.81
Pv (ton)	8.84	7.13	3.08	5.84
Mmx (ton.m)	5.37	2.47	-0.01	0.14
Mvx (ton.m)	3.26	1.54	-0.01	0.02
Msx (ton.m)	338.72	247.51	0.70	0.38
Psx (ton)	10.26	5.19	20.56	9.90
Mmy (ton.m)	0.03	0.14	-0.08	0.10
Mvy (ton.m)	0.03	0.07	-0.03	0.01
Msy (ton.m)	-3.72	-4.48	2.50	2.91
Psy (ton)	7.64	4.15	10.39	19.06

Luego se deberá definir un punto que servirá como referencia para tomar momentos con el fin de poder hallar el centroide geométrico de la zapata combinada, en este caso se tomará como referencia el centroide de la placa PL-4. Por lo tanto, se debe hallar la posición del centroide de cada elemento vertical con respecto a este punto de referencia:

Tabla 44: Posición de elementos verticales con respecto a punto de referencia

	PL-4	PL-3	C1 (Superior)	C1 (Inferior)
POS. X (m)	0.000	0.059	3.144	3.144
POS. Y (m)	0.000	2.300	0.075	2.995

Al tener las fuerzas de cada elemento y su posición con respecto al punto de referencia, se procede a calcular la ubicación del centroide geométrico ( $X_g$  y  $Y_g$ ) de la zapata combinada con la suma de momentos con respecto al punto de referencia ( $\Sigma M$ ) y la suma de fuerzas verticales ( $\Sigma F$ ):

$$X_g = \frac{\Sigma M_{xx}}{\Sigma F} = 1.091$$

$$Y_g = \frac{\Sigma M_{yy}}{\Sigma F} = 1.31$$

$\Sigma M_{xx}$  considera todos los momentos antihorarios y horarios (sin sismo), más las fuerzas verticales (sin sismo) multiplicadas por la distancia hasta el centroide de referencia. Lo mismo aplica para  $\Sigma M_{yy}$ .

Con el centroide geométrico calculado se proceden a hallar las fuerzas resultantes en la zapata combinada, trasladando los momentos y fuerzas a ese punto.

$$P. muerta = \Sigma P. muerta = 97.81 \text{ ton}$$

$$P. viva = \Sigma P. viva = 24.89 \text{ ton}$$

$$P. sismo xx = \Sigma P. sismo xx = 45.92 \text{ ton}$$

$$P. sismo yy = \Sigma P. sismo yy = 41.24 \text{ ton}$$

$$M. muerto xx = \Sigma M. muerto xx + \Sigma P. muerto \times D_{yi} = -6.12$$

$$M. vivo xx = \Sigma M. vivo xx + \Sigma P. vivo \times D_{yi} = 6.34$$

$$M. muerto yy = \Sigma M. muerto yy + \Sigma P. muerto \times D_{xi} = 13.57$$

$$M. vivo yy = \Sigma M. vivo yy + \Sigma P. vivo \times D_{xi} = 13.47$$

$$M_{sx} = \Sigma M_{sx} + \Sigma P_{sx} \times D_{yi} = 633.31$$

$$M_{sy} = \Sigma M_{sy} + \Sigma P_{sy} \times D_{xi} = 10.61$$

Con las fuerzas verticales y momentos resultantes calculados se procede a diseñar la zapata combinada como una zapata aislada:

Se elije como dimensiones  $B=5.1$  m y  $L=7.15$  m resultando en un área de  $36.47$  m<sup>2</sup>

Se calculan las presiones para cada caso y se verifica si son inferiores a la presión admisible , de  $30$  ton/m<sup>2</sup>.

Tabla 45: Presiones en la zapata combinada

$\sigma$ (ton/m <sup>2</sup> )	En servicio	Con sismo X	Con sismo Y
$\sigma_1$	4.41	38.74	6.55
$\sigma_2$	2.67		
$\sigma_3$	4.40		
$\sigma_4$	2.66		
$\sigma_{adm}$	30	38.74	6.55
¿Cumple?	SI	SI	SI

Luego se obtiene una presión de diseño máxima de  $48.42$  ton/m<sup>2</sup> que resultó de amplificar la presión de  $38.74$  ton/m<sup>2</sup> por un factor de 1.25.

Con las presiones verificadas y hallado el esfuerzo último de diseño, se procede a realizar el diseño ante el punzonamiento. Inicialmente se optará por un peralte igual a 70 cm.

$$b_o = 18.20 \text{ m}$$

$$A_o = 20.30 \text{ m}^2$$

$$V_u = 48.42 \times (36.47 - 20.30) = 782.74 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times (1.06 \times \sqrt{210} \times 18.20 \times 0.6 \times 10) = 1425.58 \text{ ton} > V_u \text{ (Cumple)}$$

Luego se realiza el diseño de fuerza cortante:

$$V_{ux} = 71.62 \text{ ton}$$

$$V_{uy} = 237.40 \text{ ton}$$

$$\phi V_{cx} = 0.85 \times (0.53 \times \sqrt{210} \times 5.1 \times 0.6 \times 10) = 199.77 \text{ ton} > V_{ux} \text{ (Cumple)}$$

$$\phi V_{cy} = 0.85 \times (0.53 \times \sqrt{210} \times 7.15 \times 0.6 \times 10) = 280.07 \text{ ton} > V_{uy} \text{ (Cumple)}$$

Luego de diseñar por fuerza cortante y ante punzonamiento, se procede con la flexión del elemento. Por lo tanto, se calcula el momento amplificado, el acero requerido, acero mínimo y el espaciamiento:

Tabla 46: Diseño por flexión de zapata combinada

	Diseño X-X	Diseño Y-Y
Mu (ton.m)	204.11	137.12
fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200	4200
As. Requerido (cm <sup>2</sup> )	93.35	61.50
As. Mínimo (cm <sup>2</sup> )	64.26	90.09
Diámetro colocado	3/4"	5/8"
Espaciamiento (cm)	15	15

Se muestra el detalle de la zapata diseñada:

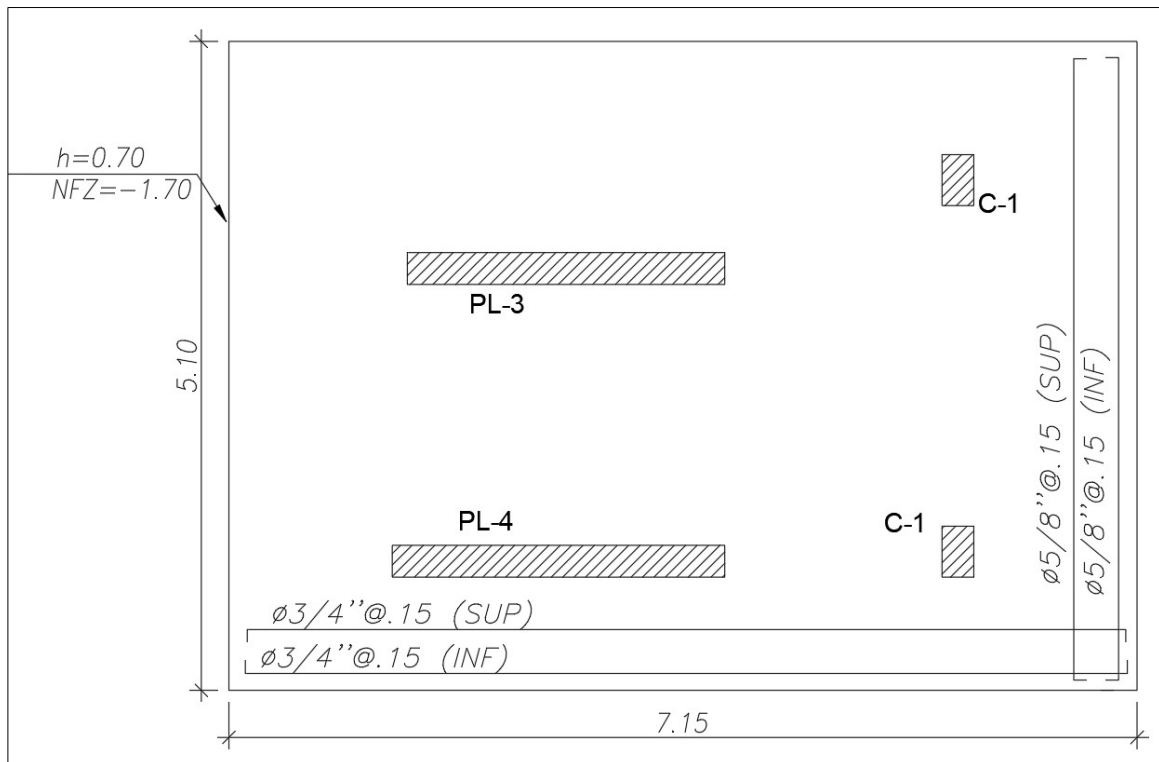


Figura 88: Diseño de zapata combinada

### 8.5 Ejemplo de diseño de zapatas conectadas y viga de cimentación

Como ejemplo se diseñará las siguientes zapatas conectadas:

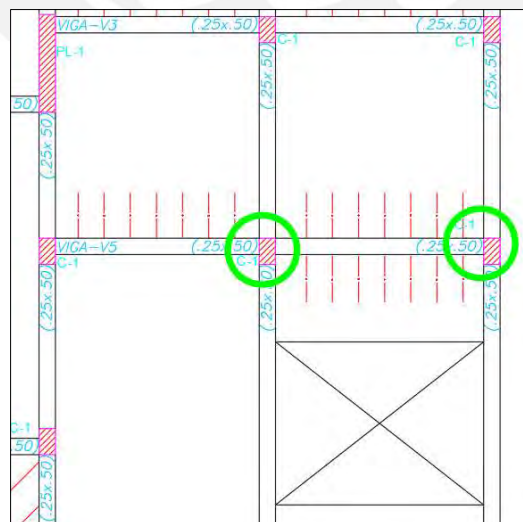


Figura 89: Ubicación de las zapatas conectadas

Ambas columnas son de tipo C-1 con una dimensión de 0.25x0.40 m. Además, se cuenta con una luz libre entre columnas de 3.19 m. Se tienen también las cargas de ambas columnas, en donde la zapata 1 estará asociada a la zapata excéntrica y la zapata 2 estará asociada a la zapata interior.

Tabla 47: Cargas en la zapata 1

Pm (ton)	20.152	Mmx (ton.m)	0.206	Mmy (ton.m)	0.06
Pv (ton)	4.092	Mvx (ton.m)	0.026	Mvy (ton.m)	0.017
		Msx (ton.m)	1.71	Msy (ton.m)	-0.203
		Psx (ton)	1.297	Psy (ton)	1.982

Tabla 48: Cargas en la zapata 2

Pm (ton)	31.497	Mmx (ton.m)	0.265	Mmy (ton.m)	-0.115
Pv (ton)	11.986	Mvx (ton.m)	0.013	Mvy (ton.m)	-0.034
		Msx (ton.m)	1.394	Msy (ton.m)	0.42
		Psx (ton)	1.842	Psy (ton)	3.122

Se predimensiona la zapata 1 excéntrica de igual manera que las zapatas aisladas, pero con un factor de 1.2 para cargas de servicio debido a los efectos de excentricidad.

$$\text{Área} = \frac{P_{\text{servicio}} \times 1.2}{\sigma_{\text{adm}}} = \frac{(20.152 + 4.092) \times 1.2}{30} = 0.97 \text{ m}^2$$

Por lo tanto, se elegirán como dimensiones un  $B = 1.6$  m y un  $L = 0.65$  m, resultando en un área igual a  $1.04$  m<sup>2</sup>, con volados de  $0.4$  m en la dirección X y  $0.6$  m en el sentido Y.

La viga de cimentación se apoya en los centros de cada zapata, esto origina reacciones y momentos, los cuales se calcularán para dimensionar la zapata 2 interior y para el diseño mismo del elemento.

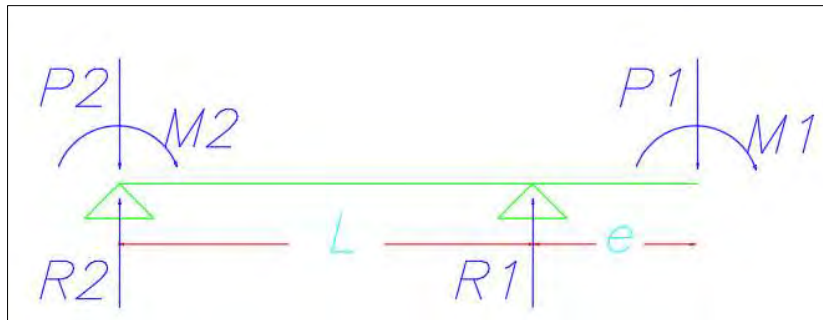


Figura 90: Fuerzas, momentos y reacciones en viga de cimentación

Se calcula la excentricidad, las cargas puntuales y momentos en servicio provenientes de los elementos verticales implicados, y finalmente la reacción  $R1$  en el centro de la zapata 1.

$$e = \frac{(0.65 - 0.25)}{2} = 0.2$$

$$P1 = 24.24 \text{ ton}$$

$$M1 = 0.23 \text{ ton. m}$$

$$M2 = 0.28 \text{ ton. m}$$

$$L = 3.24 \text{ m}$$

$$R1 = P1 + \left( \frac{P1 \times e}{L} \right) - \left( \frac{M1 + M2}{L} \right) = 25.58 \text{ ton}$$

Luego se calculan las presiones de igual manera que en las zapatas aisladas, sin embargo, para este análisis solo se consideraron los efectos del sismo en dirección Y, ya que los efectos del sismo en dirección X son despreciables.

$$\sigma_1 = 26.51 \text{ ton/m}^2 < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_2 = 25.14 \text{ ton/m}^2 < \sigma_{adm}$$

Para la zapata 2 interior, se calcula el P2 y la reacción R2 en el centro de la zapata 2. Con esto se calculará el área mínima para la zapata 2.

$$P_2 = 43.48 \text{ ton}$$

$$R_2 = P_2 - \left( \frac{P_1 \times e}{L} \right) + \left( \frac{M_1 + M_2}{L} \right) = 42.14 \text{ ton}$$

$$\text{Área} = \frac{R_2 \times 1.05}{\sigma_{adm}} = 1.47 \text{ m}^2$$

Por lo tanto, se tendrá una zapata 2 de B = 1.35 m y L = 1.2 m, generando un área de 1.62 m<sup>2</sup>. Esto resulta en volados de similar longitud en ambos sentidos de 0.475 m.

Luego se calcularán las presiones y se verificará que sean inferiores que la presión permitida.

$$\sigma_1 = 26.85 \text{ ton/m}^2 < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_2 = 27.77 \text{ ton/m}^2 < \sigma_{adm}$$

Posteriormente se realizarán tres verificaciones adicionales considerando los casos sísmicos.

La primera verificación por sismo será considerando momentos ocasionados por sismo en dirección longitudinal y con una dirección antihoraria, la segunda verificación será considerando momentos ocasionados por el sismo en la misma dirección longitudinal y con un horario, y finalmente la tercera verificación será considerando momentos ocasionados por el sismo en dirección transversal. Se muestran los resultados a continuación:

Tabla 49: Resultados de la verificación de presiones en zapatas conectadas

		Verificación	Verificación	Verificación
		1	2	3
Zapata 1	P1 (ton)	25.54	22.95	24.24
	M1 (ton.m)	-1.48	1.94	0.23
	M2 (ton.m)	-1.12	1.67	0.28
	L (m)	3.24	3.24	3.24
	R1 (ton)	27.92	23.25	25.58
	$\sigma_1$ (ton/m <sup>2</sup> )	28.87	24.16	26.71
	$\sigma_2$ (ton/m <sup>2</sup> )	27.51	22.79	28.95
	¿CUMPLE?	SI	SI	SI
Zapata 2	P2 (ton)	45.33	41.64	43.48
	R2 (ton)	42.95	41.34	42.14
	$\sigma_1$ (ton/m <sup>2</sup> )	27.38	26.39	30.17
	$\sigma_2$ (ton/m <sup>2</sup> )	28.30	27.20	28.50
	¿CUMPLE?	SI	SI	SI

Con las presiones calculadas para el caso sin sismo y con sismo, se obtiene una presión de diseño de 42.42 ton para la zapata 1 y de 44.44 ton para la zapata 2.

El diseño ante el punzonamiento y por fuerza de corte se desarrolla de la misma manera que las zapatas aisladas. Se muestran los resultados considerando un peralte de 60 cm.

Tabla 50: Resultados del diseño por punzonamiento y cortante

		Zapata 1	Zapata 2
Diseño por punzonamiento	d (cm)	50	50
	Ao (m <sup>2</sup> )	0.45	0.68
	Atotal (m <sup>2</sup> )	1.04	1.62
	bo (m)	1.9	3.3
	Vu (ton)	25	42
	$\phi Vc$ (ton)	124	215.4
Diseño por cortante	Vu (ton)	4.2	1.1
	$\phi Vc$ (ton)	32.6	32.64

Cada zapata se diseña por flexión de la misma forma en que las zapatas aisladas se diseñaron, además se tendrá que analizar para cada sentido en la zapata excéntrica ya que se tienen volados diferentes. Los resultados del diseño se detallan:

Tabla 51: Resultados del diseño por flexión

		Zapata 1	Zapata 2
Dirección Y	Volado eje Y	0.60	0.475
	Mu (ton.m)	7.63	5.01
	As (cm <sup>2</sup> )	4.08	2.67
	As escogida	2	2
	s(cm)	18.52	18.52
Dirección X	Volado eje X	0.40	0.475
	Mu (ton.m)	3.39	5.01
	As (cm <sup>2</sup> )	1.80	2.67
	As escogida	2	2
	s(cm)	18.52	18.52

Se armará con el acero mínimo de  $10.8 \text{ cm}^2$ , usando  $\phi 5/8'' @ 0.175 \text{ m}$  en ambas zapatas. Con esto se tendría diseñadas la zapata interior y la zapata excéntrica.

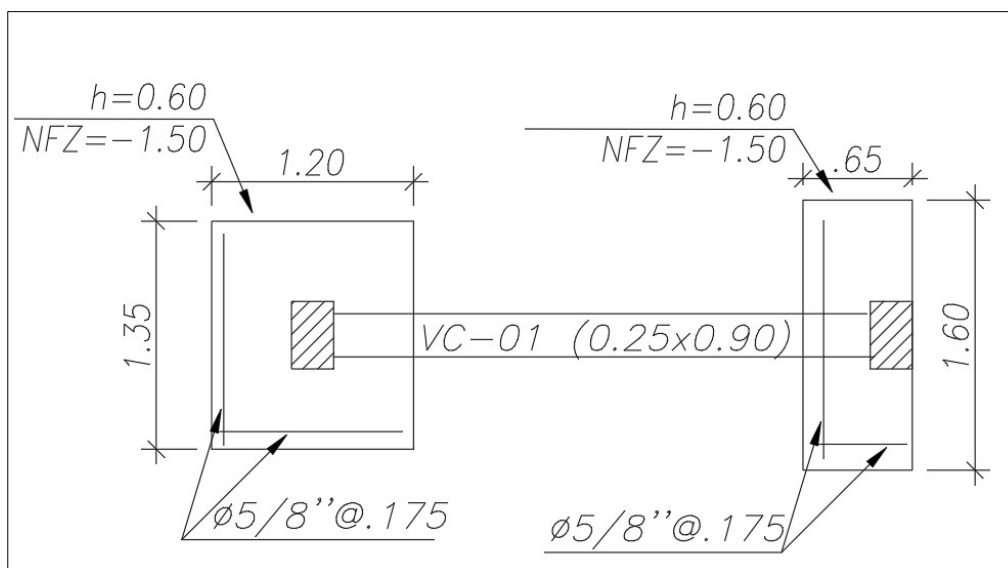


Figura 91: Diseño de zapatas conectadas

Posteriormente se hallan las fuerzas amplificadas para la viga:

Tabla 52: Fuerzas amplificadas en viga de cimentación

Combo	P1 (ton)	M1 (ton.m)	M2 (ton.m)	Mu (ton.m)	Vu (ton)
1.4CM+1.7CV	35.17	0.33	0.39	-6.70	-1.95
1.25(CM+CV)+S	31.60	2.00	1.74	-4.32	-0.80
1.25(CM+CV)-S	29.01	-1.42	-1.05	-7.22	-2.55
0.9CM+S	19.43	1.90	1.63	-1.99	-0.11
0.9CM-S	16.84	-1.52	-1.16	-4.89	-1.87

Para la viga se asume una dimensión de  $0.25 \times 0.9 \text{ m}$  y luego se verifica por cortante:

$$Vu = 2.55 \text{ ton}$$

$$\phi Vc = 13.06 \text{ ton}$$

Por lo tanto, no serán necesarios estribos, sin embargo, con fines de evitar la fisuración se escoge unos estribos  $\emptyset 3/8'' @ 0.05 \text{ m}$  y el resto  $@ 0.3 \text{ m}$ .

Para el diseño por flexión se escoge el momento más alto de las combinaciones:

Tabla 53: Diseño por flexión de viga de cimentación

Mu (ton.m)	7.22
As (cm <sup>2</sup> )	2.42
As máx (cm <sup>2</sup> )	31.86
As min (cm <sup>2</sup> )	4.83
As escogida (cm <sup>2</sup> )	2.84
#Barras	2
As instalado (cm <sup>2</sup> )	5.68

Para el acero ubicado en la zona longitudinal se optará por 2 barras de 3/4'' inferior y superior. Además, al ser una viga de gran peralte se colocarán 2 barras de 3/8'' con una separación de 25 cm.

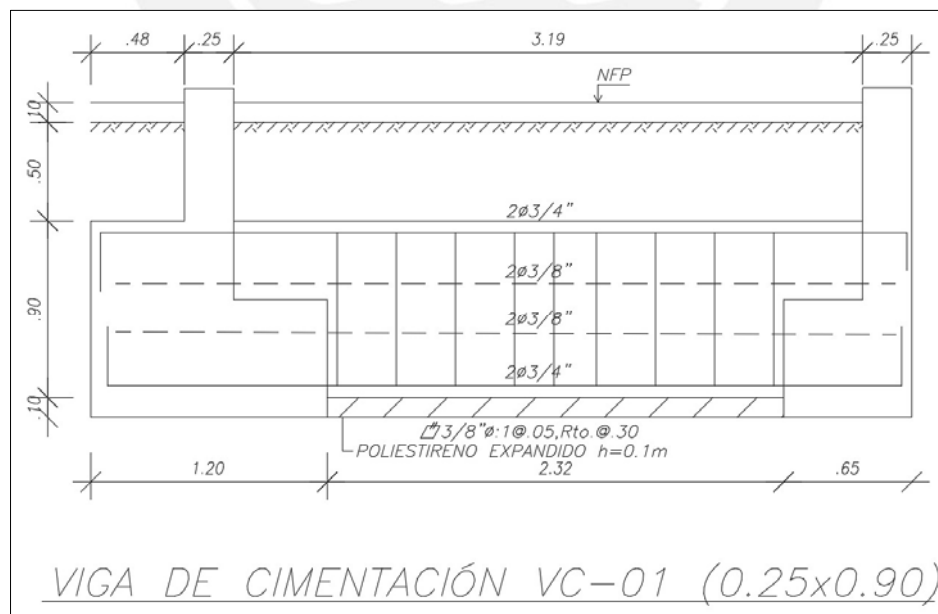


Figura 92: Diseño de viga de cimentación

## CAPÍTULO 9: DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS

### 9.1 Diseño de escaleras

Según el predimensionamiento realizado anteriormente, para las escaleras, se tienen pasos (P) con una medida de 25 cm, contrapasos (Cp) con una longitud de 17.5 cm y una garganta (g) con un total de 15 cm de espesor.

Antes de comenzar con el metrado de fuerzas actuantes en el elemento, se tiene que establecer que para este procedimiento se está considerando un metro de ancho de análisis de la escalera. La carga muerta (CM) estará compuesta por el peso propio de la escalera ( $Wp$ ) más la carga del piso terminado ( $Wpt$ ). En cuanto a la carga propia del elemento, se puede determinar con:

$$Wp = 2.4 \times \left( \frac{Cp}{2} + g \times \sqrt{1 + \left( \frac{Cp}{P} \right)^2} \right) = 0.649 \text{ ton/m}$$

Entonces, la carga muerta (CM) será:  $CM = Wp + Wpt = 0.649 + 0.1 = 0.749 \text{ ton/m}$

La carga viva (CV) según la norma de cargas será de 0.4 ton.m para oficinas.

Por lo tanto, la carga ultima será:

$$Wu = CM \times 1.4 + CV \times 1.7 = 0.749 \times 1.4 + 0.4 \times 1.7 = 1.729 \text{ ton/m}$$

Se realizó un modelo de la escalera en ETABS con la carga última calculada y se obtuvo un momento 1.227 ton.m.

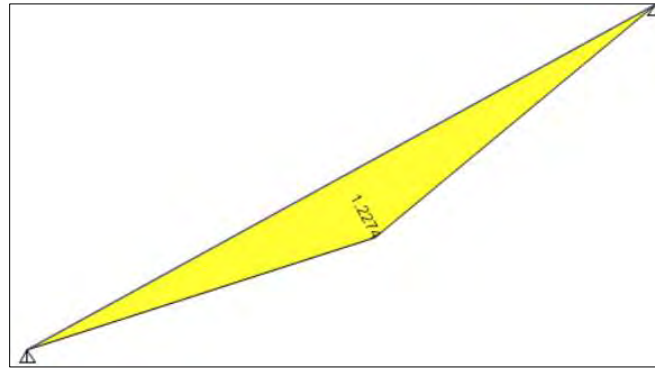


Figura 93: Momento último en escalera

Con el momento calculado, se procede con el diseño a flexión. En este proceso se tiene en consideración que el peralte efectivo del componente será de 12 cm. Este diseño resulta en una cantidad de acero de 2.78 cm<sup>2</sup>. Entonces, se calculará la separación de los aceros.

$$s = \frac{0.71 \times 100}{2.78} = 25.52 \text{ cm}$$

Además, la norma E.060 tiene como condicional una cantidad de acero mínima de 0.0018bh.

El cálculo a realizarse para tal área considera 100 cm como ancho de escalera y un espesor de 15 cm, dando como resultado 2.7 cm<sup>2</sup>, lo cual es menor que el acero calculado por diseño.

Por lo tanto, la escalera se armará con aceros de 3/8'' con un espaciamiento de 25 cm.

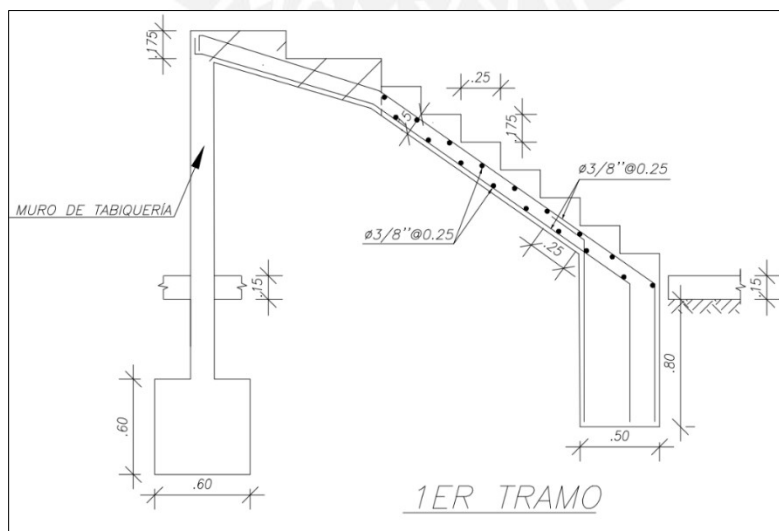


Figura 94: Diseño de escalera

## 9.2 Diseño de estructuras metálicas

La estructura metálica será a base tijerales que se apoyarán sobre una estructura de pórticos con albañilería confinada, las cuales se presentan a continuación:

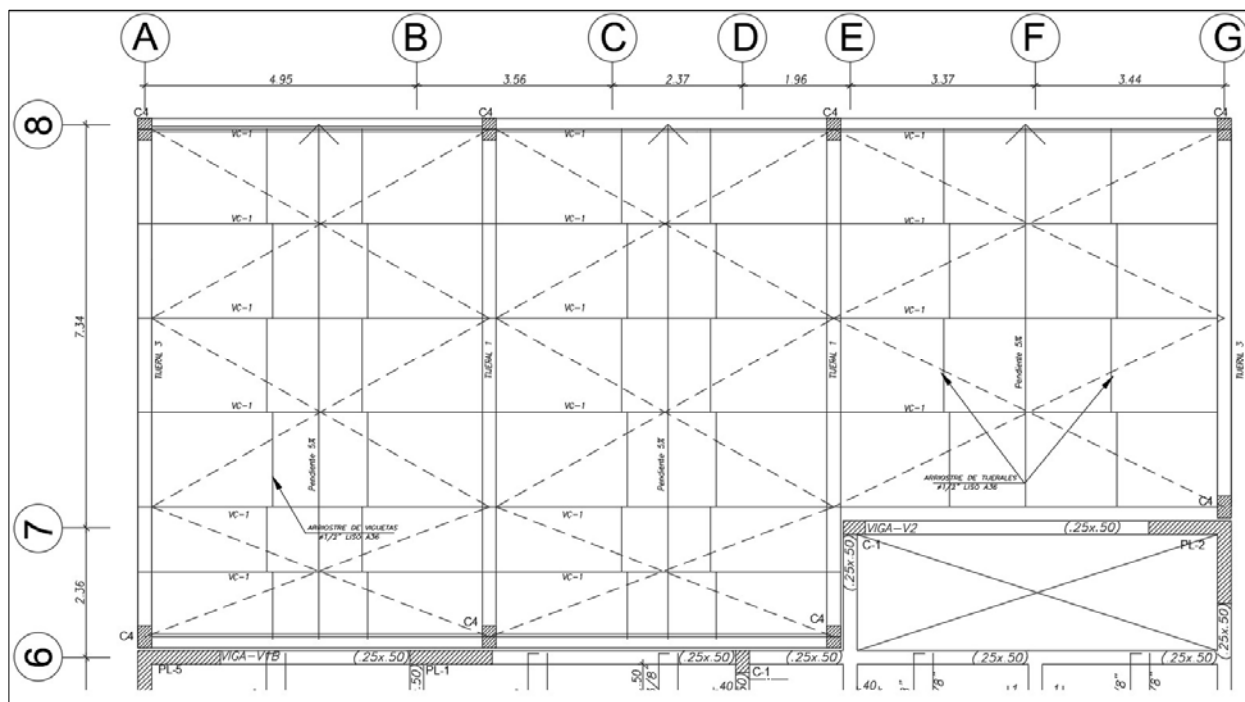


Figura 95: Vista en planta de estructura metálica

El diseño tomará en cuenta las indicaciones del libro “Diseño Estructural en Acero” (Luis Zapata Baglietto, 1997) y la norma E.90 de Estructuras Metálicas. A continuación se iniciará el predimensionamiento de la estructura metálica.

Para los tijerales se tiene una luz de máximo valor igual a 9.64 m, entonces se recomienda tener un peralte de  $L/12$ , lo cual corresponde a 0.803 m. Para este caso, consideramos una altura de 0.85 m y para tener una pendiente de aproximadamente 5%, se considerará una segunda altura de 0.50 m:

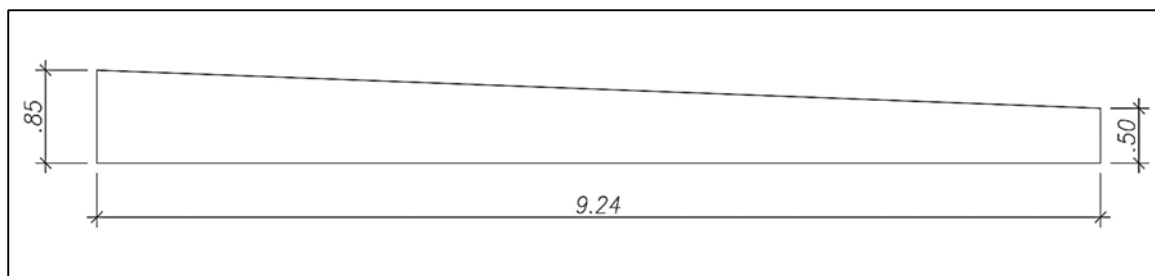


Figura 96: Dimensiones de los tijerales

Para las columnas se usará una sección de 0.25 m x 0.40 m como en la estructura principal de la fábrica.

Para el análisis de cargas, se iniciará con las cargas muertas y vivas para luego pasar a las cargas producidas por el viento.

Los materiales a usarse en la estructura metálica y que serán de vital importancia para el cálculo de las cargas son una cobertura TR – 4 con un espesor de 0.5 mm y un peso de 4.45 kg/m<sup>2</sup>, luminarias con un peso de 15 kg/ m<sup>2</sup> y una vigueta metálica VC – 1 con un área de 978 cm<sup>2</sup>.

$$\text{Peso x und de longitud(Vigueta)} = 7.85 \times 10^{-3} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \times 9.78 \text{ cm}^2 \times 100 = 7.85 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Peso x und de área (Vigueta)} = \frac{7.85 \frac{\text{kg}}{\text{ml}}}{1.72} = 4.56 \text{ kg/m}^2$$

Tabla 54: Cargas muertas en estructura metálica

Materiales	Carga muerta (CM)
Cobertura TR-4	4.5 kg/m <sup>2</sup>
Luminarias	15 kg/m <sup>2</sup>
Vigueta VC-1	4.56 kg/m <sup>2</sup>

En cuanto a la carga viva, se tiene un valor de sobrecarga de  $30 \text{ kg/m}^2$  siguiendo las reglas que establece la norma peruana de cargas. Para las cargas de viento, según la misma norma, se tienen unas expresiones para determinar su presión a una cierta altura:

$$P_h = 0.005 \times C \times V_h^2$$

Dónde:  $P_h$ : presión del viento a una altura  $h$  ( $\text{kg/m}^2$ )

$C$ : factor de forma (Tabla 4 – E.020)

$V_h$ : velocidad a una altura  $h$  ( $\text{km/h}$ )

Además, se tiene una velocidad de:

$$V_h = V (h / 10)^{0.22}$$

Del mapa eólico ubicado en la Norma E.20, se puede determinar que la velocidad  $V$  a una altura “ $h$ ” igual a la altura de la estructura presente, para este caso de Lima, sería  $75 \text{ km/h}$ .

Entonces, la velocidad de diseño se puede obtener siguiendo las expresiones mencionadas con anterioridad:

$$V_h = V (h / 10)^{0.22} = 75 \times (7.85 / 10)^{0.22} = 71.11 \text{ km/h}$$

Luego, como la superficie inclinada presenta una pendiente menor a  $15\%$ , le corresponderá un coeficiente de  $+0.3$  para el caso Barlovento y  $-0.6$  para el caso Sotavento según la norma. Además, en este mismo documento se indica que adicionalmente se tienen que considerar las cargas interiores de viento, para lo cual se tendrá un aumento de  $\pm 0.3$ .

Coefficiente "C" para caso Barlovento =  $0.3 + 0.3 = 0.6$

Coefficiente "C" para caso Sotavento =  $-0.6 - 0.3 = -0.9$

Finalmente se calculan las presiones de viento para ambos casos:

Ph (Barlovento) =  $0.005 \times (0.6) \times 71.11^2 = 15.17 \text{ kg/m}^2$

Ph (Sotavento) =  $0.005 \times (-0.9) \times 71.11^2 = 22.76 \text{ kg/m}^2$

Con las cargas calculadas, se realizó un modelo en SAP2000, la cual se presenta a continuación:

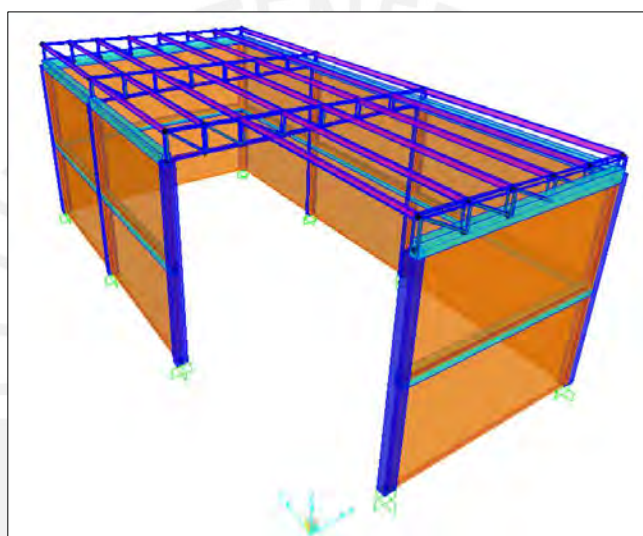


Figura 97: Modelo de la estructura metálica en SAP2000

Se tiene una estructura aporcada de concreto armado y una estructura metálica. Con ello se tiene una consideración para la deriva indicada en la norma E.030 que se muestra a continuación:

Tabla N° 11 LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	$(\Delta_i / h_{ei})$
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Nota: Los límites de la distorsión (deriva) para estructuras de uso industrial son establecidos por el proyectista, pero en ningún caso exceden el doble de los valores de esta Tabla.

Figura 98: Límites para la distorsión del entrepiso

En este caso se tiene existencia de un sistema mixto de acero y concreto armado. Por ello, se tiene una deriva máxima de 0.014 (caso del concreto) y 0.020 (caso del acero). Para la fábrica, se tendrá una deriva máxima de 0.014.

Se presenta el desplazamiento sísmico de la estructura en mención:

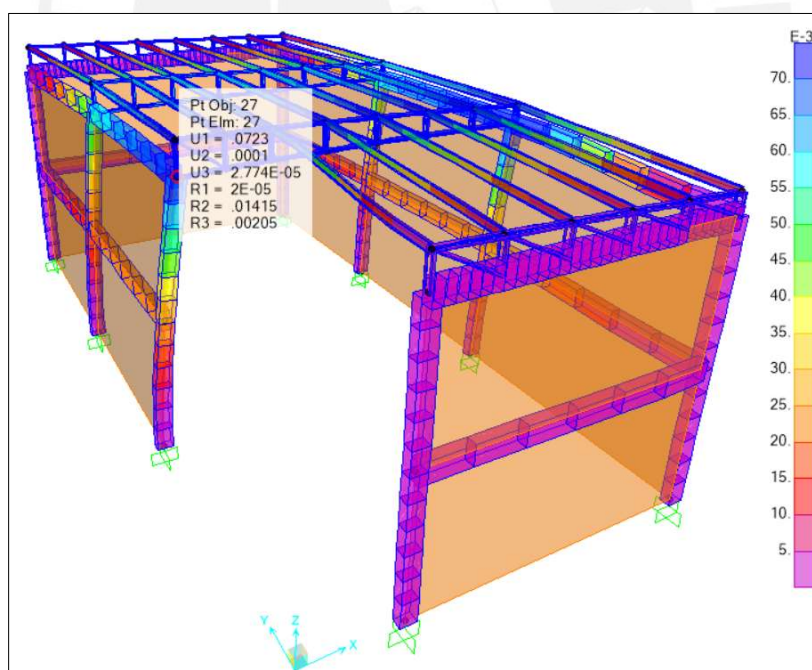


Figura 99: Desplazamiento sísmico en dirección X-X

En la imagen anterior, se muestra los desplazamientos sísmicos en la dirección X-X, en los cuales, se tiene un desplazamiento de 0.072 m a una altura de 7 m. En este caso se genera una deriva de 0.010 menor a la admisible.

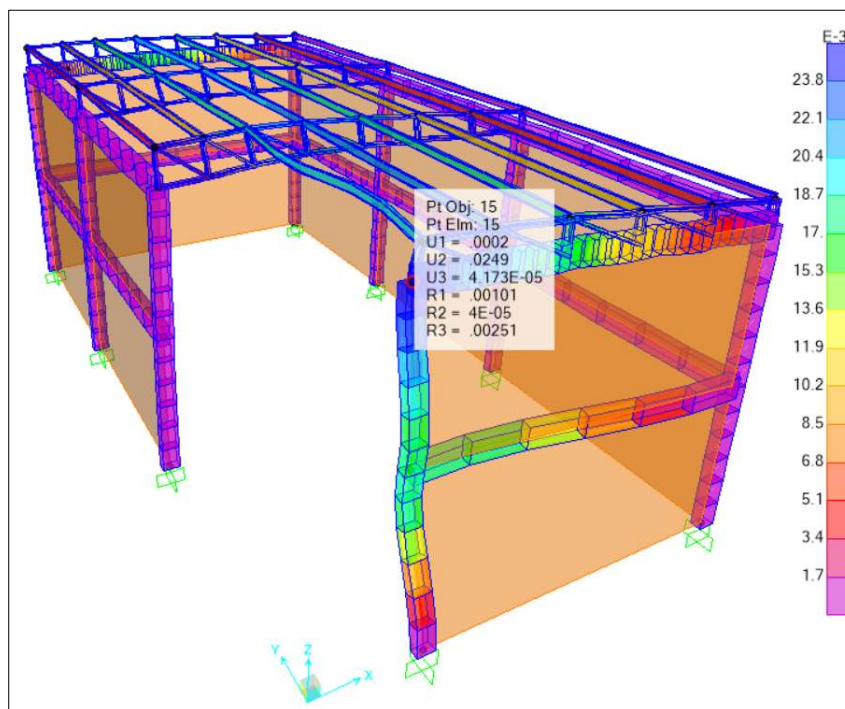


Figura 100: Desplazamiento sísmico en dirección Y-Y

En la imagen anterior, se muestra los desplazamientos sísmicos debido al sismo en la dirección Y-Y, en los cuales se tiene un desplazamiento de 0.025 m a una altura de 7 m. En este caso se genera una deriva de 0.004 menor a la admisible.

Finalmente, aprobado el tema sísmico, se realiza el diseño de la estructura metálica, por lo cual se presenta el diseño de los elementos tijerales y metrado que se tendrá sobre los tijerales:

Tabla 55: Metrado de cargas por tijeral para diseño

Metrado		
cobertura	4.5	kg/m <sup>2</sup>
luminarias	15	kg/m <sup>2</sup>
CM	19.5	kg/m <sup>2</sup>
CV	30	kg/m <sup>2</sup>
Longitud tributaria	1.72	m
Ancho tributario	6.69	m
Área tributaria	11.51	m <sup>2</sup>
Pcm	0.22	ton
Pcv	0.35	ton

La distribución de cargas a lo largo del tijeral hablando de carga muerta y viva se presenta inmediatamente:

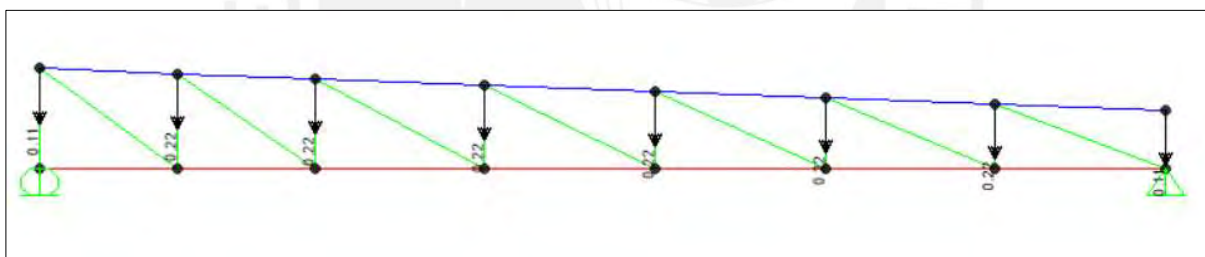


Figura 101: Carga muerta en tijeral

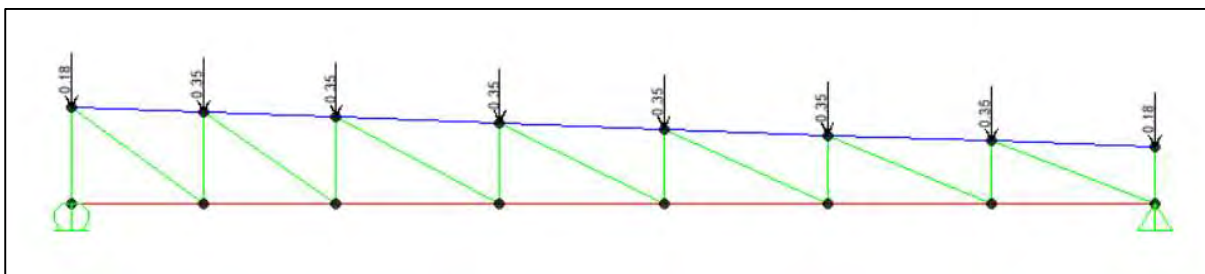


Figura 102: Carga viva en tijeral

Del mismo modo, se presentan las cargas de viento distribuido a lo largo de los 9.25 m del tijeral y a su vez dividido en 7 puntos de la estructura:

Tabla 56: Cargas de viento en tijeral

	Barvolento	Sotavento
Presión del viento ( $\text{kg/m}^2$ )	15.17	-22.76
Ancho tributario (m)	6.27	6.27
Fuerza distribuida del viento ( $\text{kg/m}$ )	95.12	-142.71
Longitud del tijeral (m)	9.25	9.25
Carga total (kg)	879.82	-1320.02
#puntos	7	7
Carga puntual en tijeral (ton)	0.126	-0.189

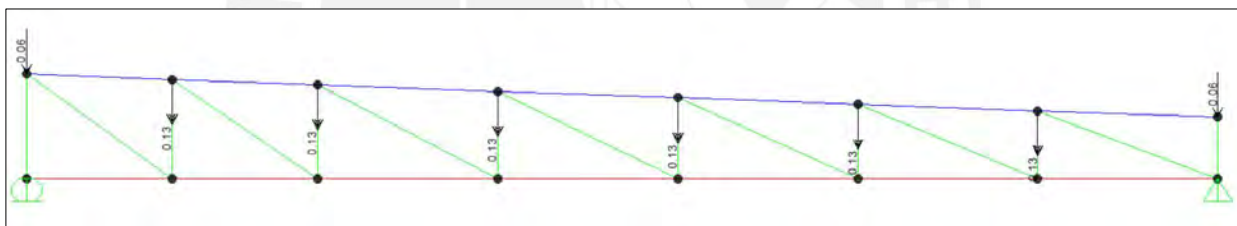


Figura 103: Carga de viento Barlovento en tijeral

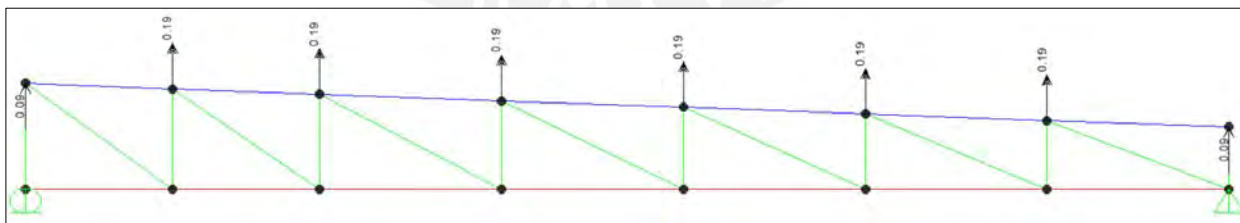


Figura 104: Carga de viento Sotavento en tijeral

Se muestran las cargas internas en los tijerales de acuerdo a las siguientes combinaciones de gravedad:

Tabla 57: Combinaciones para tijerales

COMBINACIONES
$U1=1.4D$
$U2=1.2D+1.6L$
$U3=1.2D+1.3W+0.5L$
$U4=0.9D \pm 1.3W$

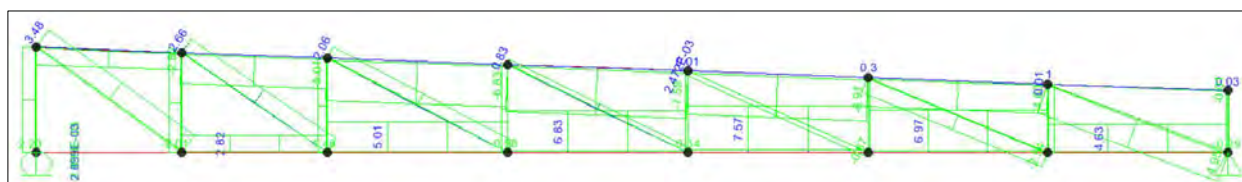


Figura 105: Fuerza axial última en tijeral

Con las fuerzas axiales últimas se realizará el diseño de una de las secciones metálicas, en este caso, el de la brida superior que presenta una sección de 2 ½” x 2 ½” x 3/16”.



Figura 106: Fuerza axial en brida superior

Se procederá a calcular la resistencia axial nominal ( $\phi P_n = \phi F_c r \times \text{Área}$ ) de la brida, calculando el radio de giro del componente, la longitud no arriostrada y el factor  $Kl/r$ .

Tabla 58: Diseño por fuerza axial de brida superior

Inercia (cm <sup>4</sup> )	1388
Área (cm <sup>2</sup> )	11.6
Radio de giro	10.94
Longitud sin arriostrar (cm)	172

Factor $Kl/r$	15.73
$\phi F_{cr}$ (ton/cm <sup>2</sup> )	2.13
$\phi P_n$ (ton)	24.71
$P_u$ en compresión (ton)	7.58

Para este caso, vemos que la carga axial nominal a compresión que presenta la brida es de 24.71 ton, la cual supera la carga última de compresión. Por lo tanto, se verifica el diseño por fuerza axial en la brida superior.

COMPOSICION DE TIJERAL		
BRIDA SUPERIOR	┌ ┐	2 1/2" x 2 1/2" x 3/16"
BRIDA INFERIOR	└ ┘	2 1/2" x 2 1/2" x 3/16"
MONTANTES	└ ┘	2" x 2" x 3/16"
DIAGONALES	└ ┘	2" x 2" x 3/16"

Figura 107: Diseño de bridas, montantes y diagonales de los tijerales

Seguido al diseño de los tijerales, se presenta la unión emperrada de los tijerales con la columna de concreto de 0.25 x 0.40 m.

En este caso, se muestra las reacciones a las cuales estará expuesta esta unión emperrada:

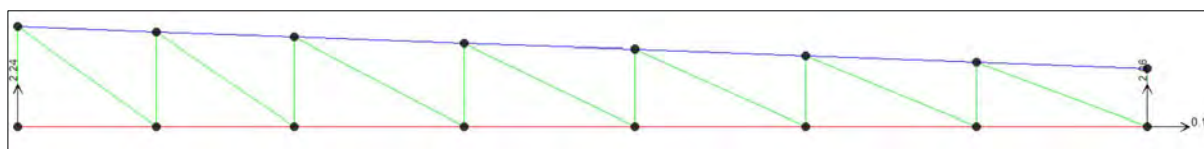


Figura 108: Fuerza axial y cortante en uniones emperradas

En este caso, se tiene un valor de carga axial de 2.24 ton y una fuerza de corte de 0.19 ton. Con estos valores se diseña el espesor de la plancha base:

$$t = L \times \sqrt{\frac{2 \times P_u}{0.9B \times N \times F_y}}$$

Donde:

L = Mayor valor entre n y m

t = espesor de plancha base

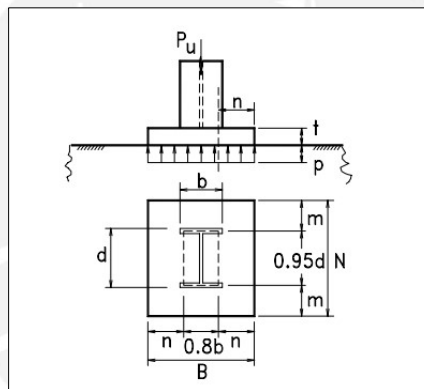


Figura 109: Valores de n y m de “Diseño estructural en acero” (Luis Zapata Baglietto,1997)

Se muestra el resultado del diseño de la plancha base:

Tabla 59: Diseño de espesor de la plancha base

Pu (ton)	2.24
N (mm)	250
B (mm)	400
d (mm)	250
b (mm)	350
m	6.25
n	60

L mínimo (mm)	60
t (mm)	2.66

El diseño concluye con una plancha base de 250 x 400 mm la cual utilizará un espesor de 6 mm por un tema de seguridad. Finalmente, se procede a diseñar por corte los pernos presentes en la plancha:  $\phi Rn = 0.65 \times (0.60 \times Fbu) \times m \times Ab$

Donde:

Fbu = Resistencia a la fractura del material del perno

Ab = Área transversal del perno

m = Cantidad de áreas de corte en la sección

Tabla 60: Diseño de los pernos

Ab (cm <sup>2</sup> )	2
Fbu (ton/cm <sup>2</sup> )	8.40
# Pernos	4
$\phi Rn$ (ton)	26.21
Vu (ton)	0.19

Con ello se genera el diseño de la unión emperrada, que se muestra a continuación:

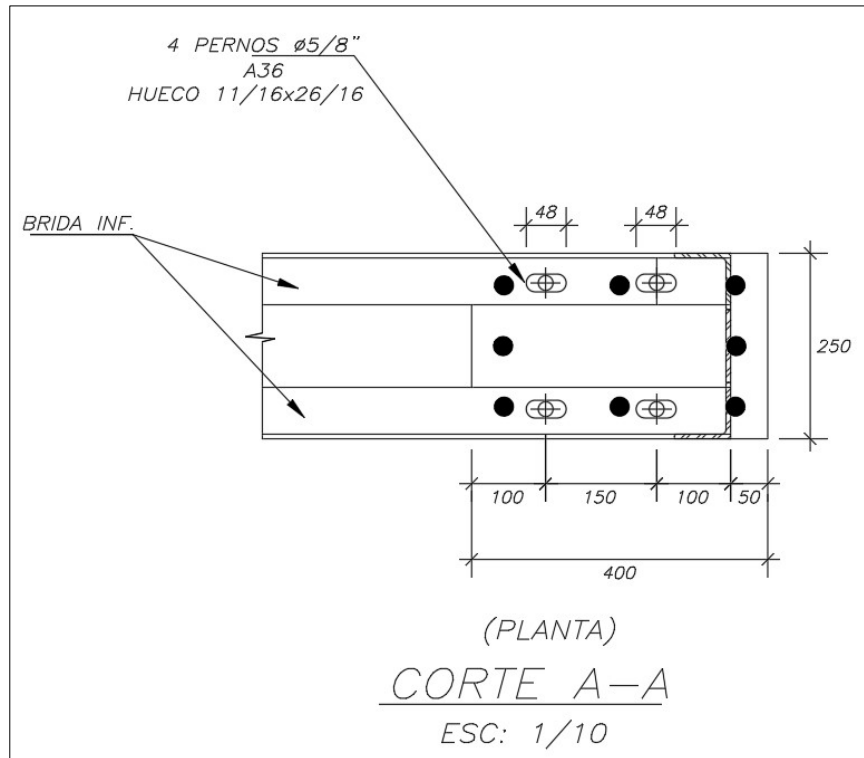


Figura 110: Diseño de pernos y plancha base

## CAPÍTULO 10: CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

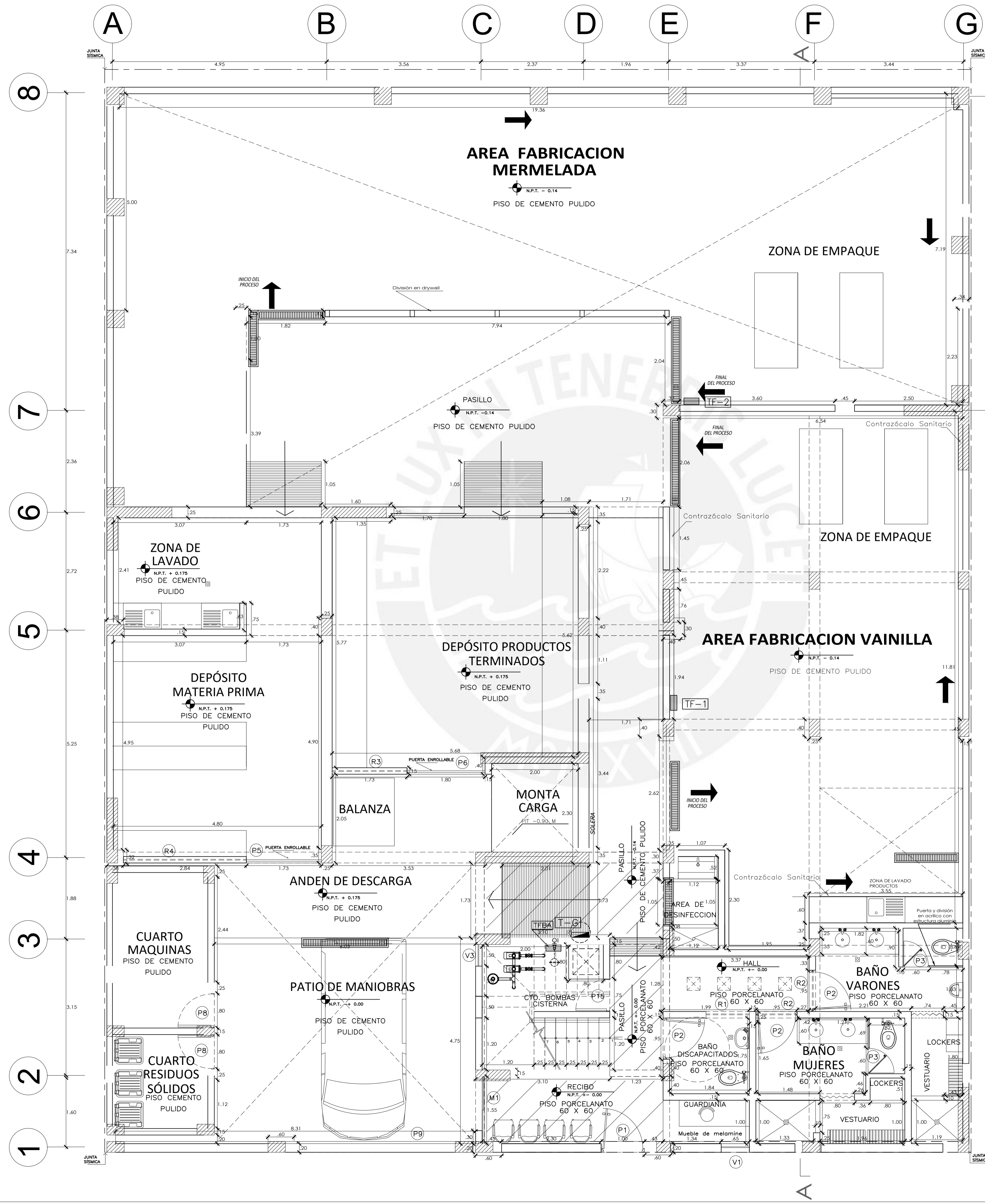
- En cuanto a la estructuración de la fábrica, comparando las dimensiones calculadas con las recomendaciones mencionadas y la dimensión final debido al diseño estructural de cada elemento, se puede concluir que son correctas.
- La forma de la fábrica influye de manera drástica en la presencia de las irregularidades de esquina entrante y torsional, siendo este último, cercano a convertirse en una irregularidad extrema con un ratio de 1.40 m, la cual se pudo controlar gracias a un aumento en la longitud de los muros estructurales localizados en las zonas esquineras y extremas de la planta.
- El análisis sísmico realizado en los programas ETABS 19 y SAP2000 brindan un conjunto de valores de fuerzas y momentos, los cuales deben ser tratados con criterio, ya que se tiene que considerar correctamente el sentido positivo o negativo de dichos valores.
- La fuerza cortante presente en las placas con respecto a la fuerza de corte basal es mayor a un 70%. Es por ello que el sistema estructural de esta fábrica pertenece a la de los muros estructurales. Esta clasificación se evidencia de manera notoria en la cantidad de carga sísmica que existe en las placas.
- La inclusión de una zapata combinada en el centro de la fábrica evitó que las placas PL-3 y PL-4 presenten zapatas aisladas con dimensiones exageradas. Por lo tanto, la presencia de dicha zapata supone una disminución de carga total.
- El diseño de la estructura metálica presenta valores mínimos, esto debido en gran parte a la baja fuerza de viento que existe en Lima con respecto a otras ciudades. Este caso se puede incrementar en otros lugares como Cusco, basándose en los valores del mapa eólico del Perú.
- La altura de la fábrica de 3 pisos hace que en la mayoría de elementos estructurales se tenga una cuantía mínima de acero, independientemente del uso de la edificación.

- En cuanto al diseño del acero, se calculó la cantidad de manera óptima respetando las cuantías mínimas y las solicitaciones producto del análisis sísmico, optando por la opción más conservadora.
- El diseño estructural de la fábrica, la cual partió de una arquitectura definida, presenta una adecuada resistencia ante las cargas sísmicas y de gravedad respetando los procedimientos de análisis y diseño según la normativa peruana.

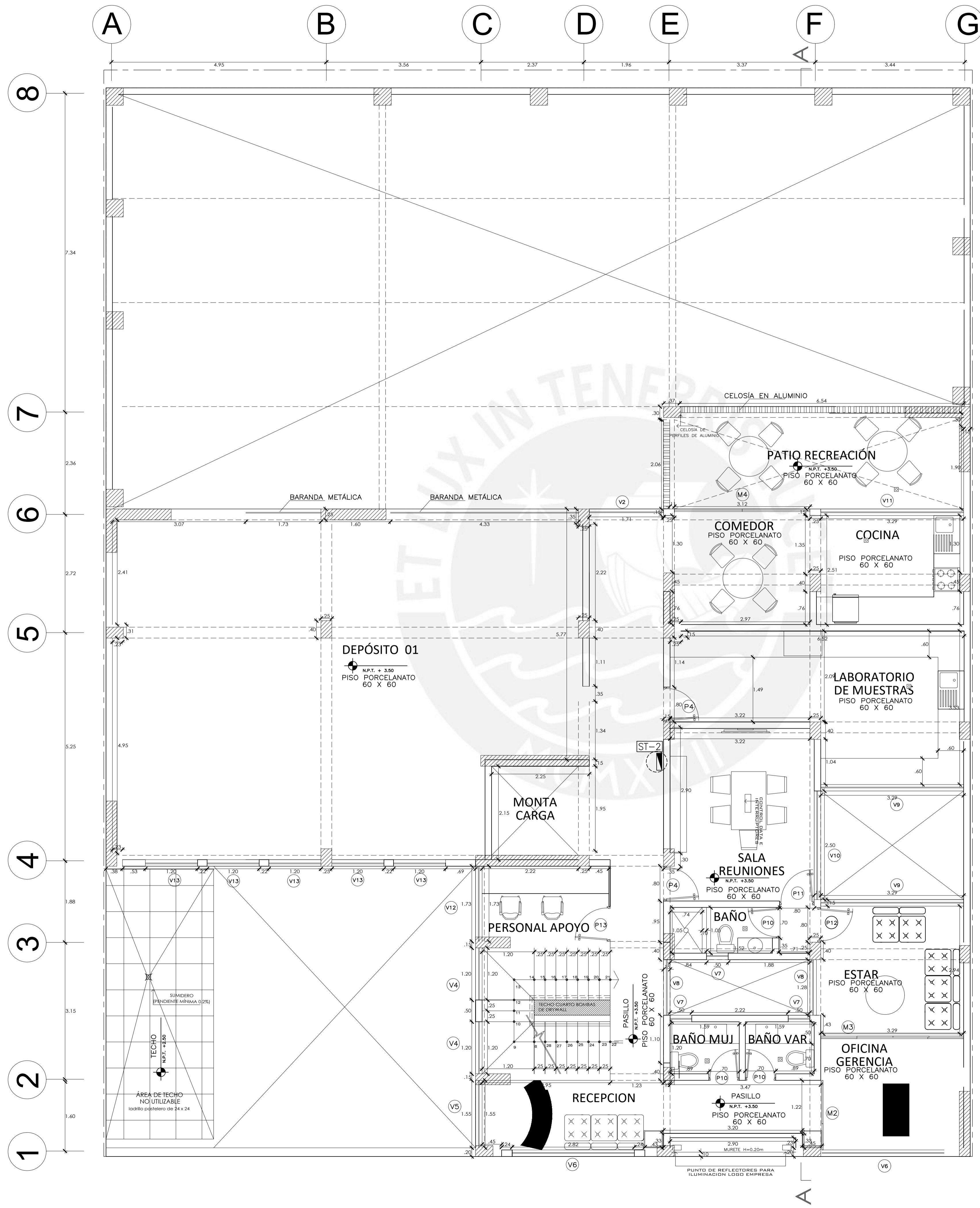


## BIBLIOGRAFÍA

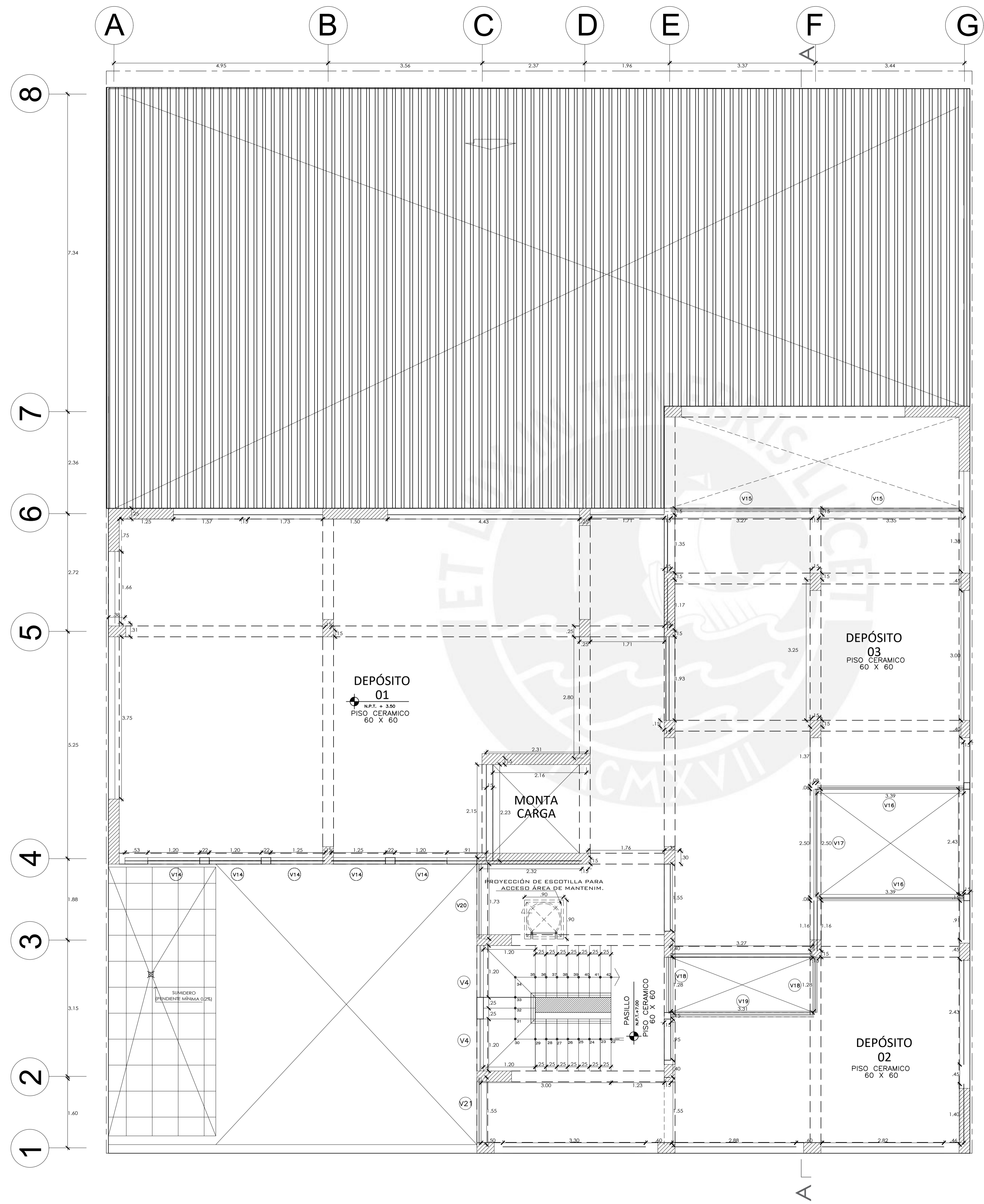
- AMERICAN INSTITUTION OF STEEL CONSTRUCTION  
2011 *AISC steel construction manual 14 edition*. Chicago.
- BLANCO BLASCO, Antonio  
1994 *Estructuración y diseño de edificaciones de Concreto Armado*, 2da. ed., Colegio de Ingenieros del Perú, Lima.
- MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO  
2018 *Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño sismorresistente*, Reglamento Nacional de Edificaciones, Lima.
- MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO  
2006 *Norma Técnica de Edificación E.020 Cargas*, Reglamento Nacional de Edificaciones, Lima.
- MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO  
2009 *Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado*, Reglamento Nacional de Edificaciones, Lima.
- MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO  
2004 *Norma Técnica de Edificación E.090 Estructuras metálicas*, Reglamento Nacional de Edificaciones, Lima.
- OTTAZZI PASINO, Gianfranco  
2017 *Apuntes del curso: Concreto Armado I*, PUCP Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima.
- ZAPATA BAGLIETTO, Luis F.  
1997 *Diseño Estructural en Acero*. Lima.



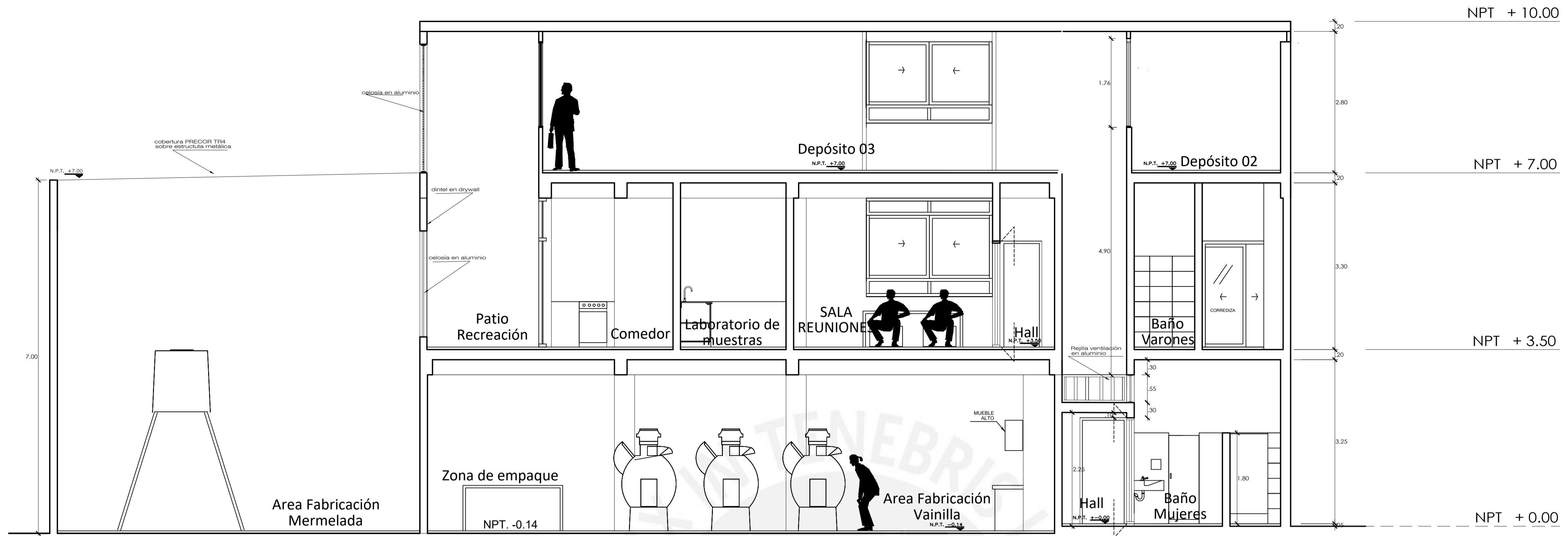
PLANTA PRIMER PISO		Plano N°:
Escala:	Elaborado por:	<b>A-01</b>
1/50	SEBASTIAN ORTIZ DE ORUÉ URQUIZO	
	Fecha:	SETIEMBRE 2024



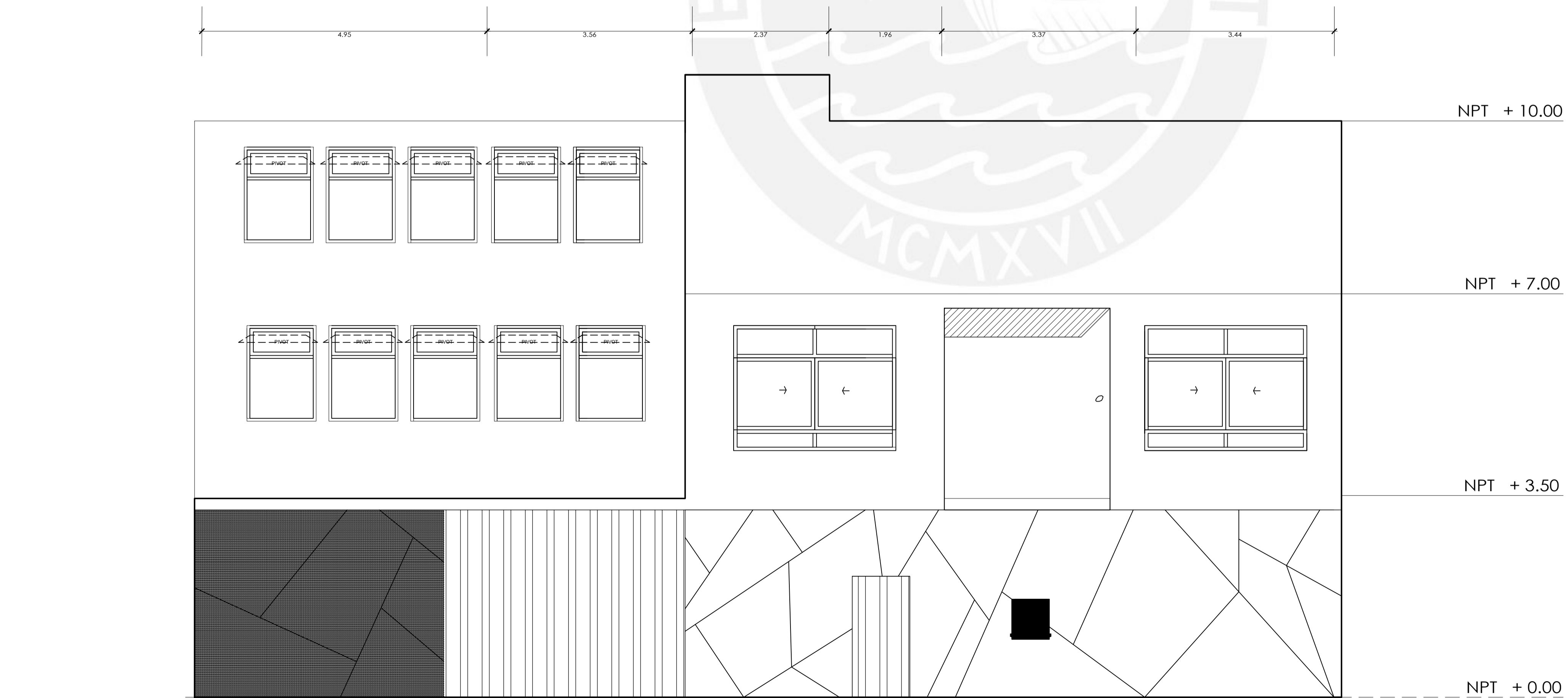
PLANTA SEGUNDO PISO		Página N°:
Escala:	Elaborado por:	A-02
1/50	SEBASTIAN ORTIZ DE ORUÉ URQUIZO	
	Fecha:	SETIEMBRE 2024



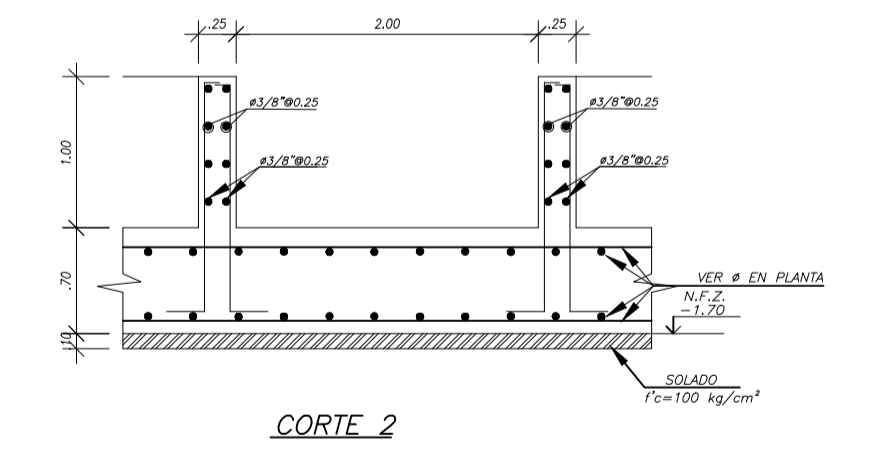
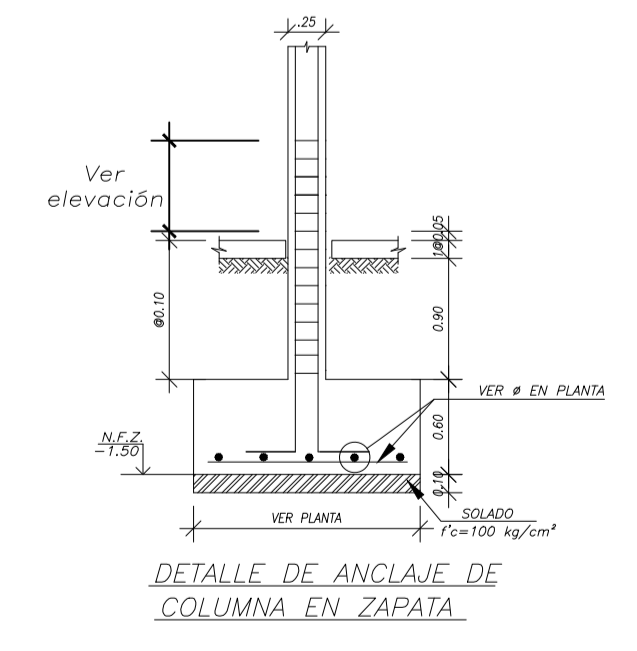
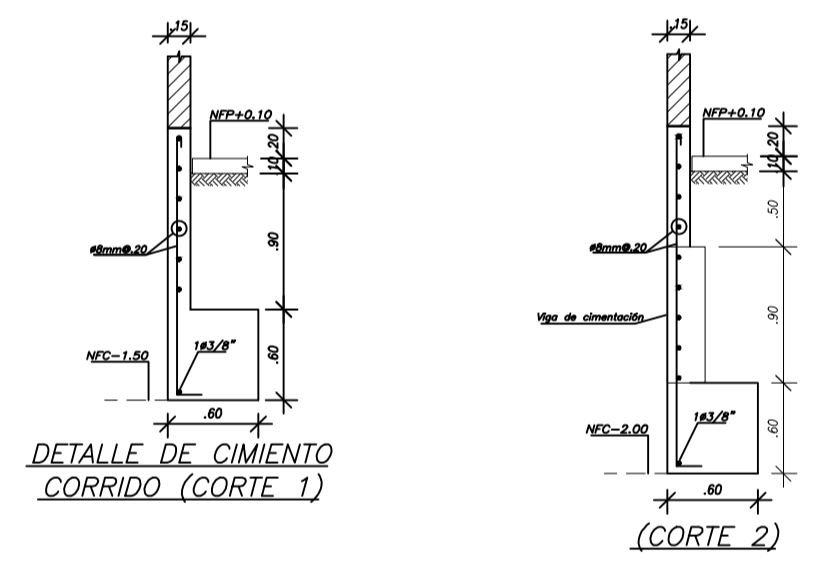
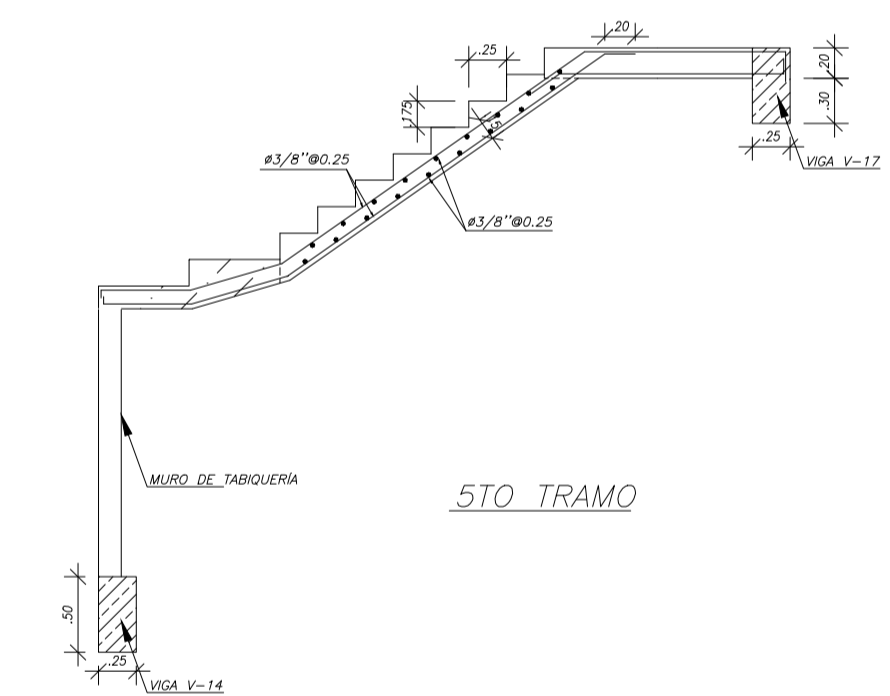
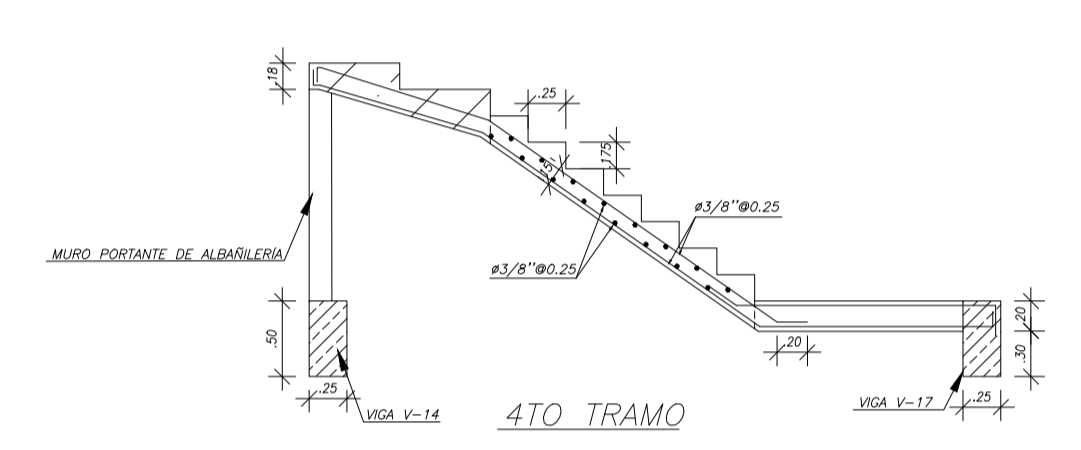
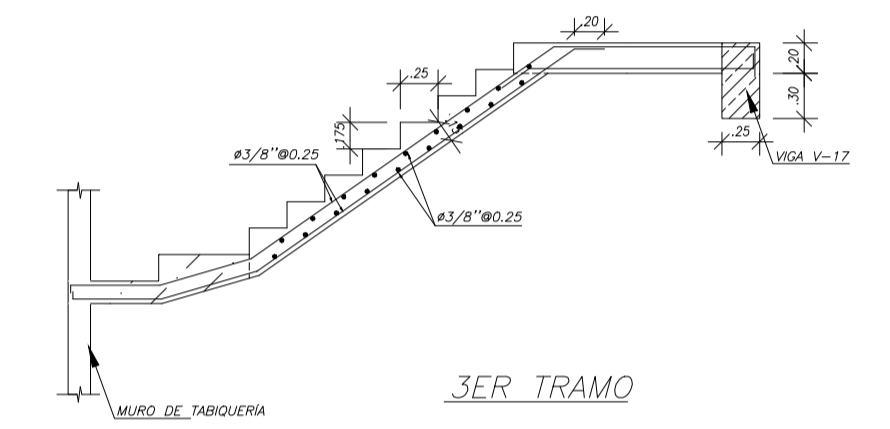
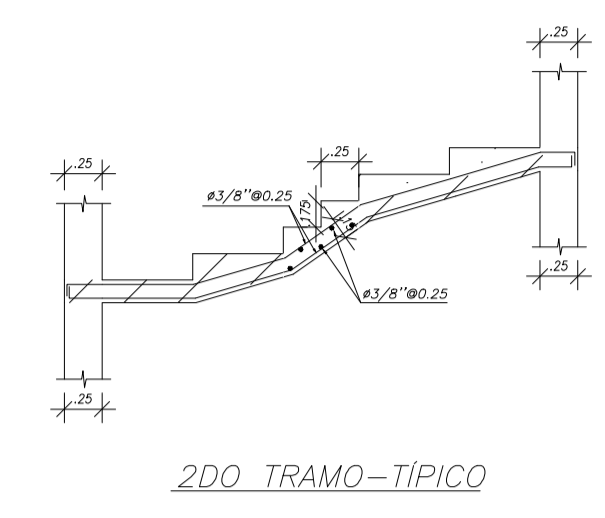
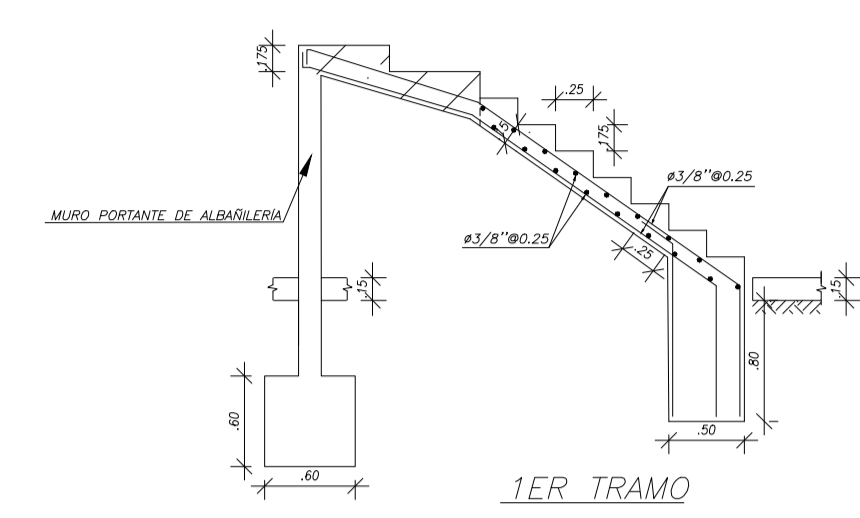
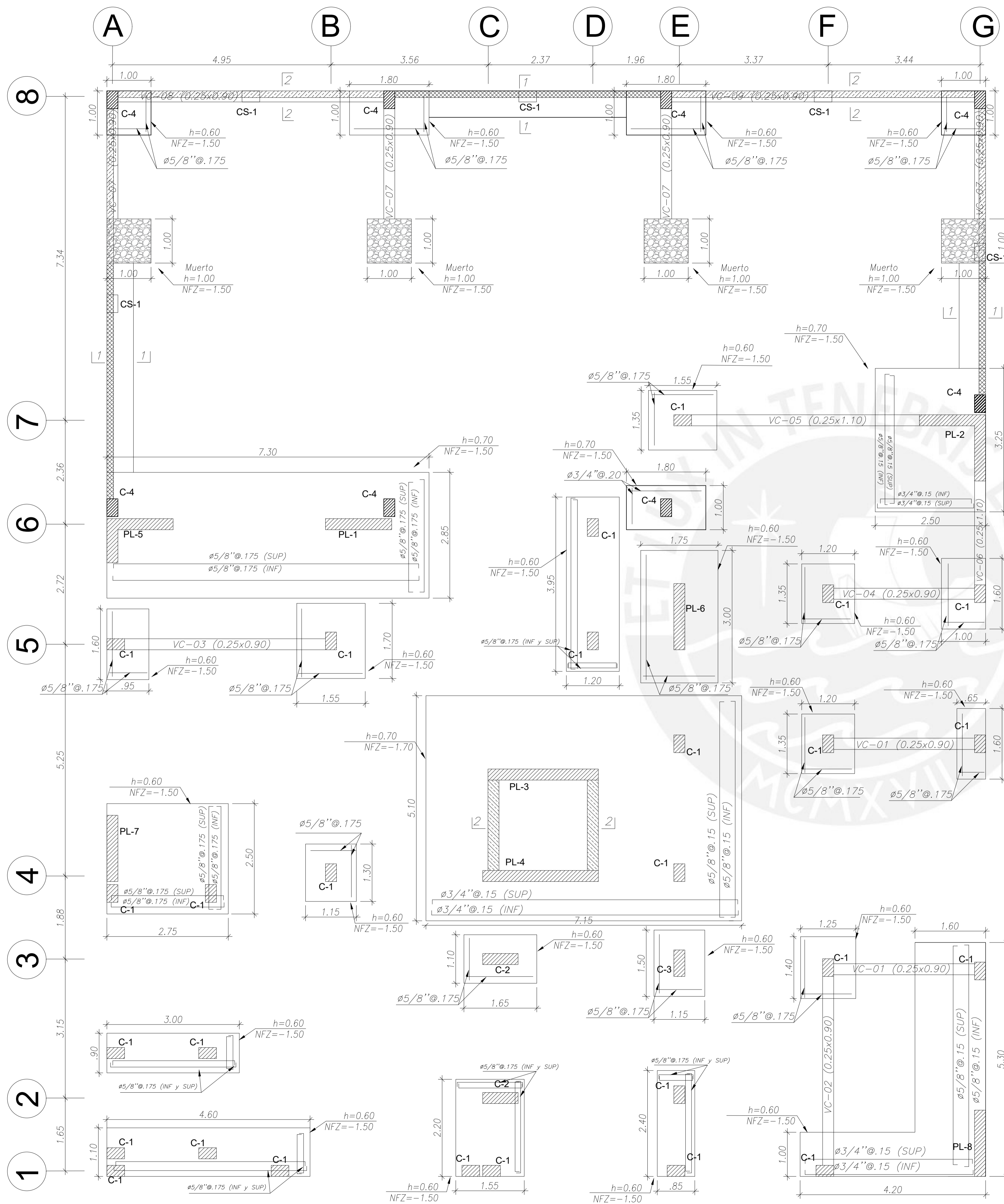
PLANTA AZOTEA		Plano N°:
Escala:	Elaborado por:	<b>A-03</b>
1/50	SEBASTIAN ORTIZ DE ORUÉ URQUIZO	
	Fecha:	SETIEMBRE 2024



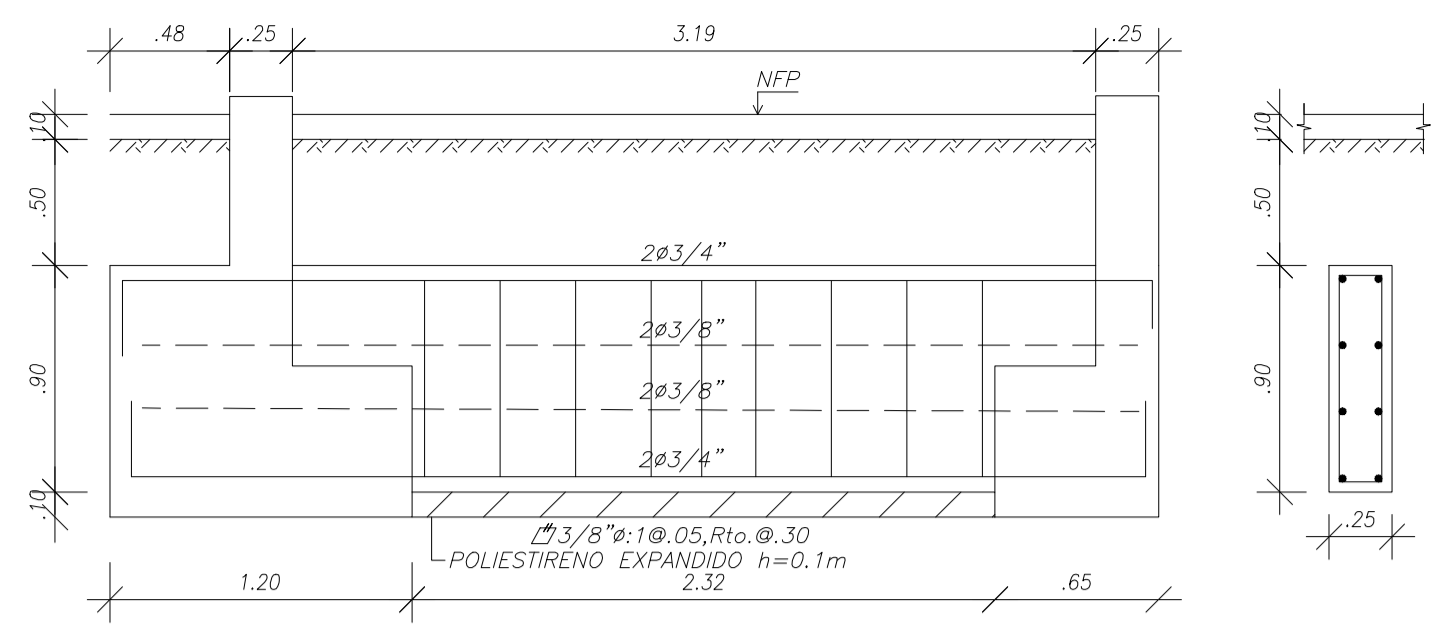
CORTE A-A



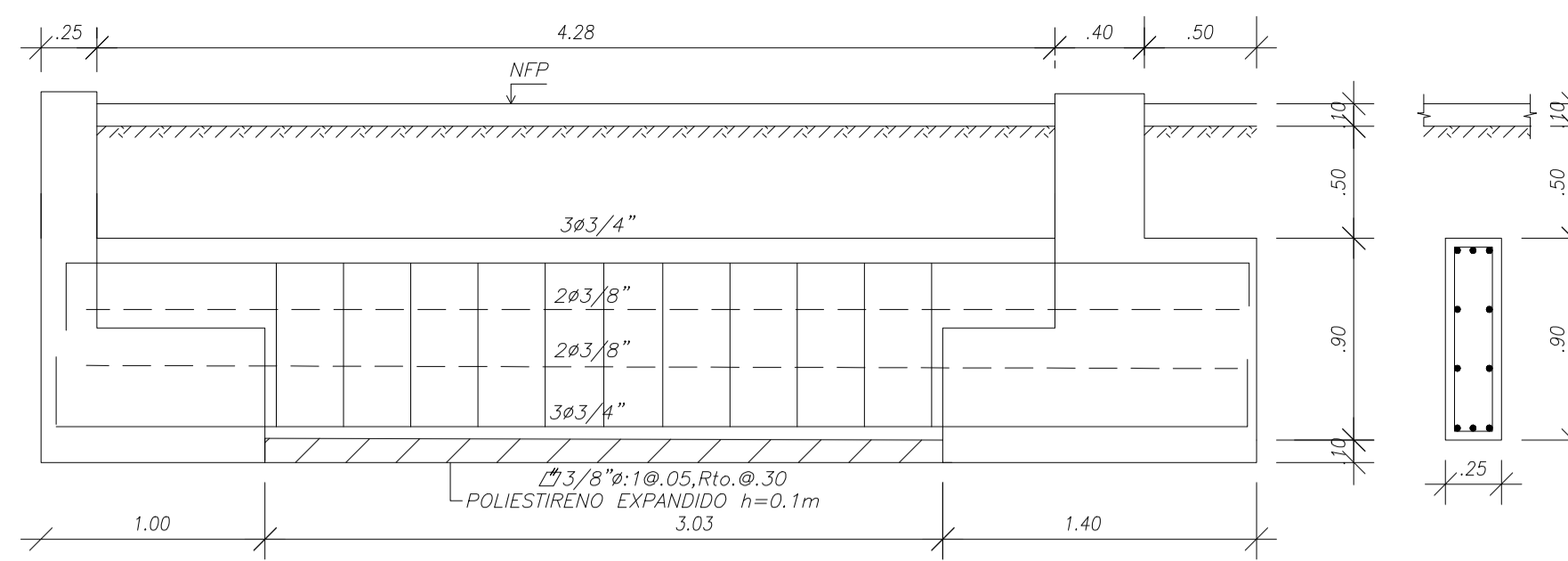




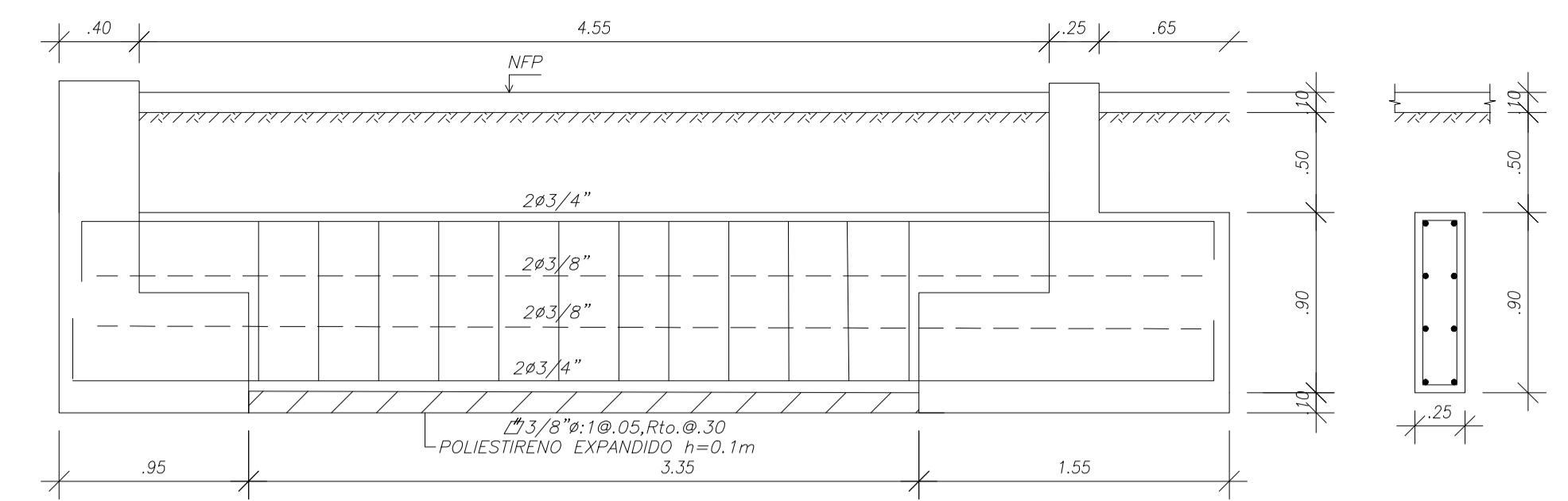
<b>PLANTA DE CIMENTACIÓN</b>		Plano N°:
Escala:	Elaborado por:	<b>E-02</b>
1/50	SEBASTIAN ORTIZ DE ORUÉ URQUIZO	
	Fecha:	SETIEMBRE 2024



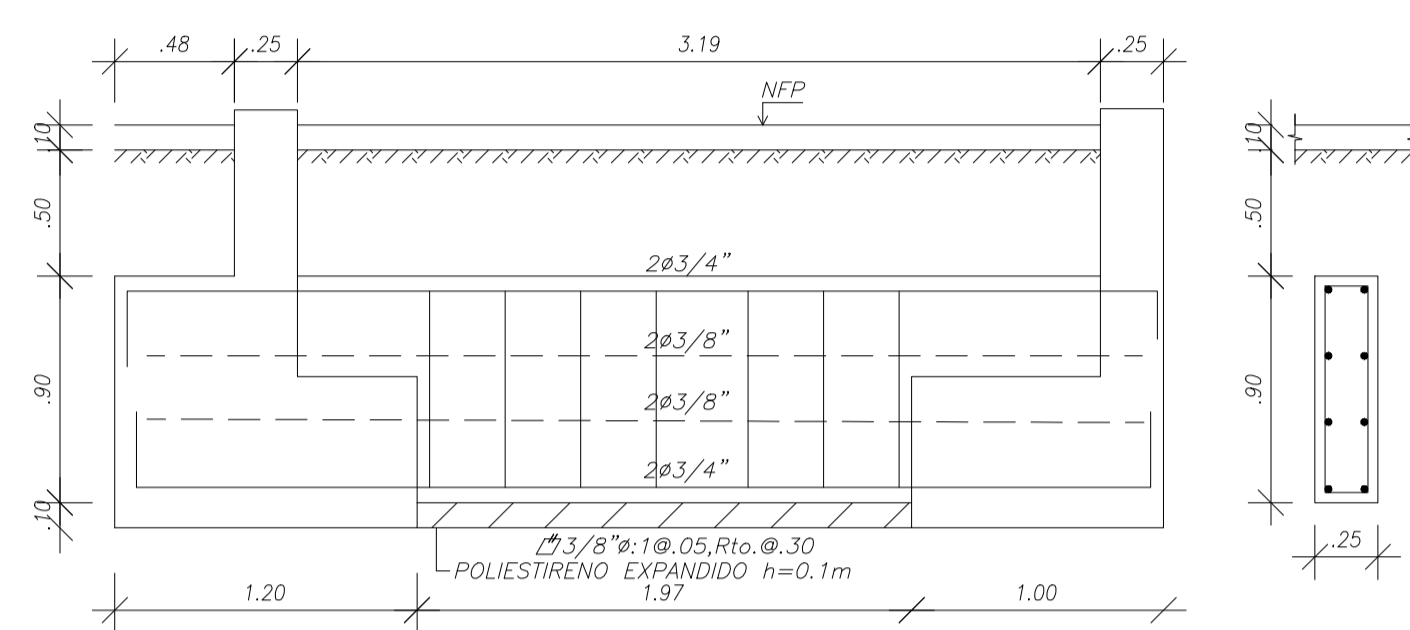
VIGA DE CIMENTACIÓN VC-01 (0.25x0.90)



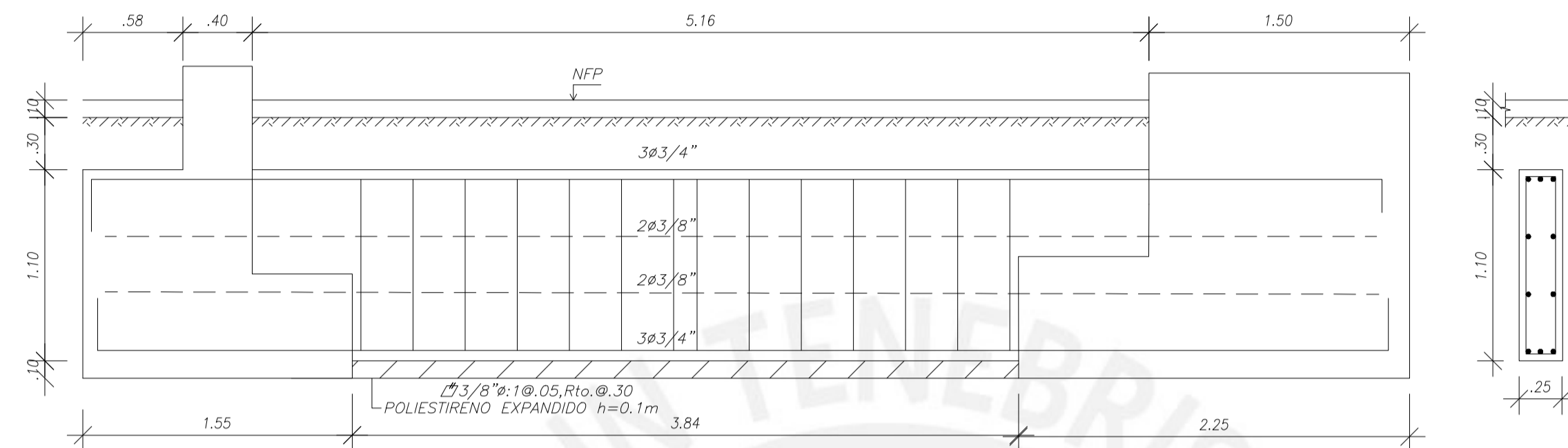
VIGA DE CIMENTACIÓN VC-02 (0.25x0.9)



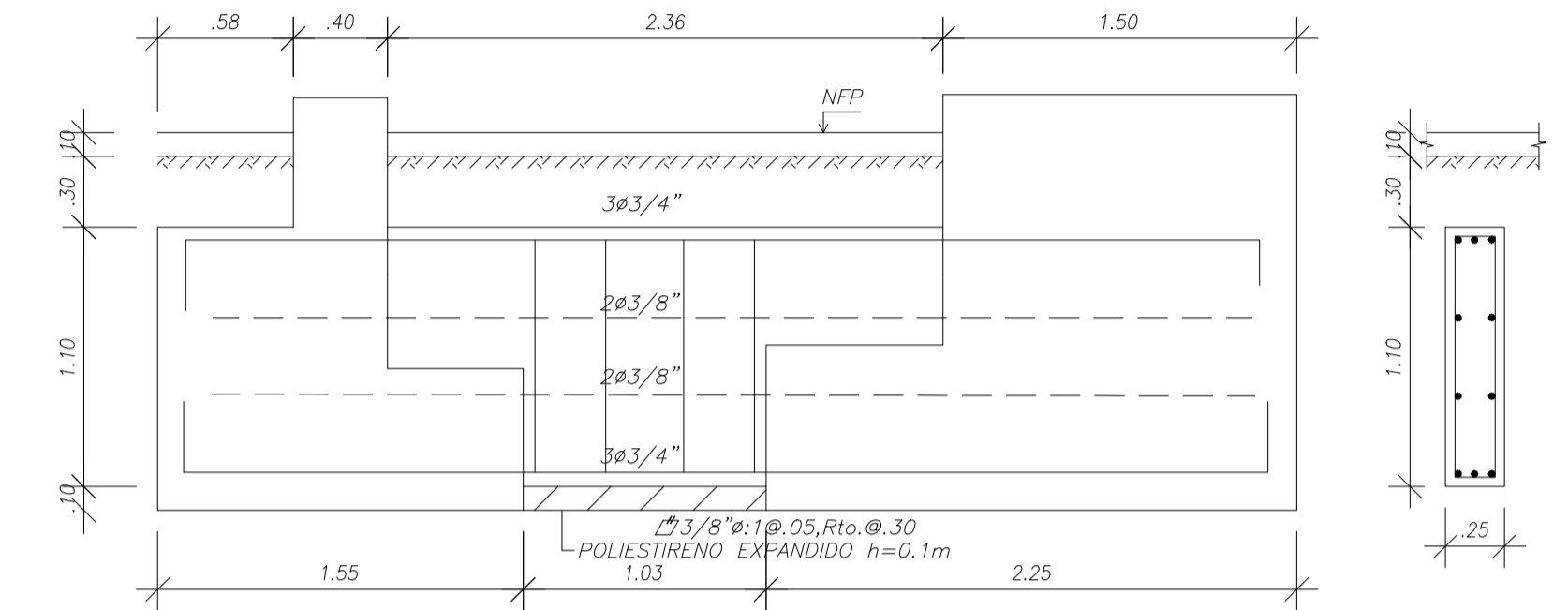
VIGA DE CIMENTACIÓN VC-03 (0.25x0.9)



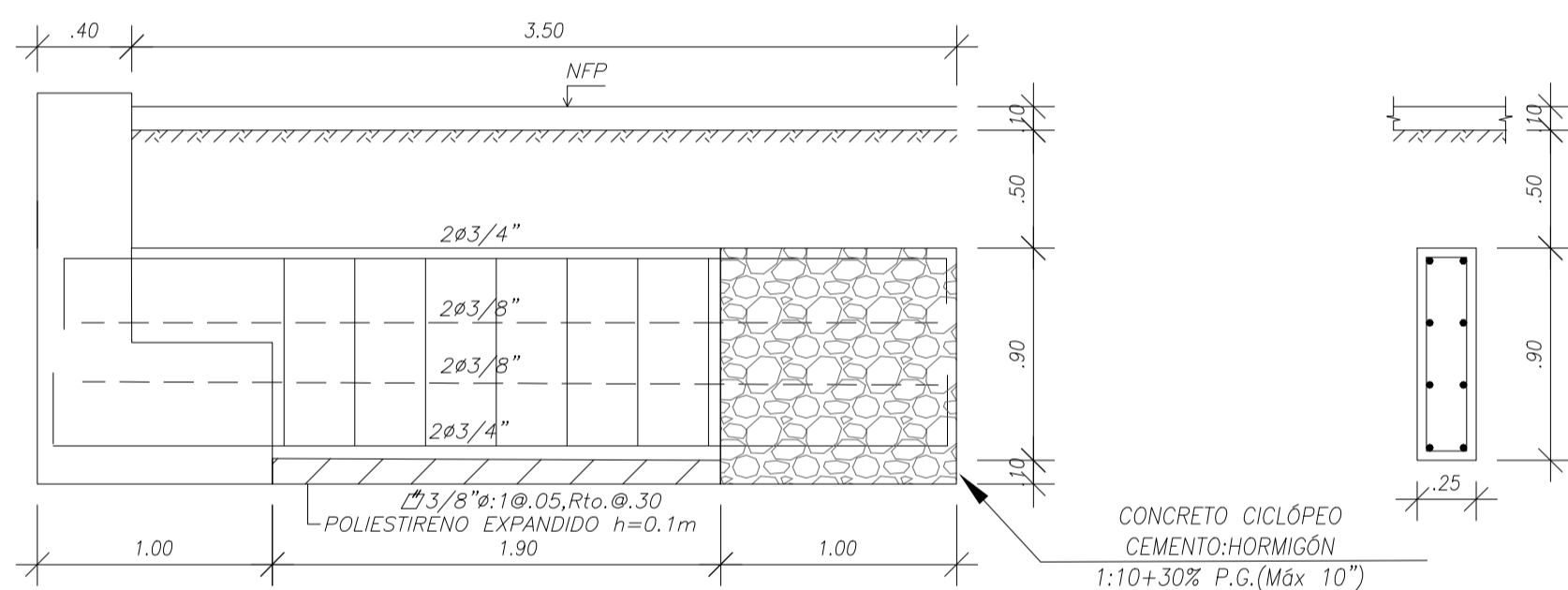
VIGA DE CIMENTACIÓN VC-04 (0.25x0.90)



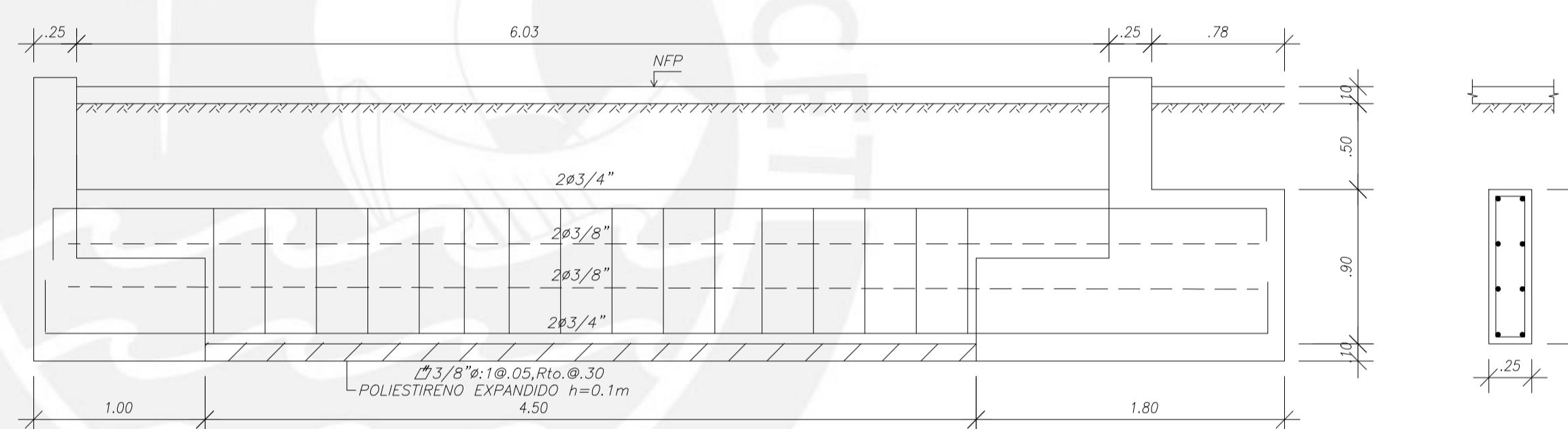
VIGA DE CIMENTACIÓN VC-05 (0.25x1.10)



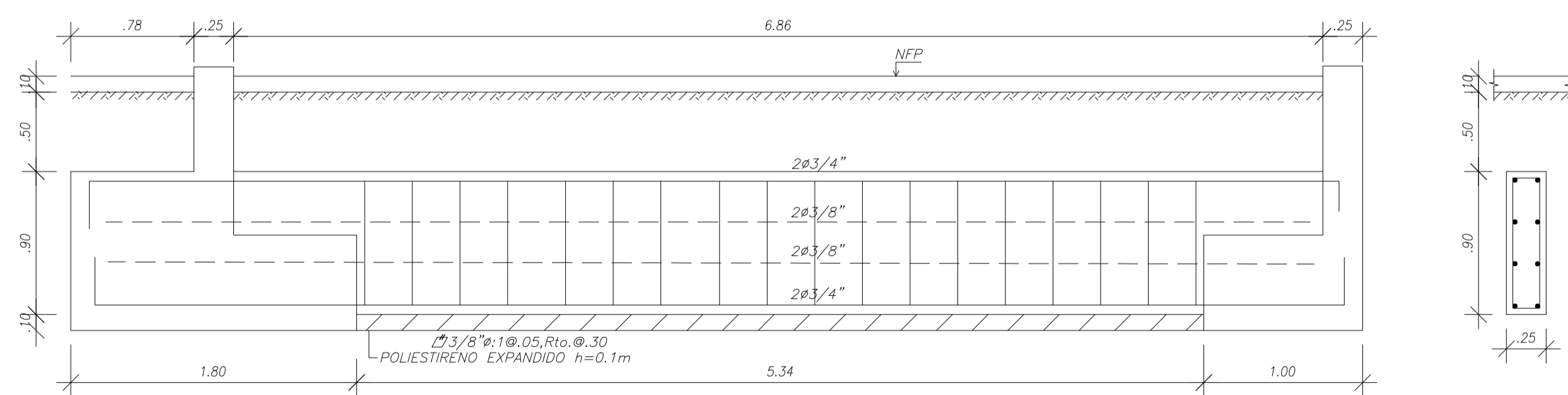
VIGA DE CIMENTACIÓN VC-06 (0.25x1.10)



VIGA DE CIMENTACIÓN VC-07 (0.25x0.90)

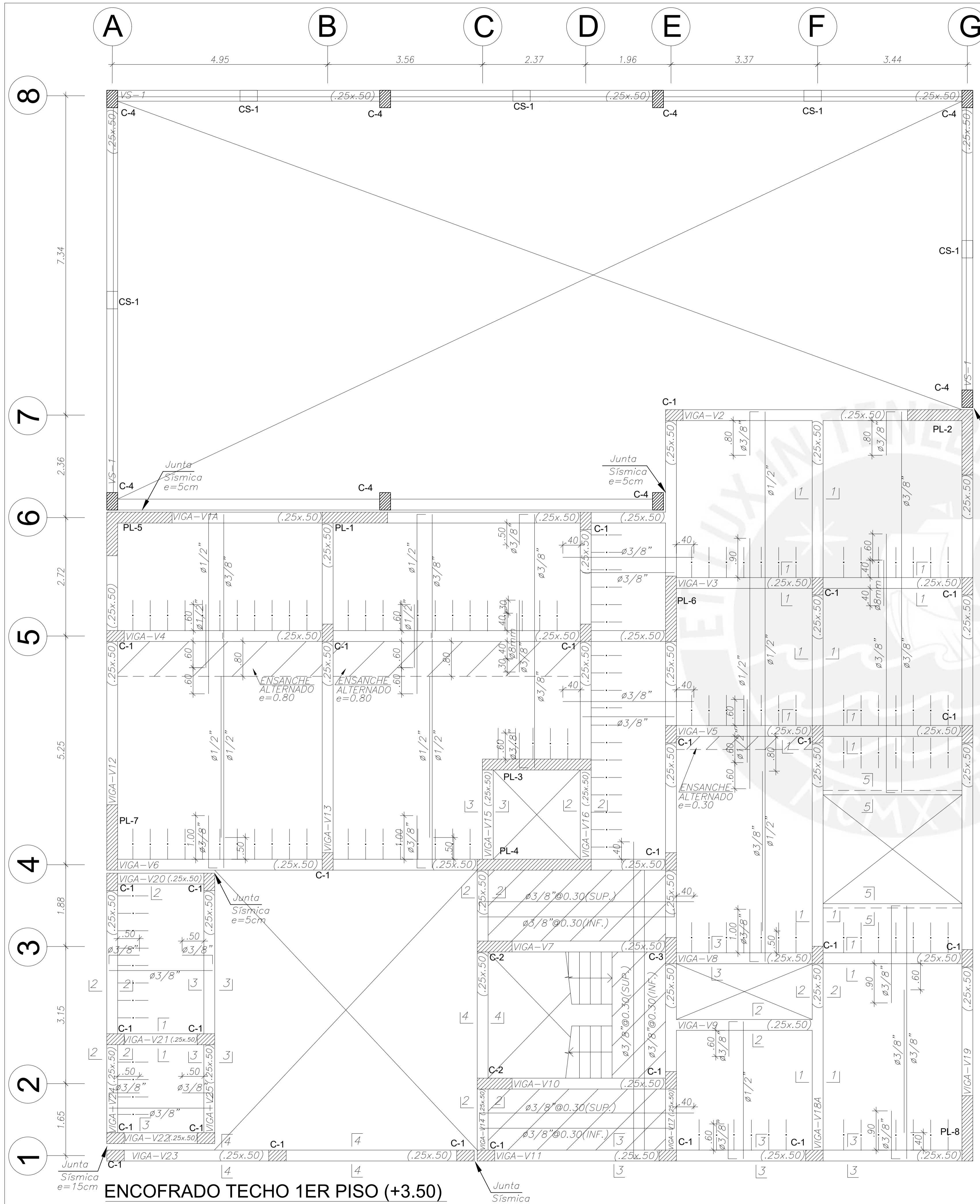


VIGA DE CIMENTACIÓN VC-08 (0.25x0.90)



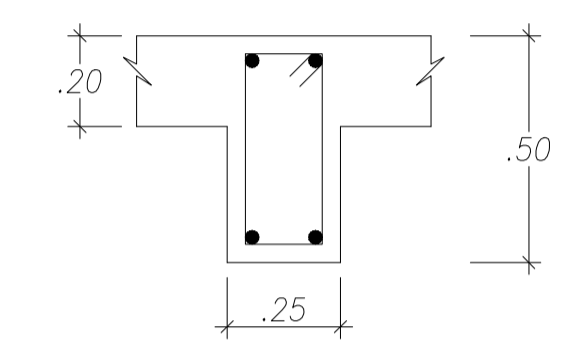
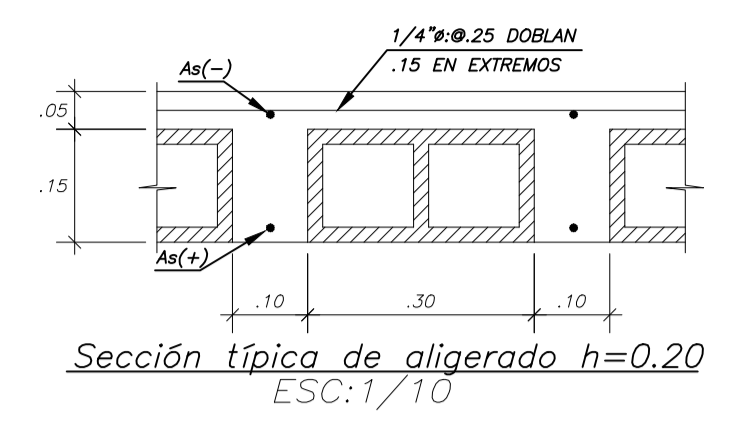
VIGA DE CIMENTACIÓN VC-09 (0.25x0.90)

VIGAS DE CIMENTACIÓN		Plano N°:
Escala:	Elaborado por:	<b>E-03</b>
1/30	SEBASTIAN ORTIZ DE ORUÉ URQUIZO	
	Fecha:	SETIEMBRE 2024

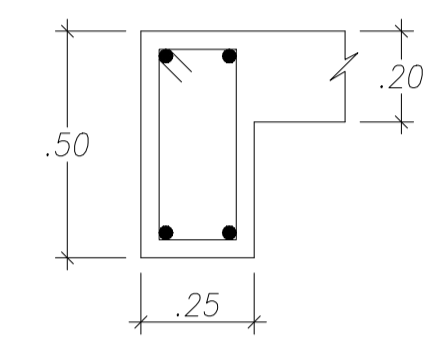


**ENCOFRADO TECHO 1ER PISO (+3.50)**

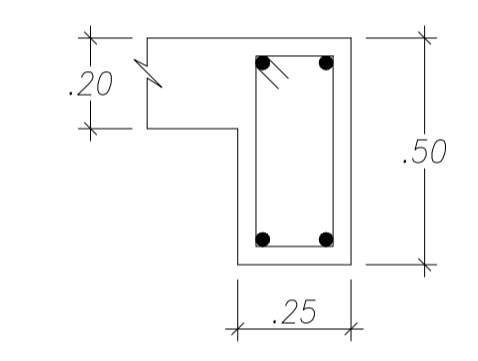
Aligerado h=0.20 s/c = 250kg/cm2  
 Macizo h=0.20



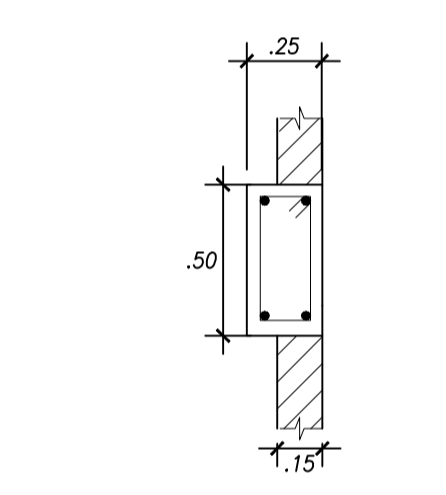
4ø5/8"  
 3/8ø:1@.05,10@.10,Rto@.20  
**CORTE 1-1**



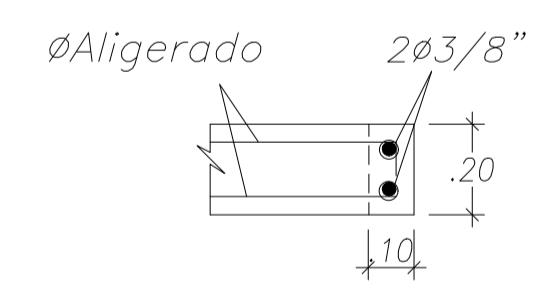
4ø5/8"  
 3/8ø:1@.05,10@.10,Rto@.20  
**CORTE 2-2**



4ø5/8"  
 3/8ø:1@.05,10@.10,Rto@.20  
**CORTE 3-3**

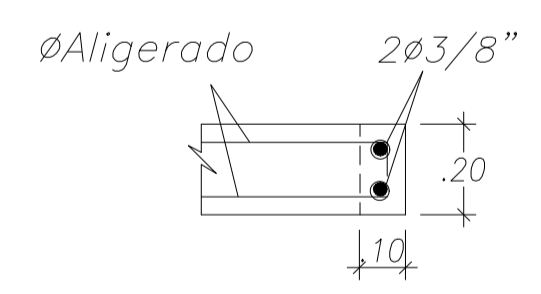
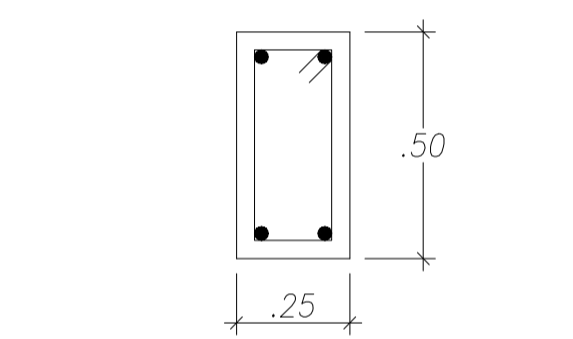
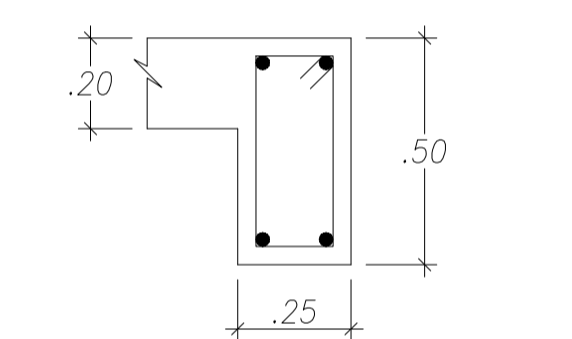
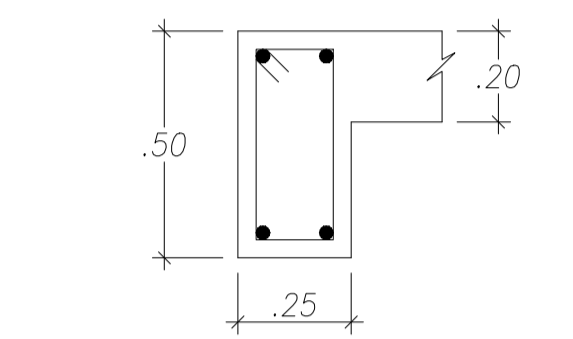
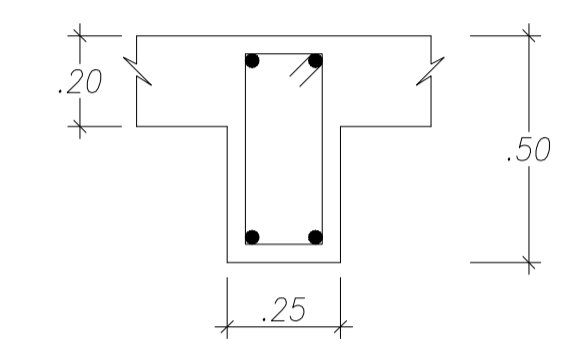
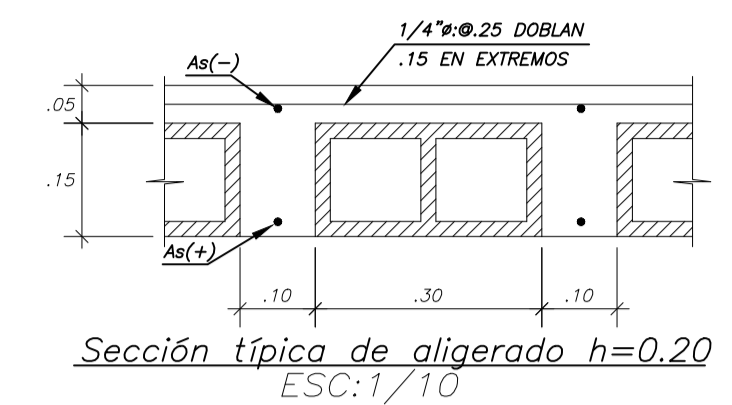
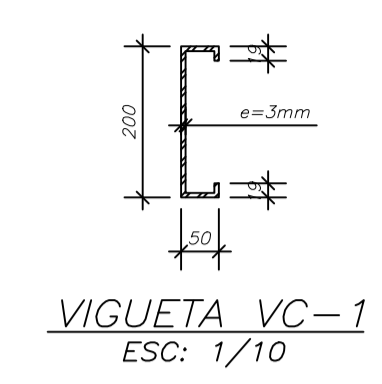
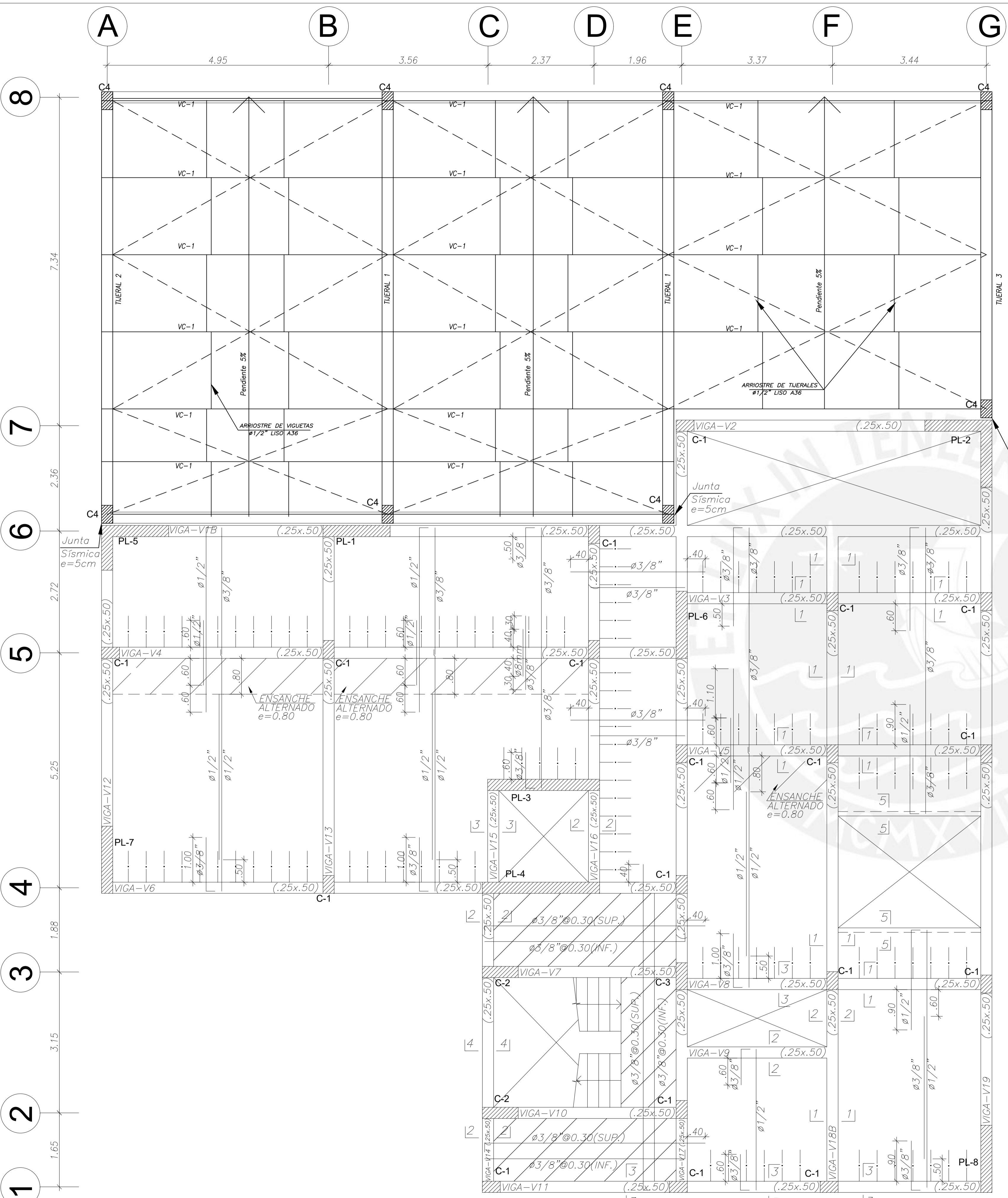


4ø5/8"  
 3/8ø:1@.05,10@.10,Rto@.20  
 VS-1  
 ESC: 1/10



ØAligerado 2ø3/8"  
**CORTE 5-5**

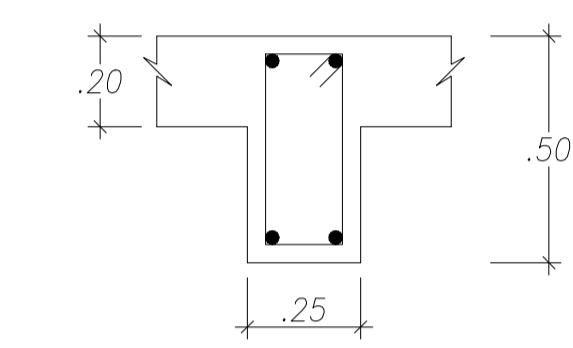
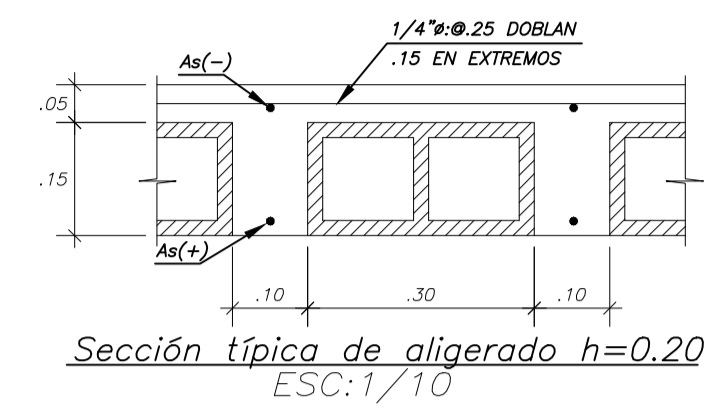
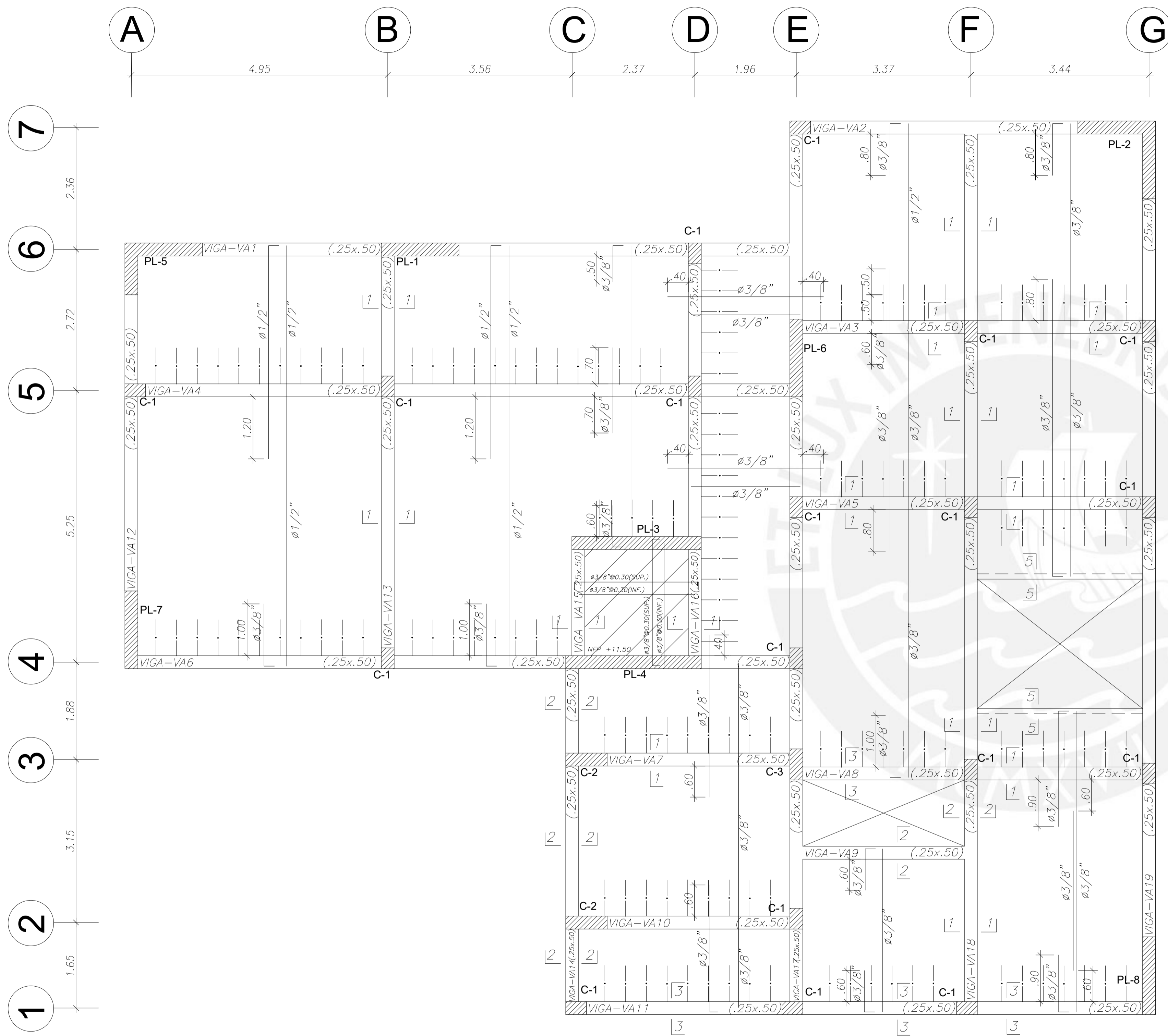
<b>ENCOFRADO TECHO 1°PISO</b>		Plano N°:
Escala:	Elaborado por:	<b>E-04</b>
1/50	SEBASTIAN ORTIZ DE ORUÉ URQUIZO	
	Fecha:	SETIEMBRE 2024



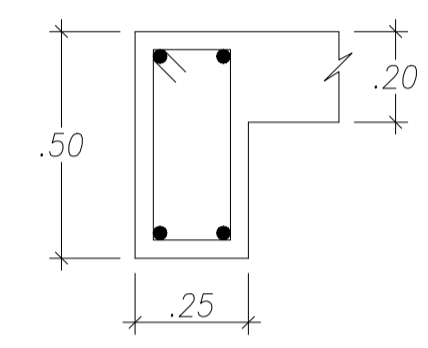
**ENCOFRADO TECHO 2DO PISO (+7.00)**

Aligerado h=0.20      s/c = 500kg/cm2  
Macizo h=0.20  
Cobertura ligera TR-4 o similar S/C=30 Kg/m2

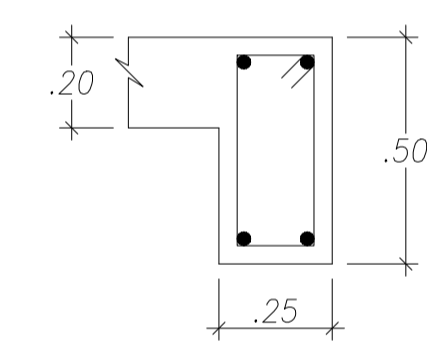
<b>ENCOFRADO TECHO 2°PISO</b>		Plano N°:
Escala:	Elaborado por:	<b>E-05</b>
1/50	SEBASTIAN ORTIZ DE ORUÉ URQUIZO	
	Fecha:	SETIEMBRE 2024



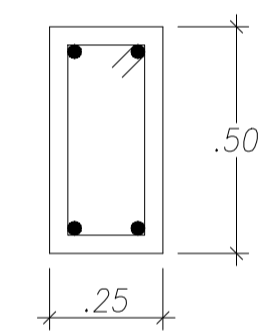
4ø5/8"  
 3/8ø: 1@.05, 10@.10, Rto@.20  
 CORTE 1-1



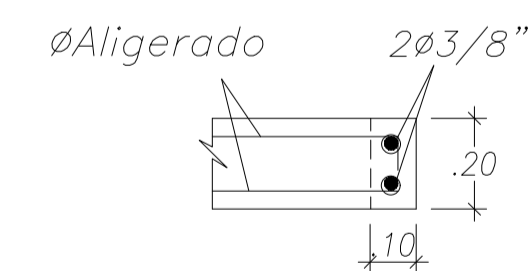
4ø5/8"  
 3/8ø: 1@.05, 10@.10, Rto@.20  
 CORTE 2-2



4ø5/8"  
 3/8ø: 1@.05, 10@.10, Rto@.20  
 CORTE 3-3



4ø5/8"  
 3/8ø: 1@.05, 10@.10, Rto@.20  
 CORTE 4-4

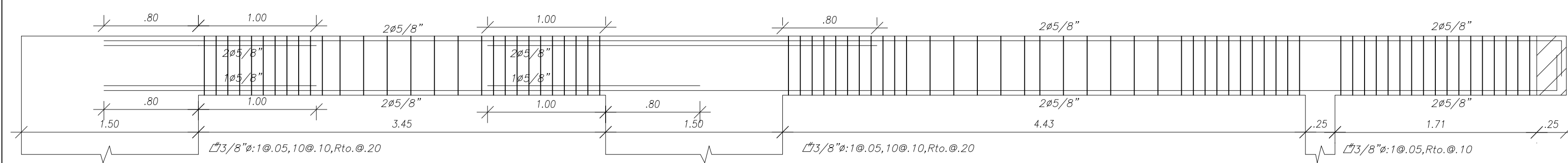


2ø3/8"  
 CORTE 5-5

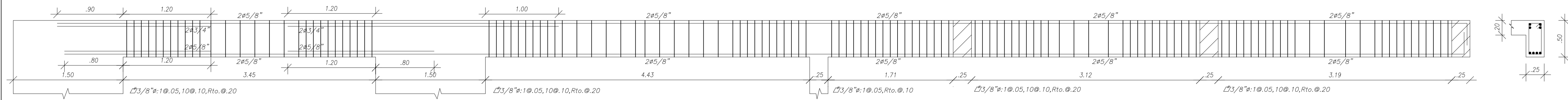
**ENCOFRADO TECHO AZOTEA (+10.00)**

Aligerado h=0.20 s/c = 100kg/cm2

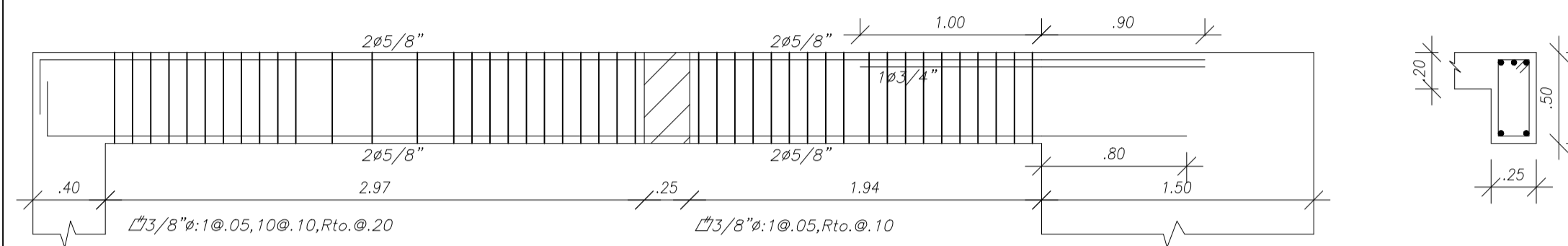
<b>ENCOFRADO TECHO AZOTEA</b>		Plano N°:
Escala:	Elaborado por:	<b>E-06</b>
1/50	SEBASTIAN ORTIZ DE ORUÉ URQUIZO	
	Fecha:	SETIEMBRE 2024



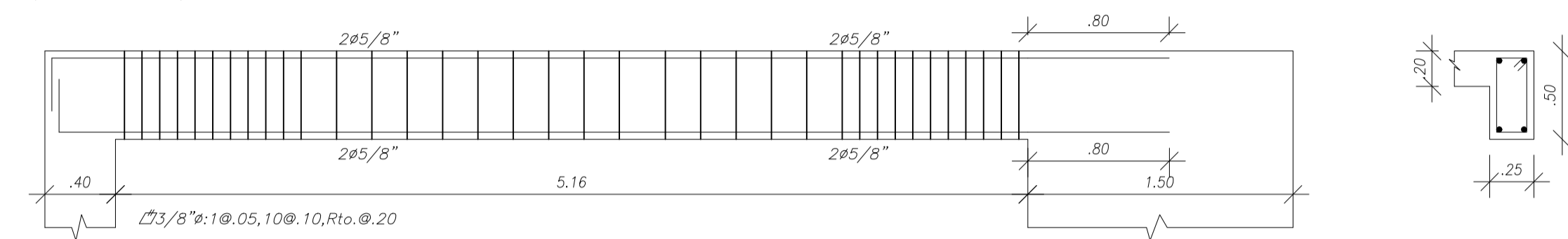
VIGA-V1A (.25x.50)



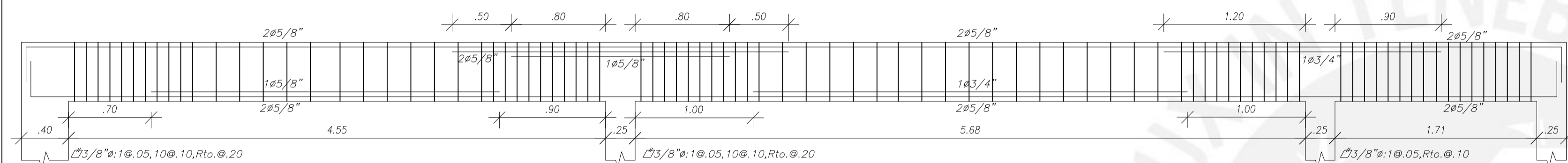
VIGA-V1B (.25x.50)



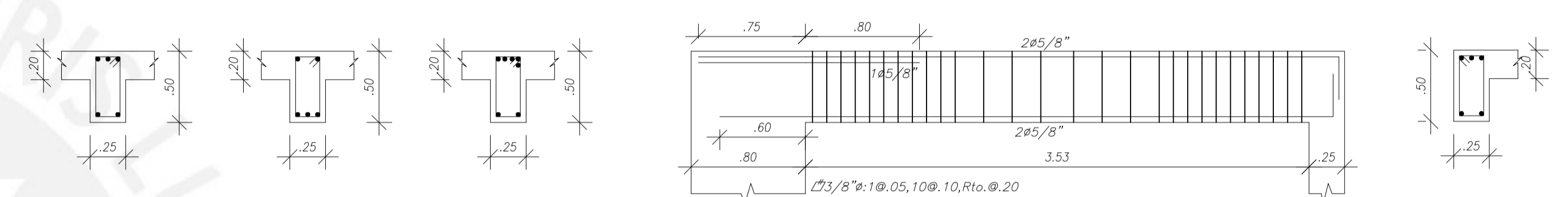
VIGA-V2A (.25x.50)



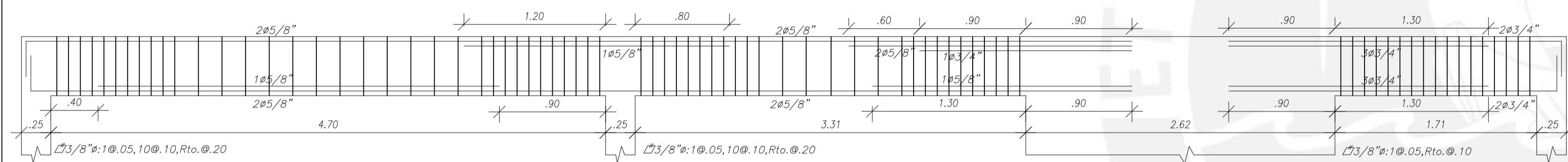
VIGA-V2B (.25x.50)



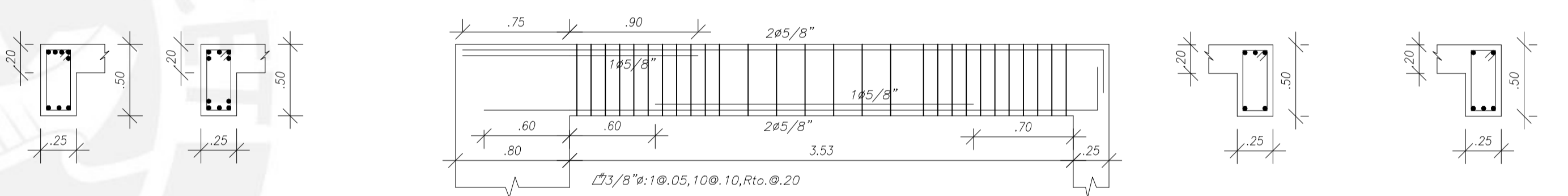
VIGA-V4 (.25x.50)



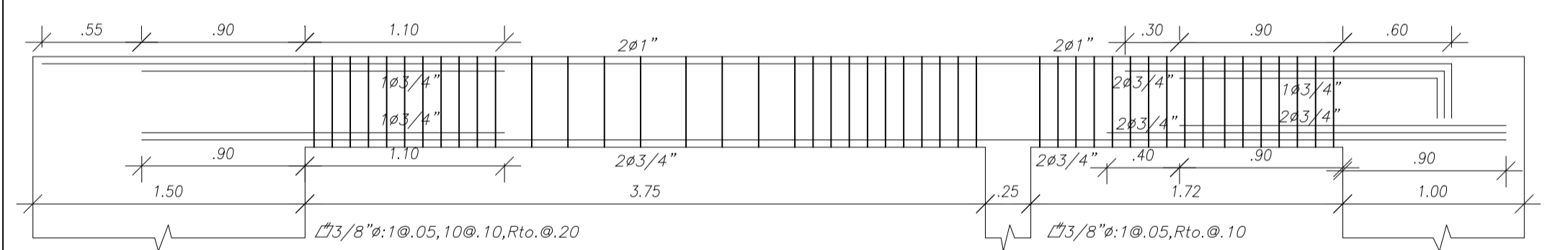
VIGA-V7 (.25x.50)



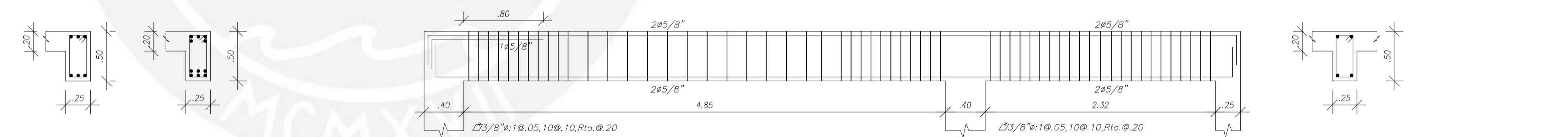
VIGA-V6 (.25x.50)



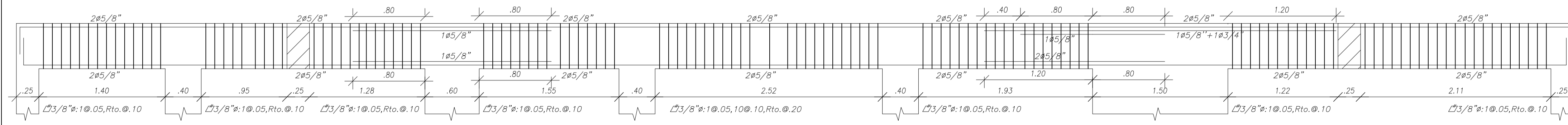
VIGA-V10 (.25x.50)



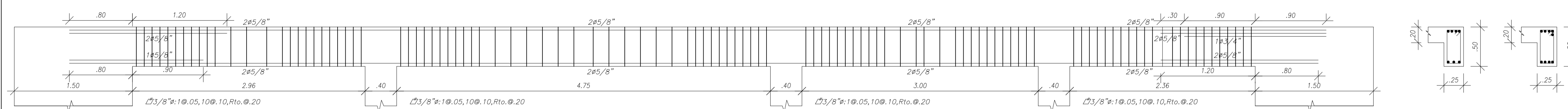
VIGA-V12 (.25x.50)



VIGA-V13 (.25x.50)

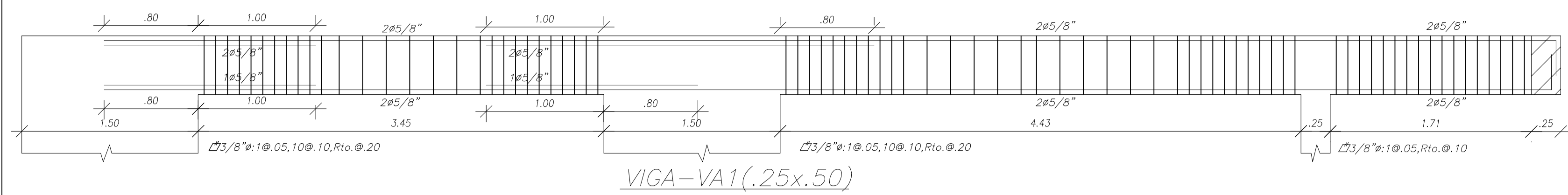


VIGA-V17 (.25x.50)

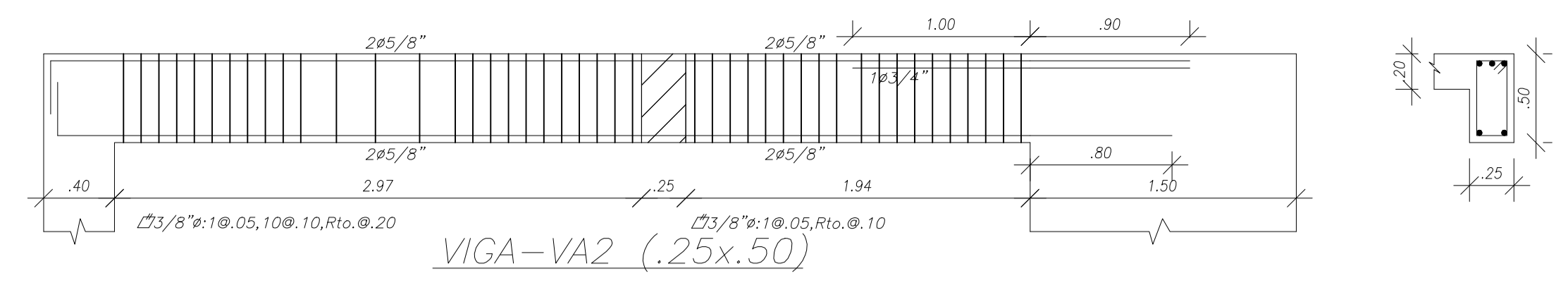


VIGA-V19 (.25x.50)

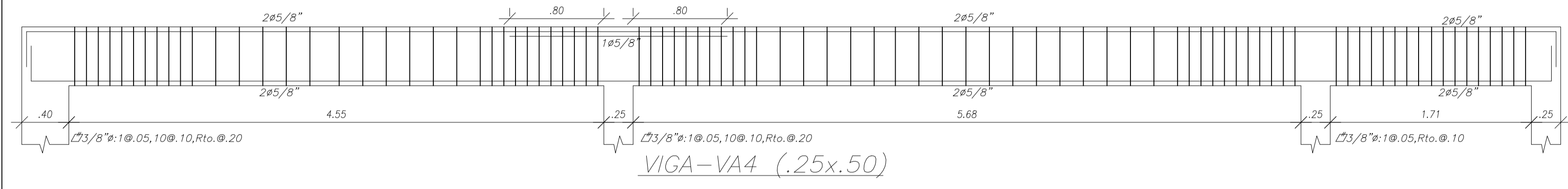
VIGAS 1° Y 2° PISO		Plano N°:
Escala:	Elaborado por:	E-07
1/30	SEBASTIAN ORTIZ DE ORUÉ URQUIZO	
	Fecha:	SETIEMBRE 2024



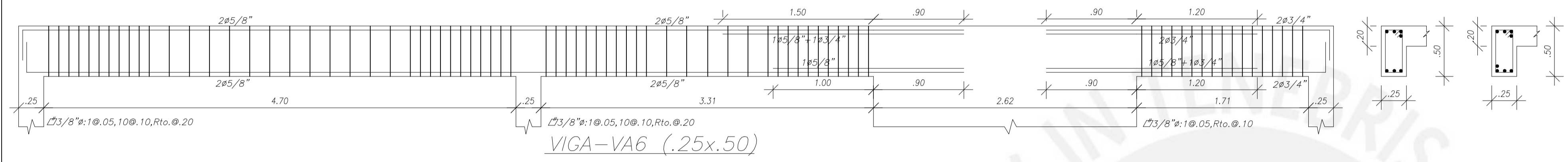
VIGA-VA1 (.25x.50)



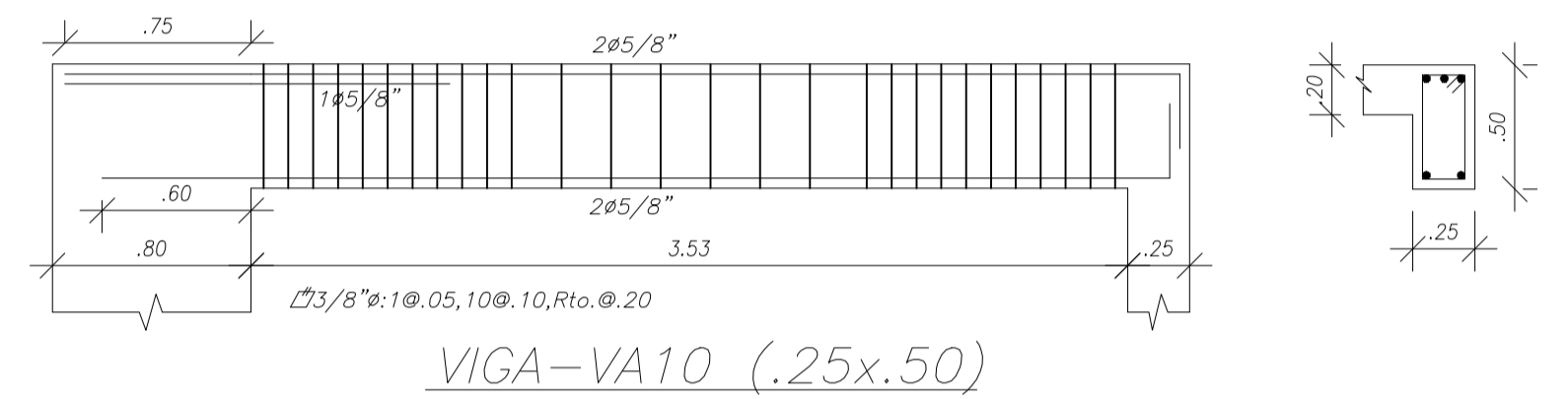
VIGA-VA2 (.25x.50)



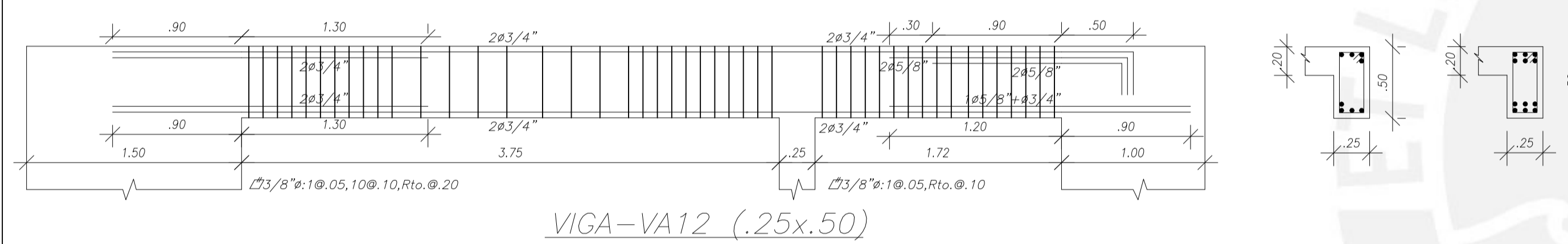
VIGA-VA4 (.25x.50)



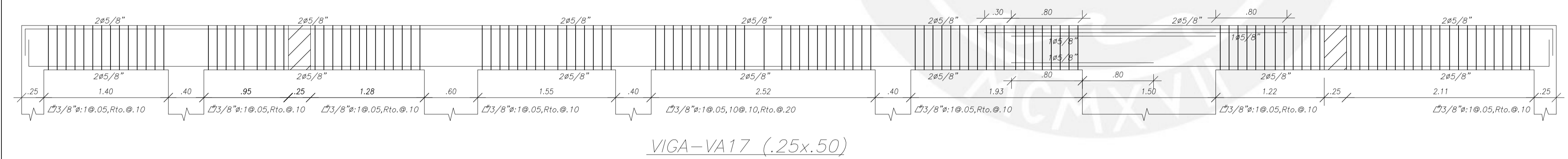
VIGA-VA6 (.25x.50)



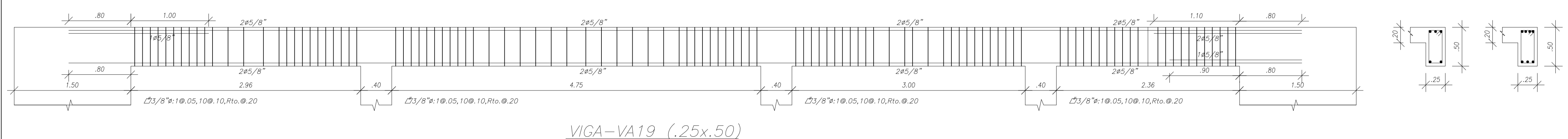
VIGA-VA10 (.25x.50)



VIGA-VA12 (.25x.50)



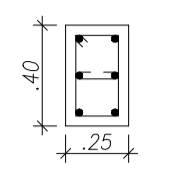
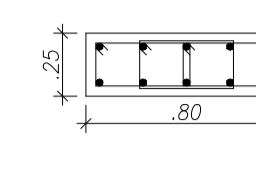
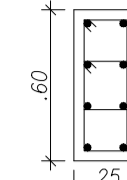
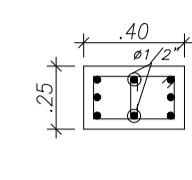
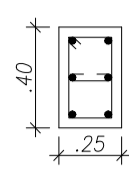
VIGA-VA17 (.25x.50)

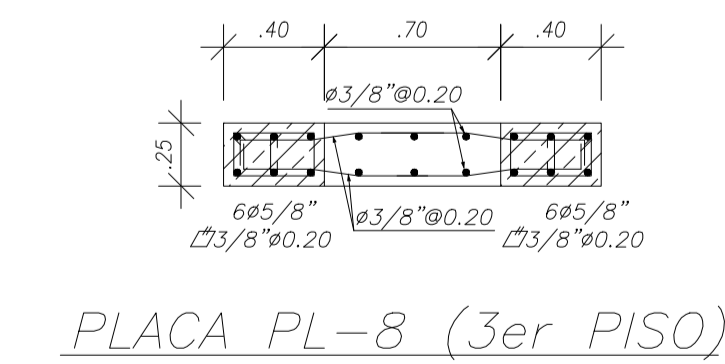
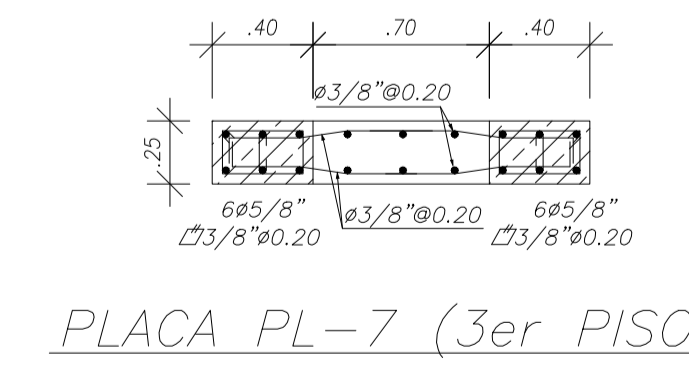
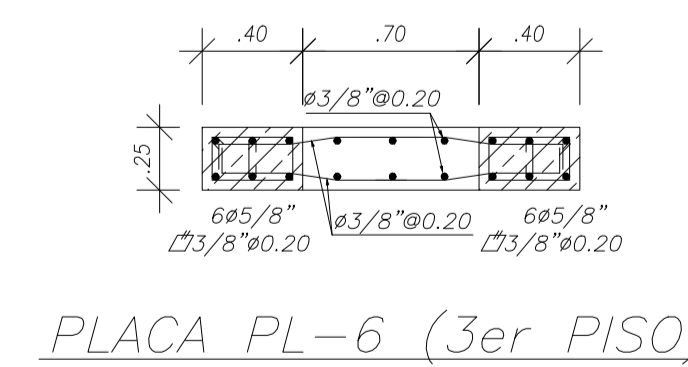
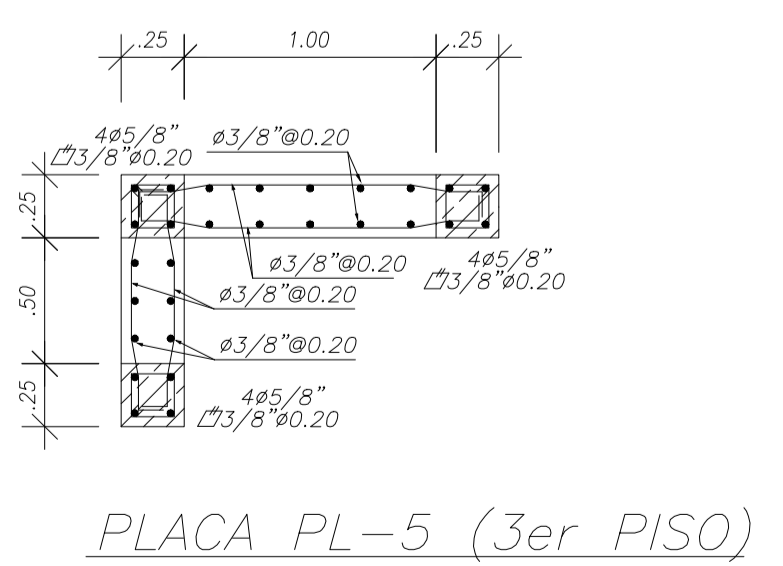
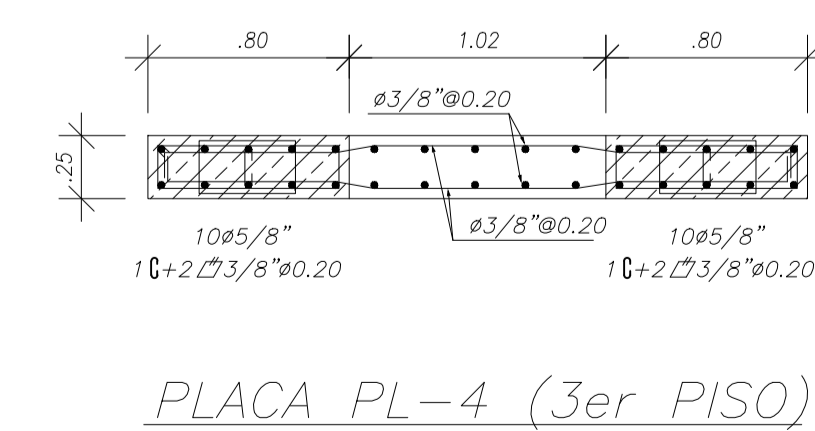
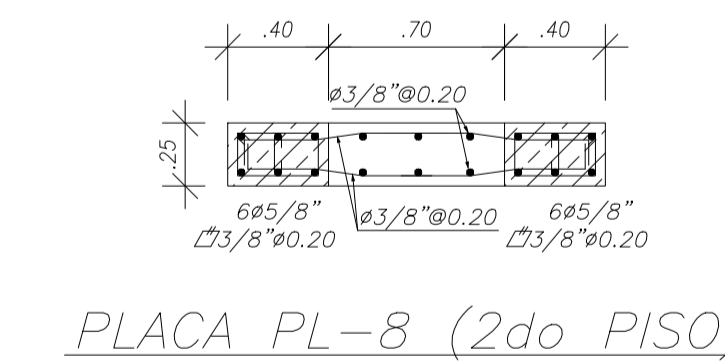
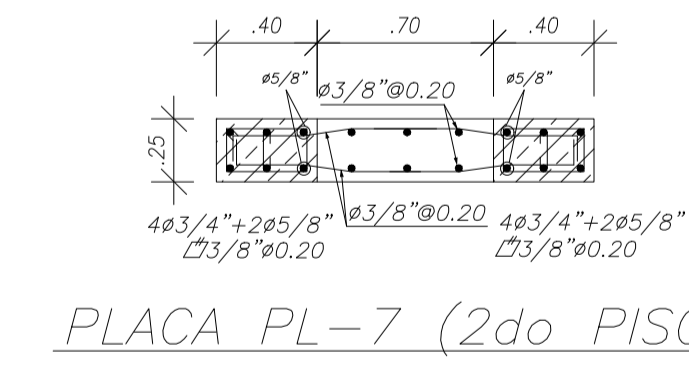
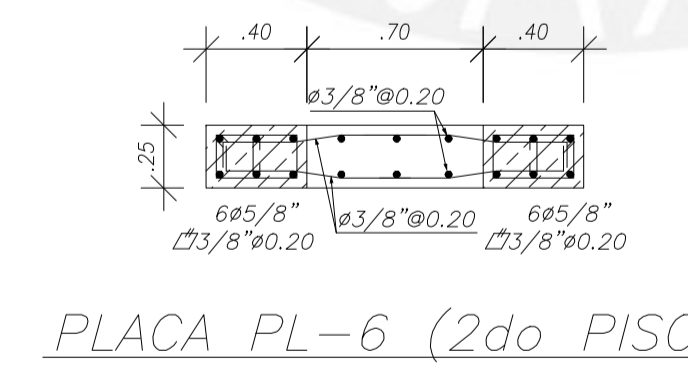
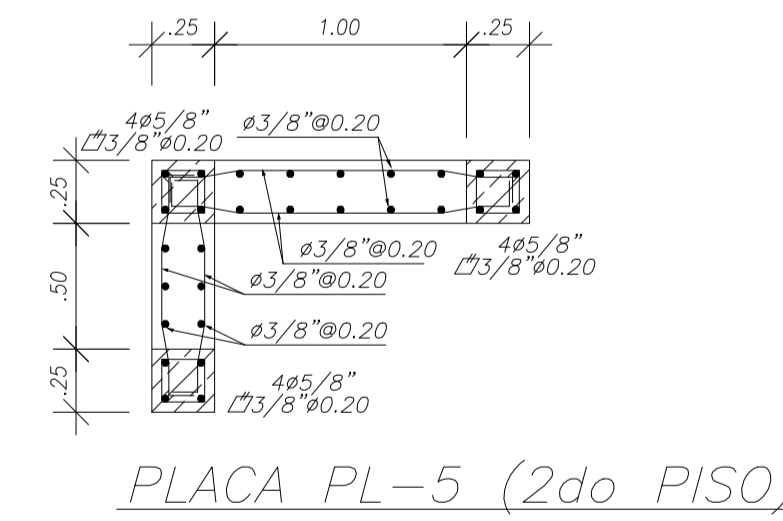
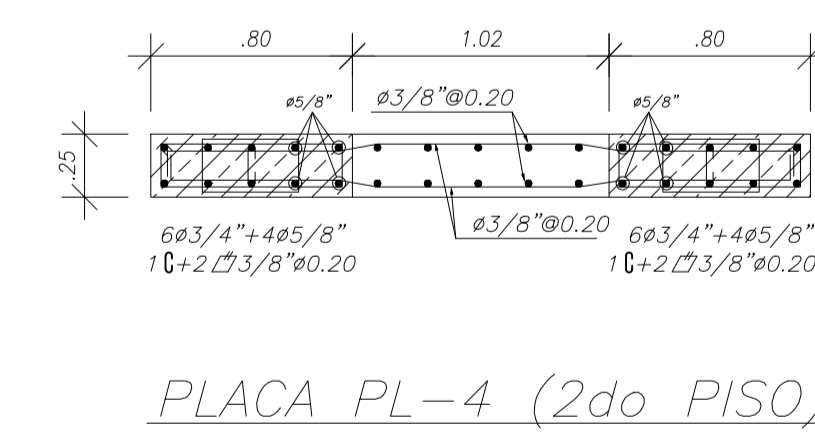
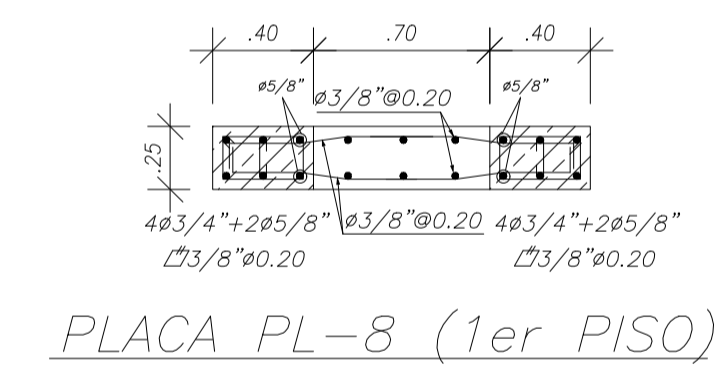
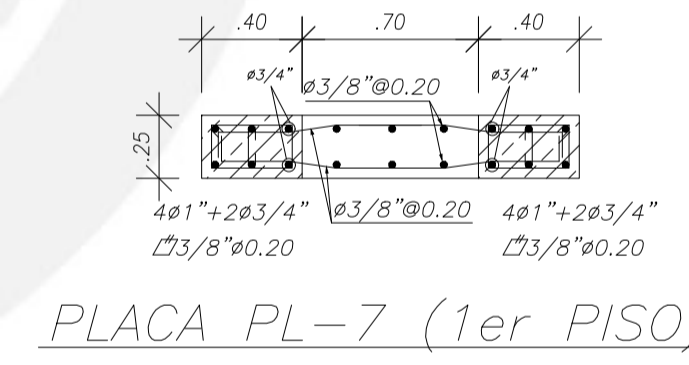
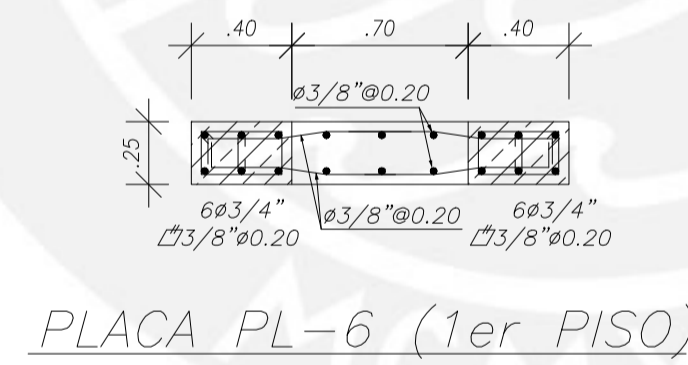
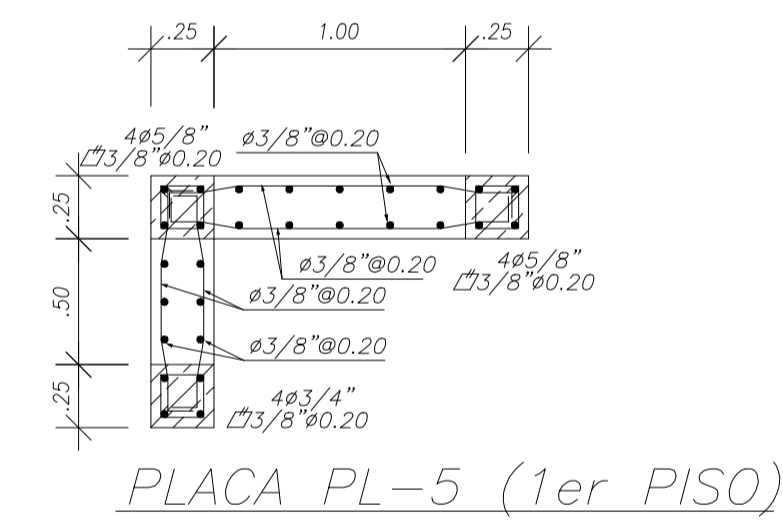
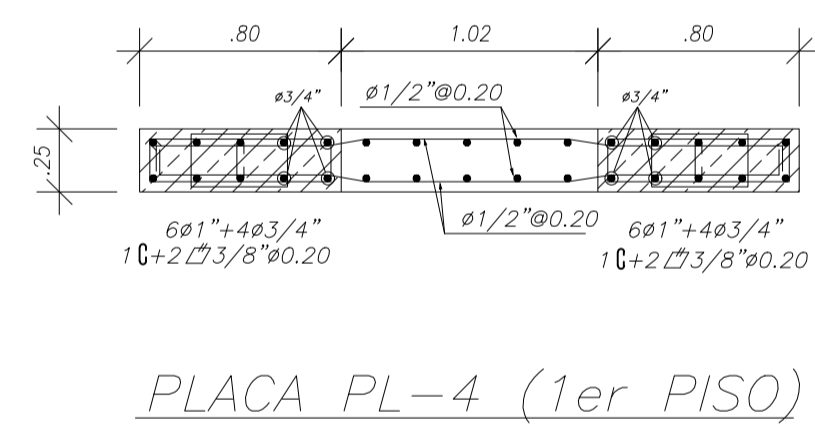
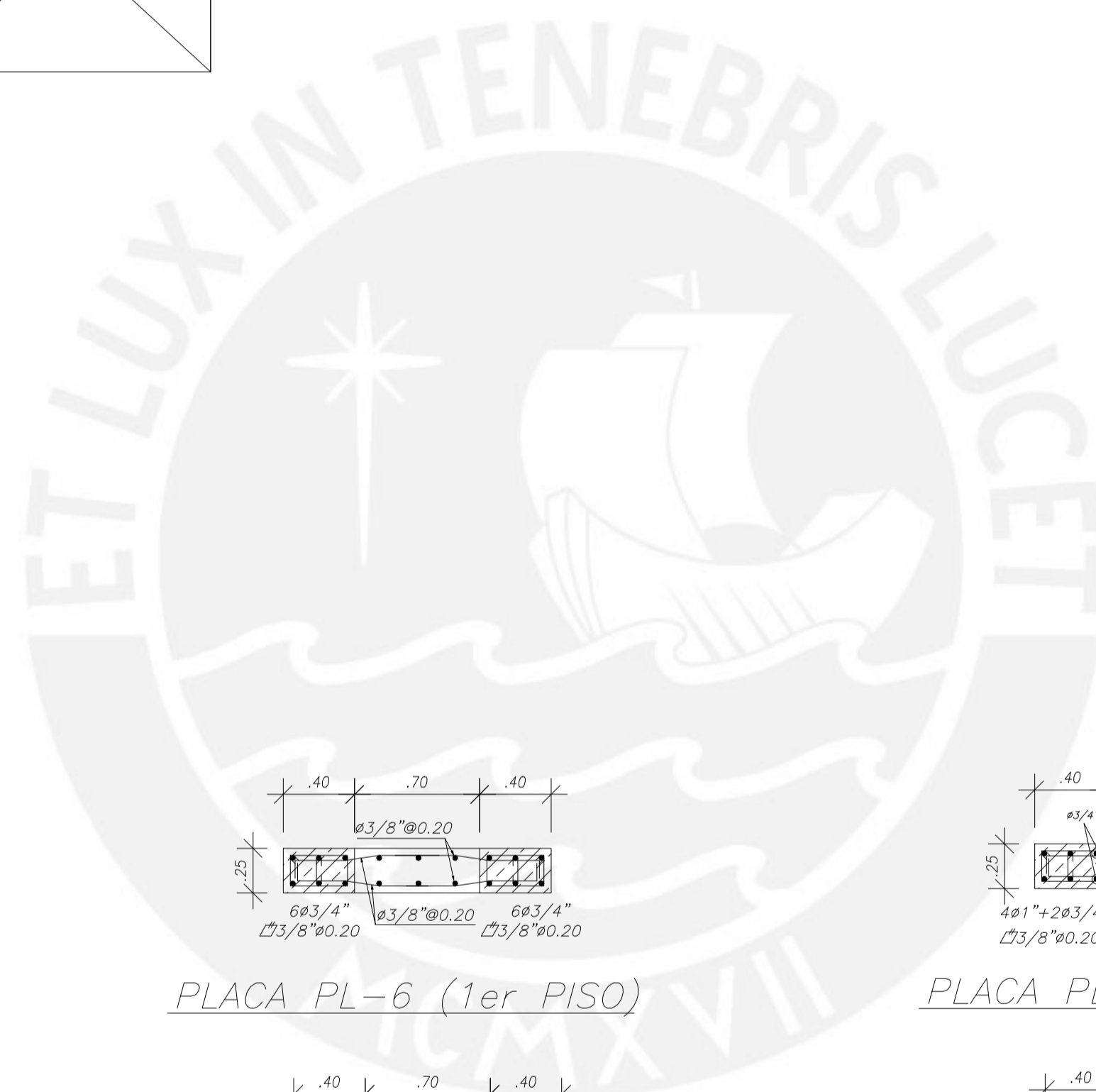
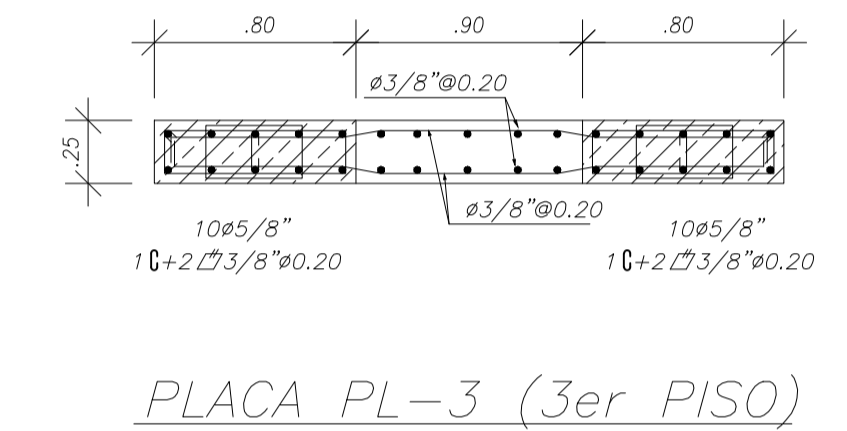
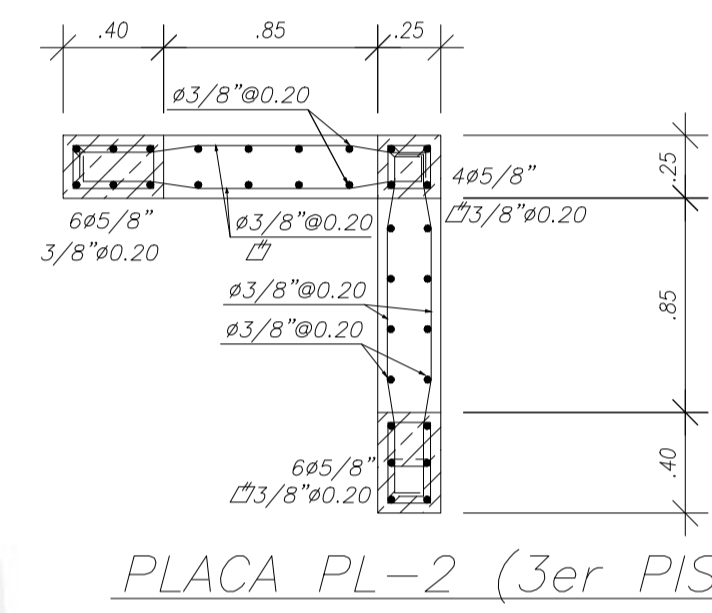
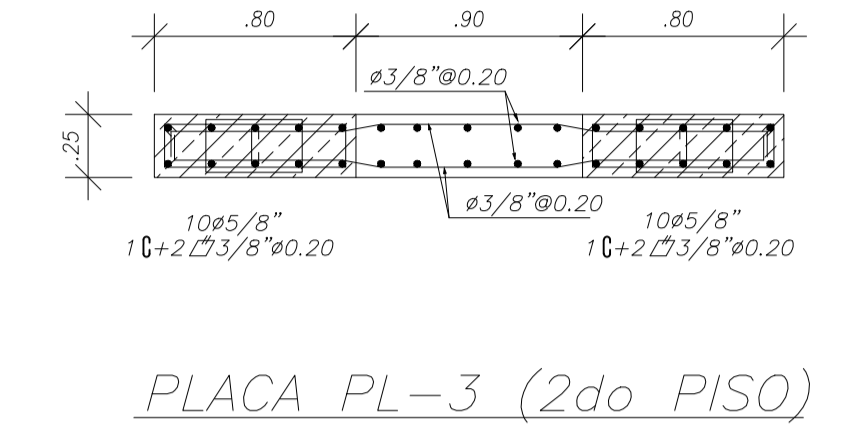
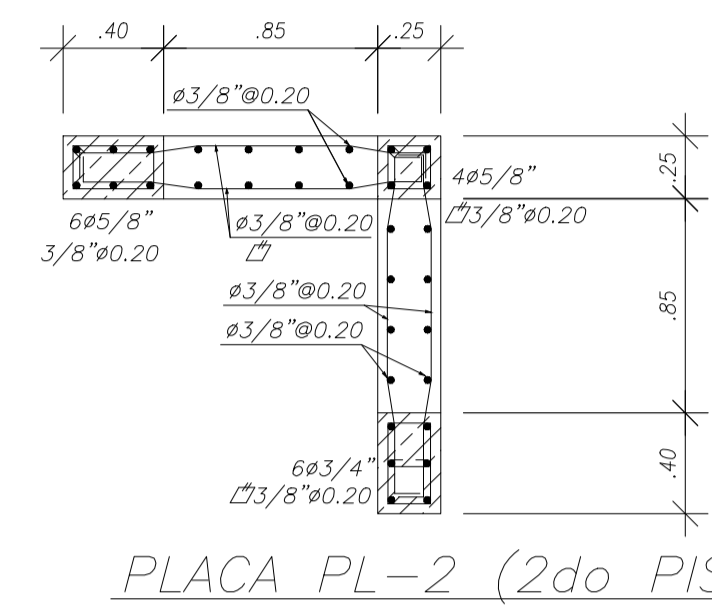
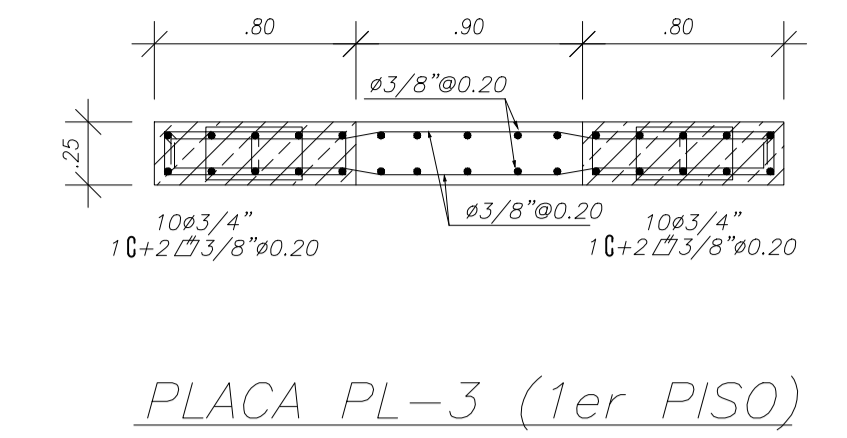
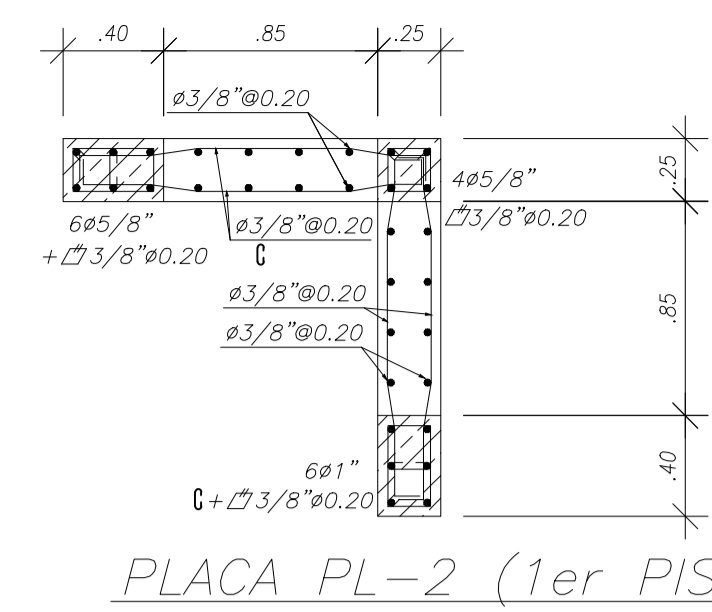
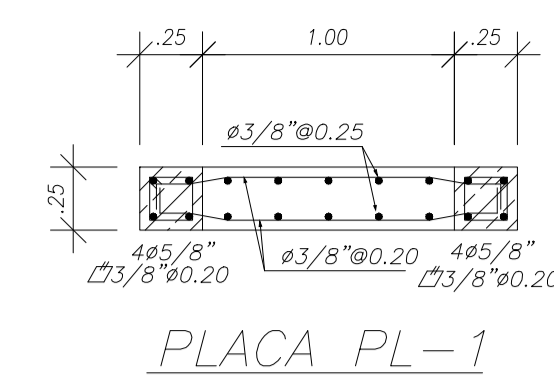


VIGA-VA19 (.25x.50)

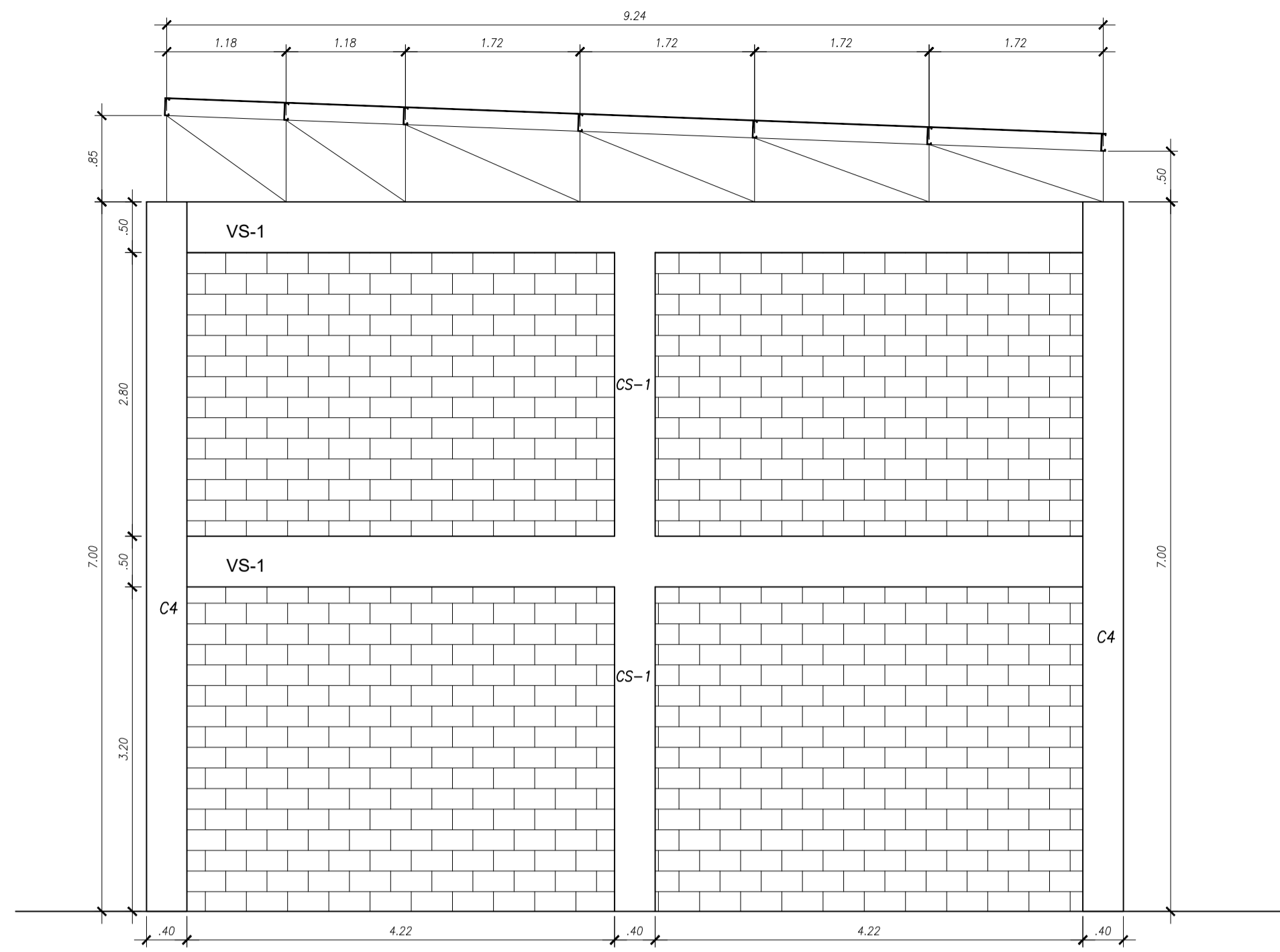
VIGAS AZOTEA		Plano N°:
Escala:	Elaborado por:	E-08
1/30	SEBASTIAN ORTIZ DE ORUÉ URQUIZO	
	Fecha:	SETIEMBRE 2024

CUADRO DE COLUMNAS

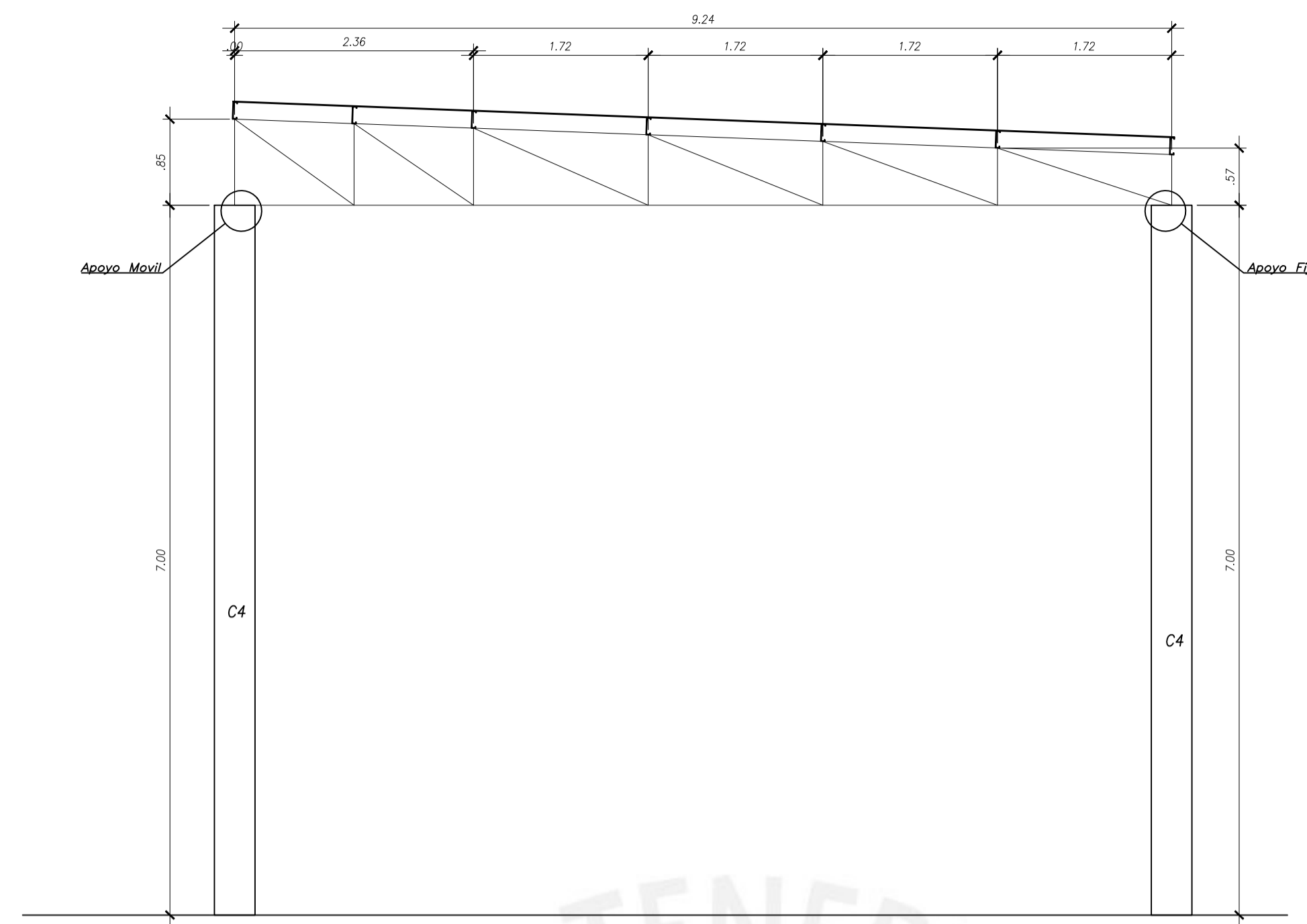
Nivel	C1	C2	C3	C4	CS-1
1° PISO	 6x5/8" 1C+1L3/8"x190.05, 590.10, Rto0.25 (Desde cada extremo)	 10x5/8" 3L3/8"x190.05, 590.10, Rto0.25 (Desde cada extremo)	 8x5/8" 2L3/8"x190.05, 600.10, Rto0.25 (Desde cada extremo)	 6x5/8"+2x1/2" 1C+1L3/8"x190.05, 590.10, Rto0.25 (Desde cada extremo)	 6x1/2" 1C+1L3/8"x190.05, 590.10, Rto0.25 (Desde cada extremo)
2° PISO	IGUAL	IGUAL	IGUAL	IGUAL	IGUAL
3° PISO	IGUAL	IGUAL	IGUAL		



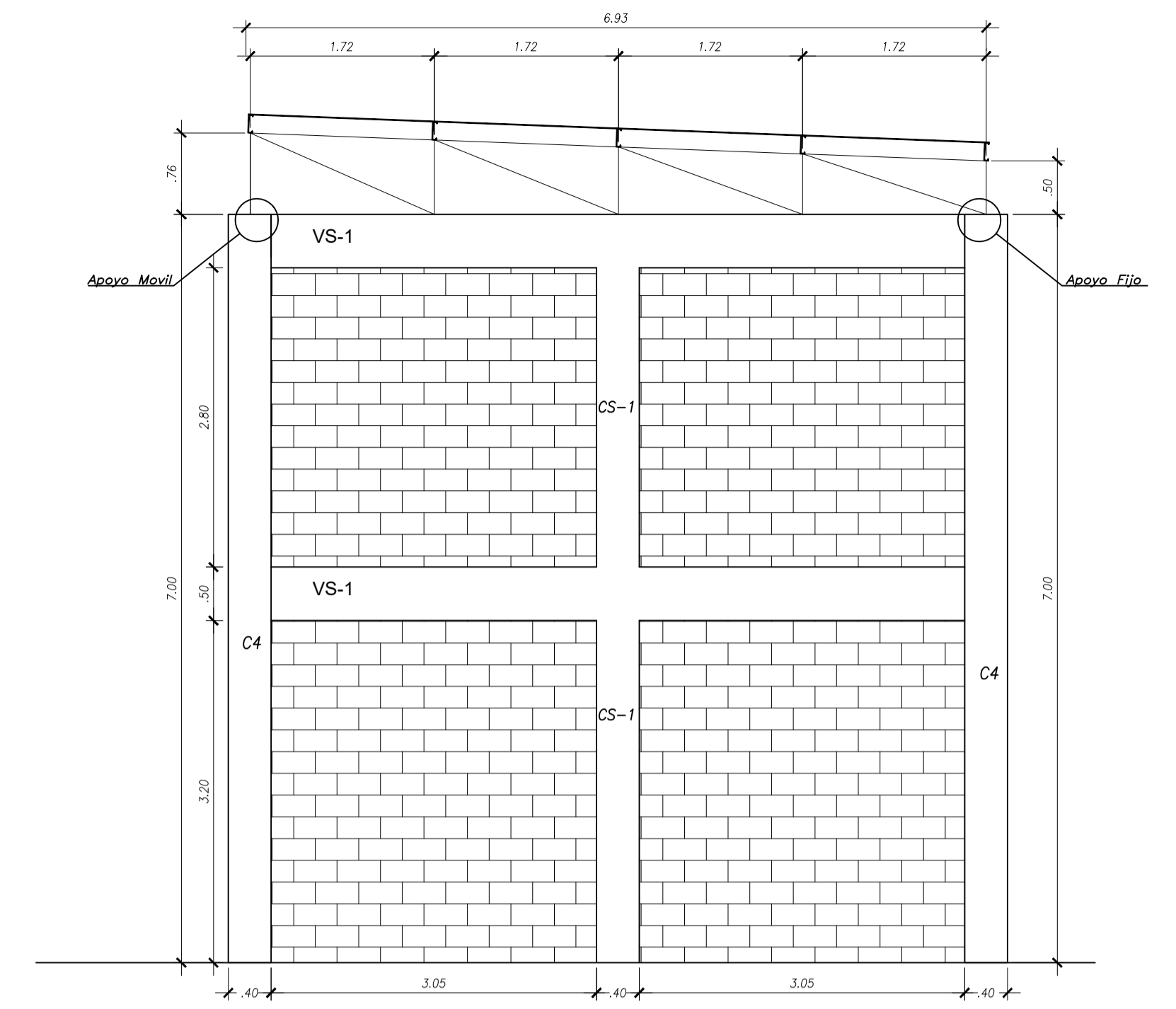
COLUMNAS Y PLACAS		Plano N°:
Escala:	Elaborado por:	E-09
1/30	SEBASTIAN ORTIZ DE ORUÉ URQUIZO	
	Fecha:	SETIEMBRE 2024



ELEVACIÓN A



ELEVACIÓN B



ELEVACIÓN G

COMPOSICION DE TIJERAL	
BRIDA SUPERIOR	┌┐ 2 1/2" x 2 1/2" x 3/16"
BRIDA INFERIOR	└┘ 2 1/2" x 2 1/2" x 3/16"
MONTANTES	└┘ 2" x 2" x 3/16"
DIAGONALES	└┘ 2" x 2" x 3/16"

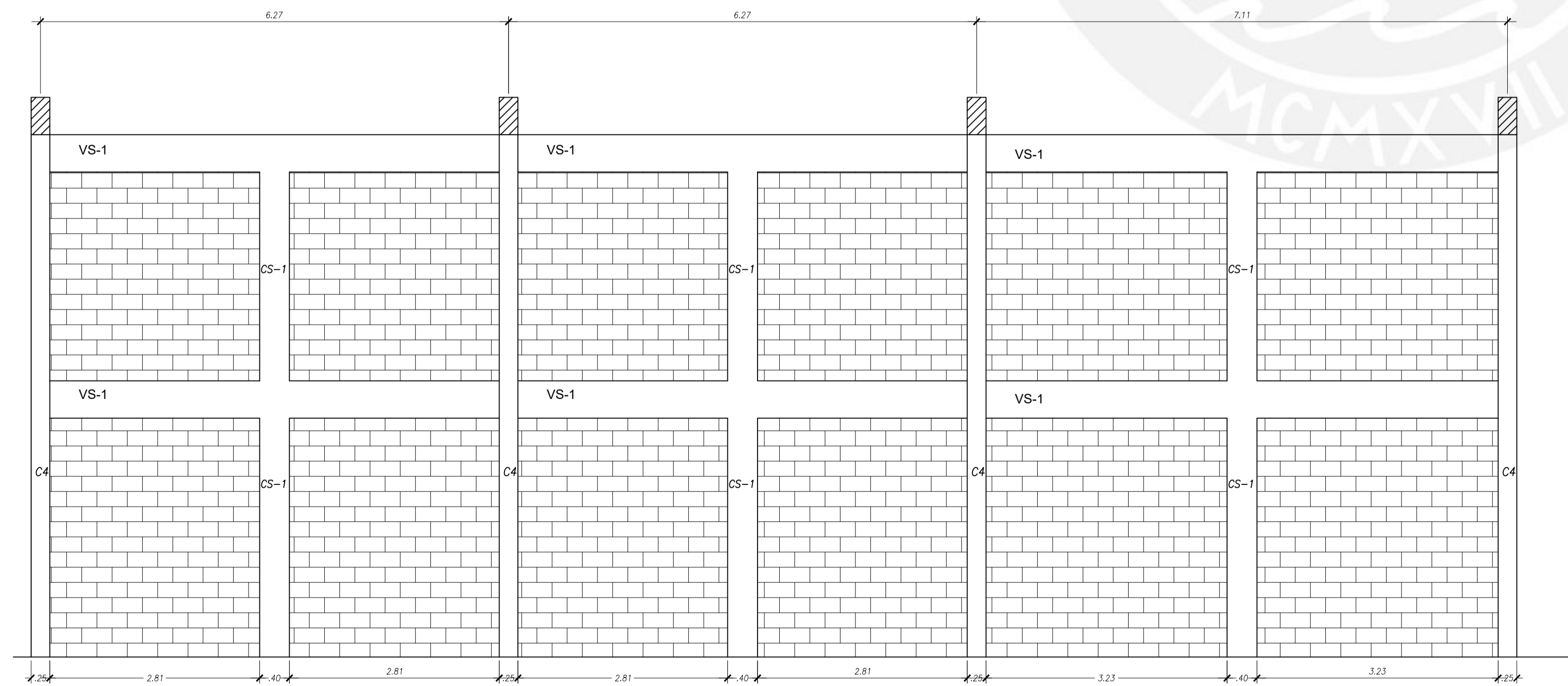
TIJERAL 2

COMPOSICION DE TIJERAL	
BRIDA SUPERIOR	┌┐ 2 1/2" x 2 1/2" x 3/16"
BRIDA INFERIOR	└┘ 2 1/2" x 2 1/2" x 3/16"
MONTANTES	└┘ 2" x 2" x 3/16"
DIAGONALES	└┘ 2" x 2" x 3/16"

TIJERAL 1

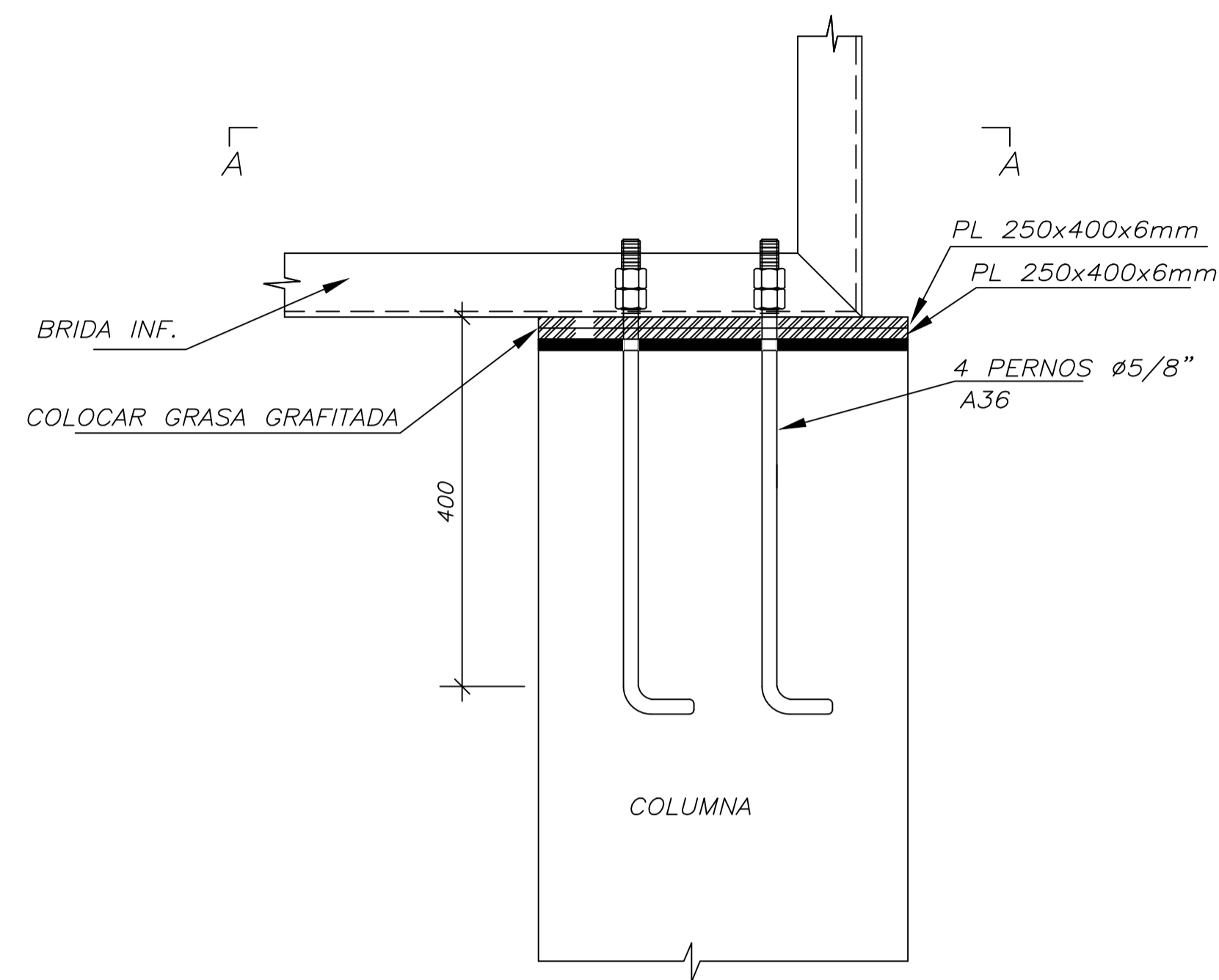
COMPOSICION DE TIJERAL	
BRIDA SUPERIOR	┌┐ 2 1/2" x 2 1/2" x 3/16"
BRIDA INFERIOR	└┘ 2 1/2" x 2 1/2" x 3/16"
MONTANTES	└┘ 2" x 2" x 3/16"
DIAGONALES	└┘ 2" x 2" x 3/16"

TIJERAL 3

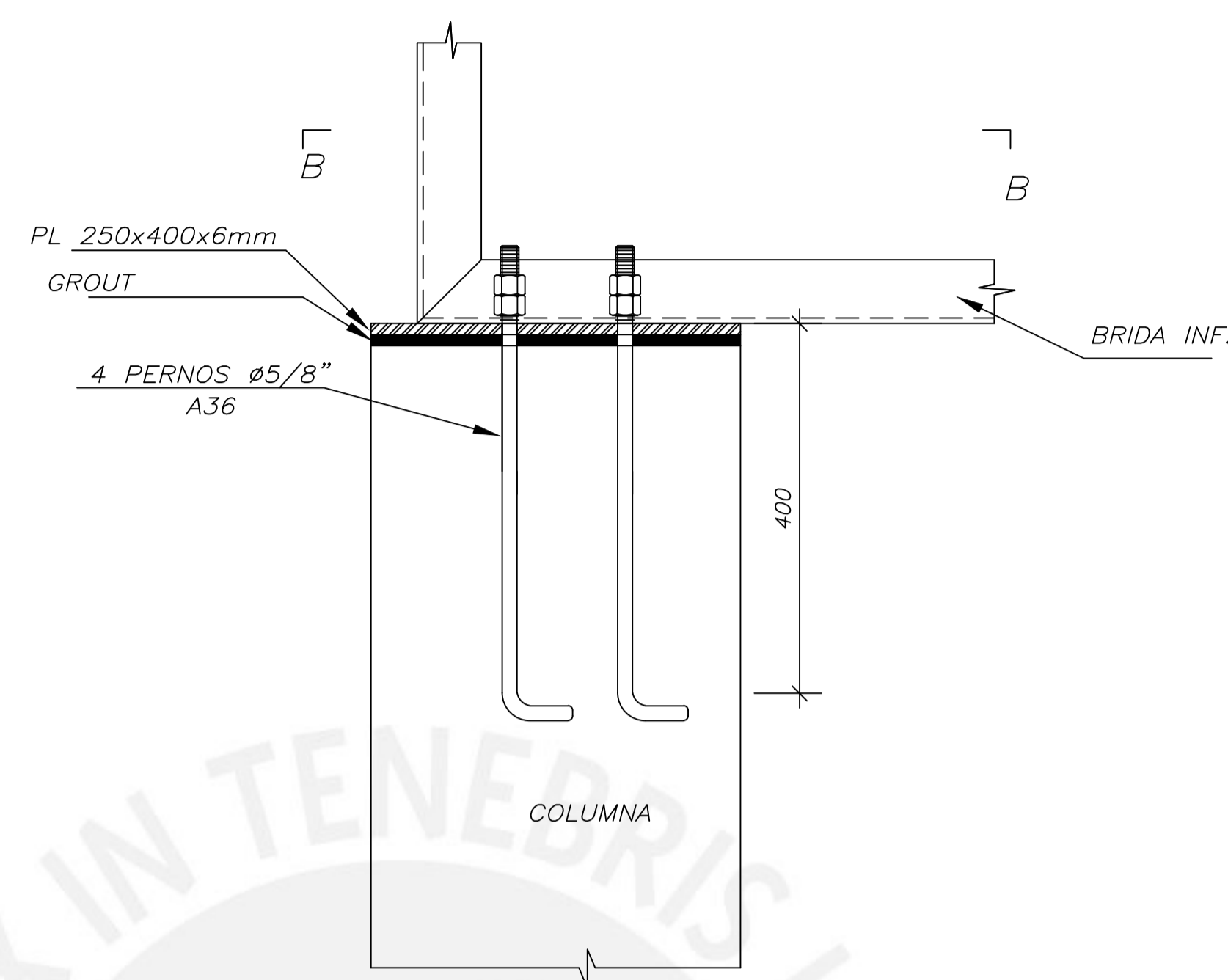


ELEVACIÓN 3

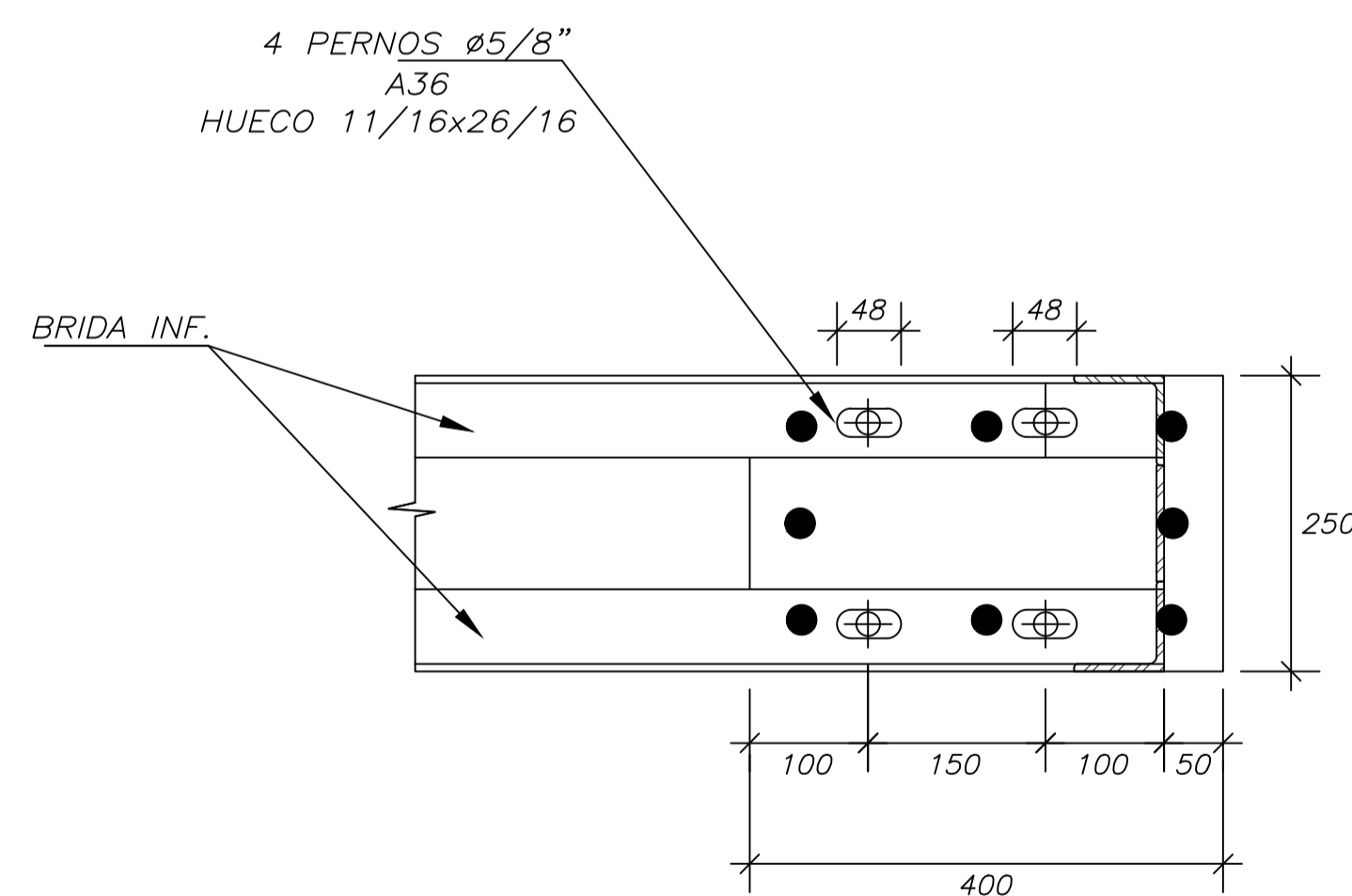
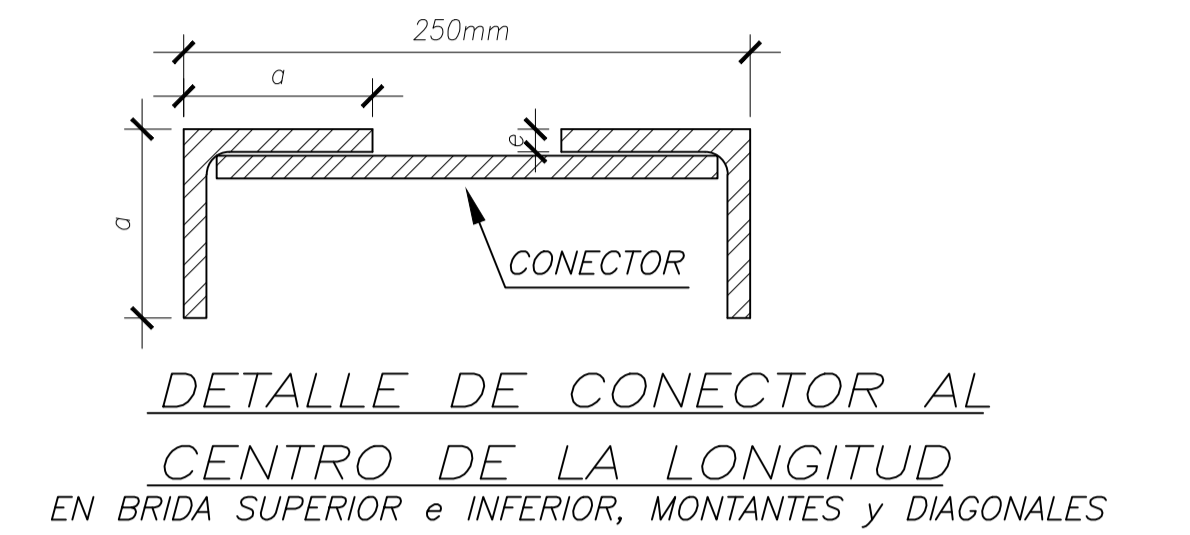
<b>ESTRUCTURA METÁLICA</b>		Plano N°:
Escala:	Elaborado por:	<b>E-10</b>
1/50	SEBASTIAN ORTIZ DE ORUÉ URQUIZO	
	Fecha:	SETIEMBRE 2024



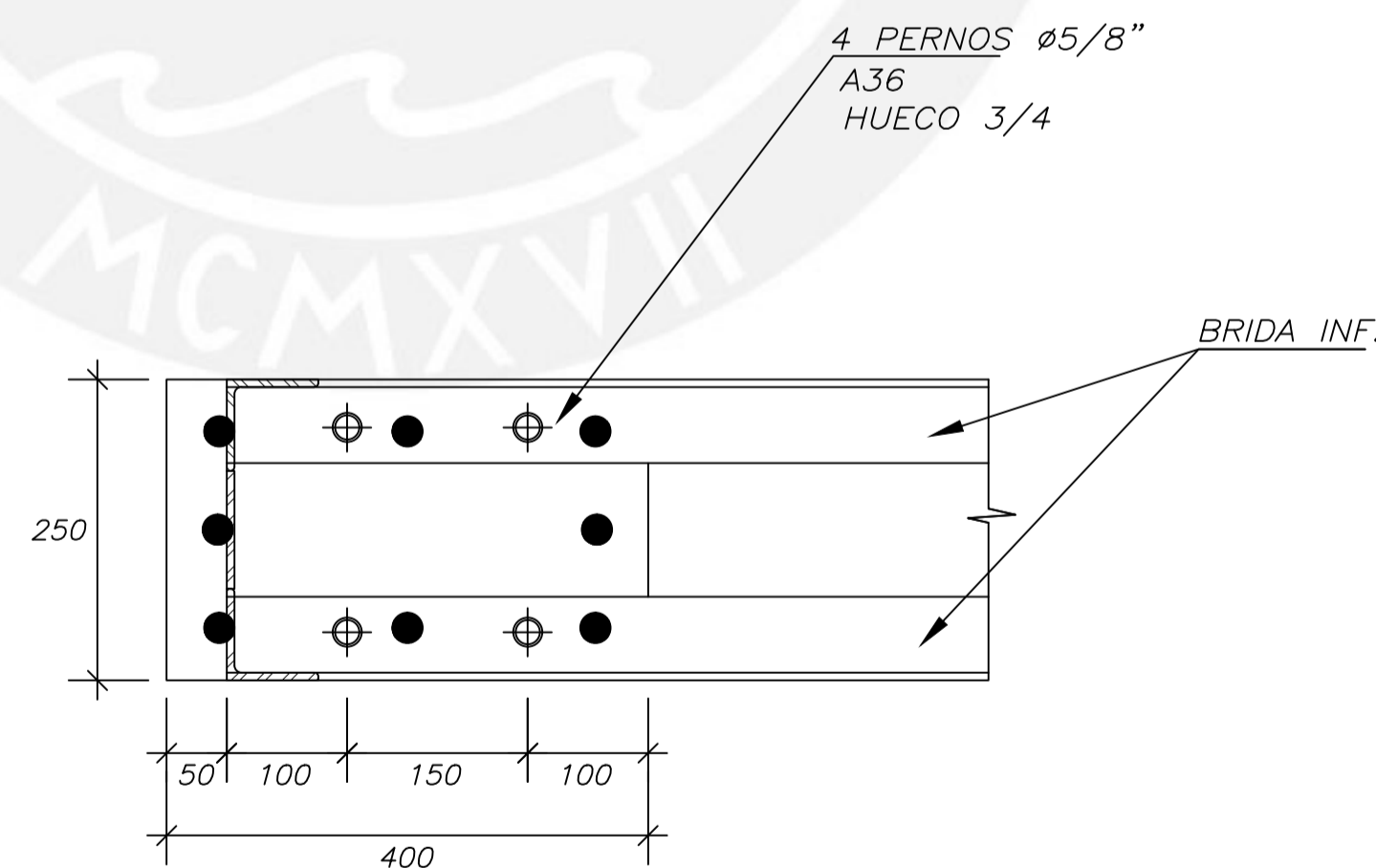
DETALLE APOYO MOVIL  
SOBRE COLUMNA  
ESC: 1/10



DETALLE APOYO FIJO  
SOBRE COLUMNA  
ESC: 1/10



(PLANTA)  
CORTE A-A  
ESC: 1/10



(PLANTA)  
CORTE B-B  
ESC: 1/10

DETALLES ESTRUCTURA METÁLICA		Plano N°:
Escala:	Elaborado por:	<b>E-11</b>
1/30	SEBASTIAN ORTIZ DE ORUÉ URQUIZO	
	Fecha:	SETIEMBRE 2024