

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**DISEÑO SISMORRESISTENTE INTEGRAL CON PLACAS DE  
CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7  
NIVELES UBICADO EN EL DISTRITO DE MIRAFLORES**

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

**AUTOR:**

Antero Brayn Peralta Regalado

**ASESOR:**

César Antonio Huapaya Huapaya

Lima, septiembre, 2025

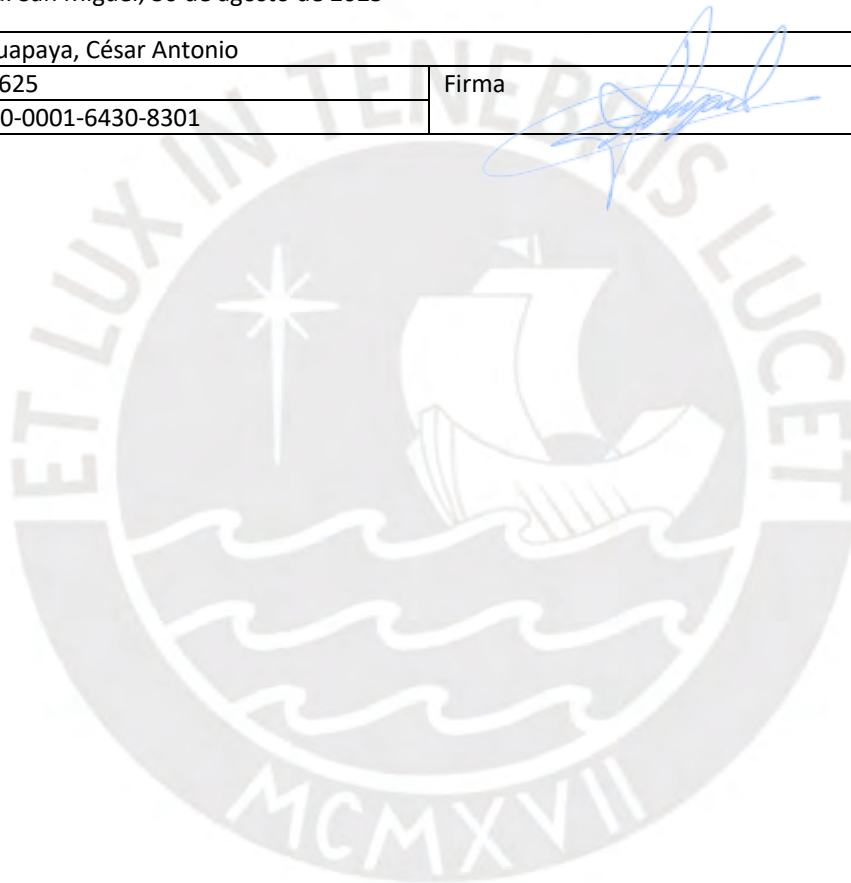
### Informe de Similitud

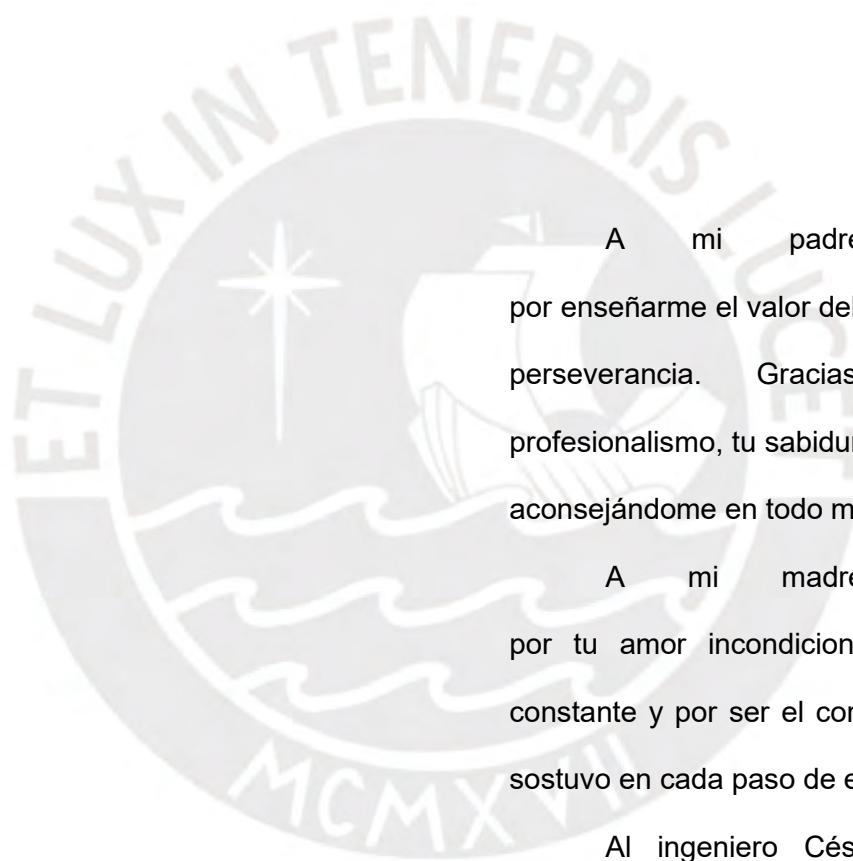
Yo, César Antonio Huapaya Huapaya, docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis titulada "Diseño sismorresistente integral con placas de concreto armado de un edificio multifamiliar de 7 niveles ubicado en el distrito de Miraflores", del autor Antero Brayn Peralta Regalado, dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 4%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 29/08/2025.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: San Miguel, 30 de agosto de 2025

Huapaya Huapaya, César Antonio	
DNI: 08762625	Firma
ORCID: 0000-0001-6430-8301	





**Dedicatoria:**

A mi padre, Antero, por enseñarme el valor del esfuerzo y la perseverancia. Gracias por tu profesionalismo, tu sabiduría y por estar aconsejándome en todo momento.

A mi madre, Blanca, por tu amor incondicional, tu apoyo constante y por ser el corazón que me sostuvo en cada paso de este camino.

Al ingeniero César Huapaya, por su valiosa orientación, paciencia y compromiso durante el desarrollo de la presente tesis.

A mis amigos, quienes con su compañía, motivación y comprensión me ayudaron a seguir adelante.

## RESUMEN

La presente tesis tiene como objetivo principal realizar el diseño sismo resistente integral de una edificación de 7 niveles con placas de concreto armado de una edificación con uso de vivienda ubicado en zona 4 en el distrito de Miraflores en Lima. La superficie del terreno abarca 424 m<sup>2</sup>, mientras que el área total construida alcanza los 2630.6 m<sup>2</sup>. El inmueble cuenta con 21 departamentos distribuidos equitativamente en tres unidades por piso.

La configuración estructural de la edificación incluye muros de corte, columnas y vigas. Las losas aligeradas son diseñadas con viguetas dispuestas en una única dirección. Por otro lado, el sistema de cimentación está conformado por zapatas aisladas, combinadas y excéntricas.

Para el diseño de los elementos estructurales se cumple con los requerimientos exigidos en la norma E.060. Además, se utiliza un modelo de ETABS para el análisis sísmico, donde también se verifica el cumplimiento de las exigencias de la norma E.030.

En el proyecto, los materiales empleados son el concreto armado y acero. Es importante destacar que para el primero se utiliza el concreto convencional con una resistencia a la compresión de  $f'_c=210$  kg/cm<sup>2</sup>. Para el segundo, se usa el acero comercial, el cual tiene un esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm<sup>2</sup>.

# ÍNDICE DE CONTENIDO

<b>1.</b>	<b>GENERALIDADES DEL PROYECTO .....</b>	<b>1</b>
1.1.	DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO .....	1
1.2.	OBJETIVOS.....	2
1.2.1.	<i>Objetivo general</i> .....	2
1.2.2.	<i>Objetivos específicos</i> .....	2
1.3.	JUSTIFICACIÓN .....	2
1.4.	NORMATIVA APLICADA .....	2
1.5.	PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES.....	3
<b>2.</b>	<b>PREDIMENSIONAMIENTO Y ESTRUCTURACIÓN.....</b>	<b>4</b>
2.1.	CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN .....	4
2.2.	PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	4
2.2.1.	<i>Elementos estructurales horizontales - Losas</i> .....	4
2.2.2.	<i>Elementos estructurales horizontales - Vigas</i> .....	5
2.2.3.	<i>Elementos estructurales verticales - Columnas</i> .....	5
2.2.4.	<i>Elementos estructurales verticales - Placas</i> .....	6
<b>3.</b>	<b>ANÁLISIS SÍSMICO.....</b>	<b>8</b>
3.1.	ANÁLISIS MODAL.....	8
3.2.	ANÁLISIS ESTÁTICO.....	10
3.2.1.	<i>Peso sísmico</i> .....	11
3.2.2.	<i>Fuerza cortante en la base</i> .....	13
3.3.	ANÁLISIS DINÁMICO.....	15
3.3.1.	<i>Irregularidades</i> .....	15
3.3.2.	<i>Espectro de diseño</i> .....	20
3.3.3.	<i>Deriva de entrepiso</i> .....	21
3.3.4.	<i>Fuerza cortante basal</i> .....	22
3.3.5.	<i>Separación entre edificios</i> .....	24

<b>4.</b>	<b>CAPÍTULO 4: DISEÑO DE LOSAS</b>	<b>26</b>
4.1.	DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS	27
4.1.1.	<i>Diseño por flexión</i>	28
4.1.2.	<i>Diseño por cortante</i>	29
4.1.3.	<i>Control de deflexiones</i>	29
4.1.4.	<i>Control de fisuración</i>	29
4.1.5.	<i>Corte de acero</i>	30
4.1.6.	<i>Empalmes o traslapes</i>	30
4.1.7.	<i>Ejemplo de diseño de losa aligerada</i>	31
4.2.	DISEÑO DE LOSAS MACIZAS	40
4.2.1.	<i>Diseño por flexión</i>	40
4.2.2.	<i>Diseño por cortante</i>	40
4.2.3.	<i>Ejemplo de diseño de losa maciza</i>	40
4.3.	DISEÑO DE VIGAS CHATAS	45
4.3.1.	<i>Metrado de cargas</i>	45
4.3.2.	<i>Diseño por flexión</i>	46
4.3.3.	<i>Diseño por corte</i>	47
<b>5.</b>	<b>CAPÍTULO 5: DISEÑO DE VIGAS</b>	<b>49</b>
5.1.	DISEÑO POR FLEXIÓN	49
5.2.	DISEÑO POR CORTE	50
5.3.	DISEÑO POR CAPACIDAD	51
5.4.	CORTE DE ACERO	52
5.5.	CONTROL DE DEFLEXIONES	52
5.6.	CONTROL DE FISURACIONES	52
5.7.	DISEÑO DE VIGA VT-03	52
<b>6.</b>	<b>CAPÍTULO 6: DISEÑO DE COLUMNAS</b>	<b>69</b>
6.1.	DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN	69
6.2.	DISEÑO POR CORTE	69

6.3.	DISEÑO POR CAPACIDAD .....	70
<b>7.</b>	<b>CAPÍTULO 7: DISEÑO DE MUROS DE CORTE .....</b>	<b>80</b>
7.1.	DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN .....	80
7.2.	VERIFICACIÓN DE CONDICIÓN DE BORDE .....	80
7.3.	DISEÑO POR CORTE.....	81
7.4.	DISEÑO POR CAPACIDAD .....	82
7.5.	EJEMPLO DE DISEÑO DE PLACA P-5 .....	82
<b>8.</b>	<b>CAPÍTULO 8: DISEÑO DE CIMENTACIONES.....</b>	<b>94</b>
8.1.	DISEÑO DE ZAPATA AISLADA .....	95
8.1.1.	<i>Cálculo de fuerzas en la base.....</i>	<i>96</i>
8.1.2.	<i>Cálculo de esfuerzo de servicio .....</i>	<i>97</i>
8.1.3.	<i>Cálculo de esfuerzo de sismo .....</i>	<i>98</i>
8.1.4.	<i>Verificación de punzonamiento .....</i>	<i>99</i>
8.1.5.	<i>Verificación de cortante.....</i>	<i>100</i>
8.1.6.	<i>Diseño por flexión .....</i>	<i>101</i>
8.2.	DISEÑO DE ZAPATA COMBINADA .....	102
8.2.1.	<i>Cálculo de fuerzas en la base.....</i>	<i>104</i>
8.2.2.	<i>Cálculo de esfuerzo de servicio .....</i>	<i>104</i>
8.2.3.	<i>Cálculo de esfuerzo de sismo .....</i>	<i>105</i>
8.2.5.	<i>Verificación al corte.....</i>	<i>107</i>
8.2.6.	<i>Verificación al punzonamiento .....</i>	<i>108</i>
8.2.7.	<i>Diseño por flexión .....</i>	<i>109</i>
<b>9.</b>	<b>CAPÍTULO 9: DISEÑO DE ESCALERAS .....</b>	<b>112</b>
9.1.	DISEÑO POR FLEXIÓN .....	115
9.2.	DISEÑO POR CORTE.....	116
<b>10.</b>	<b>CAPÍTULO 10: DISEÑO DE CISTERNA .....</b>	<b>116</b>
<b>11.</b>	<b>CAPÍTULO 11: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>121</b>

## **ÍNDICE DE FIGURAS**

<b>Figura 1</b> <i>Plano de arquitectura de planta típica</i> .....	1
<b>Figura 2</b> <i>Casco Estructural de piso típico</i> .....	7
<b>Figura 3</b> <i>Modelo estructural</i> .....	9
<b>Figura 4</b> <i>Espectro de aceleraciones</i> .....	21
<b>Figura 5</b> <i>Detalle de vigueta típica</i> .....	28
<b>Figura 6</b> <i>Vigueta de losa aligerada a analizar</i> .....	31
<b>Figura 7</b> <i>Carga muerta aplicada en la vigueta</i> .....	32
<b>Figura 8</b> <i>Carga viga aplicada en la vigueta</i> .....	32
<b>Figura 9</b> <i>Deformación de vigueta</i> .....	33
<b>Figura 10</b> <i>DMF de vigueta</i> .....	33
<b>Figura 11</b> <i>DFC de vigueta</i> .....	34
<b>Figura 12</b> <i>Corte de acero en zona positiva</i> .....	38
<b>Figura 13</b> <i>Corte de acero en zona negativa</i> .....	39
<b>Figura 14</b> <i>Diseño final de la losa aligerada</i> .....	39
<b>Figura 15</b> <i>DMF M22 en dirección Y</i> .....	40
<b>Figura 16</b> <i>DMF M11 en dirección X</i> .....	41
<b>Figura 17</b> <i>DFC V13 en dirección X</i> .....	42
<b>Figura 18</b> <i>DFC V23 en dirección Y</i> .....	43
<b>Figura 19</b> <i>Distribución de armado final de acero de la losa maciza</i> .....	44
<b>Figura 20</b> <i>Ubicación de la viga chata VCH-01</i> .....	45
<b>Figura 21</b> <i>Distribución de la carga última de la VCH-01</i> .....	46
<b>Figura 22</b> <i>DMF de la VCH-01</i> .....	46
<b>Figura 23</b> <i>DFC de la VCH-01</i> .....	47
<b>Figura 24</b> <i>Diseño final de VCH-01</i> .....	48

<b>Figura 25</b> <i>Ubicación de viga peraltada VT-03</i> .....	53
<b>Figura 26</b> <i>Tramo 1 de viga VT-03</i> .....	54
<b>Figura 27</b> <i>Tramo 2 y 3 de la viga VT-03</i> .....	54
<b>Figura 28</b> <i>Corte de fierro de tramo 1 de VT-03</i> .....	59
<b>Figura 29</b> <i>Diseño final de la viga V-T03</i> .....	60
<b>Figura 30</b> <i>Ubicación de viga peraltada VT-11</i> .....	61
<b>Figura 31</b> <i>Tramo 1 de viga VT-11</i> .....	62
<b>Figura 32</b> <i>Tramo 2 de la viga VT-11</i> .....	62
<b>Figura 33</b> <i>Corte de fierro de tramo 2 de VT-11</i> .....	67
<b>Figura 34</b> <i>Diseño final de la viga V-T11</i> .....	68
<b>Figura 35</b> <i>Distribución de estribos según la norma E.060</i> .....	70
<b>Figura 36</b> <i>Ubicación de la columna C-1</i> .....	71
<b>Figura 37</b> <i>Distribución de acero propuesto C-1</i> .....	71
<b>Figura 38</b> <i>Diagrama de interacción M33 de la columna C-1</i> .....	73
<b>Figura 39</b> <i>Diagrama de interacción M22 de la columna C-1</i> .....	73
<b>Figura 40</b> <i>Ubicación de la columna C-2</i> .....	75
<b>Figura 41</b> <i>Distribución de acero propuesto C-2</i> .....	76
<b>Figura 42</b> <i>Diagrama de interacción M33 de la columna C-2</i> .....	77
<b>Figura 43</b> <i>Diagrama de interacción M22 de la columna C-2</i> .....	78
<b>Figura 44</b> <i>Distribución de acero propuesto de la placa P-5</i> .....	82
<b>Figura 45</b> <i>Diagrama de interacción M33 de la placa P-5</i> .....	83
<b>Figura 46</b> <i>Diagrama de interacción M22 de la placa P-5</i> .....	84
<b>Figura 47</b> <i>Diseño final de la placa P-5</i> .....	87
<b>Figura 48</b> <i>Distribución de acero propuesto de la placa P-4</i> .....	88
<b>Figura 49</b> <i>Diagrama de interacción M33 de la placa P-4</i> .....	89
<b>Figura 50</b> <i>Diagrama de interacción M22 de la placa P-4</i> .....	90
<b>Figura 51</b> <i>Diseño final de la placa P-4</i> .....	93
<b>Figura 52</b> <i>Ubicación de las zapatas Z-01 y ZC-01</i> .....	95

<b>Figura 53</b> <i>Diseño final de la zapata Z-1</i> .....	102
<b>Figura 54</b> <i>Placas que carga la zapata combinada ZC-01</i> .....	103
<b>Figura 55</b> <i>DFC en dirección V13 de ZC-01</i> .....	107
<b>Figura 56</b> <i>DFC en dirección V23 de ZC-01</i> .....	107
<b>Figura 57</b> <i>DMF en dirección M11 de ZC-01</i> .....	109
<b>Figura 58</b> <i>DMF en dirección M22 de ZC-01</i> .....	110
<b>Figura 59</b> <i>Diseño final de la zapata combinada ZC-01</i> .....	111
<b>Figura 60</b> <i>Modelo de análisis de la escalera</i> .....	114
<b>Figura 61</b> <i>DMF de la escalera</i> .....	114
<b>Figura 62</b> <i>DFC de la escalera</i> .....	114
<b>Figura 63</b> <i>Diseño final de la escalera</i> .....	115
<b>Figura 64</b> <i>Modelo de diseño del caso de empuje de suelo, DMF y DFC</i> .....	118
<b>Figura 65</b> <i>Modelo de diseño del caso de empuje de agua, DMF y DFC</i> .....	119
<b>Figura 66</b> <i>Diseño final de cisterna</i> .....	120

### **ÍNDICE DE TABLAS**

<b>Tabla 1</b> <i>Predimensionamiento de columnas del proyecto</i> .....	6
<b>Tabla 2</b> <i>Resultados de análisis modal</i> .....	9
<b>Tabla 3</b> <i>Periodos fundamental en la dirección X e Y de la estructura</i> .....	10
<b>Tabla 4</b> <i>Cargas distribuidas de CM y CV de la losa</i> .....	12
<b>Tabla 5</b> <i>Peso sísmico de la edificación</i> .....	12
<b>Tabla 6</b> <i>Parámetros del análisis estático</i> .....	13
<b>Tabla 7</b> <i>Cortante estática en dirección X e Y</i> .....	14
<b>Tabla 8</b> <i>Distribución de fuerzas en cada piso en la dirección X</i> .....	14
<b>Tabla 9</b> <i>Distribución de fuerzas en cada piso en la dirección Y</i> .....	15
<b>Tabla 10</b> <i>Irregularidad de esquina entrante en ambos ejes</i> .....	15
<b>Tabla 11</b> <i>Verificación de irregularidad torsional en la dirección X</i> .....	17
<b>Tabla 12</b> <i>Verificación de irregularidad torsional en la dirección Y</i> .....	17

<b>Tabla 13</b> Centro de masa y centro de rigidez de cada entrepiso.....	18
<b>Tabla 14</b> Verificación de irregularidad rigidez (piso blando) en la dirección X .....	19
<b>Tabla 15</b> Verificación de irregularidad rigidez (piso blando) en la dirección Y .....	19
<b>Tabla 16</b> Irregularidades en altura y planta de la edificación.....	20
<b>Tabla 17</b> Desplazamientos y derivas en el eje X.....	22
<b>Tabla 18</b> Desplazamientos y derivas en el eje Y.....	22
<b>Tabla 19</b> Factor de escala para fuerza cortante basal.....	23
<b>Tabla 20</b> Verificación de sistema estructural en la dirección X.....	24
<b>Tabla 21</b> Verificación de sistema estructural en la dirección Y.....	24
<b>Tabla 22</b> Cargas según la norma E.020.....	27
<b>Tabla 23</b> Sobrecargas según la norma E.020 .....	27
<b>Tabla 24</b> Longitudes de traslape para las barras de acero.....	30
<b>Tabla 25</b> Resultados de diseño por flexión de vigueta en momento positivo.....	33
<b>Tabla 26</b> Resultados de diseño por flexión de vigueta en momento negativo .....	34
<b>Tabla 27</b> Resultados de diseño por fuerza cortante de vigueta.....	34
<b>Tabla 28</b> Inercias efectivas de losa aligerada.....	36
<b>Tabla 29</b> Deflexiones de la losa aligerada.....	36
<b>Tabla 30</b> Control de fisuración de losa aligerada.....	37
<b>Tabla 31</b> Consideraciones de corte de fierro de una losa aligerada .....	38
<b>Tabla 32</b> Resultados de diseño de losa maciza .....	42
<b>Tabla 33</b> Resultados de diseño por flexión de viga chata.....	47
<b>Tabla 34</b> Resultado de diseño por corte de viga chata.....	48
<b>Tabla 35</b> Resultados de diseño por flexión de la viga V-T03.....	55
<b>Tabla 36</b> Resultados de diseño por corte de la viga V-T03 .....	55
<b>Tabla 37</b> Inercia efectiva de viga VT-03.....	57
<b>Tabla 38</b> Deflexiones de viga VT-03 .....	57
<b>Tabla 39</b> Control de fisuración de viga VT-03.....	58
<b>Tabla 40</b> Consideraciones de corte de fierro de la viga VT-03.....	59

<b>Tabla 41</b>	<i>Resultados de diseño por flexión de viga VT-11</i> .....	63
<b>Tabla 42</b>	<i>Resultados de diseño por corte de viga VT-11</i> .....	63
<b>Tabla 43</b>	<i>Inercia efectiva de viga VT-11</i> .....	65
<b>Tabla 44</b>	<i>Deflexiones de viga VT-11</i> .....	65
<b>Tabla 45</b>	<i>Control de fisuración de viga VT-11</i> .....	66
<b>Tabla 46</b>	<i>Consideraciones de corte de fierro de la viga VT-11</i> .....	67
<b>Tabla 47</b>	<i>Cargas de la columna C-1</i> .....	72
<b>Tabla 48</b>	<i>Combinaciones de carga de la columna C-1</i> .....	72
<b>Tabla 49</b>	<i>Resultados de diseño por corte de la columna C-1</i> .....	74
<b>Tabla 50</b>	<i>Resultados de diseño por capacidad de la columna C-1</i> .....	74
<b>Tabla 51</b>	<i>Cargas de la columna C-2</i> .....	76
<b>Tabla 52</b>	<i>Combinaciones de la columna C-2</i> .....	77
<b>Tabla 53</b>	<i>Resultados de diseño por corte de la columna C-2</i> .....	78
<b>Tabla 54</b>	<i>Resultados de diseño por capacidad de la columna C-2</i> .....	79
<b>Tabla 55</b>	<i>Cargas de la placa P-5</i> .....	83
<b>Tabla 56</b>	<i>Combinaciones de la placa P-5</i> .....	83
<b>Tabla 57</b>	<i>Verificación de condición de borde de placa P-5</i> .....	85
<b>Tabla 58</b>	<i>Cargas de la placa P-4</i> .....	88
<b>Tabla 59</b>	<i>Combinaciones de la placa P-4</i> .....	89
<b>Tabla 60</b>	<i>Verificación de condición de borde de placa P-4</i> .....	91
<b>Tabla 61</b>	<i>Parámetros físicos del suelo</i> .....	94
<b>Tabla 62</b>	<i>Cargas de la zapata Z-1</i> .....	96
<b>Tabla 63</b>	<i>Resumen de cargas de Z-1</i> .....	96
<b>Tabla 64</b>	<i>Combinaciones de sismo de la zapata Z-1</i> .....	98
<b>Tabla 65</b>	<i>Esfuerzos últimos</i> .....	99
<b>Tabla 66</b>	<i>Cargas de la zapata combinada ZC-01</i> .....	103
<b>Tabla 67</b>	<i>Combinaciones de sismo de ZC-01</i> .....	105
<b>Tabla 68</b>	<i>Excentricidades del sismo de la zapata combinada ZC-01</i> .....	106

<b>Tabla 69</b> <i>Esfuerzos de sismo de la zapata combinada ZC-01</i> .....	106
<b>Tabla 70</b> <i>Verificación de punzonamiento de la placa P-5</i> .....	109
<b>Tabla 71</b> <i>Resultados de diseño por flexión de ZC-01</i> .....	111
<b>Tabla 72</b> <i>Resumen de datos de la escalera típica</i> .....	113
<b>Tabla 73</b> <i>Resultados de diseño por flexión de la escalera</i> .....	115
<b>Tabla 74</b> <i>Resumen de datos para el diseño de la cisterna</i> .....	117



## 1.GENERALIDADES DEL PROYECTO

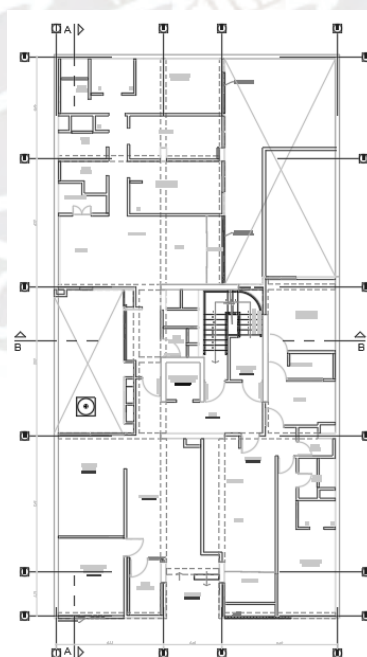
### 1.1. Descripción general del proyecto

Este estudio presenta el diseño y construcción de un edificio de concreto armado con siete niveles, destinado a ser utilizado como vivienda multifamiliar. El proyecto se desarrolla en el distrito de Miraflores, en la provincia de Lima. La superficie del terreno abarca 424 m<sup>2</sup>, mientras que el área total construida alcanza los 2630.6 m<sup>2</sup>. Asimismo, el lote se ubica en el centro de la cuadra, colindando con propiedades en ambos costados y en su límite posterior. El inmueble cuenta con 21 departamentos distribuidos equitativamente en tres unidades por piso y no presenta estacionamientos. En cuanto al suelo sobre el que se asienta la estructura, este posee una capacidad portante de 4 kgf/cm<sup>2</sup>.

La configuración estructural de la edificación incluye muros de corte, columnas y vigas. Las losas aligeradas son diseñadas con viguetas dispuestas en una dirección. Por otro lado, el sistema de cimentación está conformado por zapatas aisladas, combinadas y excéntricas.

#### Figura 1

*Plano de arquitectura de planta típica.*



Nota: Elaboración propia

## **1.2. Objetivos**

### **1.2.1. Objetivo general**

Realizar el diseño sismo resistente integral de una edificación de 7 niveles con placas de concreto armado de una edificación con uso de vivienda ubicado en zona 4 en el distrito de Miraflores en Lima.

### **1.2.2. Objetivos específicos**

- Plantear una estructuración y predimensionamiento que resulte económicamente factible.
- Realizar un análisis sísmico y estructural de la edificación, considerando las peculiaridades de cada elemento.
- Diseñar elementos estructurales, tanto verticales como horizontales.
- Presentar los planos estructurales diseñados para su ejecución en obra.

## **1.3. Justificación**

El Perú se encuentra ubicado en una región de alta actividad sísmica, ya que forma parte del cinturón de fuego del Pacífico, donde ocurre la subducción entre las placas de Nazca y Sudamericana. Esta condición geológica genera una significativa frecuencia de movimientos telúricos. En consecuencia, dentro del sector de la construcción, la ausencia de un diseño estructural apropiado en las edificaciones puede aumentar su vulnerabilidad frente a eventos sísmicos. Por esta razón, la presente investigación se justifica en la necesidad de formular un diseño estructural eficiente que garantice la seguridad y protección de los ocupantes.

## **1.4. Normativa aplicada**

En el desarrollo de este proyecto, se adoptaron los lineamientos y recomendaciones establecidos en el Reglamento Nacional de Edificaciones. Para asegurar un diseño y análisis estructural adecuados, se aplicaron las siguientes normativas:

- Norma E.020: Cargas.
- Norma E.030: Diseño sismo resistente.
- Norma E.060: Concreto armado.

### 1.5. Propiedades mecánicas de los materiales

En el proyecto, los materiales que se emplearán son el concreto armado y acero. Es importante destacar que para el primero se utilizará el concreto convencional con una resistencia a la compresión de  $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$ . Para el segundo, se usará el acero comercial, el cual tiene un esfuerzo de fluencia de  $4200 \text{ kg/cm}^2$ .



## **2.PREDIMENSIONAMIENTO Y ESTRUCTURACIÓN**

### **2.1. Criterios de estructuración**

En el diseño de una edificación, la fase de estructuración es fundamental, ya que define la disposición y características de los elementos estructurales para garantizar un rendimiento óptimo. Esta etapa establece la ubicación estratégica de columnas, vigas, placas y losas, manteniendo la coherencia con la distribución y estética arquitectónica. Además, se recomienda una configuración estructural simple para facilitar un análisis sísmico preciso y asegurar una mejor correspondencia entre el modelo teórico y el comportamiento real.

Según Antonio Blanco Blasco (1991), para lograr una adecuada estructuración se debe considerar los criterios que se mostrarán a continuación:

- Simplicidad y simetría
- Resistencia y ductilidad
- Hiperestaticidad y monolitismo
- Uniformidad y continuidad de la estructura
- Rigidez lateral
- Diafragma rígido

Para el presente proyecto se aplicaron todos los criterios expuestos por el ingeniero Blanco, excepto el primer punto, ya que presenta irregularidad en planta, por lo que no es simétrico en ambas direcciones y esto es debido a su arquitectura.

### **2.2. Predimensionamiento de elementos estructurales**

#### **2.2.1. Elementos estructurales horizontales - Losas**

##### **Losas aligeradas**

Para el predimensionamiento de losas aligeradas, se tomaron en cuenta los criterios “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado” (Blanco, 1991), la cual toma la mayor longitud de luz libre dividida

entre 25. De esta forma, la losa de mayor longitud tiene 5.4 m, por lo que así se obtuvo un espesor de 25 cm.

### **Losas macizas**

Según el ingeniero Blanco, para el predimensionamiento de losas macizas, el espesor se calcula dividiendo la luz de mayor longitud entre 25 (Blanco, 1991). De este modo, la losa de mayor luz mide 4.72 m y, es así que, se determinó que el espesor de la losa sería de 25 cm, obteniendo así un espesor constante en todas las losas del proyecto.

### **2.2.2. Elementos estructurales horizontales - Vigas**

Para el predimensionamiento de vigas, se tomaron en consideración las recomendaciones y criterios del ingeniero Antonio Blanco y de la Norma peruana de Concreto Armado (E.060). Para el ancho de viga, se tomó la medida de 25 cm, siendo este el ancho mínimo indicado por la norma. Para el peralte de viga, se calculó dividiendo la luz libre de viga entre 12 (Blanco, 1991); en el proyecto, la viga de mayor longitud es de 6 m., por lo que se obtuvo un peralte de 50 cm. Entonces, las dimensiones de las vigas son de 25x50cm.

### **2.2.3. Elementos estructurales verticales - Columnas**

Se evalúan las cargas axiales y momentos flectores de dichos elementos verticales. Al analizar la edificación, cuando se produzca un sismo, los momentos flectores serán resistidos por los muros de corte. Es así que, las columnas estarán sometidas por las cargas axiales.

Se utilizaron los criterios del libro de estructuración del ingeniero Antonio Blanco para el predimensionamiento, por lo que se requirió la carga de servicio y el esfuerzo a compresión del concreto. A continuación, se presenta la fórmula utilizada en este proceso.

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

Con un  $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$  y una carga axial de  $1 \text{ ton/m}^2$  para efectos de cálculo, a continuación, se resumen los resultados.

**Tabla 1**

*Predimensionamiento de columnas del proyecto*

Nomenclatura	Área tributaria (m <sup>2</sup> )	Cantidad de pisos	Carga (kg/m <sup>2</sup> )	P servicio (kg)	Área de columna (cm <sup>2</sup> )	Sección (cm)
C-1	21.84	7	1000	152862.5	1617.59	30x65
C-2	9.04	7	1000	63280	669.63	25x65
C-3	20.49	7	1000	143430	1517.78	100x25
C-3	21.53	7	1000	150710	1594.81	100x25

Nota: Elaboración propia

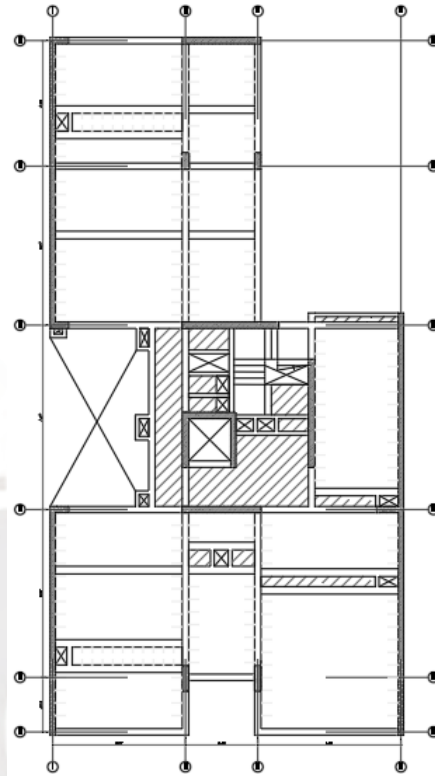
#### **2.2.4. Elementos estructurales verticales - Placas**

El espesor de muro que se optó es de 25 cm en todo el proyecto. En cambio, la placa del ascensor usa espesores de 20 cm y 25 cm. En el capítulo de análisis sísmico, se realizará una verificación de sistema estructural para confirmar el uso de muros estructurales de concreto armado en el presente proyecto.

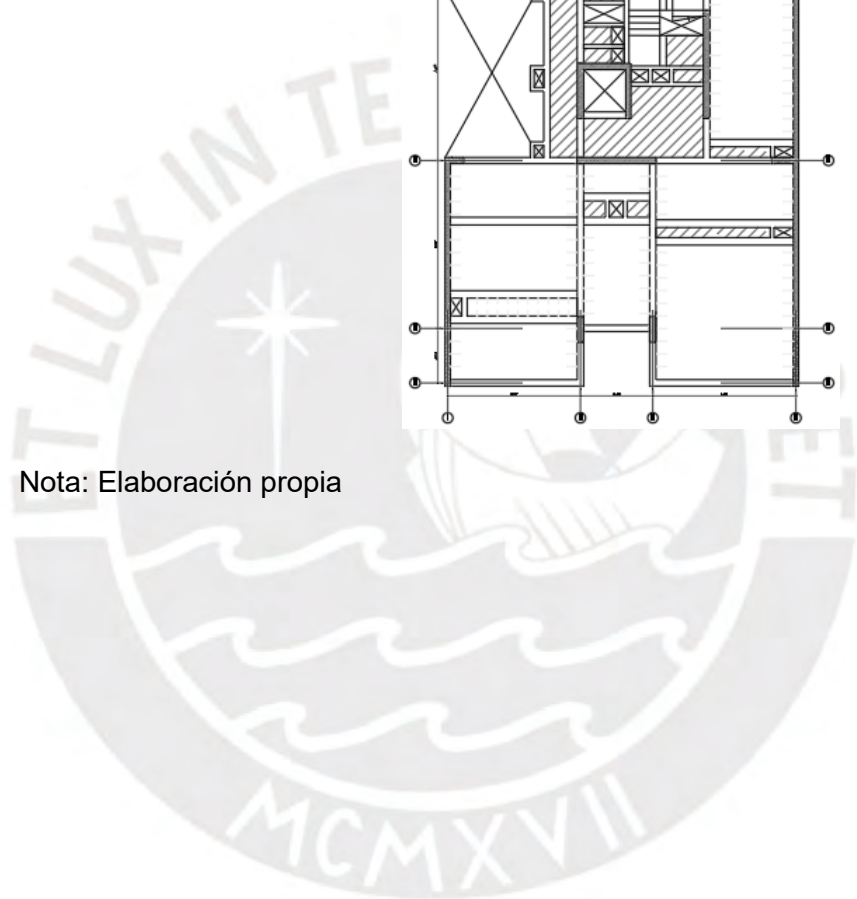
A continuación, se mostrará el casco estructural de piso de típico de la edificación a estudio.

**Figura 2**

*Casco Estructural de piso típico.*



Nota: Elaboración propia



### 3. ANÁLISIS SÍSMICO

#### 3.1. Análisis modal

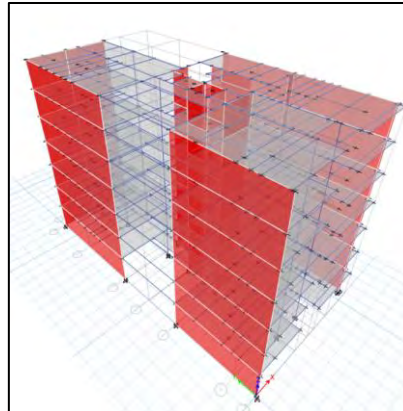
Antes de comenzar los cálculos para medir deformaciones, esfuerzos, momentos flexores y otros parámetros, es esencial identificar los modos y períodos fundamentales en cada dirección de análisis. Además, el análisis modal depende de la rigidez de los elementos estructurales.

El programa de computadora Etabs se empleó en este proyecto para facilitar la resolución de estructuras hiperestáticas con varios grados de libertad. El análisis del edificio estático, dinámico y estructural se realizó con la ayuda del Etabs. Estos son los aspectos más importantes del modelo estructural:

- Se realizó la modelización completa de una estructura de 7 pisos.
- Las dimensiones de las losas, vigas, columnas y placas se determinaron utilizando los cálculos realizados en el capítulo de estructuración. Sin embargo, si la estructura no cumple con los parámetros establecidos en la normativa actual, estas dimensiones pueden modificarse.
- Se modelaron las vigas y columnas como elementos frame.
- Se utilizaron elementos Wall para modelar las placas.
- Los elementos shell en una dirección específica se utilizaron para modelar las losas aligeradas.
- Se consideró que cada piso tenía un diafragma rígido, con tres grados de libertad. Por lo tanto, se asumieron 7 diafragmas y 21 modos en total.
- La resistencia a compresión del concreto fue de 210 kg/cm<sup>2</sup>. El módulo elástico del concreto se calculó como  $E_c = 15000\sqrt{210} = 217400$  kg/cm<sup>2</sup>.
- El análisis utilizó una constante de Poisson de 0.15.
- En cuanto a las condiciones en la base de la estructura, se consideraron empotramientos tanto en las placas como en las columnas. Se asumió que la cimentación de la edificación no permitirá ningún tipo de giro.

**Figura 3**

*Modelo estructural.*



Nota: Elaboración propia

Se obtuvieron los siguientes resultados para el análisis modal:

**Tabla 2**

*Resultados de análisis modal*

<b>Modo</b>	<b>Periodo (s)</b>	<b>Masa Participante X-X (%)</b>	<b>Masa Participante Y-Y (%)</b>
1	0.632	70.18%	0.00%
2	0.228	0.17%	1.40%
3	0.172	0.00%	71.56%
4	0.144	17.84%	0.03%
5	0.062	4.49%	0.00%
6	0.058	1.93%	0.01%
7	0.045	0.00%	19.71%
8	0.036	2.74%	0.00%
9	0.029	0.20%	0.00%
10	0.025	1.31%	0.00%
11	0.023	0.00%	4.49%
12	0.02	0.08%	0.01%
13	0.019	0.67%	0.00%
14	0.016	0.23%	0.00%
15	0.016	0.00%	1.72%
16	0.015	0.10%	0.00%
17	0.012	0.05%	0.03%
18	0.012	0.00%	0.68%
19	0.011	0.02%	0.00%
20	0.01	0.00%	0.28%
21	0.009	0.00%	0.08%

Nota: Elaboración propia

La dirección X tiene un periodo fundamental de 0.632 segundos y una masa participativa del 70.18%, como se muestra en la Tabla 2. El periodo fundamental en la dirección Y es de 0.172 segundos y la masa participativa es del 71.56%.

De acuerdo con la norma sísmica E.030, los modos de vibración se consideran cuando la masa efectiva es al menos el 90% de la masa total. Para la estructura en el eje X, se tomaron los modos significativos 1, 4, 5, 6, 8 y 10 para superar y cumplir con la norma. En cambio, para el eje Y, sumando los modos significativos 2, 3, 7, 11 y 15 se cumple con la condición anterior.

Se analizaron los 21 modos de vibración en ambas direcciones (X y Y). Esto permitirá considerar más modos de vibración y su impacto en el comportamiento estructural.

**Tabla 3**

*Periodos fundamental en la dirección X e Y de la estructura*

Dirección	Periodo (s)
X-X	0.632
Y-Y	0.172

Nota: Elaboración propia

### 3.2. Análisis estático

El método estático se aplica cuando la excitación sísmica se modela mediante fuerzas horizontales que actúan en el centro de masa de cada nivel de la estructura. Es importante destacar que este enfoque pierde eficacia en edificios regulares con alturas superiores a 30 metros o en edificios irregulares con alturas mayores a 15 metros. El análisis se inició determinando la carga sísmica, de acuerdo con la norma E.030, la cual establece un periodo aproximado para comenzar el análisis estático. Para ello, se utilizaron los periodos fundamentales obtenidos en el análisis modal.

### 3.2.1. Peso sísmico

El análisis sísmico se ve afectado significativamente por el peso del edificio, ya que, según el método estático, la fuerza cortante total en la base es proporcional al peso sísmico. Este enfoque distribuye las fuerzas en el centro de masa de cada piso cuando el edificio experimenta aceleración. La norma establece que, para determinar el peso sísmico de edificaciones convencionales, se debe considerar el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva.

De acuerdo con la norma E.020, la carga viva para edificios multifamiliares es de  $0.2 \text{ ton/m}^2$ , mientras que para azoteas se considera una carga viva de  $0.1 \text{ ton/m}^2$ . El software Etabs facilita el cálculo automático del peso sísmico al permitir la introducción del peso propio de los elementos. En cambio, en nuestro modelo, las losas se consideraron con espesor de  $0.2 \text{ m}$ , por lo que el software calcula automáticamente su peso. Además, se calculó el peso total de la tabiquería del edificio, distribuyéndola simétricamente en toda el área de cada piso. Dado que la altura de los tabiques varía debido a su interacción con vigas peraltadas y losas y encontramos espesores de  $12 \text{ cm}$  y  $14 \text{ cm}$ , por lo que podemos encontrar pesos de tabiquería de  $0.48 \text{ t/m}$  y  $0.60 \text{ t/m}$ , respectivamente.

A continuación, se presenta un cuadro que detalla las cargas distribuidas en cada nivel:

**Tabla 4***Cargas distribuidas de CM y CV de la losa*

Piso típico		Azotea	
<b>Carga viva</b>	0.2 ton/m <sup>2</sup>	<b>Carga viva</b>	0.1 ton/m <sup>2</sup>
<b>Carga muerta</b>		<b>Carga muerta</b>	
Piso terminado	0.1 ton/m <sup>2</sup>	Piso terminado	0.1 ton/m <sup>2</sup>
Peso de la losa	0.3 ton/m <sup>2</sup>	Peso de la losa	0.3 ton/m <sup>2</sup>

Nota: Elaboración propia

Se obtuvo el peso sísmico mediante la fórmula 100%CM + 25% CV para edificios multifamiliares y se obtuvo lo siguiente.

**Tabla 5***Peso sísmico de la edificación*

Piso	Área (m <sup>2</sup> )	Masa (ton-s <sup>2</sup> /m)	Peso (ton)	P/A (ton/m <sup>2</sup> )
Piso 7	287.2	25.46	249.73	0.87
Piso 6	287.2	30.03	294.64	1.03
Piso 5	287.2	30.03	294.64	1.03
Piso 4	287.2	30.03	294.64	1.03
Piso 3	287.2	30.03	294.64	1.03
Piso 2	287.2	30.03	294.64	1.03
Piso 1	287.2	30.34	297.61	1.04
P total (ton)			<b>2020.56</b>	

Nota: Elaboración propia

Como se muestra la tabla anterior, la relación de peso entre área del edificio se encuentra en el rango estimado para edificaciones multifamiliares que ronda desde 0.9 a 1.3. Además, el peso total del edificio es de 2020.56 toneladas. Sin embargo, en el capítulo de predimensionamiento se estimó una carga distribuida de 1 ton/m<sup>2</sup>. La carga distribuida real de la edificación se obtuvo de la siguiente manera:

$$Carga\ distribuida\ real = \frac{Peso\ sísmico}{Área\ total\ del\ edificio} = \frac{2020.56}{7 * 287.2} = 1.06 \frac{ton}{m^2}$$

De esta manera, el peso unitario real por metro cuadrado es de 1.06 tn/m<sup>2</sup>. Dado que el error fue muy pequeño, se valida que las dimensiones iniciales de los elementos estructurales son adecuadas.

### 3.2.2. Fuerza cortante en la base

La norma sísmica E.030 establece que la fuerza cortante estática específica en la dirección de análisis es proporcional al peso del edificio. La norma proporciona la siguiente expresión para calcular la fuerza cortante en la base del edificio:

$$V_{estático} = \frac{Z * U * C * S}{R} * P$$

La presente tabla contiene los valores de los parámetros necesarios para calcular la cortante estática.

**Tabla 6**

*Parámetros del análisis estático*

Parámetros	Valores
Z	0.45
U	1
S	1
Cx	1.63
Cy	2.50
Tp (s)	0.40
Tl (s)	2.50
Tx-x+ (s)	0.63
Tx-x- (s)	0.63
Ty-y+ (s)	0.17
Ty-y- (s)	0.17
Rx	5.4
Ry	5.4
Peso (ton)	2020
Estructura	Irregular

Nota: Elaboración propia

Como nota, los valores de Rx e Ry se explican en el subcapítulo 3.3.1, con un Ro = 6 y se aplica un factor de reducción de 0.9, por la irregularidad en planta que se presenta.

En la siguiente tabla se presenta el Vestático en las direcciones X-X e Y-Y, utilizando los valores de los periodos fundamentales derivados del análisis de traslación pura.

**Tabla 7**

*Cortante estática en dirección X e Y*

Caso de sismo	Dirección de masa	C	Vestático (ton)
SISMOXX+	My+	1.63	283.95
SISMOXX-	My-	1.63	283.95
SISMOYY+	Mx+	2.50	420.95
SISMOYY-	Mx-	2.50	420.95

Nota: Elaboración propia

Se calcularán las fuerzas distribuidas a lo largo de la altura del edificio utilizando los valores de la cortante estática en la base para ambas direcciones y el período del análisis de traslación pura. Los cálculos necesarios para obtener una estimación de las fuerzas que actúan en diferentes niveles del edificio se resumirán a continuación.

**Tabla 8**

*Distribución de fuerzas en cada piso en la dirección X*

Piso	hi (m)	Pi (ton)	Pi hi <sup>k</sup>	αi	Fi x-x (ton)
Piso 1	2.9	249.73	760.98	0.03	8.44
Piso 2	5.62	294.64	1794.30	0.07	19.90
Piso 3	8.34	294.64	2712.04	0.11	30.08
Piso 4	11.06	294.64	3644.05	0.14	40.42
Piso 5	13.78	294.64	4586.90	0.18	50.88
Piso 6	16.5	294.64	5538.50	0.22	61.43
Piso 7	19.22	297.61	6562.99	0.26	72.79
			25599.75	1	283.95

Nota: Elaboración propia

**Tabla 9***Distribución de fuerzas en cada piso en la dirección Y*

Piso	hi (m)	Pi (ton)	Pi hi <sup>k</sup>	αi	Fi y-y (ton)
Piso 1	2.9	249.73	724.22	0.03	13.41
Piso 2	5.62	294.64	1655.89	0.07	30.66
Piso 3	8.34	294.64	2457.32	0.11	45.49
Piso 4	11.06	294.64	3258.74	0.14	60.33
Piso 5	13.78	294.64	4060.17	0.18	75.17
Piso 6	16.5	294.64	4861.60	0.21	90.00
Piso 7	19.22	297.61	5720.15	0.25	105.90
			22738.08	1	420.95

Nota: Elaboración propia

**3.3. Análisis dinámico****3.3.1. Irregularidades**

Los factores de irregularidades estructurales en altura y planta están establecidos por la norma sísmica E.030. Las tablas 8, 9 y 10 del subcapítulo 3.6 de esta norma sirven para determinar los factores de irregularidades  $I_a$  y  $I_p$ . El coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas ( $R_0$ ), que se calcula utilizando la fórmula siguiente:

$$R = R_0 * I_a * I_p$$

**Irregularidad de esquinas entrantes**

En la siguiente tabla muestra que la única irregularidad en la planta del edificio son las esquinas entrantes.

**Tabla 10***Irregularidad de esquina entrante en ambos ejes*

	Longitud (m)	Esquina entrante	Relación	¿Es mayor al 20%?
Eje X	13.91	5.61	40%	Sí
Eje Y	27.52	11.23	41%	Sí

Nota: Elaboración propia

Como resultado de esta irregularidad, un factor de irregularidad ( $I_p$ ) de 0.9 tiene un impacto en el coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas ( $R_o$ ). Sin embargo, las irregularidades en planta adicionales no se presentan en el edificio porque se ha buscado una estructuración ideal para evitarlas.

$$I_p = 6 * 0.9 = 5.4$$

### **Irregularidad torsional**

El máximo desplazamiento relativo entre pisos en un extremo del edificio ( $\Delta_{max}$ ) y el desplazamiento relativo promedio de los extremos del edificio entre pisos ( $\Delta_{prom}$ ) deben calcularse para verificar la irregularidad torsional. Es crucial enfatizar que ambos valores deben corresponder a la misma condición de carga y se debe considerar la excentricidad accidental.

Si la relación entre el desplazamiento máximo ( $max$ ) y el desplazamiento promedio ( $prom$ ) es mayor a 1.3 se considera una irregularidad torsional. Además, si la relación es mayor a 1.5, se considera una irregularidad torsional extrema. Es importante tener en cuenta que esta anomalía solo se considera si el desplazamiento relativo máximo del entrepiso supera el 50% del límite permitido, que es de 3.5%. Tanto el desplazamiento máximo como el promedio de entrepiso se encuentran multiplicados por  $0.85R$  (Irregular), ya que se trata de un análisis inelástico.

**Tabla 11***Verificación de irregularidad torsional en la dirección X*

<b>Piso</b>	<b>Desplazamiento de entrepiso máximo (m)</b>	<b>Desplazamiento de entrepiso promedio (m)</b>	<b>Ratio</b>	<b>¿Cumple &lt;1.3?</b>
Piso 1	0.015449	0.013864	1.114	Cumple
Piso 2	0.016319	0.014636	1.115	Cumple
Piso 3	0.016604	0.014913	1.113	Cumple
Piso 4	0.016058	0.014439	1.112	Cumple
Piso 5	0.01424	0.012801	1.112	Cumple
Piso 6	0.010895	0.009709	1.122	Cumple
Piso 7	0.005246	0.004512	1.163	Cumple

Nota: Elaboración propia

**Tabla 12***Verificación de irregularidad torsional en la dirección Y*

<b>Piso</b>	<b>Desplazamiento de entrepiso máximo (m)</b>	<b>Desplazamiento de entrepiso promedio (m)</b>	<b>Ratio</b>	<b>¿Cumple &lt;1.3?</b>
Piso 1	0.001604	0.001476	1.087	Cumple
Piso 2	0.001738	0.001587	1.095	Cumple
Piso 3	0.001803	0.001633	1.104	Cumple
Piso 4	0.001775	0.00159	1.116	Cumple
Piso 5	0.001631	0.001444	1.129	Cumple
Piso 6	0.001378	0.001198	1.15	Cumple
Piso 7	0.000914	0.000781	1.17	Cumple

Nota: Elaboración propia

A partir de las tablas, se puede observar que las ratios obtenidas, tanto en la dirección X como Y, son menores a 1.3, por lo que no se considera irregularidad torsional.

**Tabla 13**

*Centro de masa y centro de rigidez de cada entrepiso*

<b>Piso</b>	<b>XCCM (m)</b>	<b>YCCM (m)</b>	<b>XCR (m)</b>	<b>YCR (m)</b>
Piso 1	6.397	12.372	7.712	15.750
Piso 2	6.416	12.365	7.616	15.741
Piso 3	6.422	12.363	7.481	15.714
Piso 4	6.425	12.362	7.301	15.695
Piso 5	6.426	12.362	7.069	15.681
Piso 6	6.427	12.361	6.799	15.737
Piso 7	6.429	12.361	6.588	15.733

Nota: Elaboración propia

Como se presencia en la tabla de 13, la ubicación del centro de rigidez se encuentra al noroeste del centro de masas. Además, vemos mayor distanciamiento en el eje Y, entre el centro de masa y el de rigidez, a comparación del eje X.

#### **Irregularidad de rigidez – piso blando**

El procedimiento para calcular la rigidez de cada piso se aplicó la siguiente fórmula:

$$K_{entrepiso} = \frac{\text{Fuerza Cortante del entrepiso}}{\text{Desplazamiento relativo}}$$

Es fundamental recordar que la norma E.030 establece los siguientes requisitos:

-Si la rigidez del piso inferior es menor al 70% de la rigidez del piso inmediatamente superior o si la rigidez del piso inferior es menor al 80% de la rigidez promedio de los tres pisos adyacentes, se considera una irregularidad de rigidez.

-Si la rigidez del piso inferior es menor al 60% de la rigidez del piso inmediatamente superior o si la rigidez del piso inferior es menor al 70% de la rigidez promedio de los tres pisos adyacentes, se considera una irregularidad extrema de rigidez.

**Tabla 14***Verificación de irregularidad rigidez (piso blando) en la dirección X*

Piso	Vx (ton)	$\Delta$ entrepiso (m)	Klat (ton/m)	Klat piso superior * 0.7 (ton/m)	¿Cumple?	Klat prom 3 pisos superiores * 0.8 (ton/m)	¿Cumple?
Piso 1	60.854	0.003053	19930.50				
Piso 2	105.4186	0.003224	32701.72	13951.35	Cumple		
Piso 3	137.03	0.003285	41707.68	22891.21	Cumple		
Piso 4	162.3893	0.003182	51035.16	29195.37	Cumple	25157.31	Cumple
Piso 5	183.8232	0.002821	65171.16	35724.61	Cumple	33451.88	Cumple
Piso 6	200.1718	0.002136	93704.29	45619.81	Cumple	42110.40	Cumple
Piso 7	208.6669	0.000989	210955.89	65593.01	Cumple	55976.16	Cumple

Nota: Elaboración propia

**Tabla 15***Verificación de irregularidad rigidez (piso blando) en la dirección Y*

Piso	Vy (ton)	$\Delta$ entrepiso (m)	Klat (ton/m)	Klat piso superior * 0.7 (ton/m)	¿Cumple?	Klat prom 3 pisos superiores * 0.8 (ton/m)	¿Cumple?
Piso 1	81.7566	0.00034	240339.18				
Piso 2	155.0396	0.000363	426740.71	168237.43	Cumple		
Piso 3	210.4558	0.000371	567814.73	298718.49	Cumple		
Piso 4	252.7666	0.000358	705213.88	397470.31	Cumple	329305.23	Cumple
Piso 5	284.7999	0.000323	881624.36	493649.71	Cumple	453271.82	Cumple
Piso 6	307.2242	0.000264	1161575.42	617137.05	Cumple	574574.12	Cumple
Piso 7	319.028	0.00017	1872406.62	813102.79	Cumple	732910.31	Cumple

Nota: Elaboración propia

En todos los casos, la rigidez del entrepiso es mayor al 70% de la rigidez del piso superior, como se puede ver examinando las tablas 14 y 15. Además, la rigidez del entrepiso supera el 80% del promedio de las rigideces de los tres pisos superiores que se encuentran a continuación. Como resultado, se observa que el edificio no presenta irregularidades en cuanto a la altura.

**Tabla 16***Irregularidades en altura y planta de la edificación*

<b>Irregularidades</b>	
<b>Irregularidad en Altura (Ia)</b>	<b>Condición</b>
Irregularidad de Rigidez - Piso Blando	NO
Irregularidad Extrema de Rigidez	NO
Irregularidad de Resistencia - Piso Débil	NO
Irregularidad Extrema de Resistencia	NO
Irregularidad de Masa o Peso	NO
Irregularidad Geométrica Vertical	NO
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	NO
Discontinuidad Extrema de los Sist.Resist.	NO
<b>Irregularidad en Planta (Ip)</b>	<b>Condición</b>
Irregularidad Torsional	NO
Irregularidad Torsional Extrema	NO
Esquinas Entrantes	SI
Discontinuidad del Diafragma	NO
Sistemas no Paralelos	NO

Nota: Elaboración propia

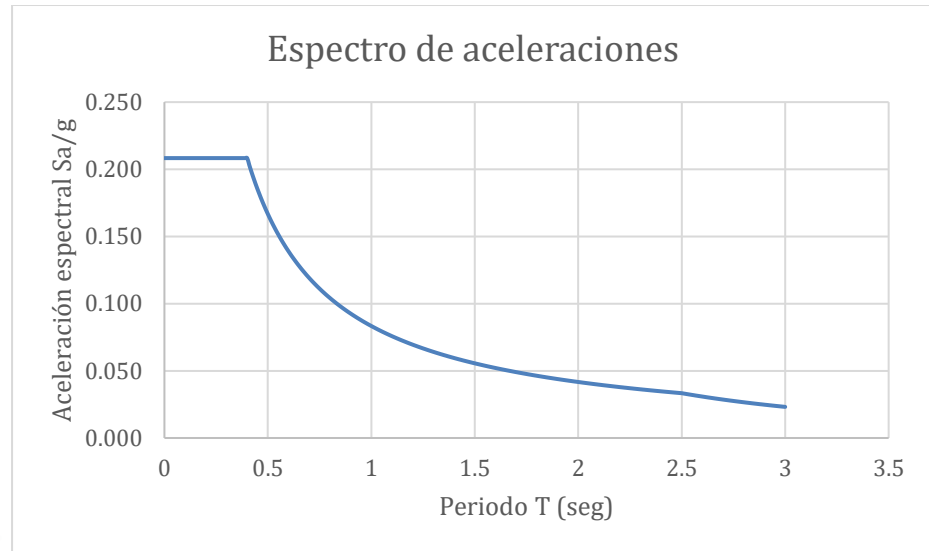
**3.3.2. Espectro de diseño**

La norma E.030 establece el espectro de diseño, que se muestra en la figura 4. Se utiliza el mismo espectro para realizar el análisis sísmico en las direcciones X e Y. Además, el modelo estructural tuvo en cuenta una excentricidad accidental del 5% de la dimensión perpendicular a la dirección de análisis. Para llevar a cabo el análisis de manera adecuada, el modelo computacional en ETABS 2019 incorpora este espectro.

$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} * g$$

**Figura 4**

*Espectro de aceleraciones*



Nota: Elaboración propia

### 3.3.3. Deriva de entrepiso

Los desplazamientos laterales para estructuras regulares deben multiplicarse por un factor de  $0.75R$ , mientras que para estructuras irregulares deben multiplicarse por un factor de  $0.85R$ . Dado que se utiliza un modelo lineal elástico para evaluar el efecto del sismo en la estructura, este factor se aplica para considerar las incursiones inelásticas en los desplazamientos. Además, según la norma E.030, la máxima deriva de la estructura debe ser menor a 0.007 en estructuras de concreto armado.

**Tabla 17***Desplazamientos y derivas en el eje X*

Piso	Desplazamiento de entrepiso (cm)	Desplazamiento total (cm)	Deriva de entrepiso (‰)	0.85*R*Deriva (‰)	¿Cumple < 7 ‰ (Norma)?
Piso 1	1.53	9.42	1.25	5.68	Cumple
Piso 2	1.61	7.89	1.32	6.00	Cumple
Piso 3	1.65	6.28	1.34	6.10	Cumple
Piso 4	1.60	4.63	1.30	5.90	Cumple
Piso 5	1.42	3.03	1.15	5.24	Cumple
Piso 6	1.09	1.61	0.88	4.01	Cumple
Piso 7	0.53	0.53	0.39	1.81	Cumple

Nota: Elaboración propia

**Tabla 18***Desplazamientos y derivas en el eje Y*

Piso	Desplazamiento de entrepiso (cm)	Desplazamiento total (cm)	Deriva de entrepiso (‰)	0.85*R*Deriva (‰)	¿Cumple < 7 ‰ (Norma)?
Piso 1	0.16	1.08	0.12	0.59	Cumple
Piso 2	0.17	0.92	0.12	0.64	Cumple
Piso 3	0.18	0.75	0.13	0.66	Cumple
Piso 4	0.18	0.57	0.12	0.65	Cumple
Piso 5	0.16	0.39	0.11	0.60	Cumple
Piso 6	0.14	0.23	0.10	0.51	Cumple
Piso 7	0.09	0.09	0.06	0.32	Cumple

Nota: Elaboración propia

La tabla 17 muestra que la máxima deriva en la dirección X-X es de 6.104 ‰ y se encuentra en el quinto piso. Sin embargo, la tabla 18 muestra que el quinto piso tiene la máxima deriva de 0.663 ‰. En ambas direcciones, las derivas son menores al límite máximo de la norma de 0,007. Además, se cree que la deriva en la dirección X es mayor que la en la dirección Y. Esto se debe a que la dirección Y tiene más muros que brindan una gran rigidez lateral.

### 3.3.4. Fuerza cortante basal

De acuerdo con la normativa, el cálculo del cortante basal obtenido mediante análisis dinámico para estructuras regulares no debe ser inferior al 80% del cortante basal determinado mediante análisis estático. Para estructuras irregulares, la cortante

basal no puede ser inferior al 90% del esfuerzo basal obtenido mediante análisis estático. Se aplica un factor de escala si se obtienen valores inferiores a los mencionados previamente.

En la tabla 19 se presentan los valores del esfuerzo basal determinado mediante análisis estático y dinámico, junto con el factor de escala correspondiente para cada caso.

**Tabla 19**

*Factor de escala para fuerza cortante basal*

<b>Caso de sismo</b>	<b>Vestático (ton)</b>	<b>90%<math>\times</math>Vestático (ton)</b>	<b>Vdinámico (ton)</b>	<b>Factor de Amplificación</b>	<b>V.Diseño (tonf)</b>	<b>V.Diseño en % Peso</b>
SISXX+	284	256	209	1.225	256	12.65%
SISXX-	284	256	205	1.247	256	12.65%
SISYY+	421	379	319	1.188	379	18.75%
SISYY-	421	379	281	1.349	379	18.75%

Nota: Elaboración propia

Se establece que la cortante de diseño será el 90 % de la cortante estática, si la cortante dinámica analizada en ambas direcciones es inferior al 90 % de la cortante estática. Sin embargo, como es un análisis elástico, se simplifica multiplicando a la cortante dinámica con ayuda de un factor de amplificación para obtener la cortante de diseño.

### **Verificación de Sistema estructural**

Se determinó durante el análisis sísmico que el sistema estructural del edificio se compone de muros estructurales. La alta densidad de los muros en la estructura principal sustenta esta conclusión. En el primer nivel, se utilizará el programa ETABS para obtener las fuerzas que soportan las columnas y los muros para verificar si esta suposición es correcta y, por lo tanto, confirmar el coeficiente básico de reducción utilizado. Esto permitirá evaluar la capacidad resistente de los componentes estructurales y confirmar si el sistema de muros está preparado para soportar las cargas sísmicas previstas.

**Tabla 20***Verificación de sistema estructural en la dirección X*

Caso de sismo	Muros	Estructura total	Muros/Estructura (%)
	V3 (ton)	Vx (ton)	
SISXX+	208.25	208.68	99.80%
SISXX-	204.44	204.91	99.77%

Nota: Elaboración propia

**Tabla 21***Verificación de sistema estructural en la dirección Y*

Caso de sismo	Muros	Estructura total	Muros/Estructura (%)
	V2 (ton)	Vy (ton)	
SISYY+	313.57	319.03	98.29%
SISYY-	275.92	280.74	98.28%

Nota: Elaboración propia

Las tablas 20 y 21 muestran que la cortante que reciben los muros representa aproximadamente el 99.80% y 98.29% de la cortante basal en las direcciones X e Y, respectivamente. Además, se confirma que el sistema estructural es de muros estructurales porque la cortante de placa es mayor al 70% del total. En este caso, el coeficiente básico de reducción sísmica se considera igual a 6. Esto significa que los muros tendrán la capacidad de resistir las cargas sísmicas previstas en el diseño.

### 3.3.5. Separación entre edificios

Los siguientes son los parámetros para la junta sísmica del edificio establecidos por la Norma E.030 2019:

- El valor de "S" debe ser superior a dos tercios de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques que se encuentran a su alrededor.
- El valor "S" debe superar los 3 cm.
- La relación entre "S" y la altura del edificio (h) se puede encontrar utilizando la fórmula:  $S = 0.006 * h$ , donde tanto S como h se expresan en centímetros.

- De acuerdo con la norma, la estructura debe estar a una distancia no menor a dos tercios del desplazamiento máximo o la mitad de "S" de los límites de propiedad adyacentes.

Los valores para el cálculo de "S" en un edificio con una altura de  $h = 1922$  cm son:

$$\text{retiro} = \frac{S}{2} = \frac{0.006 * 1922}{2} = 6 \text{ cm}$$

$$\text{retiro} = S = \frac{2}{3} * (9.42) = 6.28 \text{ cm} = 6.5 \text{ cm}$$

Por último, a partir de los cálculos correspondiente, se una junta sísmica de 6.5 cm para cada dirección.



#### 4.CAPÍTULO 4: DISEÑO DE LOSAS

La edificación posee losas aligeradas y macizas. Se optó por colocar losas macizas en las zonas de los baños para tener un mejor proceso constructivo con las instalaciones sanitarias y evitar que el alma de la vigueta sea cortada y que no transmita las cargas correctamente. Las losas cumplen la función estructural de transmitir las cargas hacia las vigas. Además, cumple la función de unir todos los puntos de la estructura y que los elementos estructurales sean un solo conjunto ante los sismos para asumir la hipótesis del diafragma rígido. De esta forma, se logra que la deformación de las placas y columnas sea de manera uniforme en el mismo nivel.

Las losas se diseñan para desempeñar un correcto comportamiento frente a las demandas por flexión y se realiza la verificación por esfuerzos cortantes. Estos elementos estructurales horizontales no trabajan bajo la influencia de la carga de sismo. Por esto, su diseño se rige por la combinación de cargas últimas de gravedad indicado por la Norma E.060:

$$U = 1.4 * D + 1.7 * L$$

##### **Metrado de cargas**

Se presentan las consideraciones para realizar el metrado de cargas y el análisis por cargas de gravedad. Para lograr dicho objetivo, se realiza el metrado de CM y CV en los elementos estructurales. A continuación, se muestran los pesos unitarios de los diferentes materiales empleados y también las sobrecargas con relación al uso de ocupación.

**Tabla 22**

*Cargas según la norma E.020*

<b>Carga Muerta (CM)</b>	
<b>Material</b>	<b>Carga</b>
Concreto	2.4 ton/m <sup>3</sup>
Piso terminado (e = 5 cm)	0.1 ton/m <sup>2</sup>
Aligerado (h = 25 cm)	0.35 ton/m <sup>2</sup>

Nota: Elaboración propia basada en la norma E.020

**Tabla 23**

*Sobrecargas según la norma E.020*

<b>Carga Viva (CV)</b>	
<b>Uso</b>	<b>Sobrecarga</b>
Viviendas	0.2 ton/m <sup>2</sup>
Azotea	0.1 ton/m <sup>2</sup>
Corredores y escaleras	0.2 ton/m <sup>2</sup>

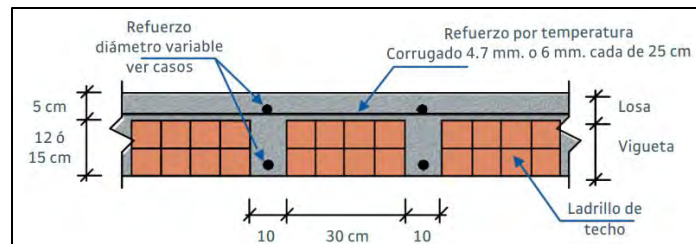
Nota: Elaboración propia basada en la norma E.020

#### **4.1. Diseño de losas aligeradas**

En el predimensionamiento se ha planteado utilizar aligerados convencionales con un espesor de 20 cm colocados longitudinalmente más corta del paño de losa. En la figura 5, se observa la sección de una vigueta típica.

**Figura 5**

*Detalle de vigueta típica*



Nota: Aceros Arequipa

#### 4.1.1. Diseño por flexión

Para el diseño por flexión de la losa aligerada, se tomaron las siguientes consideraciones:

- Para determinar la cantidad necesaria de acero de refuerzo longitudinal ( $A_s$ ) se emplean las siguientes ecuaciones:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * |Mu|}{\phi * 0.85 * f'c * b}}$$

$$A_s = \frac{Mu}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

Donde:

$Mu$ : Momento flector.

$b$ : Ancho de la sección en compresión.

$d$ : Peralte efectivo. (recubrimiento de 3 cm)

$\phi$ : factor de reducción por flexión. ( $\phi = 0.9$ )

- El acero de refuerzo mínimo frente a los casos de momentos positivos ( $A_{smin+}$ ) y momentos negativos ( $A_{smin-}$ ), viene dado por las siguientes expresiones:

$$A_{smin(-)} = \frac{1.2 * I_g * 2 * \sqrt{f'c}}{\phi * Y_t * 0.95 * f_y * d}$$

$$A_{smin(+)} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c} * b * d}{f_y}$$

Donde:

$Y_t$ : Distancia del eje centroidal de la sección

$I_g$ : Momento de inercia centroidal de la sección bruta

#### 4.1.2. Diseño por cortante

La resistencia al corte ( $V_n$ ) debe ser mayor a la cortante última ( $V_u$ ), ubicado a "d" de la cara. De no cumplirse con lo anterior, se pueden hacer ensanches alternados ( $b_w = 25$  cm) o corridos ( $b_w = 40$  cm), el cual consiste en reemplazar los ladrillos por concreto. El diseño por corte

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$V_c = 1.1 * (0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d)$$

Donde:

$\phi$ : Factor de reducción por corte. ( $\phi = 0.85$ )

#### 4.1.3. Control de deflexiones

La norma E.060 establece en el artículo 9.6.2.6. que las deflexiones máximas de las vigas no deben exceder los valores admisibles establecidos. Se hizo una comparación entre los momentos de servicio y la fisuración para determinar si se cumplían estas deflexiones máximas. En el caso de que el tiempo de servicio fuera más largo, se trabajaría con la sección que ya ha tenido un problema. Luego, si es relevante, se calculó la inercia de la sección fisurada tomando en cuenta el promedio de los casos de apoyo. Después de obtener esta inercia, se calculó la deflexión y se comparó con la deflexión límite normal.

#### 4.1.4. Control de fisuración

El control de fisuración se realiza por medio de la verificación del parámetro "Z" que tiene como limitación no sobrepasar el valor de 26000 kgf/cm<sup>2</sup> para el presente proyecto.

$$Z = f_s * \sqrt[3]{d_c * A_c}$$

$$f_s = \frac{M_s}{A_s * 0.9 * d}$$

$$A_c = \frac{2 * Y_t * b}{\#Varillas}$$

#### 4.1.5. Corte de acero

A partir capítulo 21 de Apuntes de concreto Armado 1 (Ottazzi, 2016) establece varias especificaciones para llevar a cabo el corte del acero longitudinal, tanto para barras en tracción como para las de compresión.

#### 4.1.6. Empalmes o traslapes

El traslape es necesario en el lugar de construcción debido a la necesidad de unir las varillas, las cuales tienen una longitud de 9 metros. Se requiere una longitud precisa del traslape y una ubicación adecuada para llevar a cabo este empalme.

La normativa establece que la longitud de empalme ( $L_e$ ) debe ser igual a 1.3 veces la longitud de desarrollo en tracción para garantizar la integridad y resistencia adecuadas en las conexiones de las varillas de acero.

**Tabla 24**

*Longitudes de traslape para las barras de acero*

Longitudes de empalmes (cm)		
$\phi$	Refuerzo inferior	Refuerzo superior
3/8"	40	45
1/2"	40	50
5/8"	50	60
3/4"	60	75

Nota: Elaboración propia

#### 4.1.7. Ejemplo de diseño de losa aligerada

##### Diseño por flexión

Primero, se calcularon los acero mínimo y máximo. A continuación, se mostrarán los resultados.

##### Acero mínimo

Positivo:

$$A_{s_{min}} (+) = \frac{0.7 * \sqrt{f'c} * b * d}{f_y} = 0.41 \text{ cm}^2$$

Negativo:

$$A_{s_{min}} (-) = \frac{1.2 * I_g * 2 * \sqrt{f'c}}{\phi * Y_t * 0.95 * f_y * d} = 1 \text{ cm}^2$$

##### Acero máximo

Positivo:

$$A_{s_{max}} (+) = 0.75 * A_{s_b} = 7.49 \text{ cm}^2$$

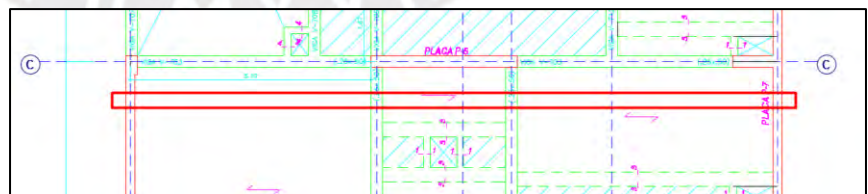
Negativo:

$$A_{s_{max}} (-) = 0.75 * A_{s_b} = 2.71 \text{ cm}^2$$

Ahora se procederá a mostrar la vigueta a analizar para su diseño respectivo. Dicho paño se encuentra entre los ejes B y C.

##### **Figura 6**

*Vigueta de losa aligerada a analizar*



Nota: Elaboración propia

La vigueta elegida llega a vigas y placas, por lo que la condición de apoyo a utilizar es de apoyo simple. Además, en la vigueta soporta una tabiquería como carga puntual en su primer y tercer tramo, respectivamente.

La carga de la tabiquería es:

$$P = 1.8 * 0.12 * 2.52 * 0.4 = 0.218 \text{ ton}$$

El metrado es el siguiente:

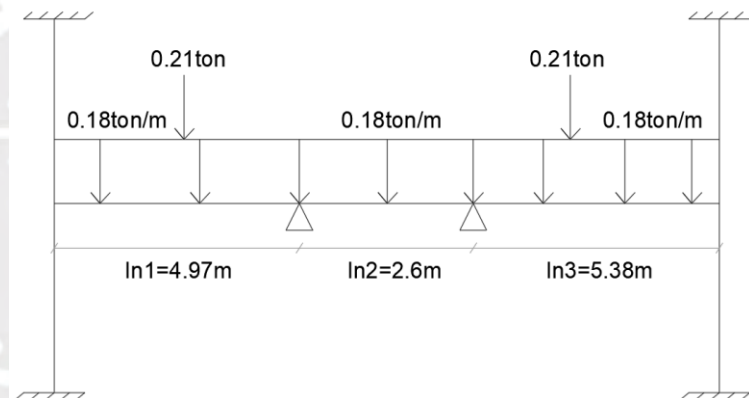
$$W_{CM} = 0.4 * 0.4 = 0.16 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$W_{CV} = 0.2 * 0.4 = 0.08 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Se asignan las CM y CV en el modelado computacional Etabs 2019.

**Figura 7**

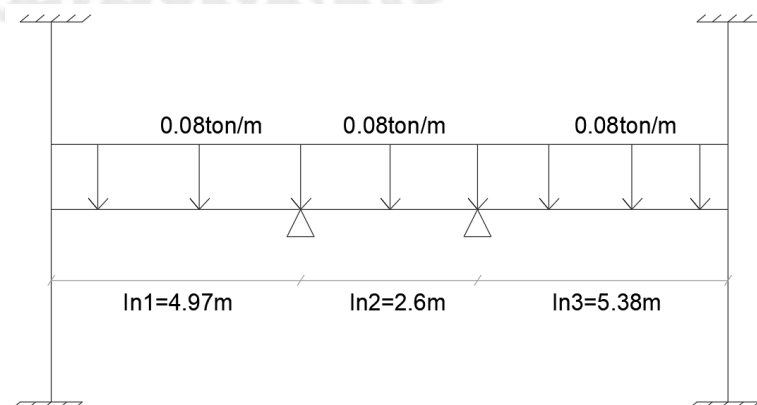
*Carga muerta aplicada en la vigueta*



Nota: Elaboración propia

**Figura 8**

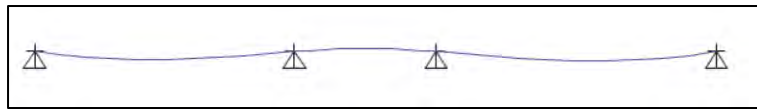
*Carga viva aplicada en la vigueta*



Nota: Elaboración propia

**Figura 9**

*Deformación de viga*

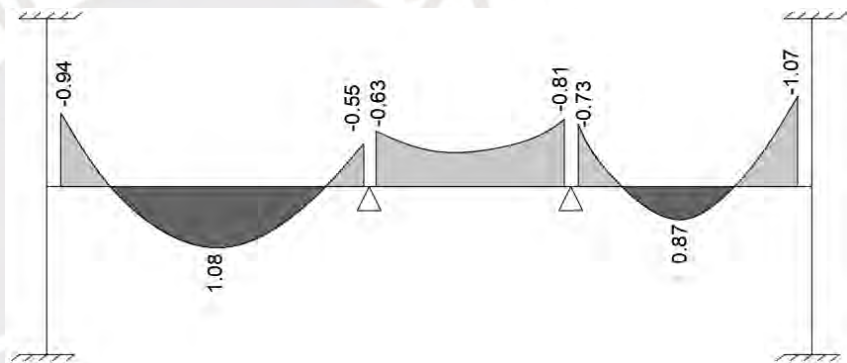


Nota: Elaboración propia

En la figura 11, se mostrará el DMF a lo largo de la viga en análisis. Se presencian mayores momentos en el primer y tercer tramos, ya que soporta la carga de tabiquería en dichas zonas.

**Figura 10**

*DMF de viga*



Nota: Elaboración propia

Se presentará los resultados obtenidos del diseño por flexión de la viga más crítica.

**Tabla 25**

*Resultados de diseño por flexión de viga en momento positivo*

<b>Mu+</b> <b>(ton.m)</b>	<b>As req</b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Acero</b> <b>instalado</b>	<b>As inst</b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>ΦMn</b> <b>(ton.m)</b>
1.08	1.32	2ø3/8"	1.42	1.16
0.87	1.06	2ø3/8"	1.42	1.16

Nota: Elaboración propia

**Tabla 26**

*Resultados de diseño por flexión de vigueta en momento negativo*

Mu- (ton.m)	As req (cm)	Acero instalado	As inst (cm <sup>2</sup> )	ΦMn (ton.m)
1.07	1.39	2ø3/8"	1.42	1.09
0.81	1.03	2ø3/8"	1.42	1.09

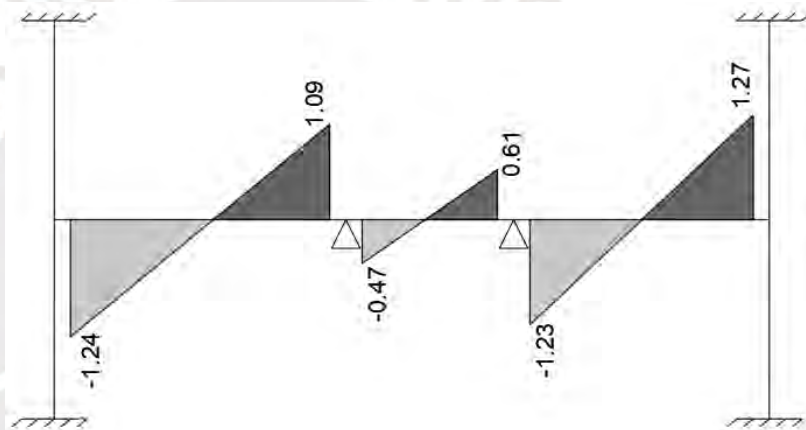
Nota: Elaboración propia

**Diseño por cortante**

En la figura 12, se mostrará el DFC a lo largo de la vigueta.

**Figura 11**

*DFC de vigueta*



Nota: Elaboración propia

Se presentarán los resultados del DFC de la vigueta para verificar si se necesita realizar ensanche en la losa aligerada.

**Tabla 27**

*Resultados de diseño por fuerza cortante de vigueta*

Vu (ton)	Vu diseño (ton)	ΦVc (ton.m)	¿ΦVc > Vu diseño?
1.27	1.15	1.58	Cumple
1.09	0.97	1.58	Cumple
0.67	0.55	1.58	Cumple

Nota: Elaboración propia

A partir de los resultados obtenidos, como ΦVc es mayor a la Vu, entonces la losa aligerada no necesita ensanche.

### Control de deflexiones

Para el ejemplo, se tomará el tramo 3, ya que tiene mayor longitud de luz ( $l_n$ ) y, además, le presenta una carga concentrada de un tabique de 12 cm.

Se calculan los  $M_{cr}$  y  $M_s$  para finalmente compararlos. Obteniendo previamente la  $I_g = 22708 \text{ cm}^4$ .

$$M_{cr}^+ = \frac{fr * l}{Yc.g} = \frac{28.98 * 22708}{16.25} = 40497.1 \text{ kg.cm} = 0.41 \text{ ton.m}$$

$$M_{cr}^- = \frac{fr * l}{Yc.g} = \frac{28.98 * 22708}{8.75} = 79775.7 \text{ kg.cm} = 0.79 \text{ ton.m}$$

$$M_s^+ = 0.59 \text{ ton.m}, \quad M_s^- = 0.81 \text{ ton.m}$$

Cuando  $M_s$  es mayor al  $M_{cr}$ , la sección de la vigueta se encuentra agrietada, es así que, la inercia efectiva toma el valor de la inercia agrietada ( $I_{cr}$ ), caso contrario, es la inercia bruta ( $I_g$ ).

Se utilizarán las siguientes ecuaciones para obtener la distancia al eje neutro "c" y así obtener la inercia de agrietamiento.

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

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

Para el tramo 3 es el caso con extremos continuos, debido a que el modelo de la de la vigueta tiene por el extremo de la derecha empotramiento es como un tramo más, así como su extremo izquierdo. entonces la inercia efectiva se obtiene con la siguiente manera. Luego, se resumirán los resultados en una tabla.

$$I_{ef \text{ prom}} = \frac{I_{e \text{ ext. izquierdo}} + 2 * I_{e \text{ central}} + I_{e \text{ ext. derecho}}}{4}$$

**Tabla 28***Inercias efectivas de losa aligerada*

<b>Tramo 3</b>	Centro	Apoyos continuos
As (cm <sup>2</sup> )	1.42	1.42
As' (cm <sup>2</sup> )	0	0.71
c (cm)	3.48	5.91
I <sub>cr</sub> (cm <sup>4</sup> )	5043	4174
I <sub>ef</sub> (cm <sup>4</sup> )	22708	4175
I <sub>ef prom</sub> (cm <sup>4</sup> )	13442	

Nota: Elaboración propia

Luego de aplicar  $\lambda\Delta = \frac{\xi}{1+50p}$ , tomando  $\xi = 2$ , es así como  $\lambda\Delta$  es igual 2. A partir de estos valores, se determina las deflexiones instantánea y diferida.

**Tabla 29***Deflexiones de la losa aligerada*

	<b>Deflexión instantánea (cm)</b>	<b>Deflexión diferida (cm)</b>
CM	0.35	0.71
CV	0.12	0.24
30% CV	0.04	0.07

Nota: Elaboración propia

A partir de esto, se obtiene una deflexión total de 2.99 cm. Ahora, se comparan las deflexiones obtenidas con sus respectivos límites indicadas por la norma.

- Deflexión máxima inmediata debido a la carga viva:

$$\text{Límite: } \frac{L}{360} = 1.50 \text{ cm}$$

$$\text{Deflexión: } 0.12 \text{ cm} < 1.50 \text{ cm (Cumple)}$$

- Deflexión máxima total:

$$\text{Límite: } \frac{L}{480} = 1.13 \text{ cm}$$

$$\text{Deflexión: } 0.71 + 0.7 * 0.12 + 0.07 = 0.87 \text{ cm} < 1.13 \text{ cm (Cumple)}$$

Se cumple con los límites de deflexiones indicadas por la norma, por lo que no será necesario realizar el cálculo de la contraflecha.

### Control de fisuración

Se resumirán los resultados de Z a lo largo de losa aligerada para finalmente comparar si es menor a 26000 kg/cm<sup>2</sup> y cumpla con los requerimientos.

**Tabla 30**

*Control de fisuración de losa aligerada*

		<b>Ms (ton.m)</b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>fs (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Act (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Z (kg/cm)</b>	<b>¿Es menor a 26000 kg/cm<sup>2</sup>?</b>
Tramo 1	Apoyo Izq	0.64	1.42	2276.3	100	14339.7	Cumple
	Centro	0.56	1.42	1991.7	30	8925.8	Cumple
	Apoyo Der	0.38	1.42	1351.5	100	9047.7	Cumple
Tramo 2	Apoyo Izq	0.43	1.42	1529.4	100	10238.2	Cumple
	Centro	0.27	0.71	1920.6	60	10844.2	Cumple
	Apoyo Der	0.55	1.42	1956.2	100	13095.3	Cumple
Tramo 3	Apoyo Izq	0.49	1.42	1742.8	100	11666.7	Cumple
	Centro	0.59	1.42	2098.4	30	9404.0	Cumple
	Apoyo Der	0.72	1.42	2560.8	100	17143.0	Cumple

Nota: Elaboración propia

La vigueta no presentará problemas de fisuración, debido a que el valor de Z cumple con lo estipulado por la norma, la cual es ser menor a 26000 kg/cm<sup>2</sup>.

### Corte de acero

Se analizará el tercer tramo de la vigueta y se toman las siguientes consideraciones para el corte de acero.

**Tabla 31**

*Consideraciones de corte de fierro de una losa aligerada*

Tramo	3
Longitud (m)	5.4
$L_n/16$ (cm)	33.75
d (cm)	22
12 db (cm)	11.4

Nota: Elaboración propia

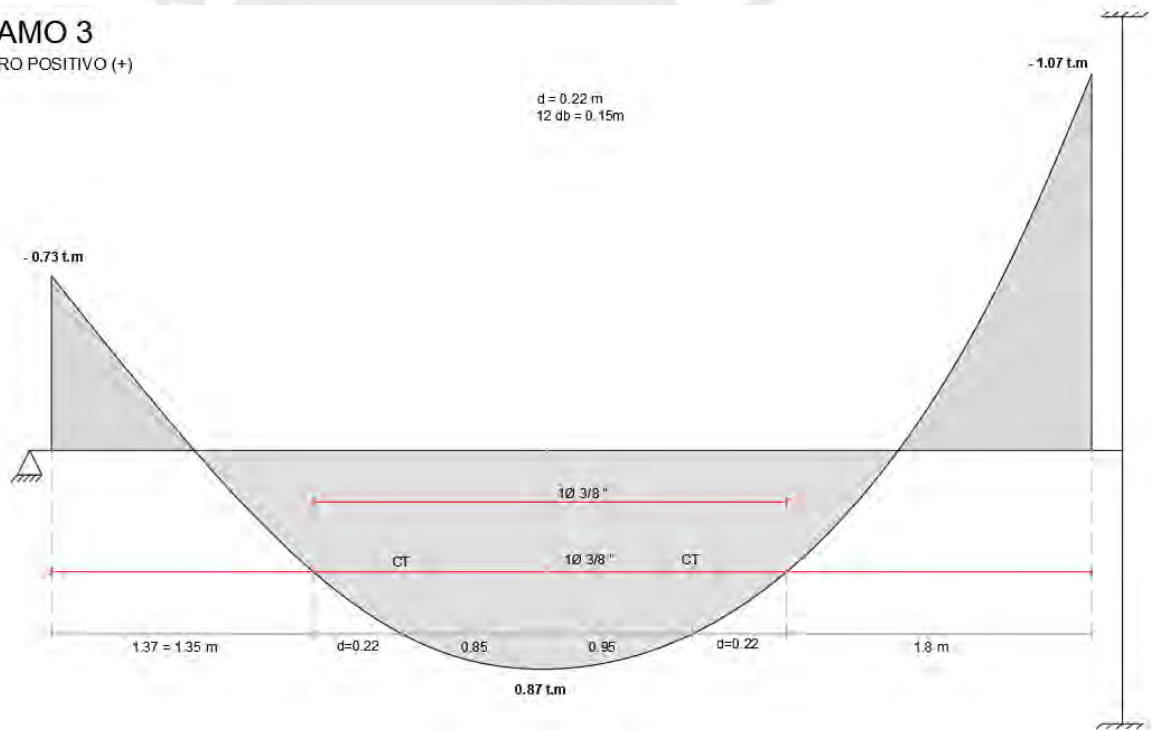
Se toma en consideración lo estipulado en la norma para así obtener el siguiente corte de acero.

**Figura 12**

*Corte de acero en zona positiva*

**TRAMO 3**

ACERO POSITIVO (+)

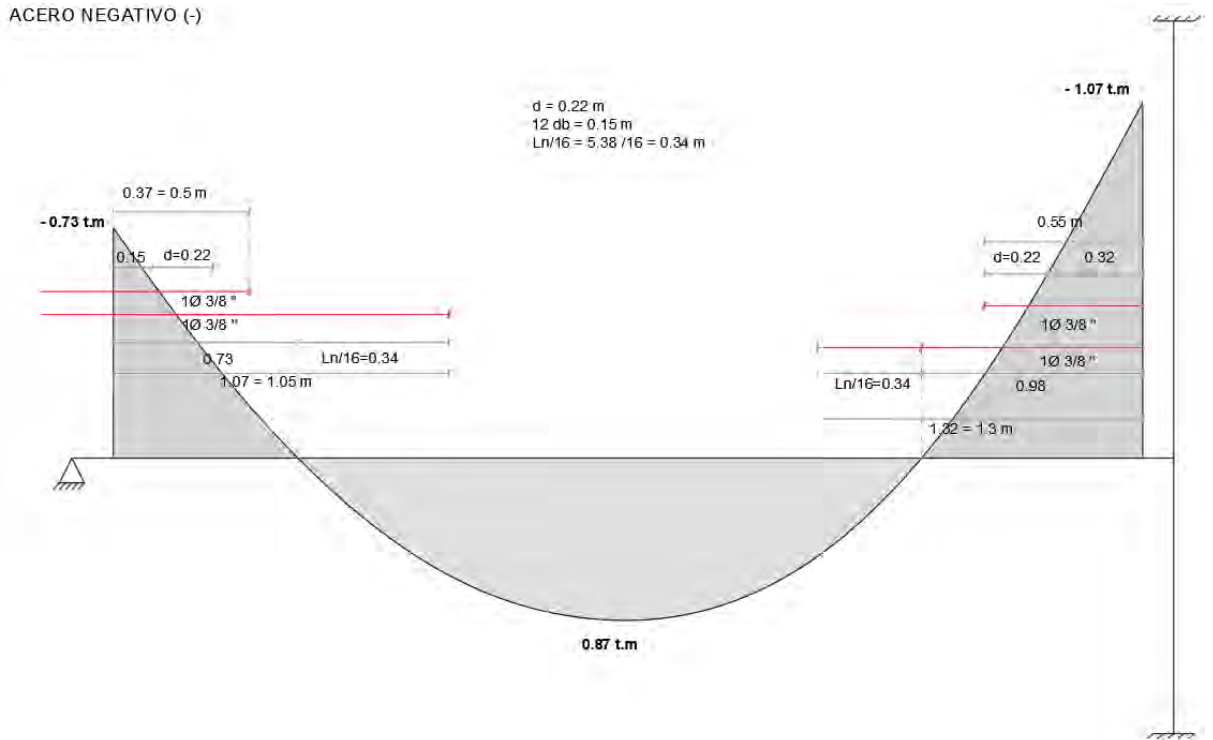


Nota: Elaboración propia

**Figura 13**

*Corte de acero en zona negativa*

ACERO NEGATIVO (-)

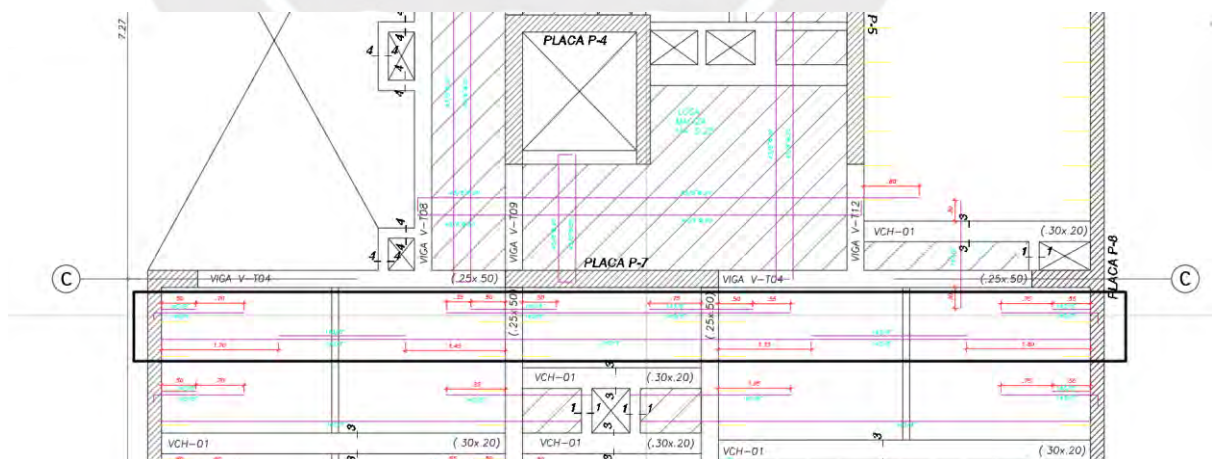


Nota: Elaboración propia

- **Diseño final**

**Figura 14**

*Diseño final de la losa aligerada*



Nota: Elaboración propia

## 4.2. Diseño de losas macizas

### 4.2.1. Diseño por flexión

Se realiza el mismo procedimiento que en el inciso 4.1.1., solo se diferencia que el acero que se instala en la losa maciza se distribuye a distancias iguales en la dirección correspondiente de la misma.

### 4.2.2. Diseño por cortante

El diseño por cortante en una losa maciza es el mismo procedimiento que el de una losa aligerada, solo cambian con la fórmula de aporte del concreto, la cual es la siguiente:

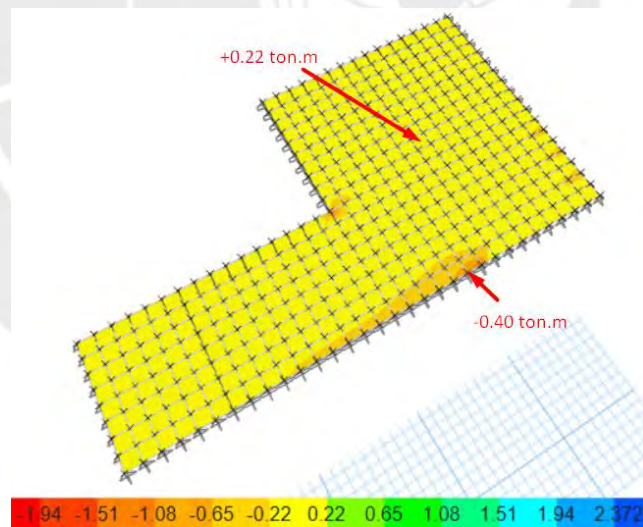
$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d$$

Si la fuerza cortante última es mayor a  $\phi V_c$ , se aumentará el espesor de losa.

### 4.2.3. Ejemplo de diseño de losa maciza

**Figura 15**

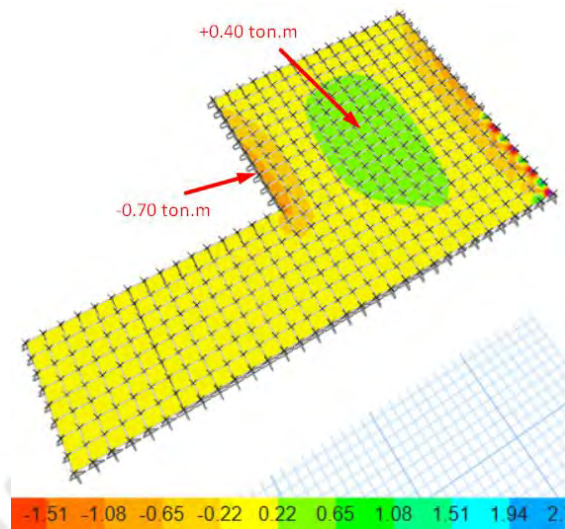
*DMF M22 en dirección Y*



Nota: Elaboración propia

**Figura 16**

DMF M11 en dirección X



Nota: Elaboración propia

El acero mínimo por contracción y temperatura es:

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * h = 4.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

A continuación, se obtiene el acero mínimo tanto de la malla superior como inferior para obtener sus respectivas distribuciones.

Malla superior:

$$A_{s_{superior}_{min}} = 0.0006 * 100 * 25 = 1.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Se toma barras de  $\phi$  8mm para la malla superior:

$$S = \frac{0.5 * 100}{1.5} = 33.3 \text{ cm}$$

$$S = \frac{0.5 * 100}{20} = 2.5 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} > 1.5 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

Malla inferior:

$$A_{s_{inferior}_{min}} = 0.0012 * 100 * 25 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Se toma barras de  $\phi$  3/8" para la malla inferior:

$$S = \frac{0.71 * 100}{3} = 23.66 \text{ cm}$$

$$S = \frac{0.71 * 100}{20} = 3.5 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} > 3 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

El diseño por flexión y corte se realiza por un metro de ancho. En la siguiente tabla, se muestra el cálculo del diseño de la losa maciza

**Tabla 32**

*Resultados de diseño de losa maciza*

	Dirección X		Dirección Y	
	Mu-	Mu+	Mu-	Mu+
Mu (ton.m)	-0.7	0.4	-0.4	0.22
As (cm <sup>2</sup> )	0.846	0.482	0.482	0.265
Refuerzo colocado (cm <sup>2</sup> )	Malla corrida ø3/8" @0.20m	Malla corrida ø8mm @0.20m	Malla corrida ø3/8" @0.20m	Malla corrida ø8mm @0.20m

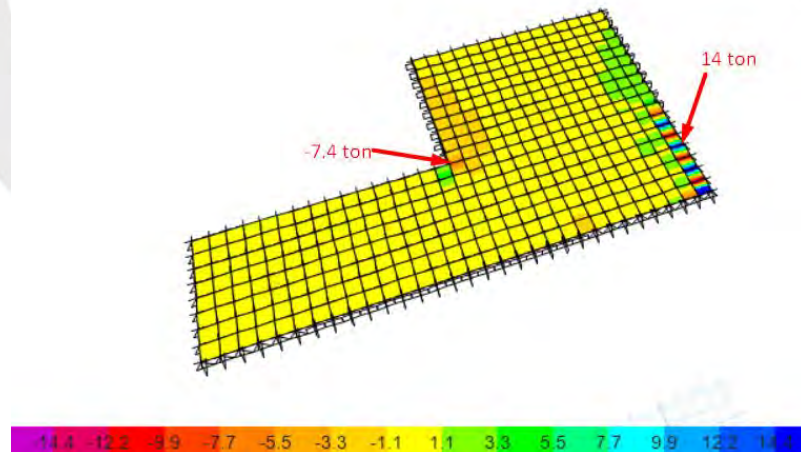
Nota: Elaboración propia

Se diseña con el acero mínimo, ya que el acero requerido es menor que este. Entonces, se obtiene para la malla superior ø8mm @20cm y malla inferior ø3/8" @20 cm.

**Diseño por corte**

**Figura 17**

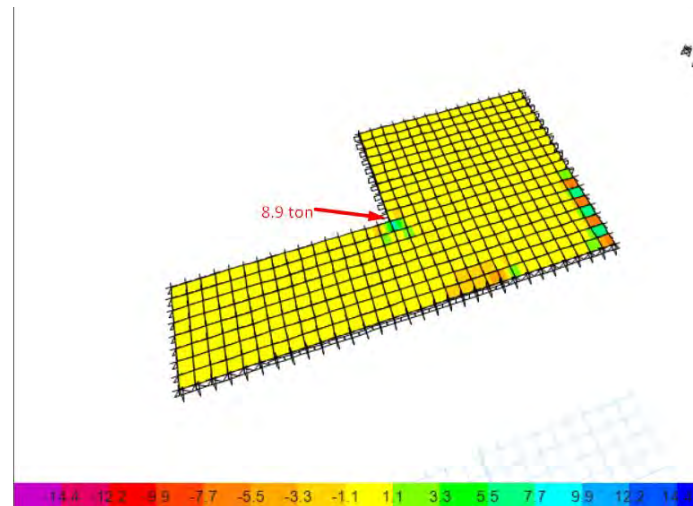
*DFC V13 en dirección X*



Nota: Elaboración propia

## Figura 18

DFC V23 en dirección Y



Nota: Elaboración propia

En las figuras 18 y 19, se muestran las cortantes máximas a “d” de la cara, mientras que en mayoría de las zonas de la losa se muestran cortantes menores.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 22 = 14.36 \text{ ton}$$

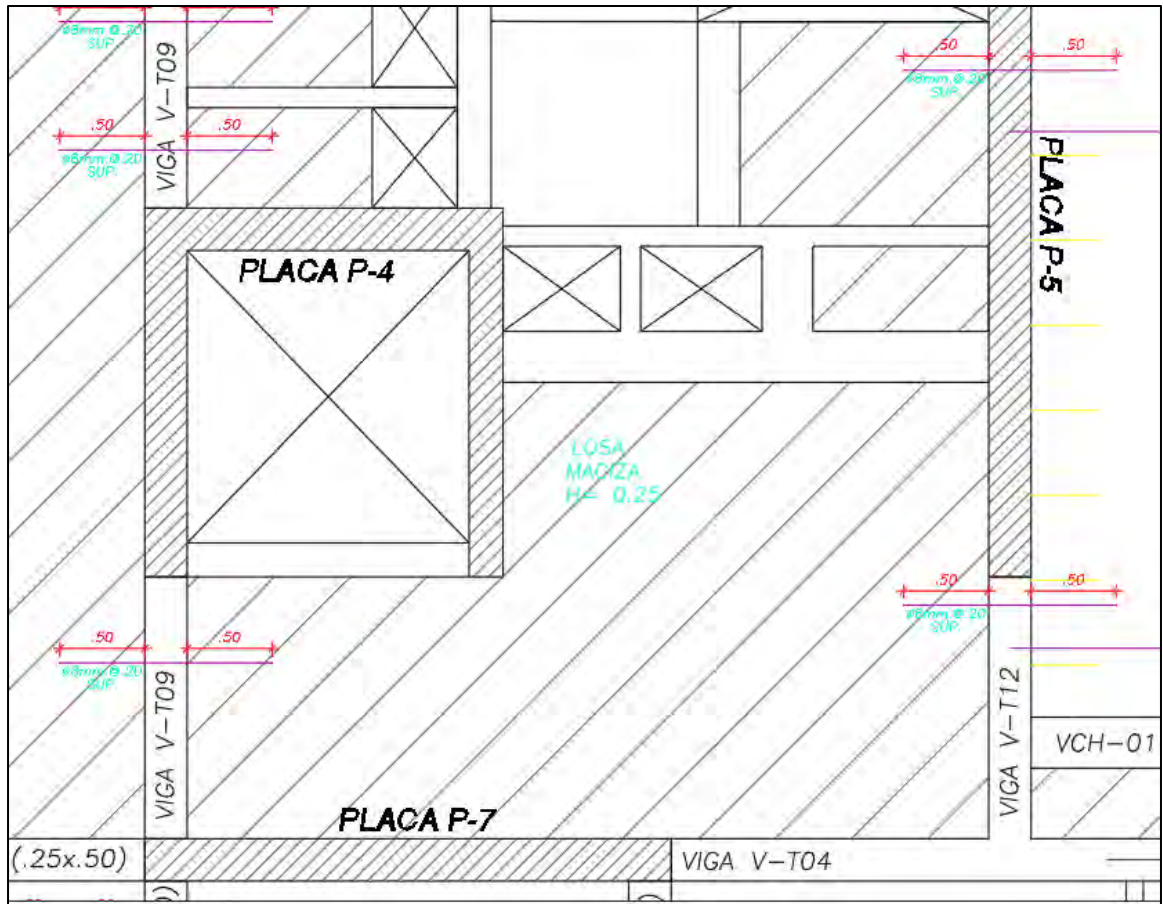
Se observa que  $\phi V_c > Vu$ , entonces se cumple el diseño por cortante.

### Diseño final

Se muestra la distribución de acero de la losa maciza con bastones en la malla superior  $\varnothing 8\text{mm} @ 20\text{cm}$  y malla inferior  $\varnothing 3/8'' @ 20\text{ cm}$ .

**Figura 19**

*Distribución de armado final de acero de la losa maciza*



LOSA EN DOS DIRECCIONES DE H= 0.25 m

LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR  $\varnothing 8\text{mm} @ 0.20\text{m}$

MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR  $\varnothing \frac{3}{8}'' @ 0.20\text{m}$

*(En las plantas solo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas)*

Nota: Elaboración propia

### 4.3. Diseño de vigas chatas

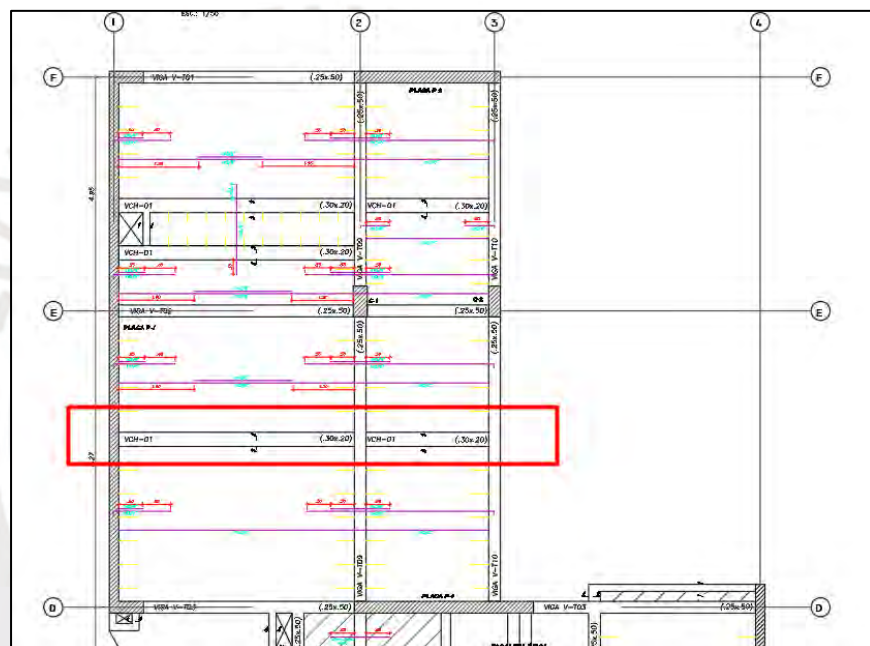
Las vigas chatas se utilizarán en el proyecto para cargar el peso de las tabiquerías y se seguirá el procedimiento de diseño del subcapítulo 4.1.

#### 4.3.1. Metrado de cargas

En la siguiente figura, se mostrará la viga chata en análisis que se ubica entre los ejes D y E.

**Figura 20**

*Ubicación de la viga chata VCH-01*



Nota: Elaboración propia

Se calcula la CM y CV de la viga chata para realizar el diseño de la VCH-01.

**CM:**

$$w_{\text{peso propio}} = 2.4 * 0.3 * 0.25 = 0.18 \frac{t}{m}$$

$$w_{\text{piso terminado}} = 0.1 * 0.18 = 0.018 \frac{t}{m}$$

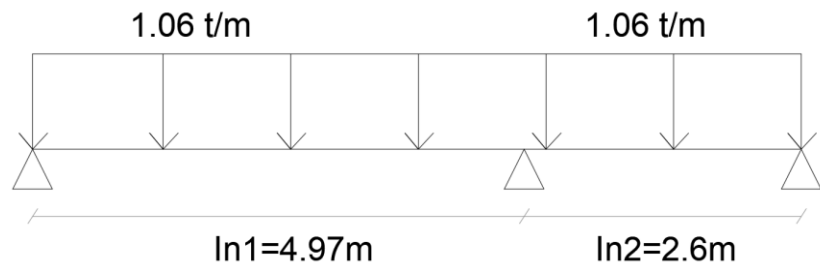
$$w_{\text{tabiquería}} = 1.8 * 0.12 * 2.47 = 0.53 \frac{t}{m}$$

**CV:**

$$w_{S/C} = 0.2 * 0.18 = 0.02 \frac{t}{m}$$

**Figura 21**

*Distribución de la carga última de la VCH-01*



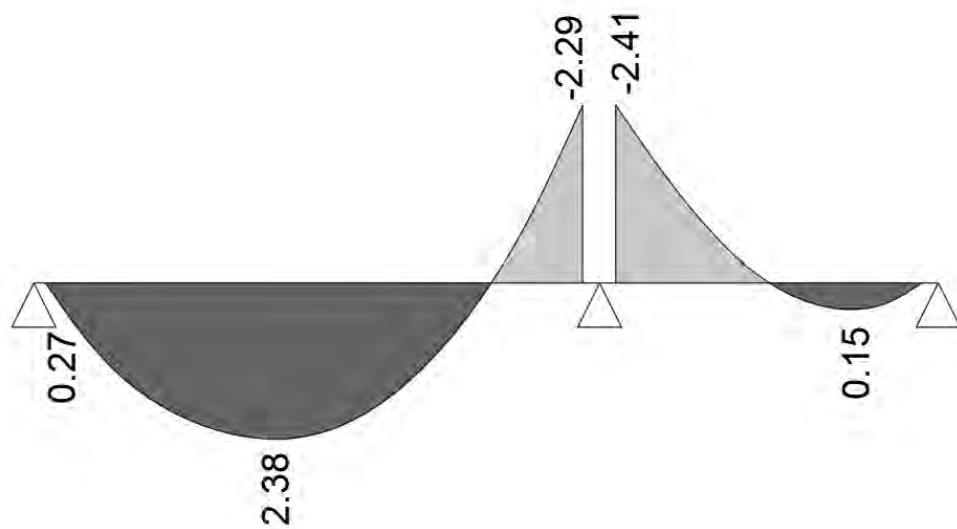
Nota: Elaboración propia

#### 4.3.2. Diseño por flexión

Se obtiene el DMF y DFC de la viga chata VCH-01.

**Figura 22**

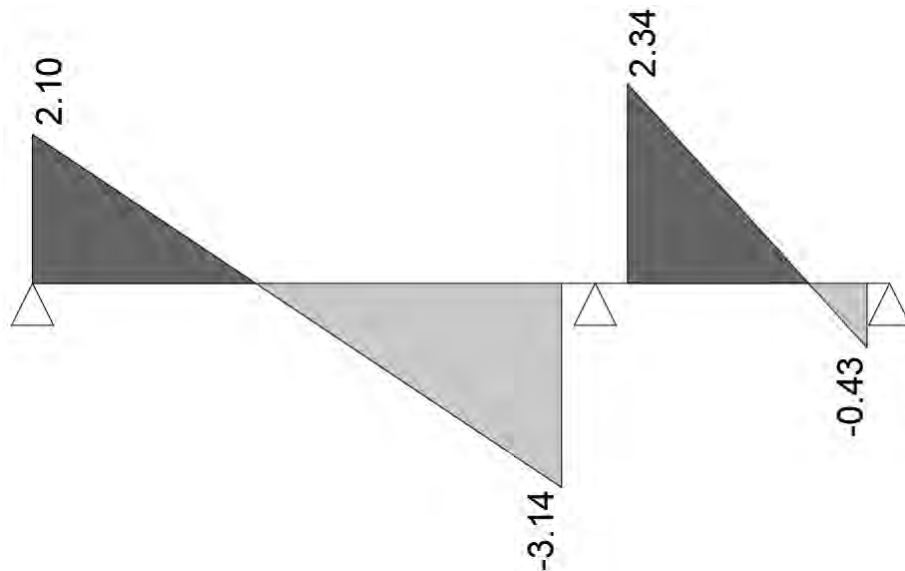
*DMF de la VCH-01*



Nota: Elaboración propia

**Figura 23**

DFC de la VCH-01



Nota: Elaboración propia

A partir del DMF, se mostrarán los resultados del diseño por flexión de la viga chata VCH-01.

**Tabla 33**

Resultados de diseño por flexión de viga chata

Mu+ (ton.m)	As req (cm <sup>2</sup> )	Acero Instalado	As inst (cm <sup>2</sup> )
2.38	3.03	3ø1/2"	3.97

Nota: Elaboración propia

#### 4.3.3. Diseño por corte

Primero, se calcula el  $\phi V_c$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 22 = 4.31 \text{ ton}$$

A continuación, se mostrarán los resultados del diseño por corte de la viga chata VCH-01.

**Tabla 34**

*Resultado de diseño por corte de viga chata*

<b>Vu (ton)</b>	<b>ΦVc (ton.m)</b>	<b>¿ΦVc &gt; Vu diseño?</b>
3.14	4.31	Cumple

Nota: Elaboración propia

Como  $\phi \frac{V_c}{2} < Vu$ , se colocará estribos cuyo espaciamiento será el menor al valor mínimo que se obtiene en las siguientes expresiones.

$$S_1 = \frac{Av * f_y}{0.2 * \sqrt{f'c} * b_w} = \frac{0.71 * 4200}{0.2 * \sqrt{210} * 30} = 34.30 \text{ cm}$$

$$S_2 = \frac{Av * f_y}{3.5 * b_w} = \frac{0.71 * 4200}{3.5 * 30} = 28.40 \text{ cm}$$

Con los resultados obtenidos de diseño por flexión y por corte en la viga chata VCH-01 se correrán 6 barras de acero de 1/2" por diseño de flexión y se optará por una distribución de estribos de 3/8" @0.25m. Entonces, se tendrá una sección de 30 de ancho y 25 de altura, ya que con esta sección se cumple diseño por corte.

**Diseño final**

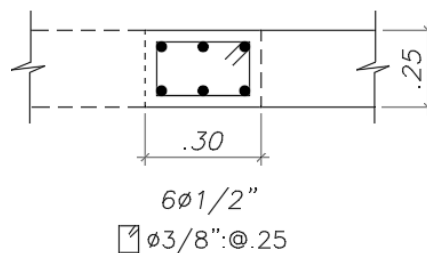
Esta viga chata en el plano se llama corte 3-3 y se obtiene la siguiente distribución final.

**Figura 24**

*Diseño final de VCH-01*

**CORTE 3-3**

ESC.: 1/25



Nota: Elaboración propia

## 5. CAPÍTULO 5: DISEÑO DE VIGAS

Los elementos verticales de la estructura, como las columnas y las placas, cumplen el papel de sostener las losas, tanto aligeradas como macizas. Las vigas sismo-resistentes, que forman pórticos junto con las placas y normalmente están sujetas a grandes momentos de fuerza sísmica.

### Análisis estructural

Las vigas son elementos horizontales estructurales que experimentan las cargas de gravedad y sismo, lo que conlleva a la generación de combinaciones en el elemento, con el fin de obtener la envolvente que nos permita calcular los momentos flectores y las fuerzas cortantes máximas tanto para valores positivos como negativos. Con este objetivo, se presentan las siguientes combinaciones:

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV$$

$$U = 1.25 (CM + CV) \pm CS$$

$$U = 0.9 CM \pm CS$$

### 5.1. Diseño por flexión

El cálculo de la flexión de las vigas se llevará a cabo utilizando las mismas fórmulas que hemos diseñado para las losas. Además, la norma establece valores máximos y mínimos para la cuantía de este componente estructural. En primer lugar, se determinará el valor de “a” para posteriormente utilizar los refuerzos correspondientes para la flexión:

$$Mu = 0.9 * As * fy * (d - \frac{a}{2})$$

Por equilibrio para calcular el acero requerido por flexión:

$$As_{req} * fy = 0.85 * f'c * a * b$$

Según el artículo 10.5.2 de la norma E.060 establece lo siguiente para acero mínimo:

$$As_{min} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c} * b * d}{fy}$$

Según el artículo 10.3.4. establece para acero máximo lo siguiente:

$$A_{S_{max}} = 0.75 * A_{S_b}$$

Se aplicarán las consideraciones del artículo 21.4. de la norma E.060 para los elementos sometidos a flexión en un sistema estructural e muros durante cargas sísmicas.

## 5.2. Diseño por corte

Después de realizar el diseño por flexión, es necesario verificar si la fuerza cortante última aplicada, medida a una distancia “d” de la cara, puede ser soportada por la fuerza cortante nominal. Para poder realizar esta comparación, se debe calcular la fuerza cortante nominal utilizando la siguiente fórmula, la cual obtiene de la Norma E.060:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

Según el artículo 11.5.7.2., utilizaremos la siguiente ecuación para el refuerzo cortante perpendicular al eje:

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

Del artículo 11.1.1. se cumplen las siguientes relaciones:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Después de obtener los valores de la fuerza cortante última ( $V_u$ ) obtenida mediante el programa ETABS y la fuerza cortante nominal de la sección de concreto ( $V_c$ ), se puede calcular el valor de la resistencia requerida del acero de refuerzo perpendicular ( $V_s$ ) para determinar el espaciamiento de los estribos necesarios. Esto se puede entender mejor mediante las siguientes ecuaciones:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Del artículo 11.5.7.8, se establece lo siguiente:

$$V_s \leq 2.1 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_{s\lim} = 1.1 * \sqrt{f'c} * b * d$$

Esto nos indica que si el valor  $V_s$  cumple con la relación indicada y el valor de  $V_u$  es mayor que el cortante reducido ( $\phi V_c$ ), la viga requiere refuerzo de corte, es decir, refuerzo de acero perpendicular al eje de la viga. Además, en los artículos 11.5.5.1 y 11.5.5.3 de la Norma E.060 se establece el espaciamiento máximo de los estribos de la siguiente manera:

$$S_{max} = \frac{d}{2} \text{ o } 60 \text{ cm, si } V_s \leq 1.1 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$S_{max} = \frac{d}{4} \text{ o } 30 \text{ cm, si } V_s > 1.1 * \sqrt{f'c} * b * d$$

Se indica lo siguiente del artículo 11.5.6.2:

$$\phi V_c \geq V_u > 0.50 V_c$$

El valor máximo del espaciamiento de los refuerzos será el menor de lo siguiente:

$$S = \frac{A_s * f_y}{0.2 * \sqrt{f'c} * b_w}$$

$$S = \frac{A_s * f_y}{3.5 * b_w}$$

No se necesitan estribos si se cumple la siguiente condición:

$$\phi * 0.5 * V_c > V_u$$

### 5.3. Diseño por capacidad

En el artículo 21.4.3 de la norma E.060 establece que se debe garantizar que se produzca una falla por flexión antes que por corte en el diseño sísmico de muros.

En primer lugar, se establece que el valor de  $V_u$  de las vigas debe ser mayor que la suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales ( $M_n$ ) de cada extremo del elemento y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad amplificadas.

En segundo lugar, el valor de  $V_u$  no puede ser menor que el valor que se obtiene de las combinaciones de diseño multiplicado por un factor de amplificación de cargas de sismo igual a 2.5.

Esto se hace para asegurar que se produzcan rótulas plásticas en los extremos de la viga. Además, se toman las consideraciones del artículo 21.4.4.4. de la norma E.060 para distribución de acero de corte a lo largo de la viga.

#### **5.4. Corte de acero**

Se toman las mismas consideraciones de corte de fierro que se vieron en el subcapítulo 4.1.5.

#### **5.5. Control de deflexiones**

Se repite el mismo procedimiento y consideraciones del subcapítulo 4.1.3. para el control de deflexiones

#### **5.6. Control de fisuraciones**

Se repite el mismo procedimiento y consideraciones del subcapítulo 4.1.4. para el control de fisuraciones

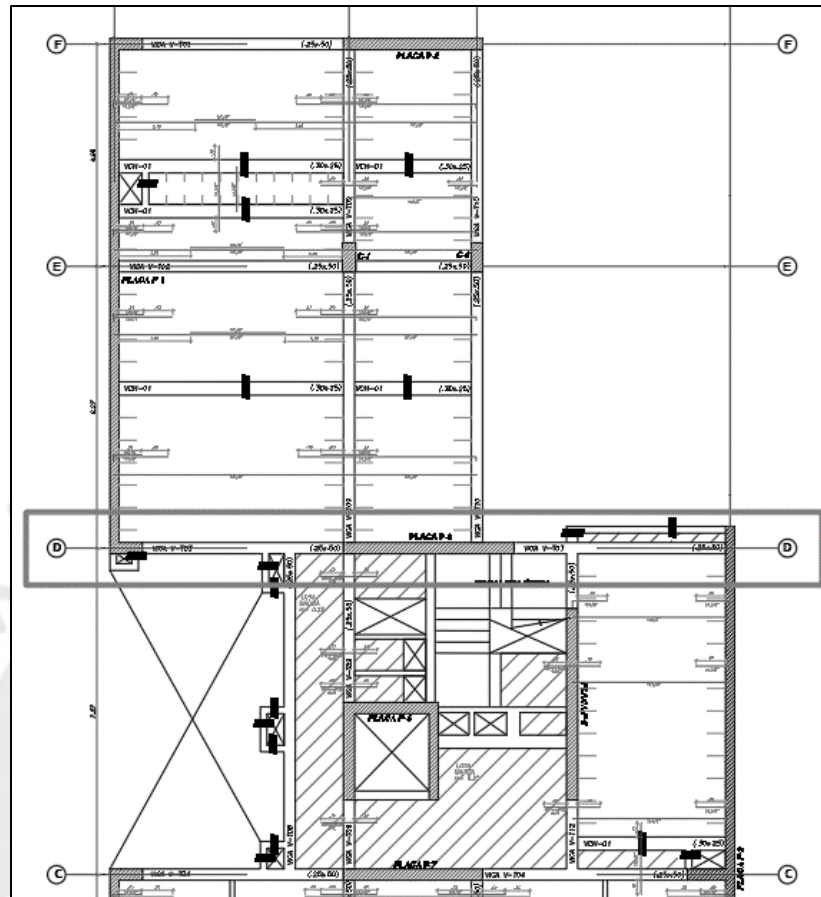
#### **5.7. Diseño de viga VT-03**

##### **Diseño por flexión**

La viga VT-03 que se diseñará se ubica a lo largo del eje D.

**Figura 25**

*Ubicación de viga peraltada VT-03*

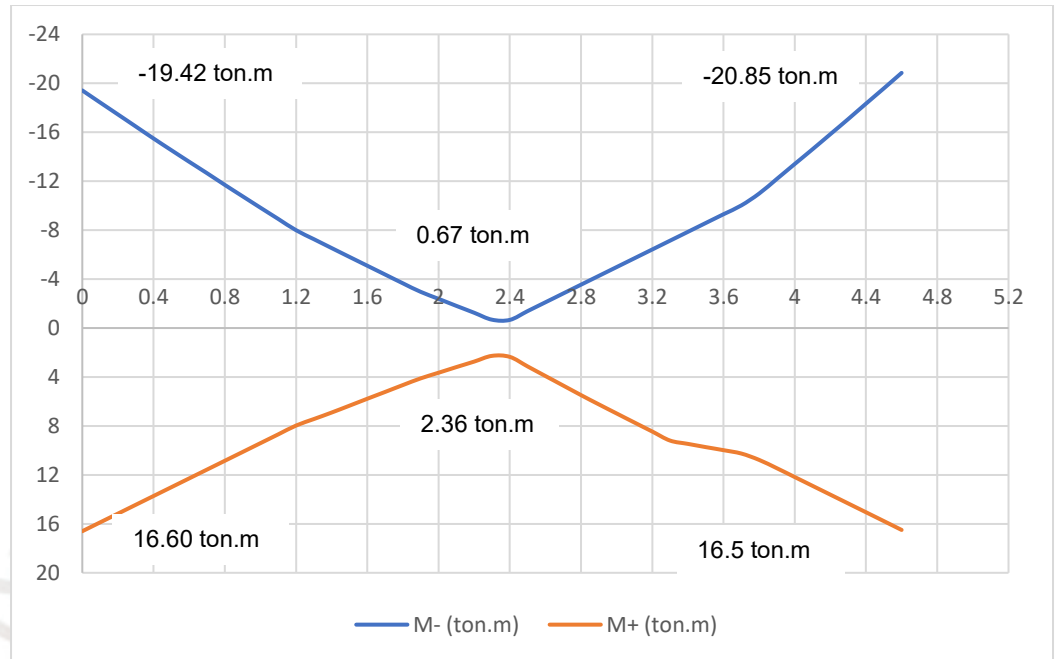


Nota: Elaboración propia

Se mostrará el DMF de la envolvente a lo largo la viga VT-03, la cual tiene 2 tramos. En el primer tramo, la viga tiene una longitud de 4.47 m y se encuentra empotrado en ambos extremos. En el segundo tramo, con una longitud de 1.24 m, se encuentra empotrado solo por el extremo izquierda, ya que el otro lado funciona solo como apoyo, la cual es una viga que funciona como apoyo, y en el tercer tramo tiene apoyos en sus extremos. Luego, se mostrarán los resultados del diseño por flexión.

**Figura 26**

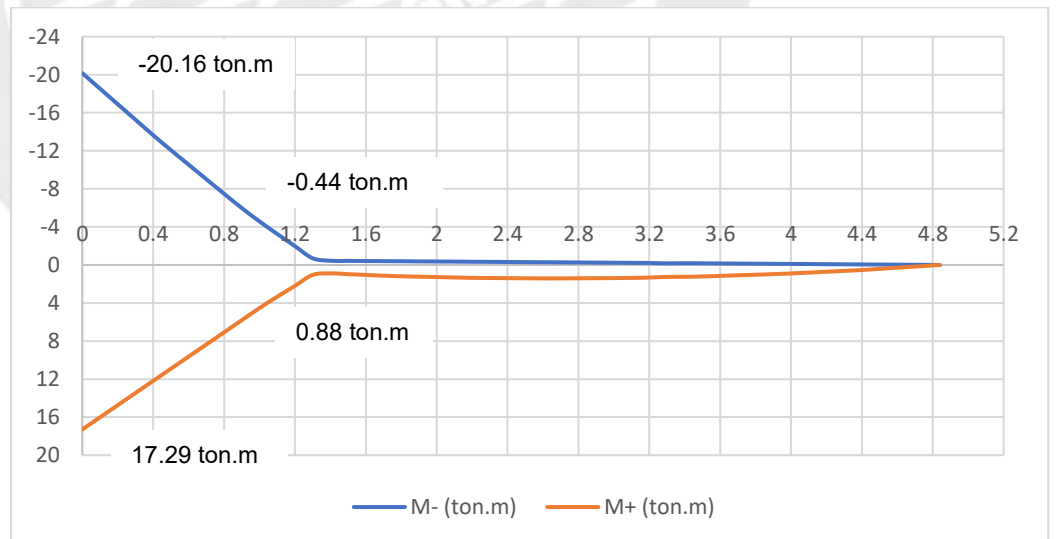
*Tramo 1 de viga VT-03*



Nota: Elaboración propia

**Figura 27**

*Tramo 2 y 3 de la viga VT-03*



Nota: Elaboración propia

**Tabla 35***Resultados de diseño por flexión de la viga V-T03*

	Tramo 1					
	Izquierda		Centro		Derecha	
	As-	As+	As-	As+	As-	As+
Mu (ton)	19.47	16.67	0	2.35	20.85	16.5
As req (cm <sup>2</sup> )	14.63	12.16	0	1.51	16	12.01
As colocado	2Ø1"+2Ø3/4"	2Ø1"+1Ø3/4"	2Ø1"	2Ø1"	2Ø1"+2Ø3/4"	2Ø1"+1Ø3/4"
As instalado	15.88	13.04	10.2	10.2	15.88	13.04

	Tramo 2					
	Izquierda		Centro		Derecha	
	As-	As+	As-	As+	As-	As+
Mu (ton)	20.16	17.29	0.44	0.88	0	0
As req (cm <sup>2</sup> )	15.3	12.7	0.28	0.56	0	0
As colocado	2Ø1"+2Ø3/4"	2Ø1"+1Ø3/4"	2Ø1"	2Ø1"	2Ø1"	2Ø1"
As instalado	15.88	13.04	10.2	10.2	10.2	10.2

Nota: Elaboración propia

Además, para el acero corrido se compararon los criterios de Asmin y el tercio del máximo momento y se obtuvo 5.4 cm<sup>2</sup>. Para ello, se utilizaron 2Ø1" de acero corrido y bastones de 5/8" y 3/4".

**Diseño por corte**

A continuación se mostrarán los resultados del diseño por corte de la Viga T-03.

**Tabla 36***Resultados de diseño por corte de la viga V-T03*

	Tramo 1	Tramo 2
Vu (ton)	12.38	14.56
Vc (ton)	8.06	8.87
ØVc (ton)	6.85	7.54
Vs (ton)	6.51	8.26
Vsmax (ton)	31.95	31.95
Vslim (ton)	16.74	16.74
S (cm)	38.5	27.62
Smax (cm)	21	21

Nota: Elaboración propia

## Diseño por capacidad

Se mostrará el procedimiento de diseño por capacidad de la viga en cuestión.

Para el primer criterio:

$$Vu = \frac{Mn1 + Mn2}{Ln} + Visos$$
$$Vu = \frac{20.96 + 25.67}{4.47} + 5.42 = 15.85 \text{ ton}$$

Para el segundo criterio, se obtuvo lo siguiente aplicando el factor de amplificación de sismo de 2.5S (1.25\*CM+1.25CV+2.5S).

$$Vu = 23.21 \text{ ton}$$

Entonces, de ambos criterios, la norma dicta tomar la menor de ambas cortantes, entonces el Vu a utilizar es de 15.85 ton.

Por último, tomando las consideraciones del armado del capítulo 21, la distribución de estribos de 3/8" será el siguiente.

$$1@0.05\text{m}; 10@0.10\text{m}; \text{rto. } @0.20\text{m.}$$

## Control de deflexión

Se tomará el tramo 1 de la viga. Se calculan los Mcr y Ms para finalmente compararlos. Obteniendo previamente la  $Ig = 260417\text{cm}^4$ .

$$Mcr^{\pm} = \frac{fr * I}{Yc.g} = \frac{28.98 * 260417}{25} = 301903.7 \text{ kg.cm} = 3.02 \text{ ton.m}$$

$$Ms^+ = 0.59 \text{ ton.m}, \quad Ms^- = 0.81 \text{ ton.m}$$

Cuando Ms es mayor al Mcr, la sección de la viga se encuentra agrietada, es así que, la inercia efectiva toma el valor de la inercia agrietada (Icr), caso contrario, es la inercia bruta (Ig).

Se utilizarán las siguientes ecuaciones para obtener la distancia al eje neutro "c" y así obtener la inercia de agrietamiento.

$$\frac{(c^2 * b)}{2} + (2n - 1) * As' * (c - d') = n * As * (d - c)$$

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

Para el tramo 1 es el caso con extremos continuos. Se resumirán los resultados en una tabla.

$$I_{ef\ prom} = \frac{I_{e\ ext.\ izquierdo} + 2 * I_{e\ central} + I_{e\ ext.\ derecho}}{4}$$

**Tabla 37**

*Inercia efectiva de viga VT-03*

<b>Tramo 3</b>	Centro	Apoyos continuos
As (cm <sup>2</sup> )	10.20	15.88
As' (cm <sup>2</sup> )	10.20	13.04
c (cm)	12.53	14.38
I <sub>cr</sub> (cm <sup>4</sup> )	101542	145478
I <sub>ef</sub> (cm <sup>4</sup> )	260417	260417
I <sub>ef prom</sub> (cm <sup>4</sup> )	231682	

Nota: Elaboración propia

Luego de aplicar  $\lambda\Delta = \frac{\xi}{1+50\rho}$ , tomando  $\xi = 2$ , es así como  $\lambda\Delta$  es igual

1.35. A partir de estos valores, se determina las deflexiones instantánea y diferida.

**Tabla 38**

*Deflexiones de viga VT-03*

	<b>Deflexión instantánea (cm)</b>	<b>Deflexión diferida (cm)</b>
CM	0.04	0.052
CV	0.003	0.05
30% CV	0.001	0.001

Nota: Elaboración propia

A partir de esto, se obtiene una deflexión total de 0.93 cm. Ahora, se comparan las deflexiones obtenidas con sus respectivos límites indicadas por la norma.

- Deflexión máxima inmediata debido a la carga viva:

$$\text{Límite: } \frac{L}{360} = 1.24 \text{ cm}$$

$$\text{Deflexión: } 0.003 \text{ cm} < 1.24 \text{ cm (Cumple)}$$

- Deflexión máxima total:

$$\text{Límite: } \frac{L}{480} = 0.93 \text{ cm}$$

$$\text{Deflexión: } 0.052 + 0.7 * 0.003 + 0.001 = 0.06 \text{ cm} < 0.93 \text{ cm (Cumple)}$$

Se aprecia que se cumple con los límites de deflexiones indicadas por la norma, por lo que no será necesario realizar el cálculo de la contraflecha.

### Control de fisuración

A continuación, se resumirán los resultados de Z a lo largo de la viga para finalmente comparar si es menor a 26000 kg/cm<sup>2</sup> y cumpla con los requerimientos.

**Tabla 39**

Control de fisuración de viga VT-03

		Ms (ton.m)	As (cm <sup>2</sup> )	fs (kg/cm <sup>2</sup> )	Act (cm <sup>2</sup> )	Z (kg/cm)	¿Es menor a 26000 kg/cm <sup>2</sup> ?
Tramo 1	Apoyo Izq	2.25	15.88	374.8	100	3479.7	Cumple
	Centro	1.35	10.2	350.1	200	4095.3	Cumple
	Apoyo Der	3.48	15.88	579.7	100	5381.9	Cumple
Tramo 2	Apoyo Izq	2.3	15.88	383.2	100	3557.0	Cumple
	Centro	0.35	10.2	90.8	200	1061.7	Cumple
	Apoyo Der	0	10.2	0.0	100	0.0	Cumple

Nota: Elaboración propia

La viga no presentará problemas de fisuración, ya que el parámetro Z cumple con lo estipulado por la norma, la cual es ser menor a 26000 kg/cm<sup>2</sup>.

### Corte de fierro

Para el corte de acero, se toma el primer tramo de la viga y se toman las siguientes consideraciones.

**Tabla 40**

Consideraciones de corte de fierro de la viga VT-03

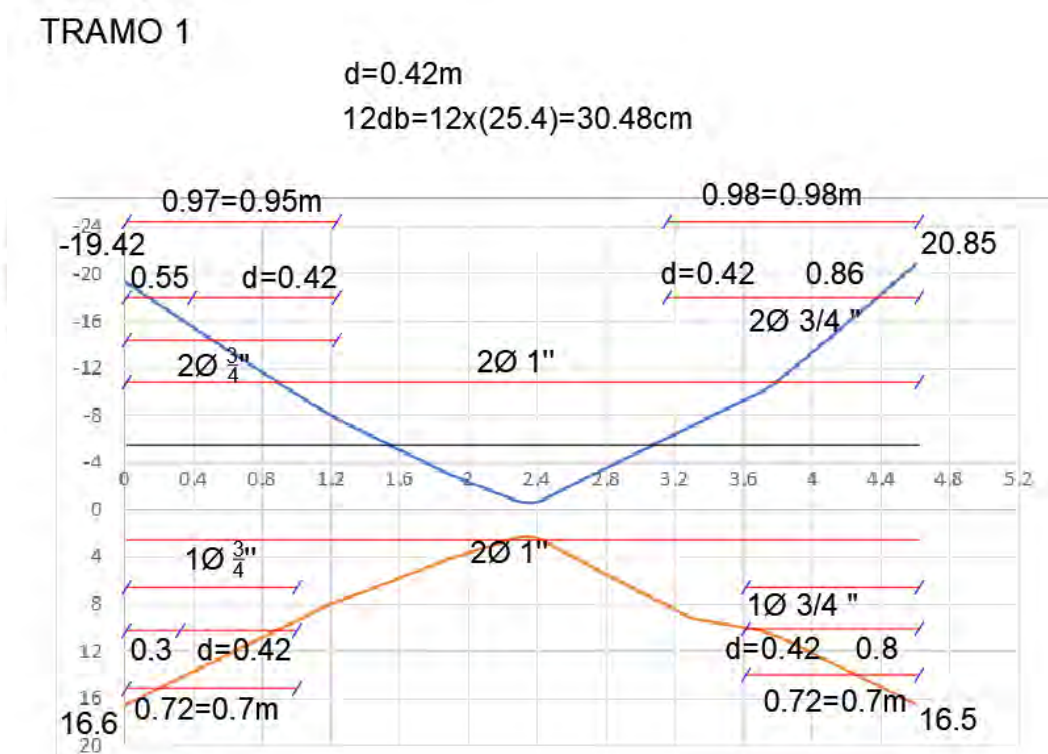
Tramo	1
Longitud (m)	4.47
d (cm)	42
12 db (cm)	30.48

Nota: Elaboración propia

Se toma en consideración lo estipulado en la norma para así obtener el siguiente corte de acero.

**Figura 28**

Corte de fierro de tramo 1 de VT-03



Nota: Elaboración propia



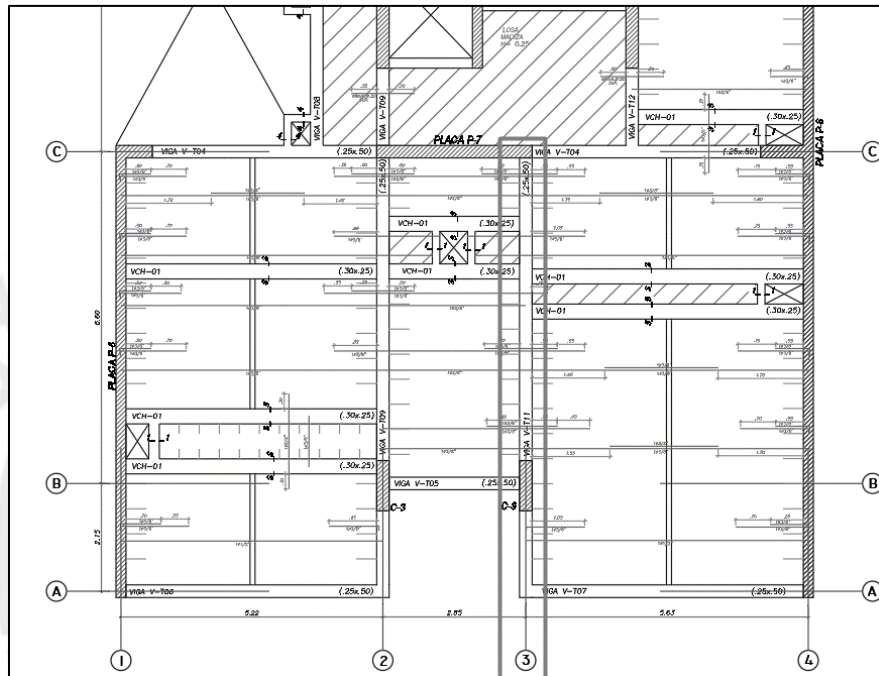
## DISEÑO DE VIGA VT-11

### Diseño por flexión

La ubicación de la viga VT-11 que se diseñará se ubica a lo largo del eje 3.

### Figura 30

*Ubicación de viga peraltada VT-11*

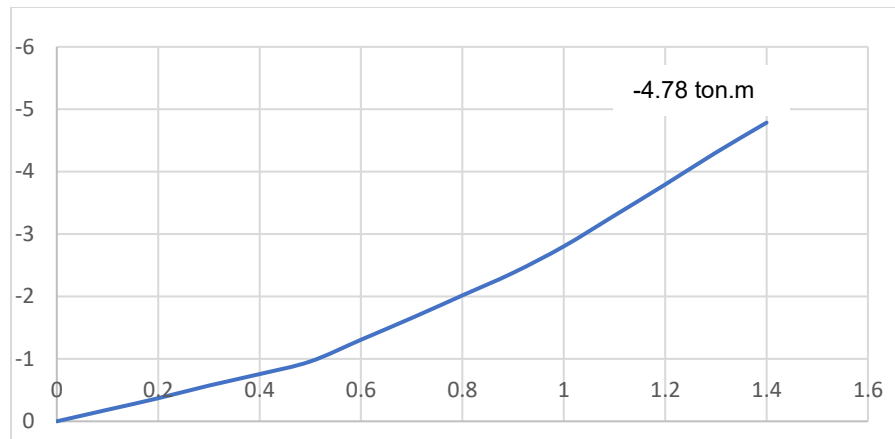


Nota: Elaboración propia

Se mostrará el DMF de la envolvente a lo largo la viga VT-11, la cual tiene 2 tramos. En el primer tramo, la viga tiene una longitud de 1.5 y es un volado que se encuentra empotrado por el extremo derecho. En el segundo tramo tiene una longitud de 6 m y se encuentra empotrado por su extremo izquierdo y apoyado en el otro. Luego, se mostrarán los resultados del diseño por flexión.

**Figura 31**

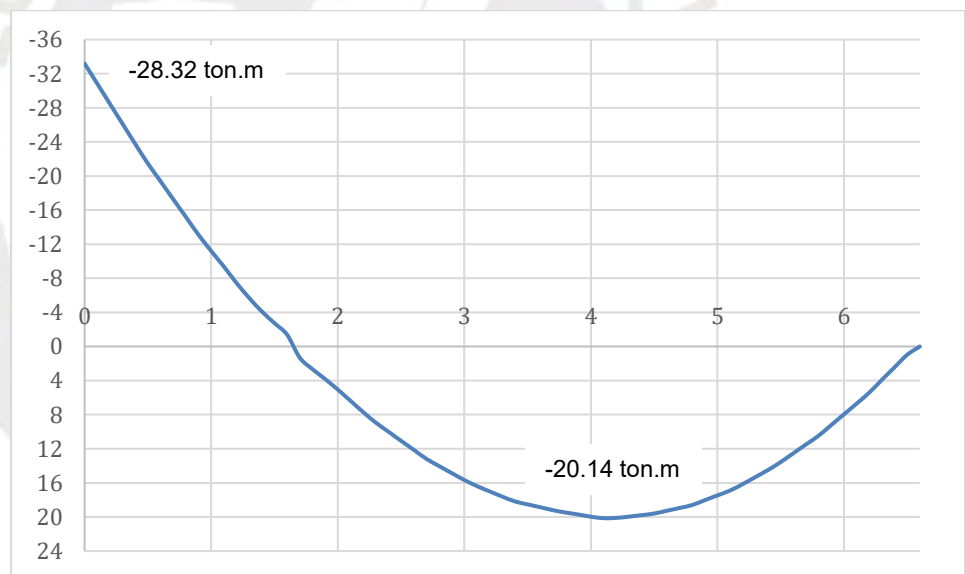
*Tramo 1 de viga VT-11*



Nota: Elaboración propia

**Figura 32**

*Tramo 2 de la viga VT-11*



Nota: Elaboración propia

**Tabla 41***Resultados de diseño por flexión de viga VT-11*

	Tramo 1						Tramo 2					
	Izquierda		Centro		Derecha		Izquierda		Centro		Derecha	
	As-	As+	As-	As+	As-	As+	As-	As+	As-	As+	As-	As+
Mu (ton)	0	0	0.959	0	2.803	0	28.328	1.05	0.6	18.345	0	0
As req	0	0	0.61	0	1.8	0	21.98	11.07	0.38	13.64	0	0
As colocado	2ø1"	2ø1"	2ø1"	2ø1"	2ø1"	2ø1"	4ø1"	2ø1"	2ø1"	3ø1"	2ø1"	2ø1"
As instalado	10.2	10.2	10.2	10.2	10.2	10.2	15.3	10.2	10.2	15.3	10.2	10.2

Nota: Elaboración propia

Además, para el acero corrido se compararon los criterios de Asmin y el tercio del máximo momento y se obtuvo 7.3 cm<sup>2</sup>. Para ello, se utilizaron 2ø1" de acero corrido y bastones de 1" y ¾".

**Diseño por corte**

A continuación se mostrarán los resultados del diseño por corte de la Viga T-11.

**Tabla 42***Resultados de diseño por corte de viga VT-11*

	Tramo 1	Tramo 2
Vu (ton)	3.109	20.746
Vc (ton)	8.06	8.06
øVc (ton)	6.85	6.85
Vs (ton)	-4.4	16.36
Vsmax (ton)	31.95	31.95
Vslim (ton)	16.74	16.74
S (cm)	-40.9	15.37
Smax (cm)	21	21

Nota: Elaboración propia

**Diseño por capacidad**

A continuación, se mostrará el procedimiento de diseño por capacidad de la viga en cuestión en el segundo tramo.

Para el primer criterio:

$$Vu = \frac{Mn1 + Mn2}{Ln} + Visos$$

$$Vu = \frac{33.65 + 15.99}{6} + 20.01 = 28.28 \text{ ton}$$

Para el segundo criterio, se obtuvo lo siguiente aplicando el factor de amplificación de sismo de 2.5S (1.25\*CM+1.25CV+2.5S).

$$Vu = 20.75 \text{ ton}$$

Entonces, de ambos criterios, la norma dicta tomar la menor de ambas cortantes, entonces el Vu a utilizar es de 20.75 ton.

Por último, tomando las consideraciones del armado del capítulo 21, la distribución de estribos de 3/8" será el siguiente.

$$1@0,05\text{m}; 10@0.10\text{m}; \text{rto. } @0.20\text{m.}$$

#### **Control de deflexión**

Se tomará el tramo 1 de la viga. Se calculan los M<sub>cr</sub> y M<sub>s</sub> para finalmente compararlos. Obteniendo previamente la  $I_g = 260417 \text{ cm}^4$ .

$$M_{cr}^{\pm} = 3.02 \text{ ton.m}$$

$$M_s^+ = 0.59 \text{ ton.m}, \quad M_s^- = 0.81 \text{ ton.m}$$

Para el tramo 2 es el caso con un extremo continuo. Se resumirán los resultados en una tabla.

$$I_{ef \text{ prom}} = \frac{I_{e \text{ ext. continuo}} + 2 * I_{e \text{ central}}}{3}$$

**Tabla 43***Inercia efectiva de viga VT-11*

Tramo 3	Centro	Apoyo continuo
As (cm <sup>2</sup> )	10.20	20.40
As' (cm <sup>2</sup> )	15.30	10.20
c (cm)	11.92	16.34
I <sub>cr</sub> (cm <sup>4</sup> )	103120	172289
I <sub>ef</sub> (cm <sup>4</sup> )	103120	172289
I <sub>ef prom</sub> (cm <sup>4</sup> )	126176	

Nota: Elaboración propia

Luego de aplicar  $\lambda\Delta = \frac{\xi}{1+50p}$ , tomando  $\xi = 2$  y con cuantía de 0.015. es así como  $\lambda\Delta$  es igual 1.16. A partir de estos valores, se determina las deflexiones instantánea y diferida.

**Tabla 44***Deflexiones de viga VT-11*

	Deflexión instantánea (cm)	Deflexión diferida (cm)
CM	1.38	1.60
CV	0.33	0.38
30% CV	0.10	0.12

Nota: Elaboración propia

A partir de esto, se obtiene una deflexión total de 1.76 cm. Ahora, se comparan las deflexiones obtenidas con sus respectivos límites indicadas por la norma.

- Deflexión máxima inmediata debido a la carga viva:

$$\text{Límite: } \frac{L}{360} = 1.67 \text{ cm}$$

$$\text{Deflexión: } 0.33 \text{ cm} < 1.67 \text{ cm (Cumple)}$$

- Deflexión máxima total:

$$\text{Límite: } \frac{L}{480} = 1.25 \text{ cm}$$

$$\text{Deflexión: } 1.60 + 0.7 * 0.33 + 0.12 = 1.95 \text{ cm} > 1.25 \text{ cm (No cumple)}$$

Se aprecia que se no cumple con los límites de deflexiones indicadas por la norma, por lo que será necesario realizar el cálculo de la contraflecha.

$$\text{Contraflecha} = 0.67 + 0.05 = 0.72 \text{ cm} \cong 1 \text{ cm}$$

Aplicando la contraflecha en el límite la deflexión máxima total sería menor al nuevo límite de 2.25 cm, por lo que la viga no se vería afectada por la deflexión.

### Control de fisuración

Se resumen los resultados de Z a lo largo de la viga para finalmente comparar si es menor a 26000 kg/cm<sup>2</sup> y cumpla con los requerimientos.

**Tabla 45**

*Control de fisuración de viga VT-11*

		Ms (ton.m)	As (cm <sup>2</sup> )	fs (kg/cm <sup>2</sup> )	Act (cm <sup>2</sup> )	Z (kg/cm)	¿Es menor a 26000 kg/cm?
Tramo 1	Apoyo Izq	0	10.2	0.0	200	0.0	Cumple
	Centro	0.67	10.2	173.8	200	2032	Cumple
	Apoyo Der	3.3	10.2	855.9	200	10011	Cumple
Tramo 2	Apoyo Izq	17.9	20.4	2321.3	100	21549	Cumple
	Centro	13.83	15.3	2391.3	133.3	24433	Cumple
	Apoyo Der	0	10.2	0.0	200	0.0	Cumple

Nota: Elaboración propia

La viga no presentará problemas de fisuración, ya que el parámetro Z cumple con lo estipulado por la norma, la cual es ser menor a 26000 kg/cm.

### Corte de fierro

Para el corte de acero, se toma el segundo tramo de la viga y se toman las siguientes consideraciones.

**Tabla 46**

*Consideraciones de corte de fierro de la viga VT-11*

Tramo	2
Longitud (m)	6.04
d (cm)	42
12 db (cm)	30.48

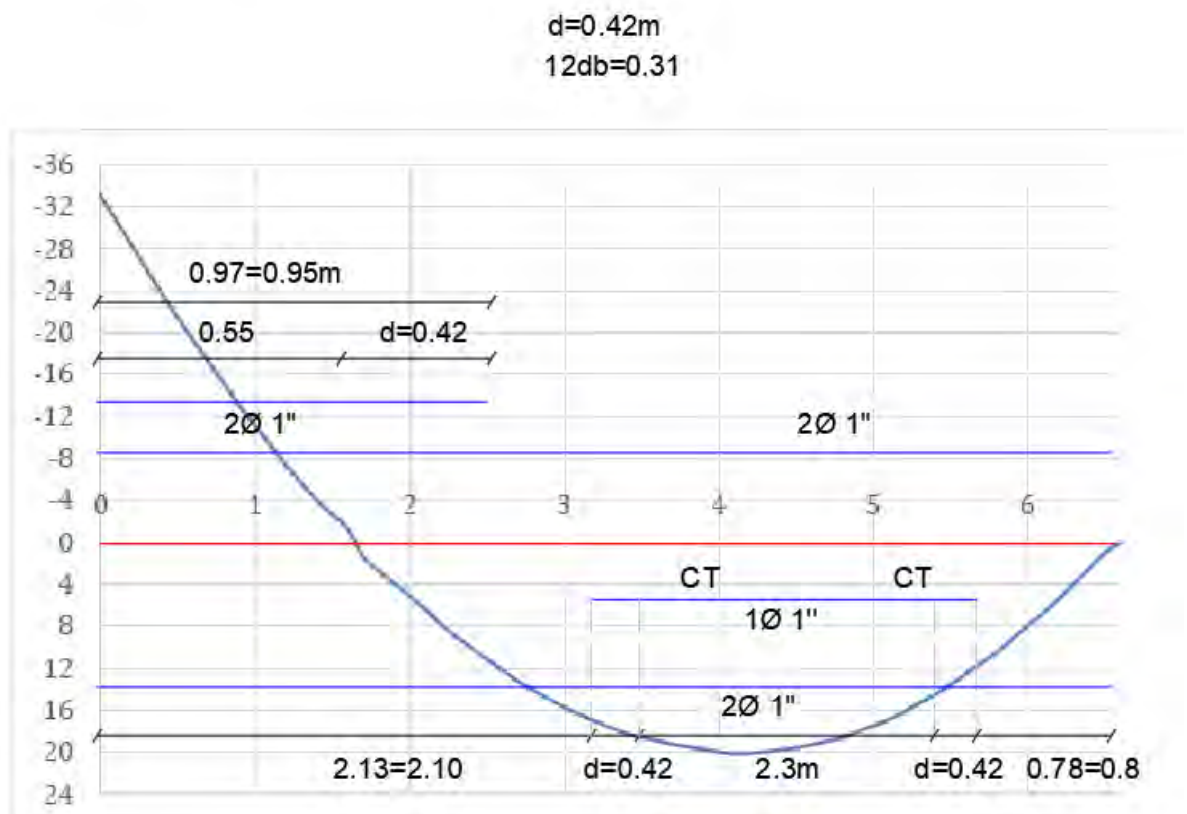
Nota: Elaboración propia

Se toma en consideración lo estipulado en la norma para así obtener el siguiente corte de acero.

**Figura 33**

*Corte de fierro de tramo 2 de VT-11*

## TRAMO 2

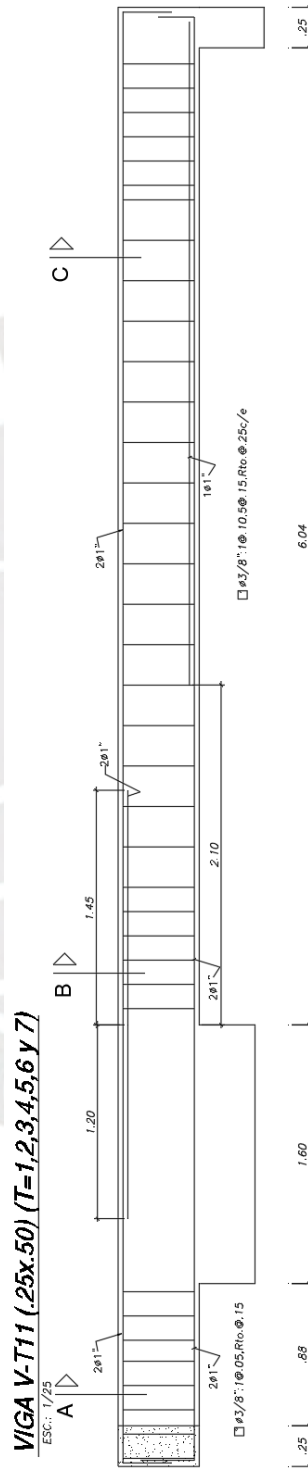


Nota: Elaboración propia

- **Diseño final**

**Figura 34**

*Diseño final de la viga V-T11*



Nota: Elaboración propia

## 6. CAPÍTULO 6: DISEÑO DE COLUMNAS

### 6.1. Diseño por flexocompresión

Las columnas deben diseñarse de manera que puedan contrarrestar las fuerzas axiales generadas por todos los niveles del edificio, además de garantizar su capacidad para resistir cargas de flexión.

Se establecen valores específicos para la cuantía de refuerzo en columnas de acuerdo con las regulaciones de la norma E.060 para concreto armado. Es necesario que esta cantidad se encuentre en un rango con un mínimo del 1% hasta un máximo del 6%.

El método de diseño por flexocompresión comienza calculando la cantidad de acero requerida para la columna a diseñar, siempre manteniendo los límites de acero mínimo y máximo establecidos. Se crean los gráficos de interacción correspondientes para cada dirección de análisis utilizando esta cantidad de acero utilizada. Posteriormente, se verifica que todas las combinaciones de carga se sitúen por debajo de la curva de capacidad de la sección.

### 6.2. Diseño por corte

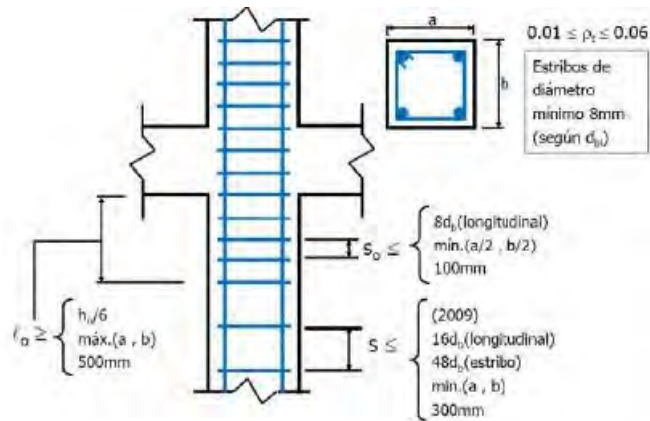
Las cargas axiales en compresión aumentan la resistencia al corte de la columna. Para obtener la resistencia al corte se utilizará la siguiente fórmula:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * \left(1 + \frac{Nu}{140Ag}\right) * b_w * d$$

La distribución de estribos se realizará como la norma lo indica a continuación:

**Figura 35**

*Distribución de estribos según la norma E.060*



Nota: Anotaciones de Higashi de Concreto Armado 2

### 6.3. Diseño por capacidad

La norma E.060 establece en el artículo 21.4.3 que la cortante por capacidad ( $V_u$ ) nunca debe ser inferior al valor mínimo obtenido mediante la aplicación de los dos criterios siguientes:

$$1er\ criterio: V_u = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{H_c}$$

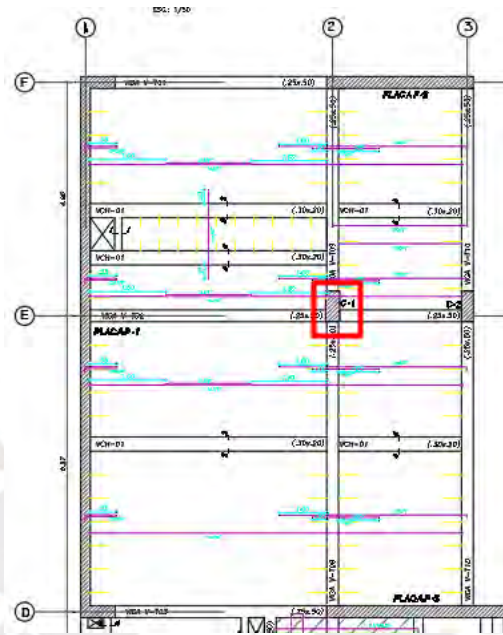
$$2do\ criterio: V_u = 1.25 * (V_{CM} + V_{CV}) \pm 2.5 V_{SISMO}$$

#### DISEÑO DE COLUMNA C-1

La columna que se eligió para diseñar por flexocompresión, cortante y capacidad es la C-01. La ubicación de la columna en cuestión se encuentra entre los ejes E y 2.

**Figura 36**

*Ubicación de la columna C-1*

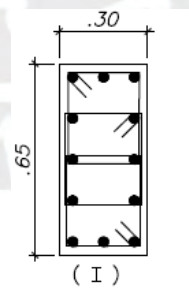


Nota: Elaboración propia

Se mostrará la distribución de acero de la columna 1, con 12 varillas de 3/4" del primer nivel. Además, la cuantía se tomará entre 1% hasta 4% como máximo.

**Figura 37**

*Distribución de acero propuesto C-1*



.30x.65  
12Ø3/4"  
3Ø3/8"

1@.05,7@.10,rto.@.25

Nota: Elaboración propia

## Diseño por flexocompresión

Como indica la norma E060, para el diseño por flexocompresión incluyó la realización de las combinaciones correspondientes de carga viva, carga muerta y carga sísmica. Posteriormente, se creó un diagrama de interacción basado en la cantidad de acero utilizada. Se encontró que las fuerzas y los momentos últimos estaban dentro de la región limitada por  $P_n$  y  $M_n$  en el diagrama. Para las cargas sísmicas en la dirección X-X y Y-Y, se siguió el mismo proceso.

### SISMO X-X

**Tabla 47**

*Cargas de la columna C-1*

Caso	P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Mxx (ton.m)	Myy (ton.m)
CM	151.52	-1.09	0.00	-0.03	-0.94
CV	34.32	-0.22	0.00	-0.01	-0.19
SXDISEÑO	6.26	0.15	0.10	1.01	0.25
SYDISEÑO	0.70	0.51	0.05	0.19	1.19

Nota: Elaboración Propia

**Tabla 48**

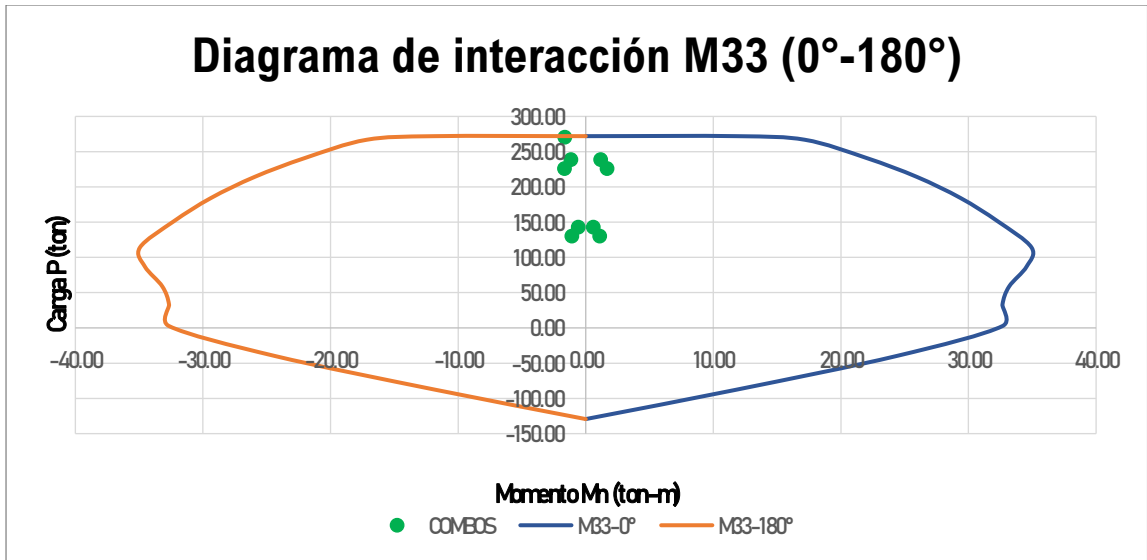
*Combinaciones de carga de la columna C-1*

		COMBINACIONES DE DISEÑO		
		P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
SISMO XX (+)	1.4CM+1.7CV	270.47	-0.05	-1.64
	1.25(CM+CV)+SXDISEÑO	238.55	0.96	-1.16
	1.25(CM+CV)-SXDISEÑO	226.04	-1.05	-1.66
	0.9CM+SXDISEÑO	142.62	0.98	-0.60
	0.9CM-SXDISEÑO	130.11	-1.03	-1.09
SISMO XX (-)	1.25(CM+CV)+SXDISEÑO	238.55	-0.96	1.16
	1.25(CM+CV)-SXDISEÑO	226.04	1.05	1.66
	0.9CM+SXDISEÑO	142.62	-0.98	0.60
	0.9CM-SXDISEÑO	130.11	1.03	1.09

Nota: Elaboración propia

**Figura 38**

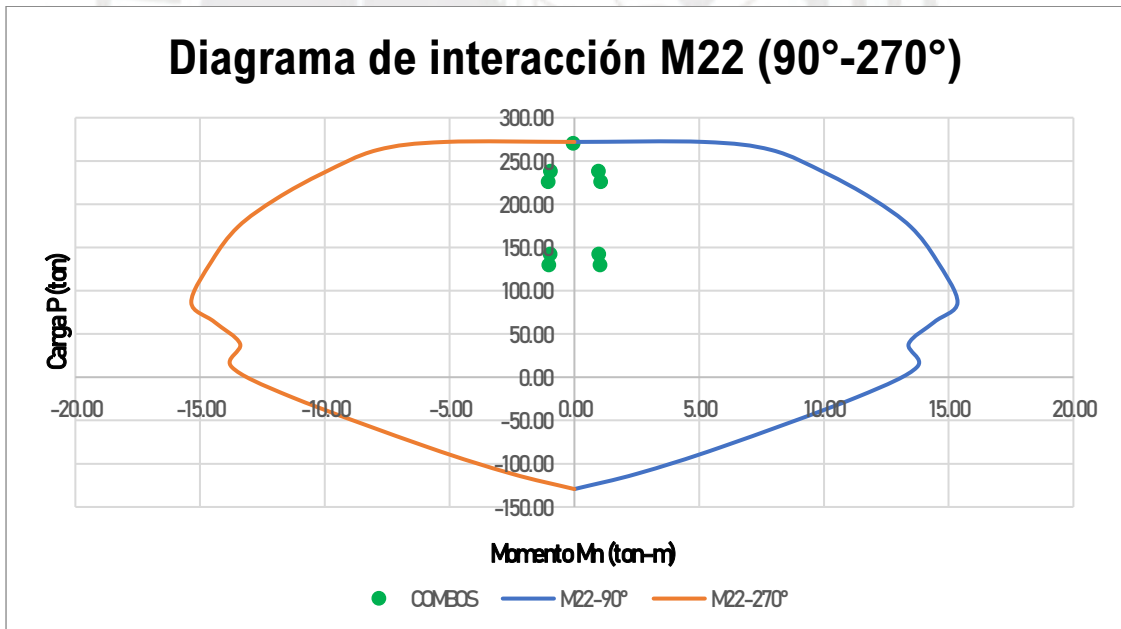
*Diagrama de interacción M33 de la columna C-1*



Nota: Elaboración propia

**Figura 39**

*Diagrama de interacción M22 de la columna C-1*



Nota: Elaboración propia

### Diseño por corte

La resistencia al concreto, las fuerzas axiales y cortantes de las combinaciones de carga que afectan la columna se detalla en la siguiente tabla.

**Tabla 49**

*Resultados de diseño por corte de la columna C-1*

		P (ton)	Vx (ton)	$\phi V_c$ (ton)
	1.4CM+1.7CV	270.47	-1.89	23.00
SISMO XX	1.25(CM+CV)+SXDISEÑO	238.55	-1.47	21.65
	1.25(CM+CV)-SXDISEÑO	226.04	-1.78	21.12
	0.9CM+SXDISEÑO	142.62	-0.82	17.59
	0.9CM-SXDISEÑO	130.11	-1.13	17.06

Nota: Elaboración propia

### Diseño por capacidad

Para el primer criterio, con un  $\Phi M_n$  igual a 33 ton.m, se obtiene un  $M_n$  de 47.14 ton.m y se aplica la formula explicada obteniendo lo siguiente.

$$V_u = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{H_c} = 39.29 \text{ t.m}$$

Para el segundo criterio, se obtuvo lo siguiente amplificando por 1.25 las combinaciones de sismo:

**Tabla 50**

*Resultados de diseño por capacidad de la columna C-1*

		P (ton)	Vux amplif (ton)	Vuy amplif (ton)
	1.4CM+1.7CV	270.47	1.89	0.00
SISMO XX	1.25(CM+CV)+SXDISEÑO	238.55	1.24	0.25
	1.25(CM+CV)-SXDISEÑO	226.04	2.02	0.24
	0.9CM+SXDISEÑO	142.62	0.59	0.25
	0.9CM-SXDISEÑO	130.11	1.36	0.25

Nota: Elaboración propia

Será necesario establecer una zona de confinamiento de acuerdo con las disposiciones específicas del capítulo 21 de la norma E.060. En la columna

de este ejemplo, la zona de confinamiento tendrá una longitud de 65 cm y los estribos estarán distribuidos en intervalos de 10 cm. La disposición de los estribos será de 3/8".

Todos los pisos: 1@5, 7@10, Rto.@25 cm

## DISEÑO DE COLUMNA C-2

La columna que se eligió para diseñar por flexocompresión, cortante y capacidad es la C-02. La ubicación de la columna en cuestión se encuentra entre los ejes E y 3.

**Figura 40**

*Ubicación de la columna C-2*

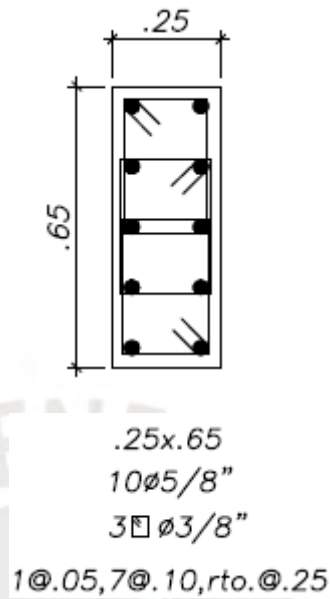


Nota: Elaboración propia

Se mostrará la distribución de acero de la columna 1, con 10 varillas de 5/8" del primer nivel. Además, la cuantía se tomará entre 1% hasta 4% como máximo.

**Figura 41**

*Distribución de acero propuesto C-2*



Nota: Elaboración propia

### **Diseño por flexocompresión**

Se realiza el mismo procedimiento como la columna C-2. A continuación se presentará los resultados, donde las cargas de combinación se encuentran dentro del diagrama de interacción.

### **SISMO X-X**

**Tabla 51**

*Cargas de la columna C-2*

Caso	P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Mxx (ton.m)	Myy (ton.m)
CM	68.66	-0.51	0.00	-0.02	-0.46
CV	14.71	-0.13	0.00	-0.01	-0.12
SXDISEÑO	2.26	0.06	0.10	0.62	0.04
SYDISEÑO	0.50	0.43	0.03	0.11	1.05

Nota: Elaboración propia

**Tabla 52**

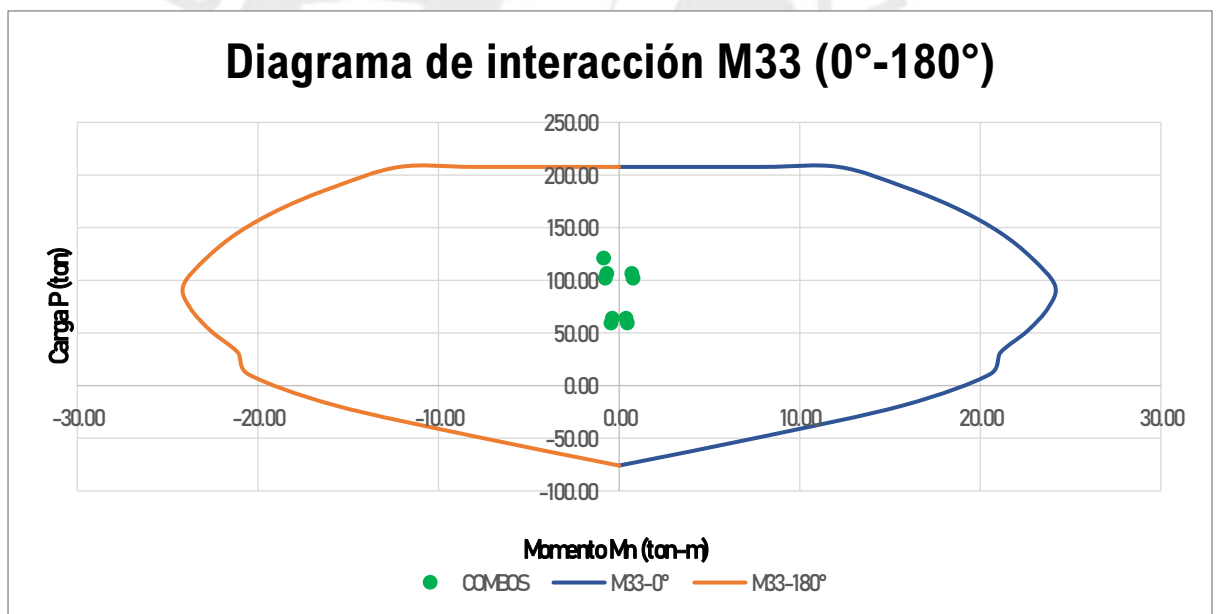
*Combinaciones de la columna C-2*

		COMBINACIONES DE DISEÑO		
		P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
SISMO XX (+)	1.4CM+1.7CV	121.13	-0.03	-0.85
	1.25(CM+CV)+SXDISEÑO	106.48	0.59	-0.69
	1.25(CM+CV)-SXDISEÑO	101.95	-0.65	-0.77
	0.9CM+SXDISEÑO	64.06	0.60	-0.38
	0.9CM-SXDISEÑO	59.53	-0.64	-0.45
SISMO XX (-)	1.25(CM+CV)+SXDISEÑO	106.48	-0.59	0.69
	1.25(CM+CV)-SXDISEÑO	101.95	0.65	0.77
	0.9CM+SXDISEÑO	64.06	-0.60	0.38
	0.9CM-SXDISEÑO	59.53	0.64	0.45

Nota: Elaboración propia

**Figura 42**

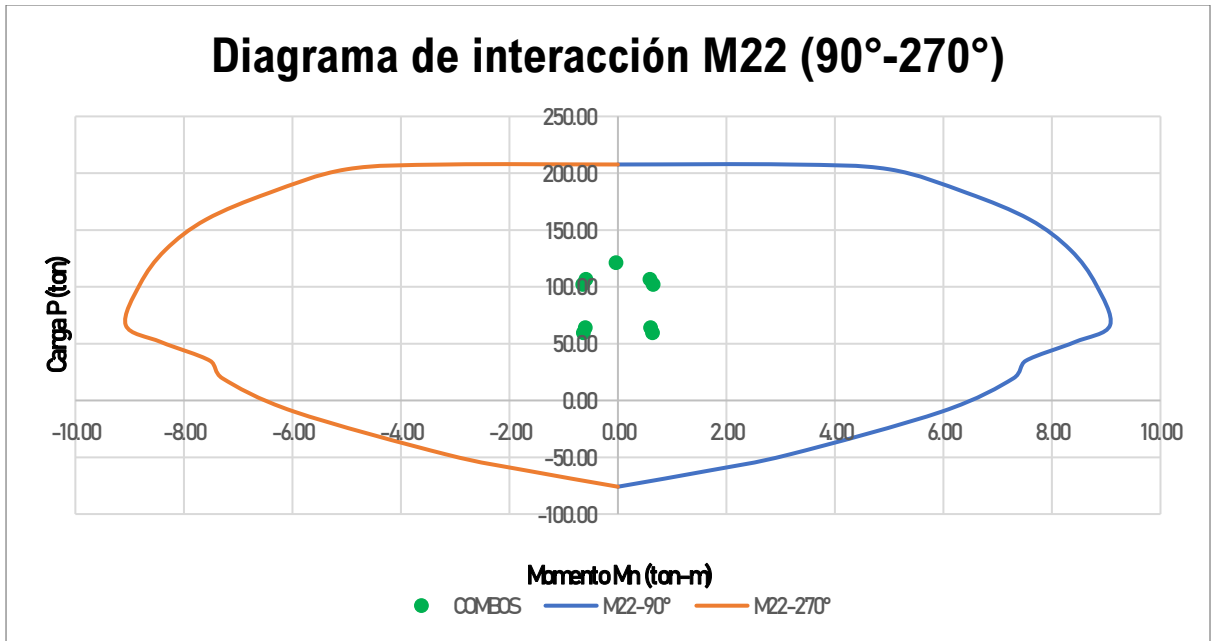
*Diagrama de interacción M33 de la columna C-2*



Nota: Elaboración propia

**Figura 43**

*Diagrama de interacción M22 de la columna C-2*



Nota: Elaboración propia

**Diseño por corte**

La resistencia al concreto, las fuerzas axiales y cortantes de las combinaciones de carga que afectan la columna se detalla en la siguiente tabla.

**Tabla 53**

*Resultados de diseño por corte de la columna C-2*

		P (ton)	Vx (ton)	$\phi V_c$ (ton)
SISMO XX	1.4CM+1.7CV	121.13	-0.94	14.76
	1.25(CM+CV)+SXDISEÑO	106.48	-0.74	14.14
	1.25(CM+CV)-SXDISEÑO	101.95	-0.87	13.94
	0.9CM+SXDISEÑO	64.06	-0.39	12.34
	0.9CM-SXDISEÑO	59.53	-0.52	12.15

Nota: Elaboración propia

**Diseño por capacidad**

Para el primer criterio, con un  $\Phi M_n$  igual a 35 ton.m, se obtiene un  $M_n$  de 50 ton.m y se aplica la formula explicada obteniendo lo siguiente.

$$Vu = \frac{Mni+Mnd}{Hc} = 41.67 \text{ t.m}$$

Para el segundo criterio, se obtuvo lo siguiente amplificando por 1.25 las combinaciones de sismo:

**Tabla 54**

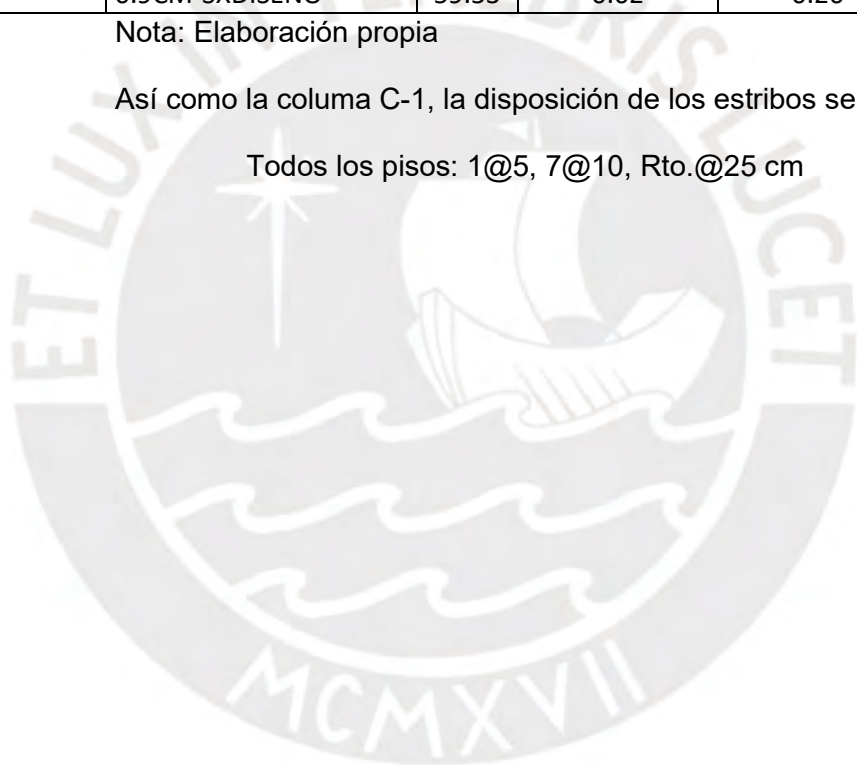
*Resultados de diseño por capacidad de la columna C-2*

		P (ton)	Vux amplif (ton)	Vuy amplif (ton)
SISMO XX	1.4CM+1.7CV	121.13	0.94	0.00
	1.25(CM+CV)+SXDISEÑO	106.48	0.64	0.26
	1.25(CM+CV)-SXDISEÑO	101.95	0.96	0.26
	0.9CM+SXDISEÑO	64.06	0.30	0.26
	0.9CM-SXDISEÑO	59.53	0.62	0.26

Nota: Elaboración propia

Así como la columna C-1, la disposición de los estribos será de 3/8".

Todos los pisos: 1@5, 7@10, Rto.@25 cm



## 7. CAPÍTULO 7: DISEÑO DE MUROS DE CORTE

### 7.1. Diseño por flexocompresión

El comportamiento de los muros de corte en el diseño por flexión puede variar según su altura y se dividen en dos tipos: muros altos y muros bajos. Las diferencias en el comportamiento a flexión de ambos se describen a continuación.

#### **Muro altos ( $H/L \geq 1$ )**

Los muros se comportarán como elementos sujetos a flexocompresión y cortante cuando  $H/L \geq 1$ . En otras palabras, las suposiciones fundamentales de flexión se utilizan en el diseño por flexocompresión. Este método reconoce que, en comparación con otros tipos de deformación, la resistencia a la flexión es más importante en muros altos.

#### **Muros bajos ( $H/L < 1$ )**

Por otro lado, la distribución de deformaciones y esfuerzos de Navier ya no se cumplen cuando  $H/L < 1$ . Dado que los muros bajos suelen comportarse de manera similar a las vigas gran peralte, el análisis por flexocompresión no es aplicable en este caso. Para este escenario, el análisis debe llevarse a cabo utilizando la Teoría de Elasticidad.

Sin embargo, en una edificación de 7 niveles donde los muros pertenecen a la categoría de muros altos ( $H/L$  más de 1), se aplicará el mismo procedimiento que se describe en el diseño de flexión en el capítulo de vigas. Este procedimiento es similar al diseño de flexión de columnas.

### 7.2. Verificación de condición de borde

En este enfoque, los estribos se colocan solo en los extremos, formando elementos de borde. Esto permite asegurar que las elevadas concentraciones de esfuerzos en esas zonas no afecten la capacidad del muro ante fuerzas de corte.

La incorporación de núcleos confinados debe comprobarse evaluando la profundidad del eje neutro "C", asumiendo compresión en todos los bordes extremos

del muro, y verificando que cumpla con los límites de deformación establecidos en la norma E.060:

$$\text{Deformaciones: } C \geq \frac{lm}{600 * \frac{\Delta\delta u}{hm}}$$

$$\frac{\Delta\delta u}{hm} \geq 0.005$$

### 7.3. Diseño por corte

Para el diseño por corte se tomaron en cuenta las disposiciones establecidas en la norma E.060, específicamente en los artículos que están desde el 11.10.3 hasta 11.10.10. A continuación se dará un mayor detalle de los artículos mencionados:

Las fórmulas que se usan para la resistencia de corte del concreto se muestran a continuación:

$$* \text{ Si } \frac{Pu}{Ag} > 0.1 f'c \rightarrow Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * t * d$$

$$* \text{ Si } \frac{Pu}{Ag} \leq 0.1 f'c \rightarrow Vc = 0$$

En las placas del proyecto tienen  $H/L \geq 2$ , por lo que son muros esbeltos.

$$\text{Si } \frac{H}{L} \leq 1.5 \rightarrow \alpha = 0.8 \text{ (Muro bajo)}$$

$$\text{Si } \frac{H}{L} \geq 2 \rightarrow \alpha = 0.53 \text{ (Muro esbelto)}$$

$$\text{Para la siguiente fórmula: } Vc = \alpha * \sqrt{f'c} * Acw$$

$$Vn = 2.6 * Acw * \sqrt{f'c}$$

Para la cuantía horizontal y vertical se utilizarán las siguientes fórmulas expuestas en la norma:

$$\text{Cuantía horizontal: } \rho_h = \frac{Vs}{f_y * t * d} \text{ o } \rho_{h_{min}} = 0.0025$$

$$\text{Cuantía vertical: } \rho_v = 0.0025 + 0.5 * \left(2.5 - \frac{H}{L}\right) (\rho_h - 0.0025) \text{ o } \rho_{v_{min}} = 0.0025$$

Según la norma, los requisitos de espaciamiento en un muro de corte son consistentes tanto en dirección vertical como horizontal. El espesor máximo permitido para este muro es de tres veces su espesor o 40 cm.

En el artículo 21.9.5.3 se establece que en todas las áreas de los muros donde se espera que el refuerzo vertical experimente fluencia debido a la respuesta sísmica inelástica de la estructura, el valor de diseño del cortante ( $V_u$ ) debe ajustarse en función de la capacidad de flexión del muro.

$$V_u \geq V_{ua} * \frac{M_n}{M_{ua}}$$

#### 7.4. Diseño por capacidad

En el artículo 21.9.5.3 se establece que en todas las áreas de los muros donde se espera que el refuerzo vertical experimente fluencia debido a la respuesta sísmica inelástica de la estructura, el valor de diseño del cortante ( $V_u$ ) debe ajustarse en función de la capacidad de flexión del muro.

$$V_u \geq V_{ua} * \frac{M_n}{M_{ua}}$$

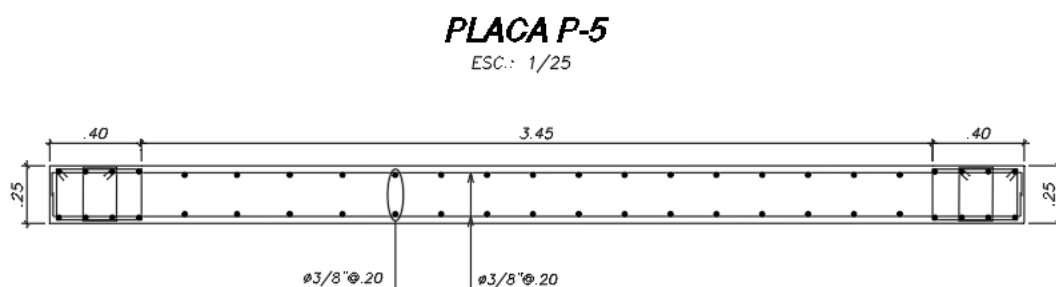
#### 7.5. Ejemplo de diseño de placa P-5

##### Diseño de flexocompresión

Para el diseño de la placa P-5 de forma rectangular con dos núcleos confinados en sus extremos. Con dicha distribución, se obtuvieron los siguientes diagramas de interacción en X e Y.

**Figura 44**

*Distribución de acero propuesta de la placa P-5*



Nota: Elaboración propia

**Tabla 55**

*Cargas de la placa P-5*

CASOS	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
CM	-157.38	1.62	0.00	0.10	-0.57
CV	-26.98	0.34	0.00	0.03	0.20
SISMO XX	107.53	4.62	0.84	4.55	34.11
SISMO YY	3.29	37.58	0.08	0.17	175.74

Nota: Elaboración propia

**Tabla 56**

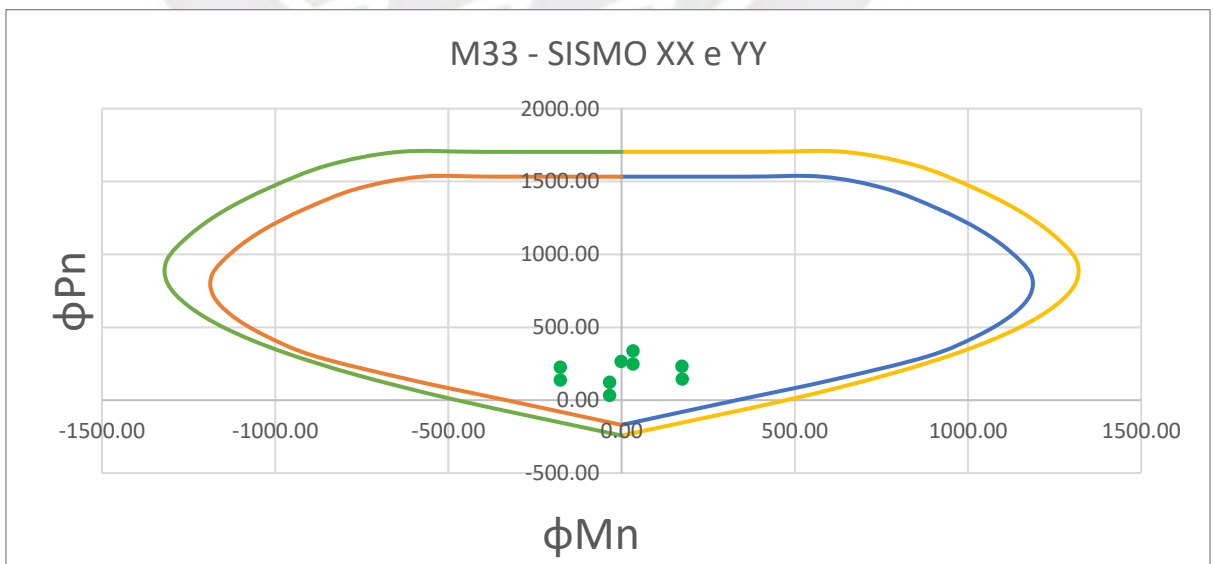
*Combinaciones de la placa P-5*

		P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
SISMO XX	1.4CM+1.7CV	266.20	2.85	0.01	0.19	-0.45
	1.25CM+1.25CV+SX	337.98	7.08	0.84	4.71	33.66
	1.25CM+1.25CV-SX	122.92	-2.17	-0.83	-4.39	-34.57
	0.9CM+SX	249.17	6.09	0.84	4.64	33.61
	0.9CM-SX	34.11	-3.16	-0.83	-4.46	-34.62
SISMO YY	1.25CM+1.25CV+SY	233.74	40.04	0.09	0.33	175.28
	1.25CM+1.25CV-SY	227.17	-35.12	-0.07	-0.01	-176.19
	0.9CM+SY	144.93	39.04	0.08	0.26	175.23
	0.9CM-SY	138.36	-36.12	-0.08	-0.08	-176.24

Notas: Elaboración propia

**Figura 45**

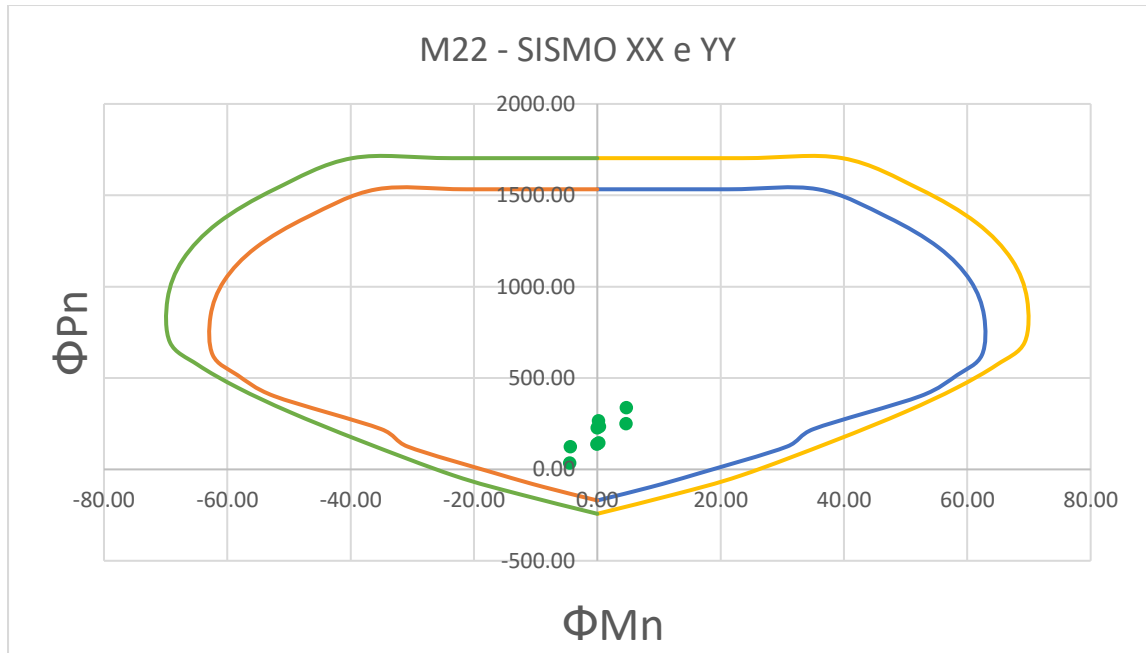
*Diagrama de interacción M33 de la placa P-5*



Nota: Elaboración propia

**Figura 46**

*Diagrama de interacción M22 de la placa P-5*



Nota: Elaboración propia

Se puede contemplar que los puntos se encuentran en el interior de los diagramas de M33 y M22 respectivamente, por lo que el acero instalado en los núcleos de confinamiento cumple con el diseño.

#### **Verificación de condición de borde**

Para la verificación de borde de la placa se utilizaron los siguientes datos para luego obtener de manera manual el "C" y compararla con el "Clim" como dicta la norma.

$$\text{Desplazamiento inelástico} = 10.8 \text{ mm}$$

$$\frac{\Delta\delta u}{hm} = \frac{10.8}{19.22 * 1000} = 0.00056 \leq 0.005 \rightarrow \frac{\Delta\delta u}{hm} = 0.005$$

$$Clim = \frac{4.25}{600 * 0.005} * 100 = 142 \text{ cm}$$

Ahora calcularemos el eje neutro de la placa y se mostrarán los cálculos en la siguiente tabla:

**Tabla 57***Verificación de condición de borde de placa P-5*

c (cm)	103.3							
Parámetro	Área (cm <sup>2</sup> )	Cantidad	Área total (cm <sup>2</sup> )	d (cm)	d-c (cm)	Esi	fsi final (kg/cm <sup>2</sup> )	Fuerza (tnf)
Concreto	2195.125	1	2195.125	0	0	0	-179	-392
f1	2	10	20	30	-73.3	-0.0021	-4200	-84
f2	0.71	2	1.42	85	-18.3	-0.0005	-1063	-2
f3	0.71	2	1.42	110	6.7	0.0002	389	1
f4	0.71	2	1.42	135	31.7	0.0009	1841	3
f5	0.71	2	1.42	160	56.7	0.0016	3293	5
f6	0.71	2	1.42	185	81.7	0.0024	4200	6
f7	0.71	2	1.42	210	106.7	0.0031	4200	6
f8	0.71	2	1.42	235	131.7	0.0038	4200	6
f9	0.71	2	1.42	260	156.7	0.0046	4200	6
f10	0.71	2	1.42	285	181.7	0.0053	4200	6
f11	0.71	2	1.42	310	206.7	0.0060	4200	6
f12	0.71	2	1.42	335	231.7	0.0067	4200	6
f13	0.71	2	1.42	360	256.7	0.0075	4200	6
f14	2	10	20	395	291.7	0.0085	4200	84
f15					-103.3	-0.0030	-4200	0
								-338

Nota: Elaboración propia

A partir de los resultados como el eje neutro (c) es menor a C límite, la placa 5 no requiere confinamiento en los extremos, igual se está colocando una zona de confinamiento con longitud de 40 cm.

#### **Diseño por corte y capacidad**

Para el espaciamiento de los estribos a lo largo de la placa, primero se analizan las cargas de combinación y se utilizarán los más críticos, obteniendo así  $M_u = 176.24 \text{ ton.m}$  y  $V_u = 40.04 \text{ ton}$ . Los cálculos respectivos se mostrarán a continuación.

- $L_m = 4.25 \text{ m}$
- $\frac{M_u}{4V_u} = 1.10 \text{ m}$
- *Altura de dos pisos = 5.62 m*

La altura de confinamiento es el máximo de los 3 puntos, por lo que la altura para el diseño es de 5.62 m.

El espaciamiento dentro de la zona de confinamiento de los estribos, según la norma, es el menor de los siguientes criterios, por lo que se obtiene S es 15 cm.

- 10 db longitudinal = 15.9 cm
- Menor dimensión de la sección transversal = 25 cm
- 25 cm

Para el espaciamiento fuera de la zona de confinamiento es el menor de los siguientes puntos, es así que S es 25 cm.

- 16 db longitudinal = 25.44 cm
- 48 diámetro de estribo = 45.6 cm
- Menor dimensión de la sección transversal = 25 cm

Ahora se procedió a diseñar el refuerzo horizontal y vertical en la zona del alma del muro de corte por medio de diseño por corte.

$$Vu = 40.04 \text{ ton}$$

$$d = 0.8 * 4.25 = 0.8 * 4.25 = 3.4 \text{ m}$$

$$\frac{hm}{lm} = 4.52 > 2 \rightarrow \alpha = 0.53 \text{ (Muro esbelto)}$$

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * (\sqrt{210} * 10) * 0.25 * 3.4 = 55.49 \text{ ton}$$

$$\phi Vn = 0.85 * 2.6 * (\sqrt{210} * 10) * 0.25 * 3.4 = 272.22 \text{ ton} > 55.49 \text{ ton (OK)}$$

$$\text{Como } Vu > 0.5 * \phi Vc \rightarrow \rho_{horizontal} \geq 0.0025; \rho_{vertical} \geq 0.0025$$

A continuación, utilizaremos el método de capacidad para verificar si las cuantías mínimas obtenidas en el diseño por corte serán adecuadas para asegurar una falla dúctil del elemento. Con los siguientes datos  $Vua = 40.04$  ton,  $Mua = 176.24$  ton.m y  $Mn = 600$  ton.m se obtuvieron los siguientes resultados.

$$\frac{Mn}{Mu} = \frac{600}{176.24} = 3.40 < R = 5.4 \text{ (OK)}$$

$$Vu \text{ (capacidad)} = 40.04 * 3.40 = 136.30 \text{ ton} < \phi Vn \text{ (OK)}$$

$$Vs = \frac{Vu(\text{capacidad})}{\phi} - Vc = \frac{136.30}{0.85} - 65.28 = 95.06 \text{ ton}$$

$$2 \text{ mallas de } \frac{1''}{2} = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{Ash * fy * d}{Vs} = \frac{2.58 * 4200 * 340}{95060} = 38.76 \text{ cm} = 35 \text{ cm}$$

$$\rho_{\text{horizontal}} = \frac{Vs}{Acw * fy} = \frac{95.06}{(3.40 * 0.25) * 4200 * 10} = 0.0027 > 0.0025$$

$$\rho_{\text{vertical}} = 0.0025 + 0.5 * (2.5 - 4.52) * (0.0027 - 0.0025) = 0.0023$$

$$\rho_{\text{vertical}} = 0.0023 < 0.0025, \text{ entonces se usar\'a el } \rho_{\text{max}}$$

Por \u00faltimo, el espaciamiento para el acero longitudinal y transversal se ver\'a a continuaci3n.

$$S_{\text{horizontal}} = \frac{1.42}{0.0027 * 25} = 21.03 \text{ cm} \rightarrow \text{Se utilizar\'a 2 mallas de } 3/8'' @ 0.20 \text{ m}$$

$$S_{\text{vertical}} = \frac{1.42}{0.0025 * 25} = 22.72 \text{ cm} \rightarrow \text{Se utilizar\'a 2 mallas de } 3/8'' @ 0.20 \text{ m}$$

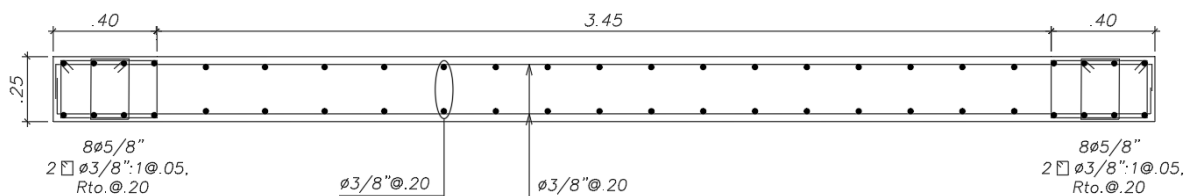
Se presentar\'a el dise\u00f1o final de la placa en la siguiente figura.

### Figura 47

Dise\u00f1o final de la placa P-5

### PLACA P-5

ESC.: 1/25



Nota: Elaboraci3n propia

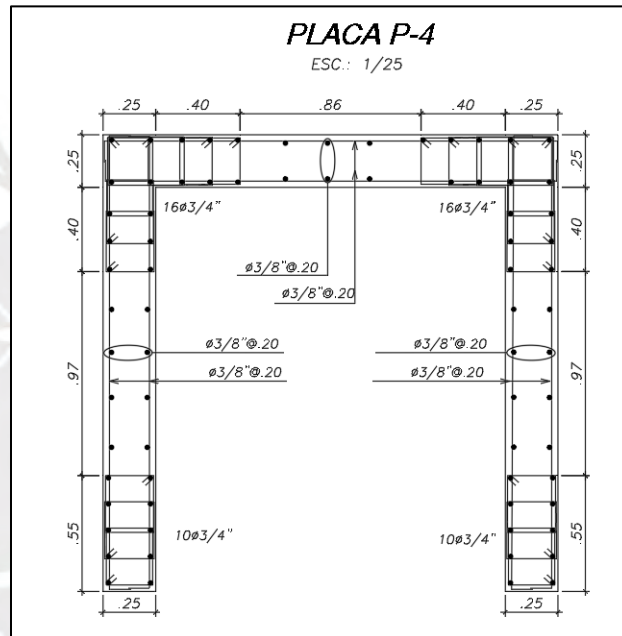
## DISEÑO DE LA PLACA P-4

### Diseño de flexocompresión

Para el diseño de la placa P-4 de forma U ubicada en la zona del ascensor con cuatro núcleos confinados. Con dicha distribución, se obtuvieron los siguientes diagramas de interacción en X e Y.

**Figura 48**

*Distribución de acero propuesto de la placa P-4*



Nota: Elaboración propia

**Tabla 58**

*Cargas de la placa P-4*

CASOS	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
CM	-169.67	-0.80	1.74	13.59	-0.12
CV	-19.83	-0.12	0.41	4.02	0.15
SISMO XX	64.65	2.64	51.19	575.70	7.73
SISMO YY	10.75	24.27	3.38	10.68	88.38

Nota: Elaboración propia

**Tabla 59**

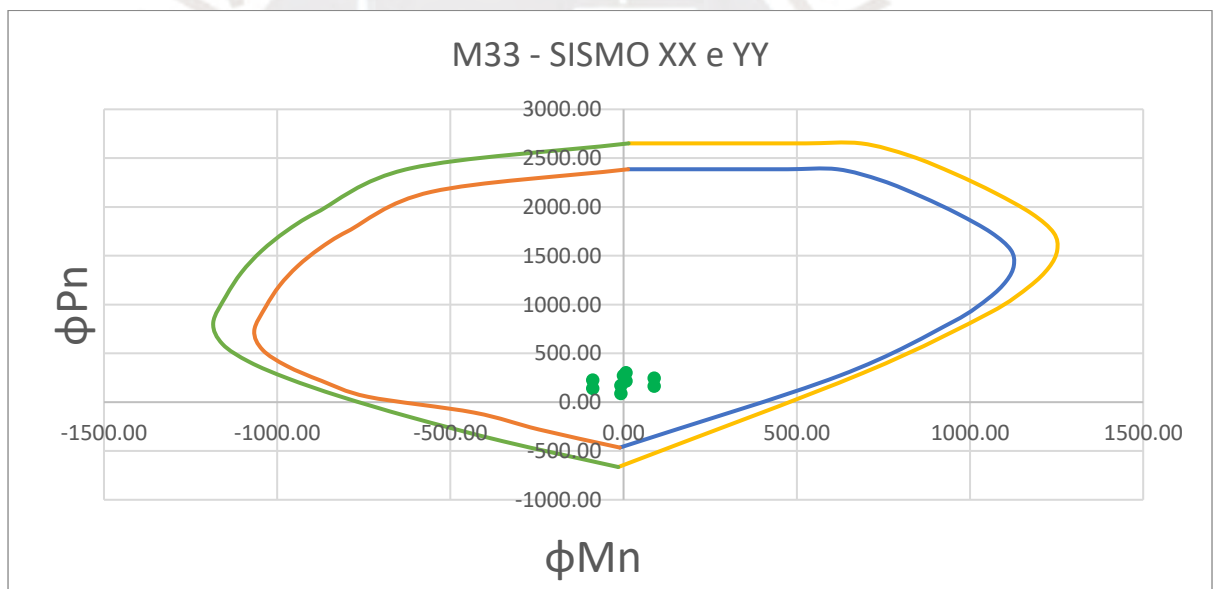
*Combinaciones de la placa P-4*

		P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
SISMO XX	1.4CM+1.7CV	271.25	-1.34	3.13	25.85	0.10
	1.25CM+1.25CV+SX	301.52	1.48	53.87	597.70	7.78
	1.25CM+1.25CV-SX	172.23	-3.80	-48.50	-553.70	-7.68
	0.9CM+SX	217.35	1.91	52.75	587.93	7.63
	0.9CM-SX	88.05	-3.36	-49.62	-563.47	-7.84
SISMO YY	1.25CM+1.25CV+SY	247.62	23.11	6.07	32.68	88.42
	1.25CM+1.25CV-SY	226.13	-25.43	-0.69	11.33	-88.33
	0.9CM+SY	163.45	23.55	4.94	22.90	88.27
	0.9CM-SY	141.95	-24.99	-1.82	1.55	-88.48

Nota: Elaboración propia

**Figura 49**

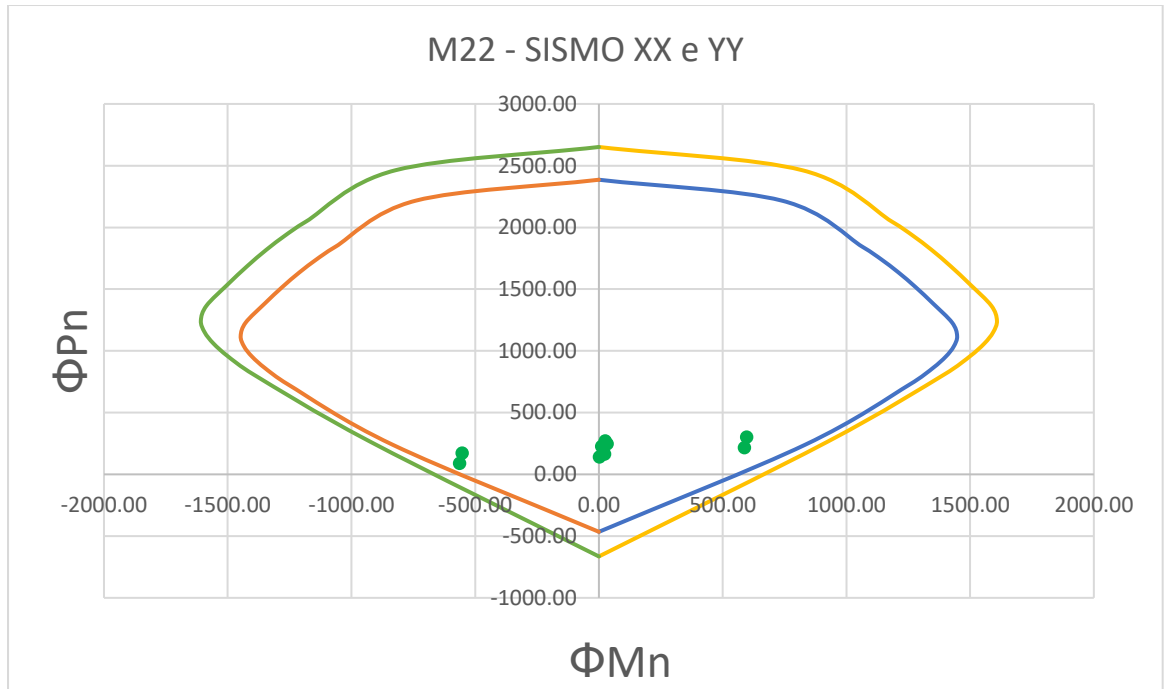
Diagrama de interacción M33 de la placa P-4



Nota: Elaboración propia

**Figura 50**

*Diagrama de interacción M22 de la placa P-4*



Nota: Elaboración propia

Se puede contemplar que los puntos se encuentran en el interior de los diagramas de M33 y M22 respectivamente, por lo que el acero instalado en los núcleos de confinamiento cumple con el diseño.

#### **Verificación de condición de borde**

Para la verificación de borde en los extremos de la placa se utilizaron los siguientes datos para luego obtener de manera manual el “C” y compararla con el “Clim” como dicta la norma.

$$\text{Desplazamiento inelástico} = 10.37 \text{ mm}$$

$$\frac{\Delta\delta u}{hm} = \frac{10.37}{19.22 * 1000} = 0.00056 \leq 0.005 \rightarrow \frac{\Delta\delta u}{hm} = 0.005$$

$$Clim = \frac{2.17}{600 * 0.005} * 100 = 72 \text{ cm}$$

Ahora calcularemos el eje neutro de la placa en la dirección más crítica y se mostrarán los cálculos en la siguiente placa:

**Tabla 60***Verificación de condición de borde de placa P-4*

c (cm)	70.9							
Parámetro	Área (cm <sup>2</sup> )	Cantidad	Área total (cm <sup>2</sup> )	d (cm)	d-c (cm)	Esi	fsi final (kg/cm <sup>2</sup> )	Fuerza (tnf)
Concreto	3013.25	1	3013.25	0	0	0	-179	-538
f1	2.84	16	45.44	27.5	-43.4	-0.0018	-3673	-167
f2	0.71	4	2.84	75	4.1	0.0002	347	1
f3	0.71	4	2.84	95	24.1	0.0010	2039	6
f4	0.71	4	2.84	115	44.1	0.0019	3732	11
f5	0.71	4	2.84	135	64.1	0.0027	4200	12
f6	2.84	12	34.08	172	101.1	0.0043	4200	143
f7			62.48	204.5	133.6	0.0057	4200	262
								-270

Nota: Elaboración propia

A partir de los resultados como el eje neutro (c) es menor a C límite, la placa 4 no requiere confinamiento en los extremos.

**Diseño por corte y capacidad**

Se realiza el mismo procedimiento de diseño que la placa P-5. Se obtiene  $M_u = 597.70 \text{ ton.m}$  y  $V_u = 53.87 \text{ ton}$ . Los cálculos respectivos se mostrarán a continuación.

- $L_m = 2.13 \text{ m}$
- $\frac{M_u}{4V_u} = 2.77 \text{ m}$
- *Altura de dos pisos = 5.62 m*

La altura de confinamiento es el máximo de los 3 puntos, por lo que la altura para el diseño es de 5.62 m.

El espaciamiento dentro de la zona de confinamiento de los estribos, según la norma, es el menor de los siguientes criterios, por lo que se obtiene S es 15 cm.

- 10 db longitudinal = 15.9 cm
- Menor dimensión de la sección transversal = 25 cm

- 25 cm

Para el espaciamiento fuera de la zona de confinamiento es el menor de los siguientes puntos, es así que S es 25 cm.

- 16 db longitudinal = 25.44 cm
- 48 diámetro de estribo = 45.6 cm
- Menor dimensión de la sección transversal = 25 cm

Ahora se procedió a diseñar el refuerzo horizontal y vertical en la zona del alma del muro de corte por medio de diseño por corte.

$$Vu = 53.87 \text{ ton}$$

$$d = 0.8 * 2.13 = 1.70 \text{ m}$$

$$\frac{hm}{lm} = 9.04 > 2 \rightarrow \alpha = 0.53 \text{ (Muro esbelto)}$$

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * (\sqrt{210} * 10) * 0.25 * 1.7 = 27.75 \text{ ton}$$

$$\phi Vn = 0.85 * 2.6 * (\sqrt{210} * 10) * 0.25 * 1.7 = 136.11 \text{ ton} > 27.75 \text{ ton (OK)}$$

$$\text{Como } Vu > 0.5 * \phi Vc \rightarrow \rho_{horizontal} \geq 0.0025; \rho_{vertical} \geq 0.0025$$

Se utiliza el método de capacidad con los siguientes datos  $Vua = 53.87$  ton,  $Mua = 597.70$  ton.m y  $Mn = 900$  ton.m y se obtuvieron los siguientes resultados.

$$\frac{Mn}{Mua} = \frac{900}{597.7} = 1.51 < R = 5.4 \text{ (OK)}$$

$$Vu \text{ (capacidad)} = \left(\frac{53.87}{2}\right) * 1.51 = 40.56 \text{ ton} < \phi Vn \text{ (OK)}$$

$$Vs = \frac{Vu(\text{capacidad})}{\phi} - Vc = \frac{40.56}{0.85} - 32.64 = 15.08 \text{ ton}$$

$$\rho_{horizontal} = \frac{Vs}{Acw * fy} = \frac{15.08}{(1.70 * 0.25) * 4200 * 10} = 0.00084 < 0.0025$$

Entonces se utilizará el  $\rho_{horizontal} = 0.0025$

$$\rho_{vertical} = 0.0025 + 0.5 * (2.5 - 9.04) * (0.0025 - 0.0025) = 0.0025$$

$$\rho_{vertical} = 0.0025$$

Por último, el espaciamiento para el acero longitudinal y transversal se verá a continuación.

$$S_{horizontal} = \frac{1.42}{0.0025 * 25} = 22.72cm \rightarrow \text{Se utilizará 2 mallas de } 3/8'' @ 0.20m$$

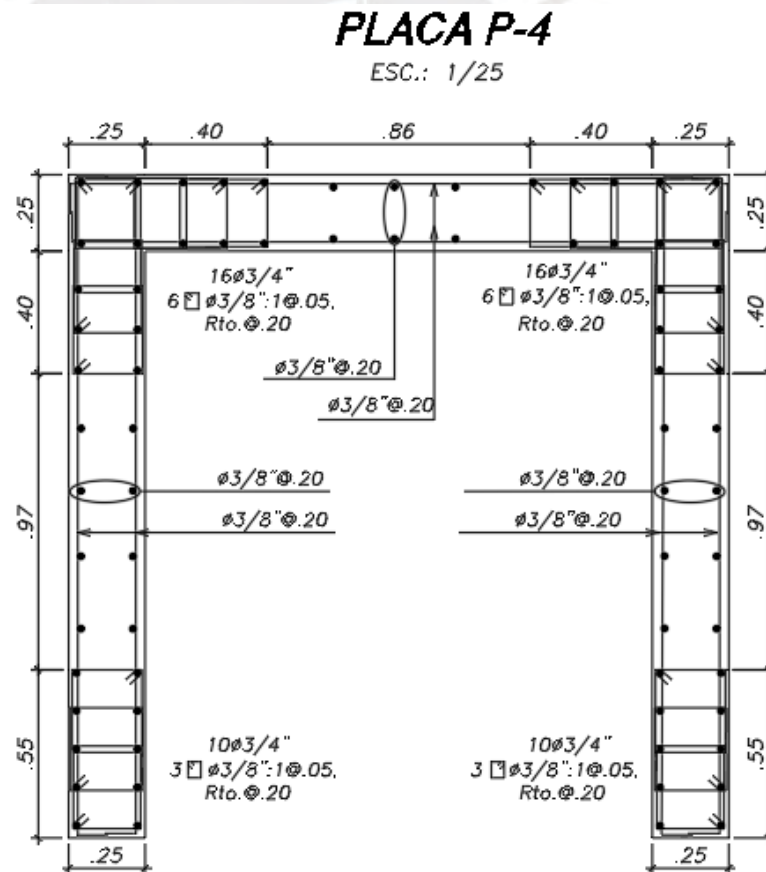
$$S_{vertical} = \frac{1.42}{0.0025 * 25} = 22.72cm \rightarrow \text{Se utilizará 2 mallas de } 3/8'' @ 0.20m$$

Asimismo, se realiza en la otra dirección con un  $V_{ua} = 24.99 \text{ ton.m}$ ,  $M_{ua} = 88.48 \text{ ton.m}$  y  $M_n = 690 \text{ ton.m}$ , por lo que se obtuvo un espaciamiento vertical y horizontal de 2 mallas de  $3/8'' @ 0.20m$ .

Se presentará el diseño final de la placa P-4 en la siguiente figura.

**Figura 51**

*Diseño final de la placa P-4*



Nota: Elaboración propia

## 8. CAPÍTULO 8: DISEÑO DE CIMENTACIONES

Las cargas de gravedad y sísmicas son transferidas a la cimentación por elementos estructurales como placas y columnas y así terminen transmitidas al suelo. Por eso, es necesario llevar a cabo un Estudio de Mecánica del Suelo (EMS), ya que es esencial obtener las propiedades del suelo para un diseño de cimentación adecuado.

El suelo tiene una capacidad portante estimada de 4 kg/cm<sup>2</sup> y un peso específico de 1900 kg/m<sup>3</sup>, debido a que el edificio se encuentra en el distrito de Miraflores. El proyecto presenta cimentaciones aisladas, combinadas y conectadas por vigas de cimentación. A continuación, se mostrarán los parámetros físicos del estrato de la edificación que se utilizaron.

**Tabla 61**

*Parámetros físicos del suelo*

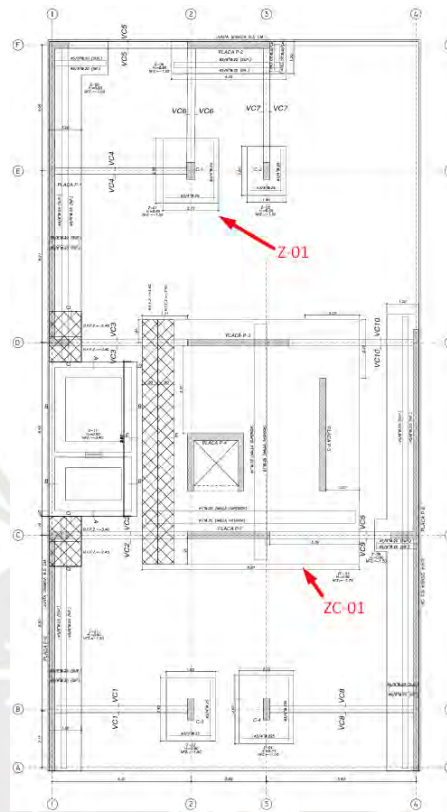
q admisible (kg/cm <sup>2</sup> )	4
Peso específico (kg/cm <sup>3</sup> )	1900
Df (m)	1.5
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210
fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200

Nota: Elaboración propia

La ubicación de la zapata aislada Z-01 y de la zapata combinada ZC-01 a analizar se muestra a continuación.

**Figura 52**

*Ubicación de las zapatas Z-01 y ZC-01*



Nota: Elaboración propia

### 8.1. Diseño de Zapata aislada

Para demostrar el diseño, se optó por elegir a la zapata que corresponde a la columna C-01. Para eso, en primer lugar, se extrajeron las cargas por separado que corresponden a la carga muerta, carga viva y cargas de sismo. En este punto es importante aclarar que las cargas de sismo, las cuales, según indica la norma E.060 (2009), para que se asimilen como cargas de servicio, deben ser reducidas al 80% de su valor, dado que estas ya vienen amplificadas por los factores sísmicos.

A continuación, se mostrarán las cargas de la columna C-1 en la base de la estructura.

**Tabla 62***Cargas de la zapata Z-1*

Cargas	P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
CM	-148.81	-0.0018	-0.89
CV	-31.45	-0.0004	-0.18
SISMOXX	0.02	0.18	0.03
SISMO YY	-0.11	0.00	-0.74
SDISXMAX	0.05	0.35	0.29
SDISYMAX	-0.15	0.22	-1.22

Nota: Elaboración propia

Respecto de esta tabla, los valores resaltados son los que se utilizaron para el diseño, mientras que, los no resaltados son valores que sirvieron para identificar el sentido de las cargas cuando se asume un sismo positivo o negativo en X o Y respectivamente. Por consiguiente, las cargas a utilizar se resumen en la siguiente tabla:

**Tabla 63***Resumen de cargas de Z-1*

<b>CARGAS DE GRAVEDAD</b>			
Pd (ton)	148.81	PL (ton)	31.45
MDyy (ton.m)	-0.0018	MDxx (ton.m)	-0.89
MLyy (ton.m)	-0.0004	MLxx (ton.m)	-0.18
<b>CARGAS DE SISMO</b>			
Psx (ton)	-0.04	Psy (ton)	0.12
MSXyy (ton.m)	0.28	MSYxx (ton.m)	-0.97

Nota: Elaboración propia

**8.1.1. Cálculo de fuerzas en la base**

La columna C-1 se encuentra centrada en la zapata de peralte igual a 65 cm y se toman volados de la misma longitud en ambas direcciones. A continuación, se detalla el procedimiento seguido para la obtención de fuerzas.

- Cálculo de dimensiones de la zapata:

$$DX = 0.3 \text{ m}$$

$$DY = 0.65 \text{ m}$$

$$\text{Voladizo} = 0.90 \text{ m}$$

$$\rightarrow Lx = 0.3 + 2 * 0.90 = 2.1 \text{ m}$$

$$\rightarrow Ly = 0.65 + 2 * 0.90 = 2.45 \text{ m}$$

- Cálculo de fuerzas en la base de la zapata:

$$h = 0.65 \text{ m}$$

$$W_{\text{suelo}} = 1.9 * (1.5 - 0.65) * 2.1 * 2.45 = 8.31 \text{ ton}$$

$$W_{\text{zapata}} = 2.4 * 0.65 * 2.1 * 2.45 = 8.03 \text{ ton}$$

$$P = 148.81 + 31.45 + 8.03 + 8.31 = 196.59 \text{ ton}$$

$$M_{x\text{serv}} = -0.0018 - 0.0004 = -0.0022 \text{ t.m}$$

$$M_{y\text{serv}} = -0.89 - 0.18 = -0.107 \text{ t.m}$$

### 8.1.2. Cálculo de esfuerzo de servicio

Para ello se emplearon las fórmulas de esfuerzos considerando momentos y fuerza axial.

$$\sigma_x = \frac{P}{A} \pm \frac{6My}{Ly * Lx^2}$$

$$\sigma_y = \frac{P}{A} \pm \frac{6Mx}{Lx * Ly^2}$$

Con ello, se obtuvo lo siguiente:

$$\rightarrow \sigma_x = \frac{196.59}{2.1 * 2.45} \pm \frac{6 * (-0.107)}{2.45 * 2.1^2}$$

$$\rightarrow \sigma_y = \frac{86.41}{2.1 * 2.45} \pm \frac{6 * (-0.0022)}{2.1 * 2.45^2}$$

$$\rightarrow \sigma_{x\text{max}} = 38.21 \text{ t/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{y\text{max}} = 37.70 \text{ t/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{x\text{min}} = 38.21 \text{ t/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{y\text{min}} = 38.72 \text{ t/m}^2$$

Dado que todos estos valores son menores que el esfuerzo admisible del terreno. Entonces, las dimensiones obtenidas cumplen con la verificación por gravedad.

### 8.1.3. Cálculo de esfuerzo de sismo

Para este cálculo, se emplearon las mismas fórmulas que en 8.1.2., pero añadiendo las cargas y momentos de sismos.

$$\sigma_x = \frac{P \pm P_{xsismo}}{A} \pm \frac{6(M_{xserv} \pm M_{xsismo})}{Ly * Lx^2}$$

$$\sigma_y = \frac{P \pm P_{ysismo}}{A} \pm \frac{6(M_{yserv} \pm M_{ysismo})}{Lx * Ly^2}$$

En ese sentido, en primer lugar, se calcularon las combinaciones de carga de sismo lo cual se resume en la siguiente tabla:

**Tabla 64**

*Combinaciones de sismo de la zapata Z-1*

Cargas	Serv+0.8SismX	Serv-0.8SismX	Serv+0.8SismY	Serv-0.8SismY
P (ton)	196.55	196.62	196.71	196.47
M (ton.m)	0.28	-0.28	-2.04	-0.10

Nota: Elaboración propia

Con ello, se obtuvo lo siguiente:

**Positivo:**

$$\rightarrow \sigma_{xmax} = 38.36 \text{ t/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{ymax} = 37.26 \text{ t/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{xmin} = 38.05 \text{ t/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{ymin} = 39.21 \text{ t/m}^2$$

**Negativo:**

$$\rightarrow \sigma_{xmax} = 38.06 \text{ t/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{ymax} = 38.14 \text{ t/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{xmin} = 38.37 \text{ t/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{ymin} = 38.23 \text{ t/m}^2$$

En este caso, la norma E.060 (2009), especifica que los esfuerzos de sismo deben ser inferiores que 1.3 veces el esfuerzo admisible del suelo. En ese sentido, dado que dicho valor es igual a  $52 \text{ ton}/\text{m}^2$ , se concluye que las dimensiones de la zapata cumplen con esta verificación porque ningún esfuerzo resultante excedió a  $1.3 \text{ qadm}$ .

#### 8.1.4. Verificación de punzonamiento

Esta verificación se realiza para los voladizos en X e Y de la zapata, los cuales consideran un ancho tributario de un metro. Para ello, en primer lugar, se determina el esfuerzo último a usar, el cual resulta de la combinación de servicio desfavorable; no obstante, se optará por un diseño conservador, donde se utilizará el mayor valor de los esfuerzos calculados para sismo y servicio, los cuales son multiplicados por 1.25 y 1.5 respectivamente. La siguiente tabla resume lo mencionado:

**Tabla 65**

*Esfuerzos últimos*

Cargas	$\sigma_u \left( \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right)$
Gravedad	60
SISMO X	47.84
SISMO Y	48.20

Nota: Elaboración propia

Lo que se determinó, es que el mayor esfuerzo último proviene de la verificación por gravedad y, por tanto, su valor será de  $60 \text{ t}/\text{m}^2$ . Ya con este valor determinado, se calcula  $A_o$ ,  $\beta$ ,  $\alpha$ ,  $d$  y  $b_o$ , para poder hallar la cortante última y verificar que sea menor que la menor resistencia al corte de la zapata.

$$\beta = 0.65/0.30 = 2.17$$

$$\alpha = 40 \text{ (columna centrada)}$$

$$b_o = 4 * 0.55 + 2 * (0.30 + 0.65) = 4.10 \text{ m}$$

$$A_o = (0.30 + 0.55) * (0.65 + 0.55) = 1.02 \text{ m}^2$$

$$V_u = 60 * (2.45 * 2.1 - 1.02) = 247.50 \text{ ton}$$

Se halla la resistencia al corte y tomamos el más crítico, el cual es el menor de los 3 resultados obtenidos.

$$V_{c1} = \left(0.53 + \frac{1.1}{\beta}\right) * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

$$V_{c1} = (0.53 + 1.1/2.17) * \sqrt{210} * 410 * 55 = 339.10 \text{ t}$$

$$V_{c2} = 0.27(2 + \alpha/b_o) * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

$$V_{c2} = 0.27(2 + 40/410) * \sqrt{210} * 410 * 50 = 1037.25 \text{ ton}$$

$$V_{c3} = 1.1 * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

$$V_{c3} = 1.1 * \sqrt{210} * 410 * 55 = 359.46 \text{ t}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 339.10 = 288.23 \text{ t}$$

Finalmente, como 247.50 ton es menor que 288.23 ton, la zapata no fallará por punzonamiento.

#### 8.1.5. Verificación de cortante

Para esta verificación, se considera un elemento de dimensiones  $m \times h \times 1$ , donde "m" es el resultado de restarle "d" al voladizo. En ese sentido, se obtuvo que  $m = 0.90 - 0.55 = 0.35 \text{ m}$ . Ya con este valor se calcula la cortante última ( $V_u$ ) y la resistencia al corte de la sección ( $V_c$ ).

$$V_u = \sigma_u * m * 1 = 60 * 0.25 * 0.1 = 21 \text{ ton}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * 100 * d = 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 55 = 42.24 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 42.24 = 35.91 \text{ ton}$$

Finalmente, como 35.91 ton es mayor que 21 ton, se está cumpliendo con la verificación por cortante. Cabe mencionar que este cálculo es el mismo para los lados X e Y, dado que su longitud de voladizo es la misma.

### 8.1.6. Diseño por flexión

El diseño por flexión para una zapata aislada se asemeja a la de una viga en voladizo y, como se diseña de tal manera que los esfuerzos que llegan al suelo sean solo de compresión, la parrilla solo se coloca en la parte inferior de la zapata.

Bajo estas consideraciones, en primer lugar, para diseñar el refuerzo, se calcula el momento último para un metro de ancho de zapata, el cual viene dado por la siguiente fórmula:

$$Mu = 0.5 * \sigma u * 1 * volado^2 = 0.5 * 60 * 1 * 0.90^2 = 24.30 \text{ t.m}$$

Luego, a partir de este valor, se emplean las fórmulas de diseño por flexión para vigas. A continuación, se detalla el procedimiento.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{0.85 * f'c * 0.9 * b}}$$

$$a = 55 - \sqrt{55^2 - \frac{2 * 24.30 * 10^5}{0.85 * 210 * 0.9 * 100}} = 2.82 \text{ cm}$$

$$As_{req} = \frac{0.85 f'c * a * b}{fy} = \frac{0.85 * 210 * 2.82 * 100}{4200} = 12.00 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 65 = 11.70 \text{ cm}^2$$

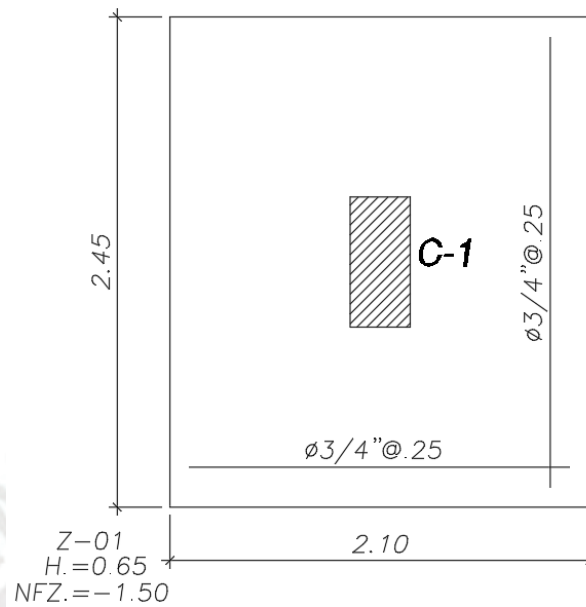
En este caso, como el  $As_{min} < As_{requerido}$ , este se consideró igual a  $12.00 \text{ cm}^2$ . Se utilizaron varillas de 3/4" y se obtuvo el siguiente espaciamiento:

$$S = \frac{1}{\#Varillas \text{ 3/4"} } = \frac{1}{\frac{12}{2.85}} = 0.24 \text{ cm} = 0.25 \text{ cm}$$

Se obtiene un espaciamiento de 3/4" @ 0.25 cm en ambas direcciones, ya que se tiene la misma longitud de voladizo.

**Figura 53**

*Diseño final de la zapata Z-1*



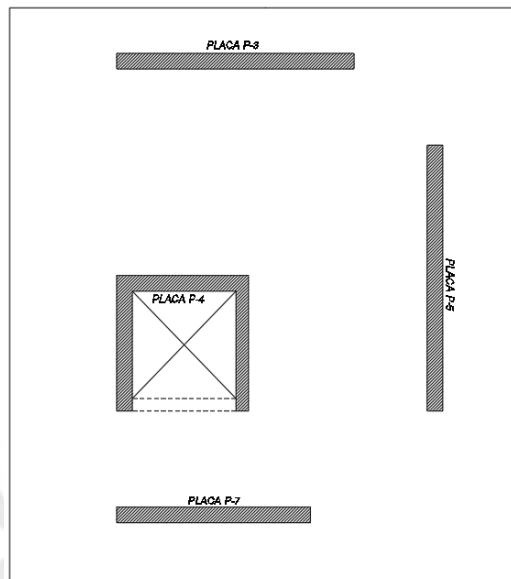
Nota: Elaboración propia

## 8.2. Diseño de zapata combinada

En este caso, el predimensionamiento de una zapata combinada se basa en varios factores, entre ellos el tipo de suelo de la cimentación, las cargas verticales que soportará la zapata y los momentos que pueden producir dependiendo donde se ubiquen los elementos estructurales, es por ello que se va a demostrar, a continuación, el predimensionamiento de la zapata combinada ZC-01 que involucra a las placas 3, 4, 5 y 7, donde quedan ubicadas en la zona de ascensor y escaleras.

### Figura 54

Placas que carga la zapata combinada ZC-01



Nota: Elaboración propia

De esta manera, se determinó que la resultante se ubicaba en  $X=4.10$  m e  $Y=+4.60$  m. Es entonces que, para todas las combinaciones, gravedad y sismo, se trasladaron las fuerzas de las placas a dicho centroide y se obtuvieron las siguientes cargas para la zapata combinada:

**Tabla 66**

Cargas de la zapata combinada ZC-01

<b>CARGAS DE GRAVEDAD</b>			
Pd (ton)	756.90	PL (ton)	121.77
MDyy (ton.m)	-216.24	MDxx (ton.m)	-229.56
MLyy (ton.m)	-37.31	MLxx (ton.m)	-46.28
<b>CARGAS DE SISMO</b>			
Psx (ton)	1.18	Psy (ton)	0.55
MSXyy (ton.m)	2834.58	MSYxx (ton.m)	-129.08

Nota: Elaboración propia

### 8.2.1. Cálculo de fuerzas en la base

Se realizan los mismos pasos que en una zapata aislada para el cálculo de fuerzas en la base a continuación.

- Cálculo de dimensiones de la zapata y su inercia respectiva:

$$\rightarrow Lx = 8.2 \text{ m}$$

$$\rightarrow Ly = 9.2 \text{ m}$$

$$\rightarrow Ixx = 532.10 \text{ m}^4$$

$$\rightarrow Iyy = 422.72 \text{ m}^4$$

$$\rightarrow Cx = 4.1 \text{ m}$$

$$\rightarrow Cy = 4.6 \text{ m}$$

- Cálculo de fuerzas en la base de la zapata:

$$P = 756.90 + 121.77 + 162.95 = 1041.61 \text{ ton}$$

$$Mx_{serv} = -229.56 - 43.28 = -272.84 \text{ t.m}$$

$$My_{serv} = -216.24 - 37.31 = -253.55 \text{ t.m}$$

### 8.2.2. Cálculo de esfuerzo de servicio

Se emplearon las fórmulas para el cálculo de esfuerzos de gravedad para verificar que la zapata no supere la carga admisible.

$$\sigma_x = \frac{P}{A} \pm \frac{Myy * Cx}{Iyy}$$

$$\sigma_x = \frac{P}{A} \pm \frac{Mxx * Cy}{Ixx}$$

Se obtuvieron los siguientes resultados del análisis por gravedad:

$$\rightarrow \sigma_{xmax} = 11.35 \text{ t/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{ymax} = 11.45 \text{ t/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{xmin} = 16.27 \text{ t/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{ymin} = 16.17 \text{ t/m}^2$$

Se observa que todos estos valores son menores que el esfuerzo admisible del terreno sin problema alguno, por lo que las dimensiones cumplen con la verificación por gravedad.

### 8.2.3. Cálculo de esfuerzo de sismo

Luego de utilizar las siguientes fórmulas, se resumen los resultados de las combinaciones de cargas de ZC-01 en la siguiente tabla.

$$Px = Pd + Pl + Psx$$

$$Py = Pd + Pl + Psy$$

$$Myy = MDyy + MLyy + MSXyy$$

$$Mxx = MDxx + MLxx + MSYxx$$

**Tabla 67**

*Combinaciones de sismo de ZC-01*

Cargas	Serv+0.8SismX	Serv-0.8SismX	Serv+0.8SismY	Serv-0.8SismY
P (ton)	1042.80	1040.43	1042.16	1041.07
M (ton.m)	2581.03	-3088.12	-411.86	-133.82

Nota: Elaboración propia

Los esfuerzos positivos y negativos de X e Y se obtienen del mismo modo que en 8.2.2. y se mostrarán a continuación.

**Positivo:**

$$\rightarrow \sigma_{xmax} = 38.86 \text{ t/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{ymax} = 10.25 \text{ t/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{xmin} = -11.21 \text{ t/m}^2 \text{ (Tracción)}$$

$$\rightarrow \sigma_{ymin} = 17.37 \text{ t/m}^2$$

**Negativo:**

$$\rightarrow \sigma_{xmax} = -16.16 \text{ t/m}^2 \text{ (Tracción)}$$

$$\rightarrow \sigma_{ymax} = 12.64 \text{ t/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{xmin} = 43.74 \text{ t/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{ymin} = 14.96 \text{ t/m}^2$$

Se observa que todos los esfuerzos de sismo más gravedad son inferiores a 1.3 veces del esfuerzo admisible del terreno ( $q_{adm}$ ), pero vemos

esfuerzos en tracción, por lo que se procede a realizar el procedimiento de Meyerhoff donde la carga será distribuida constantemente en la zapata.

#### 8.2.4. Análisis por Meyerhoff

Primero se obtienen las excentricidades a partir de  $e=M/P$  y se resumiran los resultados en la siguiente tabla.

**Tabla 68**

*Excentricidades del sismo de la zapata combinada ZC-01*

Sismo +		Sismo -	
ex+	2.48	ex+	2.97
ey+	0.40	ey+	0.13

Nota: Elaboración propia

Finalmente, empleando la fórmula de esfuerzo de Meyerhof, se obtuvo lo siguiente:

$$\sigma_x = \frac{P}{2 * (\frac{Lx}{2} - e_x) * Ly}$$

$$\sigma_y = \frac{P}{2 * (\frac{Ly}{2} - e_y) * Lx}$$

**Tabla 69**

*Esfuerzos de sismo de la zapata combinada ZC-01*

SISMO +		SISMO -	
$\sigma_x \left(\frac{ton}{m^2}\right)$	34.88	$\sigma_x \left(\frac{ton}{m^2}\right)$	49.96
$\sigma_y \left(\frac{ton}{m^2}\right)$	15.11	$\sigma_y \left(\frac{ton}{m^2}\right)$	14.20

Nota: Elaboración propia

Como se observa, en este caso los esfuerzos de servicio y de sismo son menores que a 1.3 q adm., por ende, las dimensiones  $Lx=8.2$  m y  $Ly=9.2$  m cumplen con las solicitaciones de sismo y servicio, por lo que se verifican los criterios

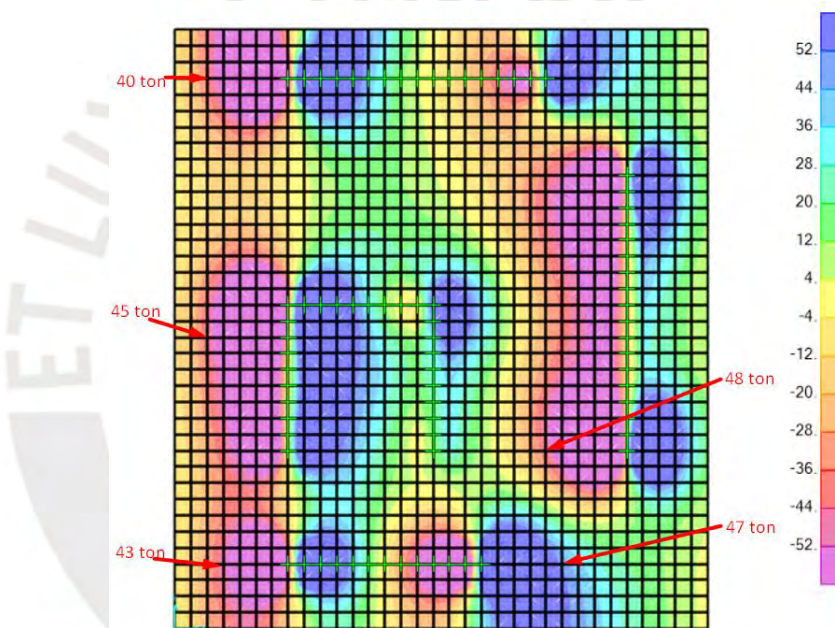
establecidos en la norma para así garantizar la adecuada resistencia y estabilidad de la zapata combinada ante las cargas actuantes.

### 8.2.5. Verificación al corte

Para verificar la resistencia al corte de esta zapata combinada, se optó por realizar el modelo en SAP2000 como un elemento tipo shell con la carga distribuida más desfavorable. A continuación, se mostrarán las cortantes V13 y V23 de la zapata.

**Figura 55**

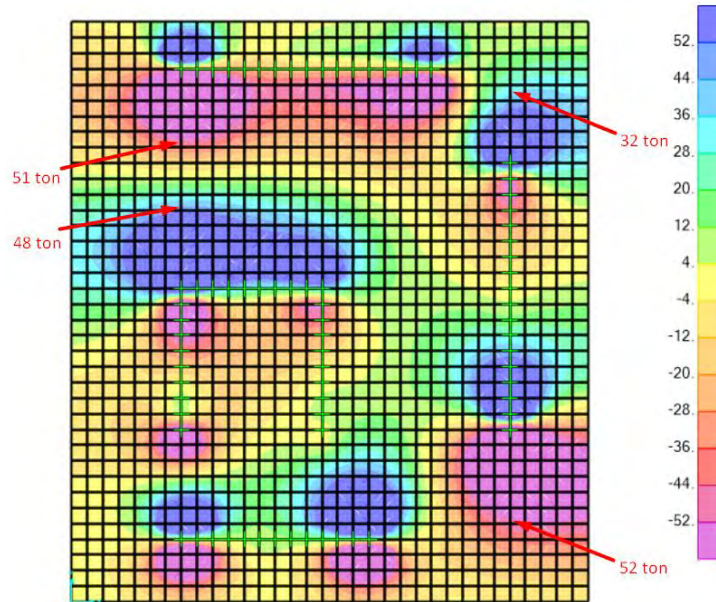
*DFC en dirección V13 de ZC-01*



Nota: Elaboración propia

**Figura 56**

*DFC en dirección V23 de ZC-01*



Nota: Elaboración propia

La resistencia al corte de la zapata combinada es la siguiente

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * 100 * d = 0.85 * \sqrt{210} * 100 * 80 = 52.23 \text{ ton}$$

Se obtuvo que la cortante máxima es 52 ton, lo cual es inferior que  $\phi V_c$ , por lo tanto, la sección cumple la verificación por corte.

### 8.2.6. Verificación al punzonamiento

Para verificar por punzonamiento la zapata ZC-01 se necesitan las siguientes fórmulas:

$$V_u = P_u - \sigma_u * A_o$$

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

Y por último verificar que  $V_u < \phi V_c$  en cada columna, si no se llega a cumplir dicha verificación se deberá aumentar el peralte.

Tomamos de ejemplo la placa P-3 (3.8 x 0.25 m):

$$A_o = (3.8 + 0.8) * (0.25 + 0.8) = 4.83 \text{ m}^2$$

$$b_o = 2 * ((3.8 + 0.8) + (0.25 + 0.8)) = 11.30 \text{ m}$$

$$V_u = 1.6 * (215.34 + 38.60) - 4.83 * 60 = 116.50 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * (1.06 * \sqrt{210} * 1130 * 80) / 1000 = 1180.33 \text{ ton}$$

Como  $V_u < \phi V_c$ , entonces se cumple la verificación por punzonamiento. Asimismo, se repetirá el mismo análisis para las demás placas y se resumirá en la siguiente tabla.

**Tabla 70**

*Verificación de punzonamiento de la placa P-5*

	<b>P-4</b>	<b>P-5</b>	<b>P7</b>
Ao (m <sup>2</sup> )	4.28	5.31	4.10
bo (m)	8.82	12.22	9.9
Vu (ton)	46.63	33.16	258.08
$\phi V_c$ (ton.m)	921.49	1276.43	1034.09

Nota: Elaboración propia

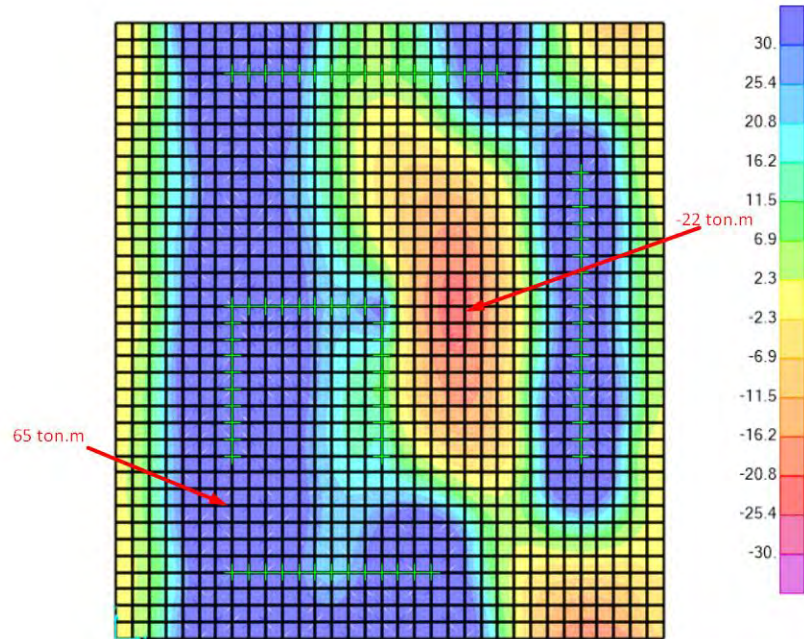
Se corrobora con todas las placas que  $V_u < \phi V_c$ , entonces la ZC-01 no fallará por punzonamiento.

### 8.2.7. Diseño por flexión

A partir del modelo de SAP2000, se obtienen los siguientes DMF en dirección M11 (dirección X) y M22 (dirección Y) respectivamente.

**Figura 57**

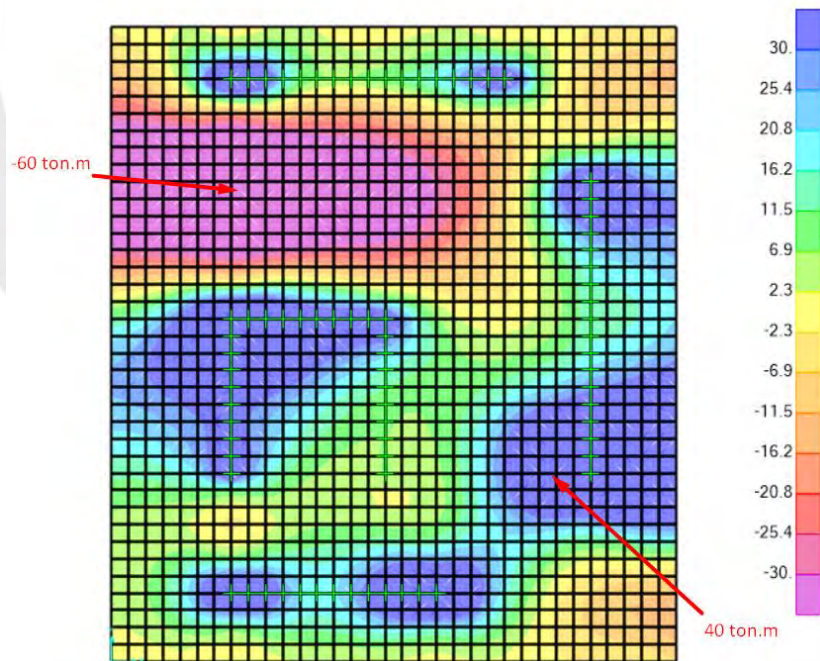
*DMF en dirección M11 de ZC-01*



Nota: Elaboración propia

**Figura 58**

*DMF en dirección M22 de ZC-01*



Nota: Elaboración propia

Los momentos hallados por flexión son

*En dirección X:*

$$Mu(-) = -22 \text{ ton.m}$$

$$Mu(+) = 65 \text{ ton.m}$$

En dirección Y:

$$Mu(-) = -60 \text{ ton.m}$$

$$Mu(+) = 40 \text{ ton.m}$$

El acero mínimo usado para la parrilla superior e inferior se muestra a continuación:

$$\text{Superior: } As_{min} = 0.0012 * 100 * 900 = 10.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Inferior: } As_{min} = 0.0018 * 100 * 900 = 16.2 \text{ cm}^2$$

Los cálculos se realizan de la misma manera que en 8.1.6. A continuación, se resumirán los cálculos de acero requerido de la malla superior e inferior de la zapata.

**Tabla 71**

*Resultados de diseño por flexión de ZC-01*

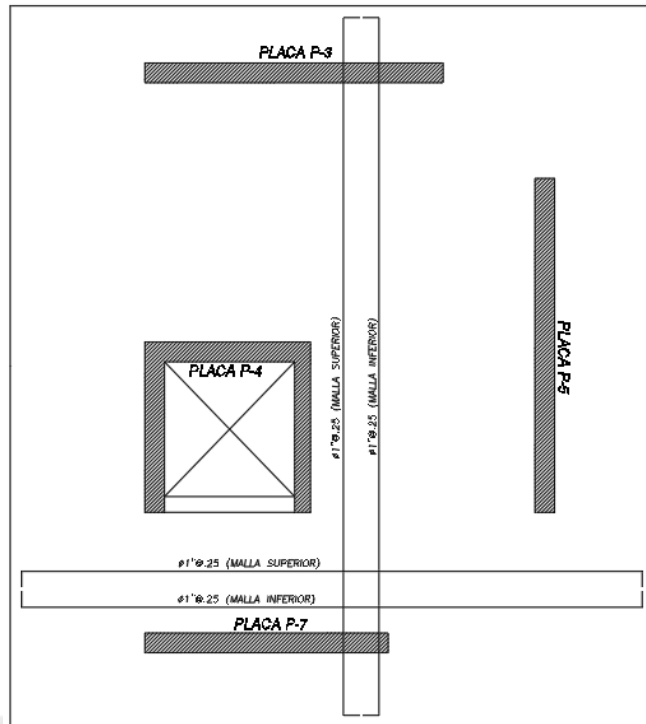
Dirección	Mu (ton.m)	As req (cm2)	As min (cm2)	As a usar	S (cm)
X	-22	7.2	10.8	1"	25
X	65	22.2	16.2	1"	25
Y	-60	19.29	10.8	1"	25
Y	40	13.5	16.2	1"	25

Nota: Elaboración propia

La distribución de acero, tanto en la malla superior e inferior, de la zapata es 1" @ 25 cm en ambos sentidos.

**Figura 59**

*Diseño final de la zapata combinada ZC-01*



ZC-01  
 H.=0.90  
 NFZ.=-1.50

Nota: Elaboración propia

## 9. CAPÍTULO 9: DISEÑO DE ESCALERAS

La escalera del presente proyecto se divide en cuatro tramos. Para el análisis estructural del elemento es muy similar a la de una viga apoyada en cada extremo. El paso (p), el contrapaso (cp) y la garganta (t) son los componentes principales de una

escalera. Las escaleras en viviendas deben tener una sobrecarga de 200 kg/m<sup>2</sup> según la norma E.020. A continuación, se muestra una tabla resumen de datos de la escalera.

**Tabla 72**

*Resumen de datos de la escalera típica*

Componentes	Longitud (cm)
Paso (p)	25 cm
Contrapaso (cp)	17 cm
Garganta (t)	15 cm

Nota: Elaboración propia

Primero, se halla el peso propio del tramo inclinado de escalera con la expresión.

$$W_{pp} = \gamma * \left( \frac{cp}{2} + \sqrt{1 + \frac{cp^2}{p}} \right) = 2400 * \left( \frac{0.17}{2} + \sqrt{1 + \frac{0.17^2}{0.25}} \right) = 639 \text{ kg/m}$$

Para efectos de diseño, se consideró una carga de piso terminado de 100 kg/cm<sup>2</sup>. También se tomó en cuenta una anchura de un metro durante el proceso de diseño.

Se halló la carga última del descanso y del tramo inclinado, para ello se determinó la CM y CV de dichos tramos respectivamente.

Descanso:

$$W_{cm_{descanso}} = 0.15 * 1 * 2.4 + 1 * 0.1 = 0.46 \text{ ton/m}$$

$$W_{cv_{descanso}} = 0.2 * 1 = 0.2 \text{ ton/m}$$

$$W_{u_{descanso}} = 1.4 * 0.46 + 1.7 * 0.2 = 0.98 \text{ ton/m}$$

Tramo inclinado:

$$W_{cm_{t. inclinado}} = 0.639 * 1 * 2.4 + 1 * 0.1 = 0.74 \text{ ton/m}$$

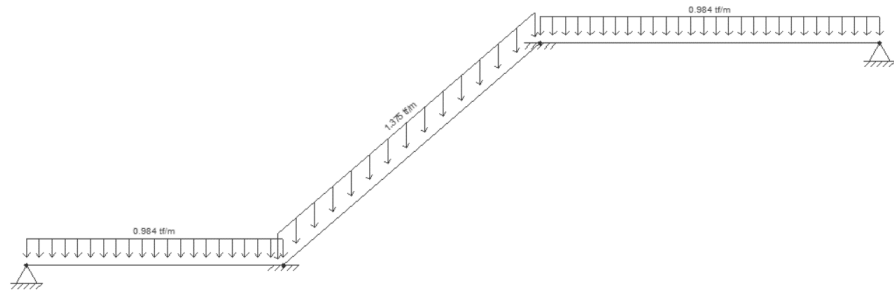
$$W_{cv_{t. inclinado}} = 0.2 * 1 = 0.2 \text{ ton/m}$$

$$W_{u_{t. inclinado}} = 1.4 * 0.74 + 1.7 * 0.2 = 1.38 \text{ ton/m}$$

A partir de las cargas últimas se obtiene el DMF y DFC de la escalera.

**Figura 60**

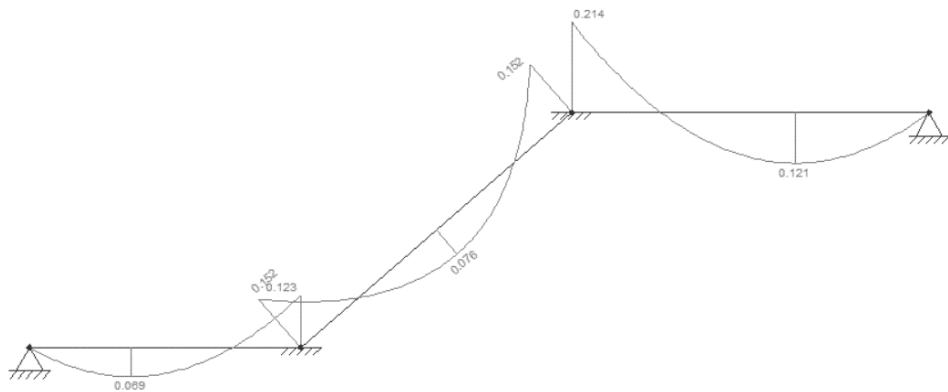
*Modelo de análisis de la escalera*



Nota: Elaboración propia

**Figura 61**

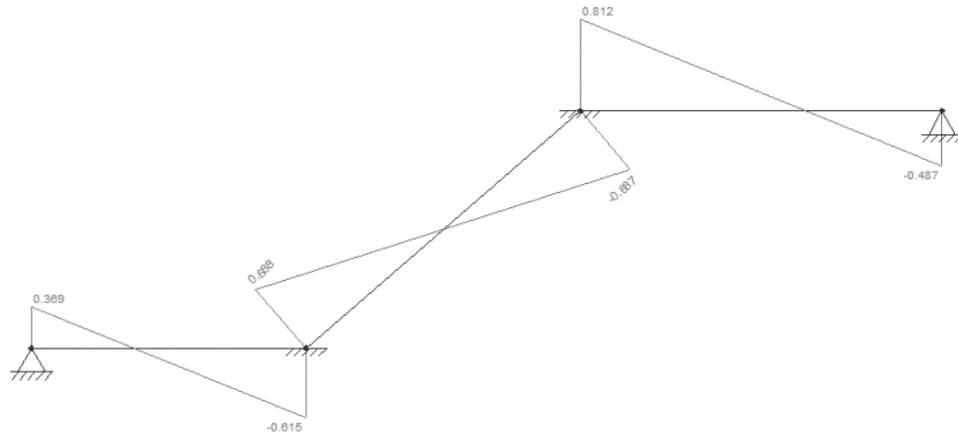
*DMF de la escalera*



Nota: Elaboración propia

**Figura 62**

*DFC de la escalera*



Nota: Elaboración propia

### 9.1. Diseño por flexión

**Tabla 73**

*Resultados de diseño por flexión de la escalera*

Mu (ton.m)	b (cm)	d (cm)	As requerido (cm <sup>2</sup> )
0.21	100	12	0.47

Se obtiene un acero requerido de 0.47 cm<sup>2</sup>, pero el acero mínimo que se solicita por temperatura es la siguiente.

$$0.0018 * b * d = 2.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Se optó por trabajar con el acero mínimo porque el acero necesario para el diseño por flexión es mucho menor. Todos los tramos de la escalera usaron barras de 3/8" con el siguiente espaciamiento.

$$S = \frac{0.71 \text{ cm}^2}{2.7 \text{ cm}^2} = 26.5 \text{ cm} \cong 25 \text{ cm}$$

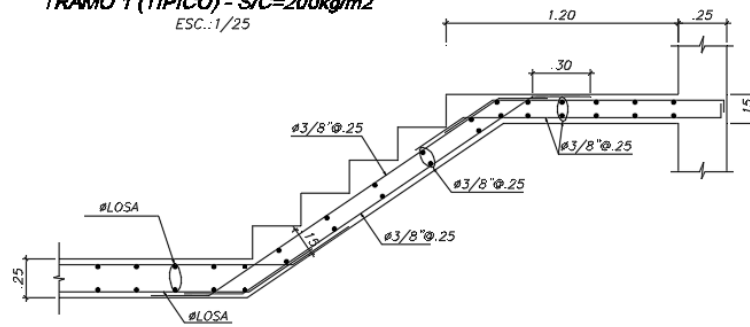
Para terminar, se utilizaron barras de 3/8" con un espaciamiento de 0.25 m para colocar mallas en la parte superior e inferior de la escalera.

Por último, se mostrará a continuación el diseño final de la escalera.

**Figura 63**

*Diseño final de la escalera*

**Escalera 1**  
**TRAMO 1 (TÍPICO) - S/C=200kg/m<sup>2</sup>**  
 ESC.:1/25



Nota: Elaboración propia

**9.2. Diseño por corte**

Se calcula la resistencia del concreto con la siguiente expresión.

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * \sqrt{210} * 100 * 12 * \frac{1}{1000} = 7.8 \text{ ton}$$

Del DFC, se obtiene una cortante máxima de 0.81 ton. Como resultado, la resistencia del concreto tiene la capacidad de soportar el corte requerido ( $\phi V_c > V_u$ ).

**10. CAPÍTULO 10: DISEÑO DE CISTERNA**

En el modelado estructural de cisternas, es común representar las paredes como vigas simplemente apoyadas en los lados superior e inferior de los techos de

los sótanos. Estas vigas cumplen la función de sostener la presión del agua almacenada y gestionar tanto el empuje activo como pasivo del suelo circundante. Este enfoque estructural garantiza una representación precisa de la carga hidrostática y las fuerzas del suelo, elementos cruciales para el diseño efectivo y seguro de cisternas.

Para obtener las fuerzas del suelo se aplicaron las siguientes expresiones:

$$Ea = Ka * \gamma * H$$

$$E_{s/c} = Ka * W_{s/c}$$

A continuación, se mostrará un resumen de los datos a utilizar.

**Tabla 74**

*Resumen de datos para el diseño de la cisterna*

Ka	$\gamma$ (ton/m <sup>2</sup> )	$W_{s/c}$ (ton/m)	Espesor de muro(cm)	d (cm)
0.3	1.9	0.2	20	15

Nota: Elaboración propia

Este capítulo considera dos situaciones diferentes de cargas. En el primer caso, se examina una situación en la que la cisterna está vacía y el empuje del suelo se identifique como la carga más crítica. En el segundo caso, se toma en cuenta un muro que no está en contacto directo con el suelo, y la carga más crítica se mide cuando la cisterna está completamente llena. Estos escenarios permiten abordar de manera completa las diversas condiciones de carga que la cisterna puede experimentar durante su operación.

**Carga crítica: Empuje del suelo**

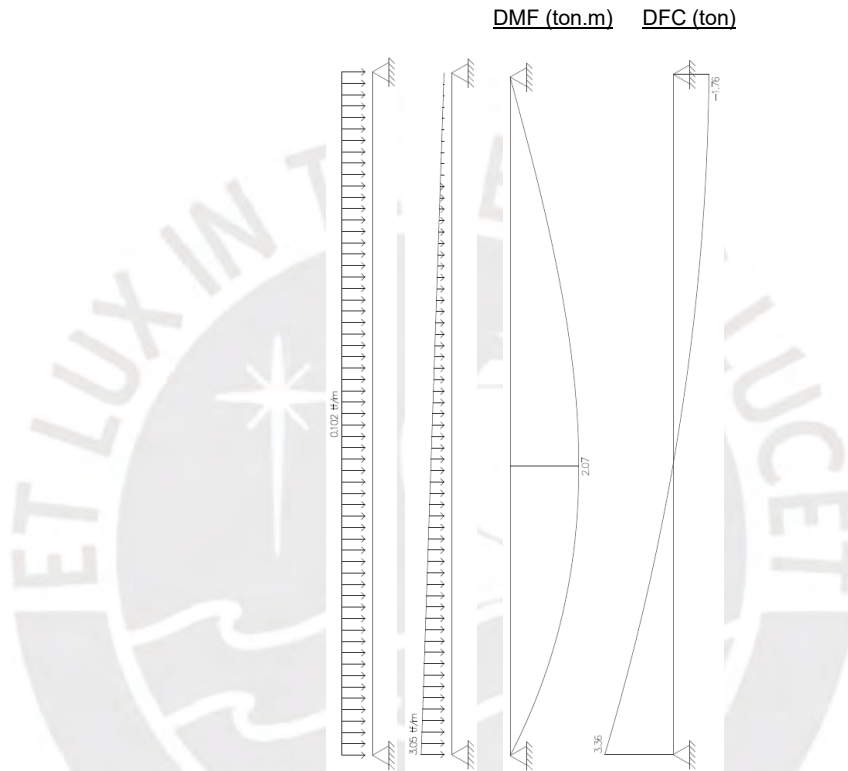
Aplicando las fórmulas explicadas anteriormente para las cargas últimas se obtiene lo siguiente.

$$Ea_u = 1.7 * 0.3 * 1.9 * 3.15 = 3.05 \text{ t/m}$$

$$E_{s/c_u} = 1.7 * 0.3 * 0.2 = 0.102 \text{ t/m}$$

#### Figura 64

Modelo de diseño del caso de empuje de suelo, DMF y DFC



Nota: Elaboración propia

#### Diseño por corte

La norma considera que se debe usar  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ , debido a que la cisterna está en contacto con el agua. Entonces, la resistencia del concreto se calculó con la siguiente fórmula.

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * \sqrt{280} * 100 * 15 * \frac{1}{1000} = 21.33 \text{ ton}$$

Se puede apreciar que  $\phi V_c > Vu = 3.36 \text{ ton}$ , entonces cumple los requerimientos por cortante.

#### Diseño por flexión

La norma E.060 establece que el acero mínimo para este elemento está limitado por:

$$A_{s_{min}} = 0.001 * b * h = 0.001 * 100 * 20 = 2 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Se colocaron 2 mallas de acero de 3/8" cada 25 cm en las caras del muro.

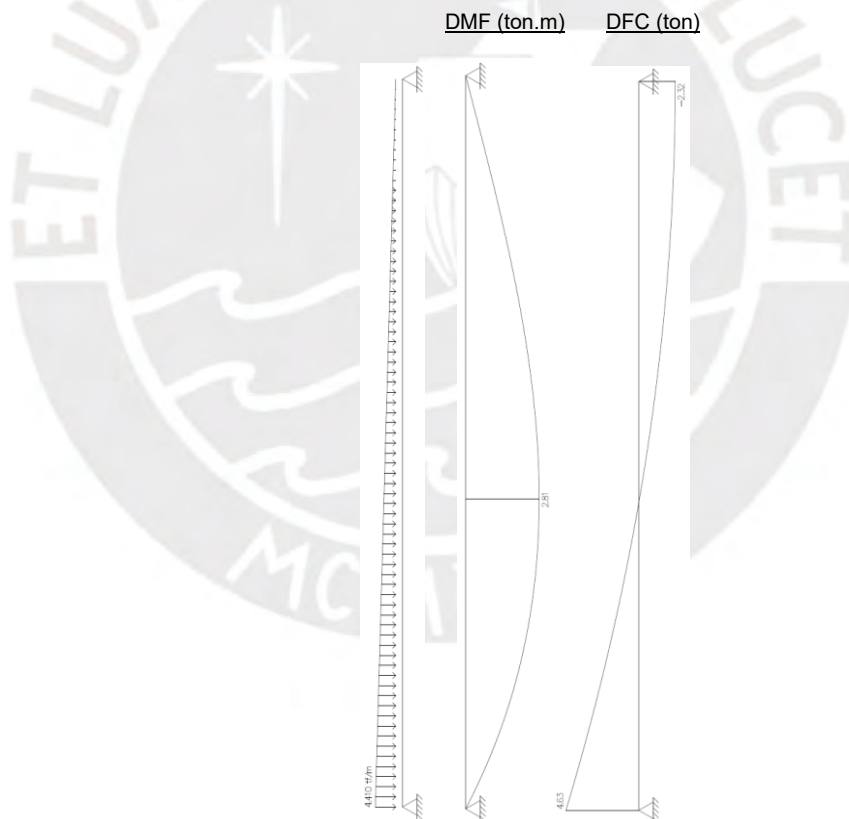
**Carga crítica: Empuje del agua**

Aplicando la fórmula explicada anteriormente para la carga última del agua se obtiene lo siguiente.

$$E_{agua_u} = 1.4 * \gamma * H = 1.4 * 1 * 3.15 = 4.41 \text{ t/m}$$

**Figura 65**

*Modelo de diseño del caso de empuje de agua, DMF y DFC*



Nota: Elaboración propia

**Diseño por corte**

La resistencia del concreto se calcula a continuación

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * \sqrt{280} * 100 * 15 * \frac{1}{1000} = 21.33 \text{ ton}$$

Del análisis, se obtiene  $V_u=4.63$  ton y es menor que  $\phi V_c$ , entonces cumple con los requerimientos por cortante.

### Diseño por flexión

Del mismo modo, se establece el acero mínimo como:

$$A_{s_{min}} = 0.003 * b * h = 0.003 * 100 * 20 = 6 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

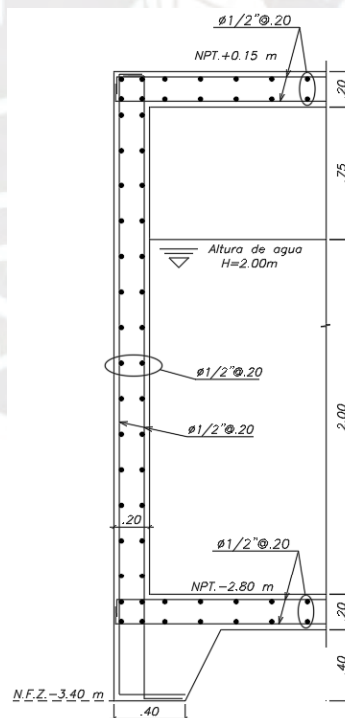
$$S = \frac{1.29}{6} = 21.5 \text{ cm} \cong 20 \text{ cm (2 capas)}$$

También, se colocaron 2 mallas de acero de 1/2" cada 20 cm en las caras del muro de cisterna.

Por último, se muestra la distribución del acero de la cisterna.

**Figura 66**

*Diseño final de cisterna*



Nota: Elaboración propia

## 11. CAPÍTULO 11: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### Conclusiones:

-Debido a que la arquitectura del proyecto no presenta una planta simétrica, se dispuso la rigidez de manera distribuida para evitar efectos significativos de torsión. Para ello, se colocaron placas de gran longitud en la dirección Y en los límites de propiedad, complementadas con columnas y placas en el interior, logrando una configuración estructural lo más simétrica posible.

-El uso de las fórmulas de predimensionamiento propuestas por el Ing. Antonio Blanco Blasco permitió definir las dimensiones iniciales de los elementos estructurales, sin requerir modificaciones posteriores durante el diseño final, evidenciando la eficacia de dichas reglas como índice de referencia.

-El análisis sísmico y el diseño estructural realizados en ETABS facilitaron el proceso de cálculo, aunque los resultados fueron validados mediante procedimientos manuales para garantizar precisión y coherencia. La interpretación de dichos resultados permitió identificar y corregir problemas como momentos invertidos y caída de momentos, desarrollando modelos separados para cargas de gravedad y cargas sísmicas.

-Los períodos fundamentales de vibración obtenidos fueron 0.63 s en la dirección X y 0.17 s en la dirección Y, siendo este último menor por la mayor rigidez en dicha dirección. La estructura no presentó problemas de torsión, aunque se detectó una irregularidad por esquinas entrantes, resultando en un coeficiente de reducción sísmica (R) de 5.4, validado al comprobar que las placas absorbieron más del 90 % de la fuerza cortante. Las derivas máximas de entrepiso fueron 6.10‰ en X y 0.66‰ en Y, ambas dentro del límite normativo de 7‰.

-El diseño de losas aligeradas, losas macizas, vigas chatas y vigas peraltadas estuvo determinado principalmente por cargas de gravedad, con excepción de las vigas sísmicas, cuyo diseño fue regido por fuerzas sísmicas.

-En el diseño de columnas se presentaron altas fuerzas de compresión con bajos momentos; en placas, altos momentos flectores y cortantes con bajas compresiones. En todas las placas se verificó la condición de borde, resultando innecesario el confinamiento adicional al ser el eje neutro menor que el límite normativo.

-El diseño de cimentaciones consideró zapatas aisladas en la mayoría de los casos, zapatas combinadas en cimentaciones superpuestas y zapatas conectadas en elementos perimetrales con excentricidades moderadas. Se verificaron los esfuerzos sobre el terreno bajo cargas de gravedad y sismo, aplicando el método de Meyerhof cuando existieron esfuerzos de tracción.

-Los planos incluyeron longitudes de desarrollo, doblado y corte de acero, además de detalles específicos para nudos estructurales y refuerzo en núcleos de placas. También se especificó el método de instalación de tabiquerías con columnas de confinamiento y poliestireno expandido, con el fin de garantizar un comportamiento independiente ante sismos.

---

### **Recomendaciones:**

-El proceso de estructuración inicial fue clave para optimizar el comportamiento sísmico, demostrando que una correcta disposición de placas y columnas puede compensar parcialmente la ausencia de simetría arquitectónica.

-La experiencia profesional y el juicio del proyectista resultan determinantes en la validación de modelos y resultados de software, ya que la detección temprana de inconsistencias evita errores de diseño.

-La metodología empleada para separar los modelos de gravedad y sísmicos permitió alcanzar un mayor control de los esfuerzos y desplazamientos, garantizando diseños más precisos.

-La inclusión de detalles constructivos claros en los planos facilita la ejecución en obra y previene retrasos, resaltando la importancia de la coordinación entre ingeniería y construcción.

-Un diseño estructural exitoso requiere integrar una buena estructuración, un adecuado predimensionamiento y análisis sísmico-gravitacional conforme a la normativa, acompañado de documentación gráfica detallada para una correcta interpretación y agilización del proceso constructivo.



## BIBLIOGRAFÍA

Ottazzi, G. (2014). *Apuntes del Curso Análisis Estructural 1*. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.

Ottazzi, G. (2014). *Apuntes del Curso Concreto Armado 1*. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.

Blanco, A. (1994). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Lima, Perú: Colegio de Ingenieros del Perú.

Harmsen, T. (2017). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.

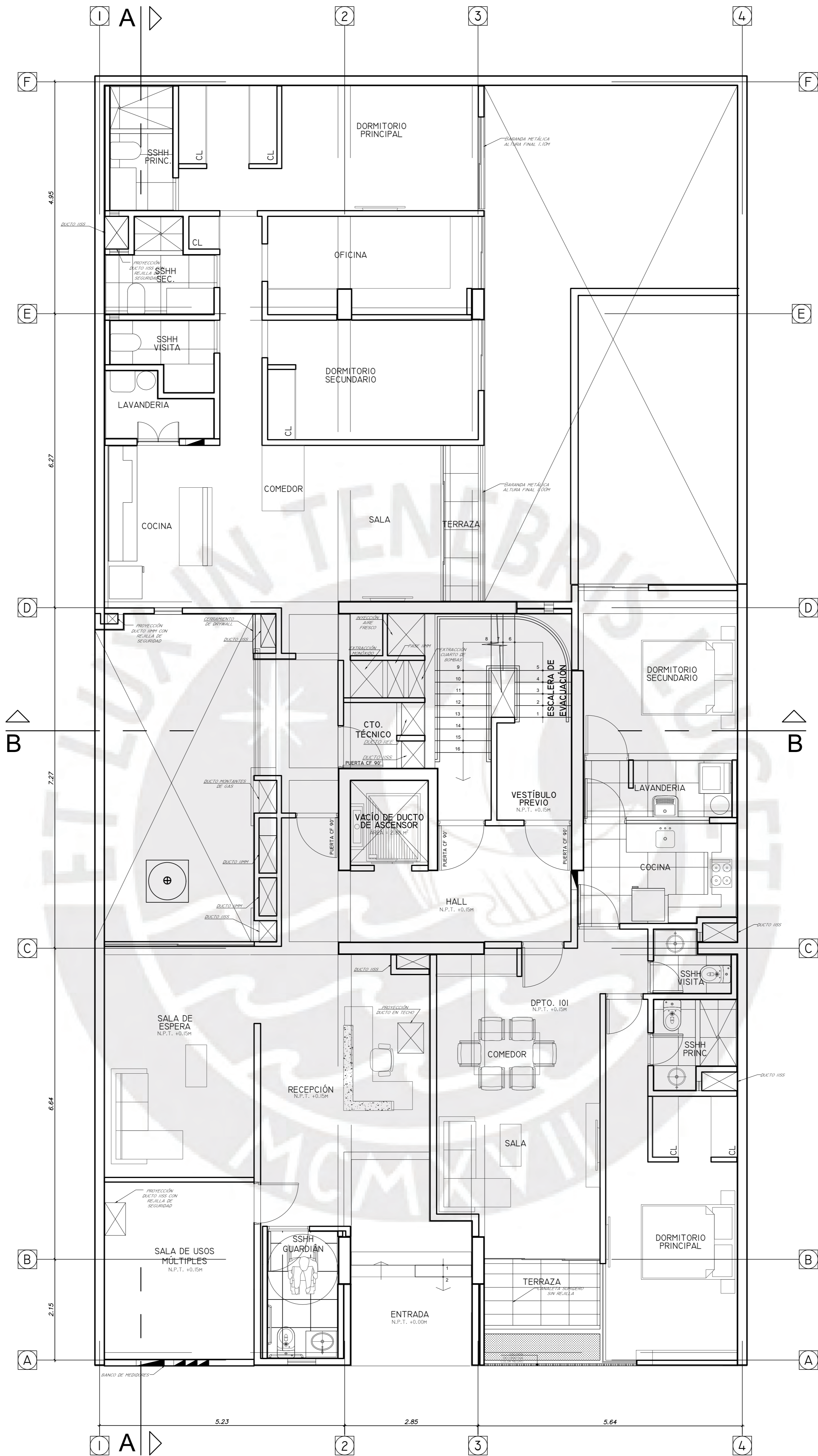
San Bartolomé, Á. (1998). *Análisis de Edificios*. Lima, Perú: Sencico.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018). *Norma Técnica E.020. Cargas*. Lima, Perú: Sencico.

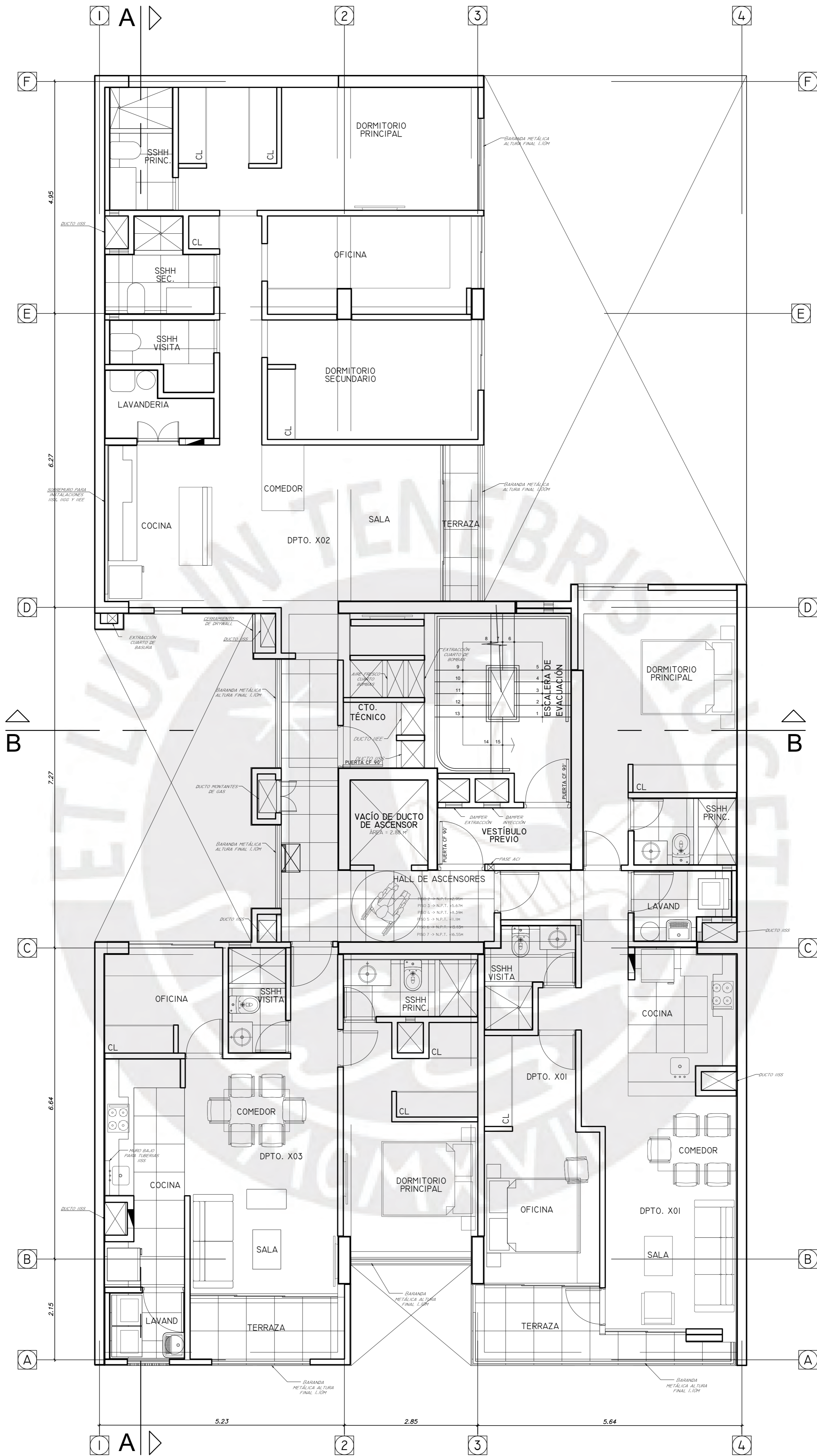
Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018). *Norma Técnica E.030. Diseño Sismorresistente*. Lima, Perú: Sencico.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018). *Norma Técnica E.050. Suelos y Cimentaciones*. Lima, Perú: Sencico.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009). *Norma Técnica E.060. Concreto Armado*. Lima, Perú: Sencico.

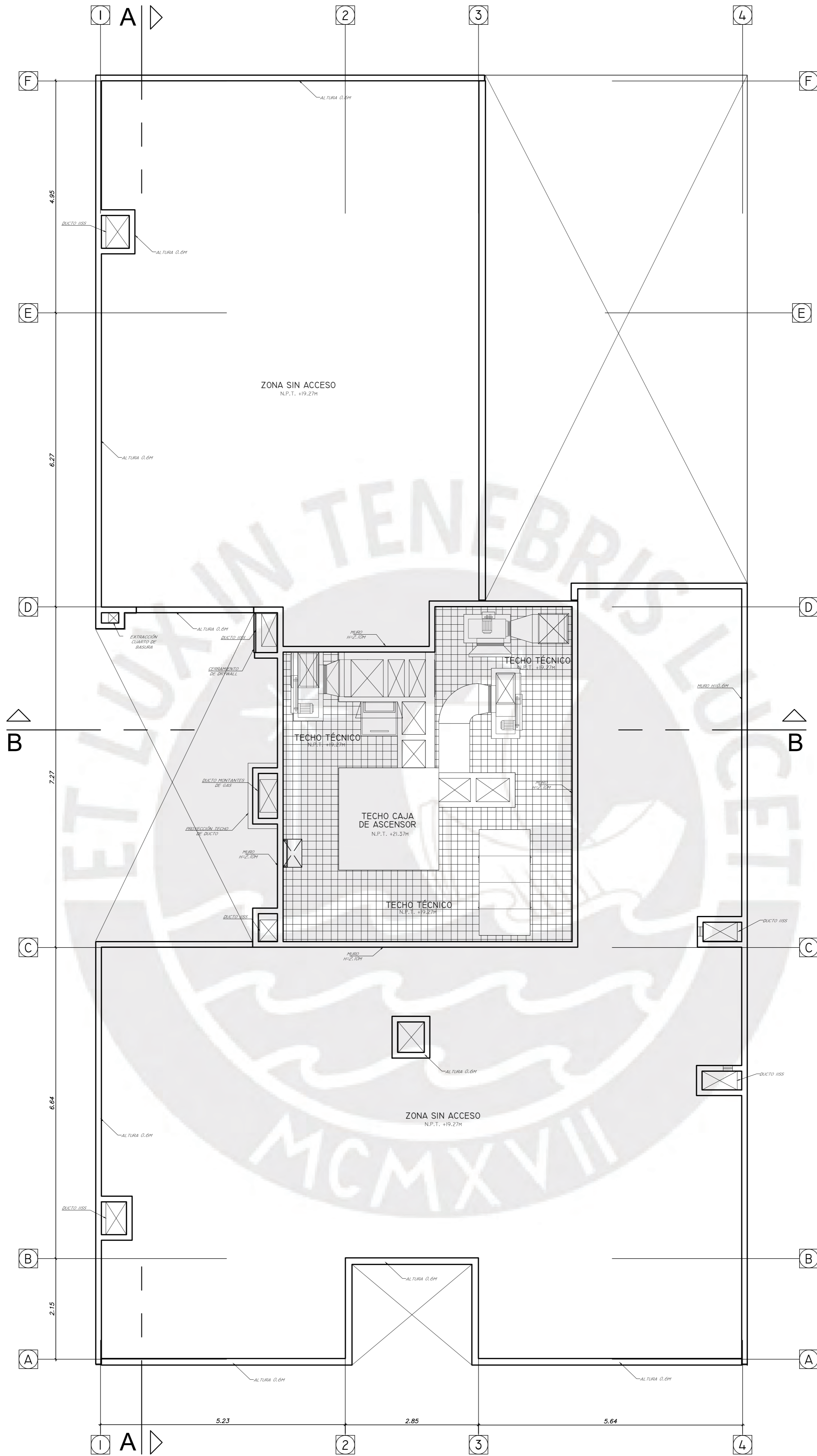


<b>CONCRETO ARMADO 1</b>				
OBRA:		EDIFICIO MULTIFAMILIAR INCLAN - MIRAFLORES		LÁMINA:
PLANO:		PLANTA DE PRIMER PISO		<b>A1</b>
DISEÑO:	DIBUJO:	ESCALA:	FECHA:	REVISADO:
AP	ANTERO PERALTA	1/50	DIC-2024	CAHH



## CONCRETO ARMADO 1

OBRA:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR INCLAN - MIRAFLORES			LÁMINA:
PLANO:	PLANTA TÍPICA			<b>A2</b>
DISEÑO:	DIBUJO:	ESCALA:	FECHA:	
AP	ANTERO PERALTA	1/50	DIC-2024	REVISADO: CAHH



## CONCRETO ARMADO 1

OBRA: EDIFICIO MULTIFAMILIAR INCLAN - MIRAFLORES

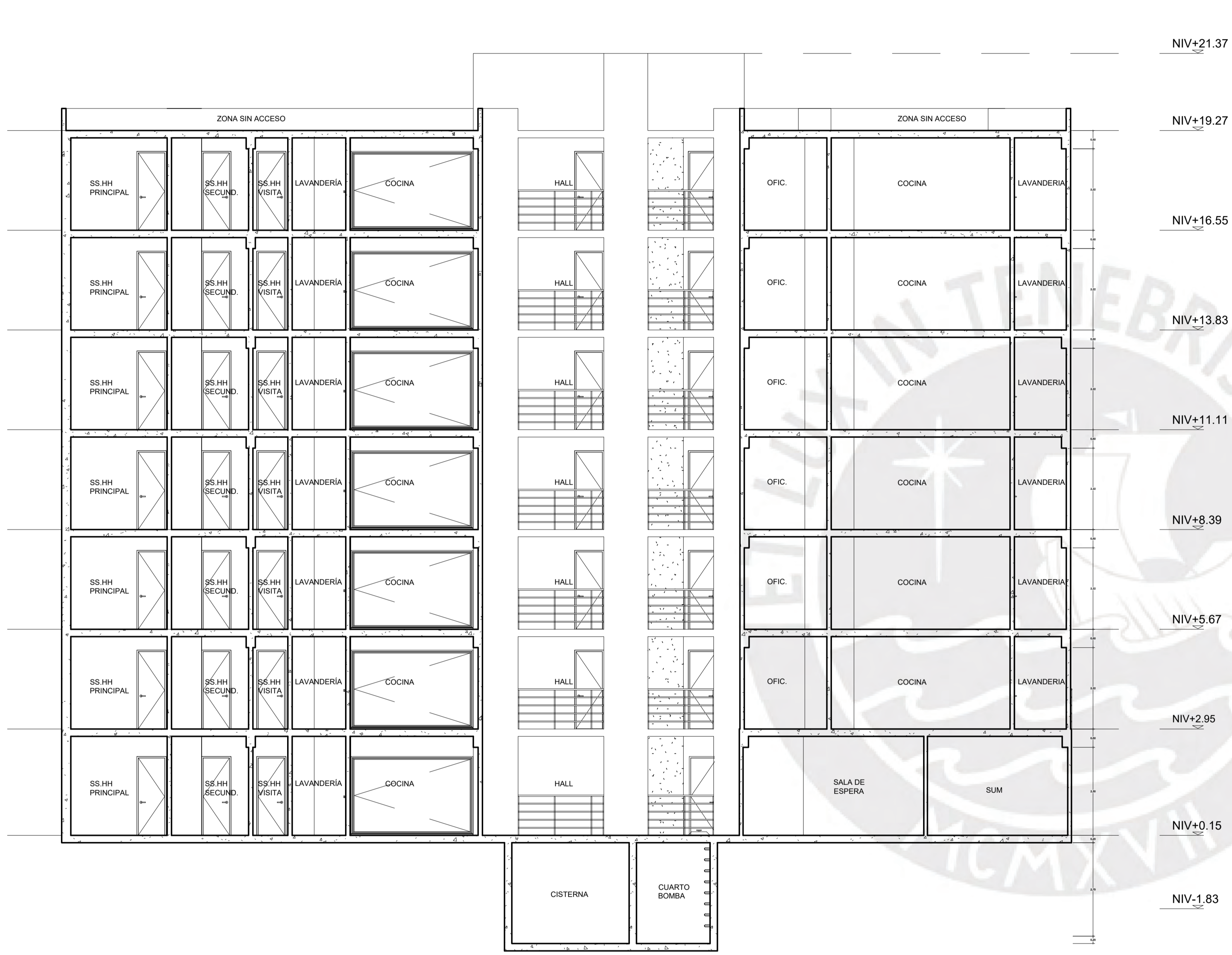
PLANO: PLANTA AZOTEA

LÁMINA:

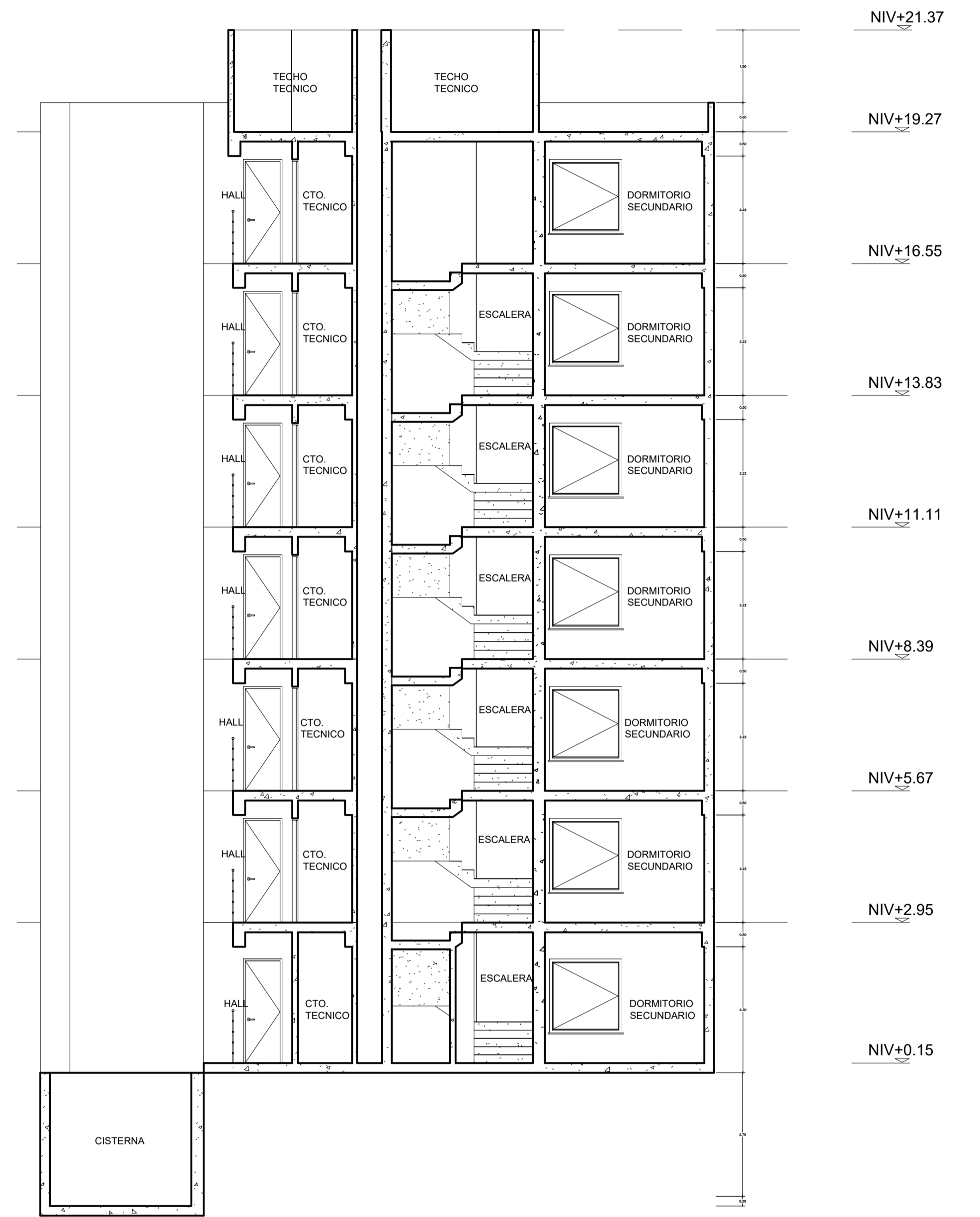
**A3**

DISEÑO: AP      DIBUJO: ANTERO PERALTA      ESCALA: 1/50      FECHA: DIC-2024

REVISADO: CAHH

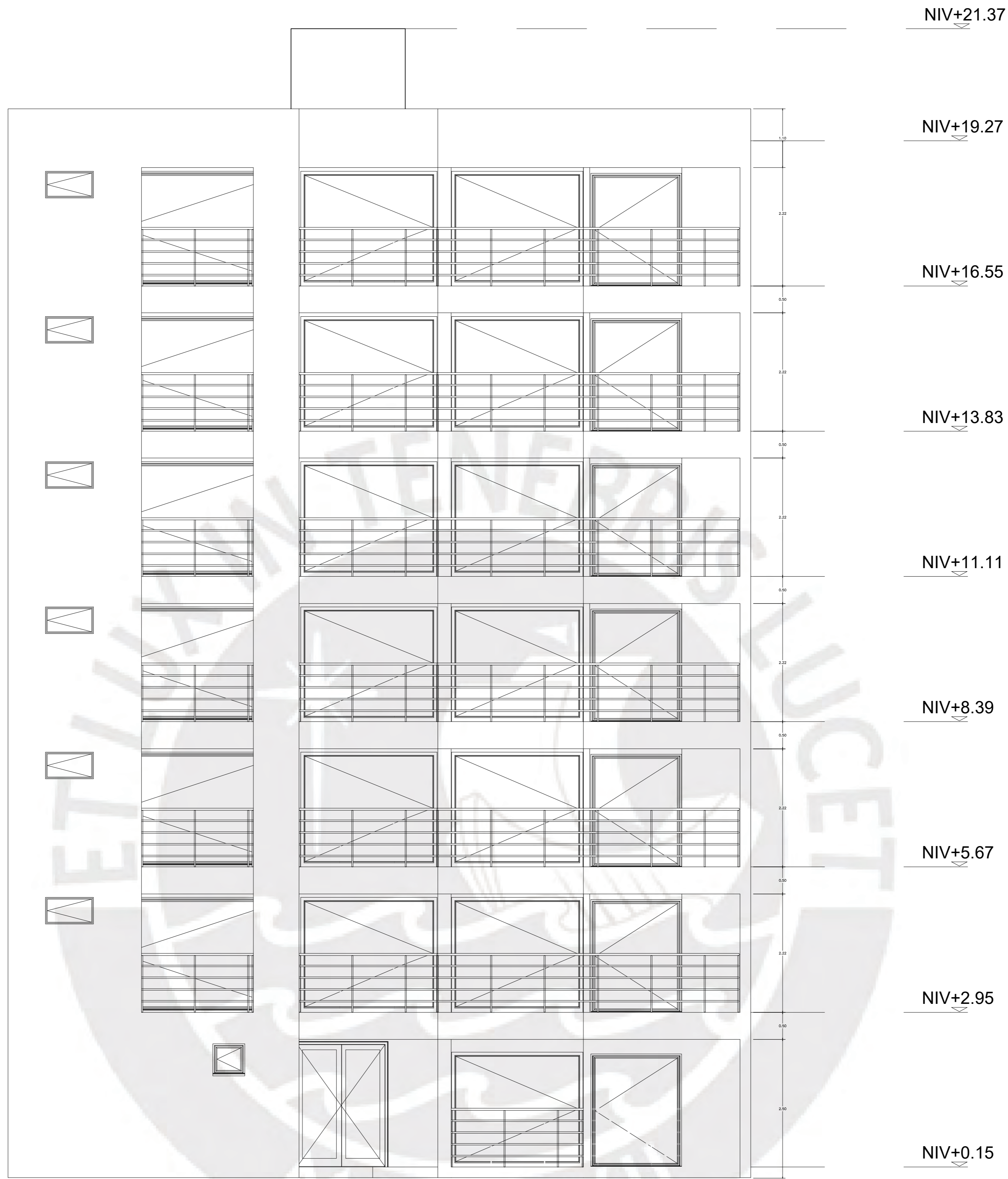


**CORTE A-A**  
ESCALA 1/75



**CORTE B-B**  
ESCALA 1/75

CONCRETO ARMADO 1			
OBRA:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR INCLAN - MIRAFLORES	LÁMINA:	<b>A4</b>
PLANO:	CORTES		
DISEÑO:	DIBUJO:	ESCALA:	FECHA:
AP	ANTERO PERALTA	1/75	AGO-2023
			REVISADO:
			CAHH



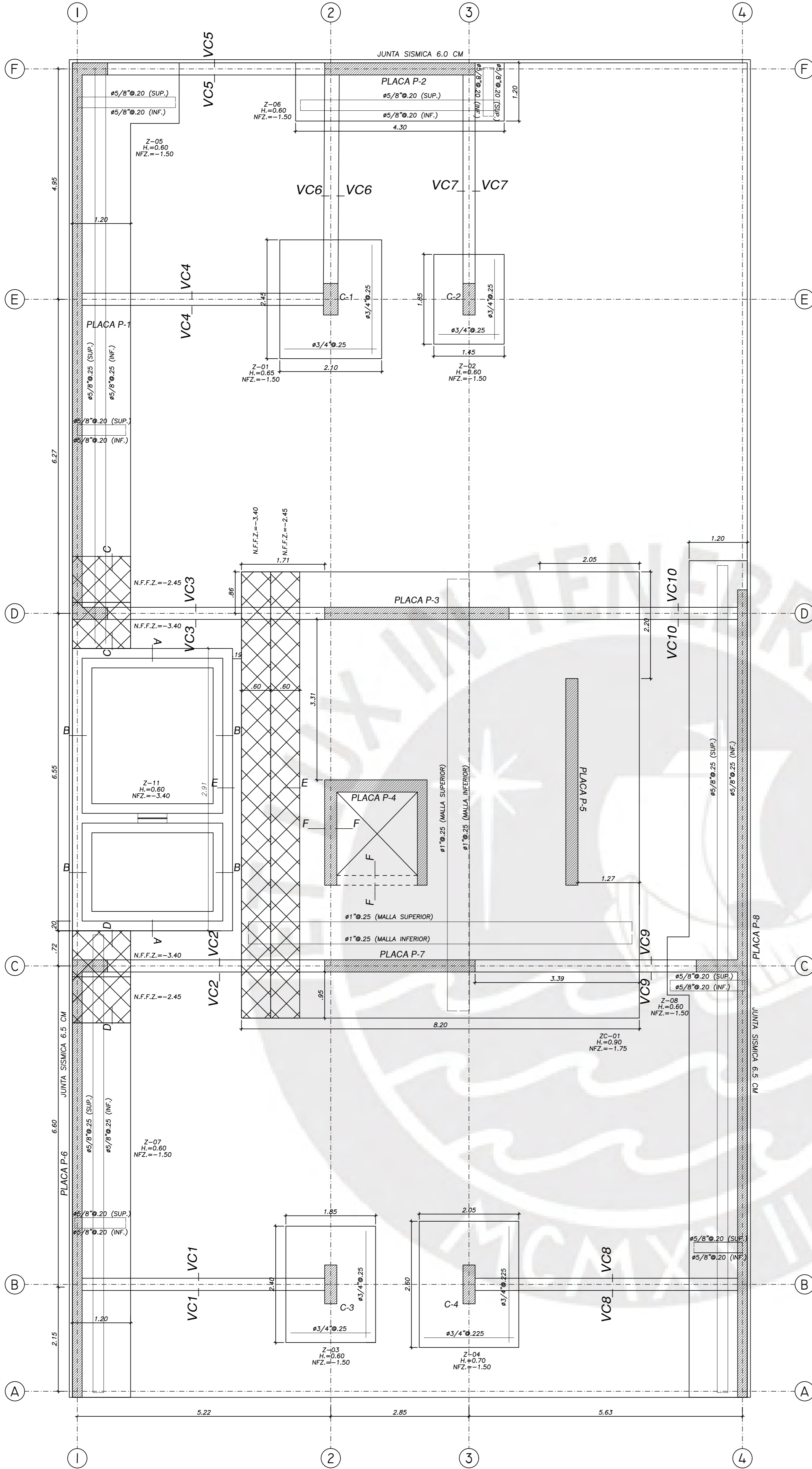
# ELEVACIÓN FACHADA

ESCALA 1/50

CONCRETO ARMADO 1				
OBRA:		EDIFICIO MULTIFAMILIAR INCLAN - MIRAFLORES		LÁMINA:
PLANO:		ELEVACIÓN - FACHADA		<b>A5</b>
DISEÑO:	DIBUJO:	ESCALA:	FECHA:	REVISADO:
AP	ANTERO PERALTA	1/50	AGO-2023	CAHH

**CIMENTACIÓN**

ESC.: 1/50



**PARAMETROS SISMICOS**

ZONIFICACION (Z): .45  
 CATEGORIA (U): 1.00  
 AMPLIACION DEL SUELO (S): 1.00  
 PERIODO DE PLATAFORMA (TP): 0.40  
 RoX= 6 SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES.  
 R=Roxk xIe  
 IRREGULARIDAD EN PLANTA (I<sub>p</sub>X):0.90 (IRREGULARIDAD ESQUINAS ENTRANTES)  
 IRREGULARIDAD EN ALTURA (I<sub>a</sub>X):1.00 (NO PRESENTA ESTA IRREGULARIDAD)  
 IRREGULARIDAD EN PLANTA (I<sub>p</sub>Y):0.90 (IRREGULARIDAD ESQUINAS ENTRANTES)  
 IRREGULARIDAD EN ALTURA (I<sub>a</sub>Y):1.00 (NO PRESENTA ESTA IRREGULARIDAD)

NOTA: SE TOMARA PARA CADA FACTOR EL MENOR VALOR ENTRE LOS OBTENIDOS PARA CADA DIRECCION

R<sub>x</sub> = 6x1.00x0.90 = R → 5.4  
 R<sub>y</sub> = 6x1.00x0.90 = R → 5.4

**INFORMACION EN LA DIRECCION X-X**

SISTEMA ESTRUCTURAL (R<sub>o</sub>): MUROS ESTRUCTURALES  
 FACTOR AMPLIFICACION SISMICA (C<sub>x</sub>): 1.63  
 PERIODO (T): .632 s  
 DESPLAZAMIENTO MAXIMO: 1.53 cm  
 DISTORSION MAXIMO: 0.016  
 DESPLAZAMIENTO MAXIMO ULTIMO PISO: 9.42 cm

**INFORMACION EN LA DIRECCION Y-Y**

SISTEMA ESTRUCTURAL (R<sub>o</sub>): MUROS ESTRUCTURALES  
 FACTOR AMPLIFICACION SISMICA (C<sub>y</sub>): 2.50  
 PERIODO (T): .172  
 DESPLAZAMIENTO MAXIMO: .16 cm  
 DISTORSION MAXIMO: 0.0015  
 DESPLAZAMIENTO MAXIMO ULTIMO PISO: 1.08 cm

**ESPECIFICACIONES TECNICAS**

**CONCRETO ARMADO**

f'c = 210 Kg/cm<sup>2</sup> (ZAPATAS)  
 f'c = 280 Kg/cm<sup>2</sup> (CISTERNA)  
 f'c = 210 Kg/cm<sup>2</sup> (COLUMNAS)  
 f'c = 210 Kg/cm<sup>2</sup> (PLACAS)  
 f'c = 210 Kg/cm<sup>2</sup> (VIGAS)  
 f'c = 210 Kg/cm<sup>2</sup> (RESTO)

**ACERO DE REFUERZO**

f<sub>y</sub> = 4200 Kg/cm<sup>2</sup>

**RECUBRIMIENTOS**

2.0 cms. EN LOSAS Y VIGAS CHATAS  
 2.0 cms. EN ESCALERAS  
 4.0 cms. EN VIGAS PERALTADAS  
 4.0 cms. EN COLUMNAS Y PLACAS  
 7.0 cms. EN ZAPATAS, CIMENTOS CORRIDOS Y VIGAS DE CIMENTACION  
 4.0 cms. EN MUROS DE CISTERNA

**ALBAÑILERIA LADRILLO**

f'm = 120 Kg/cm<sup>2</sup> LOS LADRILLOS SERAN DE ARCILLA (TIPO IV) PRENSADOS Y HECHOS A MAQUINA, SE ASENTARON CON MORTERO P-1 (1-4)

**CARGA MAXIMA TRANSMITIDA AL TERRENO**

AL N.F.C.  
 PRESION ADMISIBLE=4.00 Kg/cm<sup>2</sup>

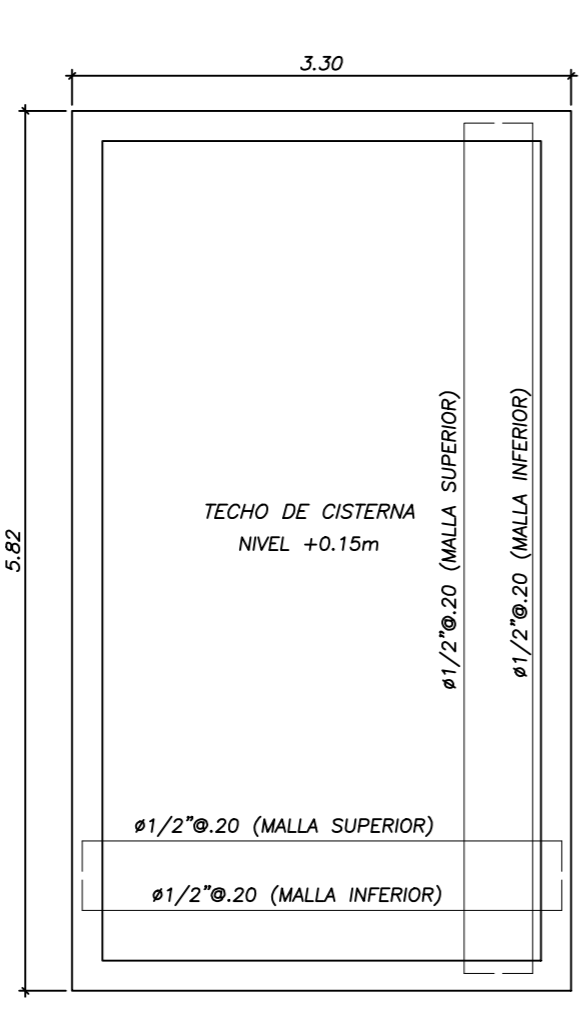
**RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN**

PARAMETROS DE DISEÑO DE LA CIMENTACION:  
 - TIPO DE CIMENTACION: ZAPATAS AISLADAS, ZAPATAS COMBINADAS, ZAPATAS CONECTADAS Y CIMENTOS CORRIDOS.  
 - ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACION: GRAVA BIEN GRADUADA (GW).  
 - PROFUNDIDAD DE CIMENTACION: -1.50M (CON RESPECTO AL NIVEL DE PISO TERMINADO DEL 1°NIVEL)  
 - PRESION ADMISIBLE: 4.0 KG/CM<sup>2</sup>  
 - AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACION: NO AGRESIVO (USAR CEMENTO TIPO I)  
 - PROFUNDIDAD DE LA MAPA FREATICA: NO SE DETECTA

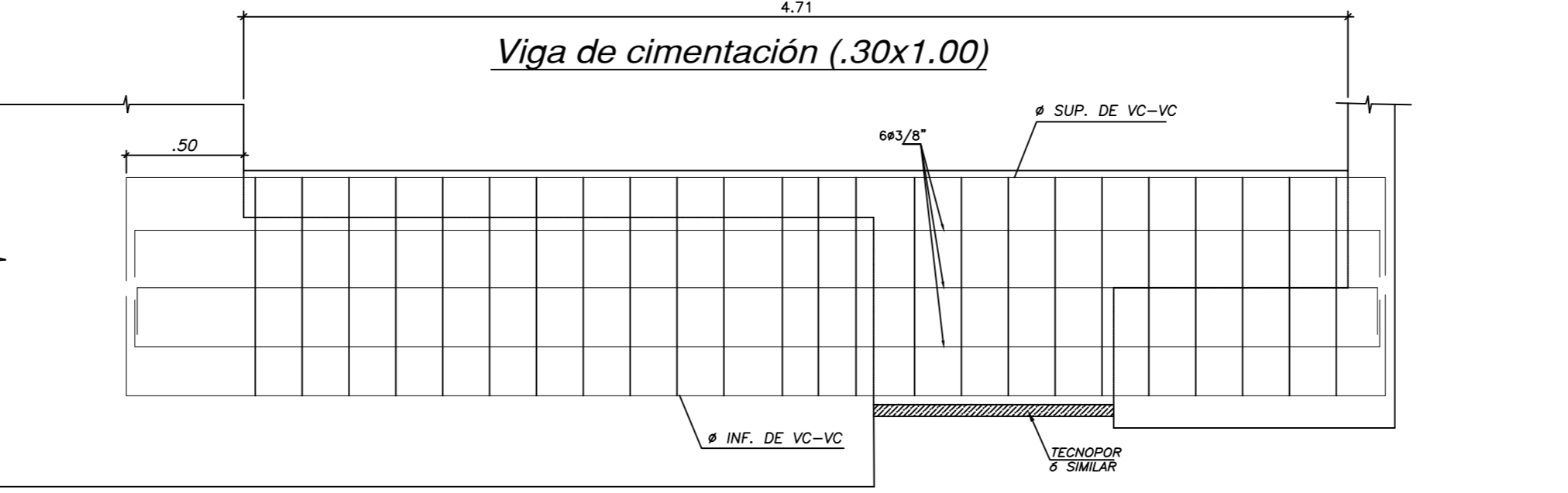
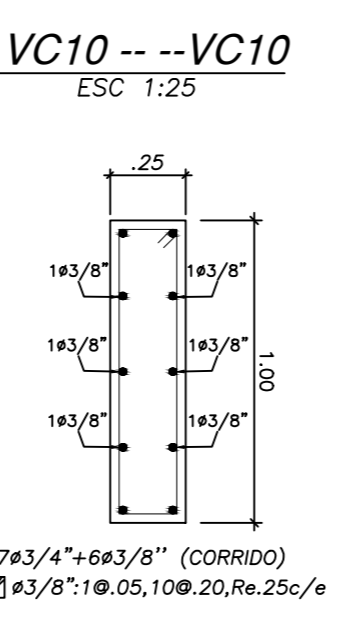
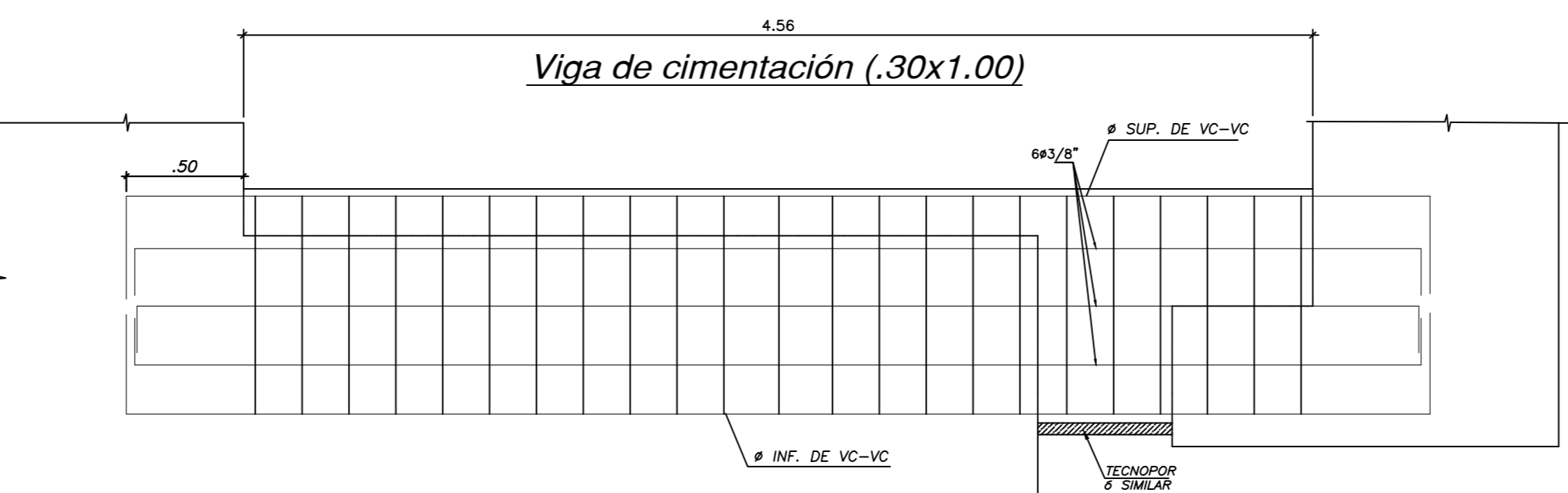
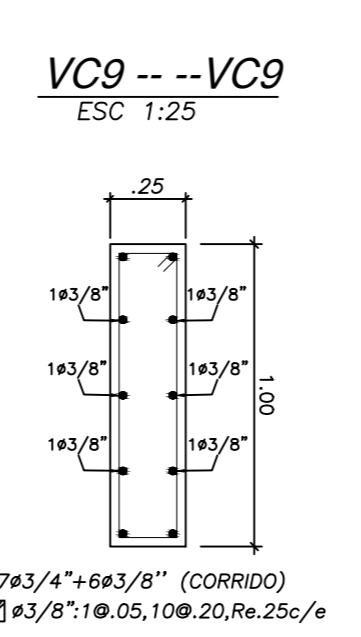
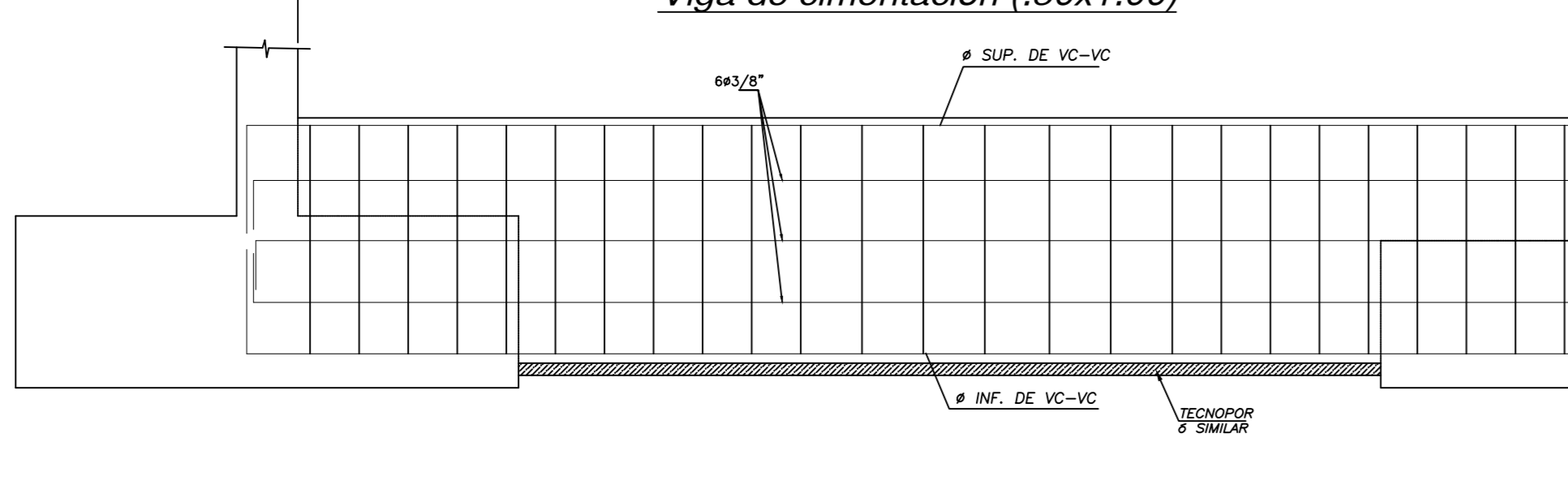
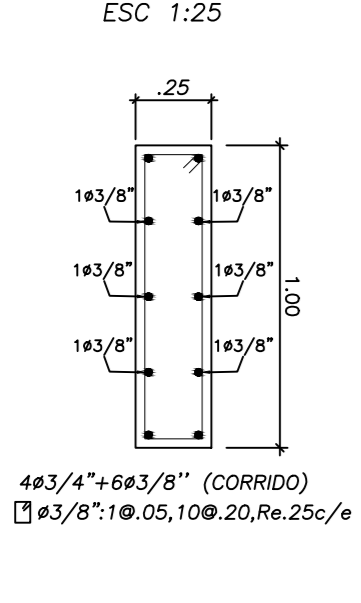
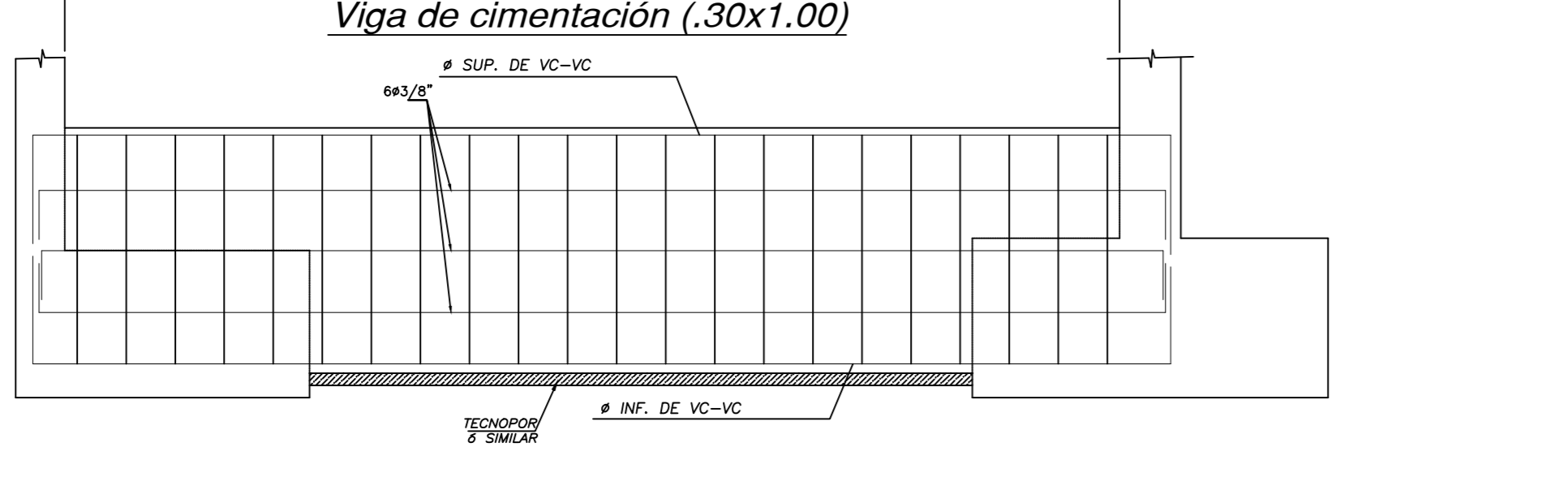
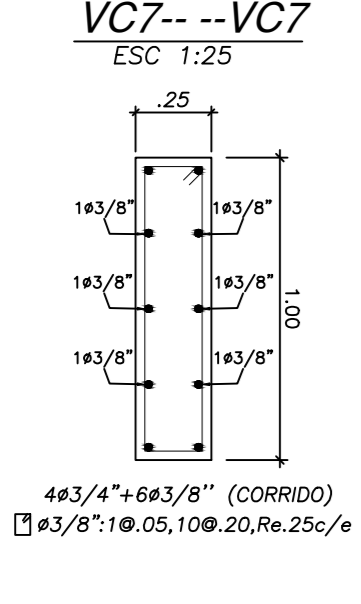
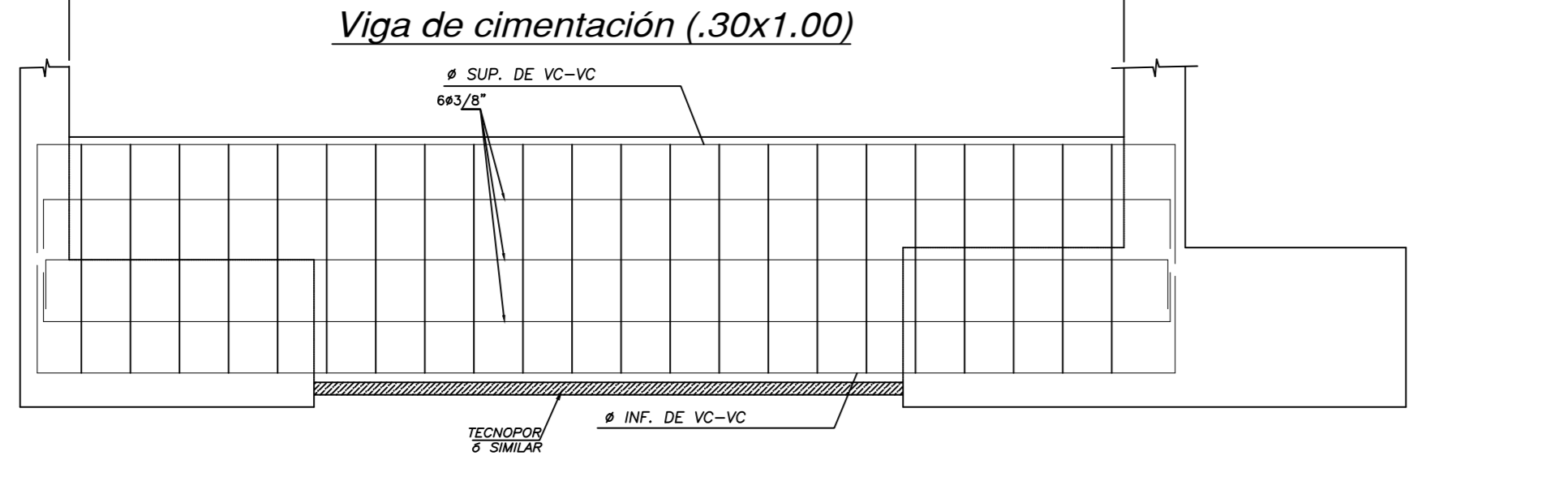
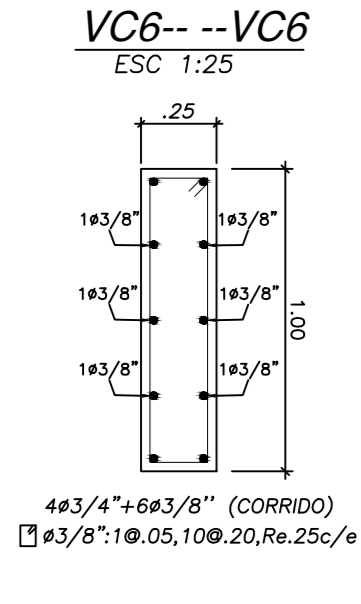
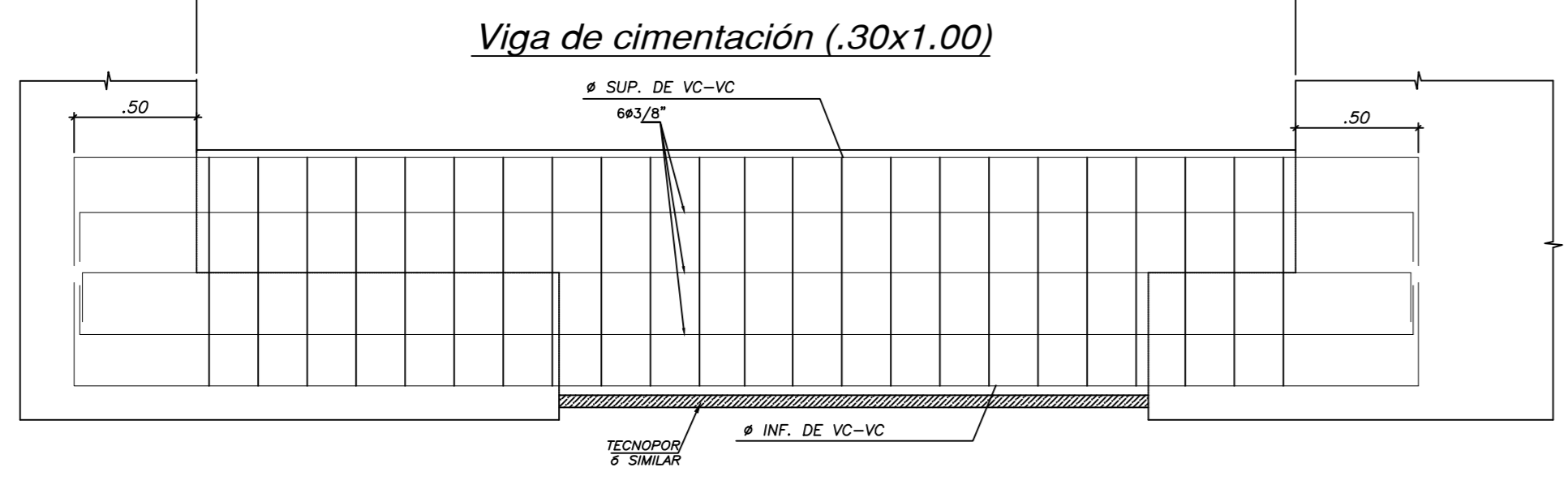
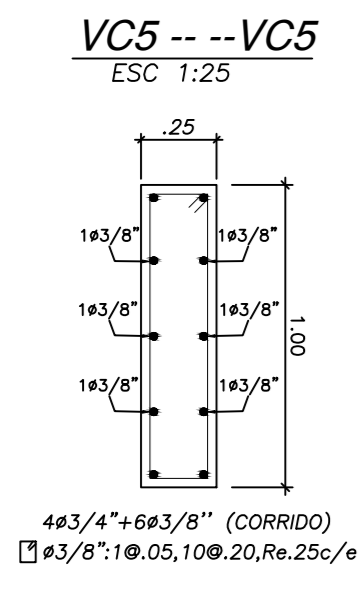
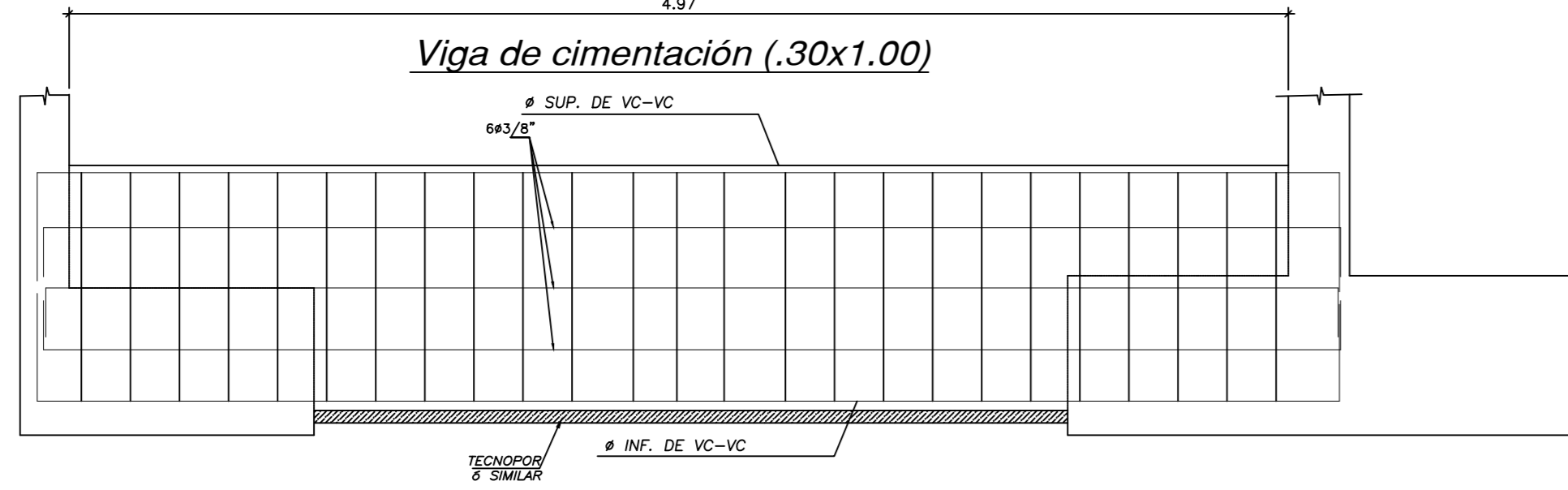
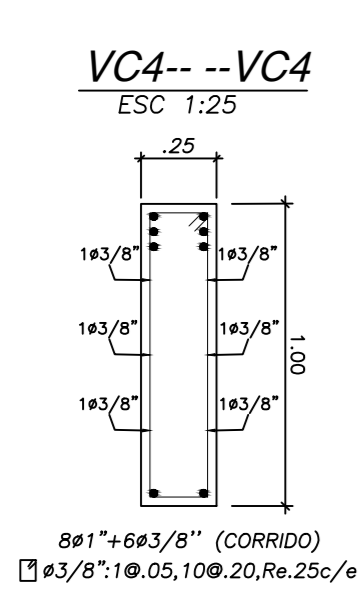
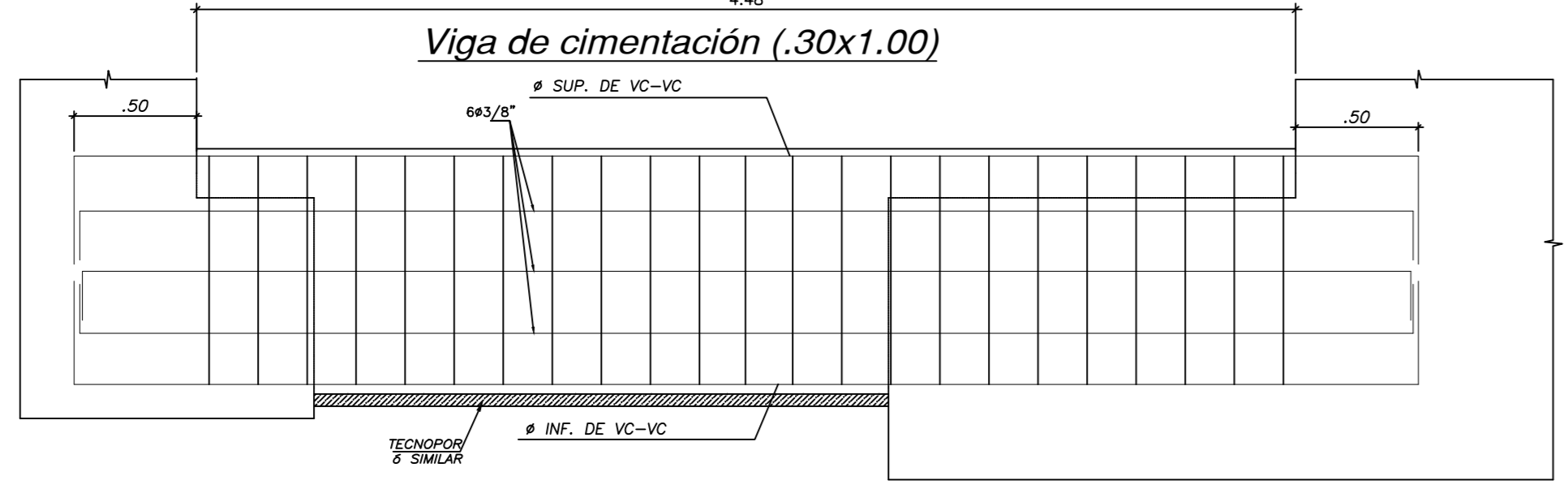
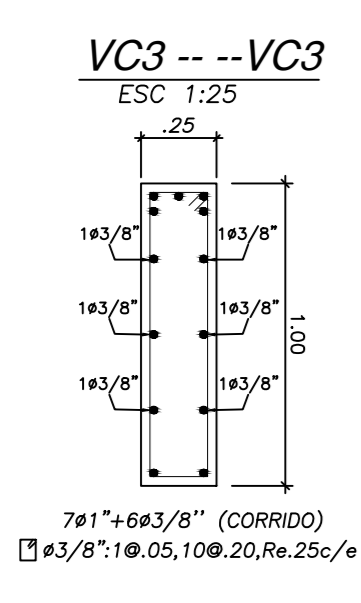
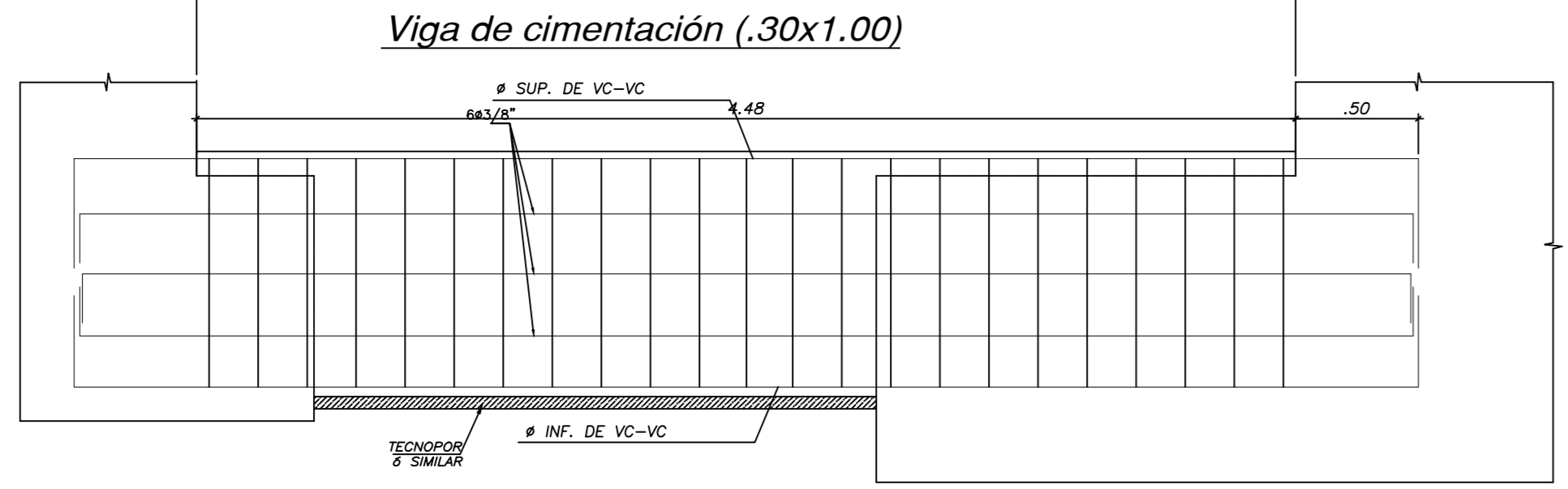
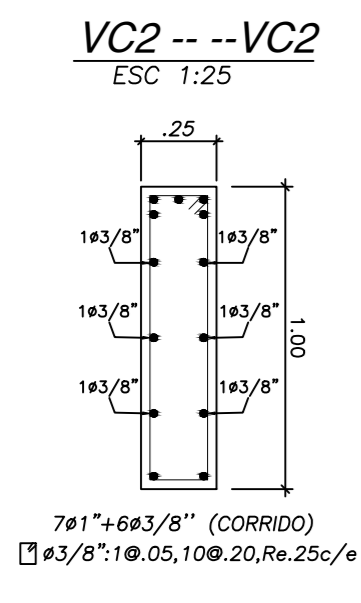
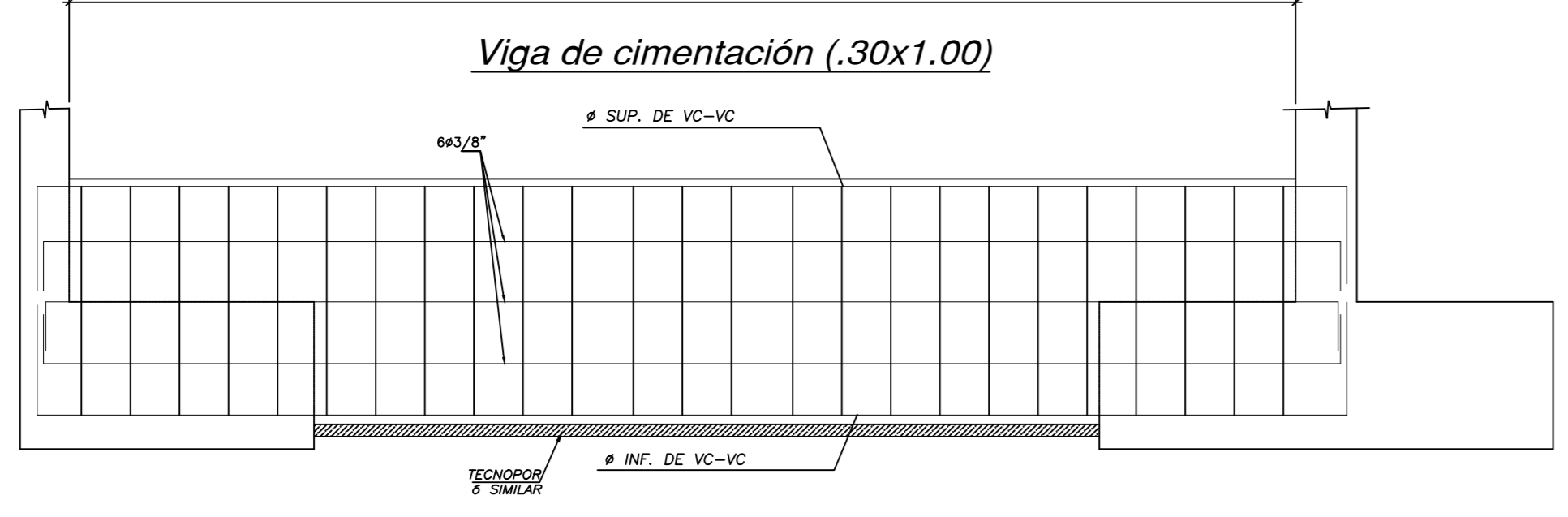
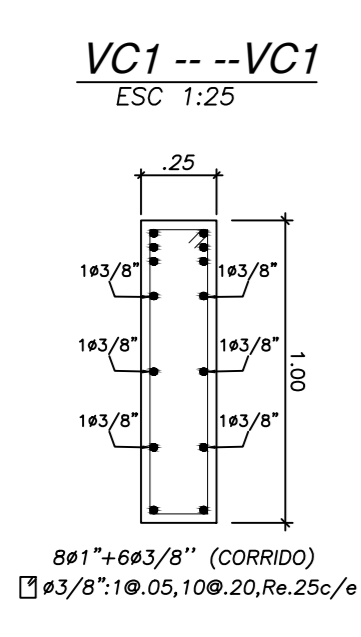
**RECOMENDACIONES ADICIONALES**

- En la obra deberán tomarse las precauciones debidas para proteger, las paredes de las excavaciones y cimentaciones en general de las edificaciones que limitan con el presente proyecto, mediante la utilización de caladuras con el fin de proteger a los operarios, técnicos e ingenieros de la obra, para así evitar daños a terceros conforme lo establecido en la NORMA E.050.
- El fondo de las excavaciones destinadas al cimiento deberán ser cuidadosamente compactadas mediante el uso de equipo manual, antes del vaciado del concreto.
- Por último, tomar en cuenta que los muros de la cisterna de consumo humano deberán impermeabilizarse para evitar filtraciones.

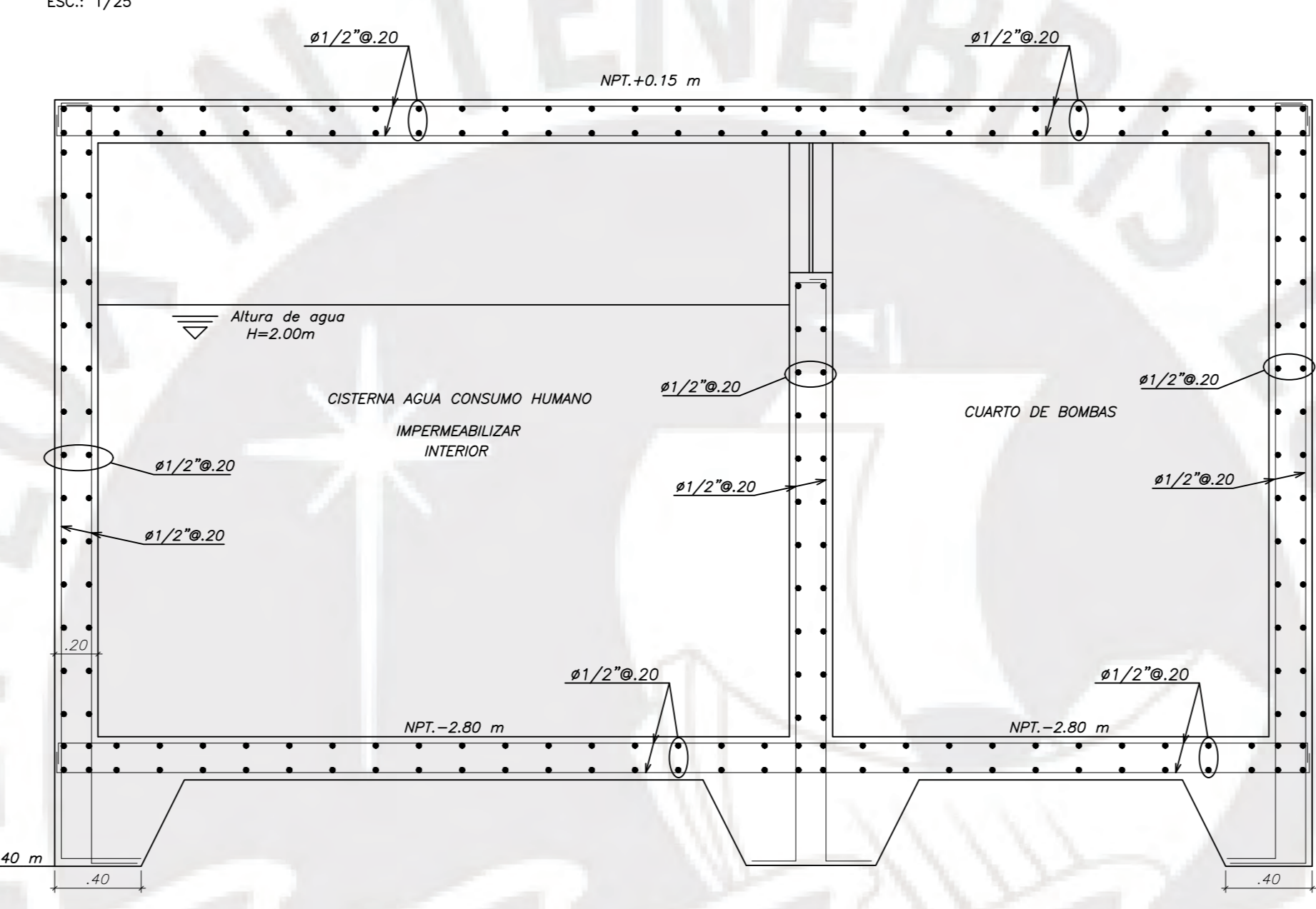
**ENCROFRADO TECHO DE CISTERNA**



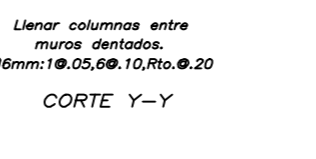
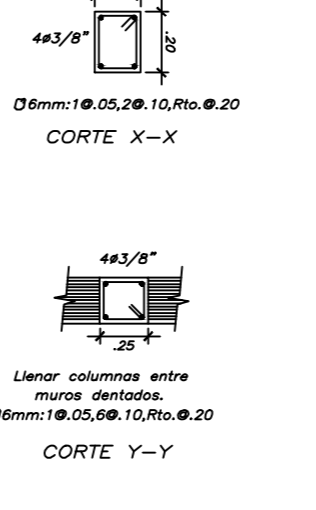
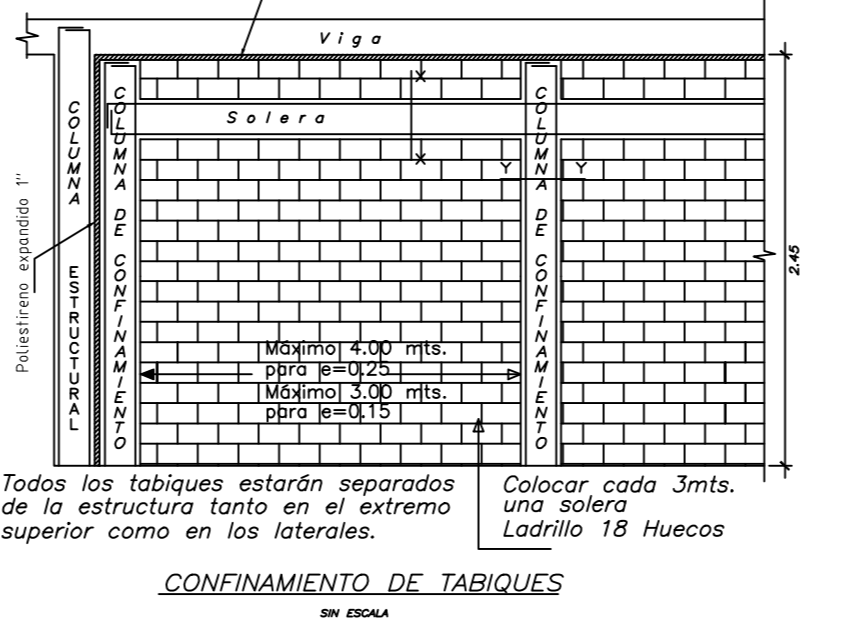
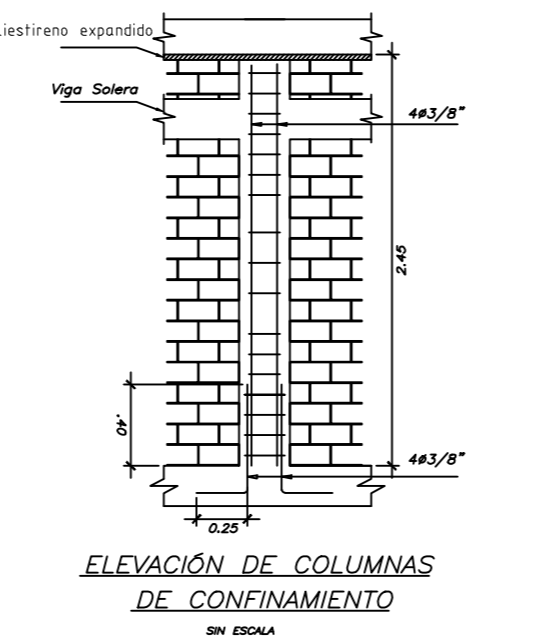
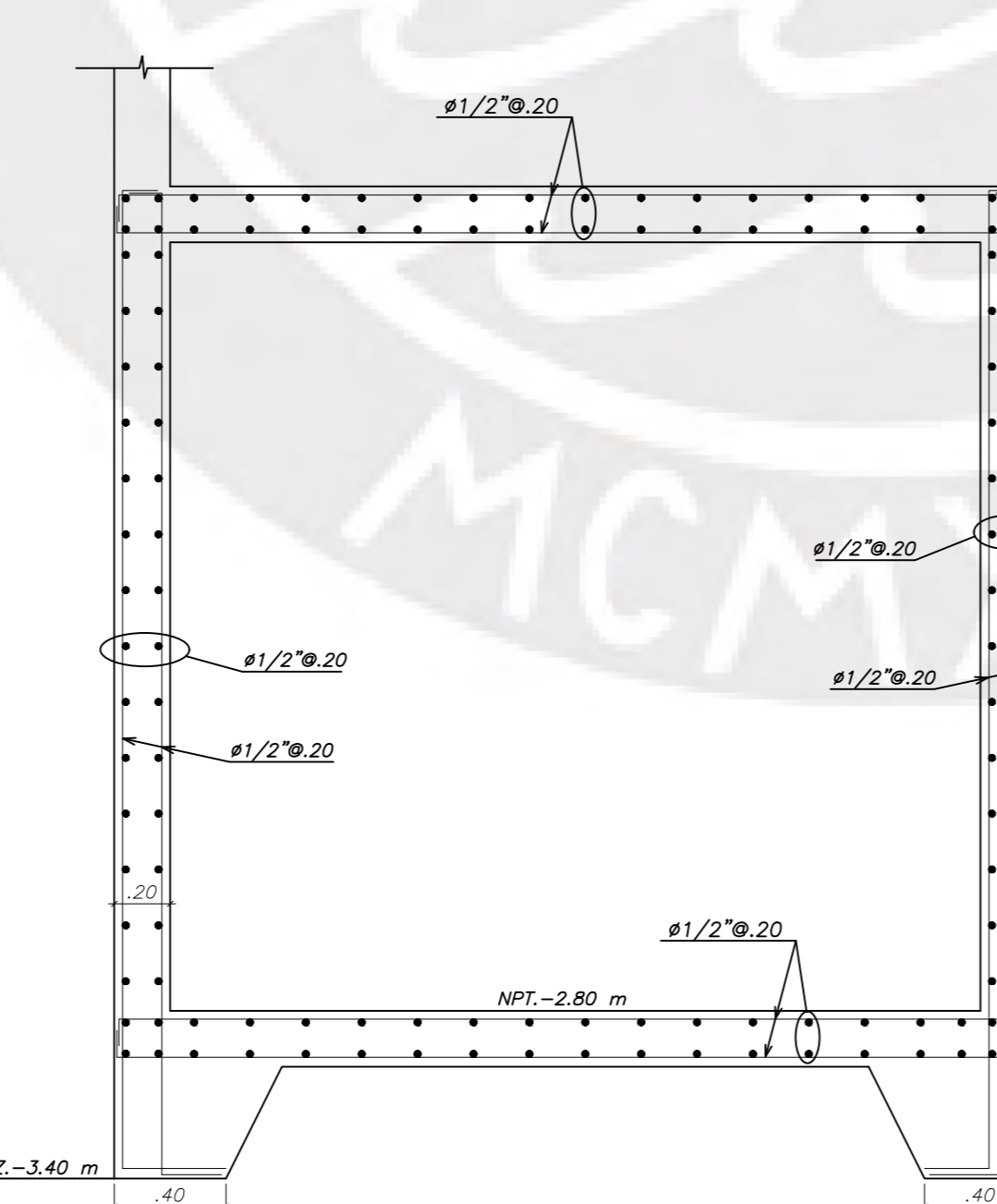
<b>CONCRETO ARMADO 1</b>		
OBRA:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR INCLAN - MIRAFLORES	LÁMINA:
PLANO:	CIMENTACIONES	<b>E1</b>
DISEÑO:	DIBUJO:	ESCALA:
AP	ANTERO PERALTA	1/50
		FECHA:
		DIC-2024
		REVISADO:
		CAHH



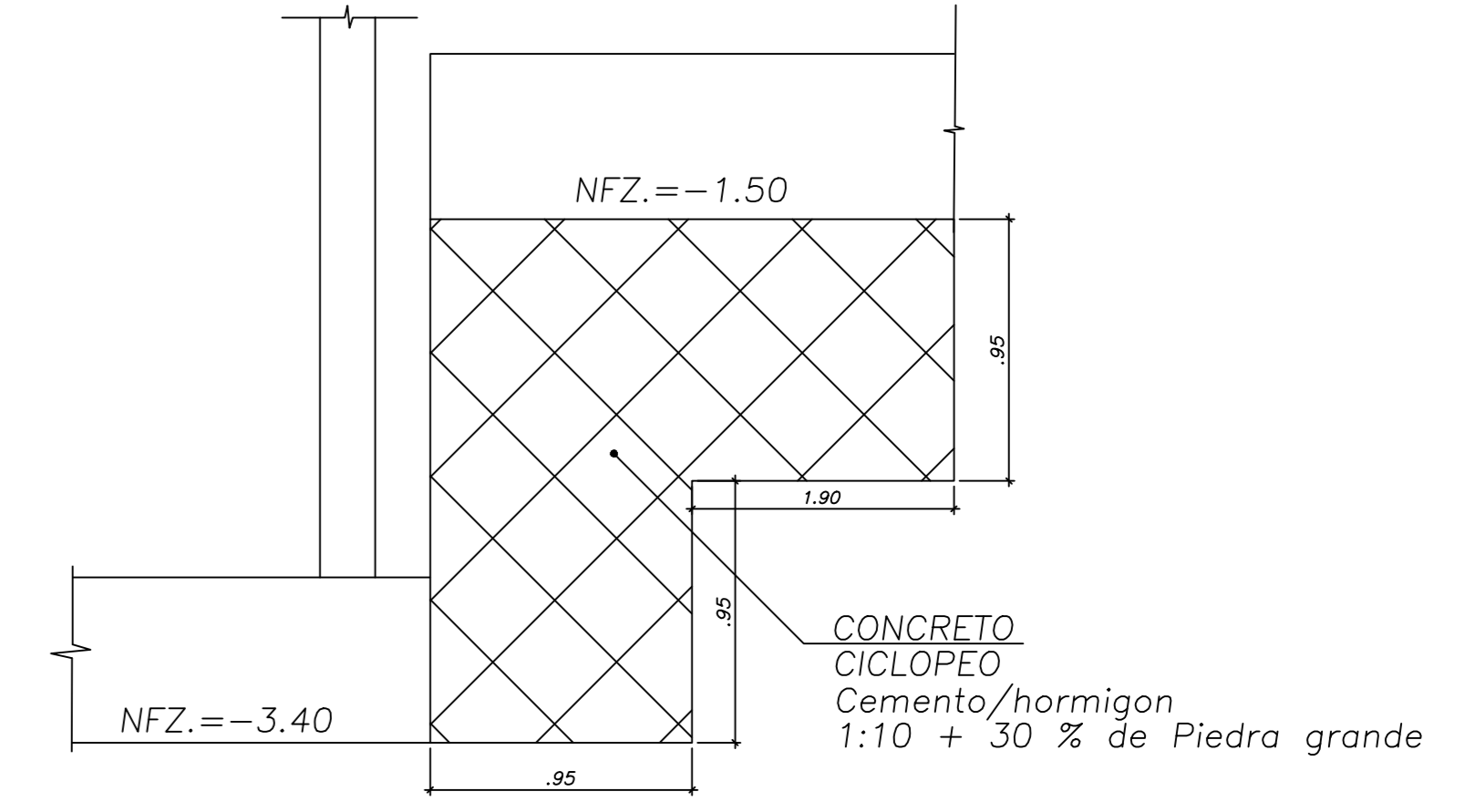
**CISTERNA DE CONSUMO HUMANO - CORTE A-A**  
ESC: 1/25



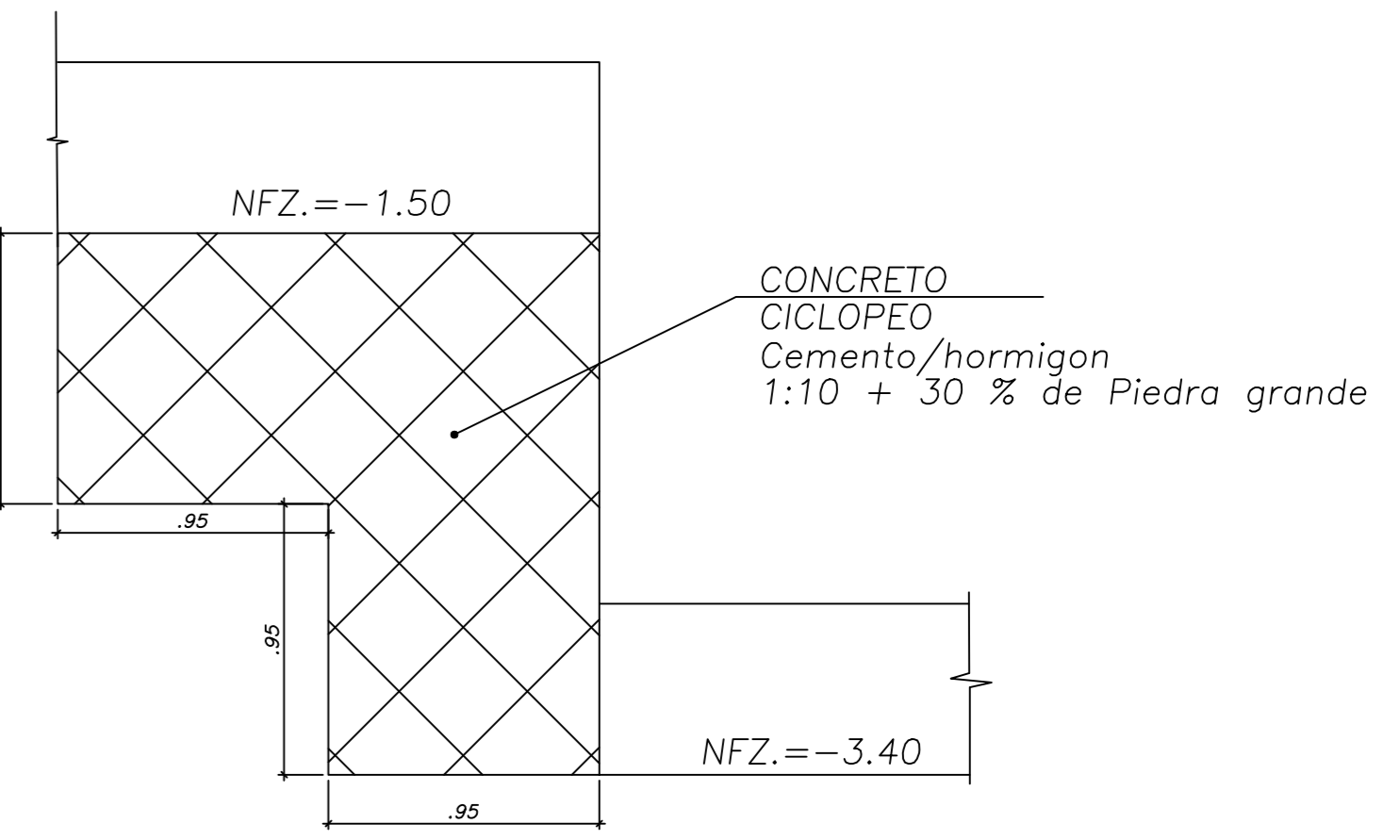
**CISTERNA - CUARTO DE BOMBAS - CORTE B-B**  
ESC: 1/25



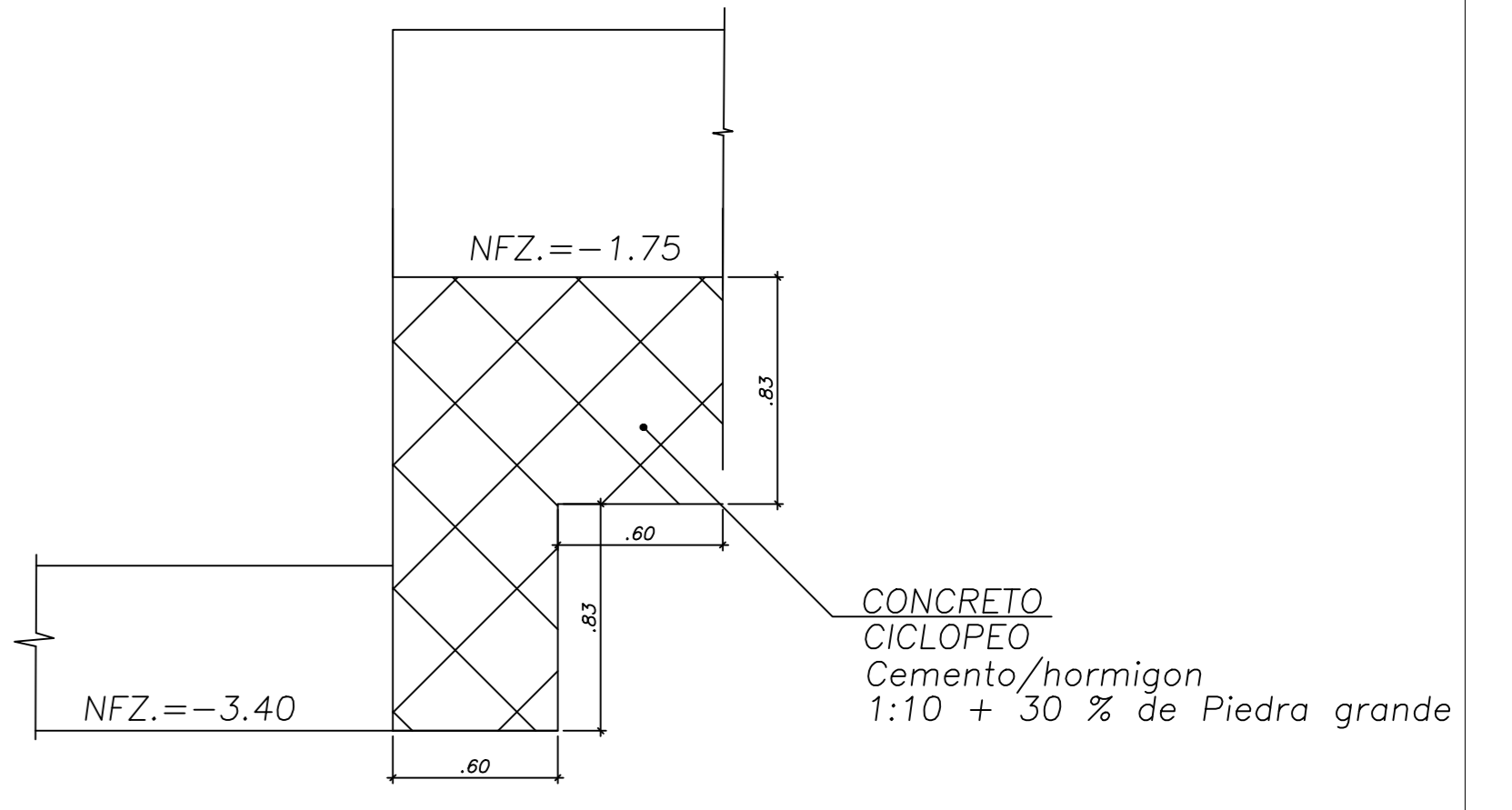
**CIMIENTO ESCALONADO-CORTE C-C**  
ESC: 1/25



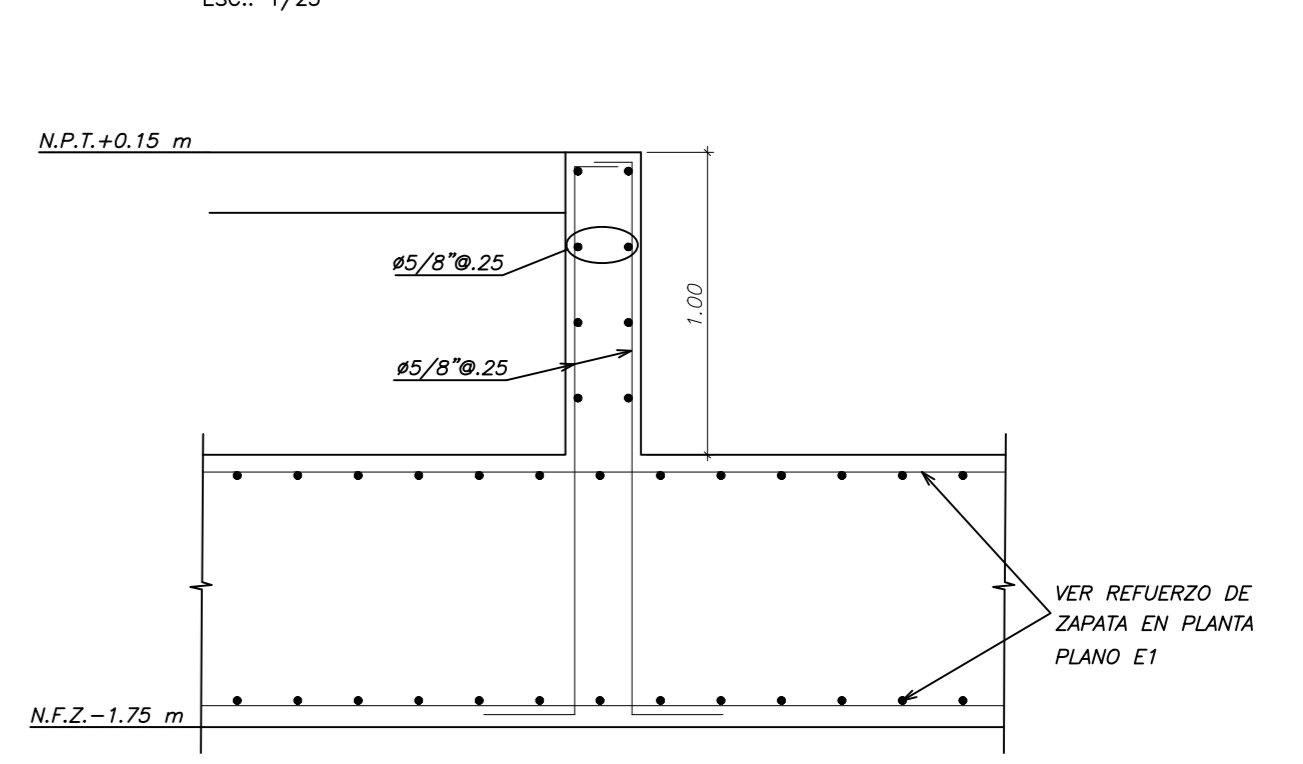
**CIMIENTO ESCALONADO-CORTE D-D**  
ESC: 1/25



**CIMIENTO ESCALONADO-CORTE E-E**  
ESC: 1/25



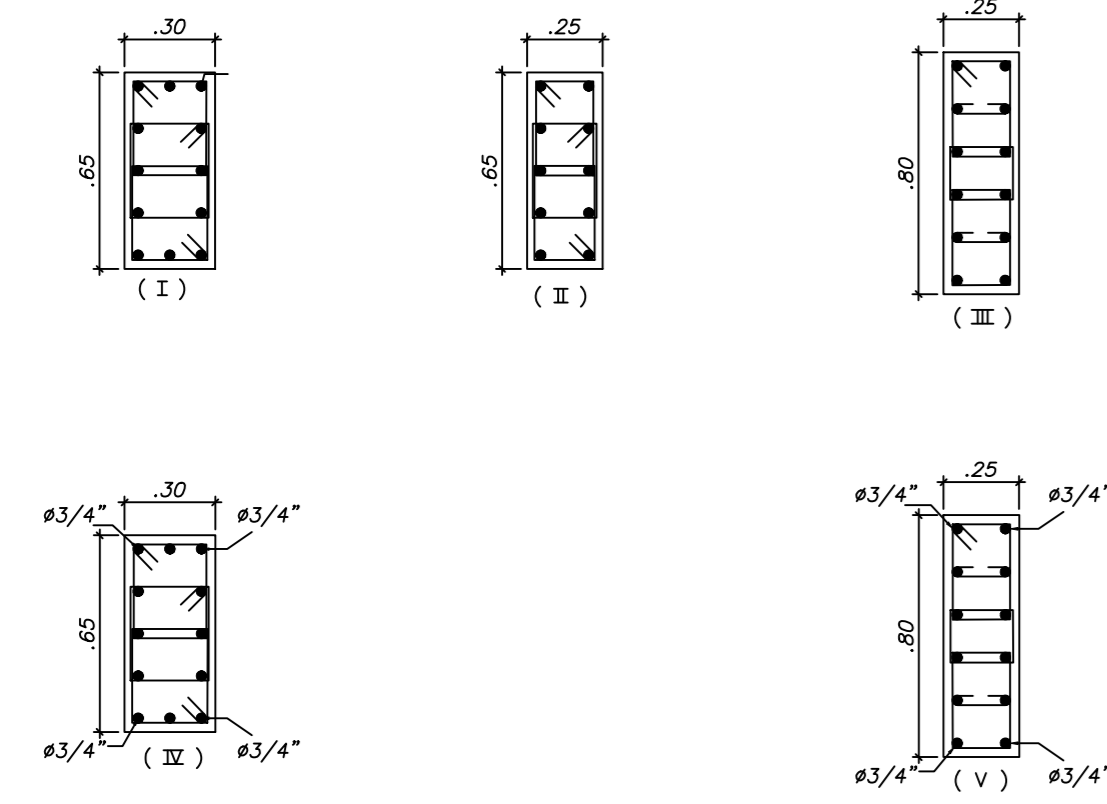
**CORTE F-F**  
ESC: 1/25



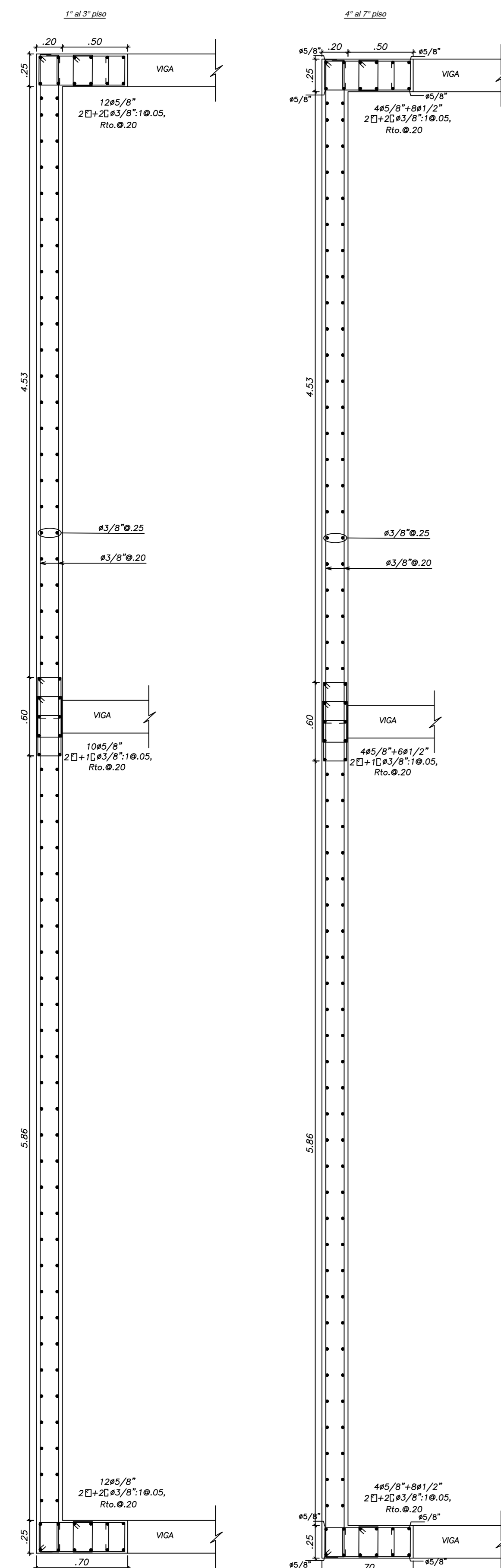
**CONCRETO ARMADO 1**

OBRA:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR INCLAN - MIRAFLORES	LÁMINA:	<b>E2</b>
PLANO:	VIGAS DE CIMENTACIÓN - DETALLES DE CORTES		
DISEÑO:	DIBUJO:	ESCALA:	FECHA:
AP	ANTERO PERALTA	1/25	DIC-2024
			REVISADO:
			CAHH

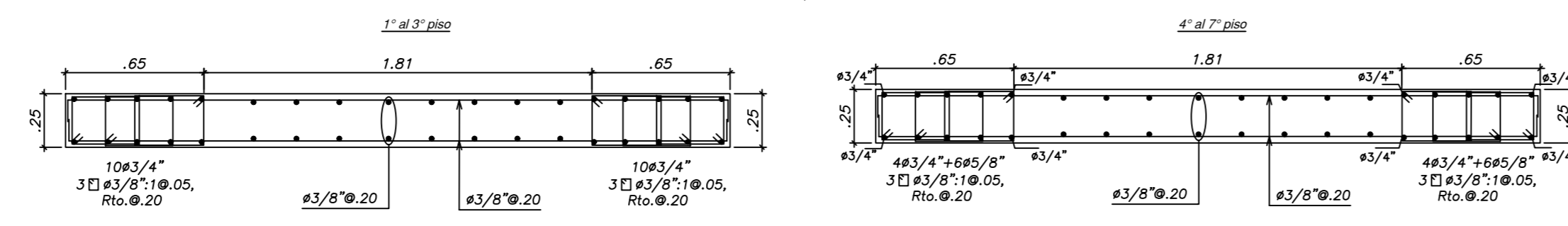
CUADRO DE COLUMNAS					
FC	PISO	TIPO	C - 1	C - 2	C - 3
210 KG/CM2	PISO 1 AL PISO 3		30x65 12x5/4" 3E A3/8"	25x65 10x5/8" 3E A3/8"	25x80 12x5/4" 3E A3/8"
			10.05, 70, 10, 10, 0.25 ( I )	10.05, 70, 10, 10, 0.25 ( II )	10.05, 80, 10, 10, 0.25 ( III )
	PISO 4 AL PISO 7		30x65 4x3/4"-6x5/8" 3E A3/8"	25x65 10x5/8" 3E A3/8"	25x80 4x3/4"-6x5/8" 3E A3/8"
			10.05, 70, 10, 10, 0.25 ( IV )	10.05, 70, 10, 10, 0.25 ( V )	10.05, 80, 10, 10, 0.25 ( VI )



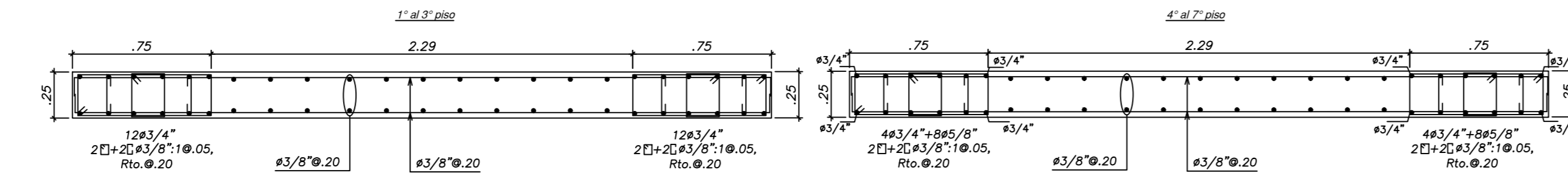
PLACA P-1  
ESC.: 1/25



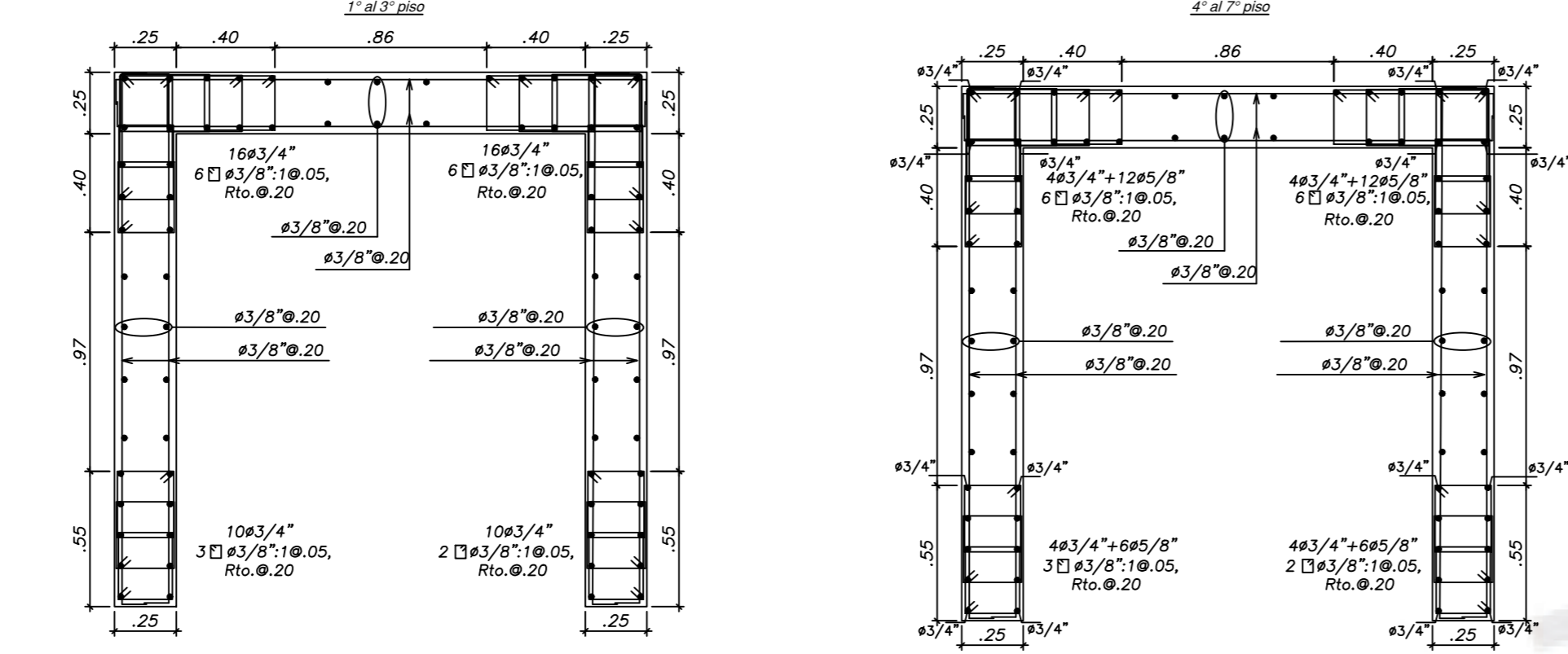
PLACA P-2 y P-7  
ESC.: 1/25



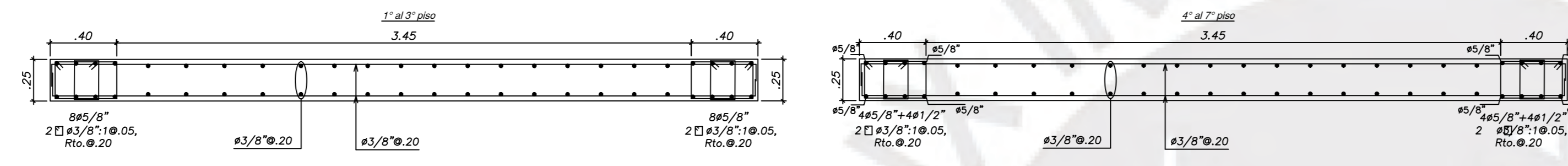
PLACA P-3  
ESC.: 1/25



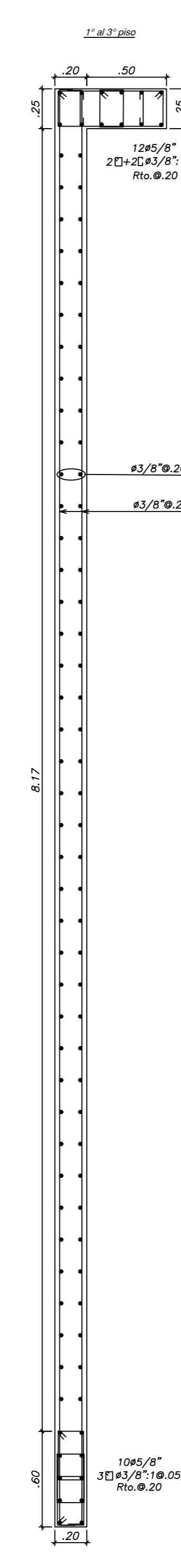
PLACA P-4  
ESC.: 1/25



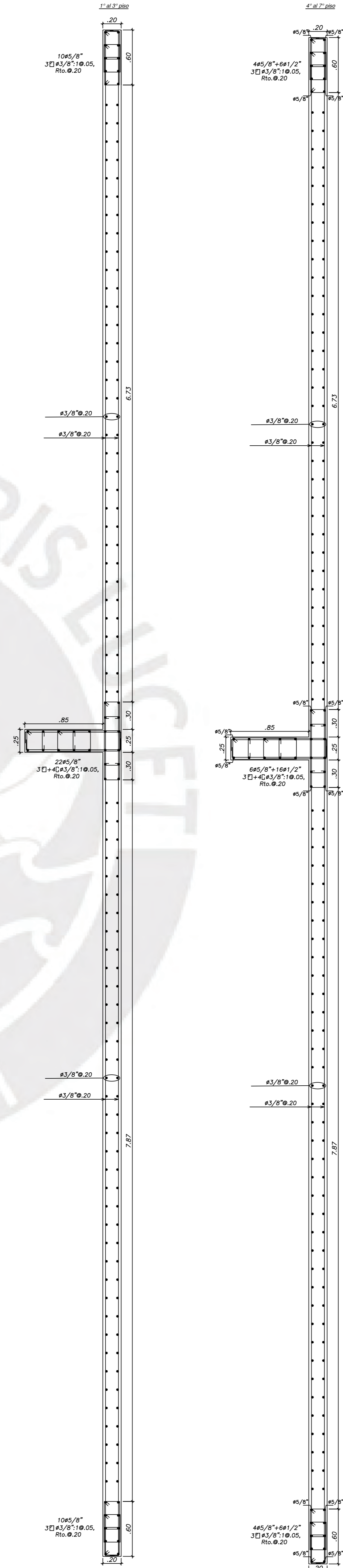
PLACA P-5  
ESC.: 1/25



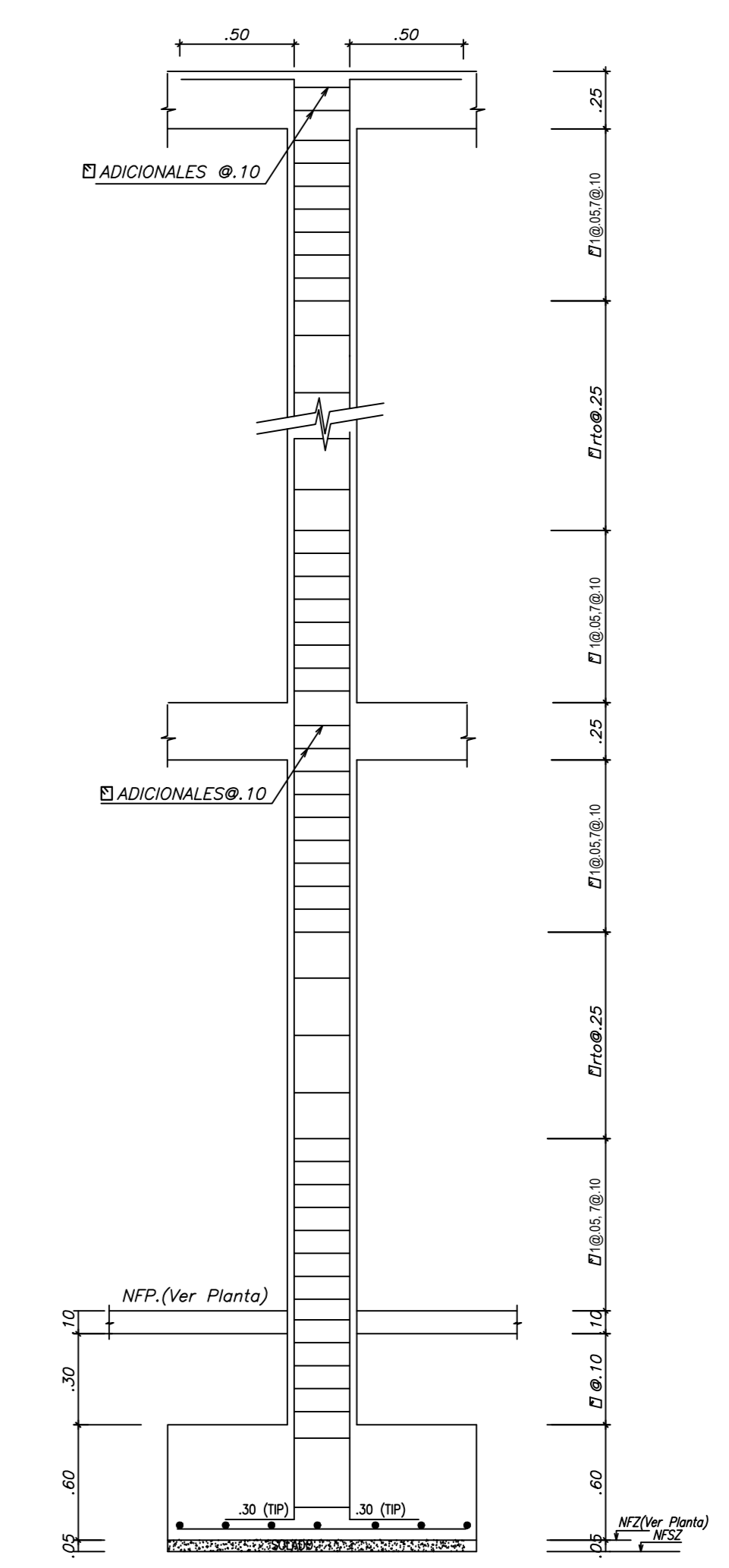
PLACA P-6  
ESC.: 1/25



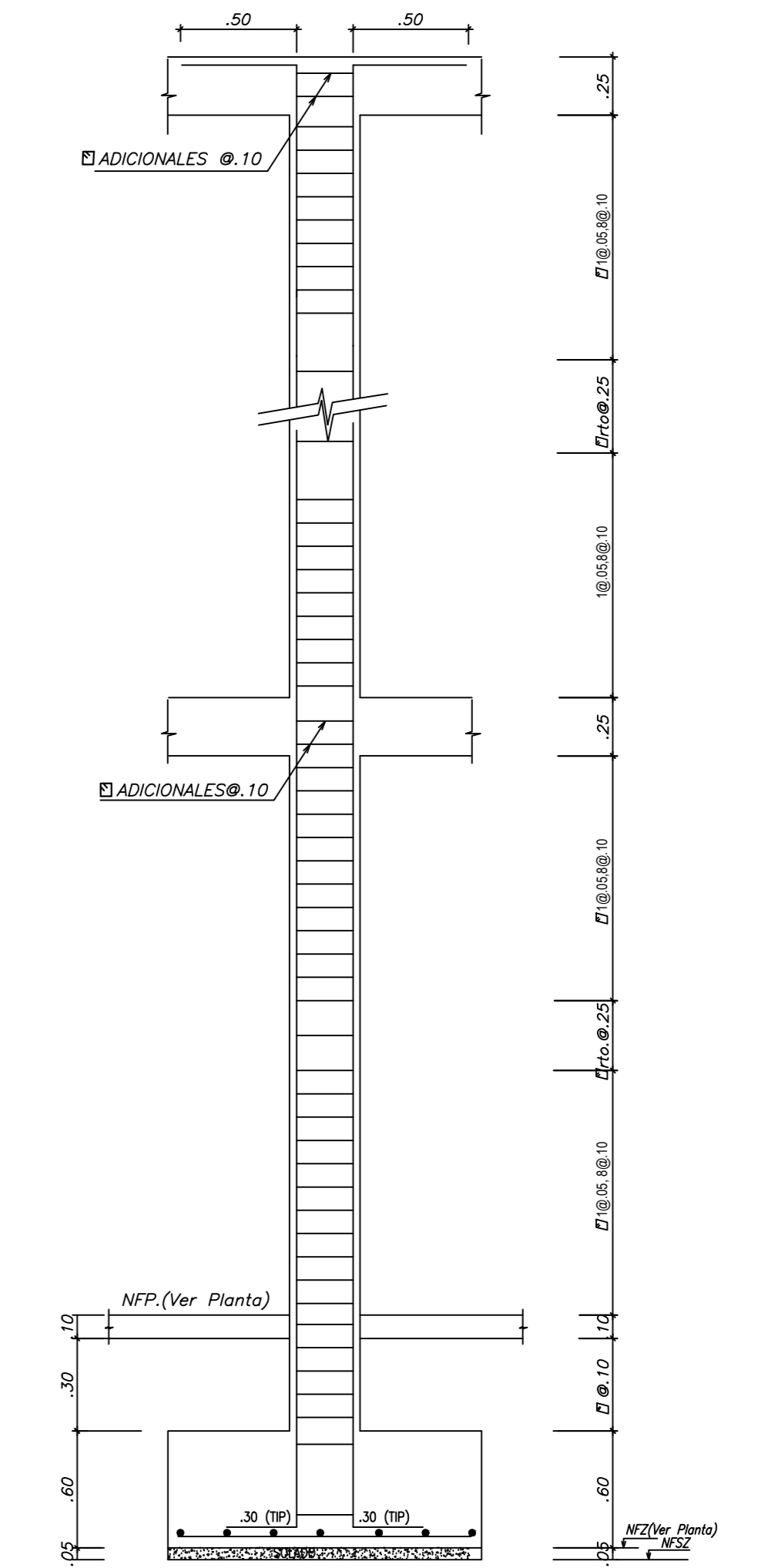
PLACA P-8  
ESC.: 1/25



Detalle de Confinamiento de Columnas C-1 y C-2  
ESC.: 1/25



Detalle de Confinamiento de Columna C-3  
ESC.: 1/25



CONCRETO ARMADO 1

OBRA: EDIFICIO MULTIFAMILIAR INCLAN - MIRAFLORES

LÁMINA:

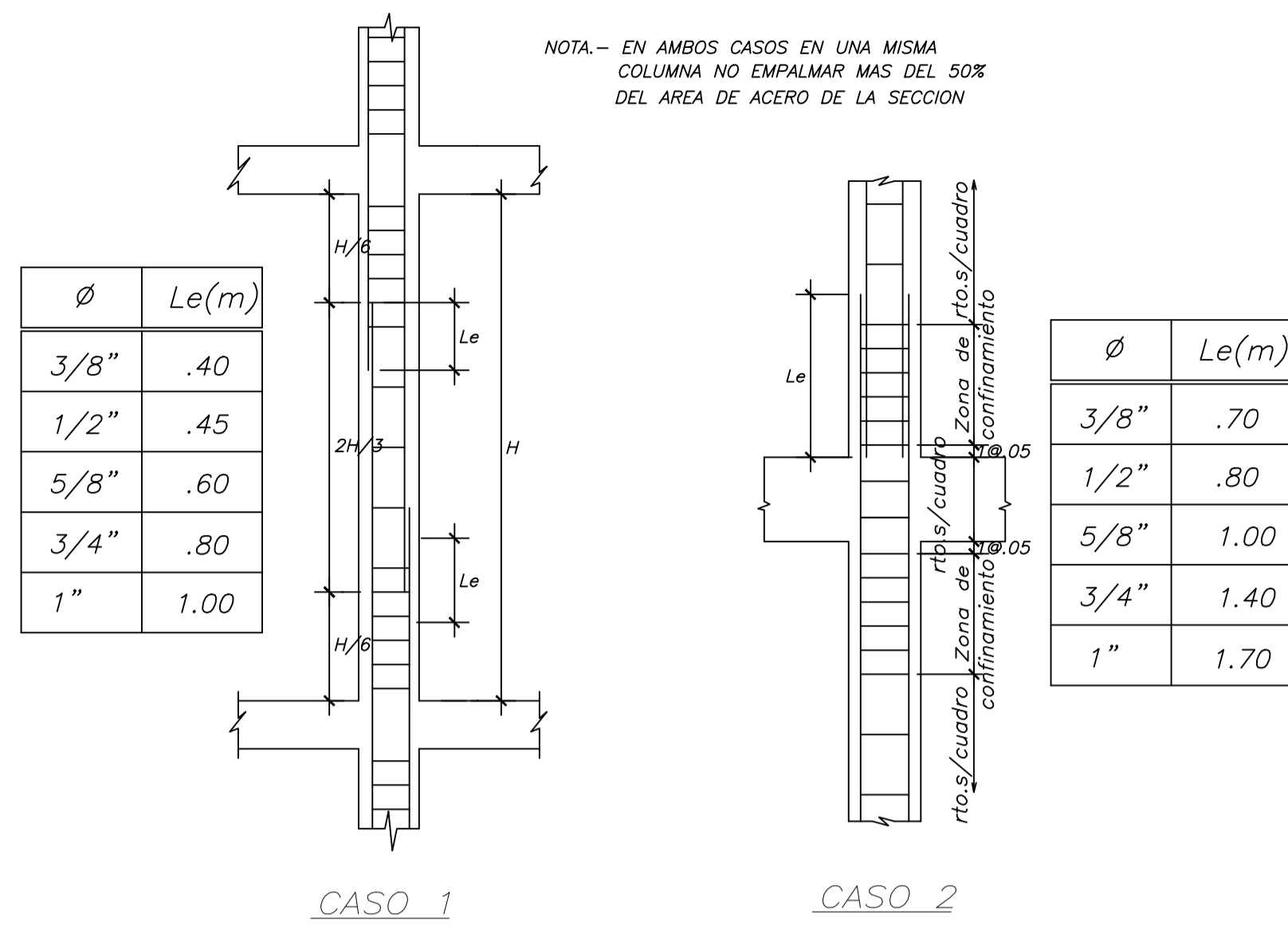
PLANO: COLUMNAS Y PLACAS

E3

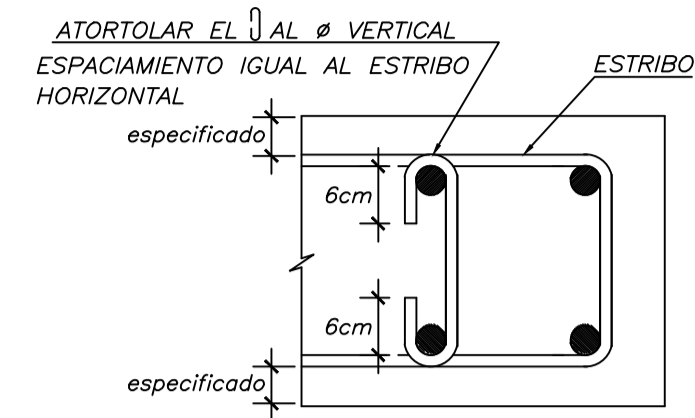
DISEÑO: DIBUJO: ESCALA: FECHA:  
AP ANTERO PERALTA 1/25 DIC-2024

REVISADO:  
CAHH

DETALLE DE EMPALME DE COLUMNA

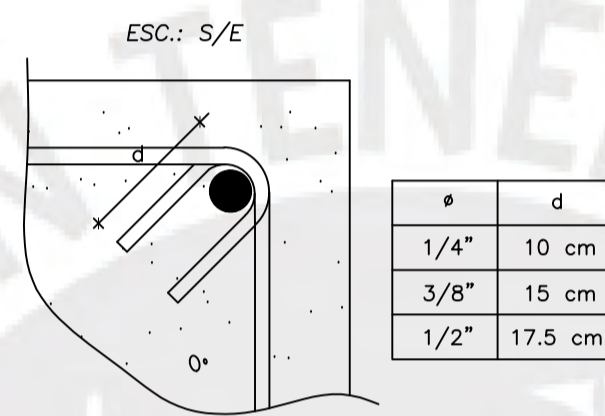


DETALLE DE GANCHO EN COLUMNAS

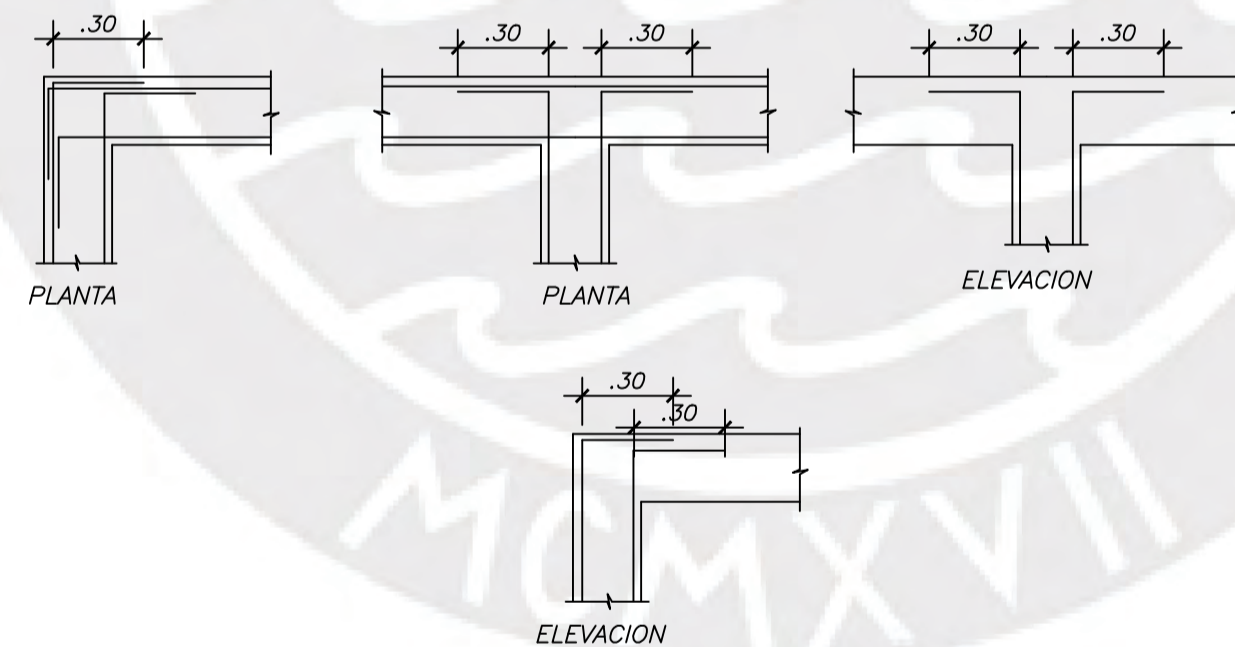


$\phi$	$Le(m)$
3/8"	.70
1/2"	.80
5/8"	1.00
3/4"	1.40
1"	1.70

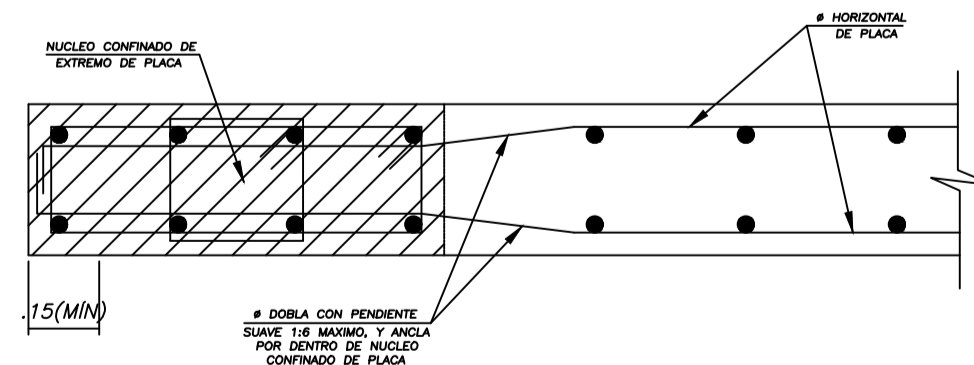
Detalle de doblado de estribos



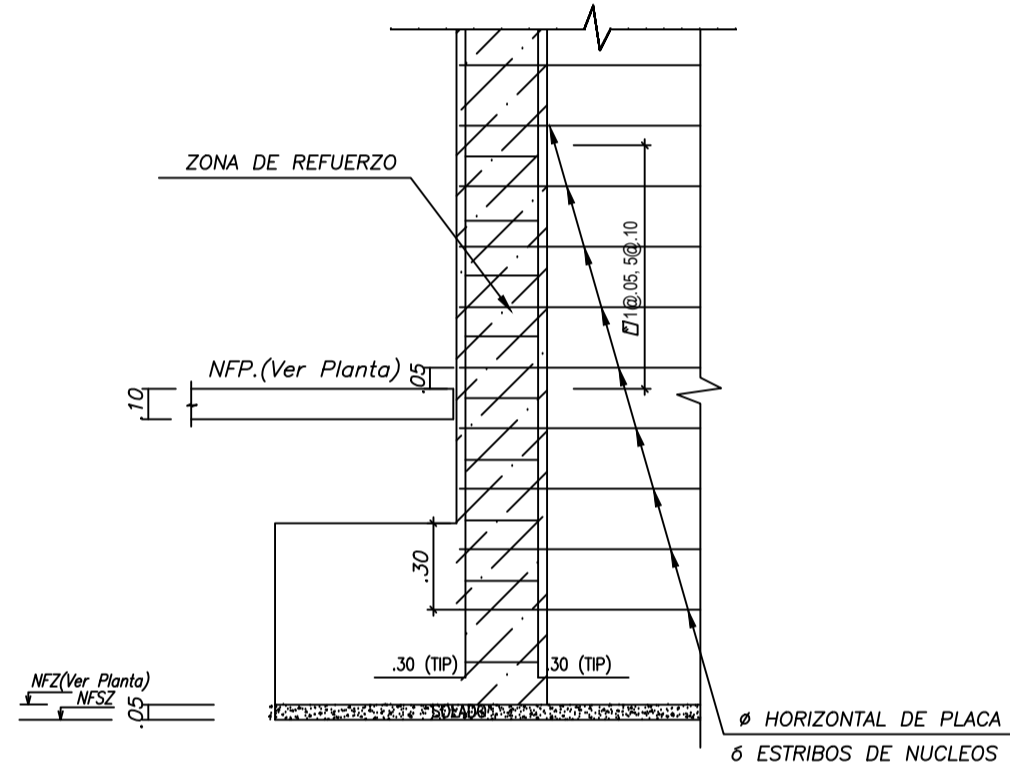
DETALLE DE ANCLAJE DE REFUERZO EN PLACAS



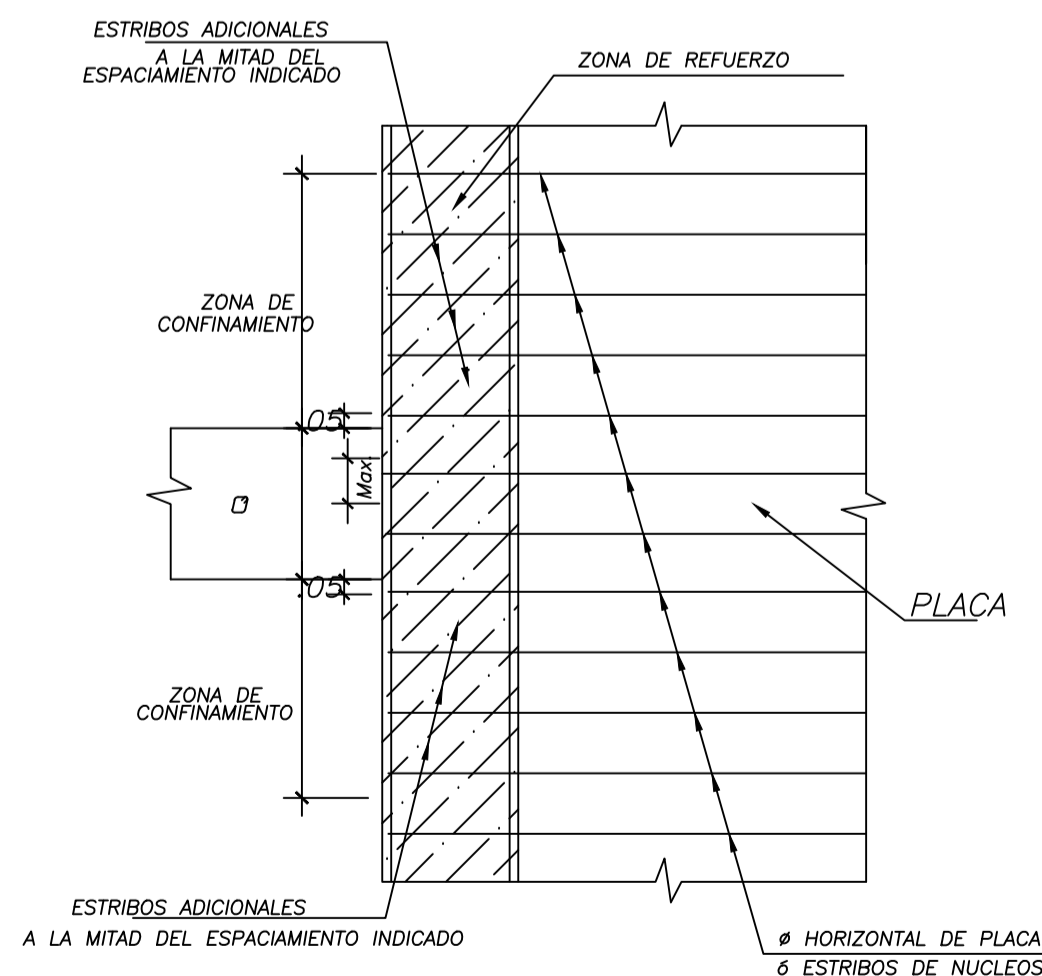
REFUERZO HORIZONTAL DEL ALMA DE MURO DENTRO DE NUCLEO CONFINADO DEL ELEMENTO DE BORDE



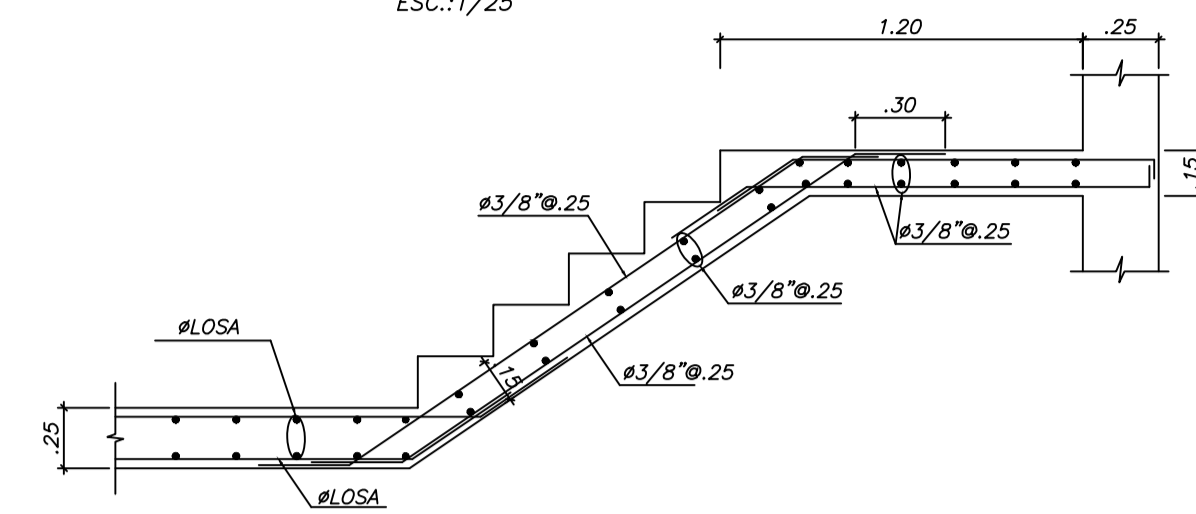
CONFINAMIENTO DE PLACAS EN ZAPATA



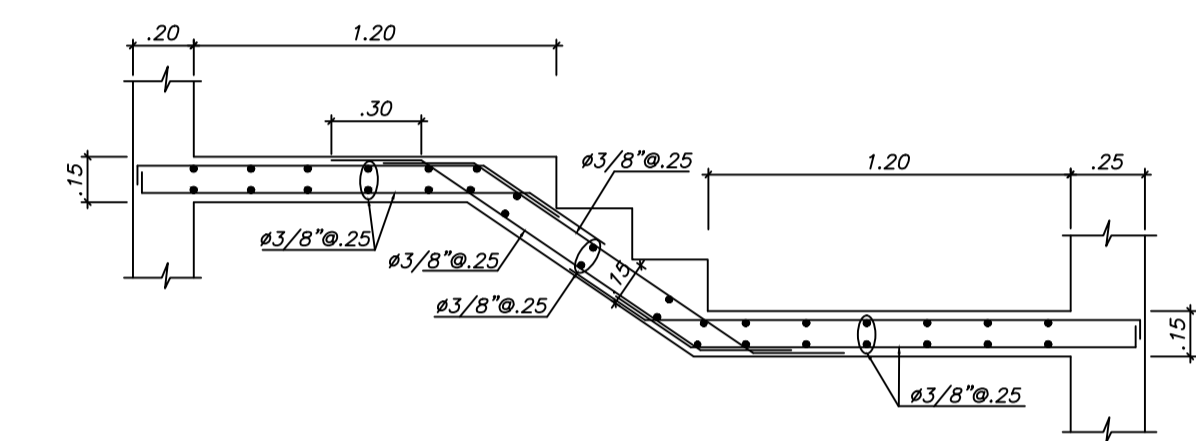
CONFINAMIENTO DE PLACAS



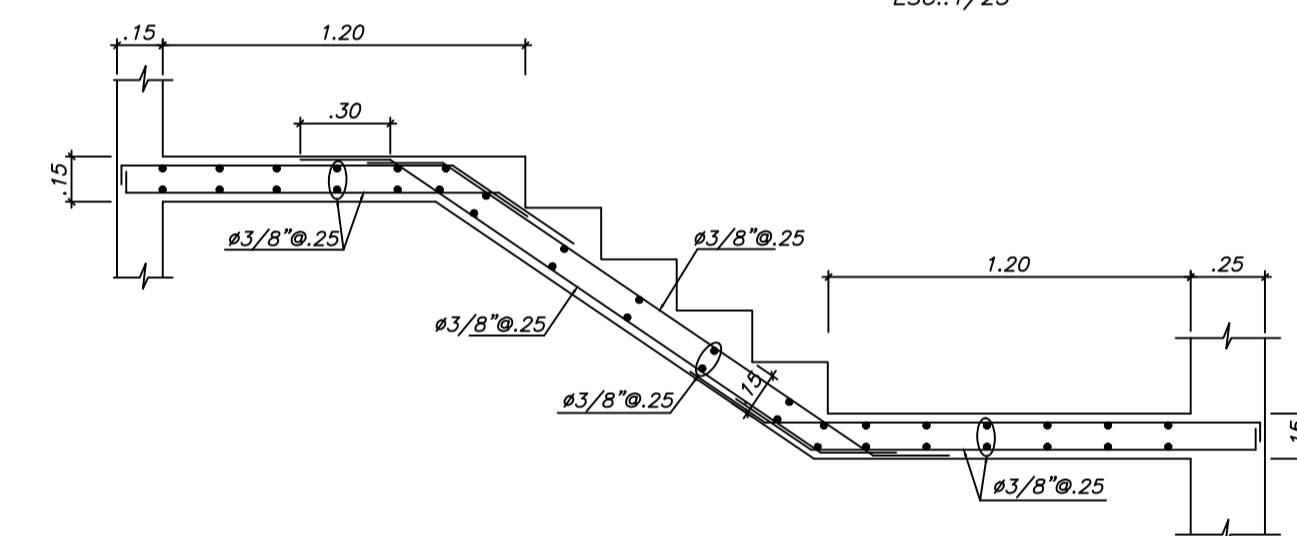
Escalera 1 TRAMO 1 (TIPICO) - S/C=200kg/m2 ESC.:1/25



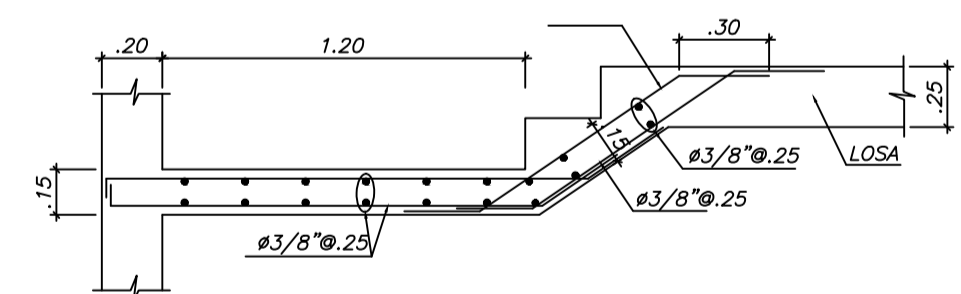
Escalera 1 TRAMO 2 (TIPICO) - S/C=200kg/m2 ESC.:1/25



Escalera 1 TRAMO 3 (TIPICO) - S/C=200kg/m2 ESC.:1/25



Escalera 1 TRAMO 4 (TIPICO) - S/C=200kg/m2 ESC.:1/25



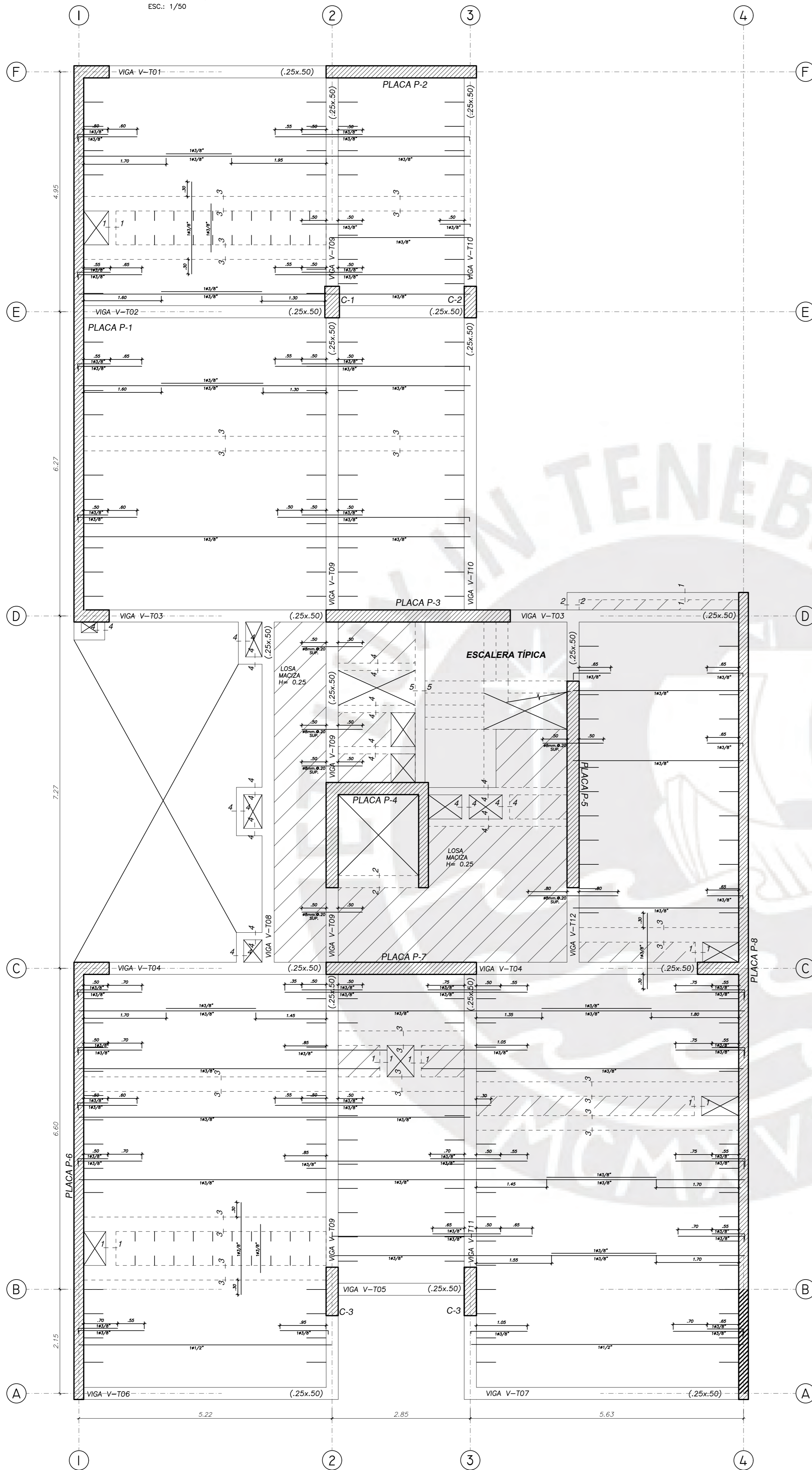
CONCRETO ARMADO 1

OBRA:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR INCLAN - MIRAFLORES	LÁMINA:	<b>E4</b>	
PLANO:	DETALLES DE COLUMNAS, PLACAS Y ESCALERAS			
DISEÑO:	DIBUJO:	ESCALA:	FECHA:	REVISADO:
AP	ANTERO PERALTA	1/25	DIC-2024	CAHH

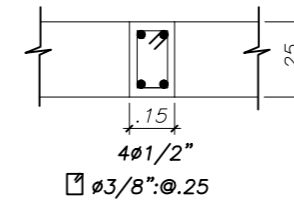
**ENCOFRADO PISO TÍPICO (NIVEL +2.95, +5.67, + 8.39, +11.11, +13.83, +16.55)**

H=0.25 - S/C=200kg/m<sup>2</sup>

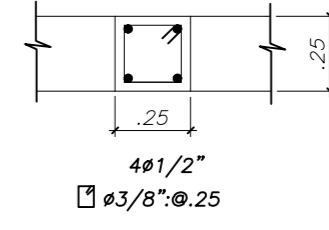
ESC.: 1/50



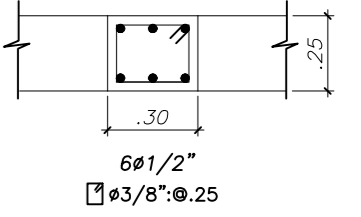
**CORTE 1-1**  
ESC.: 1/25



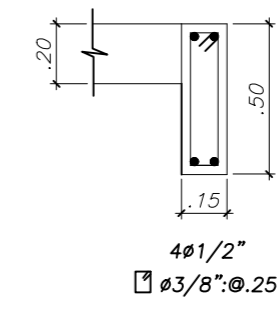
**CORTE 2-2**  
ESC.: 1/25



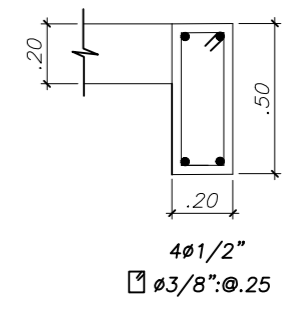
**CORTE 3-3**  
ESC.: 1/25



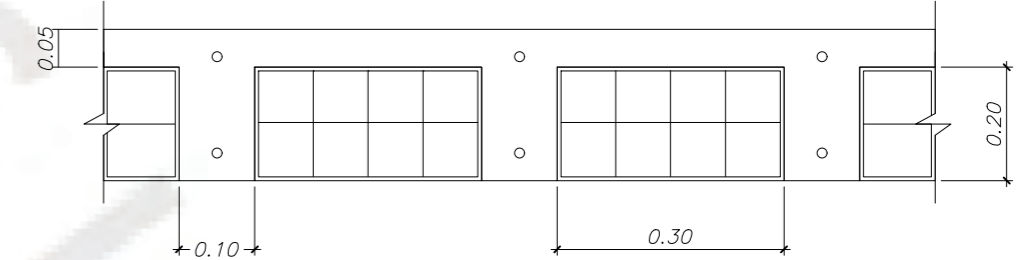
**CORTE 4-4**  
ESC.: 1/25



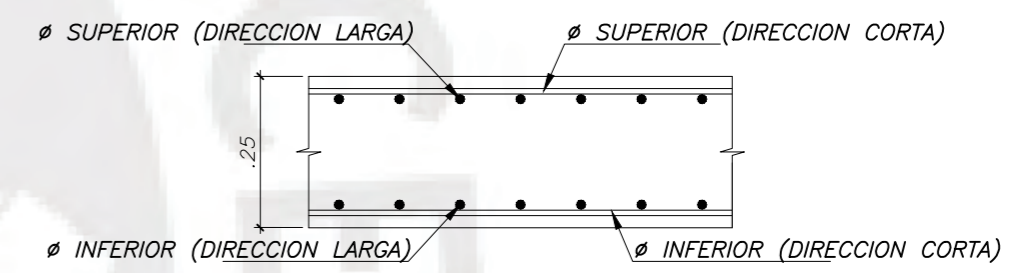
**CORTE 5-5**  
ESC.: 1/25



**DETALLE DE ALIGERADO**  
H = 0.25 m (Esc.1:10)



**DETALLE DE LOSA MACIZA**  
H = 0.25 m (Esc.1:10)



**LEYENDA**

LOSA EN UNA DIRECCIÓN DE H= 0.25 m  
 LOSA ALIGERADA EN UNA DIRECCIÓN CON VIGUETAS CON UN ESPACIAMIENTO @0.40m  
 (En las plantas solo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)

LOSA EN DOS DIRECCIONES DE H= 0.25 m  
 LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR #8mm @0.20m  
 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR #10mm @0.20m  
 (En las plantas solo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas)

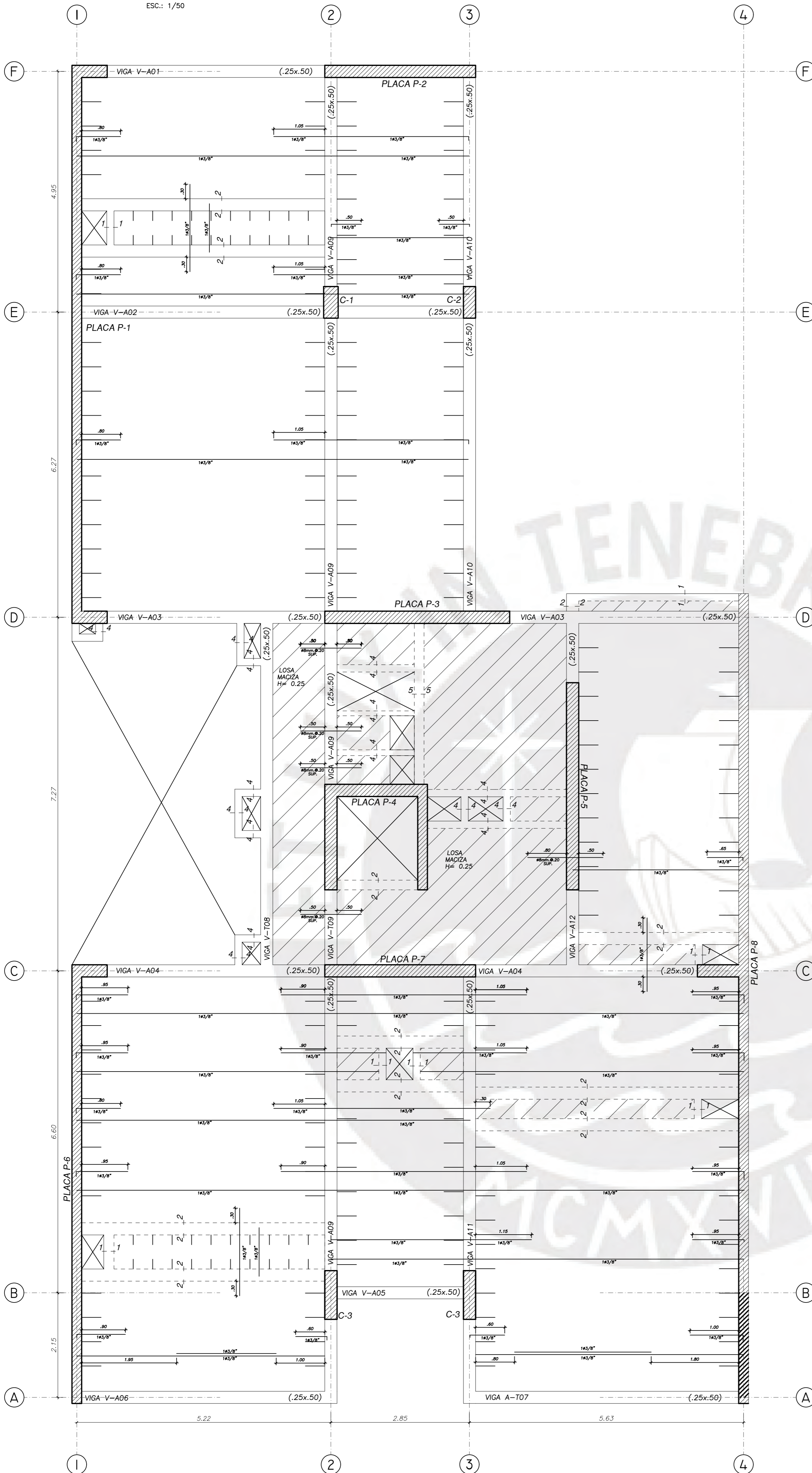
**CONCRETO ARMADO 1**

OBRA:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR INCLAN - MIRAFLORES	LÁMINA:	<b>E5</b>
PLANO:	ENCOFRADO TECHO TÍPICO		
DISEÑO:	DIBUJO:	ESCALA:	FECHA:
AP	ANTERO PERALTA	1/50	AGO-2023
			REVISADO:
			CAHH

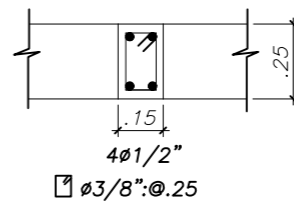
**ENCOFRADO AZOTEA (NIVEL +19.27)**

H=0.25 - S/C=100kg/m<sup>2</sup>

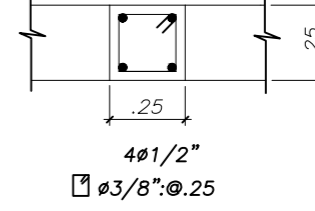
ESC.: 1/50



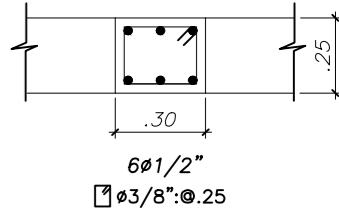
**CORTE 1-1**  
ESC.: 1/25



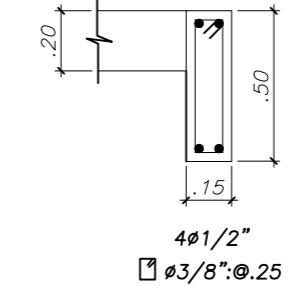
**CORTE 2-2**  
ESC.: 1/25



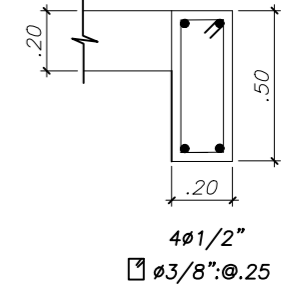
**CORTE 3-3**  
ESC.: 1/25



**CORTE 4-4**  
ESC.: 1/25

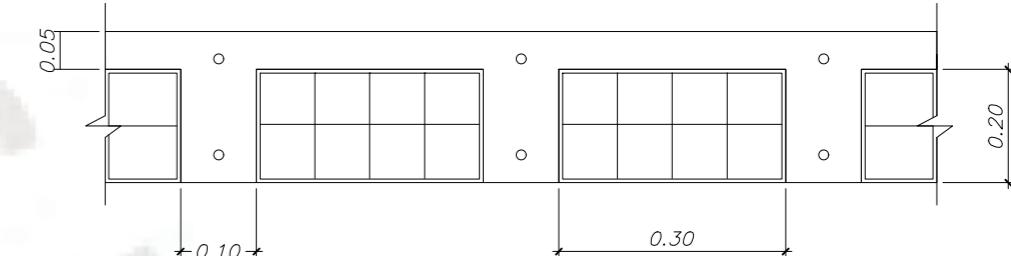


**CORTE 5-5**  
ESC.: 1/25



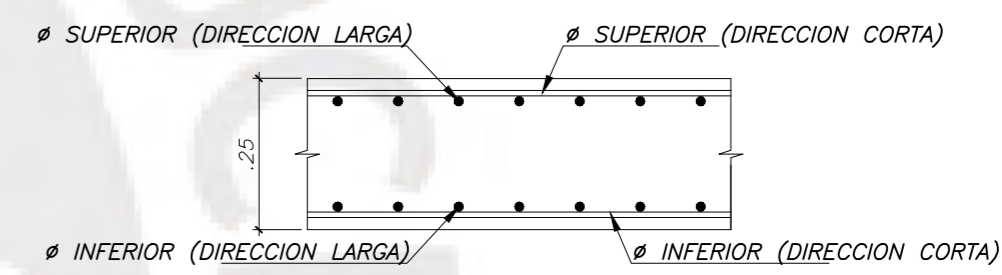
**DETALLE DE ALIGERADO**

H = 0.25 m (Esc.1:10)



**DETALLE DE LOSA MACIZA**

H = 0.25 m (Esc.1:10)



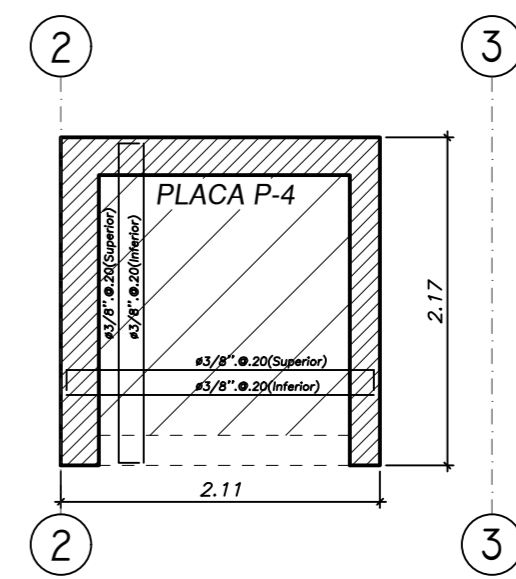
**LEYENDA**

- LOSA EN UNA DIRECCIÓN DE H = 0.25 m.**  
 LOSA ALIGERADA EN UNA DIRECCIÓN CON VIGUETAS CON UN ESPACIAMIENTO @0.40m  
 (En las plantas solo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)
- LOSA EN DOS DIRECCIONES DE H = 0.25 m**  
 LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR ø8mm @0.20m  
 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR ø3/8" @0.20m  
 (En las plantas solo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas)

**ENCOFRADO TECHO DE AZOTEA (NIVEL +19.27)**

H=0.25 - S/C=1000kg/m<sup>2</sup>

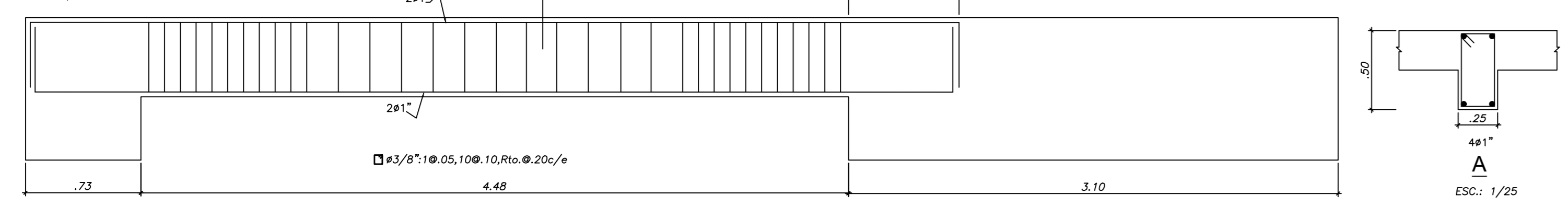
ESC.: 1/50



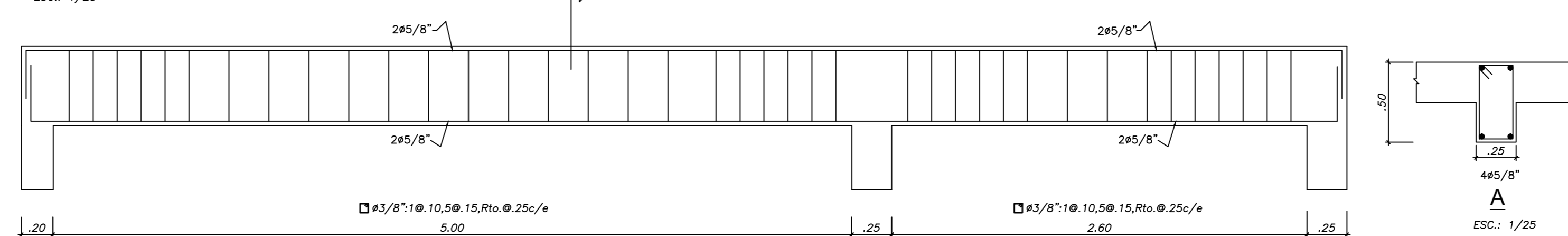
**CONCRETO ARMADO 1**

OBRA:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR INCLAN - MIRAFLORES	LÁMINA:	<b>E6</b>
PLANO:	ENCOFRADO TECHO AZOTEA		
DISEÑO:	DIBUJO:	ESCALA:	FECHA:
AP	ANTERO PERALTA	1/50	AGO-2023
			REVISADO:
			CAHH

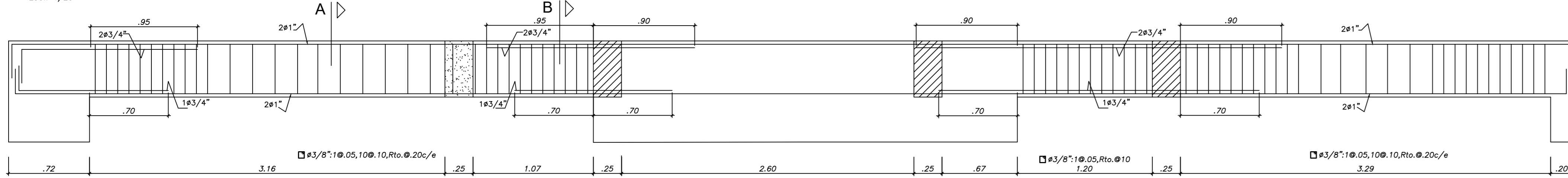
VIGA V-T01 (.25x.50) (T=1,2,3,4,5,6 y 7)



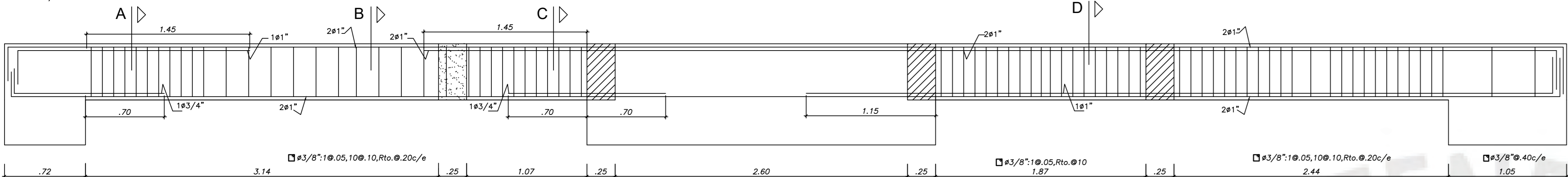
VIGA V-T02 (.25x.50) (T=1,2,3,4,5,6 y 7)



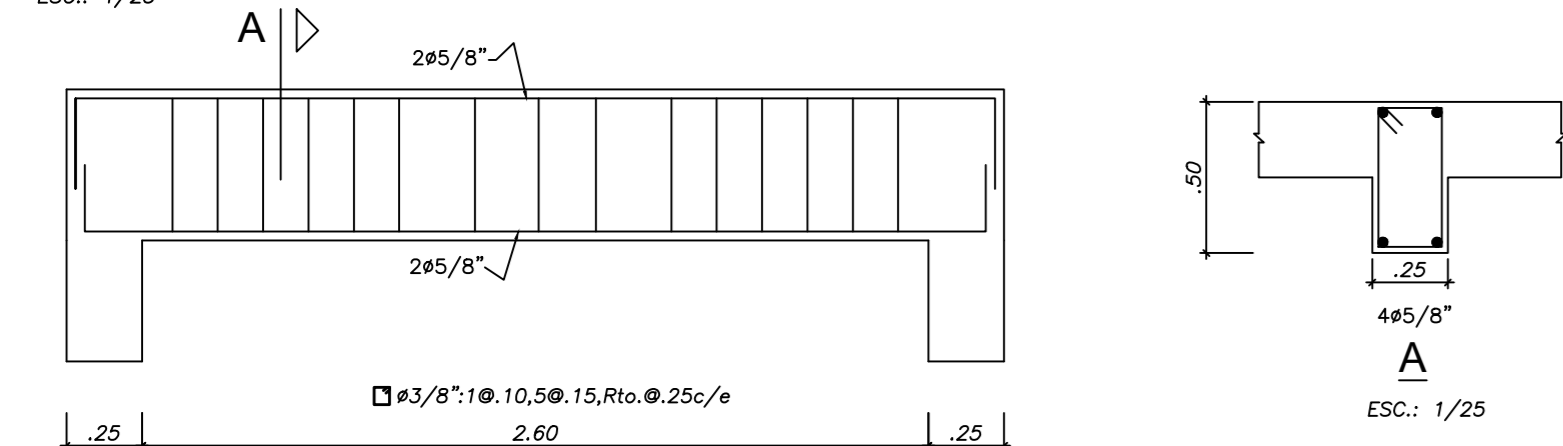
VIGA V-T03 (.25x.50) (T=1,2,3,4,5,6 y 7)



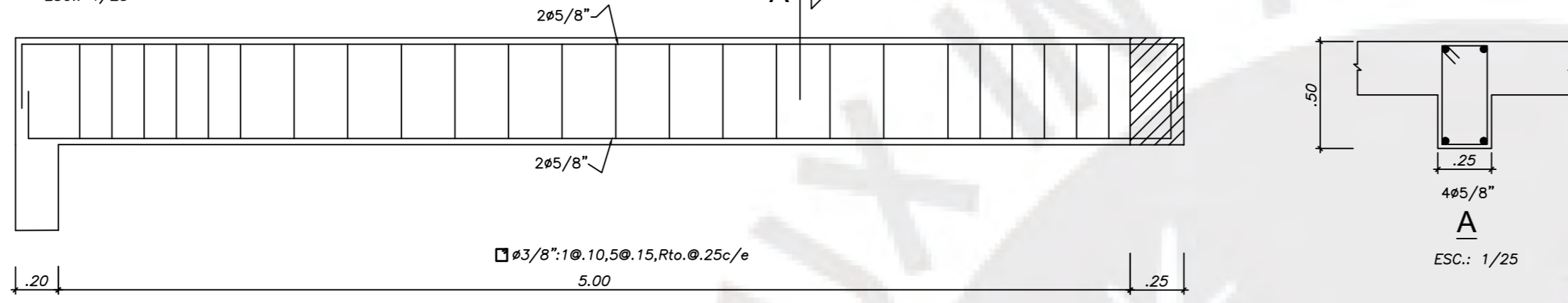
VIGA V-T04 (.25x.50) (T=1,2,3,4,5,6 y 7)



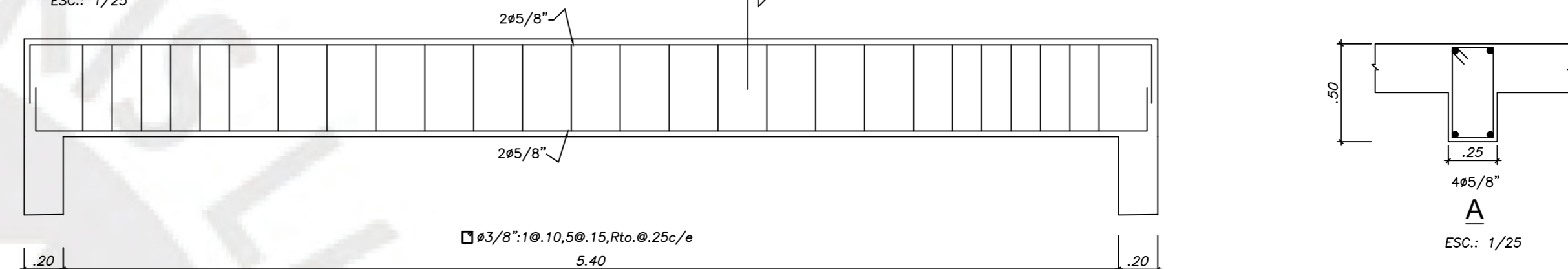
VIGA V-T05 (.25x.50) (T=1,2,3,4,5,6 y 7)



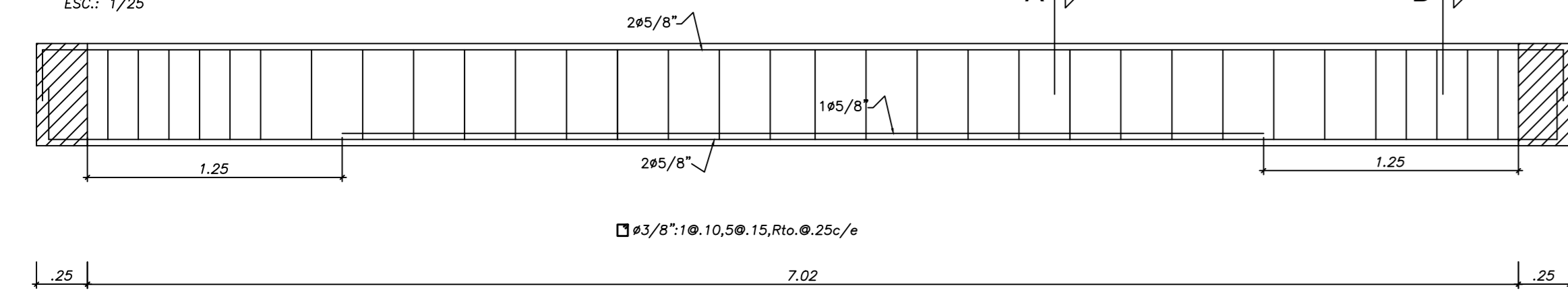
VIGA V-T06 (.25x.50) (T=1,2,3,4,5,6 y 7)



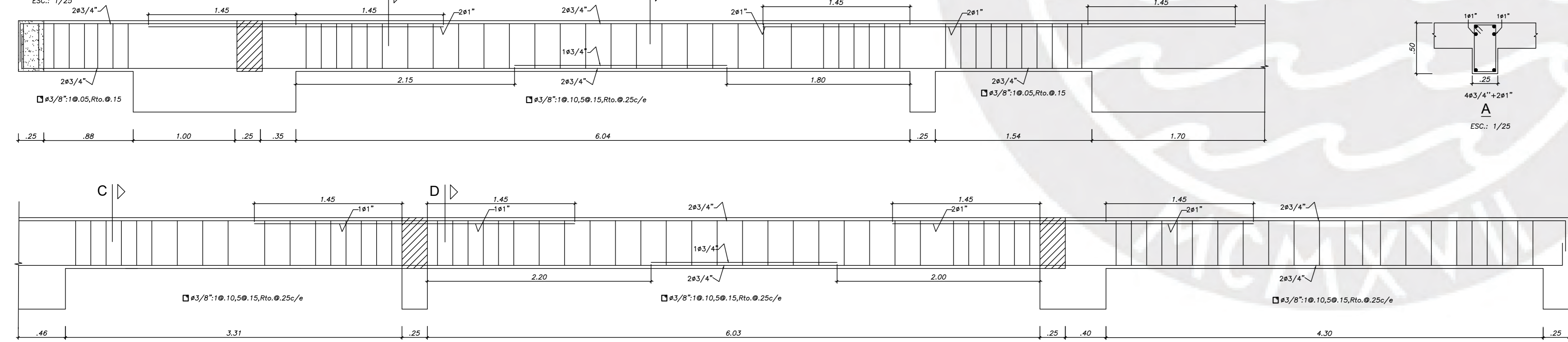
VIGA V-T07 (.25x.50) (T=1,2,3,4,5,6 y 7)



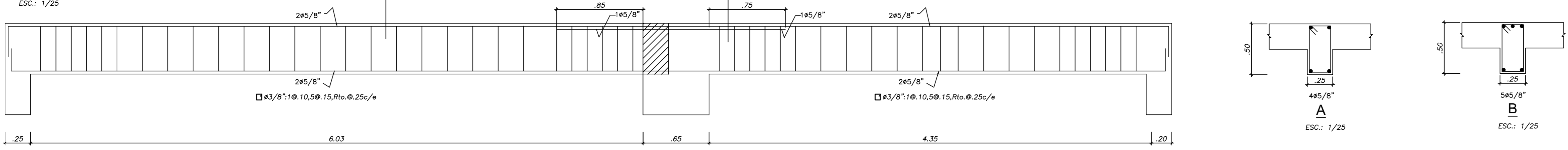
VIGA V-T08 (.25x.50) (T=1,2,3,4,5,6 y 7)



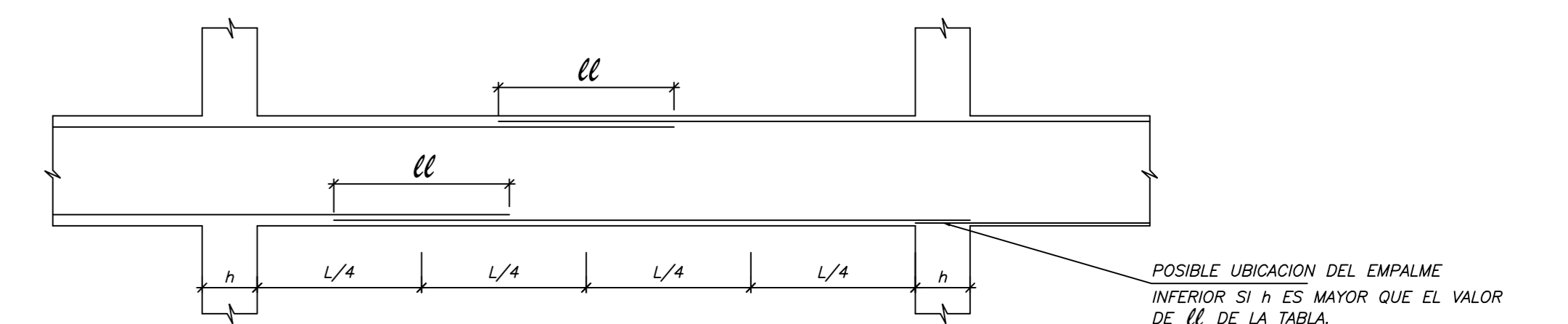
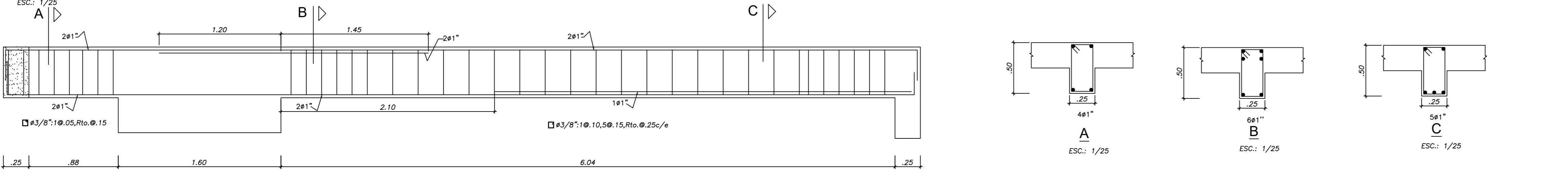
VIGA V-T09 (.25x.50) (T=1,2,3,4,5,6 y 7)



VIGA V-T10 (.25x.50) (T=1,2,3,4,5,6 y 7)



VIGA V-T11 (.25x.50) (T=1,2,3,4,5,6 y 7)



NOTA: - NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL DE ACERO EN UNA MISMA SECCION.  
- LA DISTANCIA LIBRE MINIMA ENTRE EMPALMES CONSECUTIVOS SERA 2L  
- PARA ALIGERADOS, VIGAS CHATAS Y LOSAS, EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS CON UNA LONGITUD MINIMA DE 30cm.

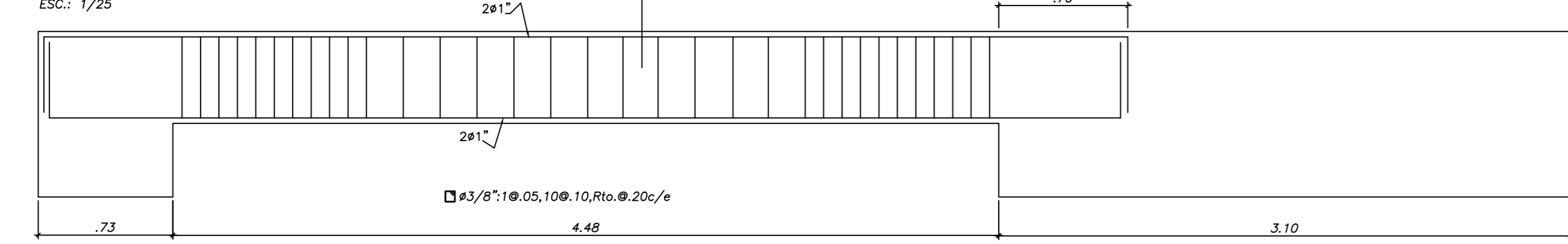
Ø	ℓ (m)
3/8"	.40
1/2"	.50
5/8"	.60

EMPALMES TRASLAPADOS DE Ø EN VIGAS Y CORTES

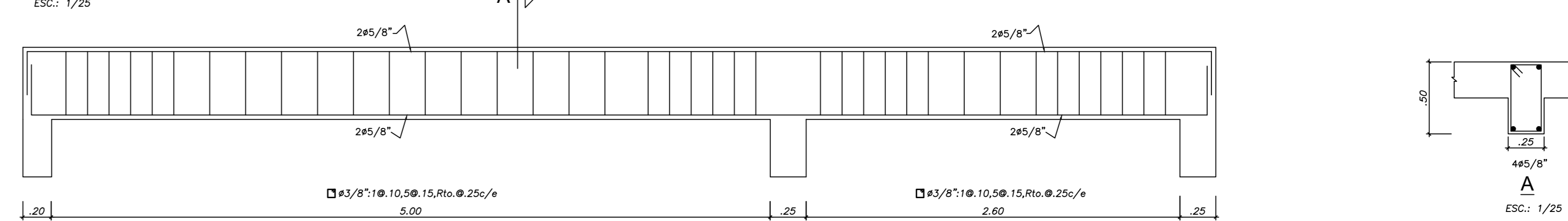
CONCRETO ARMADO 1

OBRA:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR INCLAN - MIRAFLORES	LÁMINA:	E7	
PLANO:	VIGAS PERALTADAS DEL PISO TÍPICO			
DISEÑO:	DIBUJO:	ESCALA:	FECHA:	REVISADO:
AP	ANTERO PERALTA	1/25	DIC-2024	CAHH

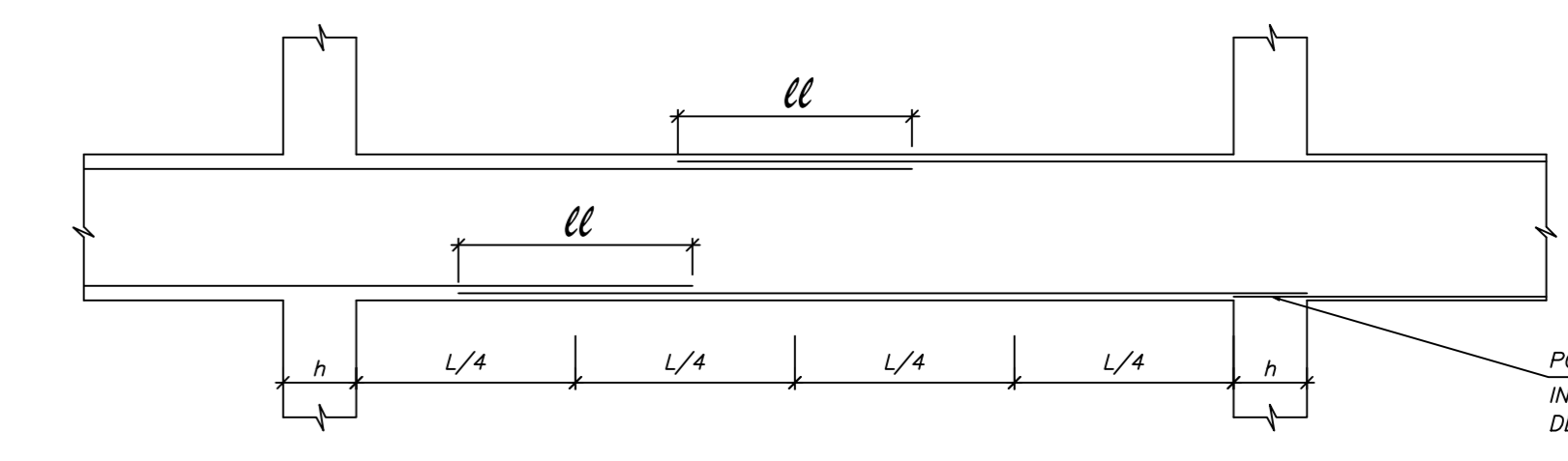
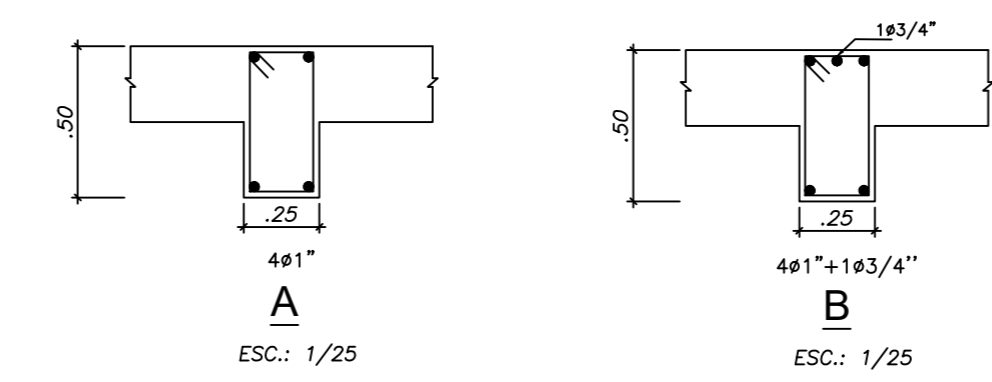
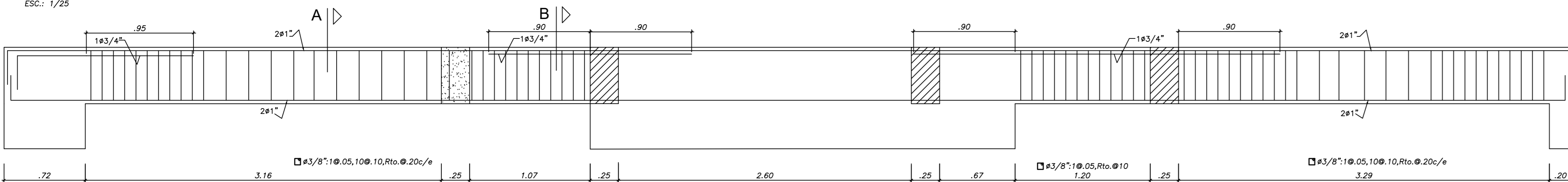
VIGA V-A01 (.25x.50)



VIGA V-A02 (.25x.50)



VIGA V-A03 (.25x.50)

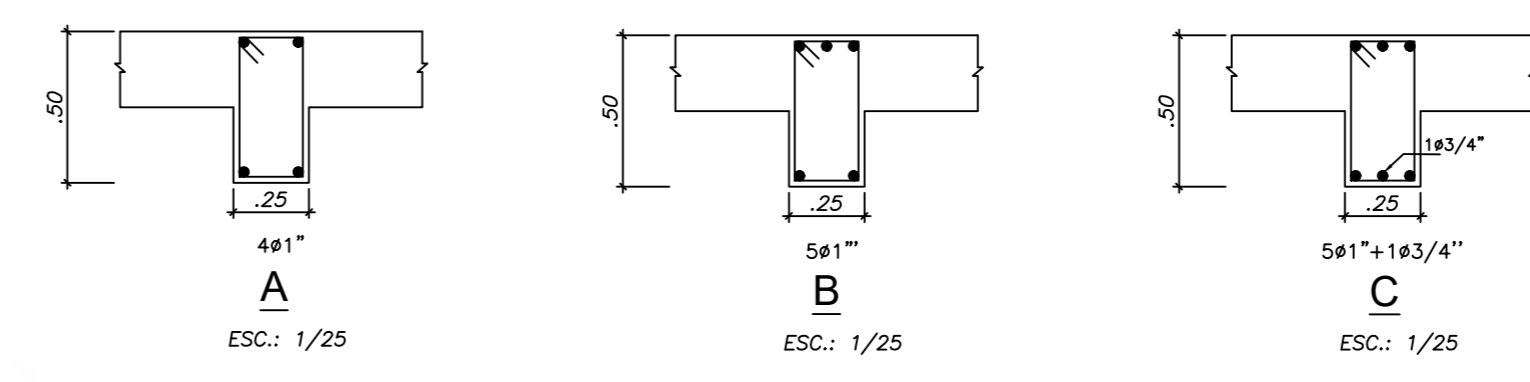
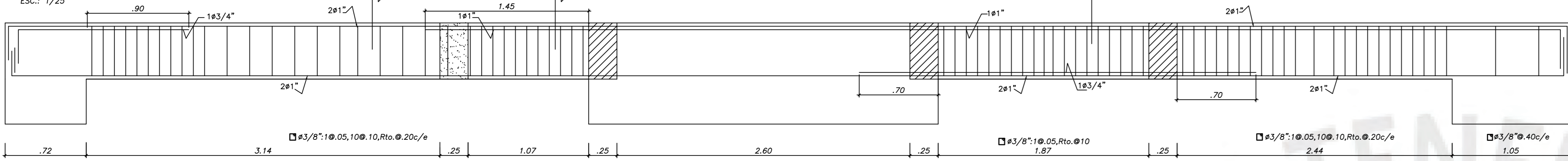


NOTA: - NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL DE ACERO EN UNA MISMA SECCION  
- LA DISTANCIA LIBRE MINIMA ENTRE EMPALMES CONSECUTIVOS SERA 2 u  
- PARA ALIGERADOS, VIGAS CHATAS Y LOSAS, EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS CON UNA LONGITUD MINIMA DE 30cm.

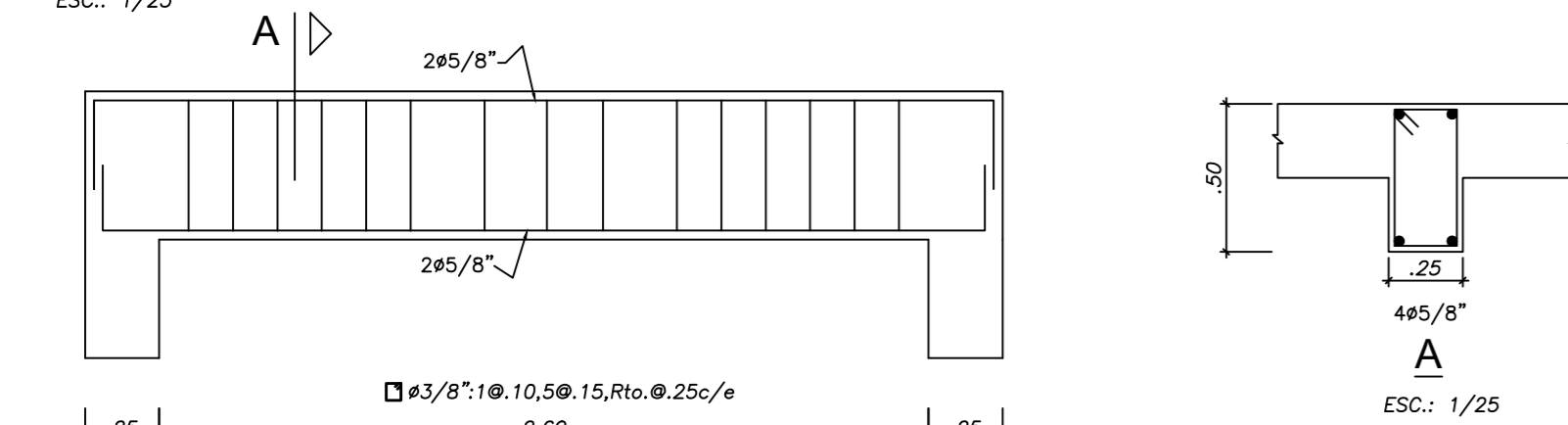
Ø	u (m)
3/8"	.40
1/2"	.50
5/8"	.60

EMPALMES TRASLAPADOS DE Ø EN VIGAS Y CORTES

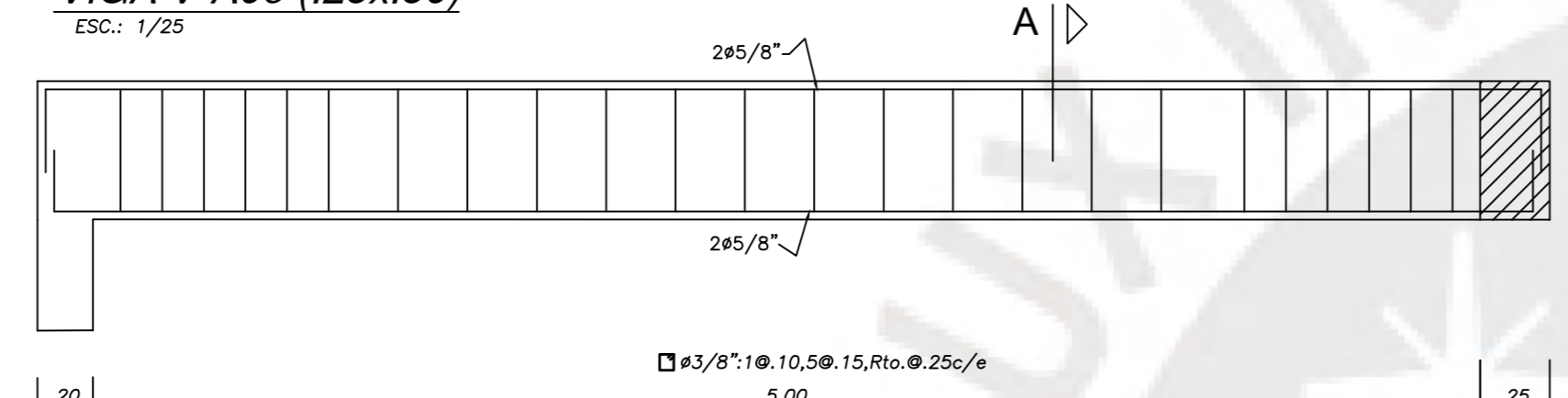
VIGA V-A04 (.25x.50)



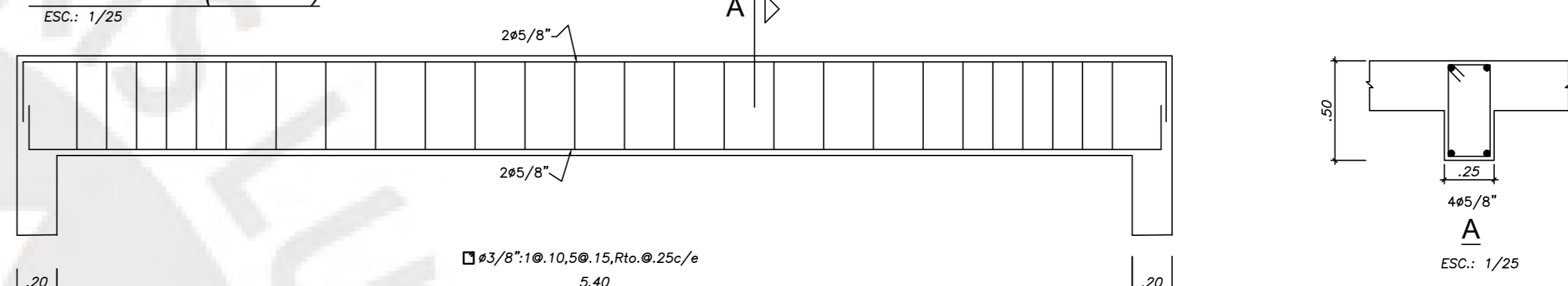
VIGA V-A05 (.25x.50)



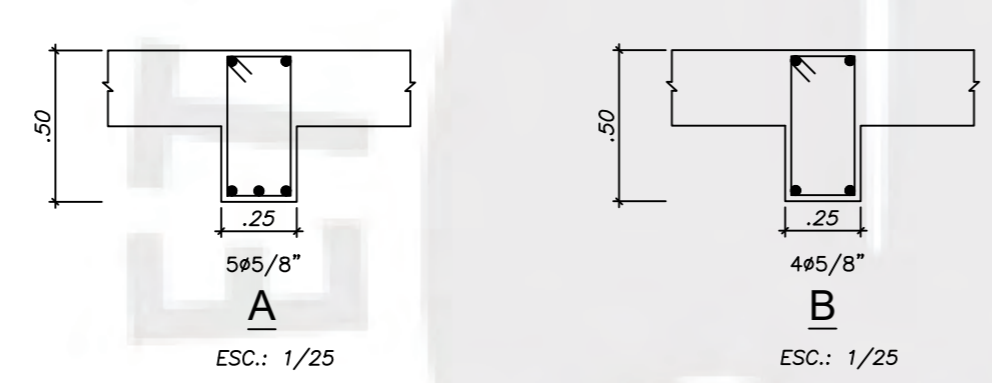
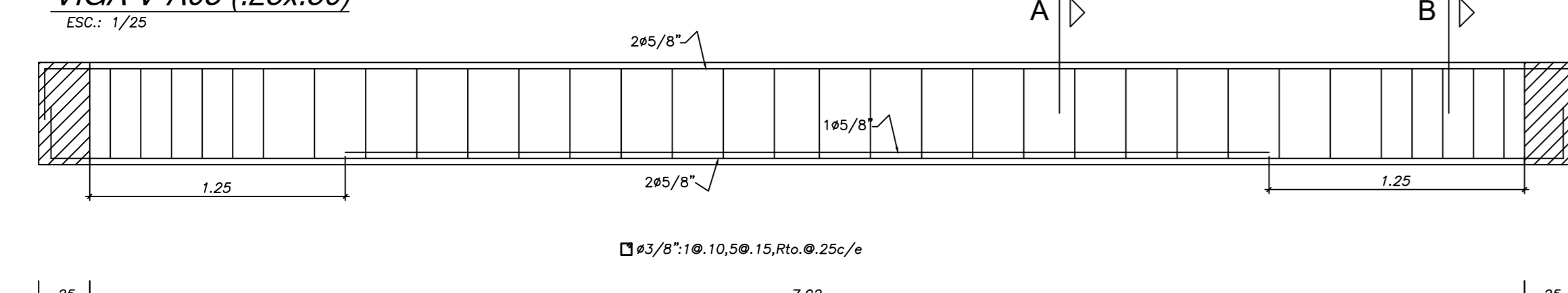
VIGA V-A06 (.25x.50)



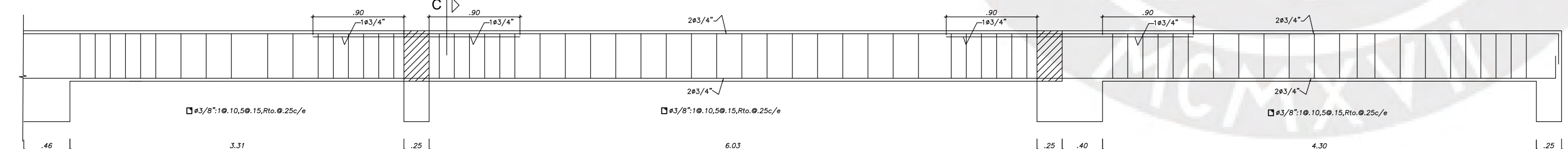
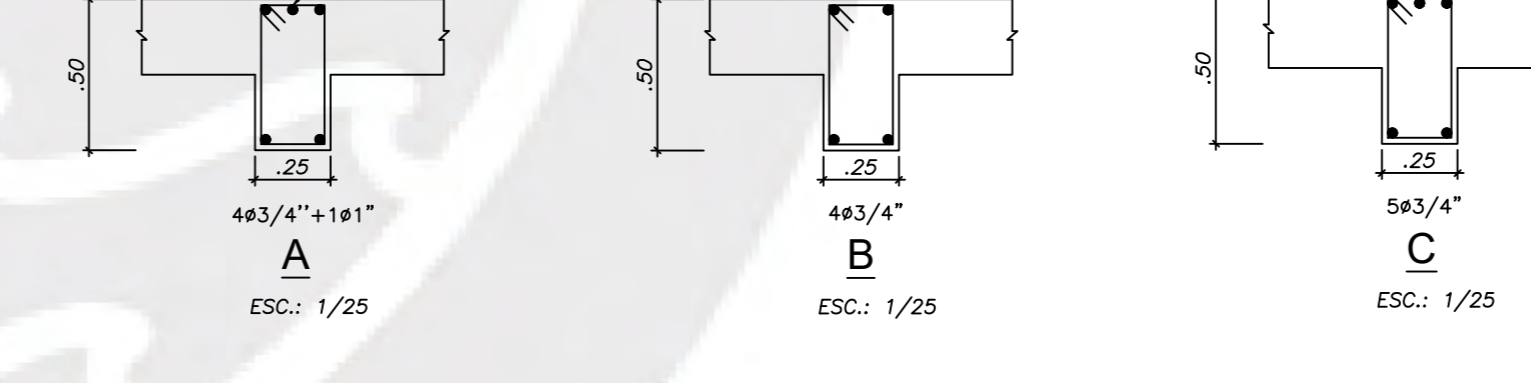
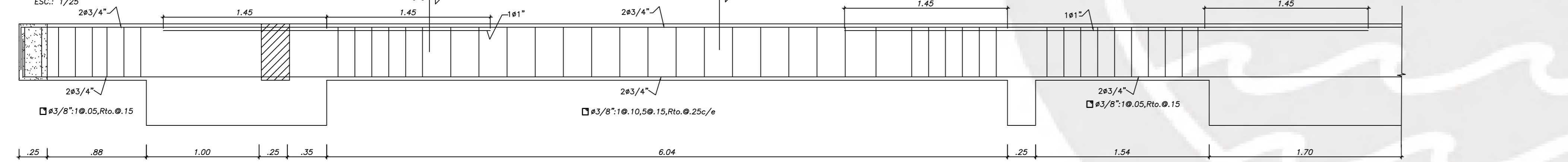
VIGA V-A07 (.25x.50)



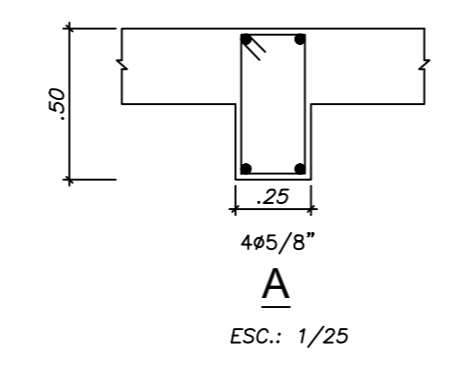
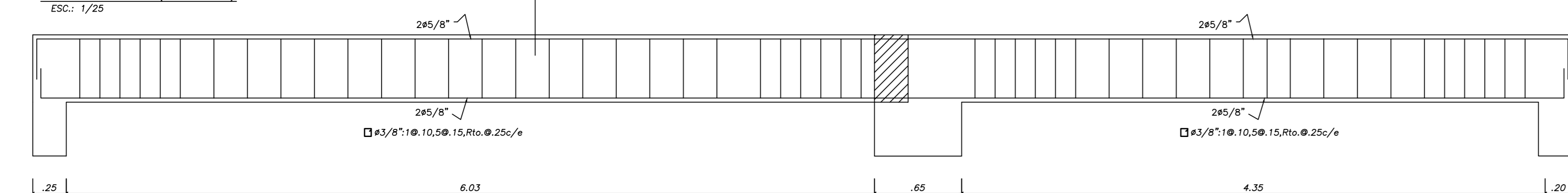
VIGA V-A08 (.25x.50)



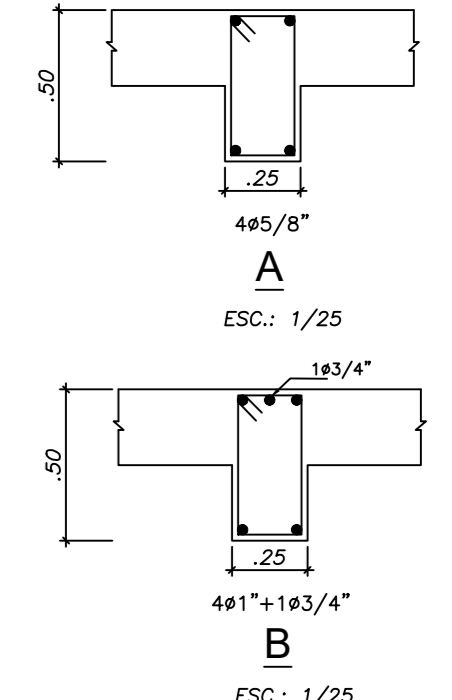
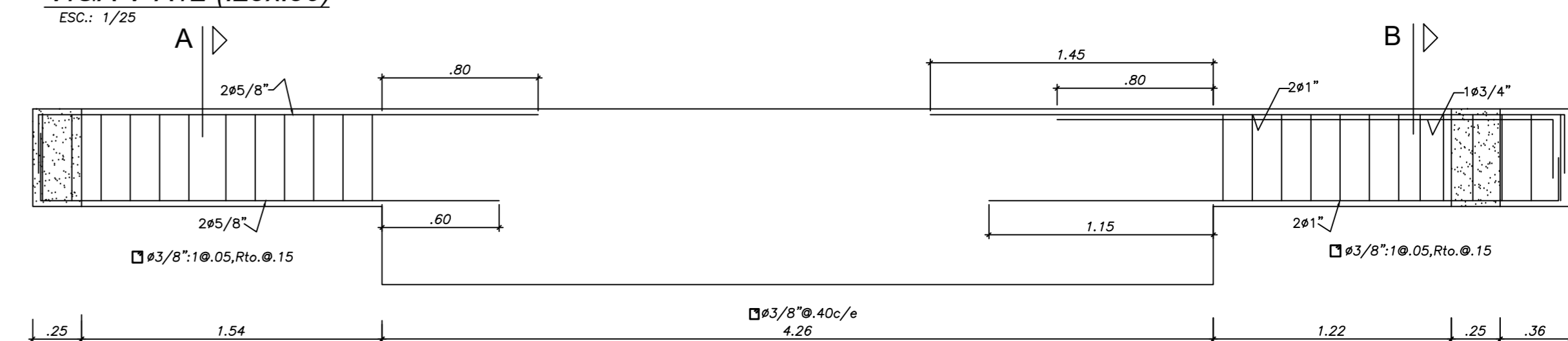
VIGA V-A09 (.25x.50)



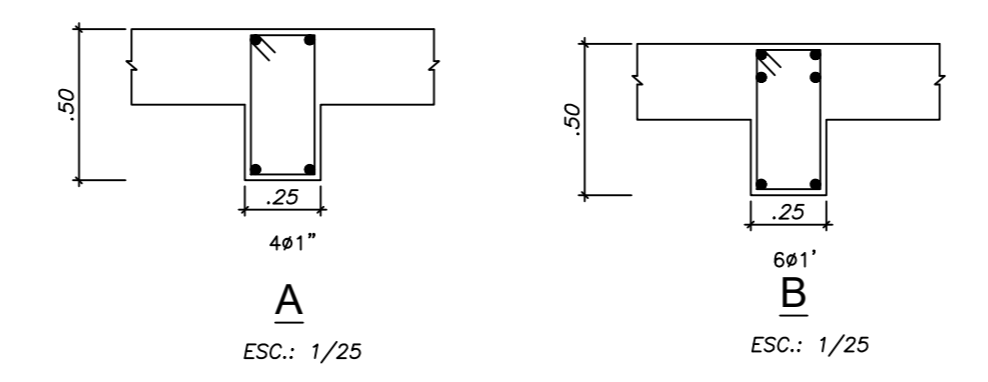
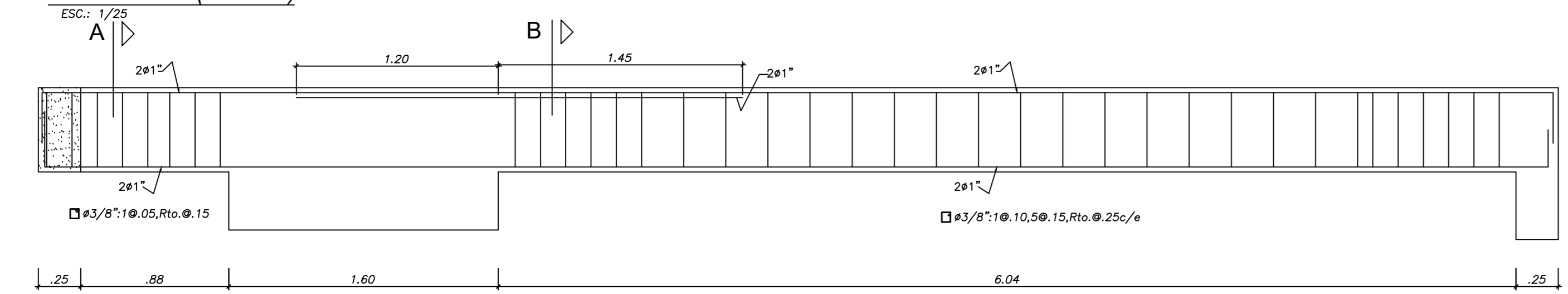
VIGA V-A10 (.25x.50)



VIGA V-A12 (.25x.50)



VIGA V-A11 (.25x.50)



CONCRETO ARMADO 1

OBRA: EDIFICIO MULTIFAMILIAR INCLAN - MIRAFLORES  
PLANO: VIGAS PERALTADAS DE AZOTEA  
DISEÑO: AP  
DIBUJO: ANTERO PERALTA  
ESCALA: 1/25  
FECHA: DIC-2024

LÁMINA: E8  
REVISADO: CAHH