

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO  
ARMADO DE 7 PISOS SIN SÓTANOS PARA VIVIENDA  
MULTIFAMILIAR EN PUEBLO LIBRE**

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

**AUTOR:**

Boris Espinoza Patiño

**ASESOR:**

José Alberto Acero Martínez


Lima, Julio, 2024

### Informe de Similitud

Yo, José Alberto Acero Martínez, docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis/el trabajo de investigación titulado DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE 7 PISOS SIN SÓTANOS PARA VIVIENDA MULTIFAMILIAR EN PUEBLO LIBRE, del/de la autor(a)/ de los(as) autores(as) Boris Espinoza Patiño, dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 22%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 25/06/2024.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima, 25 de junio del 2024

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: <b>Acero Martínez, José Alberto</b> <u>Paterno Materno, Nombre1 Nombre 2</u>	
DNI: 29662895	Firma 
ORCID: 0000-0003-4154-9510	<small>* José Alberto Acero Martínez Asesor de Tesis</small>

## RESUMEN DEL PROYECTO

Este estudio de tesis abarca la evaluación sísmica y el diseño de la estructura de un edificio destinado a viviendas multifamiliares dentro de un complejo residencial. Dentro de las estructuras de concreto armado, se emplea el sistema estructural de muros estructurales.

El inmueble objeto de análisis, situado en el complejo residencial del distrito de Pueblo Libre, comprende siete niveles y una cochera de uso compartido en el nivel de acceso, contigua al edificio. En el primer nivel, se encuentra una zona de recepción junto con unidades habitacionales, mientras que los niveles superiores consisten exclusivamente en departamentos de aproximadamente 65, 85 y 105 metros cuadrados respectivamente. La superficie cubierta del edificio alcanza los 510 metros cuadrados y se presupone una capacidad de carga del suelo de 4 kg/cm<sup>2</sup>, dada su localización en Pueblo Libre.

El proyecto se ajusta a las regulaciones establecidas por el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). Para calcular las cargas, se sigue la Norma Peruana E.020 correspondiente a cada tipo de espacio. Utilizando esta información, se lleva a cabo la representación digital de la estructura propuesta a través de "ETABS®", software líder.

Se utiliza la Normativa E.030 para obtener los criterios necesarios y efectuar la evaluación sísmica. Una vez completado el análisis y confirmadas las variables sísmicas, se procede a la elaboración de los componentes estructurales conforme a lo determinado en la Normativa E.060. En última instancia, se proporcionan los planos de las estructuras para su aplicación en la construcción.

**DEDICATORIA**

*A mis padres, Roxana y Boris, por todo su apoyo y amor incondicional. Todo lo que soy se los debo a ustedes y siempre estaré agradecido por ello.*

*A mi hermana, Diana, por ser mi pilar y mi gran apoyo siempre; por estar ahí en los momentos más difíciles y motivarme a seguir adelante.*

*A mis abuelas, Flor de María y Yola, por siempre motivarme a seguir adelante y nunca dudaron que lo conseguiría; a ustedes un abrazo al cielo.*

*A toda mi familia, por impulsarme cada día y apoyarme a mejorar en cada paso.*

*A mi enamorada, Lorena, por impulsarme siempre a ser una mejor versión de mí.*



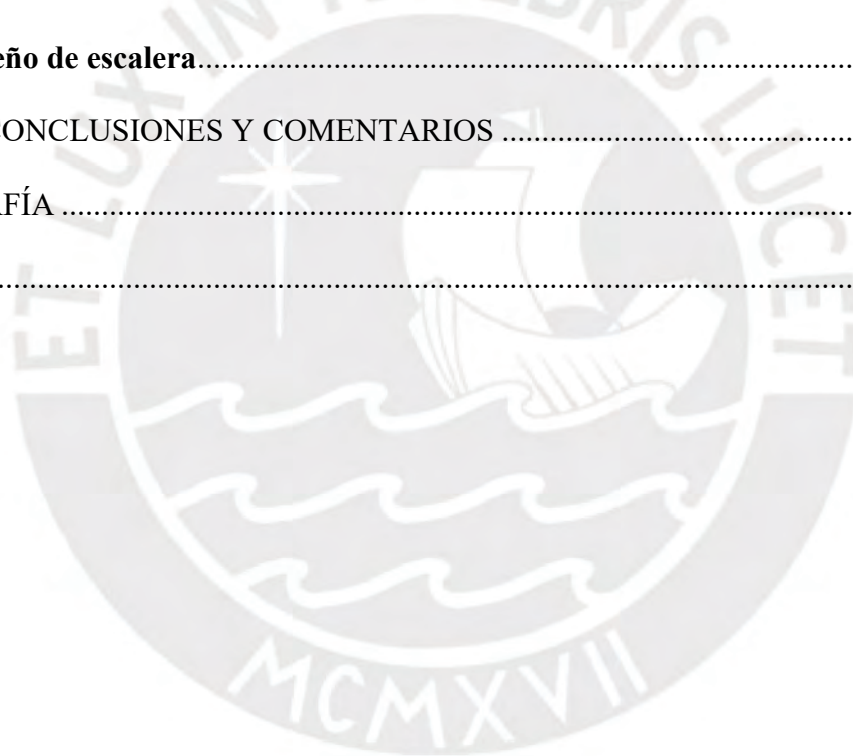
## ÍNDICE DE CONTENIDO

ÍNDICE DE CONTENIDO .....	v
ÍNDICE DE FIGURAS.....	ix
ÍNDICE DE TABLAS .....	xiii
<b>Capítulo 1: ASPECTOS GENERALES .....</b>	<b>1</b>
<b>1.1 Objetivos .....</b>	<b>1</b>
<b>1.1.1 Objetivo general. ....</b>	<b>1</b>
<b>1.1.2 Objetivos específicos. ....</b>	<b>1</b>
<b>1.2 Características principales del proyecto .....</b>	<b>1</b>
<b>1.3 Materiales empleados.....</b>	<b>3</b>
<b>1.4 Normas y cargas de diseño .....</b>	<b>4</b>
<b>1.4.1 Normas empleadas.....</b>	<b>4</b>
<b>1.4.2 Cargas de diseño. ....</b>	<b>4</b>
<b>Capítulo 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO.....</b>	<b>7</b>
<b>2.1 Criterios de estructuración.....</b>	<b>7</b>
<b>2.2 Predimensionamiento de los elementos estructurales.....</b>	<b>9</b>
<b>2.2.1 Predimensionamiento de losas aligeradas. ....</b>	<b>9</b>
<b>2.2.2 Predimensionamiento de losas macizas .....</b>	<b>10</b>
<b>2.2.3 Predimensionamiento de vigas peraltadas.....</b>	<b>11</b>
<b>2.2.4 Predimensionamiento de columnas .....</b>	<b>12</b>
<b>2.2.5 Predimensionamiento de placas.....</b>	<b>13</b>
<b>Capítulo 3: METRADO DE CARGAS POR GRAVEDAD .....</b>	<b>14</b>
<b>3.1 Metrado de losas aligeradas .....</b>	<b>14</b>
<b>3.2 Metrado de losas macizas .....</b>	<b>16</b>
<b>3.3 Metrado de vigas peraltadas .....</b>	<b>17</b>

3.4	<b>Metrado de vigas chatas</b> .....	20
3.5	<b>Metrado de columnas</b> .....	21
Capítulo 4: ANÁLISIS SÍSMICO .....		23
4.1	<b>Parámetros del análisis sísmico</b> .....	23
4.1.1	<b>Factor de zonificación (Z)</b> .....	23
4.1.2	<b>Parámetros de sitio (S)</b> .....	24
4.1.3	<b>Factor de amplificación sísmica (C)</b> .....	24
4.1.4	<b>Factor de uso (U)</b> .....	24
4.1.5	<b>Peso sísmico (P)</b> .....	25
4.1.6	<b>Sistema estructural (R)</b> .....	25
4.1.7	<b>Regularidad estructural</b> .....	25
4.2	<b>Modelo estructural</b> .....	26
4.2.1	<b>Modos de vibración y períodos fundamentales</b> .....	27
4.2.2	<b>Análisis estático</b> .....	28
4.2.3	<b>Análisis dinámico</b> .....	32
4.3	<b>Comprobación del coeficiente básico de reducción sísmico (R)</b> .....	34
4.4	<b>Control de requisitos de la Norma E.030</b> .....	34
4.4.1	<b>Control de desplazamientos</b> .....	34
4.4.2	<b>Junta sísmica</b> .....	35
4.4.3	<b>Control de giros en planta</b> .....	36
4.4.4	<b>Fuerza cortante mínima en la base</b> .....	38
Capítulo 5: DISEÑO EN CONCRETO ARMADO .....		40
5.1	<b>Diseño de losas aligeradas</b> .....	40
5.1.1	<b>Diseño por flexión</b> .....	40
5.1.2	<b>Diseño por cortante</b> .....	42

5.1.3	Refuerzo por contracción y temperatura .....	43
5.1.4	Corte de acero de refuerzo .....	44
5.1.5	Deflexión por cargas de servicio .....	46
5.2	Diseño de losas macizas.....	47
5.2.1	Diseño por flexión .....	48
5.2.2	Verificación por cortante .....	50
5.3	Diseño de vigas.....	52
5.3.1	Diseño por flexión. ....	52
5.3.2	Diseño por cortante.....	54
5.3.3	Deflexiones bajo cargas de servicio .....	60
5.3.4	Corte de fierro.....	63
5.3.5	Análisis por agrietamiento .....	66
5.3.6	Empalme por traslape .....	66
5.4	Diseño de columnas .....	67
5.4.1	Diseño por flexocompresión .....	68
5.4.2	Diseño por capacidad.....	70
5.4.3	Empalmes por traslape.....	74
5.5	Diseño de placas.....	75
5.5.1	Diseño por flexocompresión .....	75
5.5.2	Diseño por cortante y capacidad .....	78
5.5.3	Refuerzo mínimo vertical y horizontal .....	79
5.6	Diseño de cimentación.....	82
5.6.1	Dimensionamiento.....	83
5.6.2	Análisis de presiones sobre el terreno. ....	84
5.6.3	Diseño por corte. ....	86

5.6.4	Diseño por punzonamiento.....	87
5.6.5	Diseño por flexión. ....	88
5.6.6	Diseño de viga de cimentación .....	93
Capítulo 6: DISEÑO DE ELEMENTOS ADICIONALES .....		99
6.1	Diseño de muro no estructural.....	99
6.1.1	Diseño de muro de albañilería .....	99
6.1.2	Diseño de columneta de arriostre .....	101
6.1.3	Diseño de cerco perimétrico:.....	103
6.1.4	Diseño de cimiento corrido: .....	105
6.2	Diseño de escalera.....	106
Capítulo 7: CONCLUSIONES Y COMENTARIOS .....		109
BIBLIOGRAFÍA .....		112
ANEXOS .....		113



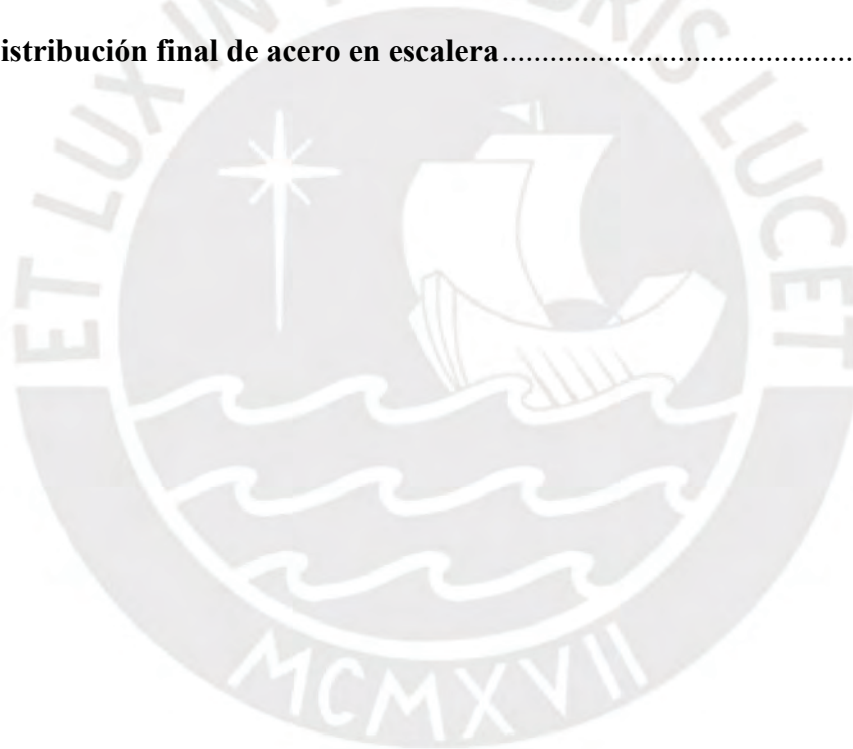
## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1</b> Arquitectura de planta del primer piso.....	2
<b>Figura 2</b> Arquitectura de planta del piso típico .....	3
<b>Figura 3</b> Estructuración de piso típico.....	8
<b>Figura 4</b> Corte transversal de un aligerado unidireccional tomado de “Análisis de Edificios, Lima: Fondo Editorial PUCP (San Bartolome, 1998)” .....	9
<b>Figura 5</b> Paños de losa aligerada .....	15
<b>Figura 6</b> Esquema de cargas sobre vigueta incluyendo alternancia de carga viva.....	16
<b>Figura 7</b> Ancho tributario de las vigas V-06 (0.25 x 0.60 m) .....	17
<b>Figura 8</b> Modelado de solicitaciones de la viga V-06 para carga muerta (ton/m) .....	19
<b>Figura 9</b> Modelado de solicitaciones de la viga V-06 para carga viva (ton/m).....	20
<b>Figura 10</b> Ubicación de viga chata analizada .....	20
<b>Figura 11</b> Modelado de solicitaciones de carga muerta para la viga chata (ton/m) .....	21
<b>Figura 12</b> Modelado de solicitaciones de carga viva para la viga chata (ton/m) .....	21
<b>Figura 13</b> Ubicación de columna C-1 .....	22
<b>Figura 14</b> Curva T vs C .....	33
<b>Figura 15</b> Combinaciones de carga en ETABS ® .....	34
<b>Figura 16</b> Análisis de irregularidad torsional Norma E.030, 2018 (Muñoz, 2018) .....	37
<b>Figura 17</b> Sección de análisis por discontinuidad de diafragma .....	38
<b>Figura 18</b> Diagrama de momentos flectores últimos de la vigueta (ton.m).....	42
<b>Figura 19</b> Diagrama de fuerza cortante última en la vigueta (ton).....	43
<b>Figura 20</b> Resistencias de diseño y cortes teóricos en el tramo III.....	45
<b>Figura 21</b> Corte de bastones de acero del tramo III .....	46
<b>Figura 22</b> Ubicación de la losa maciza .....	48
<b>Figura 23</b> Diagrama de momentos flectores últimos (ton.m), dirección X-X.....	49

<b>Figura 24 Diagrama de momentos flectores últimos (ton.m), dirección Y-Y</b> .....	49
<b>Figura 25 Diagrama de fuerza cortante ultima (ton), dirección X-X</b> .....	50
<b>Figura 26 Diagrama de fuerza cortante ultima (ton), dirección Y-Y</b> .....	50
<b>Figura 27 Encofrado de piso típico.</b> .....	51
<b>Figura 28 Diagrama de momentos flectores por carga muerta (ton.m).</b> .....	53
<b>Figura 29 Diagrama de momentos flectores por carga viva (ton.m)</b> .....	53
<b>Figura 30 Diagrama de momentos flectores proveniente de la envolvente (ton.m)</b> .....	54
<b>Figura 31 “Criterios para el diseño por fuerza cortante de vigas según el Capítulo 21 de la Norma E.060”</b> .....	56
<b>Figura 32 Diagrama de fuerza cortante por carga muerta (ton)</b> .....	57
<b>Figura 33 Diagrama de fuerza cortante por carga viva (ton)</b> .....	57
<b>Figura 34 Diagrama de fuerza cortante de la envolvente (ton)</b> .....	57
<b>Figura 35 Esquema para cálculo de <math>I_{cr+}</math></b> .....	61
<b>Figura 36 Esquema para cálculo de <math>I_{cr-}</math></b> .....	61
<b>Figura 37 Consideraciones para el corte de acero (“Ottazzi, G. (2016). Apuntes del Curso Concreto Armado 1. Lima: PUCP”)</b> .....	63
<b>Figura 38 Esquema de resistencias nominales en ton.m de la viga V-06</b> .....	64
<b>Figura 39 Armado final de viga V-06</b> .....	66
<b>Figura 40 Empalmes traslapados en vigas.</b> .....	67
<b>Figura 41 Columna C-1 con cuantía mínima de acero</b> .....	69
<b>Figura 42 Diagrama de interacción, dirección X-X</b> .....	69
<b>Figura 43 Diagrama de interacción, dirección Y-Y</b> .....	70
<b>Figura 44 “Esquema para el cálculo de fuerza cortante en columnas según el Capítulo 21 de la Norma E.060”</b> .....	71
<b>Figura 45 Requisito de estribos en columnas según el Capítulo 21 de la Norma E.060</b> .72	

<b>Figura 46 Armado de columna C-1 en el primer piso .....</b>	<b>74</b>
<b>Figura 47 “Elementos confinados de borde en muros (extraído del Capítulo 21 de la Norma E.060)”.....</b>	<b>76</b>
<b>Figura 48 Diagrama de interacción de la placa PL-1, dirección X-X .....</b>	<b>77</b>
<b>Figura 49 Diagrama de interacción de la placa PL-1, dirección Y-Y .....</b>	<b>77</b>
<b>Figura 50 Detalle de acero de los núcleos confinados de la placa PL-1 .....</b>	<b>78</b>
<b>Figura 51 Armado de acero final para placa PL-1 .....</b>	<b>82</b>
<b>Figura 52 Redistribución de esfuerzos según Meyerhof en casos de tracción en zapatas .....</b>	<b>84</b>
<b>Figura 53 Sección para análisis por cortante .....</b>	<b>87</b>
<b>Figura 54 Sección para análisis por punzonamiento .....</b>	<b>88</b>
<b>Figura 55 Esfuerzos debido a cargas en servicio en placa de ascensor (ton/m<sup>2</sup>).....</b>	<b>89</b>
<b>Figura 56 Esfuerzos generados por combinaciones de gravedad con sismo en X (ton/m<sup>2</sup>).....</b>	<b>90</b>
<b>Figura 57 Esfuerzos generados por combinaciones de gravedad con sismo en Y (ton/m<sup>2</sup>).....</b>	<b>90</b>
<b>Figura 58 Diagrama de esfuerzos últimos en zapata de ascensor (ton/m<sup>2</sup>).....</b>	<b>91</b>
<b>Figura 59 Momentos flectores máximos en la zapata de ascensor (ton.m).....</b>	<b>92</b>
<b>Figura 60 Armado final de zapata para la placa de ascensor.....</b>	<b>92</b>
<b>Figura 61 Ubicación de viga de cimentación VC-01 .....</b>	<b>93</b>
<b>Figura 62 Momentos finales de viga de cimentación VC-01 .....</b>	<b>93</b>
<b>Figura 63 Armado final de viga de cimentación VC-01 .....</b>	<b>94</b>
<b>Figura 64 Esfuerzos debido a cargas en servicio (ton/m<sup>2</sup>).....</b>	<b>95</b>
<b>Figura 65 Esfuerzos generados por cargas de gravedad y sismo en X (ton/m<sup>2</sup>).....</b>	<b>95</b>
<b>Figura 66 Esfuerzos generados por cargas de gravedad y sismo en Y (ton/m<sup>2</sup>).....</b>	<b>96</b>

<b>Figura 67 Momentos flectores máximos (ton.m)</b> .....	97
<b>Figura 68 Armado final de zapata excéntrica</b> .....	98
<b>Figura 69 Esquema de albañilería</b> .....	99
<b>Figura 70 Área tributaria para columneta de arriostre</b> .....	101
<b>Figura 71 Diagrama de fuerzas internas</b> .....	102
<b>Figura 72 Esquema de albañilería</b> .....	103
<b>Figura 73 Esquema de fuerzas actuantes en cimiento corrido</b> .....	105
<b>Figura 74 Resumen del diseño de cimiento corrido</b> .....	106
<b>Figura 75 Diagrama de fuerzas internas de escalera</b> .....	107
<b>Figura 76 Distribución final de acero en escalera</b> .....	108



## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1 Descripción del proyecto .....</b>	<b>2</b>
<b>Tabla 2 Factores de reducción de resistencia .....</b>	<b>6</b>
<b>Tabla 3 Combinaciones de cargas según Norma E.060.....</b>	<b>6</b>
<b>Tabla 4 Peraltes recomendados para luces máximas de losa aligerada (Blanco Blasco, 1997) .....</b>	<b>10</b>
<b>Tabla 5 Espesores para luces máximas de losas macizas adaptado de “Blanco Blasco, 1997”.....</b>	<b>11</b>
<b>Tabla 6 Cálculo de cargas de la columna C-1 .....</b>	<b>13</b>
<b>Tabla 7 Carga muerta (pesos unitarios o carga repartida).....</b>	<b>14</b>
<b>Tabla 8 Carga viva repartida.....</b>	<b>14</b>
<b>Tabla 9 Metrado de losa de aligerada .....</b>	<b>15</b>
<b>Tabla 10 Metrado de losa maciza .....</b>	<b>17</b>
<b>Tabla 11 Metrado del primer tramo de viga peraltada.....</b>	<b>18</b>
<b>Tabla 12 Metrado del segundo tramo de viga peraltada.....</b>	<b>18</b>
<b>Tabla 13 Metrado del tercer tramo de viga peraltada .....</b>	<b>19</b>
<b>Tabla 14 Metrado de viga chata .....</b>	<b>20</b>
<b>Tabla 15 Metrado de cargas para columna.....</b>	<b>22</b>
<b>Tabla 16 Análisis modal del edificio con el Software ETABS ® .....</b>	<b>28</b>
<b>Tabla 17 Masa y Peso sísmico del edificio .....</b>	<b>29</b>
<b>Tabla 18 Cálculo de fuerzas sísmicas en cada piso .....</b>	<b>31</b>
<b>Tabla 19 Cálculo del período fundamental X-X .....</b>	<b>31</b>
<b>Tabla 20 Cálculo del período fundamental Y-Y .....</b>	<b>32</b>
<b>Tabla 21 Resumen de resultados del análisis estático.....</b>	<b>32</b>
<b>Tabla 22 Comprobación del sistema estructural .....</b>	<b>34</b>

<b>Tabla 23 Deriva máxima y ratio .....</b>	<b>37</b>
<b>Tabla 24 Longitud de esquinas entrantes .....</b>	<b>37</b>
<b>Tabla 25 Cortante basal mínima y factor de escalamiento .....</b>	<b>39</b>
<b>Tabla 26 Características de la vigueta típica de aligerado.....</b>	<b>41</b>
<b>Tabla 27 Diseño por flexión de vigueta .....</b>	<b>42</b>
<b>Tabla 28 Cuantía mínima para refuerzo por contracción (según la Norma E.060) .....</b>	<b>44</b>
<b>Tabla 29 “Longitudes de anclaje en tracción para concreto de <math>f'c = 210 \text{ kg/cm}^2</math>” (Fragmento de tabla, Ottazzi 2016) .....</b>	<b>45</b>
<b>Tabla 30 Cálculo de deflexión en losa aligerada .....</b>	<b>47</b>
<b>Tabla 31 Diseño por cortante de viga V-06 .....</b>	<b>58</b>
<b>Tabla 32 Cálculo de <math>V_u</math> según criterio (a) Capítulo 21.4.3 de la Norma E.060 .....</b>	<b>58</b>
<b>Tabla 33 Cálculo de <math>V_u</math> según criterio (b) del Capítulo 21.4.3 de la Norma E.060 .....</b>	<b>59</b>
<b>Tabla 34 Espaciamiento de estribos .....</b>	<b>59</b>
<b>Tabla 35 Restricciones adicionales para el armado de estribos según el Capítulo 21.4.4.4 .....</b>	<b>59</b>
<b>Tabla 36 Cálculo de inercia efectiva para deflexión de viga V-06.....</b>	<b>61</b>
<b>Tabla 37 Deflexiones en la viga V-06.....</b>	<b>61</b>
<b>Tabla 38 Valores de <math>\xi</math> según duración de la carga.....</b>	<b>62</b>
<b>Tabla 39 Cálculo de las deflexiones diferidas para la V-06 .....</b>	<b>62</b>
<b>Tabla 40 “Longitudes de desarrollo para concreto de <math>f'c = 210 \text{ kg/cm}^2</math>” (Adaptado de Ottazzi 2016).....</b>	<b>64</b>
<b>Tabla 41 Resistencias a flexión de la viga V-06.....</b>	<b>64</b>
<b>Tabla 42 Cálculo de agrietamiento.....</b>	<b>66</b>
<b>Tabla 43 Longitud de empalme según diámetro de barra (Ottazzi , 2016).....</b>	<b>67</b>
<b>Tabla 44 Combinaciones de carga de columna C-1 .....</b>	<b>69</b>

<b>Tabla 45 Puntos notables de diagrama de interacción, dirección X-X</b> .....	70
<b>Tabla 46 Puntos notables de diagrama de interacción, dirección Y-Y</b> .....	70
<b>Tabla 47 Cálculo de fuerzas cortantes últimas asociadas a momentos nominales</b> .....	72
<b>Tabla 48 Amplificación de cortantes últimas del análisis</b> .....	73
<b>Tabla 49 Diseño por cortante de columna C-1</b> .....	73
<b>Tabla 50 Restricciones adicionales para el armado de estribos según el Capítulo 21.4.5.3</b> .....	74
<b>Tabla 51 Combinación de cargas de placa PL-1</b> .....	76
<b>Tabla 52 Resumen de cálculo de refuerzo horizontal y vertical de PL-1</b> .....	80
<b>Tabla 53 Resumen de diseño por capacidad de PL-1</b> .....	81
<b>Tabla 54 Cargas en servicio de la columna C-2</b> .....	85
<b>Tabla 55 Análisis de presiones sobre el terreno con cargas en servicio</b> .....	86
<b>Tabla 56 Diseño por cortante de zapata para columna C-2</b> .....	87
<b>Tabla 57 Diseño por punzonamiento de zapata para columna C-2</b> .....	88
<b>Tabla 58 Diseño por flexión de zapata para columna C-2</b> .....	89
<b>Tabla 59 Diseño por cortante de viga de cimentación VC-01</b> .....	93
<b>Tabla 60 Verificación de requerimientos del Capítulo 21 de la Norma E.060</b> .....	94
<b>Tabla 61 “Valores del coeficiente de momentos “m” y dimensión crítica” de la E.060</b>	100
<b>Tabla 62 Tabla resumen de diseño por flexión de cerco perimétrico</b> .....	103
<b>Tabla 63 Valores del coeficiente de momentos “m” y dimensión crítica de la E.060</b> ....	104
<b>Tabla 64 Tabla resumen de diseño por flexión de escalera</b> .....	107

## Capítulo 1: ASPECTOS GENERALES

### 1.1 Objetivos

#### 1.1.1 Objetivo general.

Realizar el diseño correcto de un edificio de concreto armado de siete pisos considerando el análisis sísmico correspondiente. Así mismo, cumplir con los lineamientos del RNE; acatando las disposiciones de la Normativa E.020, solicitaciones sísmicas de la Normativa E.030 y los parámetros de diseño de la Normativa E.060.

#### 1.1.2 Objetivos específicos.

- Realizar una correcta estructuración ubicando los elementos estructurales, verticales y horizontales, de acuerdo a los planos arquitectónicos y basándonos en ciertos criterios de predimensionamiento.
- Realizar un modelamiento capaz de predecir el comportamiento más realista frente a una simulación sísmica y analizarla para cumplir con la reglamentación E.030.
- Realizar el diseño de los componentes estructurales, como columnas, vigas, placas y losas, conforme a las directrices establecidas en la Normativa E.060.
- Producir los planos estructurales que presenten con precisión las medidas y las configuraciones de armaduras pertinentes, además de los planos arquitectónicos para su empleo en la construcción.

### 1.2 Características principales del proyecto

La obra está ubicada dentro de un desarrollo habitacional en el área urbana de Pueblo Libre, en Lima, Perú. El edificio, cuyo material principal es concreto armado, está conformado por siete pisos. En la planta baja, se dispone de un vestíbulo de entrada junto con cuatro unidades habitacionales que varían en tamaño entre 85 y 105 metros cuadrados aproximadamente, además de una cochera contigua al edificio; y los seis pisos superiores,

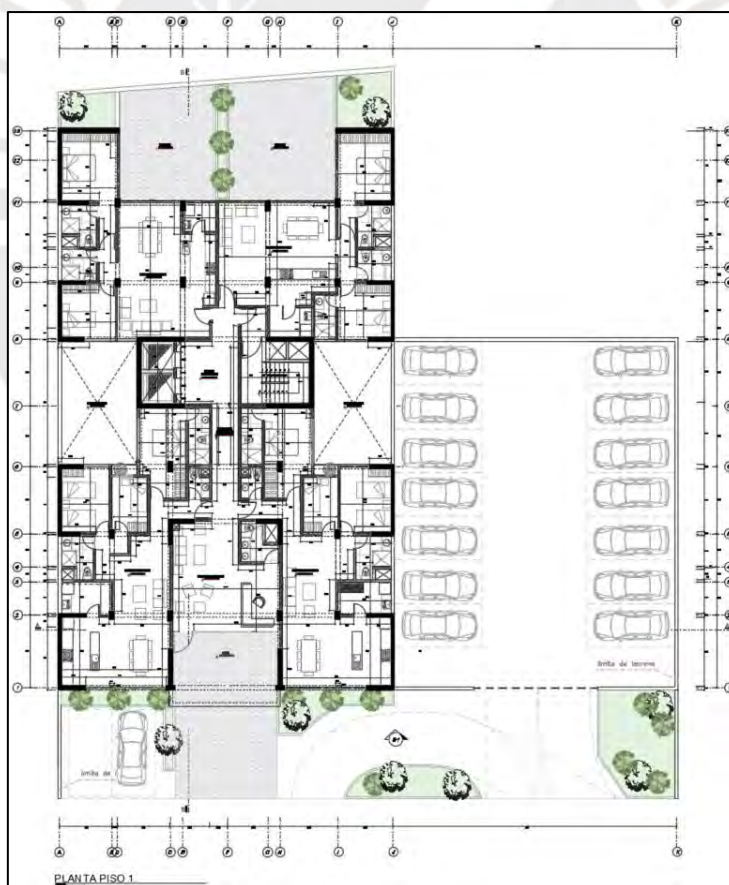
únicamente con cinco departamentos de 65, 85 y 105 m<sup>2</sup> aproximadamente, estos son considerados pisos típicos.

A continuación, en la Tabla 1 se presenta el resumen la descripción del proyecto.

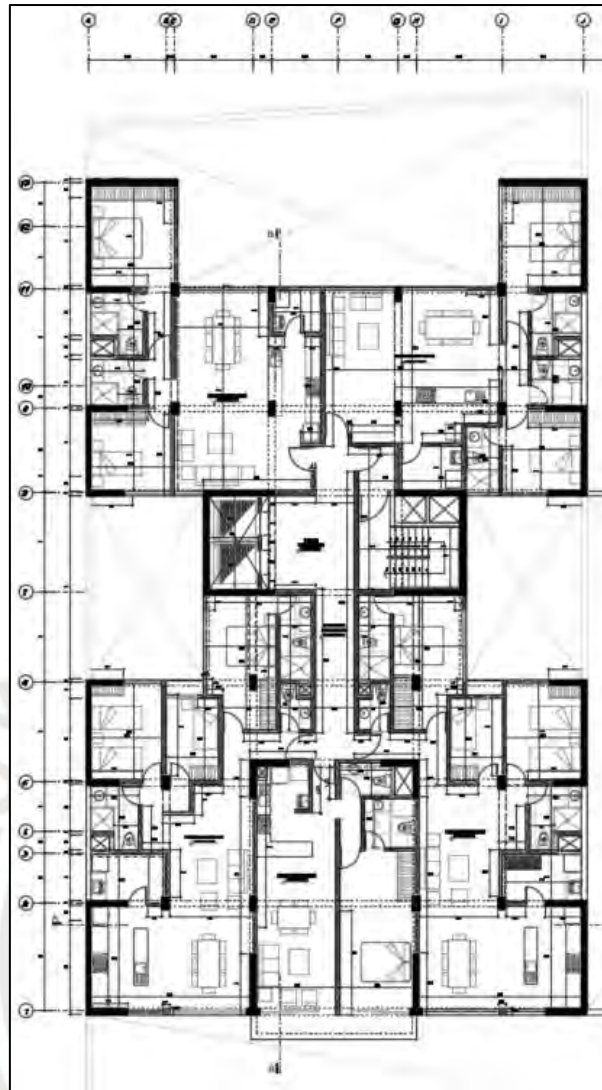
**Tabla 1 Descripción del proyecto**

<b>Nombre del proyecto</b>	Edificio "Cantuarias"
<b>Tipo de proyecto</b>	Vivienda Multifamiliar
<b>Área del terreno (m<sup>2</sup>)</b>	1220.00
<b>Área total construida por piso (m<sup>2</sup>)</b>	510.00
<b>Nº pisos</b>	7.00
<b>Altura promedio de piso (m)</b>	2.80

La Figura 1 muestra el plano arquitectónico del primer piso, mientras que la Figura 2 representa el diseño del piso estándar.



**Figura 1 Arquitectura de planta del primer piso**



*Figura 2 Arquitectura de planta del piso típico*

### 1.3 Materiales empleados

El material estructural principal consiste en concreto armado, que fusiona concreto ordinario con barras de acero para resistir tanto fuerzas de compresión como de tracción, proporcionando adaptabilidad al sistema. Se utiliza concreto armado con  $f'c$  igual a 210 kg/cm<sup>2</sup> y características elásticas determinadas por un coeficiente de Poisson de 0.15 y un módulo de elasticidad calculado mediante la fórmula de la Normativa E.0.60 como  $E = 15000 \sqrt{f'c}$  (kg/cm<sup>2</sup>).

## 1.4 Normas y cargas de diseño

### 1.4.1 Normas empleadas.

La ejecución de este proyecto se fundamentó en las normativas técnicas establecidas por el RNE:

- Norma Técnica Peruana E.020 de Cargas.
- Norma Técnica Peruana E.030 Diseño Sismorresistente (2018).
- Norma Técnica Peruana E.050 de Suelos y Cimentaciones.
- Norma Técnica Peruana E.060 de Concreto Armado.

### 1.4.2 Cargas de diseño.

En el artículo N° 2 de la Normativa E.020 se presentan los tipos de cargas que actúan sobre la estructura:

- Carga: Fuerza aplicada por el peso del propio material o por alguna acción externa (sobrecargas, efectos ambientales, movimientos diferenciales, etc).
- Carga Muerta (CM): Representa la carga permanente de los diversos componentes presentes en la estructura, abarcando su propio peso junto con otros elementos.
- Carga Viva (CV): Se refiere al peso que puede fluctuar con el tiempo, como sucede con las personas, muebles, y otros objetos.
- Carga de Sismo (CS): Se trata de las cargas generadas por la acción de un terremoto sobre la estructura.

Por otro lado, en el capítulo 2.2 de la Normativa E.060, se definen los siguientes conceptos:

- Resistencia Nominal ( $R_n$ ): Es la capacidad de resistencia calculada para una parte o sección siguiendo las disposiciones y suposiciones del método de diseño por resistencia definido en esta norma, antes de aplicar el factor de reducción de resistencia ( $\phi$ ).

- Resistencia de Diseño ( $\phi Rn$ ): — Es el producto de la resistencia nominal multiplicada por el factor de reducción de resistencia  $\phi$  correspondiente.
- Resistencia Requerida: Resistencia requerida para que una parte o sección resista las cargas incrementadas especificadas en esta norma o una combinación equivalente de momentos y fuerzas internas.

Cada elemento se diseña aplicando el Método de Diseño por Resistencia, que incorpora factores de reducción y/o amplificación según lo establecido en la Normativa E.060 de Concreto Armado. Extrayendo de la obra “Apuntes del Curso Concreto Armado 1” (2016), del ingeniero Gianfranco Ottazzi, el presente método utilizando la siguiente expresión (ecuación 1.1):

*Resistencia de Diseño  $\geq$  Resistencia Requerida*

$$\phi Rn \geq C_1 S_1 + C_2 S_2 + \dots + C_n S_n \quad 1.1$$

Donde:

- $\phi Rn$ : Resistencia de diseño.
- $\phi$ : Factor de reducción de resistencia.
- $Rn$ : Resistencia nominal.
- $C_i S_i$ : Resistencia requerida.
- $C_1, C_2, \dots, C_n$ : Factor de amplificación de carga.
- $S_1, S_2, \dots, S_n$ : Cargas actuantes de servicio (muerta, viva, sismo, viento, etc.).

El coeficiente de reducción de la resistencia nominal se ve influenciado por diversos agentes que pueden impactar la verdadera capacidad del componente en evaluación. Estos aspectos comprenden fluctuaciones en la capacidad resistente de materiales como el concreto y el acero, potenciales discrepancias entre las medidas planeadas y las medidas reales, hipótesis y simplificaciones de modelos de análisis y diseño, entre otros. En la

Tabla 2 se resumen los factores de reducción extraídos del capítulo 9 de la Normativa E.060.

**Tabla 2 Factores de reducción de resistencia**

Solicitaciones	Factor $\phi$
Flexión (sin carga axial)	0.90
Tracción y tracción-flexión	0.90
Cortante y Torsión	0.85
Compresión y flexo-compresión: Elementos con refuerzo en espiral	0.75
Otros elementos	0.70

De igual forma, los coeficientes de amplificación de carga requerido para combinar y alcanzar los valores de resistencia requeridos por la Normativa E.060, a modo de combinaciones; estos son del mismo capítulo mencionado anteriormente. Estas combinaciones se resumen en la Tabla 3.

**Tabla 3 Combinaciones de cargas según Norma E.060**

CARGAS	COMBINACIONES
Gravedad (carga muerta y viva)	1.4CM+1.7CV
Sismo	1.25 (CM+CV) $\pm$ CS 0.9 CM $\pm$ CS
Viento	1.25 (CM + CV $\pm$ CV <sub>i</sub> ) 0.9 CM $\pm$ 1.25 CV <sub>i</sub>
Empuje lateral de suelo	1.4 CM+1.7 CV +1.7 CE 0.9 CM + 1.7 CE
Presión de liquido	1.4 CM+1.7 CV +1.4 CL

Teniendo en cuenta que el proyecto se encuentra en una zona propensa a movimientos sísmicos, se emplean las combinaciones que consideran las cargas muertas, viva y sísmica; con las que, serán diseñados los distintos elementos de la estructura. Adicionalmente, el Capítulo 21 de la Normativa E.060 posee consideraciones, adicionales al diseño por resistencia, para elementos que trabajan por sismo. Así, se previene el fallo frágil y se promueve el fallo dúctil.

## Capítulo 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

### 2.1 Criterios de estructuración

La Normativa E.030 tiene como objetivo principal la protección de la vida humana, garantizar la continuidad de los servicios esenciales y reducir al mínimo los daños en las estructuras.

Para satisfacer estos requisitos de la Norma E.030 ante un sismo significativo, el ingeniero Antonio Blanco Blasco en su obra “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado” (1997), presenta criterios y sugerencias para la elección de una adecuada estructuración.

Los criterios básicos expuestos por el ingeniero Blanco Blasco son:

- **Simplicidad y simetría**

Los elementos estructurales deben ser distribuidos de manera que se observe la simetría en planta; además, emplear conexiones o soluciones simples, en tanto sea posible.

- **Resistencia y ductilidad**

Es obligatorio que la estructura soporte las cargas para las cuales será diseñada en ambas direcciones de análisis.

- **Hiperestaticidad y monolitismo**

Una disposición hiperestática es imperativa en toda estructura. Así mismo, no es recomendable contar con elementos que trabajen de manera independiente con el sistema estructural.

- **Uniformidad y continuidad de la estructura**

La continuidad en las dimensiones o sistemas estructurales, en planta y elevación, no permiten la aparición de zonas donde se concentren esfuerzos; ya que estos podrían generar comportamientos difíciles de predecir.

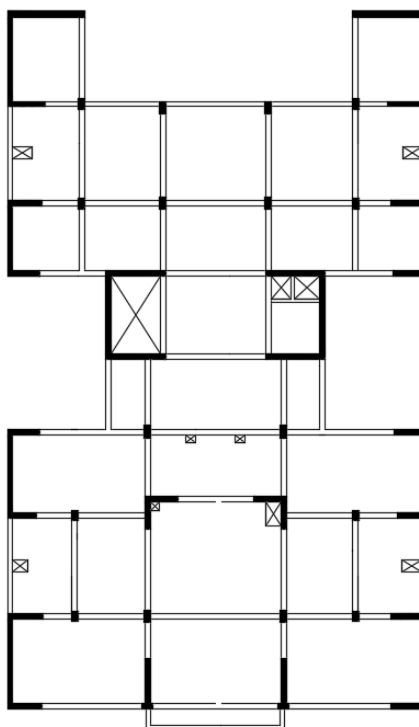
- **Rigidez lateral**

La estructura deberá contar con una adecuada rigidez en cada dirección de análisis. Esto se consigue distribuyendo los elementos verticales, principalmente, de manera que sean capaces de controlar los movimientos horizontales en ambas direcciones, ante las sollicitaciones sísmicas.

- **Existencia de diafragmas rígidos**

Para garantizar que la repartición de cargas horizontales en los componentes verticales sea de acuerdo a la inercia de estas, y para que los desplazamientos de todos los puntos de la planta sean compatibles entre sí, se asumirá el comportamiento de diafragma rígido en todos los entrepisos. Este criterio es permitido por la norma para losas con un espesor igual o mayor a 5 cm.

En la Figura 3 se muestra la implementación de estos conceptos en la conformación del edificio.



*Figura 3 Estructuración de piso típico*

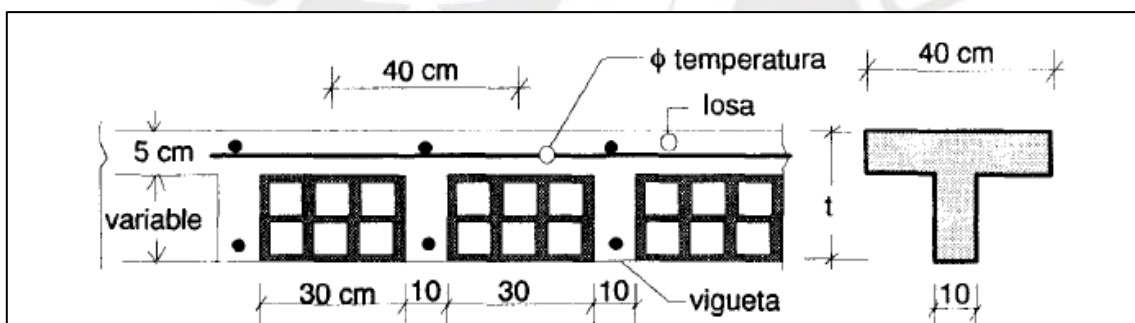
## 2.2 Predimensionamiento de los elementos estructurales

El ingeniero Antonio Blanco Blasco (1997) recomienda algunos criterios que permiten obtener dimensiones iniciales de los elementos estructurales, de esta manera, es posible aproximar cada elemento a sus dimensiones reales.

Cabe mencionar que estas dimensiones iniciales no están exentas de modificarse según la conveniencia del proyecto; así mismo, se debe verificar frente a las cargas reales.

### 2.2.1 Predimensionamiento de losas aligeradas.

Los techos aligerados convencionales están compuestos por viguetas de perfil tipo T dispuestas a intervalos de 40 cm y entre ellas un ladrillo (ver Figura 4). La sección de la vigueta consta de una placa de 5 cm de grosor, el resto (alma) tiene una altura que varía en función del espesor total de la losa.



**Figura 4** Corte transversal de un aligerado unidireccional tomado de “Análisis de Edificios, Lima: Fondo Editorial PUCP (San Bartolome, 1998)”

La estimación inicial del tamaño del techo aligerado se presenta en la Tabla 4, la cual emplea la luz libre máxima como un indicador del peralte más apropiado para la losa siguiendo las sugerencias del ingeniero Antonio Blasco Blanco.

**Tabla 4 Peraltes recomendados para luces máximas de losa aligerada (Blanco Blasco, 1997)**

<b>h(cm)</b>	<b>Luz libre máxima</b>
17	$L_n < 4.00$
20	$4.00 < L_n < 5.50$
25	$5.00 < L_n < 6.50$
30	$4.00 < L_n < 7.50$

Las recomendaciones de la Tabla 4 solo serán aplicadas a las losas aligeradas con sobrecargas máximas de  $350 \text{ kg/m}^2$  y que no estén sujetas a una gran cantidad de paredes divisorias. De lo contrario, el espesor necesario podría ser más y se necesitaría analizar deflexiones.

En el capítulo 9.6 “Control de Deflexiones”, de la Normativa E.060, se describen los espesores mínimos para evitar la verificación por deflexiones. Para este estudio, la mayor distancia entre apoyos del edificio es de 4.60 m, así que el peralte mínimo está dado por:

$$l/21 = 460/21 = 21.9 \text{ cm}$$

Dado que se ha optado por utilizar un espesor de 20 cm para estandarizar todas las losas de la estructura; es necesario realizar una verificación por deflexión en dicho paño de la losa aligerada.

### **2.2.2 Predimensionamiento de losas macizas**

Para el predimensionamiento de losas macizas unidireccionales, el ingeniero Antonio Blanco Blasco (1997) recomienda emplear la misma metodología utilizada en las losas aligeradas, pero reduciendo el peralte de cada intervalo en 5 cm. En la Tabla 5 se resume esta información.

**Tabla 5 Espesores sugeridos para claros máximos de losas macizas adaptado de “Blanco Blasco, 1997”**

<b>h(cm)</b>	<b>Luz libre máxima</b>
12-13	$L_n < 4.00$
15	$4.00 < L_n < 5.50$
20	$5.00 < L_n < 6.50$
25	$4.00 < L_n < 7.50$

Por otro lado, si el techo macizo es bidireccional, se calculará el grosor de la siguiente manera:

$$h = L_n/40 \quad \text{ó} \quad h = P/180$$

Donde:

- h: Peralte de losa maciza.
- $L_n$ : Luz libre.
- P: Perímetro del paño de losa maciza.

En este estudio, la mayor distancia entre apoyos de la losa maciza es de 6 m, lo que requiere un grosor de 20 cm, similar al seleccionado para las losas aligeradas.

### 2.2.3 Predimensionamiento de vigas peraltadas

Respecto a la estimación inicial de las dimensiones de las vigas peraltadas, es calculado el peralte de la viga utilizando las siguientes formulas:

$$h = L_n/10 \quad \text{ó} \quad h = L_n/12$$

Donde:

- h: Peralte de viga (contiene al peralte del techo).
- $L_n$ : Claro libre.

Con el peralte obtenido se estima entre un 30% a 50% para el ancho de la viga; sin embargo, esta debe ser mayor a 25 cm para vigas sísmicas que formen pórticos en los ejes principales. En el presente estudio, la luz libre máxima es de 6.05 m, donde:

$$h = L/10 = 605/10 = 60.5 \text{ cm}$$

Por lo cual se opta por un peralte de 60 cm.

De igual manera, la Normativa E.060, en el apartado 9.6 "Control de Deflexiones" señala los peraltes mínimos para no requerir una verificación por deflexión. Para el caso del presente estudio, el peralte mínimo según la norma sería:

$$\frac{l}{21} = \frac{605}{21} = 28.8 \text{ cm}$$

Por lo que no será necesario realizar la verificación por deflexión en la viga.

#### 2.2.4 Predimensionamiento de columnas

Los elementos verticales (columnas) experimentan fuerzas axiales y momentos de flexión como sus principales cargas, por lo tanto, su diseño debe abordar las dos influencias de manera simultánea. Según las recomendaciones del ingeniero Antonio Blanco Blasco (1997), en estructuras con placas en los dos sentidos, se sugiere calcular el área mínima de la columna utilizando las fórmulas siguientes:

- Para columnas interiores:

$$A = \frac{P_{servicio}}{0.45 * f'c}$$

- Para columnas esquineras o laterales:

$$A = \frac{P_{servicio}}{0.35 * f'c}$$

Donde:

- A= Área mínima.
- Pservicio= sollicitacion axial sobre la columna para condiciones de servicio.

La estimación de las cargas se efectúa al determinar el área tributaria en cada nivel, seguido de la aproximación del peso acumulado mediante una carga promedio de 1.10 toneladas por metro cuadrado para cada piso. Utilizando estos datos, calculamos el área mínima necesaria para la sección de la columna, siguiendo las indicaciones proporcionadas por el ingeniero Antonio Blanco Blasco. Posteriormente, se elige una sección que satisfaga este

criterio mínimo. En la Tabla 6 se detalla la estimación de las cargas axiales para la columna tipo C-1, situada en el cruce de los ejes "B" y "3".

**Tabla 6 Cálculo de cargas de la columna C-1**

Piso	Área tributaria por piso (m <sup>2</sup> )	Peso acumulado (ton)	Área mínima (cm <sup>2</sup> )	b (cm)	h (cm)	Área optada (cm <sup>2</sup> )
7	12.7	98.1	1038.1	30.0	50.0	1500.0

A pesar de que el área mínima calculada requiere una sección menor a la optada, se decide por una sección de 30 x 50 en todos los pisos, siguiendo las dimensiones arquitectónicas.

### 2.2.5 Predimensionamiento de placas.

El propósito primordial de los muros de corte es mitigar los movimientos generados por las fuerzas sísmicas. En el contexto de este análisis, la disposición arquitectónica del edificio facilita una extensa distribución de muros de corte en el sentido Y-Y, en su extensión perimetral. En contraste, en el sentido X-X, la disposición arquitectónica restringe principalmente la distribución de placas a la zona central, donde se sitúan el ascensor y la escalera.

$$V_{sismo} = \frac{ZUCS}{R} * Peso = \frac{0.45 * 1 * 2.5 * 1}{6} * \left( 7 \text{ pisos} * 510 \text{ m}^2 * \frac{1 \text{ ton}}{\text{m}^2} \right) = 656.25 \text{ ton}$$

Teniendo en cuenta un grosor de 25 cm para la dirección X y procurando una capacidad resistente al corte del material alcance el 80% de la fuerza sísmica de corte, esta aproximación se basa en la experiencia previa y se ajustará conforme a la eficacia observada en el comportamiento de los muros.

$$L_{muroX} = \frac{80\% * 656.25 \text{ ton}}{0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 \text{ cm}} = 32.2 \text{ m}$$

Considerando para Y un espesor de 20cm:

$$L_{muroX} = \frac{80\% * 656.25 \text{ ton}}{0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 20 \text{ cm}} = 40.2 \text{ m}$$

A partir de esto, se tienen unas longitudes estimadas requeridas de las placas.

### Capítulo 3: METRADO DE CARGAS POR GRAVEDAD

La estimación de cargas proporciona una descripción de las fuerzas que afectan a cada componente en función de su área de influencia. Es esencial que estos elementos sean capaces de recibir y transferir eficientemente dichas cargas. La Norma E.020 nos proporciona los valores necesarios dependiendo del proyecto, lugar y tipo de material que se necesite para los diferentes elementos.

En la Tabla 7 se presentan las cifras del peso por unidad o peso distribuido de los varios materiales que son considerados como peso muerto.

**Tabla 7 Carga muerta (pesos unitarios o carga repartida)**

Material	Peso unitario/ Carga distribuida
Concreto armado	2.40 ton/m <sup>3</sup>
Albañilería	1.35 ton/m <sup>3</sup>
Losa aligerada 20 cm	0.30 ton/m <sup>2</sup>
Piso terminado	0.10 ton/m <sup>2</sup>

La Norma E.020 define la sobrecarga dependiendo del ambiente para el cual ha sido diseñada, ver Tabla 8:

**Tabla 8 Carga viva repartida**

Ambientes	Carga repartida (ton/m <sup>2</sup> )
Viviendas	0.20
Azotea	0.10
Corredores y escaleras	0.20

#### 3.1 Metrado de losas aligeradas

Los techos aligerados convencionales en el Perú cuentan con viguetas de 40 cm de ancho tributario y trabajan en una dirección. Para el análisis la losa aligerada se modela una vigueta a la cual se le aplican cargas distribuidas o puntuales según sea el caso.

Se realiza un modelo matemático cuya sección en forma de “T” posee el ancho tributario mencionado y la altura que se obtuvo del predimensionamiento. La Figura 5 muestra la losa

aligerada que se analiza en el presente estudio. En la Tabla 9 se detalla la cuantificación de cargas para el techo aligerado en los ejes “A”- “J” y “8”- “9” y en la Figura 6 se presentan los diagramas de cargas actuantes (incluyendo la alternancia de carga viva).

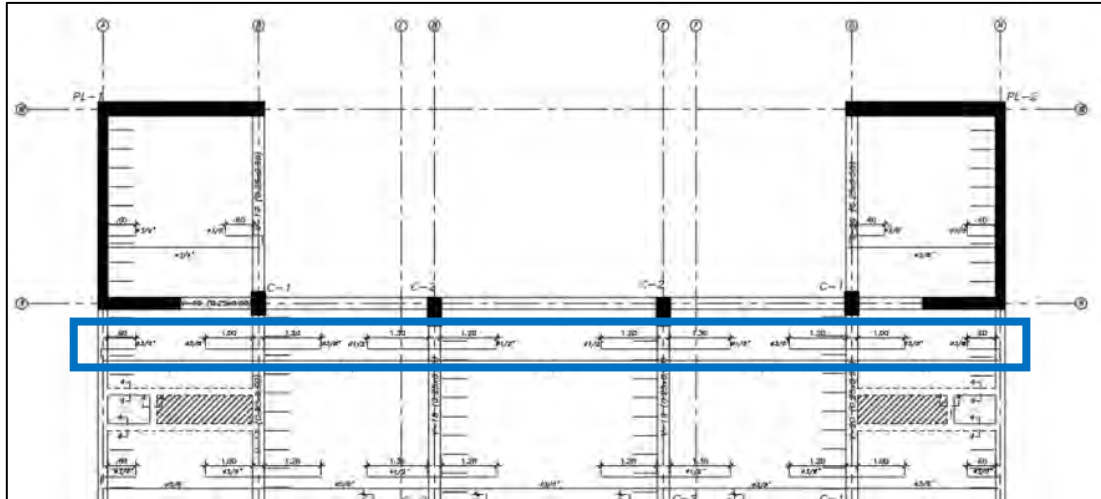
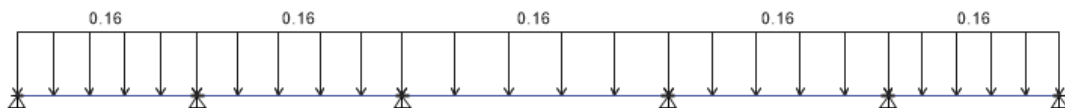


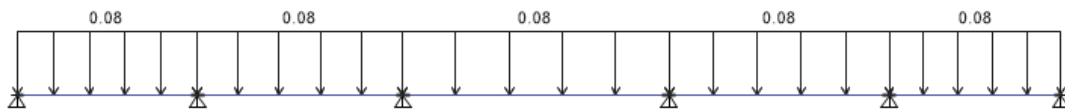
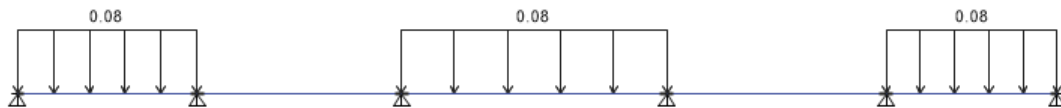
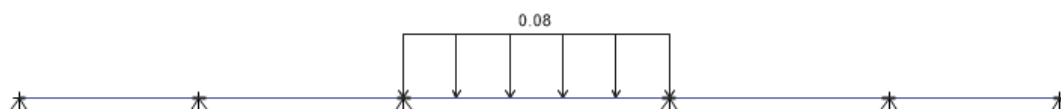
Figura 5 Paños de losa aligerada

Tabla 9 Metrado de losa de aligerada

Carga muerta distribuida	Operación	Valor (ton/m)
Peso propio	0.30 x 0.40	0.12
Piso terminado	0.10 x 0.40	0.04
Carga viva distribuida	Operación	Valor (ton/m)
Sobrecarga	0.20 x 0.40	0.08
Resumen		
<b>Carga muerta distribuida total (ton/m)</b>		<b>0.16</b>
<b>Carga viva distribuida total (ton/m)</b>		<b>0.08</b>

Carga Muerta:



**Carga Viva:****Carga Viva Alternada 1:****Carga Viva Alternada 2:****Carga Viva Alternada 3:****Carga Viva Alternada 4:**

**Figura 6** Esquema de cargas sobre vigueta incluyendo variación de carga viva

**3.2 Metrado de losas macizas**

El comportamiento de los techos macizos se debe a la relación entre sus lados, a mayor diferencia entre los lados de un paño mayor es la probabilidad de que este componente se comporte como un techo unidireccional. Como lo indica el ingeniero Ángel San Bartolomé (1998), las losas que trabajan en una dirección son aquellas que poseen un largo mayor al doble del ancho del paño de la losa; por otro lado, aquellas losas que posean una relación menor a dos entre los lados del paño, trabajan en dos direcciones.

En este estudio, se lleva a cabo la estimación de cargas por metro cuadrado para la losa sólida localizada entre los ejes "D"- "H" y "4"- "5" (ver Figura 3), la cual está sujeta a cargas bidireccionales.

**Tabla 10** *Metrado de losa maciza*

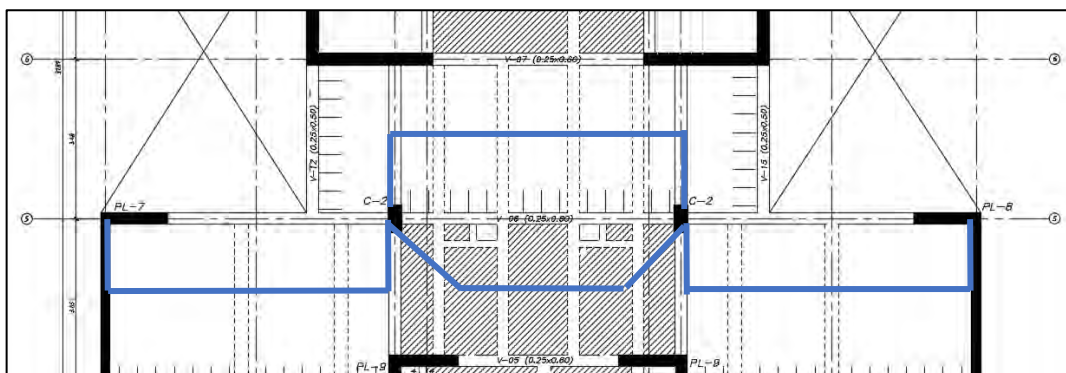
<b>Carga muerta distribuida</b>	<b>Operación</b>	<b>Valor (ton/m<sup>2</sup>)</b>
Peso propio	0.2 x 2.40	0.48
Piso terminado	-	0.10
<b>Carga viva distribuida</b>	<b>Operación</b>	<b>Valor (ton/m<sup>2</sup>)</b>
Sobrecarga	-	0.20
<b>Resumen</b>		
<b>Carga muerta distribuida total (ton/m<sup>2</sup>)</b>		0.58
<b>Carga viva distribuida total (ton/m<sup>2</sup>)</b>		0.20

De la tabla se obtiene un peso muerto distribuido es de 0.58 ton/m<sup>2</sup> y el peso móvil distribuido es de 0.20 ton/m<sup>2</sup>.

### 3.3 Metrado de vigas peraltadas

Proporcionan el soporte y la transmisión de esfuerzos y cargas que se encuentran en las losas, su propio peso y esfuerzos sísmicos.

Para el caso del presente estudio, se analiza la viga que corresponde al eje "5" llamada V-06 (0.25 x 0.60 m).



**Figura 7** *Ancho tributario de las vigas V-06 (0.25 x 0.60 m)*

La Figura 7 muestra el ancho de tributación para toda sección de la viga, calculado empleando la “teoría del sobre”. La cual, determina cargas trapezoidales o triangulares, según si la losa se apoya en su dimensión larga (trapezoidal) o corta (triangular), respectivamente, en dos direcciones.

Se opta por dividir la viga en 5 tramos de manera que cada tramo pueda ser metrado independientemente, como las cargas a las que está sometida son simétricas, es suficiente analizar solo tres tramos. En las Tablas 11, 12 y 13 se resumen los metrados para los respectivos tramos.

**Tabla 11 Metrado del primer tramo de viga peraltada**

<b>Tramo 1</b>		
<b>Carga muerta distribuida</b>	<b>Operación</b>	<b>Valor (ton/m)</b>
Peso propio	$0.25 \times 0.60 \times 2.40$	0.36
Peso losa aligerada	$1.80 \times 0.30$	0.54
Piso Terminado	$1.80 \times 0.10$	0.18
<b>Carga viva distribuida</b>	<b>Operación</b>	<b>Valor (ton/m)</b>
Sobrecarga	$1.80 \times 0.20$	0.36
<b>Resumen</b>		
<b>Carga muerta distribuida total (ton/m)</b>		1.08
<b>Carga muerta puntual total (ton)</b>		0.36

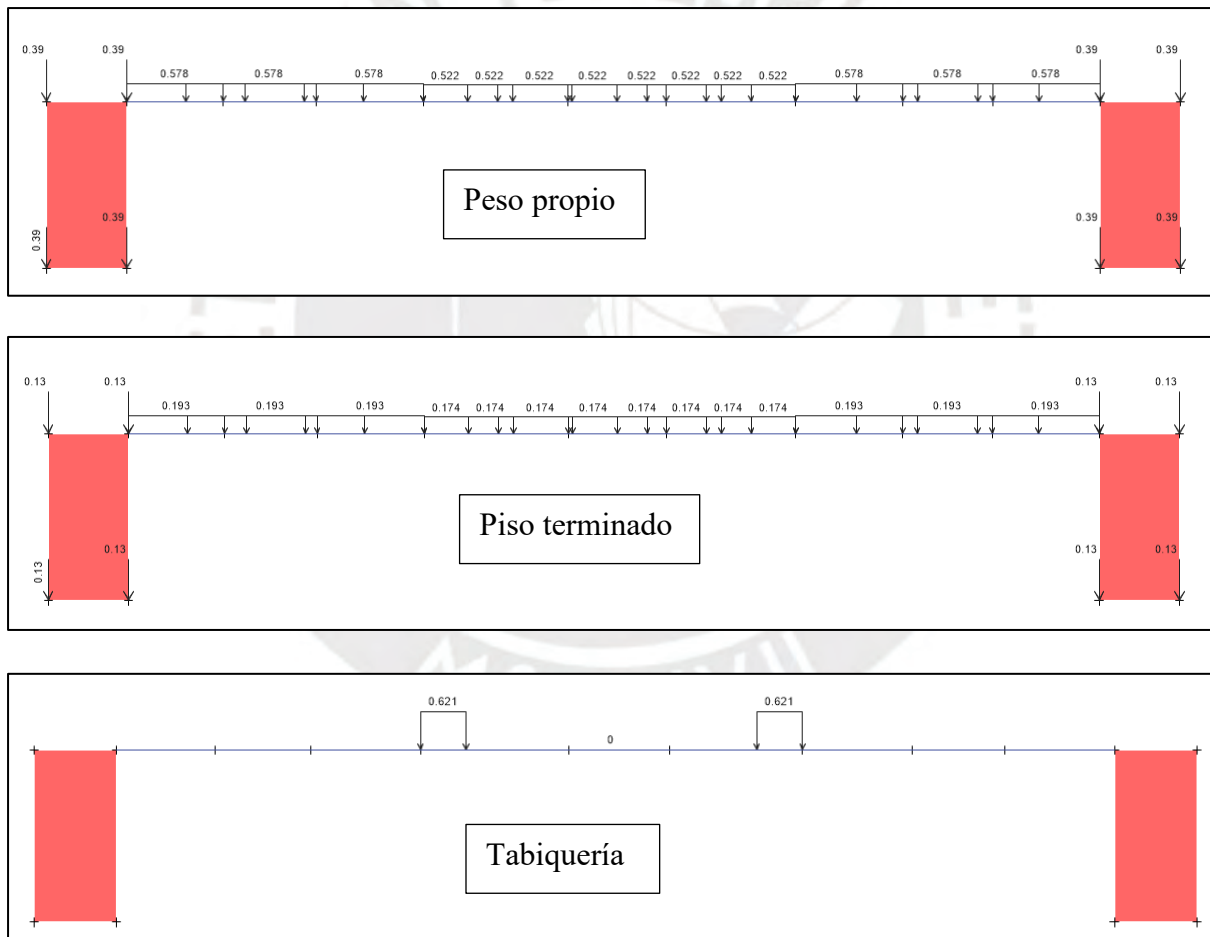
**Tabla 12 Metrado del segundo tramo de viga peraltada**

<b>Tramo 2</b>		
<b>Carga muerta distribuida</b>	<b>Operación</b>	<b>Valor (ton/m)</b>
Peso propio	$0.25 \times 0.60 \times 2.40$	0.36
Peso losa maciza	$1.43 \times 0.48$	0.69
Piso losa aligerada	$1.615 \times 0.30$	0.48
Piso Terminado	$1.61 \times 0.10$	0.16
<b>Carga viva distribuida</b>	<b>Operación</b>	<b>Valor (ton/m)</b>
Sobrecarga	$1.61 \times 0.20$	0.32
<b>Resumen</b>		
<b>Carga muerta distribuida total (ton/m)</b>		1.69
<b>Carga viva distribuida total (ton/m)</b>		0.32

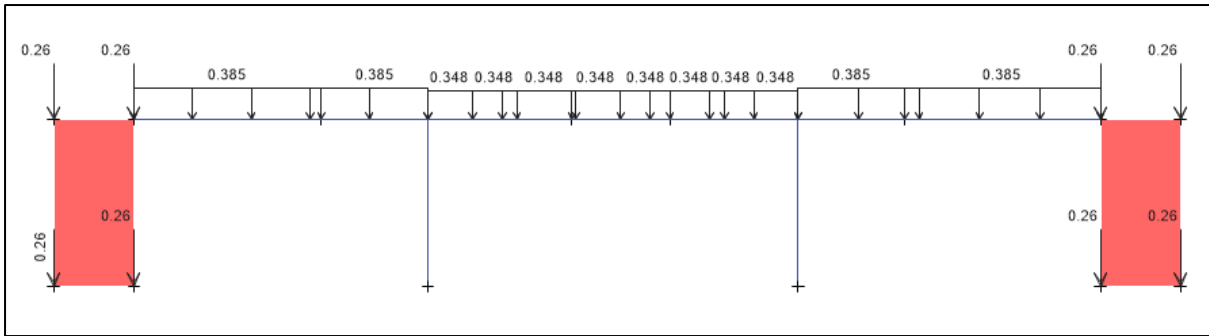
**Tabla 13** *Metrado del tercer tramo de viga peraltada*

Tramo 3		
Carga muerta distribuida	Operación	Valor (ton/m)
Peso propio	$0.25 \times 0.60 \times 2.40$	0.36
Peso losa aligerada	$1.80 \times 0.30$	0.54
Piso Terminado	$1.80 \times 0.10$	0.18
Carga viva distribuida	Operación	Valor (ton/m)
Sobrecarga	$1.80 \times 0.20$	0.36
Resumen		
Carga muerta distribuida total (ton/m)		1.08
Carga muerta puntual total (ton)		0.36

En las Figuras 8 y 9 se presentan los modelos de análisis empleados.



**Figura 8** *Modelado de solicitaciones de la viga V-06 para carga muerta (ton/m)*

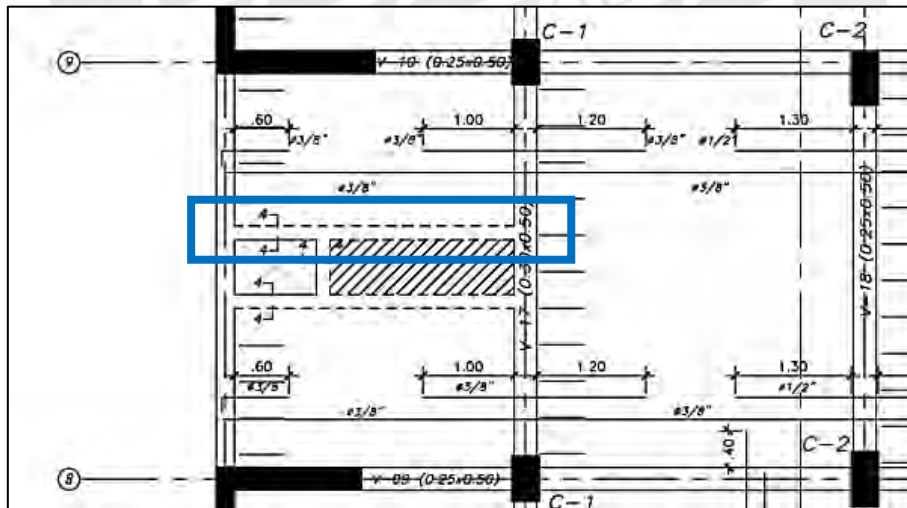


**Figura 9 Modelado de solicitaciones de la viga V-06 para carga viva (ton/m)**

### 3.4 Metrado de vigas chatas

Las vigas de este tipo son comúnmente utilizadas cuando el sistema de aligerado no puede sostener el peso de un muro de tabiquería que se encuentra paralelo a la dirección del mismo, o bien, como viga de cierre.

En este análisis, se realiza el cálculo de las cargas para vigas de este tipo situada en los ejes "A"- "B" y "8"- "9" (ver la Figura 10), con dimensiones de 15 x 20 cm. En la Tabla 14 se detalla esta medición de cargas para la viga chata:

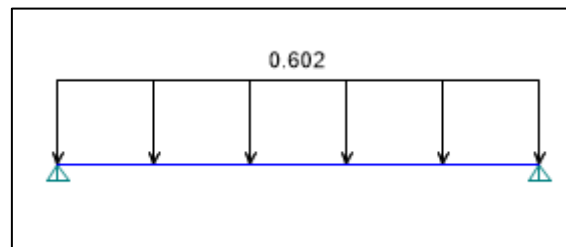


**Figura 10 Ubicación de viga chata analizada**

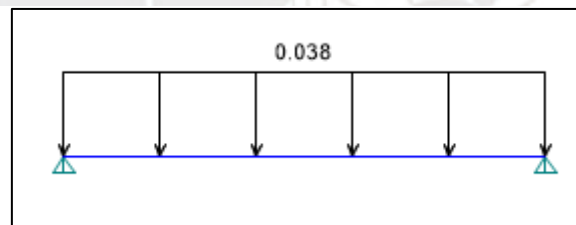
**Tabla 14 Metrado de viga chata**

<b>Carga muerta distribuida</b>	<b>Operación</b>	<b>Valor (ton/m<sup>2</sup>)</b>
Peso propio	0.15 x 0.20 x 2.40	0.072
Tabiquería (e=0.15 m, h= 2.6 m)	1.35x 0.15 x 2.60	0.53
<b>Carga viva distribuida</b>	<b>Operación</b>	<b>Valor (ton/m<sup>2</sup>)</b>
Sobrecarga	0.15 x 0.25	0.0375
<b>Resumen</b>		
<b>Carga muerta distribuida total (ton/m)</b>		0.602
<b>Carga viva distribuida total (ton/m)</b>		0.038

Las Figuras 11 y 12 presentan el modelamiento para solicitaciones de gravedad de la viga chata.



*Figura 11 Modelado de solicitaciones de carga muerta para la viga chata (ton/m)*

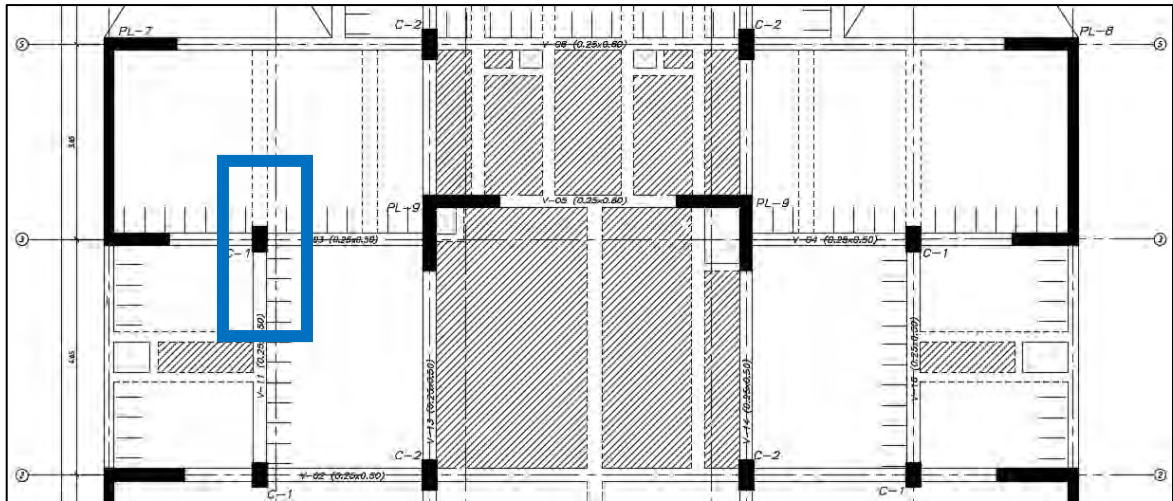


*Figura 12 Modelado de solicitaciones de carga viva para la viga chata (ton/m)*

### 3.5 Metrado de columnas

La medición de cargas para los elementos verticales se fundamenta en la zona de influencia sobre la cual se calculan las cargas que el elemento vertical sostiene.

En este estudio, se efectúa la medición manual del elemento vertical C-1 (30 x 50 cm) situada en los ejes "B" - "3" (Figura 13), como se presenta en la Tabla 15.



*Figura 13 Ubicación de columna C-1*

*Tabla 15 Metrado de cargas para columna*

Nivel	Elemento	Peso unitario (ton/m <sup>3</sup> o ton/m <sup>2</sup> )	Área o longitud (m o m <sup>2</sup> )	Altura (m)	Peso parcial (ton)	Peso Acumulado (ton)
Piso 1 al 6	Peso propio	2.4	0.18	2.75	0.50	
	Viga Chata 15 x 20 cm	2.4	0.126	0.2	0.06	
	Losa Aligerada h=20 cm	0.3	9.08	1	2.72	
	Losa Maciza h=20 cm	2.4	0.25	0.2	0.12	
	Viga 25 x 50 cm	2.4	0.52	0.5	0.62	
	Viga 25 x 60 cm	2.4	0.5875	0.6	0.85	
	Tabiquería e=15cm	1.8	0.252	2.55	1.16	
	Piso Terminado	0.1	11.08	1	1.11	
	Sobrecarga (viviendas)	0.2	11.26	1	2.25	
	<b>CM</b>				7.13	<b>42.80</b>
	<b>CV</b>				2.25	<b>13.51</b>
Piso 7	Peso propio	2.4	0.18	2.75	0.50	
	Losa Aligerada h=20 cm	0.3	9.08	1	9.08	
	Viga 25 x 50 cm	2.4	0.52	0.5	0.26	
	Viga 25 x 60 cm	2.4	0.5875	0.6	0.35	
	Piso Terminado	0.1	11.26	1	11.26	
	Sobrecarga (azotea)	0.1	11.26	1	11.26	
		<b>CM</b>				21.45
	<b>CV</b>				11.26	<b>11.26</b>
	<b>CM total (ton)</b>					<b>64.25</b>
	<b>CV total (ton)</b>					<b>24.77</b>

## Capítulo 4: ANÁLISIS SÍSMICO

Dado que el Perú se encuentra en una zona con una actividad sísmica significativa, es esencial realizar un análisis sísmico y satisfacer los estándares de la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente en la actualidad.

Por lo tanto, para realizar un adecuado análisis sísmico se emplea una herramienta computacional que facilita este proceso, la cual se conoce como ETABS ®. En dicho programa, se emplea un modelo matemático aproximado en 3D, el cual se somete a ciertas solicitaciones sísmicas basadas en la normativa peruana correspondiente al metrado de cargas, análisis y diseño sísmico. Para lo cual identificamos ciertos parámetros sísmicos, evaluaremos las irregularidades, emplearemos los dos tipos de análisis expuestos en la norma y obtendremos la cortante basal de diseño; de ser necesario, este se debe corregir por un factor de escala.

### 4.1 Parámetros del análisis sísmico

Los parámetros sísmicos especificados en la Norma E.030 varían según las particularidades de la estructura, su ubicación geográfica, el tipo de terreno existente en el emplazamiento del proyecto, entre otros factores. Estos parámetros son esenciales para llevar a cabo el análisis sísmico de manera adecuada.

#### 4.1.1 Factor de zonificación (Z)

Se define como la máxima aceleración prevista con una probabilidad del 10% de ser superada durante un lapso de 50 años en un terreno de buena calidad.

Para el caso del presente estudio, la ubicación es en la región de Lima, lo que corresponde a una zona 4, según la distribución de zonas sísmicas, y esto corresponde a un factor de zona de 0.45 según la Tabla N°1 de la Norma E.030.

#### 4.1.2 Parámetros de sitio (S)

Según las condiciones de los estratos encontrados en el terreno, se puede definir qué tipo de perfil se presenta en el suelo. Con el perfil obtenido y la zona sísmica obtenemos los parámetros siguientes: Factor de amplificación (S) y períodos (TP y TL).

Para el caso del presente estudio, se asume que el edificio se encuentra cimentando en un perfil S1. De acuerdo a la Tabla N°3 y N°4 de la Norma E.030, corresponde un factor "S" de 1.0 y períodos  $T_P$  y  $T_L$  de 0.4 y 2.5 segundos respectivamente. El período "TP" delimita la meseta en el espectro de pseudo-aceleraciones de la Norma, mientras que el período "TL" marca el comienzo de la región espectral con un desplazamiento constante.

#### 4.1.3 Factor de amplificación sísmica (C)

Se interpreta como la amplificación de la velocidad en la cúspide de la estructura, respecto a la aceleración del suelo.

Las ecuaciones para hallar su valor están sujetas a los parámetros de sitio obtenidos anteriormente y al periodo fundamental de la estructura. El factor C se calcula de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

$$T < T_P \quad C = 2,5 \quad 4.1$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2,5 * \left(\frac{T_P}{T}\right) \quad 4.2$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 * \left(\frac{T_P * T_L}{T^2}\right) \quad 4.3$$

Simultáneamente, es necesario corroborar:

$$\frac{C}{R} \geq 0.11 \quad 4.4$$

#### 4.1.4 Factor de uso (U)

Esta variable está determinada por la categoría del edificio, la cual se designa según la Tabla N° 5 de la Norma E.030. Este factor aumenta las demandas sísmicas en edificaciones críticas e importantes en comparación con las edificaciones ordinarias.

En este estudio, se tiene un edificio destinado a viviendas multifamiliares, con una categoría de importancia  $U=1$ .

#### **4.1.5 Peso sísmico (P)**

Es calculado como la carga muerta y una porción de la carga viva que varía según la categoría del edificio. En este estudio, debido a que posee una categoría C, la porción de carga móvil que se adiciona es del 25 %, tal como se muestra en la ecuación 4.5.

$$P = 100\% CM + 25\% CV \quad 4.5$$

#### **4.1.6 Sistema estructural (R)**

Conforme a la configuración estructural de la edificación, en toda dirección de análisis, la Tabla N° 7 de la Norma E.030 indica los coeficientes básicos de reducción “Ro”. En el caso del presente estudio, la configuración estructural responde a la de muros estructurales ( $R_o = 6$ ).

Esta hipótesis se verifica posteriormente.

#### **4.1.7 Regularidad estructural**

Las construcciones pueden exhibir una variedad de desigualdades en su diseño o disposición; esto afecta directamente al comportamiento que puedan desarrollar frente a un sismo importante y también puede ser un factor en contra cuando se decide aproximar el comportamiento a la realidad mediante un modelo. La norma E.030 especifica las diversas formas de irregularidades que una edificación puede manifestar y las castiga con un coeficiente que reduce el factor  $R_o$ , lo que se traduce en una mayor cortante de diseño de la estructura (aumenta su resistencia).

Una edificación es considerada irregular, si satisface al menos uno de los criterios establecidos en las Tablas N°8 y N°9 de la Norma E.030.

La Norma E.030 también especifica restricciones con respecto a las irregularidades que puede presentar una estructura, dependiendo de la zona geográfica donde se ubica y la importancia que esta tenga (tipo de categoría); esto se detalla en la Tabla N°10 de dicha norma.

Para el caso del presente estudio, en planta se observa que el edificio clasifica como irregular por el tipo de esquina entrante. Además, se asume la inexistencia de irregularidad por tipo torsional, por la distribución de los elementos estructurales y la forma simétrica de la estructura. La presencia de esquina entrante aceptada se comprueba con los resultados del análisis más adelante.

$$I_{a_{x-x}} = 1.0 \quad I_{p_{x-x}} = 0.90$$

$$I_{a_{y-y}} = 1.0 \quad I_{p_{y-y}} = 0.90$$

#### 4.2 Modelo estructural

Con ayuda del software ETABS ® se materializa un modelado en tres dimensiones de la estructura, el cual es sometido a las diferentes solicitaciones sísmicas y añadiéndole los parámetros respectivos, genere los resultados con las cuales podamos estimar la respuesta ante un evento sísmico importante. Así mismo, se permite obtener las fuerzas internas de cada elemento con las cuales se puede diseñar cada uno de ellos.

Se tienen algunas consideraciones para el modelamiento de la estructura:

- Las vigas y columnas, se modelan igual al elemento tipo FRAME, las cuales tendrán un espesor y un peso que es asumido por el programa.
- Los techos (aligerados o macizos), se modelan como elementos tipo MEMBRANE; además no se les considera un espesor ni su propio peso, por lo que este es asignado luego como una carga distribuida.
- Las placas se modelan como elementos tipo SHELL, por lo tanto, el programa considera un espesor y su propio peso.

- La base de toda la estructura se considera empotrada a la altura del lomo de la zapata.
- El modelo se asume lo más simple posible, lo que permite unos resultados más conservadores.
- Las escaleras se consideran como losas horizontales cuya única función es la de distribuir las cargas que soportan, estas no deben otorgar resistencia adicional.
- Como lo indica la Normativa E.030, se le considera al centro de masa una excentricidad accidental perpendicular al sentido del análisis. Dicha excentricidad equivale al  $\pm 5\%$  de la medida de la estructura perpendicular al sentido analizado.
- Se le asigna un diafragma rígido a cada nivel y 3 grados de libertad por cada diafragma.

#### 4.2.1 Modos de vibración y períodos fundamentales

El análisis modal se efectúa utilizando el método de combinación cuadrática completa (CQC) por el software. En la Tabla 16 se presentan los modos de vibración del edificio, sus períodos correspondientes y porcentaje de masas involucradas para cada caso.

Se observa que los períodos fundamentales para las direcciones X-X e Y-Y, son del modo 1 y 3 respectivamente, con lo cual se concluye que los períodos en cada sentido son los siguientes:

➤  $T_{X-X} = 0.46 \text{ s}$

➤  $T_{Y-Y} = 0.30 \text{ s}$

Esto se debe al porcentaje de masa involucrada que representan, en todo sentido de análisis.

Los periodos tienen una relación directa con la rigidez de la estructura, por lo que se comprueba que en el sentido y-y presenta mayor rigidez que en el sentido x-x; por tal motivo, el periodo en y-y es mucho menor.

**Tabla 16 Análisis modal del edificio con el Software ETABS ®**

Mode	Period	UX	UY	RZ
	sec			
<b>1</b>	<b>0.467</b>	<b>0.707</b>	0.000	0.019
<b>2</b>	<b>0.301</b>	0.001	<b>0.686</b>	0.024
<b>3</b>	<b>0.287</b>	0.014	0.025	<b>0.666</b>
<b>4</b>	0.116	0.158	0.000	0.005
<b>5</b>	0.071	0.000	0.199	0.002
<b>6</b>	0.065	0.005	0.002	0.193
<b>7</b>	0.05	0.06	0.00	0.00
<b>8</b>	0.03	0.00	0.05	0.00
<b>9</b>	0.03	0.01	0.00	0.03
<b>10</b>	0.03	0.02	0.00	0.02
<b>11</b>	0.02	0.00	0.02	0.00
<b>12</b>	0.02	0.00	0.00	0.01
<b>13</b>	0.02	0.00	0.01	0.00
<b>14</b>	0.02	0.01	0.00	0.00
<b>15</b>	0.02	0.00	0.00	0.01
<b>16</b>	0.02	0.00	0.01	0.00
<b>17</b>	0.02	0.01	0.00	0.00
<b>18</b>	0.01	0.00	0.00	0.01
<b>19</b>	0.01	0.00	0.00	0.00
<b>20</b>	0.01	0.00	0.00	0.00
<b>21</b>	0.01	0.00	0.00	0.00
<b>22</b>	0.01	0.00	0.00	0.00
<b>23</b>	0.01	0.00	0.00	0.00
<b>24</b>	0.01	0.00	0.00	0.00
		<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>

De acuerdo a la tabla anterior, es posible verificar que en las tres direcciones de análisis las masas participativas suman más del 90% y con ello se cumple lo indicado en la norma E.030.

#### **4.2.2 Análisis estático**

El análisis estático consiste en representar las demandas sísmicas como un conjunto de fuerzas aplicadas en los centros de masa de cada nivel del edificio. La Normativa E.030 autoriza usar únicamente este análisis si se cumplen los siguientes requisitos:

- Si la edificación está ubicada en la zona sísmica 1 (estructura regular o irregular).
- Si la edificación posee una altura máxima de 30 m y es regular.
- Si los muros de concreto armado o albañilería armada poseen una altura máxima de 15 m para estructuras regulares o irregulares.

El análisis requiere calcular el periodo estático, para luego obtener los parámetros sísmicos que dependen de dicho periodo, y finalmente obtener la fuerza cortante en la base de la edificación empleando la ecuación 4.6.

$$V = \frac{Z*U*C*S}{(R_o*I_a*I_p)} * P \quad 4.6$$

Los valores de Z, U, S, R, “Ia” e “Ip” son obtenidos en la sección 4.1 Parámetros Sísmicos de la presente tesis.

Tal como se especificó con la ecuación 4.5, el peso sísmico que se emplea según la Normativa E.030 considera el 100% de la carga permanente, y para una edificación de tipo “C”, el 25% de la carga móvil. En la Tabla 17 se obtienen los pesos sísmicos de cada nivel a partir de sus respectivas masas.

**Tabla 17 Masa y Peso sísmico del edificio**

Nivel	Mass X	Mass Y	Peso X-X	Peso Y-Y
	tonf-s <sup>2</sup> /m	tonf-s <sup>2</sup> /m	(ton)	(ton)
CM	3.02	3.02	29.60	29.60
Piso 7	38.22	38.22	374.97	374.97
Piso 6	49.41	49.41	484.71	484.71
Piso 5	49.41	49.41	484.71	484.71
Piso 4	49.41	49.41	484.71	484.71
Piso 3	49.41	49.41	484.71	484.71
Piso 2	49.41	49.41	484.71	484.71
Piso 1	50.82	50.82	498.54	498.54

Como lo indica la Norma E.030, para calcular el periodo estático, en cada dirección de análisis, se debe obtener el conjunto de fuerzas horizontales correspondientes a cada piso. Para ello se emplean las ecuaciones 4.7 y 4.8.

$$F_i = \alpha_i * V \quad 4.7$$

$$\alpha_i = \frac{P_i * (h_i)^k}{\sum_{j=1}^n (P_j * (h_j)^k)} \quad 4.8$$

Donde:

- $P_i$ : Peso de entrepiso.
- $h_i$ : Altura total de entrepiso.

Además, “K” va a estar determinado por el periodo de la edificación:

$$T \leq 0.5 \text{ s} \quad k = 1$$

$$T > 0.5 \text{ s} \quad k = 0.75 + 0.5 * T$$

La Normativa E.030 permite estimar el período empleando la ecuación 4.9.

$$T = h_n / C_t \quad 4.9$$

Donde:

- $h_n$ : Altura total de la edificación.
- $C_t$ : Coeficiente que depende de la configuración estructural.

En este estudio, la edificación tiene una altura de 20.1 m y el valor del coeficiente  $C_t$ , correspondiente a un sistema estructural de muros de concreto armado, es de 60. Con estos valores se estima el periodo usando la ecuación 4.9, con lo cual se obtiene que el periodo T es igual a 0.335s para ambas direcciones. Por lo tanto, empleando las ecuaciones 4.1, 4.2 y 4.3 se calcula que el valor del coeficiente de amplificación C es igual a 2.5.

Finalmente, con los parámetros sísmicos obtenidos se emplea la ecuación 4.6 para calcular la fuerza cortante en la base “V”, siendo igual a 747.13 ton en las dos direcciones de análisis. A partir de dicho valor se obtiene la repartición de fuerzas sísmicas en todo nivel empleando las ecuaciones 4.7 y 4.8. En la Tabla 18 se resume el proceso de obtención de estas fuerzas. Es necesario mencionar que para este caso las fuerzas sísmicas son las mismas en las dos direcciones de análisis.

**Tabla 18 Cálculo de fuerzas sísmicas en cada piso**

Nivel	P <sub>i</sub>	H <sub>i</sub>	h <sub>i</sub>	k	P <sub>i</sub> *H <sub>i</sub> <sup>k</sup>	P <sub>i</sub> *h <sub>i</sub>	alfa	F <sub>i</sub>
	ton	m	m	-	ton.m	ton.m		ton
Cuarto	29.60	22.9	2.8	1	677.93	64.12	0.018	11.07
Piso 7	374.97	20.1	2.8	1	7536.80	56.28	0.197	123.02
Piso 6	484.71	17.3	2.8	1	8385.52	48.44	0.219	136.87
Piso 5	484.71	14.5	2.8	1	7028.33	40.60	0.184	114.72
Piso 4	484.71	11.7	2.8	1	5671.13	32.76	0.148	92.56
Piso 3	484.71	8.9	2.8	1	4313.94	24.92	0.113	70.41
Piso 2	484.71	6.1	2.8	1	2956.74	17.08	0.077	48.26
Piso 1	498.54	3.3	3.3	1	1645.20	10.89	0.043	26.85
Suma					38215.59		1.000	623.75

Con ayuda de ETABS ® se obtienen los desplazamientos elásticos luego de ingresar el conjunto de fuerzas obtenidas en la Tabla 18. Con estos desplazamientos de cada piso, el periodo fundamental en las 2 direcciones de análisis es calculado con la ecuación 4.10 y, posteriormente recalculan el verdadero valor de la fuerza cortante estática en la base.

En las Tablas 19 y 20 se resumen los cálculos obtenidos de los procesos iterativos para hallar los respectivos periodos fundamentales en cada dirección.

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\left(\sum_{i=1}^n P_i \cdot d_i^2\right)}{\left(g \cdot \sum_{i=1}^n f_i \cdot d_i\right)}} \quad 4.10$$

**Tabla 19 Cálculo del período fundamental X-X**

Nivel	F <sub>i</sub>	d <sub>i</sub>	P <sub>i</sub>	P <sub>i</sub> *d <sub>i</sub> <sup>2</sup>	F <sub>i</sub> *d <sub>i</sub>
	ton	m	ton	ton	ton
Cuarto	11.07	0.018	29.60	0.010	0.20
Piso 7	123.02	0.016	374.97	0.094	1.95
Piso 6	136.87	0.014	484.71	0.091	1.87
Piso 5	114.72	0.011	484.71	0.062	1.29
Piso 4	92.56	0.009	484.71	0.036	0.80
Piso 3	70.41	0.006	484.71	0.017	0.41
Piso 2	48.26	0.003	484.71	0.005	0.16
Piso 1	26.85	0.001	498.54	0.001	0.03
				0.315	6.72
				T <sub>x</sub>	0.43

Con estos resultados se obtiene un período fundamental TX-X igual a 0.43 s.

**Tabla 20 Cálculo del período fundamental Y-Y**

Nivel	$F_i$	$d_i$	$P_i$	$P_i \cdot d_i^2$	$F_i \cdot d_i$
	ton	m	ton	ton	ton
Cuarto	11.07	0.008	29.60	0.002	0.09
Piso 7	123.02	0.007	374.97	0.021	0.92
Piso 6	136.87	0.006	484.71	0.019	0.85
Piso 5	114.72	0.005	484.71	0.012	0.57
Piso 4	92.56	0.004	484.71	0.007	0.34
Piso 3	70.41	0.002	484.71	0.003	0.17
Piso 2	48.26	0.001	484.71	0.001	0.07
Piso 1	26.85	0.001	498.54	0.000	0.01
				0.064	3.03
				$T_y$	0.29

Con estos resultados se obtiene un período fundamental TY-Y igual a 0.29 s.

Finalmente, con los periodos reales calculados para cada dirección, se recalcula el coeficiente de amplificación C y la fuerza cortante basal estática V; este proceso es sintetizado en la Tabla 21.

**Tabla 21 Resumen de resultados del análisis estático**

	Dirección X-X	Dirección Y-Y
<b>T(s)</b>	0.43	0.29
<b>Z</b>	0.45	0.45
<b>U</b>	1	1
<b>C</b>	2.33	2.50
<b>S</b>	1	1
<b>R</b>	6.00	6.00
<b>P(ton)</b>	3326.67	3326.67
<b>V(ton)</b>	<b>574.31</b>	<b>623.75</b>

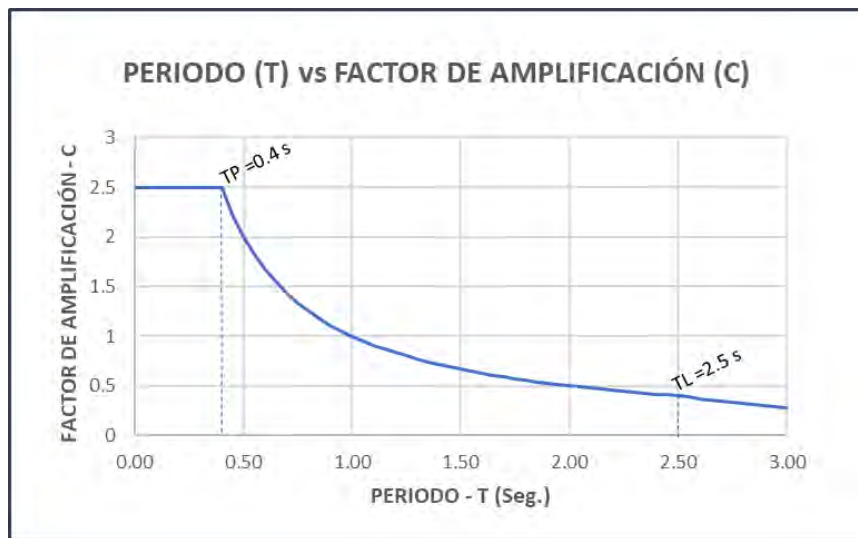
#### 4.2.3 Análisis dinámico

La Norma E.030 ofrece dos enfoques de análisis dinámico: el modal espectral y el tiempo-historia. A pesar de que ambos se pueden emplear en cualquier tipo de estructura, el segundo solo se puede implementar a modo de comprobación, es por eso que en este estudio se desarrolla el análisis dinámico modal espectral.

Este análisis dinámico emplea un espectro no elástico de pseudo-aceleraciones que la Normativa E.030 exige y define con la ecuación 4.11. Los parámetros de esta ecuación son los mismos empleados para el análisis estático con excepción del coeficiente de amplificación  $C$  que es recalculado a partir del periodo fundamental.

$$S_a = \frac{(Z*U*C*S)}{R} g \quad 4.11$$

En la Figura 14 se presenta la curva T vs C.



**Figura 14 Curva T vs C**

Para considerar todos los casos de excentricidad, se crean masas con sus respectivas excentricidades del 5% tal como lo especifica la Normativa E.030 para todo sentido de análisis en X+, X-, Y+, Y-, y se aplica directamente la carga sísmica en cada una de estas masas. Se crean combinaciones de carga para X e Y considerando la envolvente de estos, para así utilizar el caso más crítico.

Load Cases	
Load Case Name	Load Case Type
SismoX	Response Spectrum
SismoXMassY+	Response Spectrum
SismoXMassY-	Response Spectrum
SismoY	Response Spectrum
SismoYMassX+	Response Spectrum
SismoYMassX-	Response Spectrum

*Figura 15 Combinaciones de carga en ETABS ®*

### 4.3 Comprobación del coeficiente básico de reducción sísmico (R)

Mediante los resultados obtenidos del análisis dinámico, se confirmó la suposición previa de que el sistema estructural del edificio está compuesto por muros de corte en ambas direcciones de análisis.

Para obtener las fuerzas cortantes en la base que son absorbidas por las columnas y las placas se empleó el software ETABS ®; en la Tabla 22 se presentan estos valores, así como los porcentajes que representan con respecto al cortante basal total.

*Tabla 22 Comprobación del sistema estructural*

	Sismo Dinámico X-X	Sismo Dinámico Y-Y
<b>V basal (ton)</b>	520.83	555.87
<b>V Muros estructurales (ton)</b>	503.94	543.78
<b>V Columnas (ton)</b>	16.89	12.09
<b>V basal en placas (%)</b>	96.8%	97.8%
<b>V basal en columnas (%)</b>	3.2%	2.2%
<b>Sistema Estructural</b>	Muros estructurales	Muros estructurales

De la Tabla 22 se corrobora que los muros estructurales resisten aproximadamente la totalidad de la fuerza cortante basal en ambos sentidos analizados, por consiguiente, se verifica la corrección del sistema estructural inicialmente asumido.

### 4.4 Control de requisitos de la Norma E.030

La Normativa E.030 asume un comportamiento lineal elástico para el análisis, por lo tanto, para obtener los desplazamientos inelásticos, es necesario amplificar los valores de los desplazamientos elásticos. Para estructuras regulares se amplifican por  $0.75 \cdot R$  y para estructuras irregulares, por  $0.85 \cdot R$ .

#### 4.4.1 Control de desplazamientos

Controlar la deriva o distorsión de entrepiso es una forma de gestionar los desplazamientos máximos de la edificación. La deriva o distorsión de entrepiso se define como

la relación entre el desplazamiento relativo de un entrepiso y su altura correspondiente. Además, en el artículo 32 de la Norma E.030 se detallan los límites de las derivas de acuerdo al material que prima en la estructura. Para el caso del presente estudio, el componente principal en el edificio es el concreto armado, por lo que la deriva máxima admisible es 0.007.

Se obtiene que la mayor deriva en el sentido X-X es de 0.00451 en el cuarto entrepiso y este cumple con ser menor a la deriva máxima admisible. Del mismo modo, en la Tabla 23 se obtiene que la mayor deriva en el sentido Y-Y es de 0.00197 en el sexto entrepiso y también cumple con ser menor a la deriva máxima admisible.

#### 4.4.2 Junta sísmica

Para evitar el contacto entre edificaciones adyacentes en un evento de sismo, la Normativa E.030 establece disponer una separación entre las edificaciones que cumplan con los criterios como sigue:

- Superior a dos tercios de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios contiguos.

Para el caso del presente estudio, este criterio no es considerado debido a que se asume que las edificaciones adyacentes están ubicadas fuera del límite de propiedad.

- $s = 0.006h \geq 0.03m$

La altura del edificio está representada por  $h$  y será determinada desde el nivel del terreno natural. Asumiendo que las edificaciones adyacentes cumplan con las juntas sísmicas reglamentarias, se considera la junta sísmica como  $s/2$ .

Para el caso del presente estudio, la altura máxima del edificio es 20.1 m, con lo cual se obtiene un valor de  $s = 0.006 * 20.1 = 0.12 \text{ m} = 12 \text{ cm}$ ; entonces la junta sísmica es:  $s = 12 \text{ cm}$  y el retiro al límite de propiedad es:  $s/2 = 6 \text{ cm}$ .

- La junta sísmica debe ser mayor a los  $2/3$  del mayor desplazamiento del edificio.

$$S_x = 7.37 \cdot 2/3 = 4.91 \text{ cm}$$

$$S_y = 1.29 \cdot 2/3 = 0.86 \text{ cm}$$

Finalmente se opta por un retiro al límite de propiedad de 6 cm en las dos direcciones.

#### 4.4.3 Control de giros en planta

El centro de rigidez de la estructura está determinado por la disposición de los elementos verticales, debido a esto, su distribución debe ser lo más simétrica posible para garantizar que el centro de rigidez no presente un desfase importante con respecto al centro de masa. Este desfase es el responsable de generar giros en planta, los cuales son restringidos de acuerdo a la Normativa E.030 empleando algunos criterios, si son sobrepasados se considera que la estructura posee Irregularidad Torsional.

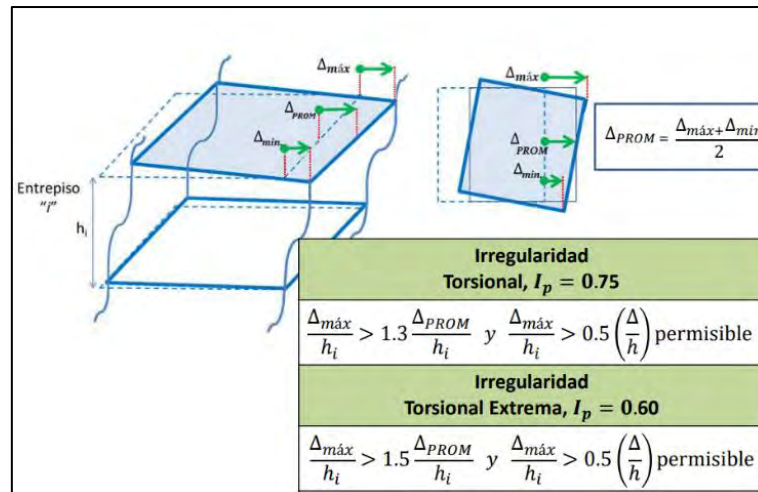
Con los desplazamientos inelásticos obtenidos, es posible verificar la hipótesis asumida desde el inicio del presente capítulo, la cual indica que no existe irregularidad torsional. La Normativa E.030 indica que para verificar la existencia de irregularidad torsional en la estructura se deberá cumplir los siguientes criterios de manera simultánea:

$$\Delta_{\text{Max}} > 0.5 \Delta_{\text{Permisible}}$$

$$\Delta_{\text{Max}} > 1.3 \Delta_{\text{promedio}}$$

Donde:

- $\Delta_{\text{Max}}$ : Máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio.
- $\Delta_{\text{promedio}}$ : Desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga.
- $\Delta_{\text{Permisible}}$ : Deriva máxima permitida. Para el caso del presente estudio es 0.007.



**Figura 16** Análisis de irregularidad torsional Norma E.030, 2018 (Muñoz, 2018)

Cabe resaltar que solo se realiza el análisis para el sentido X-X, ya que las derivas en Y-Y no superan el cincuenta por ciento de la deriva máxima permisible.

**Tabla 23** Deriva máxima y ratio

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Maximum m	Average m	Ratio
CM	Dx	LinRespSpec	Max	X	0.067384	0.065529	1.028
Piso 7	Dx	LinRespSpec	Max	X	0.073746	0.059763	1.234
Piso 6	Dx	LinRespSpec	Max	X	0.063343	0.050995	1.242
Piso 5	Dx	LinRespSpec	Max	X	0.051815	0.041445	1.25
Piso 4	Dx	LinRespSpec	Max	X	0.039406	0.031298	1.259
Piso 3	Dx	LinRespSpec	Max	X	0.02673	0.021062	1.269
Piso 2	Dx	LinRespSpec	Max	X	0.014862	0.011588	1.283
Piso 1	Dx	LinRespSpec	Max	X	0.005226	0.004024	1.299

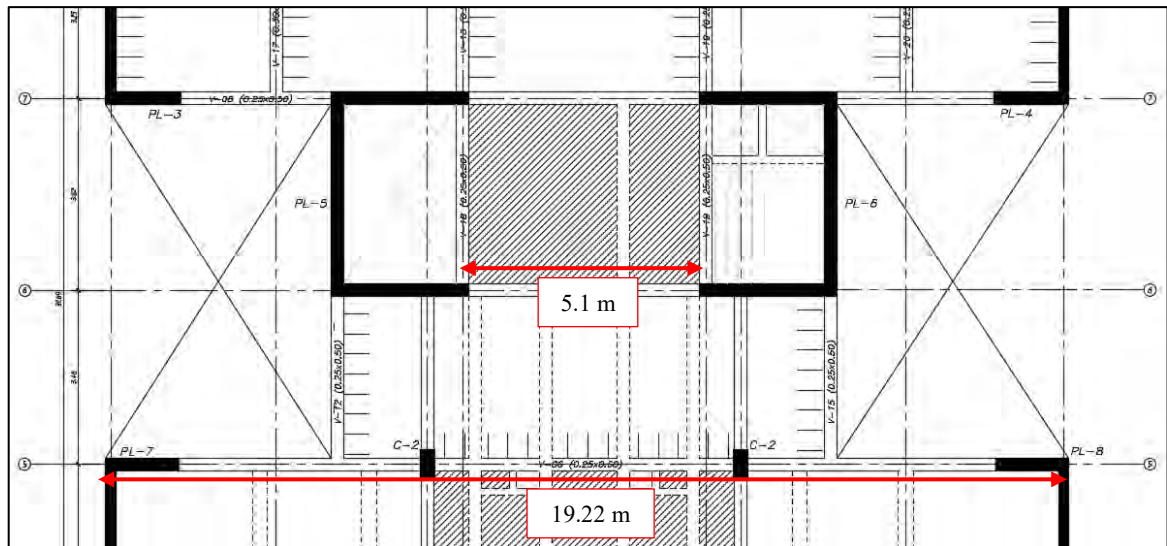
A parte de este análisis, de la torsión, se verifica la presencia de otras irregularidades como es el caso de las esquinas entrantes. Esta se verifica a continuación:

**Tabla 24** Longitud de esquinas entrantes

Dirección	Longitud (m)	0.20 L (m)	L esquina (m)	IR
X	18.97	3.79	12.58	si
Y	35.25	3.51	7.25	si

Se puede apreciar que finalmente, se tiene irregularidad en planta debido a esquinas entrante en ambas direcciones de análisis.

Mientras tanto, se analiza la irregularidad por discontinuidad de diafragma en dirección X-X donde se encuentra la sección más crítica para evaluar. La Figura 17 evidencia esta sección crítica tiene una longitud de 5.10 m frente a una longitud total de 19.22 m, lo cual nos da un 26.53% de sección transversal vista en planta. Para este caso se simplifico la verificación comparando las longitudes, debido a que el espesor de todas las losas es igual.



**Figura 17 Sección de análisis por discontinuidad de diafragma**

La no existencia de la irregularidad por discontinuidad de diafragma queda evidenciada debido a que la sección más crítica supera al 25% de la sección total en dicha dirección de análisis.

Finalmente, se comprueba que los factores de irregularidad son los asumidos inicialmente y el factor R para ambas direcciones es 5.4.

#### 4.4.4 Fuerza cortante mínima en la base

La Norma E.030 fija un umbral mínimo para la fuerza de corte en la base del edificio derivado del análisis dinámico, la cual es calculada a partir de la cortante obtenida del análisis estático. Para estructuras regulares, la cortante mínima debe ser el 80% de la fuerza cortante estática, mientras que, para estructuras irregulares, este valor debe ser mínimo el 90%.

Si es necesario se debe escalar las cortantes dinámicas para satisfacer los estándares mínimos de la normativa, así mismo, los resultados obtenidos deben ser escalados, exceptuando los desplazamientos. Para el presente caso de estudio, en la Tabla 25 se calculan las cortantes mínimas y factores de escalamiento, de ser necesarios, para cada dirección de análisis.

**Tabla 25 Cortante basal mínima y factor de escalamiento**

	<b>DIRECCIÓN X-X</b>	<b>DIRECCIÓN Y-Y</b>
<b>V estático (ton)</b>	574.48	624.13
<b>90% V estático (ton)</b>	517.03	561.72
<b>V dinámico (ton)</b>	520.83	555.87
<b>Factor de escala</b>	1.00	1.01

La Tabla 25 ilustra que la fuerza cortante obtenida del análisis dinámico en la dirección Y-Y es menor al 90% del obtenido del análisis estático, es así que se requiere de un factor de escalamiento que permita amplificar la fuerza cortante dinámica y todos los resultados excepto a los desplazamientos.

## Capítulo 5: DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

### 5.1 Diseño de losas aligeradas

La losa aligerada convencional en una dirección está conformada por secciones longitudinales en forma de “T”, las cuales se denominan vigueta. El diseño de dicha vigueta debe ser capaz de soportar las sollicitaciones por flexión y cortante, producidas únicamente por fuerzas de gravedad.

En este estudio, se realiza el diseño de la losa aligerada ubicada en los ejes “A”- “H” y “8”- “9” (Ver Figura 5).

Se realiza el modelamiento de la vigueta como una viga simplemente apoyada en sus extremos con una sección en forma de “T”.

#### 5.1.1 Diseño por flexión

El diseño por flexión de la armadura debe cumplir con ciertos criterios mínimos y máximos:

- El acero negativo debe ser al menos lo mínimo establecido por la Norma E.060 y no sobrepasar el máximo exigido por la misma, dichos valores se calculan empleando las ecuaciones 5.1, 5.2 y 5.3. Además, debe cumplir con que el bloque de compresiones no exceda el ala de la sección en “T”.

$$a(-) = d - \sqrt{\left(\frac{d^2 - 2 \cdot (1.2 \cdot M_{cr})}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot bw}\right)} \quad 5.1$$

$$A_{min}(-) = \frac{1.2 \cdot M_{cr}}{\phi \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})} \quad 5.2$$

$$A_{max}(-) = \frac{0.75 \cdot 0.85 \cdot c \cdot b \cdot \beta \cdot f'_c \cdot bw}{f_y} \quad 5.3$$

- El acero positivo, de la misma manera que el negativo, debe ser al menos lo mínimo establecido por la Norma E.060 y no sobrepasar el máximo exigido por la misma, dichos valores se calculan empleando las ecuaciones 5.4 y 5.5, las cuales permiten asumir la sección de la vigueta como una rectangular.

$$A_{min}(+) = \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'c}}{f_y} * bw * d \quad 5.4$$

$$A_{max}(+) = 0.75 * \frac{0.85 \cdot f'c \cdot (hf \cdot be + (\beta \cdot cb - hf) \cdot bw)}{f_y} \quad 5.5$$

- Para el caso de los aceros en los extremos, se puede asumir la ecuación 5.6 para calcular el momento negativo en los extremos.

$$M_{u_{extremo}}(-) = \frac{W_u \cdot L_n^2}{24} \quad 5.6$$

Donde:

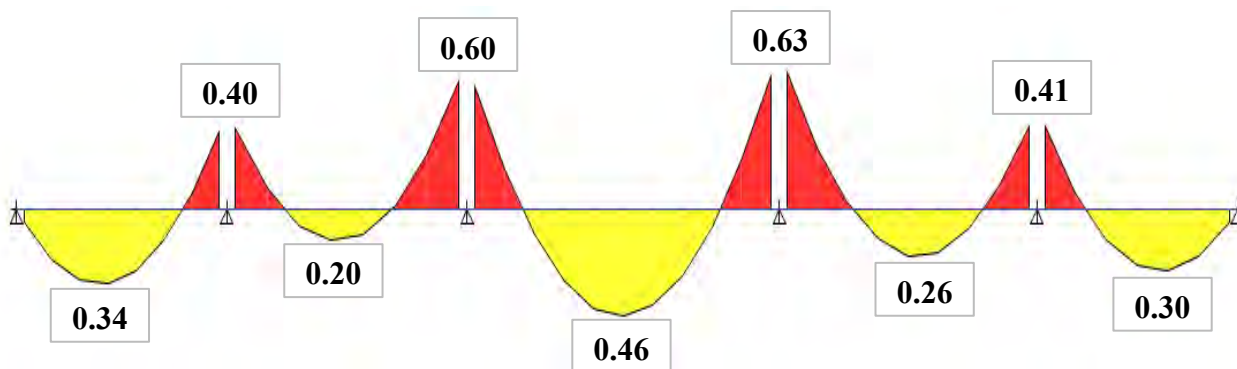
- $d$ : Peralte efectivo.
- $M_{cr}$ : Momento de rotura.
- $\varphi$ : Factor de reducción por flexión.
- $L_n$ : Luz libre

La Tabla 26 sintetiza el cálculo de las características de la vigueta convencional, las cuales se obtienen de las ecuaciones presentadas en la parte teórica del presente capítulo.

**Tabla 26 Características de la vigueta típica de aligerado**

Características de la sección	
bw (m)	0.10
bf (m)	0.40
h (m)	0.20
hf (m)	0.05
A (m <sup>2</sup> )	0.04
Y <sub>C.G.</sub> (m)	0.13214
I (cm <sup>4</sup> )	11801
f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	210
f <sub>y</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
M <sub>cr</sub> - (ton.m)	0.5
a <sub>min</sub> (cm)	2.36
A <sub>smin</sub> - (cm <sup>2</sup> )	1
A <sub>smax</sub> - (cm <sup>2</sup> )	2.71
A <sub>smin</sub> + (cm <sup>2</sup> )	0.41
A <sub>smax</sub> + (cm <sup>2</sup> )	7.49

La representación gráfica de los momentos flectores últimos de la vigueta, derivados de la combinación de todos los escenarios de carga viva alternativa, se muestra en la Figura 18.



**Figura 18 DMF últimos de la vigueta (ton.m)**

El cálculo del diseño por flexión de la vigueta se resume en la Tabla 27.

**Tabla 27 Diseño por flexión de vigueta**

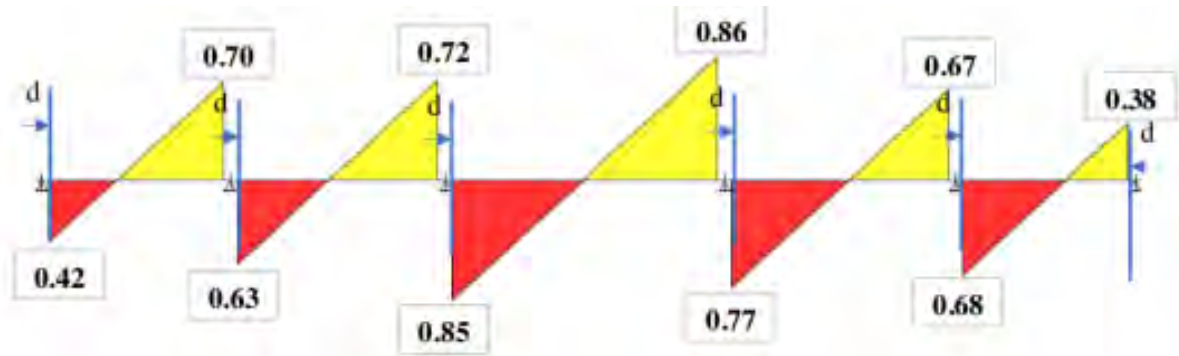
		Mu (ton.m)	d (cm)	As calculado (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	As colocado (cm <sup>2</sup> )	∅ (pulg.)	∅Mn (ton.m)
TRAMO I	extremo	0.11	17	0.18	0.24	0.71	1 ∅ 3/8"	0.45
	Mu +	0.34	17	0.53	0.41	0.71	1 ∅ 3/8"	0.45
	Mu -	0.40	17	0.65	0.87	1.29	1 ∅ 1/2"	0.81
TRAMO II	Mu -	0.40	17	0.64	0.87	1.29	1 ∅ 1/2"	0.81
	Mu +	0.20	17	0.31	0.41	0.71	1 ∅ 3/8"	0.45
	Mu -	0.60	17	1.00	1.01	1.29	1 ∅ 1/2"	0.81
TRAMO III	Mu -	0.58	17	0.97	1.01	1.29	1 ∅ 1/2"	0.81
	Mu +	0.46	17	0.73	0.41	0.71	1 ∅ 3/8"	0.81
	Mu -	0.62	17	1.04	1.01	1.29	1 ∅ 1/2"	0.81
TRAMO IV	Mu -	0.63	17	1.06	1.01	1.29	1 ∅ 1/2"	0.81
	Mu +	0.26	17	0.41	0.41	0.71	1 ∅ 3/8"	0.45
	Mu -	0.42	17	0.69	0.91	1.29	1 ∅ 1/2"	0.81
TRAMO V	Mu -	0.41	17	0.67	0.89	1.29	1 ∅ 1/2"	0.81
	Mu +	0.30	17	0.52	0.41	0.71	1 ∅ 3/8"	0.45
	extremo	0.10	17	0.16	0.21	0.71	1 ∅ 3/8"	0.43

### 5.1.2 Diseño por cortante

Se debe realizar una verificación por fuerzas cortantes, de tal manera que la capacidad de soportar la cortante de diseño sea solo de la sección de concreto. De no cumplir con dicho criterio, la norma exige que se debe realizar un ensanche alternado o continuo, de ser necesario,

con la finalidad de otorgarle más capacidad a la viga en el tramo donde no resiste las demandas últimas debido a corte.

La Figura 19 muestra el diagrama de la máxima fuerza cortante en la viga de análisis junto a la cara de las viguetas; por lo tanto, el valor del diseño último de la cortante a una distancia igual a "d" de la cara es  $V_{ud}$ , equivalente a 0.84 toneladas.



**Figura 19 DFC última en la viga (ton)**

La Norma E.060 indica que para obtener la resistencia de la sección frente a las fuerzas cortantes últimas será través de la ecuación 5.7.

$$\phi V_c = 1.1 * 0.85 * (0.53 * b * d * \sqrt{f'c}) \quad 5.7$$

Donde:

$$\phi V_c = 1.22 \text{ ton}$$

Se verifica que el  $V_{ud}$  más crítico no supera a la resistencia nominal de la sección, por consiguiente, satisface los requisitos de diseño en cuanto al corte, y no se requiere agregar un refuerzo adicional.

### 5.1.3 Refuerzo por contracción y temperatura

Durante el proceso de fraguado de la losa, es probable que ocurran fisuras pequeñas, las cuales pueden ser gestionadas mediante el acero por retracción y temperatura. La Norma E.060 facilita la estimación de la cantidad mínima requerida para controlar este problema. Los valores resumidos de estos requisitos se encuentran en la Tabla 28, extraídos de la misma normativa.

**Tabla 28 Cuantía mínima para refuerzo por contracción (según la Norma E.060)**

Tipo de barra	Cuantía $\rho$
Barras lisas	0.0025
Barras corrugadas con $f_y < 4200 \text{ kg/cm}^2$	0.0020
Barras corrugadas o malla de alambre (liso o corrugado) de intersecciones soldadas, $f_y \geq 4200 \text{ kg/cm}^2$	0.0018

En el Perú, los aligerados típicos constan de un acero por temperatura de ¼" @ 25 cm.

#### 5.1.4 Corte de acero de refuerzo

Se utiliza el diagrama de momentos últimos para el diseño del corte de acero., proporcionado por el programa ETABS®, en el cual se obtienen los valores de los momentos últimos y sus respectivos puntos teóricos de corte. Con estos datos se procede a realizar el corte de los bastones de acero, positivos y negativos, que se requiera según el diseño.

Para los bastones de acero negativo, la longitud del corte se determina sumando la distancia del punto teórico de corte, medida desde un extremo del tramo hasta donde el momento atraviesa el eje "x", con el valor más alto entre el peralte efectivo ( $d$ ) y 12 veces el diámetro del bastón utilizado. Además, esta medida no puede ser menor que la longitud de anclaje en tracción sin gancho estándar para barras superiores ( $L'd$ ), la cual se obtiene de acuerdo con lo establecido en la Norma E.060.

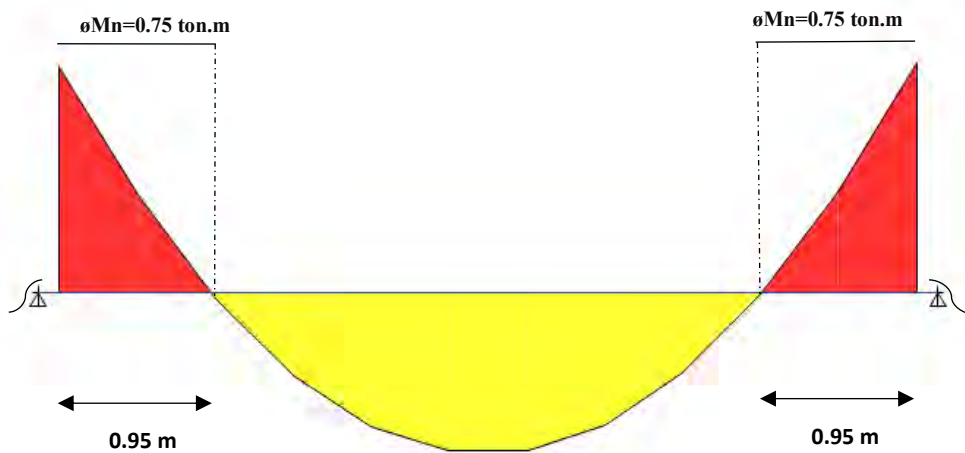
En el caso de los bastones de acero positivo, la longitud del corte se calcula desde el centro de la luz del tramo hacia cada uno de sus extremos, a lo que se añade el valor más alto entre el peralte efectivo ( $d$ ) y 12 veces el diámetro del bastón utilizado. Asimismo, esta medida no puede ser menor que la longitud de anclaje en tracción sin gancho estándar para barras inferiores ( $Ld$ ), la cual se determina siguiendo las pautas establecidas en la Norma E.060.

Las longitudes de anclaje en tracción que deben tomarse en cuenta para una losa aligerada son específicas para los diámetros de aceros de 3/8" y 1/2". Estos valores se encuentran especificados en detalle en la Tabla 29.

**Tabla 29 “Longitudes de anclaje en tracción para concreto de  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ ”  
(Fragmento de tabla, Ottazzi 2016)**

Diámetro	db (cm)	Ab (cm <sup>2</sup> )	Ld (cm)	L'd (cm)
8 mm	0.80	0.50	28.00	37.00
<b>3/8"</b>	<b>0.95</b>	<b>0.71</b>	<b>34.00</b>	<b>44.00</b>
<b>1/2"</b>	<b>1.27</b>	<b>1.29</b>	<b>45.00</b>	<b>58.00</b>
5/8"	1.59	2.00	56.00	73.00

En este estudio específico, se efectúa el corte de los bastones de acero negativo en el tramo III, localizado entre los ejes "D" y "E". La Figura 20 exhibe la longitud teórica de corte para cada bastón negativo junto con su respectiva resistencia de diseño. Es importante señalar que este tramo no necesita bastones de acero positivo.



**Figura 20 Resistencias de diseño y cortes teóricos en el tramo III**

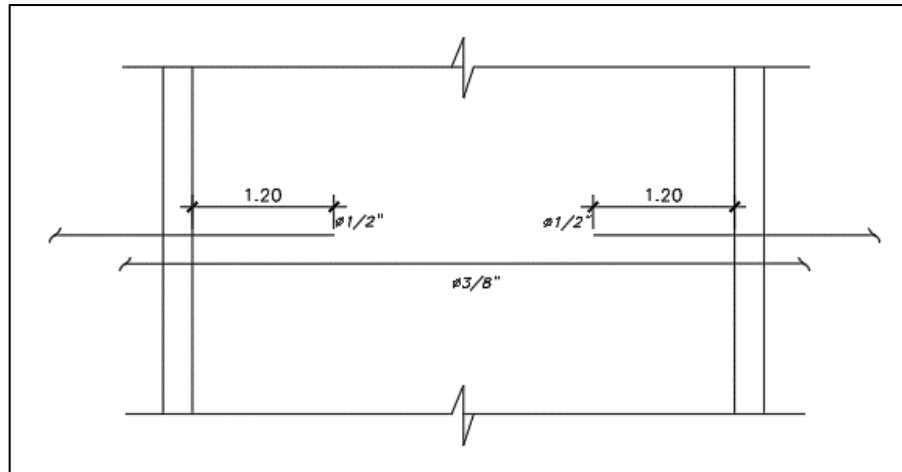
A estos valores se les añade el mayor de los siguientes casos:

- $d = 0.17 \text{ m}$
- $12d_b$  (para  $1/2"$  será  $0.15 \text{ m}$ )

Para lo cual se emplea el caso mayor de  $0.17 \text{ m}$  y se verifica que cumpla con al menos la longitud de anclaje para su correspondiente diámetro de acero.

$$0.95 + 0.17 = 1.12 \text{ m} > 0.58 \text{ m}$$

La Figura 21 muestra los cortes de aceros finales en el tramo III.



**Figura 21 Corte de bastones de acero del tramo III**

### 5.1.5 Deflexión por cargas de servicio

El capítulo 9.6 de la Norma E.060 establece un peralte mínimo que determina si es necesario realizar un análisis de deflexiones. Este criterio establece que, si la losa aligerada es continua en ambas direcciones, el peralte mínimo debe ser la luz libre dividida por 21. Sin embargo, en este estudio particular, se observa que el tercer tramo no cumple con esta condición, ya que el peralte de la losa es menor que el cociente mencionado.

$$\frac{4.60 \text{ m}}{21} = 0.22 \text{ m} > h = 0.20 \text{ m}$$

Como consecuencia se analiza la deflexión máxima por cargas de servicio mediante la ecuación 5.8 que permite estimar la misma.

$$\Delta = \frac{5 \cdot L^2}{48 \cdot E_c \cdot I_{ef}} * [M_{cl}^+ - 0.1 (M_i + M_d)] \quad 5.8$$

Con:

$$I_{ef} = \frac{(I_{e1} + I_{e2} + 2I_{e3})}{4}$$

Donde:

- $E_c$ : Módulo de elasticidad del concreto.
- $I_{ef}$ : Momento de inercia efectiva.
- $I_{e1}, I_{e2}$ : Momento de inercia en los tramos extremos cerca de los apoyos.

- $I_{e3}$ : Momento de inercia en el tramo interno.
- $M_{cl+}$ : Momento flector en el centro del tramo de análisis.
- $M_i$ : Momento flector en el apoyo izquierdo.
- $M_d$ : Momento flector en el apoyo derecho.

La Norma E.060 proporciona los valores máximos permitidos para las deflexiones de diversos elementos, como se detalla en la Tabla 9.2. En este estudio específico, donde se considera un piso sin elementos no estructurales, la deflexión admisible se calcula utilizando la ecuación 5.9.

$$\Delta_{max} = \frac{l}{360} \quad 5.9$$

La Tabla 3 sintetiza los cálculos de la deflexión para la losa aligerada y la verificación de la misma con respecto a la admisible.

**Tabla 30 Cálculo de deflexión en losa aligerada**

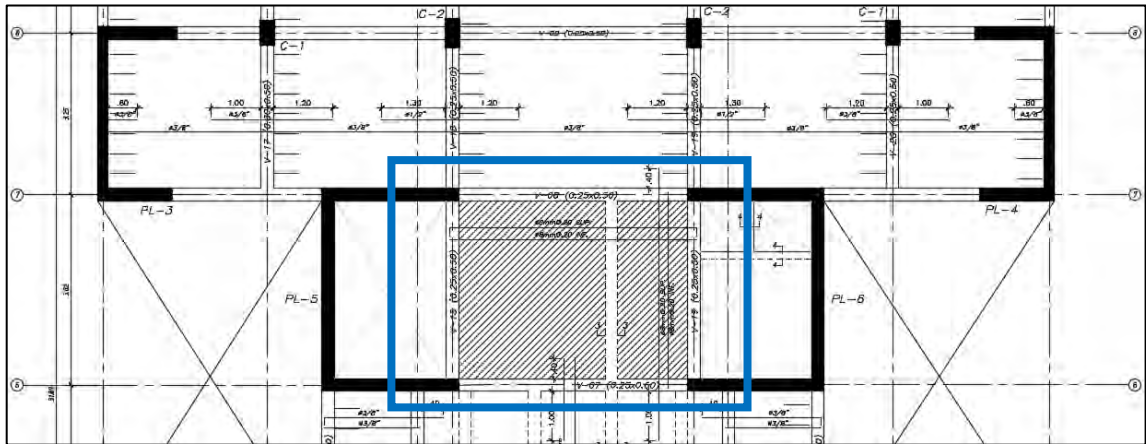
L	460	cm
$E_c$	220000	kg/cm <sup>2</sup>
$I_{ef}$	3310.24	cm <sup>4</sup>
$M_{cl}$	0.43	ton.m
$M_i$	0.50	ton.m
$M_d$	0.54	ton.m
$\Delta$	<b>0.99</b>	cm
$\Delta_{max}$ admisible	<b>1.28</b>	cm

De la Tabla 30 se observa que la deflexión máxima admisible es de 1.28 cm la cual es mayor a la deflexión real en el tramo analizado, por tal motivo se considera que el diseño de la losa es adecuado.

## 5.2 Diseño de losas macizas

Se diseñan las losas macizas exclusivamente para la carga gravitatoria, ya que su función principal es transmitir las cargas verticales. Por ende, el diseño se basa únicamente en la combinación última por gravedad (1.4CM + 1.7CV).

El análisis se realiza utilizando el método de elementos finitos., utilizando el software ETABS®, para generar los diagramas de momentos flectores y cortantes. En este estudio específico, se diseña un panel de losa localizado entre los ejes "D"- "E" y "6"- "7" (ver Figura 22).



**Figura 22 Ubicación de la losa maciza**

### 5.2.1 Diseño por flexión

Para las losas macizas que serán diseñadas, la Norma E.060 especifica que la cantidad mínima de acero que debe colocarse en la sección, ya sea que se opte por una o dos capas, se determina utilizando la cuantía mínima por temperatura de 0.0018, tal como describe la ecuación 5.10.

$$A_{smin} = 0.0018 \cdot b \cdot h \quad 5.10$$

El diseño se lleva a cabo por metro de ancho en cada dirección; además, utilizando la ecuación 5.10, se calcula la cantidad mínima de acero requerida para una losa con un peralte de 20 cm.

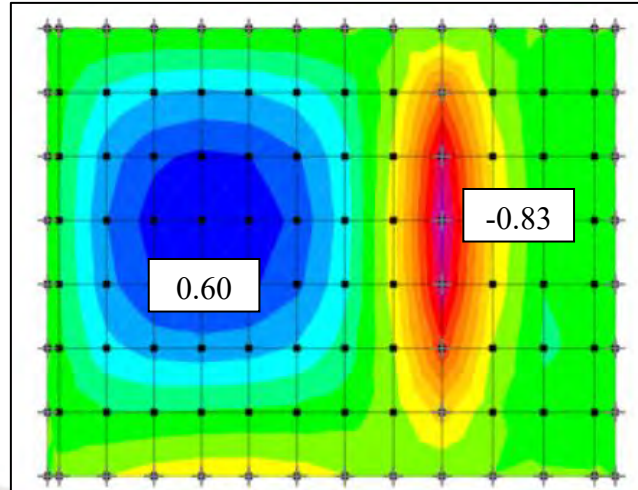
$$A_{smin} = 3.6 \text{ cm}^2$$

Para el caso del presente estudio, se emplean dos capas por lo que inicialmente se distribuyen las cuantías de acero inferior y superior mínimas tal como nos permite la norma:

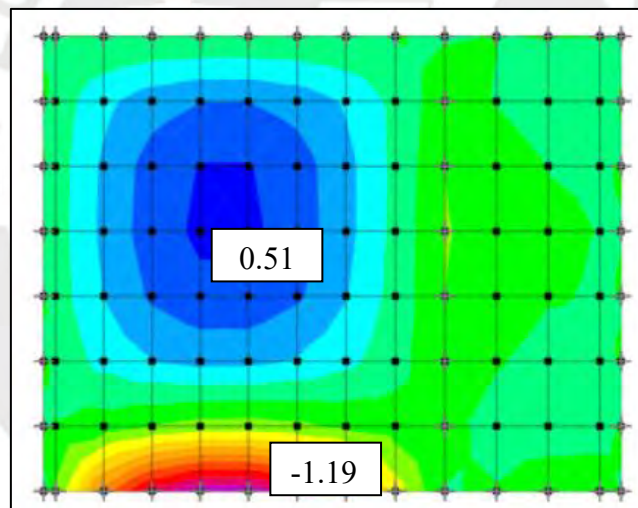
$$\text{Cuantía de } A_{smin} \text{ superior} = 0.0006$$

$$\text{Cuantía de } A_{smin} \text{ inferior} = 0.0012$$

A partir de estas cuantías se asigna una malla de refuerzo superior e inferior para cada sentido de análisis y se colocan bastones donde se tengan solicitaciones mayores. Las Figuras 23 y 24 se representan los diagramas de momentos flectores para cada dirección de análisis:



**Figura 23 DMF últimos (ton.m), dirección X-X**



**Figura 24 DMF últimos (ton.m), dirección Y-Y**

De estos diagramas obtenemos, para la dirección X-X, el momento flector último de diseño  $Mu+$  es de 0.60 ton.m, lo que requiere al menos un área de  $0.94 \text{ cm}^2$ ; y un  $Mu-$  de 0.83 ton.m que requiere un área de  $1.30 \text{ cm}^2$ . Para la dirección Y-Y, el momento flector ultimo de diseño  $Mu+$  es de 0.51 ton.m, lo que requiere al menos un área de acero de  $0.80 \text{ cm}^2$ ; y un  $Mu-$  de 1.19 ton.m que requiere un área de  $1.88 \text{ cm}^2$ .

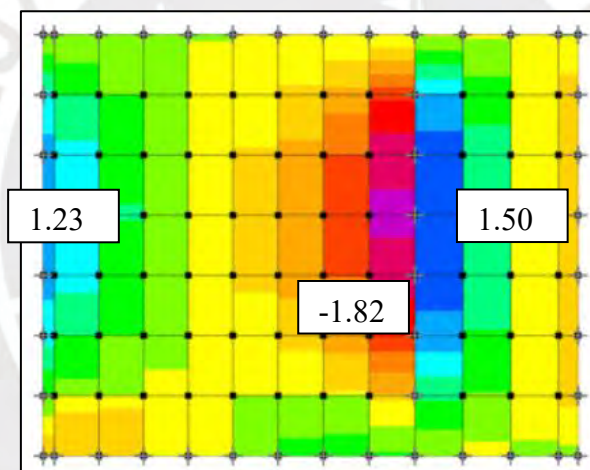
A partir de los resultados anteriores se opta por la siguiente distribución, teniendo en cuenta los aceros mínimos requeridos por norma y las distribuciones de aceros de los paños adyacentes.

Dirección X-X      **8 mm @0.20 m Superior**  
                           **8 mm @0.20 m Inferior**

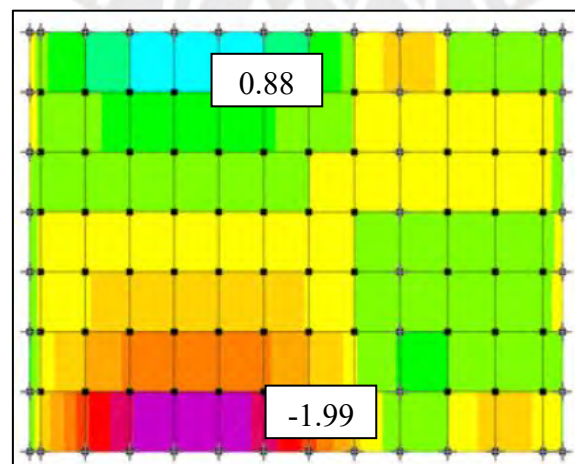
Dirección Y-Y      **8 mm @0.20 m Superior**  
                           **8 mm @0.20 m Inferior**

### 5.2.2 Verificación por cortante

Las Figuras 25 y 26 se representan los diagramas de fuerza cortante última en toneladas, obtenidas mediante el programa ETABS ®.



*Figura 25 DFC última (ton), dirección X-X*



*Figura 26 DFC última (ton), dirección Y-Y*

Para el diseño por cortante se debe verificar que, en todos los puntos de la losa maciza, la cortante del análisis debe ser soportada únicamente por la capacidad de la sección de concreto, ya que no se emplea un refuerzo vertical. Para el estudio, se observa que en los diagramas de fuerza cortante ultima, la cortante de análisis (caso más crítico) es 1.99 ton.

La Norma E.060 señala el cálculo de la capacidad resistente a corte de la losa maciza bajo la siguiente ecuación 5.11.

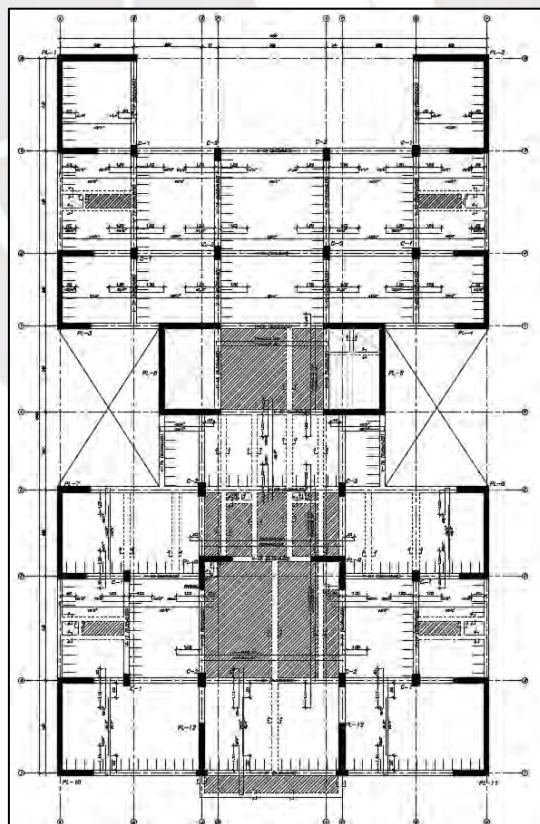
$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d \quad 5.11$$

De donde se obtiene que la resistencia a fuerza cortante es:

$$\phi V_c = 11.10 \text{ ton.}$$

Como  $\phi V_c > V_u$ , el diseño pasa por cortante y el peralte es adecuado.

El esquema representado en la Figura 27 muestra la disposición final del armado del piso típico del edificio.



**Figura 27** Encofrado de piso típico.

### 5.3 Diseño de vigas

#### 5.3.1 Diseño por flexión.

Para diseñar, la Normativa E.060 establece que se deben determinar las solicitaciones de diseño, como momentos flectores y fuerzas cortantes, a partir de la envolvente resultante de las combinaciones de cargas descritas previamente en la Norma E.020 de Cargas. Estas combinaciones incluyen las de gravedad y todas las combinaciones sísmicas. Además, se deben cumplir con requisitos mínimos (según la ecuación 5.12) y máximos (según la ecuación 5.13) para la disposición del refuerzo longitudinal.

$$A_{smin} = \frac{0.7 * \sqrt{f'_c} * b * d}{f_y} \quad 5.12$$

$$A_{smáx} = 0.75 * A_{sb} \quad 5.13$$

Con:

$$\frac{\epsilon_{cu}}{cb} = \frac{f_y}{E_s * (d - cb)} \quad 5.14$$

$$A_{sb} = 0.85 * f'_c * \frac{0.9 * cb * b}{f_y} \quad 5.15$$

Además, considerando una zona con alta actividad sísmica para el proyecto, la Norma E.060 establece diversos criterios particulares para diseñar elementos sujetos a cargas sísmicas. El capítulo 21, titulado "Disposiciones Especiales para el Diseño Sísmico", proporciona todas las directrices y criterios pertinentes. En este contexto, se detallan los aspectos relevantes relacionados con el diseño del acero longitudinal:

- El acero corrido en la viga consta de al menos 2 barras de preferencia del mismo diámetro, tanto para el acero positivo como negativo.
- La cantidad de acero positivo debe ser al menos una tercera parte de la cantidad de acero negativo en los extremos de la viga.

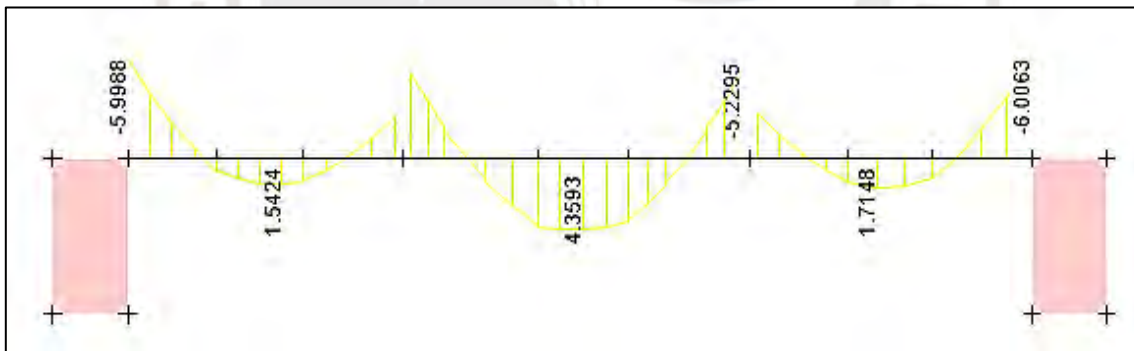
- En cualquier sección de la viga, la cantidad de acero positivo o negativo debe representar al menos una cuarta parte del máximo de acero ubicado en uno de los extremos de la viga, ya sea positivo o negativo.
- Los empalmes deben efectuarse más allá de la región de confinamiento, que corresponde a una distancia igual al doble del peralte de la viga, medida desde el borde del nudo hacia el centro.

Para el caso del presente estudio, se diseña la viga V-06 de 25x60 cm ubicada en el eje “5” y con las ecuaciones 5.12, 5.13, 5.14 y 5.15 se obtiene las restricciones mínimas y máximas de acero para dicha sección:

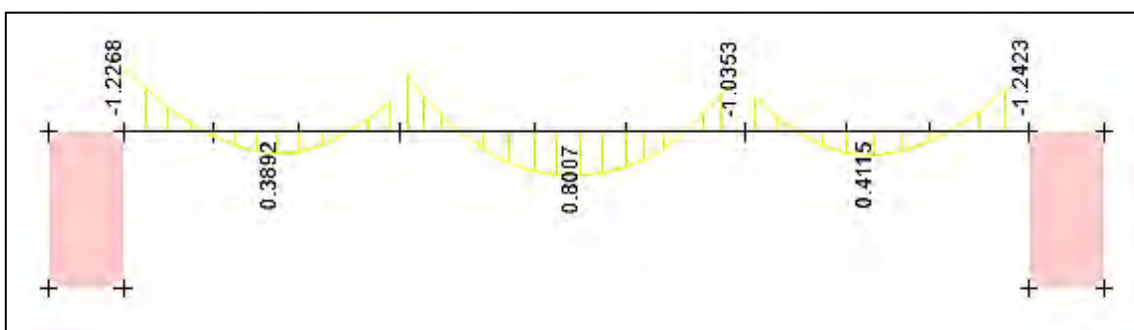
$$A_{smin} = 3.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{smáx} = 21.50 \text{ cm}^2$$

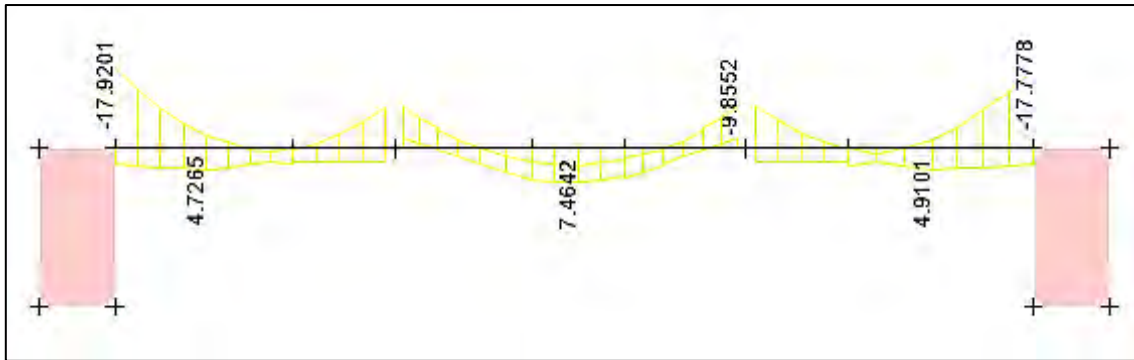
Las Figuras 28, 29 y 30 exhiben los DMF de la viga V-06 originados por: carga muerta, carga viva, y la envolvente que incluye los casos sísmicos.



**Figura 28 Diagrama de momentos flectores por carga muerta (ton.m).**



**Figura 29 Diagrama de momentos flectores por carga viva (ton.m).**



**Figura 30 Diagrama de momentos flectores proveniente de la envolvente (ton.m).**

Se presentan los diseños por flexión de la viga:

**Acero instalado superior M-**

M1 = -17.92 ton.m → As. req. = 9.58 cm<sup>2</sup> → As. col. = 2Ø3/4" + 2Ø5/8" (9.68 cm<sup>2</sup>)

M2 = -9.79 ton.m → As. req. = 3.26 cm<sup>2</sup> → As. col. = 2Ø3/4" (5.68 cm<sup>2</sup>)

M3 = -9.86 ton.m → As. req. = 5.05 cm<sup>2</sup> → As. col. = 2Ø3/4" (5.68 cm<sup>2</sup>)

M4 = -17.78 ton.m → As. req. = 9.50 cm<sup>2</sup> → As. col. = 2Ø3/4" + 2Ø5/8" (9.68 cm<sup>2</sup>)

**Acero instalado inferior M+**

M1 = +4.73 ton.m → As. req. = 3.26 cm<sup>2</sup> → As. col. = 2Ø3/4" (5.68 cm<sup>2</sup>)

M2 = +7.46 ton.m → As. req. = 3.78 cm<sup>2</sup> → As. col. = 2Ø3/4" (5.68 cm<sup>2</sup>)

M3 = +4.91 ton.m → As. req. = 2.46 cm<sup>2</sup> → As. col. = 2Ø3/4" (5.68 cm<sup>2</sup>)

**5.3.2 Diseño por cortante.**

Para calcular la capacidad del concreto para soportar fuerzas de corte en el diseño, la Norma E.060 especifica que se debe utilizar la ecuación 5.16.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d \quad 5.16$$

El diseño por cortante se lleva a cabo aplicando el método descrito a continuación:

- Obtener de la envolvente de diagramas de fuerzas cortantes el caso más crítico, el cual es la cortante de diseño ( $V_{ud}$ ), situada a una distancia "d" de la cara de la columna o placa en uno de los extremos.
- Verificar que el  $V_{ud}$  sea menor a la cortante máxima calculada con la siguiente ecuación 5.17.

$$V_{umax} \approx 2.6 * \phi * \sqrt{f'c} * b_w * d \quad 5.17$$

- Calcular la resistencia a cortante solo por la sección de concreto ( $\emptyset V_c$ ) usando la ecuación 5.16.
- Calcular la resistencia a cortante que aporta el acero con la ecuación 5.18.

$$V_s = \frac{V_{ud}}{\phi} - V_c \quad 5.18$$

- Calcular la limitación para estribos impuesta por la Norma E.060:

$$V_{slim} = 1.1 * \sqrt{f'c} * bw * d$$

Si  $V_s < V_{slim}$  entonces el espaciamiento máximo ( $S_{max}$ ) será a  $d/2$  o 0.60 m.

Si  $V_s > V_{slim}$  entonces el espaciamiento máximo ( $S_{max}$ ) será a  $d/4$  o 0.30 m.

- Calcular el espaciamiento del estribo empleando la ecuación 5.19:

$$s = (A_v * f_y * d) / V_s \quad 5.19$$

Adicionalmente, el apartado 21 de la Norma E.060, detalla otros requisitos que deben ser cumplidos para el diseño por cortante de una viga sísmica. Estos forman parte del diseño por capacidad y se enumeran a continuación:

- La fuerza cortante de diseño  $V_{ud}$  debe ser el valor mínimo obtenido entre los siguientes casos:
  - (a) La cortante de diseño se calcula sumando los momentos nominales relacionados con los refuerzos situados en ambos extremos de la luz libre, adicionándole un cortante isostático multiplicado por un factor de 1.25. Las ecuaciones 5.20, 5.21 y 5.22 describen este proceso.

$$V_m = \frac{w_m * l_n}{2} \quad ; \quad V_v = \frac{w_v * l_n}{2} \quad 5.20$$

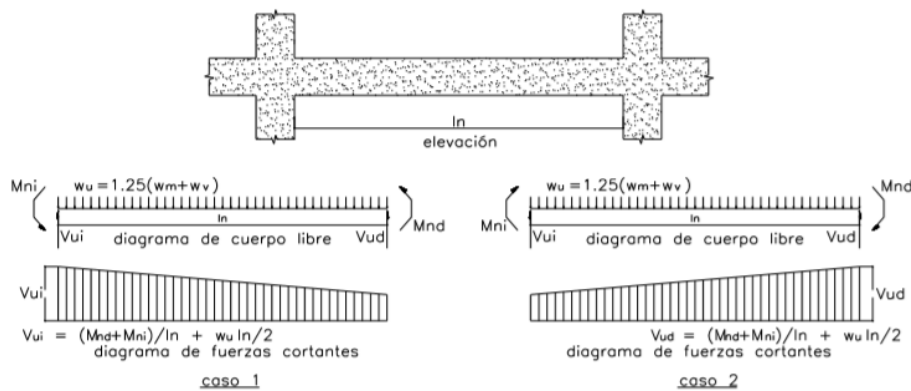
$$V_{isostatico} = 1.25 * (V_m + V_v) \quad 5.21$$

$$V_{ud} = \frac{(M_{nd} + M_{ni})}{l_n} + V_{isostatico} \quad 5.22$$

(b) La cortante de diseño es la obtenida de la condición más crítica de las nuevas combinaciones de cargas, pero con un factor de 2.5 para la carga de sismo. Por lo tanto, las combinaciones por sismo son:

$$1.25 * (cm + cv) \pm 2.5 * sismo$$

$$0.9 * c \pm +2.5 * sismo$$

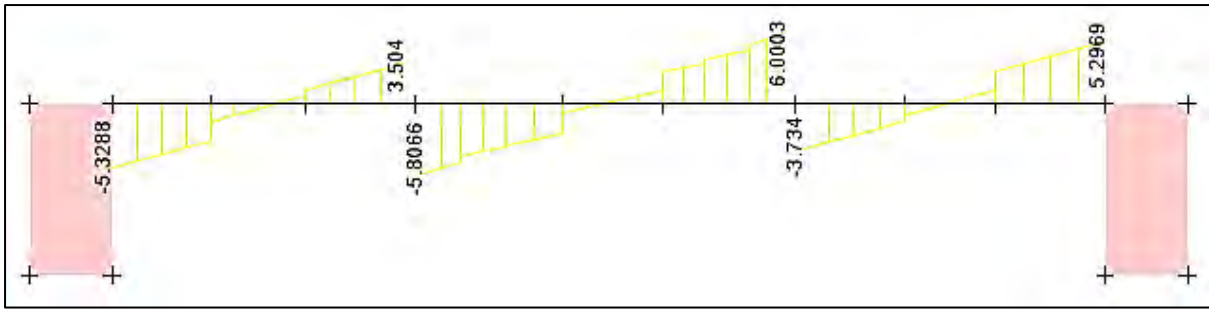


**Figura 31 “Criterios para el diseño por fuerza cortante de vigas según el Capítulo 21 de la Norma E.060”**

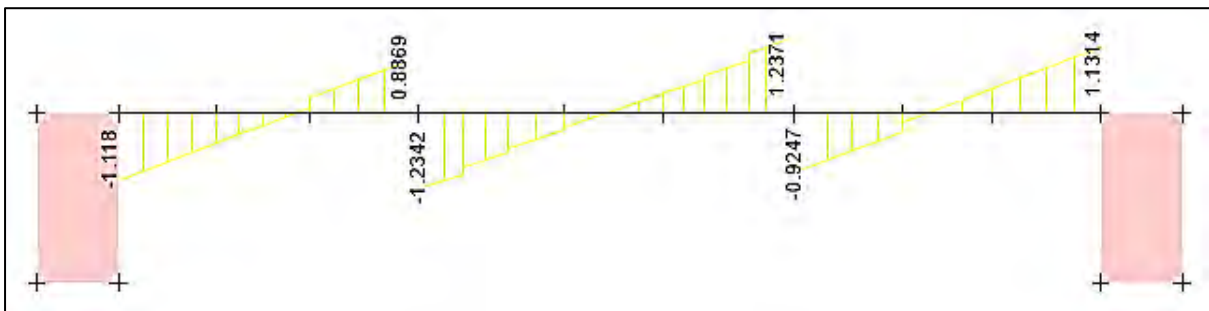
Para la colocación de los estribos, la Norma E.060 en su capítulo 21.4 de indica lo siguiente:

- *Se define una zona de confinamiento que es igual a dos veces el peralte de la viga desde la cara de la columna o placa hacia el centro de la luz en ambos extremos.*
- *El primer estribo de confinamiento debe estar espaciado a no más de 10 cm de la cara del apoyo.*
- *Se tienen las siguientes consideraciones para la separación de estribos en la zona de confinamiento, esta debe ser menor a cada uno de los siguientes criterios:*
  - a)  $d/4$ , pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 15 cm*
  - b) Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro*
  - c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento*
  - d) 30 cm*
- *El espaciamiento máximo fuera de la zona de confinamiento será un medio del peralte efectivo.*

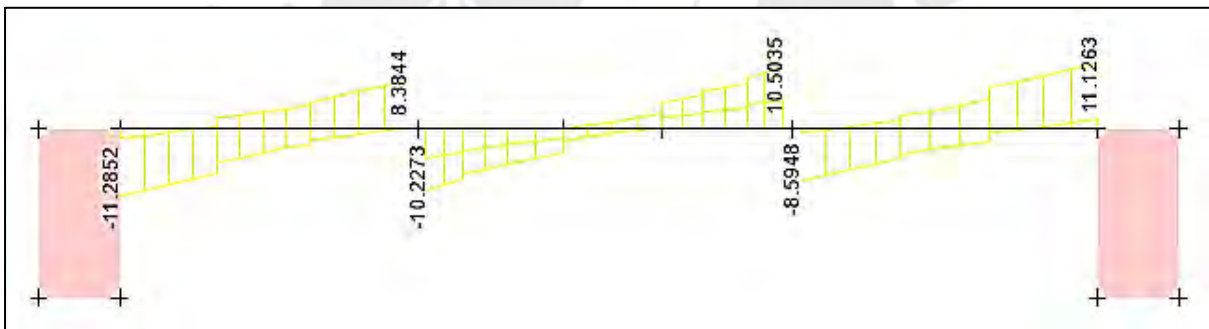
En las Figuras 32, 33 y 34 se presentan los diagramas de fuerzas cortantes de la viga V-06 debido a: carga muerta, carga viva, sismo en X y sismo en Y respectivamente.



**Figura 32 Diagrama de fuerza cortante por carga muerta (ton)**



**Figura 33 Diagrama de fuerza cortante por carga viva (ton)**



**Figura 34 Diagrama de fuerza cortante de la envolvente (ton)**

Se calcula la limitación de la fuerza cortante para los estribos permitidos:

$$V_{slim} = 21.52 \text{ ton}$$

Entonces el espaciamiento máximo de estribos es:

$$s = \frac{d}{2} = 27 \text{ cm}$$

La Tabla 31 presenta el diseño por cortante de la misma viga utilizando las ecuaciones 5.16, 5.17, 5.18, 5.19.

**Tabla 31 Diseño por cortante de viga V-06**

	Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3	
<b>Vu (ton)</b>	11.29	8.38	10.23	10.5	8.59	11.13
<b><math>\phi Vc</math> (ton)</b>	8.81	8.81	8.81	8.81	8.81	8.81
<b>Vs (ton)</b>	4.47	-	3.23	3.54	-	4.28
<b>Av (cm<sup>2</sup>)</b>	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42
<b>s (cm)</b>	54	54	54	54	54	54
<b>Smax (cm)</b>	27					

Para seguir lo estipulado en la Norma E.060 se debe calcular un nuevo  $Vud$  utilizando los criterios (a) momentos nominales y (b) amplificación de carga sísmica por 2.5, mencionados anteriormente.

La disposición del refuerzo longitudinal proporciona el momento nominal a la derecha y a la izquierda del tramo 1 de la viga V-03. Estos valores, junto con el cálculo de  $Vu$  según el criterio (a) del capítulo 21 de la Norma E.060, se muestran en la Tabla 32, utilizando las ecuaciones 5.20, 5.21 y 5.22.

**Tabla 32 Cálculo de  $Vu$  según criterio (a) Capítulo 21.4.3 de la Norma E.060**

	Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3	
	<b>Vu izq. (ton)</b>	<b>Vu der. (ton)</b>	<b>Vu izq. (ton)</b>	<b>Vu der. (ton)</b>	<b>Vu izq. (ton)</b>	<b>Vu der. (ton)</b>
<b>Mn izquierdo (ton.m)</b>	20.10	12.24	12.24	12.24	12.24	20.10
<b>Mn derecho (ton.m)</b>	12.24	12.24	12.24	12.24	12.24	12.24
<b>Ln (m)</b>	4.79	4.79	6.00	6.00	4.95	4.95
<b>Vcb 1.25(cm+cv) (ton)</b>	8.06	5.49	8.80	9.05	8.59	11.13
<b>Vu (ton)</b>	11.29	8.38	10.23	10.50	8.59	11.13

En la Tabla 32 se observa que el valor del  $Vu$  es igual a 112.9 ton en todos los tramos y secciones analizados de la viga; por lo tanto, este valor se compara con la cortante más crítica obtenida de las combinaciones por sismo amplificadas por 2.5 para cada tramo analizado, las que son mostradas en la Tabla 33.

**Tabla 33 Cálculo de  $V_u$  según criterio (b) del Capítulo 21.4.3 de la Norma E.060**

Combinación	Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3	
	Vu Izquierda (ton)	Vu Derecha (ton)	Vu Izquierda (ton)	Vu Derecha (ton)	Vu Izquierda (ton)	Vu Derecha (ton)
ENVOLVENTE	16.13	12.73	10.23	10.50	12.75	15.76

El caso más crítico de los valores obtenidos por amplificación del sismo se presenta en la Tabla 33 para cada tramo, los cuales serán comparados respectivamente con los obtenidos en la Tabla 32, para luego obtener el  $V_{ud}$  del menor valor de ambos casos (a) y (b) para cada tramo, y a partir de estos valores escogidos se calculan los espaciamientos empleando las ecuaciones 5.16, 5.17, 5.18 y 5.19, resumidas en la Tabla 34.

**Tabla 34 Espaciamiento de estribos**

	Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3	
	Vu izq. (ton)	Vu der. (ton)	Vu izq. (ton)	Vu der. (ton)	Vu izq. (ton)	Vu der. (ton)
<b>Vu (ton)</b>	11.29	11.29	10.5	10.5	11.13	11.13
<b><math>\phi V_c</math> (ton)</b>	8.81	8.81	8.81	8.81	8.81	8.81
<b>Vs (ton)</b>	2.91	2.91	1.98	1.98	2.73	2.73
<b>Av (cm<sup>2</sup>)</b>	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42
<b>s (cm)</b>	111	111	168	168	118	118

En la Tabla 35 se presentan las restricciones adicionales para obtener los espaciamientos finales de estribos según el Capítulo 21 de la Norma E.060.

**Tabla 35 Restricciones adicionales para el armado de estribos según el Capítulo 21.4.4.4**

<b>Longitud de confinamiento (cm)</b>	120
<b>d/4 (cm)</b>	15
<b>10 x Ø 3/4" (cm)</b>	19.05
<b>24 x Ø 3/8" (cm)</b>	21.6
<b>S max (cm)</b>	30
<b>Espaciamiento en zona de pandeo (cm)</b>	25

De la Tabla 35 se obtiene el valor más conservador y por ende el que rige el espaciamiento en la zona de confinamiento. Estos valores satisfacen los requisitos del Capítulo 21, por lo que se opta por el siguiente armado final para la V-06:

**Estrigos: Ø3/8; 1 @ 0.05, 8 @ 0.15, resto @ 0.20**

### 5.3.3 Deflexiones bajo cargas de servicio

En la sección 2.2.3 de la presente tesis, se calculó que el peralte seleccionado es mayor que el mínimo requerido por el Capítulo 9 de la Norma E.060, lo que elimina la necesidad de realizar un análisis de deflexiones debido a cargas de servicio. No obstante, con fines académicos, se llevará a cabo un análisis de las deflexiones en el segundo tramo de la viga V-06, que tiene una luz libre de 6.05 metros, para verificar esta condición.

La Norma E.060 estipula que, para calcular las deflexiones, es necesario examinar por separado las deflexiones inmediatas y las diferidas, y luego sumarlas para obtener la deflexión total. Las deflexiones inmediatas son causadas directamente por las cargas (muertas y vivas), mientras que las deflexiones diferidas surgen con el tiempo debido al uso del edificio.

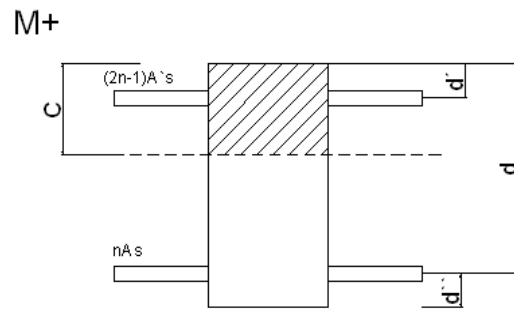
Se emplea la ecuación 5.8 para el cálculo de deflexiones y para calcular la inercia efectiva se utilizará la ecuación 5.23

$$I_{ef} = \frac{b \cdot c^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - c)^2 + (2n - 1) \cdot A_s' \cdot (c - d')^2 \quad 5.23$$

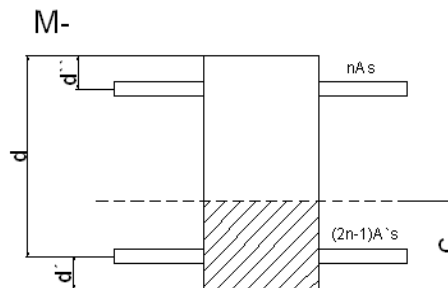
Donde:

- **b:** Base de la sección.
- **c:** Distancia al eje neutro de la sección.
- **n:** Relación entre el módulo de elasticidad del acero y el concreto.
- **A<sub>s</sub>:** Área de acero en tracción.
- **A<sub>s</sub>':** Área de acero en compresión.

En la Tabla 36 se condensa el cálculo de la inercia efectiva, mientras que en la Tabla 37 se detalla el cálculo de las deflexiones inmediatas en la viga V-06.



**Figura 35 Esquema para cálculo de  $I_{cr+}$**



**Figura 36 Esquema para cálculo de  $I_{cr-}$**

**Tabla 36 Cálculo de inercia efectiva para deflexión de viga V-06**

	<b><math>I_{cr+}</math></b> <b>(Ver figura 34)</b>	<b><math>I_{ef-}</math></b> <b>(Ver figura 35)</b>
As(cm <sup>2</sup> )	10.78	15.88
A's (cm <sup>2</sup> )	5.68	5.68
Base(cm)	25.00	25.00
Peralte(cm)	60.00	60.00
d'(cm)	6.00	6.00
d''(cm)	6.00	8.00
d (cm)	54.00	52.00
c (cm)	15.29	17.61
<b><math>I_{cr}</math> (cm<sup>4</sup>)</b>	186944.25	231632.14
<b><math>I_{ef}</math> (cm<sup>4</sup>)</b>	209288.19	

**Tabla 37 Deflexiones en la viga V-06**

	<b>CM</b>	<b>CV</b>
Wm (ton/m)	1.29	0.32
Ln (m)	6.05	6.05
M1- (ton.m)	5.78	1.11
M2- (ton.m)	5.59	1.04
M+ (ton.m)	9.33	1.82
<b><math>\Delta i</math> (cm)</b>	0.69	0.13
<b>0.3 <math>\Delta i</math> (cm)</b>	-	0.04

Según muestra la Tabla 37, las deflexiones instantáneas debido a la carga muerta y la carga viva son de 0.69 cm y 0.13 cm, respectivamente. No obstante, dado que la carga viva en el elemento no es uniforme, se permite un 30% de la deflexión total, lo que equivale a 0.04 cm.

Las deflexiones diferidas se calculan al multiplicar la deformación instantánea por un coeficiente  $\lambda\Delta$ , como se especifica en la ecuación 5.24:

$$\lambda\Delta = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad 5.24$$

El valor de  $\xi$  está resumido en la Tabla 38, y este valor varía según la duración o el periodo de la carga aplicada.

**Tabla 38 Valores de  $\xi$  según duración de la carga**

Duración de la carga	$\xi$
1 mes	0.70
3 meses	1.00
6 meses	1.20
12 meses	1.40
5 años a mas	2.00

Para el caso del presente estudio, se emplea un factor de  $\xi$  igual a 2. En la Tabla 39 se presenta el cálculo de las deflexiones diferidas de la viga V-06.

**Tabla 39 Cálculo de las deflexiones diferidas para la V-06**

$\xi$	2
$\rho'$	0.42%
$\lambda d$	1.65
$\Delta d \text{ Cm (cm)}$	1.14
$0.3\Delta d \text{ Cv (cm)}$	0.06

La deflexión máxima de la viga se calcula agregando la deflexión inmediata causada por la carga muerta, la deflexión inmediata asociada al 30% de la carga viva, la deflexión diferida originada por la carga muerta y la deflexión diferida provocada por el 30% de la carga viva.

$$\Delta_{max} = \Delta_i \text{ CM} + 0.3 \Delta_i \text{ CV} + \Delta d \text{ CM} + 0.3\Delta d \text{ CV} = 1.93 \text{ cm}$$

La Norma E.060 proporciona en su Tabla 9.2 los límites de deflexión para varios tipos de elementos bajo condiciones específicas. En este estudio, la deflexión admisible se puede estimar como:

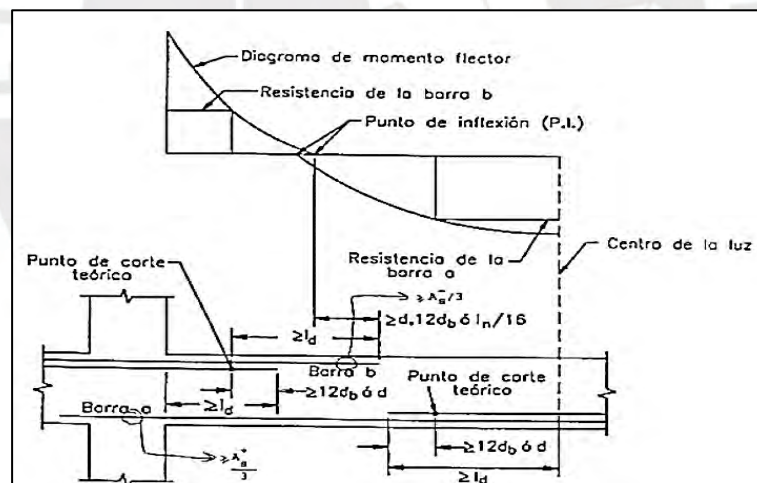
$$\Delta_{adm} = \frac{Ln}{240} = 2.52 \text{ cm} > 1.93 \text{ cm}$$

Finalmente se verifica que la deflexión máxima calculada es menor a la deflexión admisible indicada por la Norma E.060.

### 5.3.4 Corte de fierro.

Las solicitaciones de flexión requieren mayor cantidad de acero en los extremos con respecto al centro, por lo tanto, se calcula la longitud mínima indicada por la norma para el corte de estos bastones (positivos y negativos).

La Norma E.060 especifica las consideraciones para este proceso, las cuales son expuestas en la Figura 37.



**Figura 37 Consideraciones para el corte de acero** (“Ottazzi, G. (2016). *Apuntes del Curso Concreto Armado 1*. Lima: PUCP”)

Las longitudes de anclaje para tracción para barras inferiores "Ld'" y para barras superiores "L'd'" varían según la calidad del concreto y el diámetro de la barra. En este caso de estudio, con una calidad de concreto de  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ , se presentan los valores de estas longitudes de anclaje en la Tabla 40.

**Tabla 40 “Longitudes de desarrollo para concreto de  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ ” (Adaptado de Ottazzi 2016)**

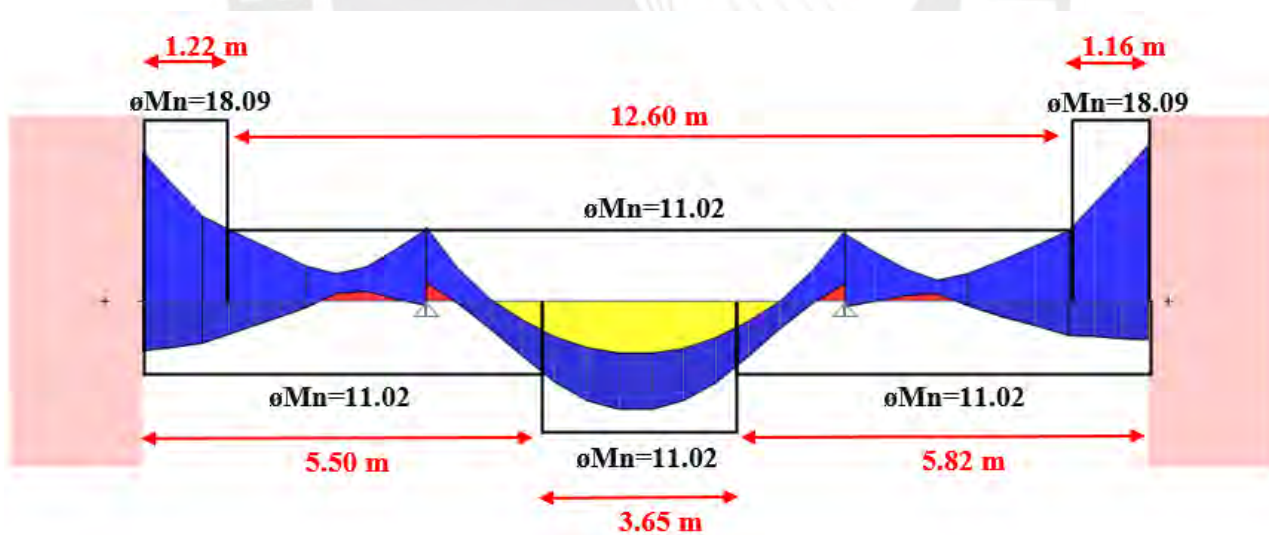
Diámetro	db (cm)	Ab (cm <sup>2</sup> )	Ld (cm)	Ld' (cm)
8 mm	0.80	0.50	28.00	37.00
3/8"	0.95	0.71	34.00	44.00
1/2"	1.27	1.29	45.00	58.00
5/8"	1.59	2.00	56.00	73.00
3/4"	1.91	2.84	67.00	88.00
1"	2.54	5.10	112.00	145.00

En la Tabla 41 se calculan las resistencias a flexión para la viga V-06.

**Tabla 41 Resistencias a flexión de la viga V-06**

	Refuerzo colocado	Área de refuerzo (cm <sup>2</sup> )	$\phi M_n$ (ton.m)
Superior	2Ø3/4" + 2Ø5/8"	9.68	18.09
	2Ø3/4"	5.68	11.02
Inferior	2Ø3/4"	5.68	11.02
	2Ø3/4"	5.68	11.02

La Figura 38 presenta el esquema de resistencias nominales proyectado en la envolvente de la viga V-06 utilizando los valores de la Tabla 41 y ubicando las longitudes teóricas de corte.



**Figura 38 Esquema de resistencias nominales en ton.m de la viga V-06**

Para el presente estudio se realiza el corte de fierro superior en los extremos de la viga, ya que ambos extremos poseen similar distribución y envolvente de cargas.

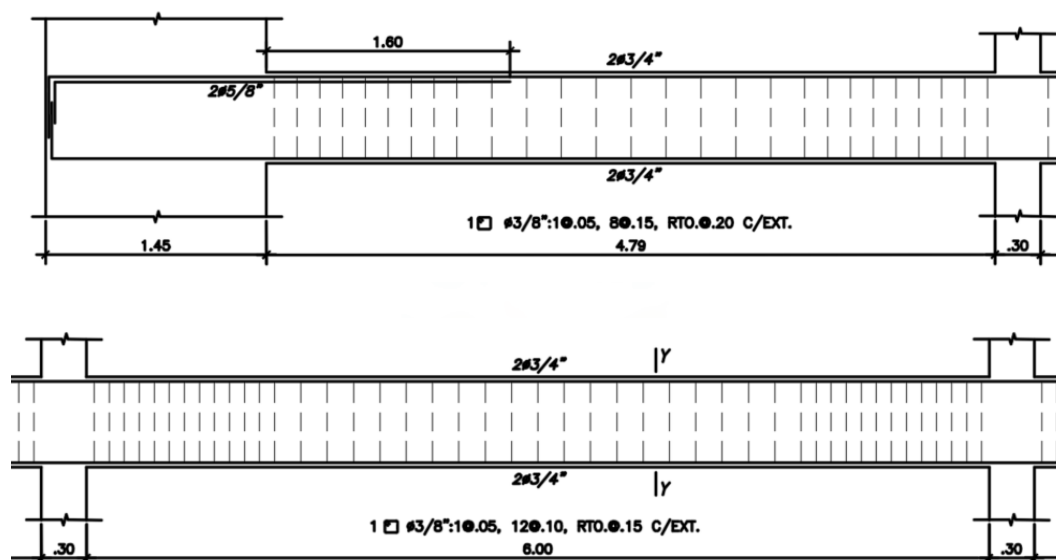
La Figura 37 ilustra las longitudes que cubren las resistencias nominales asignadas de acuerdo con las distribuciones de acero propuestas. El punto teórico de corte superior izquierdo está a una distancia de 1.22 metros desde el extremo, mientras que el punto teórico de corte superior derecho se ubica a 1.16 metros desde el otro extremo derecho de la viga. A estas longitudes se les añade "d" o "12db", y deben ser mayores que la longitud de desarrollo de la barra de refuerzo a cortar, que en este caso es de 1".

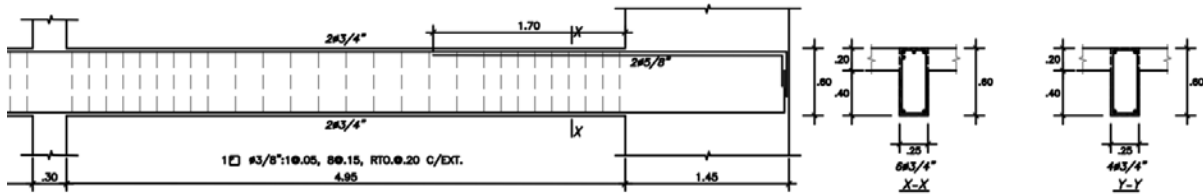
$$1.22 + 0.52 = 1.74 \text{ m} > 1.45 \text{ m}$$

$$1.22 + 12 * 0.025 = 1.52 \text{ m} > 1.45 \text{ m}$$

Se verifica que las longitudes halladas son mayores a la longitud de desarrollo superiores sin gancho estándar para barras de 1", siendo la longitud más crítica a igual a 1.74 m medida desde el extremo de la viga.

Sin embargo, para controlar las deflexiones se opta por llevar el baston desde el extremo hasta una longitud de 1.50 m del apoyo interior en dirección al centro de la viga, cumpliendo con la longitud de desarrollo para el el diametro de 1". La Figura 39 se presenta el armado del refuerzo de acero final para la viga V-06.





*Figura 39 Armado final de viga V-06*

### 5.3.5 Análisis por agrietamiento

Se obtienen los momentos de servicio en el extremo y centro de la viga. En los extremos se colocaron  $2\phi 3/4'' + 2\phi 5/8''$  ( $A_s = 2 \cdot 2.84 + 2 \cdot 2.00 = 9.68 \text{ cm}^2$ ). En centro se colocaron  $2\phi 3/4''$  ( $A_s = 2 \cdot 2.84 = 5.68 \text{ cm}^2$ ). El número de varillas es 4 en los extremos y 2 en el centro.

*Tabla 42 Cálculo de agrietamiento*

	Viga V-06	
	Extremo	Centro
<b>ys (cm)</b>	6	6
<b>b (cm)</b>	25	25
<b>Ms (t.m)</b>	7.23	1.93
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	9.68	5.68
<b>d (cm)</b>	54	54
<b>fs (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	353.76	23.16
<b>Nº barras</b>	4	2
<b>dc (cm)</b>	6	6
<b>Act (cm<sup>2</sup>)</b>	100	100
<b>Z (kg/cm)</b>	18,0197.32	13,106.52
<b>¿Cumple?</b>	Si	Si

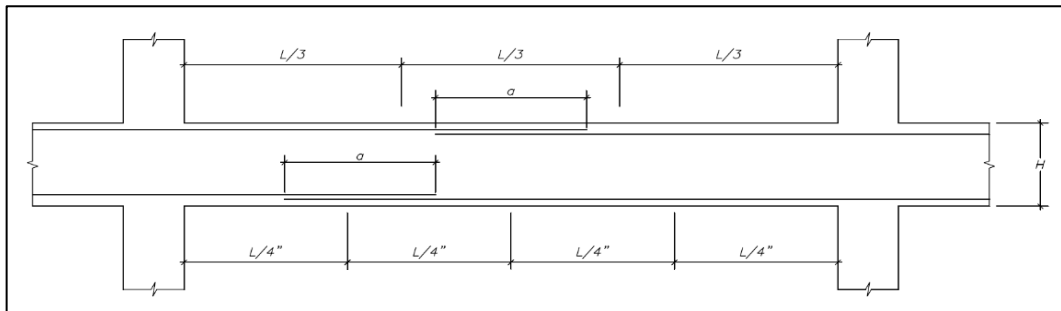
Según la tabla 42, se comprueba que el valor de Z cumple al ser menor a 26,000 kgf/cm por lo que verifica el control de agrietamiento.

### 5.3.6 Empalme por traslape

Los elementos estructurales deben tener conexiones de refuerzo adecuadas para lograr el desempeño del diseño.

El empalme por traslape de vigas se lleva a cabo en áreas donde los esfuerzos son menores. En la Figura 40 se ilustran las áreas típicas de menor esfuerzo positivo y negativo. En el caso del refuerzo negativo, la región central es óptima para efectuar el empalme. Por otro

lado, para el refuerzo positivo, la zona intermedia entre el centro de la luz y el nodo es la adecuada para realizar el empalme.



**Figura 40 Empalmes traslapados en vigas.**

Si el empalme no es realizado en las zonas recomendadas, se debe incrementar la longitud del empalme en un 30%. La Tabla 43 presenta las longitudes de anclaje correspondientes a cada diámetro de barra a utilizar.

**Tabla 43 Longitud de empalme según diámetro de barra (Ottazzi, 2016)**

$\emptyset$	$\emptyset$ Inferior (cm)	$\emptyset$ Superior (cm)
3/8"	0.40	0.55
1/2"	0.44	0.60
5/8"	0.50	0.70
3/4"	0.65	0.90
1"	1.15	1.60

#### 5.4 Diseño de columnas

Las columnas son componentes que experimentan fuerzas axiales, momentos flectores y fuerzas cortantes de manera simultánea. Estos componentes absorben las cargas transferidas desde las vigas hacia la base. Además, contribuyen rigidez a la estructura al conectarse con las vigas para formar pórticos, lo que contribuye a reducir los desplazamientos laterales.

Dado que la estructura está ubicada en una región sísmica, las columnas deben tener la capacidad de soportar las demandas sísmicas, que se definen mediante las combinaciones de cargas establecidas en la Norma E.020, como se mencionó anteriormente.

### 5.4.1 Diseño por flexocompresión

Para lograr una distribución adecuada del acero longitudinal que contribuya a resistir las solicitaciones aplicadas al elemento, es esencial evaluar estas cargas mediante un diagrama conocido como Diagrama de Interacción. Este diagrama se define como el área encerrada por la curva trazada por los pares de momentos ( $M_n$ ) y fuerzas axiales ( $P_n$ ) que la estructura puede soportar con el armado asignado.

El procedimiento requerido para satisfacer este diseño implica obtener de manera gráfica los puntos correspondientes a las fuerzas axiales últimas ( $P_u$ ) y los momentos flectores últimos ( $M_u$ ) de las diversas combinaciones mencionadas previamente. Estos puntos deben estar ubicados dentro del diagrama de interacción.

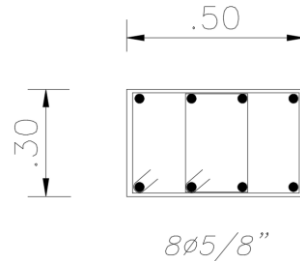
La metodología a desarrollar para el diseño por flexocompresión es la siguiente:

- Iniciar con la cuantía mínima igual a 0.01 indicada en la Norma E.060 para asignar el acero longitudinal teniendo en cuenta una distribución simétrica en la sección; con dicha distribución se elabora el diagrama de interacción correspondiente.
- Mediante el programa ETABS ® se obtienen las solicitaciones sísmicas a la cual es sometida el elemento por acción de carga muerta, carga viva, sismo en X y sismo en Y.
- Se obtiene las combinaciones de cargas para ambos sentidos de análisis.
- Ubicar y verificar que los pares ordenados de momentos y fuerzas axiales se encuentran dentro del diagrama de interacción definido por la cuantía de acero asignada.
- De no verificar el punto anterior, se deberá modificar la cuantía de acero o de ser necesario incrementar la sección.

El Capítulo 21 de la Norma E.060 indica otros parámetros a considerar:

- La cuantía deberá ser mayor a 0.01 y menor a 0.06. En el caso la cuantía supere el 0.04, se debe incluir el detalle constructivo del nudo viga-columna.
- La separación entre los estribos en los nudos no será superior a 15 cm.

Para el presente estudio, se diseña la columna C-1 de sección 30 x 50 cm; por lo tanto, la cuantía mínima será 15 cm<sup>2</sup> que equivale a 8 barras de 5/8" (ver Figura 41). La Tabla 44 muestra las solicitaciones para la columna C-1, incluidas las combinaciones de cargas.

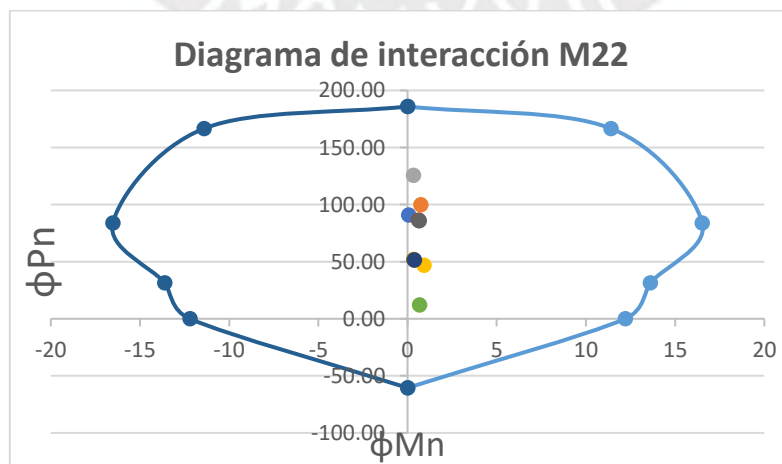


**Figura 41 Columna C-1 con cuantía mínima de acero**

Las Figuras 42 y 43 presentan los diagramas de interacción en las 2 direcciones.

**Tabla 44 Combinaciones de carga de columna C-1**

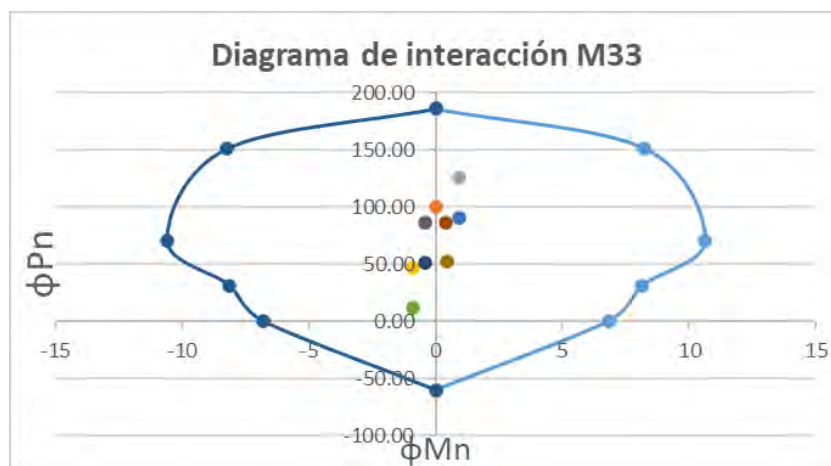
Cargas actuantes	P	M22	M33	V2	V3
	ton	ton.m	ton.m	ton	ton
CM	57.30	0.40	0.01	-0.03	-0.60
CV	11.60	0.10	-0.01	-0.01	-0.10
Sismo X	39.40	-0.30	0.90	0.30	0.20
Sismo Y	0.25	-0.02	0.41	0.28	0.01
1.4CM + 1.7CV	99.94	0.73	0.00	-0.05	-1.01
1.25(CM+CV) + SX	125.53	0.33	0.90	0.26	-0.68
1.25(CM+CV) - SX	46.73	0.93	-0.90	-0.34	-1.08
0.9CM + SX	90.97	0.06	0.91	0.28	-0.34
0.9CM - SX	12.17	0.66	-0.89	-0.32	-0.74
1.25(CM+CV) + SY	86.38	0.61	0.41	0.24	-0.87
1.25(CM+CV) - SY	85.88	0.65	-0.41	-0.32	-0.89
0.9CM + SY	51.82	0.34	0.42	0.26	-0.53
0.9CM - SY	51.32	0.38	-0.40	-0.30	-0.55



**Figura 42 Diagrama de interacción, dirección X-X**

**Tabla 45 Puntos notables de diagrama de interacción, dirección X-X**

Punto	Tipo	$\phi M_n$	$\phi P_n$
1	Compresión Pura $P_o$	0	185.97
2	Fisuración incipiente	11.40	166.66
3	Falla balanceada	16.52	83.93
4	Cambio de $\phi$	13.61	31.40
5	Flexión Pura	12.20	0
6	Tracción Pura	0	-60.48



**Figura 43 Diagrama de interacción, dirección Y-Y**

**Tabla 46 Puntos notables de diagrama de interacción, dirección Y-Y**

Punto	Tipo	$\phi M_n$	$\phi P_n$
1	Compresión Pura $P_o$	0	185.97
2	Fisuración incipiente	8.23	150.97
3	Falla balanceada	10.60	70.80
4	Cambio de $\phi$	8.14	31.38
5	Flexión Pura	6.80	0
6	Tracción Pura	0	-60.48

Basándonos en los puntos correspondientes a las combinaciones de cargas, encontrados en los diagramas representados en las Figuras 42 y 43, se deduce que el acero longitudinal proporcionado en la cantidad mínima satisface los requisitos de diseño por flexocompresión.

#### 5.4.2 Diseño por capacidad

El capítulo 21 de la Norma E.060 proporciona criterios para calcular la cortante de diseño:

- La suma del cortante asociado con el desarrollo de momentos nominales ( $M_n$ ) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre. La ecuación 5.25 describe este proceso.

$$V_u = \frac{M_{mi} + M_{ms}}{h_n} \quad 5.25$$

- El cortante máximo obtenido de las combinaciones de cargas amplificado por un factor de 2.5.



**Figura 44 “Esquema para el cálculo de fuerza cortante en columnas según el Capítulo 21 de la Norma E.060”**

Además, en el capítulo 21 se definen otros criterios para determinar la longitud de la zona de confinamiento y el espaciamiento de los estribos dentro de esta zona. Fuera de esta área, la norma sugiere un espaciamiento inferior a 30 cm. Literalmente, la norma establece:

“El espaciamiento “ $S_o$ ” no debe exceder al menor entre (a), (b) y (c):

(a) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro

(b) La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento

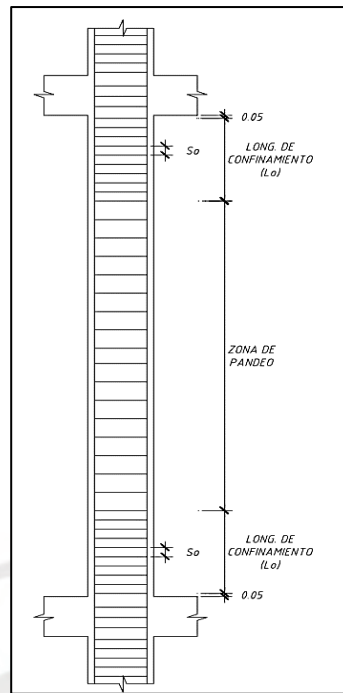
(c) 100 mm.

La longitud “ $L_o$ ” no debe ser menor que el mayor entre (d), (e) y (f):

(d) Una sexta parte de la luz libre del elemento;

(e) La mayor dimensión de la sección transversal del elemento;

(f) 500 mm.”



**Figura 45 Requisito de estribos en columnas según el Capítulo 21 de la Norma E.060**

La capacidad a cortante del concreto en una columna se determina con la ecuación 5.26.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * \left( 1 + \left( \frac{Nu}{140 * A_g} \right) \right) * b_w * d \quad 5.26$$

Donde:

- Nu: Carga axial última producto del análisis.

En la Tabla 47 se calculan los momentos nominales en los nudos y sus cortantes máximas asociadas utilizando la ecuación 5.25 para cada caso en ambas direcciones

**Tabla 47 Cálculo de fuerzas cortantes últimas asociadas a momentos nominales**

	<b>Pu (ton)</b>	<b>Mn X-X (ton.m)</b>	<b>Mn Y-Y (ton.m)</b>	<b>Vu X-X (ton)</b>	<b>Vu Y-Y (ton)</b>
<b>1.4CM 1.7CV</b>	305.61	22.99	14.54	17.68	11.19
<b>1.25(CM+CV) +SX</b>	247.90	21.34	13.61	16.42	10.47
<b>1.25(CM+CV) -SX</b>	276.69	21.64	13.29	16.65	10.22
<b>1.25(CM+CV) +SY</b>	258.39	23.36	14.79	17.97	11.37
<b>1.25(CM+CV) -SY</b>	266.20	16.19	9.20	12.45	7.08
<b>0.9*CM+ SX</b>	138.94	23.51	14.86	18.09	11.43
<b>0.9*CM- SX</b>	167.73	23.53	14.89	<b>18.10</b>	<b>11.45</b>
<b>0.9*CM+ SY</b>	149.44	22.04	13.76	16.96	10.58
<b>0.9*CM- SY</b>	157.24	21.99	13.71	16.91	10.55

Estos valores de cortante se comparan con los valores obtenidos del análisis amplificado por un factor de 2.5. En la Tabla 48 se realiza dicha amplificación.

**Tabla 48 Amplificación de cortantes últimas del análisis**

	<b>Vu X-X (ton)</b>	<b>Vu Y-Y (ton)</b>
<b>1.4CM 1.7CV</b>	-0.05	-1.01
<b>1.25(CM+CV) +2.5*SX</b>	0.71	-0.38
<b>1.25(CM+CV) -2.5*SX</b>	-0.79	-1.38
<b>1.25(CM+CV) +2.5*SY</b>	0.73	-0.04
<b>1.25(CM+CV) -2.5*SY</b>	-0.77	-1.04
<b>0.9*CM+ 2.5*SX</b>	0.66	-0.85
<b>0.9*CM- 2.5*SX</b>	-0.74	-0.90
<b>0.9*CM+ 2.5*SY</b>	0.68	-0.52
<b>0.9*CM- 2.5*SY</b>	-0.72	-0.57

La Norma E.060 señala que la cortante de diseño según el capítulo 21 es la menor de ambos casos (cortantes por momentos nominales y cortantes por amplificación del sismo en 2.5). Además, esta cortante escogida debe ser comparada con la cortante del análisis por resistencia para luego realizar el diseño por cortante con el mayor de ambos valores.

La cortante última de diseño de toda la columna C-1 que será el mayor valor en ambas direcciones, el cual es 1.38 ton.

En la Tabla 49 se condensa el proceso de diseño por cortante y se detalla cómo se calcula el espaciado de los estribos para la columna C-1.

**Tabla 49 Diseño por cortante de columna C-1**

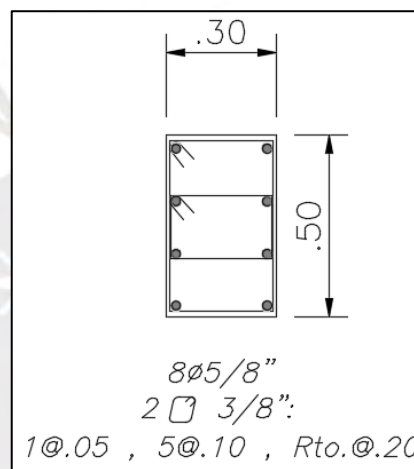
<b>Vu (ton)</b>	1.38
<b><math>\Phi V_c</math> (ton)</b>	8.65
<b>Vs (ton)</b>	0.00
<b>s (cm)</b>	0.00

Adicionalmente, el capítulo 21 de la Norma E.060, presenta restricciones para el estribaje de las columnas sísmicas, por lo tanto, se realiza la verificación de los requisitos exigidos, en la Tabla 50.

**Tabla 50 Restricciones adicionales para el armado de estribos según el Capítulo 21.4.5.3**

<b>Longitud de confinamiento (cm)</b>	50
<b>b/2 (cm)</b>	15
<b>8 x Ø 5/8"</b>	12.72
<b>S max.</b>	10
<b>Espaciamiento en zona de pandeo (cm)</b>	10

La Figura 46 muestra el armado de refuerzo final para la C-1. Cabe resaltar que las solicitaciones van disminuyendo en los pisos más altos, sin embargo, la cuantía que se emplea es la mínima, por lo tanto, el refuerzo se mantendrá en todos los pisos.



**Figura 46 Armado de columna C-1 en el primer piso**

### 5.4.3 Empalmes por traslape

De la misma manera que en el diseño de vigas, se requiere empalmar el acero de las columnas en áreas donde los esfuerzos son menores. Las zonas recomendadas para realizar un empalme adecuado son:

- Dentro de los dos tercios de la altura libre.
- Fuera de la zona de confinamiento.

Si no se realiza el empalme en las zonas sugeridas, la longitud de empalme debe incrementarse en un 30%.

## 5.5 Diseño de placas

### 5.5.1 Diseño por flexocompresión

Igual que en el diseño de columnas, las placas enfrentan cargas axiales y de flexión simultáneamente. Por consiguiente, se requiere evaluar los pares ordenados de estas cargas en un Diagrama de Interacción. Este diagrama muestra un área delimitada por las curvas generadas a partir de los pares ordenados de momentos y fuerzas axiales derivadas del acero que se instalará en los núcleos de confinamiento. Inicialmente, se emplea una cuantía mínima del 1%, y en caso necesario, se incrementará hasta un máximo del 6%, según lo establece la Norma E.060.

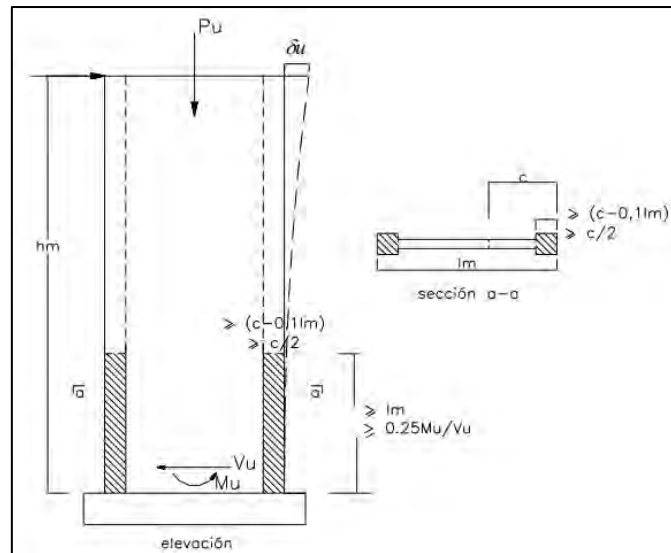
Para cumplir con este diseño, es necesario obtener gráficamente los puntos correspondientes a los pares ordenados de las fuerzas axiales últimas ( $P_u$ ) y los momentos flectores últimos ( $M_u$ ) de las diversas combinaciones de casos de gravedad y sismo mencionados en la norma E.020. Estos puntos deben ubicarse dentro del diagrama de interacción.

Además, en el diseño de los núcleos confinados se aplicará el capítulo 21 de la norma E.060, donde se determinará si es necesario incluir elementos de borde en las áreas de compresión mediante la siguiente ecuación:

$$c \geq \frac{l_m}{600 \left( \frac{\delta_u}{h_m} \right)}$$

Donde:

- $c$ : Profundidad del eje neutro.
- $l_m$ : Longitud del muro en el plano horizontal.
- $h_m$ : Altura total del muro.
- $\delta_u$ : Desplazamiento lateral inelástico en el nivel más alto del muro.



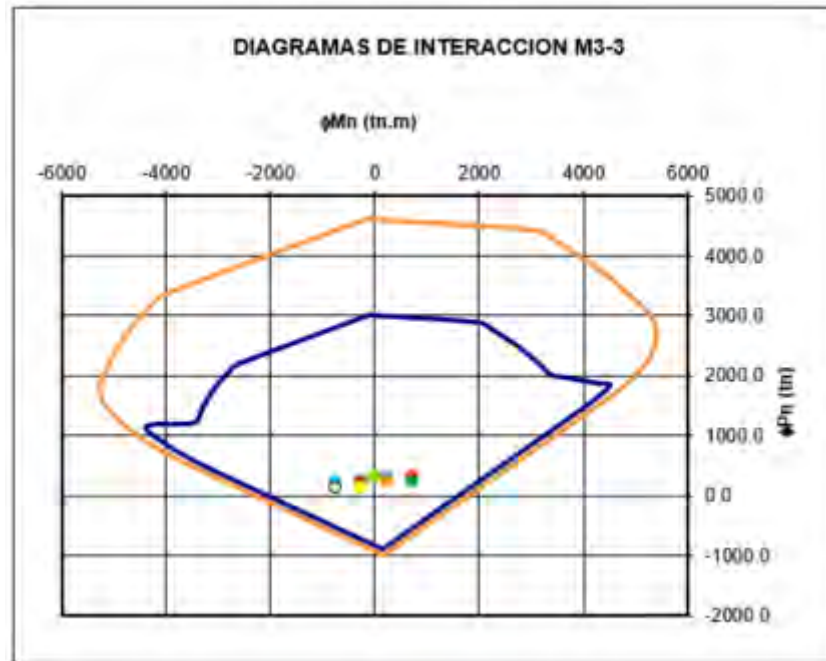
**Figura 47 “Elementos confinados de borde en muros (extraído del Capítulo 21 de la Norma E.060)”**

Para el presente estudio, se lleva a cabo el diseño de la placa PL-1. Se detallan en la Tabla 51 las combinaciones de cargas correspondientes al primer piso para la placa PL-1.

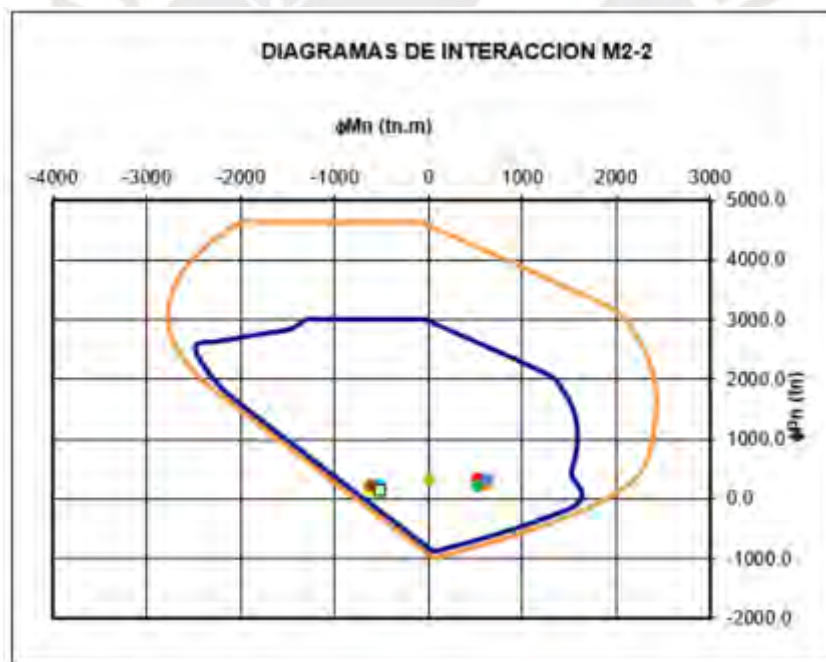
**Tabla 51 Combinación de cargas de placa PL-1**

	$P_u$ (ton)	$V_{x-x}$ (ton)	$V_{y-y}$ (ton)	$M_u_{x-x}$ (ton.m)	$M_u_{y-y}$ (ton.m)
1.4CM+1.7CV	298.51	3.07	1.32	-7.55	11.43
1.25(CM+CV)+SX	216.20	26.84	61.12	223.99	621.68
1.25(CM+CV)-SX	306.94	-21.41	-58.86	-238.66	-601.42
1.25(CM+CV)+SY	215.04	54.93	51.34	707.67	520.09
1.25(CM+CV)-SY	308.10	-49.49	-49.07	-722.34	-499.82
0.9CM+SX	126.30	26.01	60.65	224.06	618.59
0.9CM-SX	217.04	-22.24	-59.34	-238.59	-604.51
0.9CM+SY	125.14	54.09	50.86	707.74	516.99
0.9CM-SY	218.20	-50.33	-49.55	-722.26	-502.91

Las Figuras 48 y 49 presentan los diagramas de interacción, nominal y de diseño, en las direcciones de análisis de la placa.



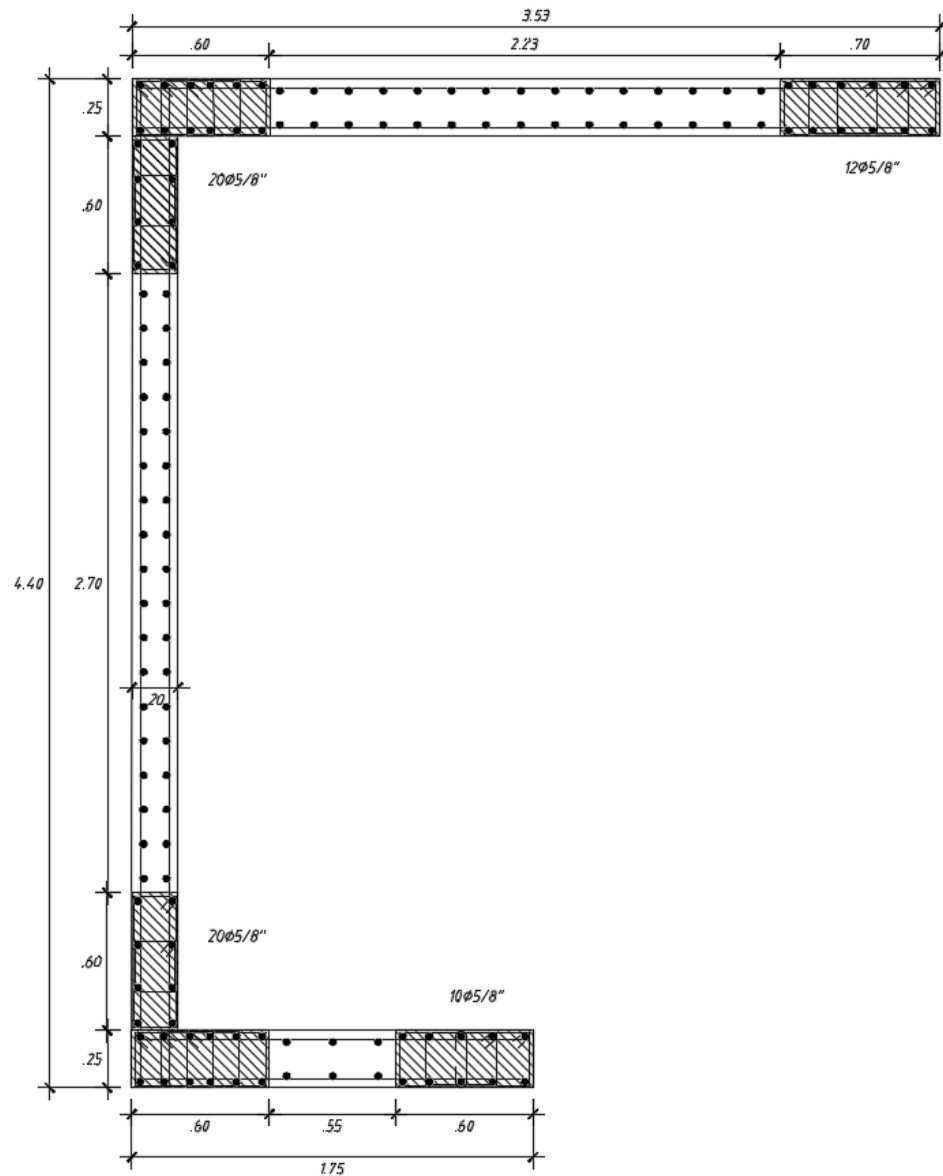
**Figura 48** Diagrama de interacción de la placa PL-1, dirección X-X



**Figura 49** Diagrama de interacción de la placa PL-1, dirección Y-Y

Basados en los diagramas generados y la posición de los puntos de las combinaciones de cargas, podemos afirmar que el acero longitudinal proporcionado en la cantidad mínima cumple con los requisitos de diseño por flexocompresión.

La Figura 50 presenta la propuesta de armado de acero para los núcleos confinados de la placa PL-1:



**Figura 50** Detalle de acero de los núcleos confinados de la placa PL-1

### 5.5.2 Diseño por cortante y capacidad

La Norma E.060 detalla que una placa se debe diseñar por cortante y obtener la distribución de sus estribos basándose en los siguientes criterios y ecuaciones:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_c = A_{cw} * \alpha_c * \sqrt{f'_c} \quad 5.26$$

$$V_{umax} = 2.6 * \sqrt{f'_c} * t * d \quad 5.27$$

$$\phi V_s = A_{cw} * \rho_h * f_y \quad 5.28$$

Donde:

- $A_{cw}$ : Área de corte de la sección transversal (cm<sup>2</sup>).
- $\alpha_c$ : 0.80 para  $h_m/L_m < 1.5$ ; 0.53 para  $h_m/L_m > 2$ .
- $\rho_h$ : Cuantía de refuerzo horizontal.

El capítulo 21 también indica como hallar la cortante de diseño basándose en un diseño por capacidad, el cual puede ser obtenido a través de la ecuación 5.30.

$$V_u = \left( \frac{M_{un}}{M_{ua}} \right) * (V_{ua}) \quad 5.29$$

Donde:

- $M_{un}$ : Momento nominal obtenido con el refuerzo colocado.
- $M_{ua}$ : Momento último actuante proveniente del análisis estructural.
- $V_{ua}$ : Fuerza cortante hallada en el análisis.

Adicionalmente, se señala que la relación entre  $M_{un}$  y  $M_{ua}$  no debe superar el valor del coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas dividido entre 2 ( $R/2$ ).

### 5.5.3 Refuerzo mínimo vertical y horizontal

Fuera de los elementos de borde, existe una sección en la placa donde la Norma E.060 necesita una cuantía mínima de refuerzo distribuido como una malla. Esta armadura puede distribuirse en una o dos capas, según el grosor de la placa. Las consideraciones mínimas para este refuerzo son las siguientes:

- Para el refuerzo horizontal:

$$\text{Si: } V_u \geq \frac{1}{2} * \phi V_c \rightarrow \rho_h = 0.0025$$

$$\text{Si: } V_u \leq \frac{1}{2} * \phi V_c \rightarrow \rho_h = 0.0020$$

- Para el refuerzo vertical:

$$\text{Si: } Vu \geq \frac{1}{2} * \phi Vc \rightarrow \rho v = 0.0020$$

$$\text{Si: } Vu \leq \frac{1}{2} * \phi Vc \rightarrow \rho v = 0.0015$$

Además, es importante tener en cuenta que si la relación entre la altura total de la placa y su longitud, expresada como "hm/lm", es inferior a 2, la cuantía de refuerzo vertical no puede ser menor que la horizontal.

La Norma E.060 también limita la separación entre el refuerzo vertical y horizontal a una distancia que no exceda los siguientes criterios:

- $lm/5$  ("lm" es la longitud de la placa).
- $3*t$  ("t" es el espesor de la placa).
- 45 cm.

En este estudio, se diseña por cortante los núcleos de confinamiento y acero distribuido fuera de las áreas de confinamiento en dos capas (horizontal y vertical), ya que se dispone de espesores de 20 y 25 cm, respectivamente. A continuación, se procede a realizar el diseño por capacidad de la placa PL-1 en la dirección X-X, a modo de ejemplo.

La Tabla 52 proporciona una síntesis de cómo se asigna la cantidad mínima de acero tanto vertical como horizontal. Además, la Tabla 53 presenta una síntesis del proceso de diseño por capacidad de la placa PL-1.

**Tabla 52 Resumen de cálculo de refuerzo horizontal y vertical de PL-1**

<b>hm/lm</b>	5.69
<b>ac</b>	0.53
<b>Vua (ton)</b>	61.12
<b><math>\phi Vc/2</math> (ton)</b>	26.61
<b><math>\rho_{\text{min}}</math></b>	0.0025
<b><math>\rho_{\text{vmin}}</math></b>	0.0020

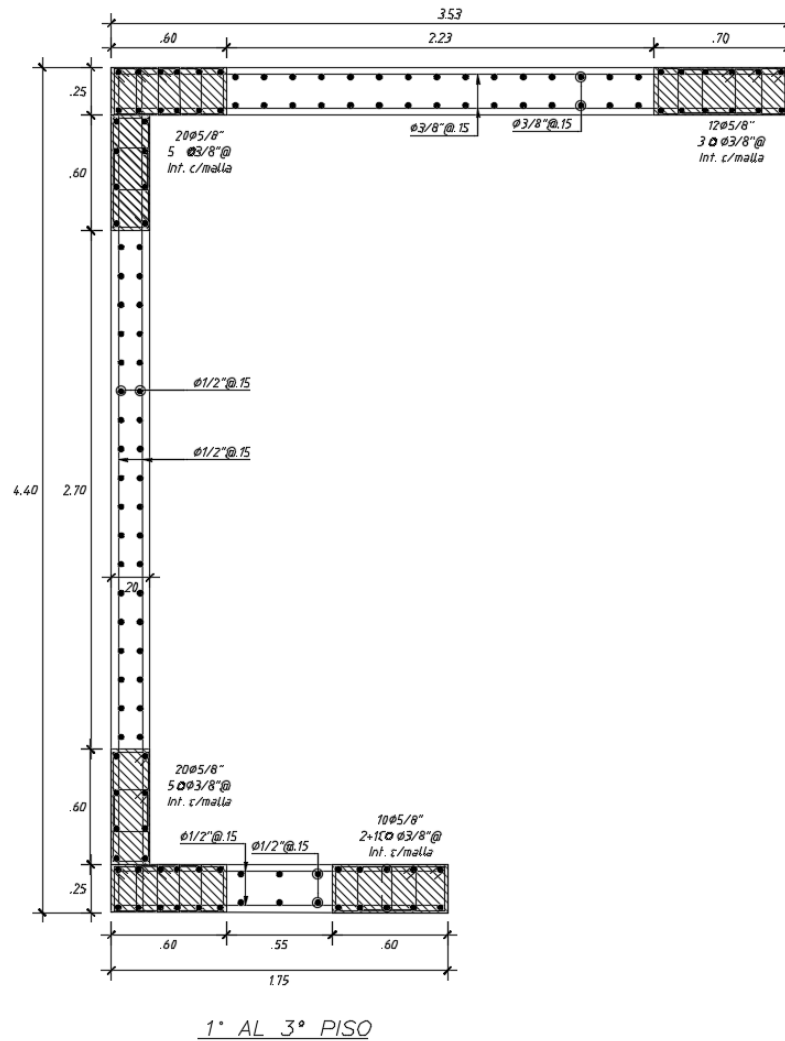
**Tabla 53 Resumen de diseño por capacidad de PL-1**

<b>V<sub>ua</sub> (ton)</b>	61.12
<b>M<sub>ua</sub> (ton.m)</b>	621.68
<b>M<sub>un</sub> (ton)</b>	870.00
<b>M<sub>un</sub>/M<sub>ua</sub></b>	1.40
<b>V<sub>udiseño</sub> (ton)</b>	85.53
<b><math>\alpha_c</math></b>	0.53
<b>A<sub>cw</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	7060.00
<b><math>\Phi V_c</math> (ton)</b>	53.22
<b>estribo <math>\Phi</math> 3/8" (cm<sup>2</sup>)</b>	0.71
<b>sh (cm)</b>	15.00
<b><math>\Phi V_s</math> (ton)</b>	95.44
<b><math>\Phi V_{slim}</math> (ton)</b>	210.87
<b><math>\Phi V_n</math> (ton)</b>	148.66
<b>V<sub>u</sub> &lt; <math>\Phi V_n</math> ?</b>	<b>CUMPLE</b>
<b><math>\rho_h &gt; \rho_{hmin}</math> ?</b>	<b>CUMPLE</b>

Con los datos recopilados en la Tabla 53, se valida el diseño por capacidad de la placa PL-1 mediante el uso de barras de refuerzo de  $\phi$  1/2" distribuidas a intervalos de 15 cm, con el fin de satisfacer los dos criterios establecidos al final de dicha tabla.

Al llevar a cabo el diseño por capacidad en la dirección Y-Y, de manera similar a como se realizó para la dirección X-X, se determina un armado consistente en barras de  $\phi$  1/2" espaciadas cada 15 cm, que coincide con el armado obtenido en la dirección X-X.

La Figura 51 ilustra la distribución final de la placa PL-1. Dado que las demandas sobre la placa se reducen en los niveles superiores, se realizará una revisión y ajuste del diseño de los refuerzos, lo que resultará en una disminución de las secciones de los núcleos y de la cuantía de acero necesaria.



**Figura 51 Armado de acero final para placa PL-1**

## 5.6 Diseño de cimentación

La base del edificio alberga la cimentación, compuesta por elementos estructurales responsables de soportar las cargas de la estructura y distribuirlas en el suelo. Por ende, es crucial llevar a cabo diversas verificaciones para asegurar su correcto desempeño.

Para alcanzar este propósito, es imprescindible disponer de un Estudio de Mecánica de Suelos (EMS), que deberá proporcionar información sobre la capacidad portante del suelo, el módulo de balasto y el peso específico del terreno. Además, deberá ofrecer recomendaciones sobre la cimentación más apropiada a utilizar.

En este estudio, se estima una capacidad portante del suelo de  $4.00 \text{ kg/cm}^2$ , lo que refleja las características del suelo gravoso en la zona de Lima. Asimismo, se determina una profundidad de cimentación "Df" de 1.20 m a partir del primer nivel.

Existen diversas alternativas para cimentar un edificio, que se seleccionan considerando la capacidad de carga del suelo y la cantidad de pisos del edificio. Estas opciones incluyen zapatas aisladas, zapatas combinadas y zapatas conectadas, en función del elemento estructural que deban soportar.

### **5.6.1 Dimensionamiento.**

Como parte del proceso de diseño de la cimentación, es esencial verificar que los esfuerzos generados no excedan la presión admisible del suelo. Esta presión está determinada por las dimensiones de las zapatas, lo que implica que a medida que estas dimensiones aumentan, las presiones sobre el terreno disminuyen.

En el proceso de dimensionamiento, se tienen en cuenta todas las cargas en servicio. Además, la Norma E.060 permite incrementar la capacidad portante del suelo en un factor de 1.3 en los casos de sismo.

Para calcular las cargas en cada zapata, se debe estimar su peso propio. El ingeniero Julio Antonio Higashi, en su obra "Apuntes del Curso Concreto Armado 2" (2018), ofrece ciertos criterios para estimar el peso propio de la zapata en función de la capacidad portante del suelo:

- 5 % de la carga axial en suelos buenos (capacidad del suelo alrededor de  $4.00 \text{ kg/cm}^2$ ).
- 7.5 % en suelos intermedios ( $2.50 \text{ kg/cm}^2$ ).
- 10 % en suelos malos ( $1.00 \text{ kg/cm}^2$ ).

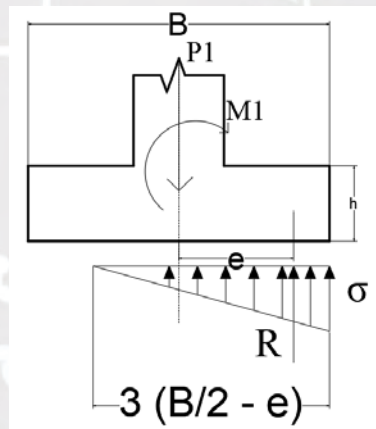
Para estimar las dimensiones preliminares de la cimentación, se puede utilizar la ecuación 5.30. Luego, se debe verificar estas dimensiones con el análisis de presiones con cargas y momentos utilizando la ecuación 5.31. A su vez, el ingeniero Julio Higashi Luy (2018)

recomienda reducir la capacidad portante del suelo en 10 % para realizar una aproximación más conservadora.

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad 5.30$$

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{6 \cdot Mx}{L \cdot B^2} \pm \frac{6 \cdot My}{B \cdot L^2} \quad 5.31$$

Cuando las zapatas están sujetas a momentos flectores significativos, es probable que se generen esfuerzos de tracción. En estas situaciones, se puede aplicar el método de redistribución triangular de momentos propuesto por Meyerhof. Se puede encontrar una representación visual de este método en la Figura 52, junto con la ecuación correspondiente en la ecuación 5.33.



**Figura 52 Redistribución de esfuerzos según Meyerhof en casos de tracción en zapatas**

$$\sigma = \frac{2 \cdot R}{\left(3 \cdot \left(\frac{B}{2} - e\right)\right) \cdot L} \quad 5.32$$

Para el caso de estudio, se diseña la zapata de la columna C-2 (0.30 x 0.60 m), la cual se sitúa en la intersección de los ejes “9” y “D” (ver Figura 3).

### 5.6.2 Análisis de presiones sobre el terreno.

La Tabla 54 presenta las cargas en servicio que la columna C-2 distribuye hacia la zapata.

**Tabla 54 Cargas en servicio de la columna C-2**

	<b>P(ton)</b>	<b>M<sub>2-2</sub>(ton.m)</b>	<b>M<sub>3-3</sub>(ton.m)</b>
<b>Live</b>	-19.11	-0.18	-0.10
<b>Muerta</b>	-74.74	-0.46	-0.39
<b>Sismo X-X</b>	10.50	0.12	1.01
<b>Sismo Y-Y</b>	9.52	1.69	0.95

Utilizando la Tabla 54 y la ecuación 5.30 se realiza una estimación del área de la zapata.

$$A = \frac{1.05 * P_{servicio}}{O_{adm}} = \frac{1.05(19.11 + 74.74)}{0.9 * 40} = 2.74m^2$$

Se sugiere mantener volados iguales en ambas direcciones para garantizar una distribución similar del acero necesario para la flexión en ambas direcciones. En línea con estas consideraciones, se propone inicialmente una zapata rectangular con dimensiones de 1.70 x 1.85 m, las cuales podrán ajustarse posteriormente para su optimización.

Para determinar el esfuerzo admisible real del terreno, se debe restar de la capacidad portante del terreno " $\sigma_{adm}$ ", el esfuerzo debido a la sobrecarga " $\sigma_{s/c}$ ", el peso del terreno sobre la zapata " $\sigma_{peso\ terreno}$ " y el peso propio de la zapata " $\sigma_{peso\ propio}$ ". En este caso particular, se contempla utilizar una zapata con un peralte de 60 cm.

$$\sigma_{neto} = \sigma_{adm} - \sigma_{s/c} - \sigma_{peso\ terreno} - \sigma_{peso\ propio}$$

$$\sigma_{s/c} = 0.25 \text{ ton}/m^2$$

$$\sigma_{peso\ terreno} = (1.20 - 0.70) * 1.60 = 0.80 \text{ ton}/m^2$$

$$\sigma_{peso\ Propio} = 0.70 * 2.40 = 1.68 \text{ ton}/m^2$$

$$\sigma_{neto} = 40.00 - 0.25 - 0.8 - 1.68 = 37.27 \text{ ton}/m^2$$

Se concluye que los esfuerzos admisibles para casos sin sismo y con sismo serán de 37.27 ton/m<sup>2</sup> y 50.47 ton/m<sup>2</sup> respectivamente. La Tabla 55 resume el análisis de presiones sobre el terreno con cargas en servicio y sismo.

**Tabla 55 Análisis de presiones sobre el terreno con cargas en servicio**

		CASO X-X		CASO Y-Y	
		Mcmx	-0.39	Mcmx	-0.46
		Mcvx	-0.10	Mcvy	-0.18
<b>σg adm (ton/m<sup>2</sup>)</b>	<b>σ1 (ton/m<sup>2</sup>)</b>	<b>33.40</b>		<b>σ1 (ton/m<sup>2</sup>)</b>	<b>33.23</b>
<b>37.27</b>	<b>σ2 (ton/m<sup>2</sup>)</b>	<b>34.61</b>		<b>σ2 (ton/m<sup>2</sup>)</b>	<b>34.78</b>
		Msx	0.81	Msx	0.10
		Msy	0.76	Msy	1.35
<b>σs adm (ton/m<sup>2</sup>)</b>	<b>σ4 (ton/m<sup>2</sup>)</b>	<b>35.32</b>		<b>σ4 (ton/m<sup>2</sup>)</b>	<b>35.00</b>
<b>50.47</b>	<b>σ5 (ton/m<sup>2</sup>)</b>	<b>32.69</b>		<b>σ5 (ton/m<sup>2</sup>)</b>	<b>33.01</b>

Como se muestra en la Tabla 55, los esfuerzos generados no superan el esfuerzo admisible del terreno. El esfuerzo máximo en el terreno es de 35.32 ton/m<sup>2</sup> y para fines de diseño este será amplificado por un factor de 1.55 de donde se obtiene el esfuerzo último.

$$\sigma_u = 35.32 * 1.55 = 56.51 \text{ ton/m}^2$$

### 5.6.3 Diseño por corte.

La Norma E.060 estipula que la altura (h) de la zapata no debe ser inferior a 50 cm. No obstante, en la práctica se suele emplear un espesor mínimo de 60 cm para garantizar una conexión adecuada con la armadura de los elementos verticales. El peralte efectivo "d" que se empleará en las cimentaciones puede calcularse restando 10 cm a la altura total (h), es decir,  $d = h - 10 \text{ cm}$ .

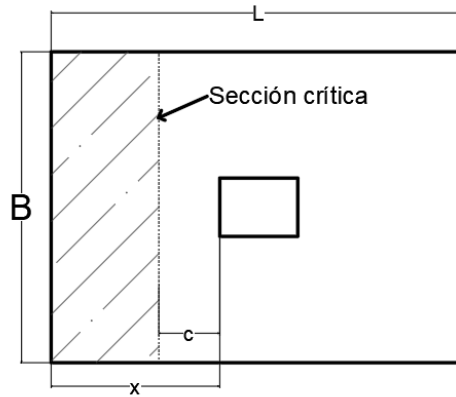
Para verificar por cortante se debe cumplir las siguientes relaciones:

$$Vu \leq \phi Vc \quad 5.33$$

$$Vu = \sigma_u \cdot (x - c) \cdot B \quad 5.34$$

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 \sqrt{f_c'} \cdot bw \cdot d \quad 5.35$$

Donde "x" puede ser calculado como la diferencia entre la longitud del volado y el peralte efectivo.



**Figura 53 Sección para análisis por cortante**

La Tabla 56 presenta el diseño por cortante considerando un peralte efectivo de 50 cm.

**Tabla 56 Diseño por cortante de zapata para columna C-2**

Diseño por Cortante		
Peralte efectivo (d)	50.00	cm
$\phi V_c$	126.30	ton
$V_u$	37.90	ton

Como se verifica en la Tabla 56, la cortante última es menor a  $\phi V_c$ , por lo que el diseño por cortante es adecuado.

#### 5.6.4 Diseño por punzonamiento

El fallo por punzonamiento ocurre a una medida de  $d/2$  de la cara de la columna o la placa. Para llevar a cabo el diseño en función del punzonamiento, se hace necesario calcular la cortante última de diseño empleando la ecuación 5.36. Este valor debe ser inferior a  $\phi V_c$ , que puede ser calculado mediante las ecuaciones 5.37, 5.38 o 5.39.

$$V_u = \sigma_u \cdot (A_{total} - A_o) \quad 5.36$$

$$V_c = 0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d \quad 5.37$$

$$V_c = 0.27 \cdot \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d \quad 5.38$$

$$V_c = 1.06 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d \quad 5.39$$

Con:

$$A_o = (b + d) \cdot (l + d) \quad 5.41$$

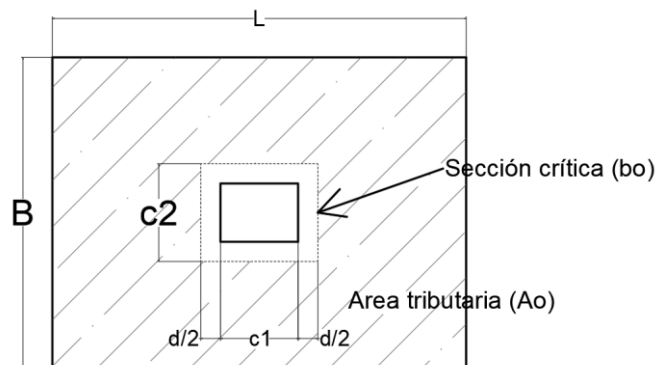
$$b_o = 2 \cdot (b + l + 2d) \quad 5.42$$

$\alpha_s = 40$  (columnas internas)

$\alpha_s = 30$  (columnas de borde).

$\alpha_s = 20$  (columnas esquineras).

Además, se conoce que  $\beta$  es el cociente entre la dimensión larga y corta de la zapata.



**Figura 54 Sección para análisis por punzonamiento**

En la Tabla 57 se presenta el diseño por punzonamiento de la zapata de interés.

**Tabla 57 Diseño por punzonamiento de zapata para columna C-2**

<b>Perímetro de la sección crítica (<math>b_o</math>)</b>	380	cm
<b>Lado largo</b>	1.10	m
<b>Lado corto</b>	0.80	m
<b><math>\phi V_c</math></b>	248	ton
<b><math>V_u</math></b>	114	ton

En la Tabla 57 se verifica que el peralte efectivo planteado inicialmente satisface los requerimientos por punzonamiento.

### 5.6.5 Diseño por flexión.

Existe similitud en el diseño de una zapata con el diseño de una viga en voladizo, con el área de tracción ubicada en la parte inferior. Por consiguiente, solo se necesita utilizar refuerzo de acero en esta área.

El momento último de diseño puede ser calculado utilizando la ecuación 5.43. Posteriormente se puede realizar el diseño similarmente a la sección 5.3.1 de la presente tesis.

$$M_u = \frac{\sigma_u * \left(\frac{B}{2} - \frac{b}{2}\right)^2}{2} \quad 5.40$$

La Tabla 58 sintetiza el diseño por flexión para la zapata que soporta la columna C-2.

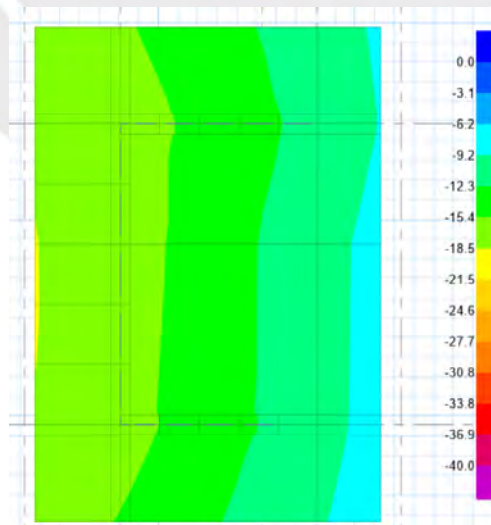
**Tabla 58 Diseño por flexión de zapata para columna C-2**

<b>Mu (ton.m)</b>	13.80
<b>As calc. (cm<sup>2</sup>)</b>	7.42
<b>As min (cm<sup>2</sup>)</b>	12.00
<b>As max (cm<sup>2</sup>)</b>	79.68

Por lo que se refuerza con barras de 5/8" de diámetro espaciadas cada 15 cm, lo que equivale a 13.20 cm<sup>2</sup> de acero en ambas direcciones.

**5/8" @ 0.15 cm (inf)**

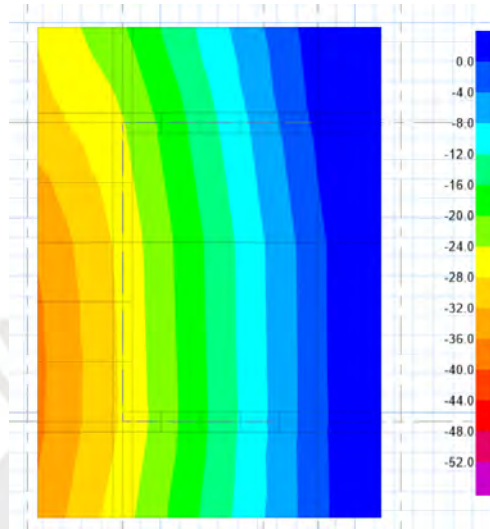
Se emplea un modelo analítico de la cimentación del ascensor utilizando el software SAFE® para el diseño. A partir de este programa, se pueden obtener los esfuerzos generados por diversos casos y combinaciones de cargas. La Figura 55 exhibe los esfuerzos resultantes de las cargas vivas y muertas en servicio.



**Figura 55 Esfuerzos debido a cargas en servicio en placa de ascensor (ton/m<sup>2</sup>).**

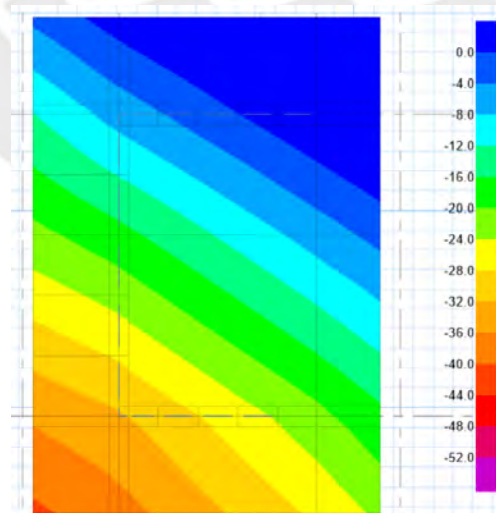
De la Figura 55 se puede notar que el esfuerzo máximo es  $18.5 \text{ ton/m}^2$ , valor que se encuentra por debajo del esfuerzo admisible del suelo ( $40 \text{ ton/m}^2$ ).

Las Figuras 56 y 57 muestran los esfuerzos últimos debido a las combinaciones de cargas, tanto por gravedad y sísmicas en las direcciones X e Y respectivamente.



**Figura 56 Esfuerzos generados por combinaciones de gravedad con sismo en X ( $\text{ton/m}^2$ )**

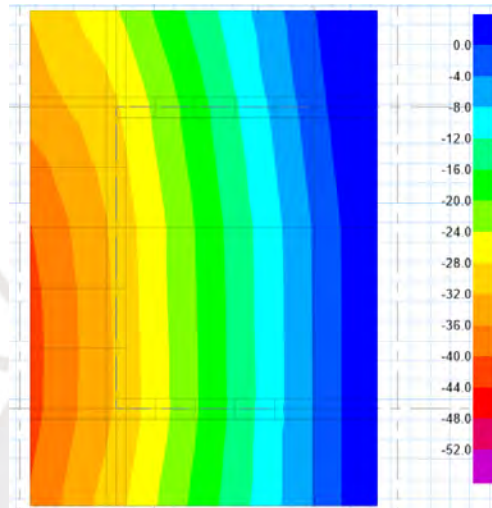
La Figura 56 muestra que el esfuerzo máximo es de  $36.81 \text{ ton/m}^2$ , el cual se encuentra por debajo del esfuerzo admisible del terreno para solicitaciones sísmicas ( $52 \text{ ton/m}^2$ ).



**Figura 57 Esfuerzos generados por combinaciones de gravedad con sismo en Y ( $\text{ton/m}^2$ )**

Como se ilustra en la Figura 57 el esfuerzo máximo es de 40.83 ton/m<sup>2</sup>, el cual se encuentra por debajo del esfuerzo admisible del terreno para solicitaciones sísmicas (52 ton/m<sup>2</sup>).

En la Figura 58 se muestran los esfuerzos de diseño de la zapata de ascensor, a partir de los cuales se realizará el diseño estructural.



**Figura 58 Diagrama de esfuerzos últimos en zapata de ascensor (ton/m<sup>2</sup>)**

La Figura 58 exhibe que el esfuerzo máximo promedio es de 41.00 ton/m<sup>2</sup>. Se procede a realizar la verificación por punzonamiento en la zapata:

$$V_u = \sigma_{\text{máx}}(A_t - A_o) = 22 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * (22.27 \text{ m}^2 - 7.19 \text{ m}^2)$$

$$V_u = 342.76 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = (0.85)(1.06)(0.53)(\sqrt{210})(p_o)(d)$$

$$\phi V_c = 715.19 \text{ ton}$$

De estos cálculos se puede verificar que el diseño por punzonamiento es satisfactorio.

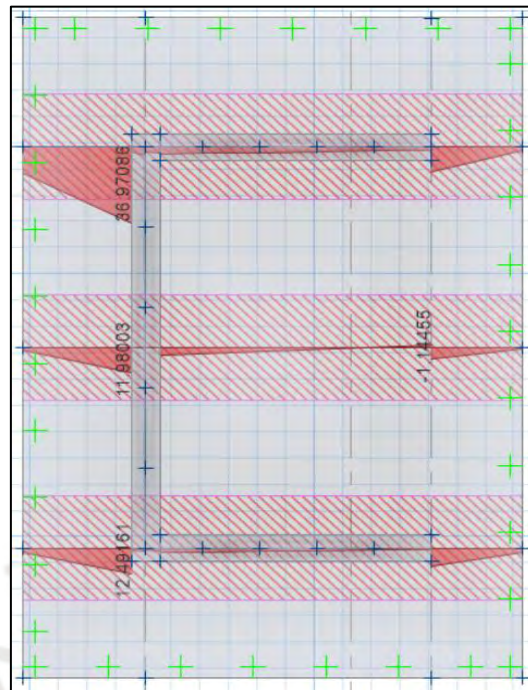
Para el diseño por corte como viga en volado, se obtiene:

$$V_u = 26.28 \text{ ton/m} \text{ a } 60 \text{ cm de la cara de la placa}$$

$$\phi V_c = 32.64 \text{ ton/m}$$

Se comprueba que el diseño en términos de fuerza cortante es adecuado.

La Figura 59 presenta los momentos flectores a la cara de la placa.

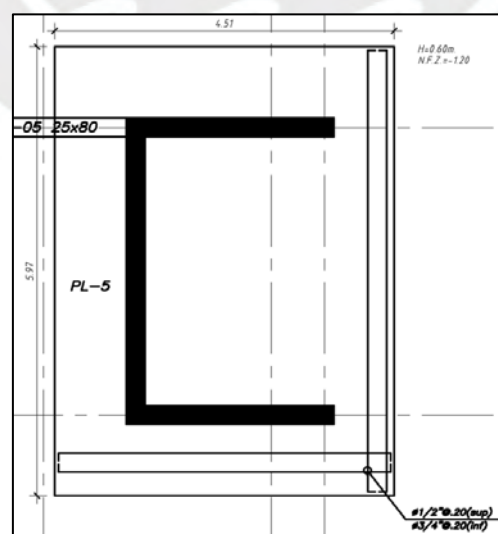


**Figura 59 Momentos flectores máximos en la zapata de ascensor (ton.m)**

Como se observa de la Figura 59, el momento último es de 36.97 ton.m/m, lo que requiere un área de 20.18 cm<sup>2</sup>/m de refuerzo de acero, por lo que se coloca refuerzo de:

**3/4 @.20(inf) y 1/2" @ 20(sup)**

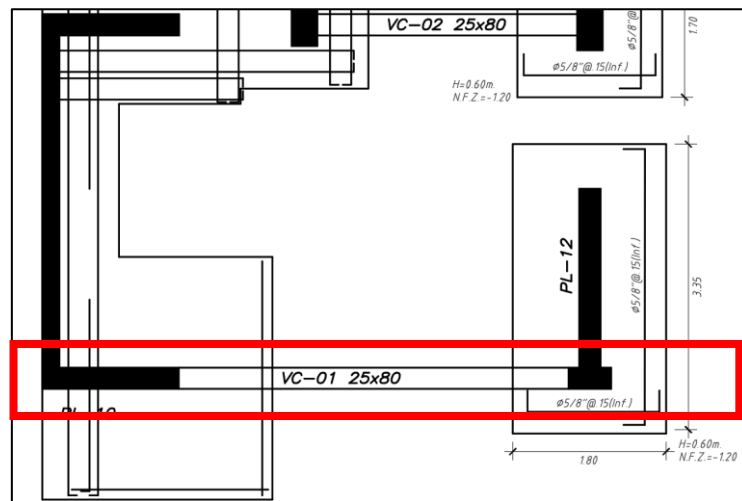
La Figura 60 presenta el armado de refuerzo final para la zapata de la placa de ascensor.



**Figura 60 Armado final de zapata para la placa de ascensor**

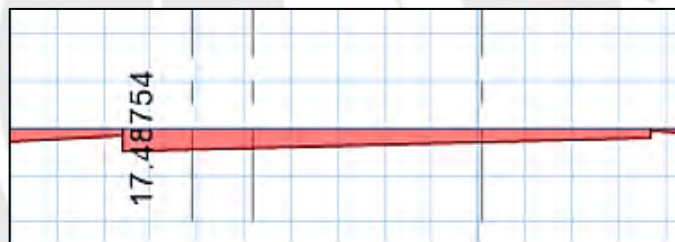
### 5.6.6 Diseño de viga de cimentación

En este estudio, se diseña la viga de cimentación VC-01 situada en el eje 1



**Figura 61 Ubicación de viga de cimentación VC-01**

Preliminarmente, se plantea una sección de 0.25 x 0.80 m, la cual es diseñada por cortante y por flexión.



**Figura 62 Momentos finales de viga de cimentación VC-01**

Dado el considerable peralte de la viga, se implementa refuerzo en el alma para asegurar un comportamiento óptimo. Se detalla el diseño por cortante de la viga de cimentación en la Tabla 59, mientras que en la Tabla 60 se realiza la evaluación de los criterios establecidos en el Capítulo 21 de la Norma E.060.

**Tabla 59 Diseño por cortante de viga de cimentación VC-01**

<b>Vu Diseño</b>	8.51	ton
<b>ØVc</b>	18.82	ton
<b>Vs</b>	29.80	ton
<b>S</b>	17.20	cm
<b>Vu max</b>	88.44	ton

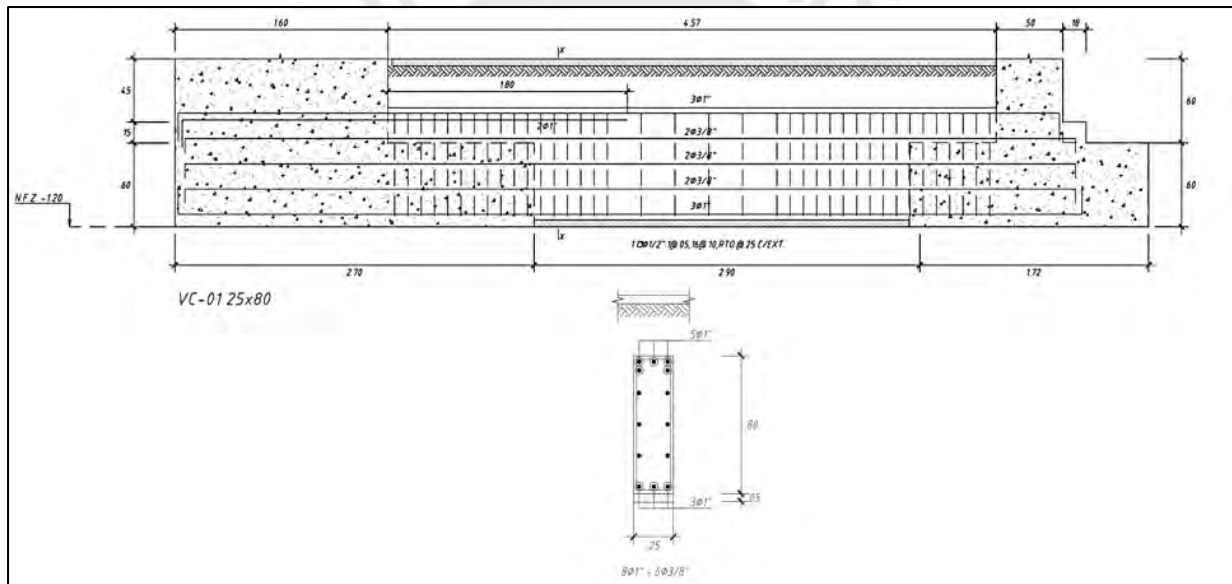
**Tabla 60 Verificación de requerimientos del Capítulo 21 de la Norma E.060**

<b>Longitud de confinamiento (cm)</b>	200.00
<b>d/4 (cm)</b>	22.75
<b>10 x Ø 1" (cm)</b>	25.40
<b>24 x Ø 3/8" (cm)</b>	21.60
<b>S max (cm)</b>	45.00
<b>Espaciamiento en zona de pandeo (cm)</b>	30.00

Considerando que la luz libre de la viga es de 4.58 metros y que la longitud de confinamiento es de 1.60 metros, se opta por el siguiente armado de estribos:

**Estribos: Ø1/2; 1 @ 0.05, 16 @ 0.10, Rto @ 0.25.**

La Figura 63 presenta el armado de refuerzo final de la viga de cimentación VC-01.



**Figura 63 Armado final de viga de cimentación VC-01**

Para diseñar una zapata combinada, se emplea un modelo analítico de la cimentación empleando el programa SAFE ®. Este programa permite obtener los esfuerzos generados por diversas situaciones y combinaciones de cargas.

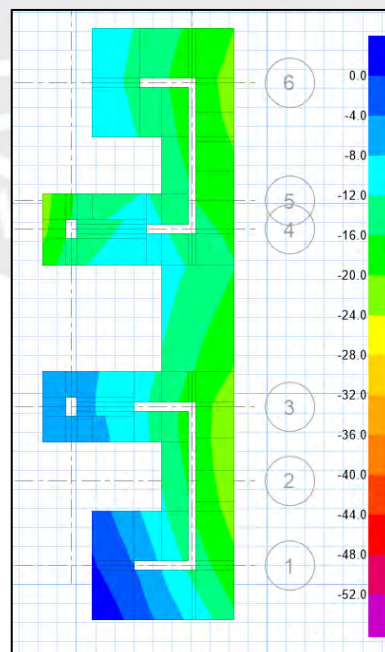
En la Figura 64 se muestran los esfuerzos debido a cargas por gravedad en servicio.



**Figura 64 Esfuerzos debido a cargas en servicio (ton/m<sup>2</sup>).**

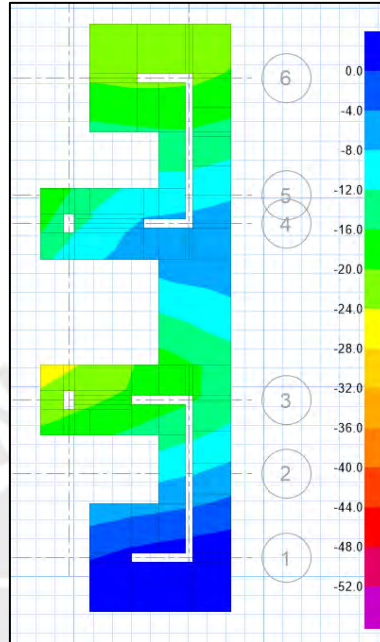
Como se observa en la Figura 64 el esfuerzo máximo es 20.35 ton/m<sup>2</sup>, valor que se encuentra por debajo del esfuerzo admisible del suelo (40 ton/m<sup>2</sup>).

Las Figuras 65 y 66 muestran los esfuerzos debido a cargas de gravedad junto a las cargas sísmicas en las direcciones X e Y respectivamente.



**Figura 65 Esfuerzos generados por cargas de gravedad y sismo en X (ton/m<sup>2</sup>)**

Como se observa en la Figura 65, el esfuerzo máximo es de 21.68 ton/m<sup>2</sup>, el cual se encuentra por debajo del esfuerzo admisible del terreno para solicitaciones sísmicas (52 ton/m<sup>2</sup>).



**Figura 66 Esfuerzos generados por cargas de gravedad y sismo en Y (ton/m<sup>2</sup>)**

Como se observa en la Figura 66 el esfuerzo máximo es de 19.51 ton/m<sup>2</sup>, el cual se encuentra por debajo del esfuerzo admisible del terreno para solicitaciones sísmicas (52 ton/m<sup>2</sup>).

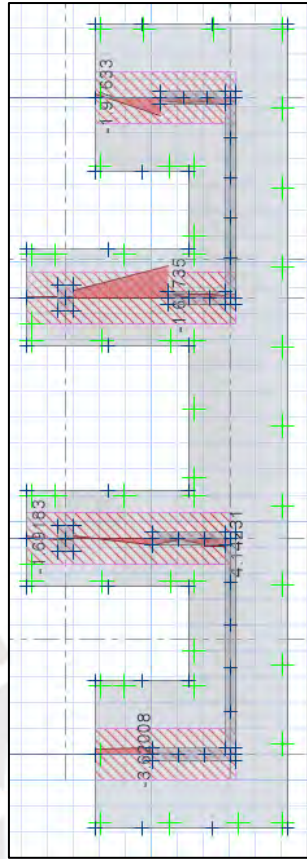
Para el diseño por corte como viga en volado, se obtiene:

$$Vu = 32.58 \text{ ton/m} \text{ a } 60 \text{ cm de la cara de la placa}$$

$$\phi Vc = 32.64 \text{ ton/m}$$

Según los cálculos mostrados se comprueba que el diseño por cortante es satisfactorio.

La Figura 67 se presentan los momentos flectores de la presente zapata:



**Figura 67 Momentos flectores máximos (ton.m)**

Como se observa de la Figura 67, el momento último es de 15.58 ton.m/m, lo que requiere un área de 10.80 cm<sup>2</sup>/m de refuerzo de acero, por lo que se coloca refuerzo de:

**3/4 @.15 (inf) y 3/4" @ 15(sup)**

En la Figura 68 se presenta el armado definitivo de la zapata para la placa de ascensor.

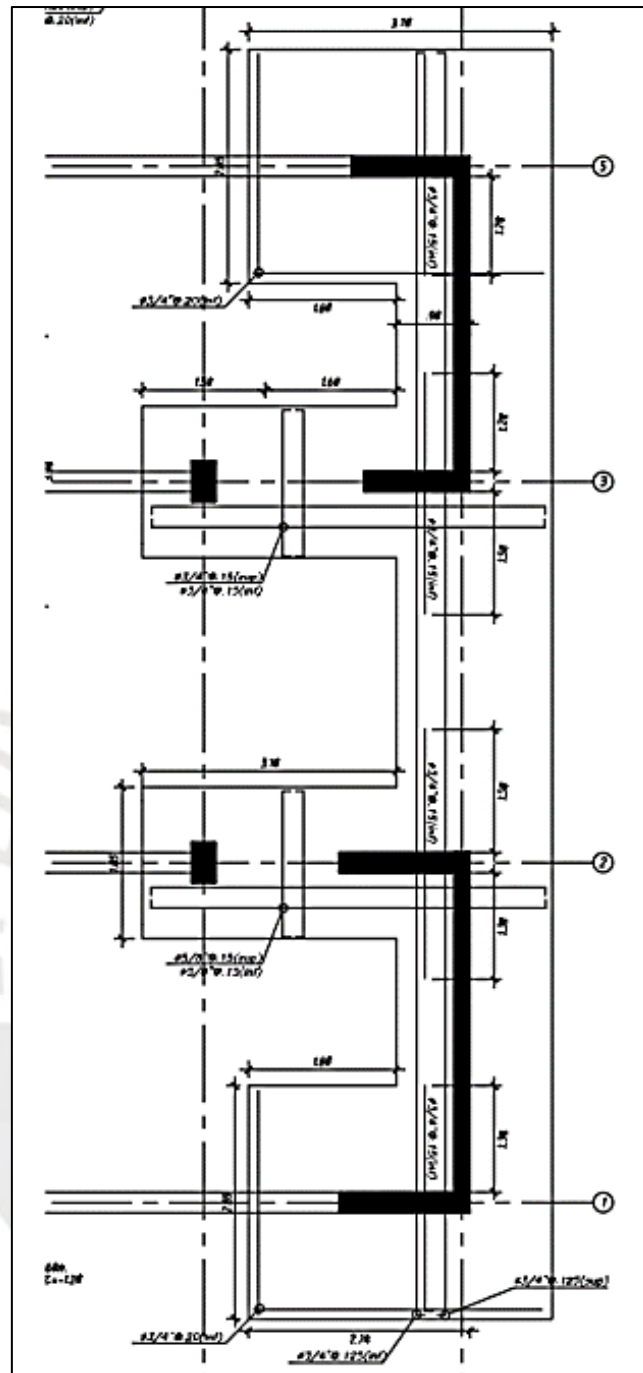


Figura 68 Armado final de zapata excéntrica

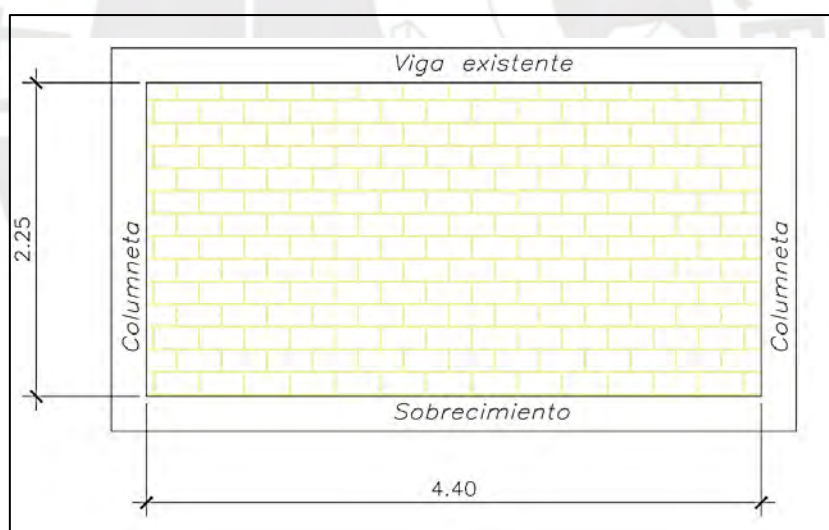
## Capítulo 6: DISEÑO DE ELEMENTOS ADICIONALES

### 6.1 Diseño de muro no estructural

Según las pautas de la Norma E.070 de Albañilería, los muros no portantes sobre el nivel del suelo tienen la responsabilidad de asegurar la integridad del edificio. Estos muros, ya sea de mampostería reforzada o simple, sostienen su propio peso y actúan como muros en volado. En el presente proyecto, optamos por utilizar mampostería simple. Por tanto, en esta sección del análisis nos enfocaremos en los elementos de mampostería no armada, como muros, pilares o columnas, y vigas de hormigón armado. Al diseñar el muro perimetral, es necesario basarnos en el Proyecto de Norma E.070 – 2019.

#### 6.1.1 Diseño de muro de albañilería

El muro de albañilería bajo consideración presenta una sola sección de dimensiones 4.40 metros de longitud por 2.25 metros de altura. Tal como se muestra con la siguiente ilustración:



**Figura 69 Esquema de albañilería**

De acuerdo con el artículo 68 del Proyecto de Norma E.070-2019, se considerará que el panel de albañilería funciona como una losa con apoyo simple en sus arriostres, sometida a cargas sísmicas distribuidas de manera uniforme. La carga por unidad de área del muro ( $w$ ) se determina mediante la siguiente fórmula:

$$w = 0.40 * Z * U * S * Pe$$

En la ecuación, las variables Z, U y S representan las variables sísmicas definidas, mientras que Pe denota el peso del muro por unidad de área. Se utilizará el estándar de albañilería tipo King Kong, con un espesor de 15 cm.

Empleando la ecuación se obtiene lo siguiente:

$$w = 0.40 * 0.45 * 1.00 * 1.00 * 0.15 * 1800 = 48.60 \text{ kg/m}^2$$

Se determina el momento perpendicular al plano del muro:

$$Ms = m * w * a^2$$

Donde:

- Ms = momento flector distribuido por unidad de longitud
- m = coeficiente de momento
- a = dimensión crítica del paño de albañilería

El coeficiente “m” se obtiene de la siguiente tabla 61:

**Tabla 61 “Valores del coeficiente de momentos “m” y dimensión crítica” de la E.060**

TABLA 12 VALORES DEL COEFICIENTE DE MOMENTOS «m» y DIMENSION CRITICA «a»								
CASO 1. MURO CON CUATRO BORDES ARRIOSTRADOS a = Menor dimensión								
b/a =	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	3,0	∞
m =	0,0479	0,0627	0,0755	0,0862	0,0948	0,1017	0,118	0,125
CASO 2. MURO CON TRES BORDES ARRIOSTRADOS a = Longitud del borde libre								
b/a =	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,5	2,0
m =	0,060	0,074	0,087	0,097	0,106	0,112	0,128	0,133
CASO 3. MURO ARRIOSTRADO SOLO EN SUS BORDES HORIZONTALES a = Altura del muro m = 0,125								
CASO 4. MURO EN VOLADIZO a = Altura del muro m = 0,5								

Se tienen los siguientes valores a y b: a = 2.25 m y b = 4.40 m. Con esto se obtiene la siguiente relación: b/a = 1.955. Ingresando a la Tabla, se tiene un valor de m igual a 0.1017. Con esto se determina el valor de Ms:

$$M_s = 0.1017 * 48.60 * 2.60^2 = 33.41 \frac{kg \cdot m}{ml}$$

Se determina el esfuerzo normal producido por el presente momento:

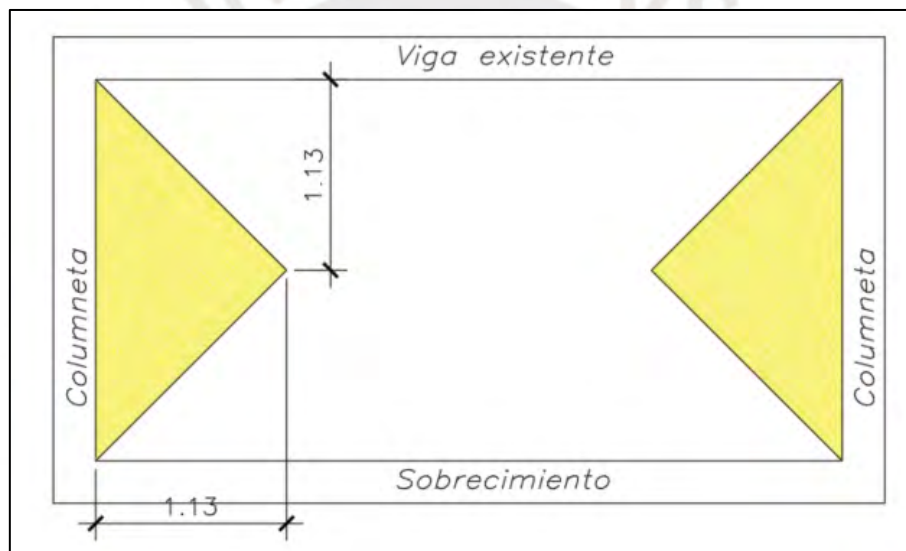
$$f_m = \frac{6 \cdot M_s}{t^2} = 0.89 \frac{kg}{cm^2}$$

Según la normativa E.070, el esfuerzo normal debe mantenerse por debajo de 1.5 kg/cm<sup>2</sup>.

En este escenario, observamos que se cumple con este requisito.

### 6.1.2 Diseño de columneta de arriostre

Las columnetas tendrán una sección 0.15x0.25 m, la cual estará expuesta a cargas perpendiculares debido a su peso propio y el área tributaria como se muestra a continuación:



**Figura 70** Área tributaria para columneta de arriostre

#### Metrado de cargas:

Se considerará que la columneta funcione de manera similar a una viga, por lo tanto, se calculará el peso de la columna y el peso de la albañilería, como se indica a continuación:

Metrado de columna:

$$W_{col} = 0.40 * Z * U * S * \text{Peso concreto}$$

$$W_{col} = 0.40 * 0.45 * 1.00 * 1.00 * 0.15 * 0.25 * 2400 = 16.20 \text{ kg/m}$$

Metrado de muro:

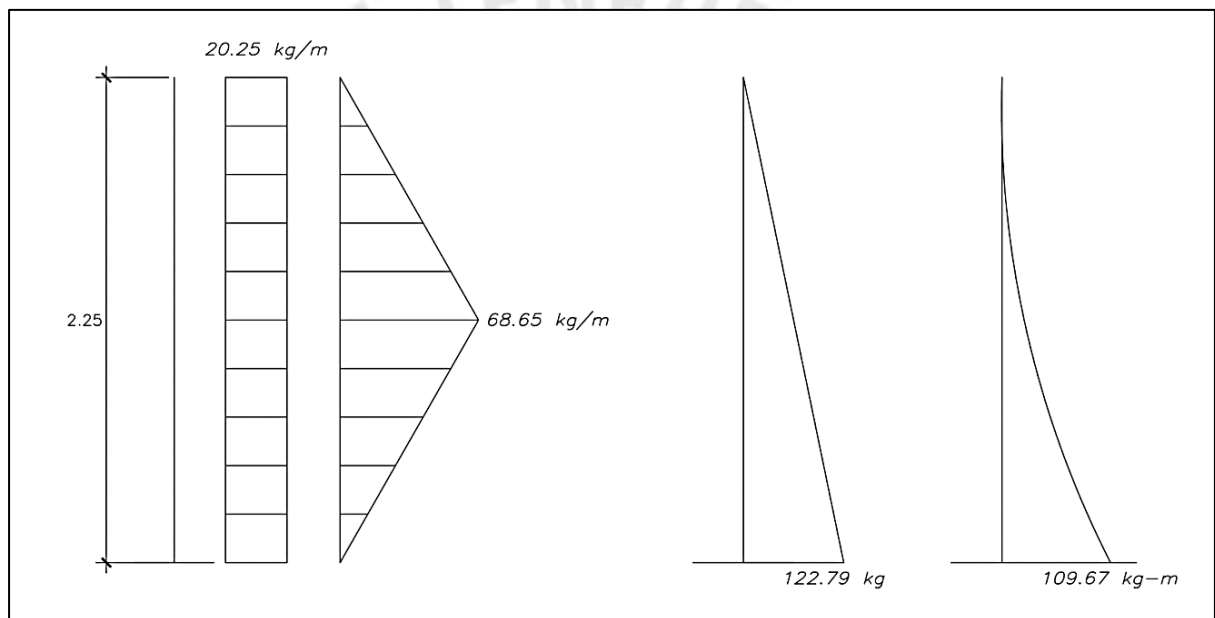
$$W_{muro} = w * L_{muro}$$

$$W_{muro} = 48.60 * 1.13 = 54.92 \text{ kg/m}$$

Cargas amplificadas:

$$W_{col_{amp}} = 1.25 * 16.20 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 20.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{muro_{amp}} = 1.25 * 54.92 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 68.65 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$



**Figura 71 Diagrama de fuerzas internas**

La columneta se diseña como una viga en voladizo con lo que se tiene el siguiente diseño a flexión y a corte:

**Flexión:**

Se presenta el diseño a flexión:

**Tabla 62 Tabla resumen de diseño por flexión de cerco perimétrico**

Mu (ton-m)	0.11	
Base (cm)	25	
d (cm)	12	
f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	210	
F <sub>y</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	4200	
ku	3.06	Ok
a <sub>smin</sub> (cm <sup>2</sup> )	0.72	
a <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	0.24	

Se tiene que utilizar 2 fierros de 3/8" en la parte superior e inferior de la columneta.

**Corte:**

Se determina la capacidad a corte del concreto:

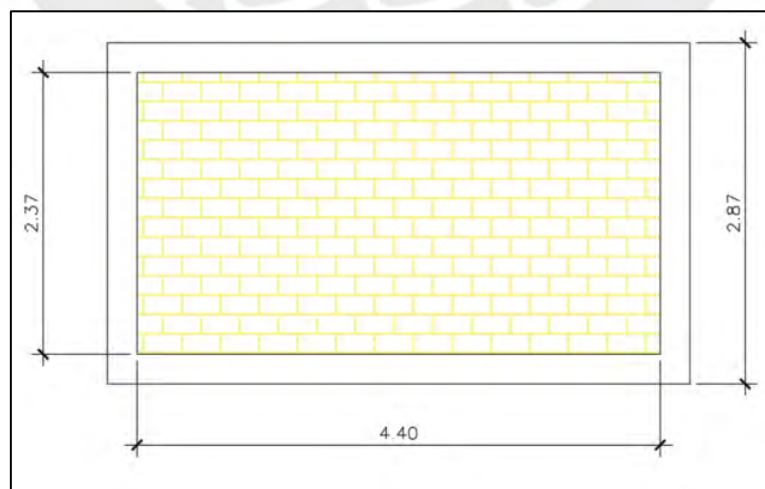
$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 12 = 1958.5 \text{ kg}$$

Como se muestra por la imagen anterior, la capacidad del concreto es mayor a la fuerza última, es por ello que se utilizarán estribos mínimos con la siguiente distribución:

$$3/8" \phi: 1@.05, 6 @.10, \text{rsto}@.25$$

**6.1.3 Diseño de cerco perimétrico:**

Las dimensiones del paño (uno solo) que será diseñado es de 4.40 m de largo por 2.37 m de alto. Se muestra el siguiente esquema:



**Figura 72 Esquema de albañilería**

Al igual que en 6.1.1. del presente documento, se calcula el valor de la carga (w):

$$w = 0.40 * 0.45 * 1.00 * 1.00 * 0.15 * 1800 = 48.60 \text{ kg/m}^2$$

Se determina el momento perpendicular al plano del muro:

$$M_s = m * w * a^2$$

Donde:

- $M_s$  = momento flector distribuido por unidad de longitud
- $m$  = coeficiente de momento
- $a$  = dimensión crítica del paño de albañilería

El coeficiente “m” se obtiene de la siguiente tabla de la norma:

**Tabla 63 Valores del coeficiente de momentos “m” y dimensión crítica de la E.060**

TABLA 12 VALORES DEL COEFICIENTE DE MOMENTOS «m» y DIMENSION CRITICA «a»									
CASO 1. MURO CON CUATRO BORDES ARRIOSTRADOS									
a = Menor dimensión									
b/a =	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3.0	∞	
m =	0,0479	0,0627	0,0755	0,0862	0,0948	0,1017	0,118	0,125	
CASO 2. MURO CON TRES BORDES ARRIOSTRADOS									
a = Longitud del borde libre									
b/a =	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,5	2,0	∞
m =	0,060	0,074	0,087	0,097	0,106	0,112	0,128	0,132	0,133
CASO 3. MURO ARRIOSTRADO SOLO EN SUS BORDES HORIZONTALES									
a = Altura del muro									
m = 0,125									
CASO 4. MURO EN VOLADIZO									
a = Altura del muro									
m = 0,5									

Se tienen los siguientes valores a y b:  $a = 2.37 \text{ m}$  y  $b = 4.40 \text{ m}$ . Con esto se obtiene la siguiente relación:  $b/a = 1.857$ . Ingresando a la Tabla, se tiene un valor de m igual a 0.0972. Con esto se determina el valor de  $M_s$ :

$$M_s = 0.0972 * 48.60 * 2.37^2 = 26.54 \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{ml}}$$

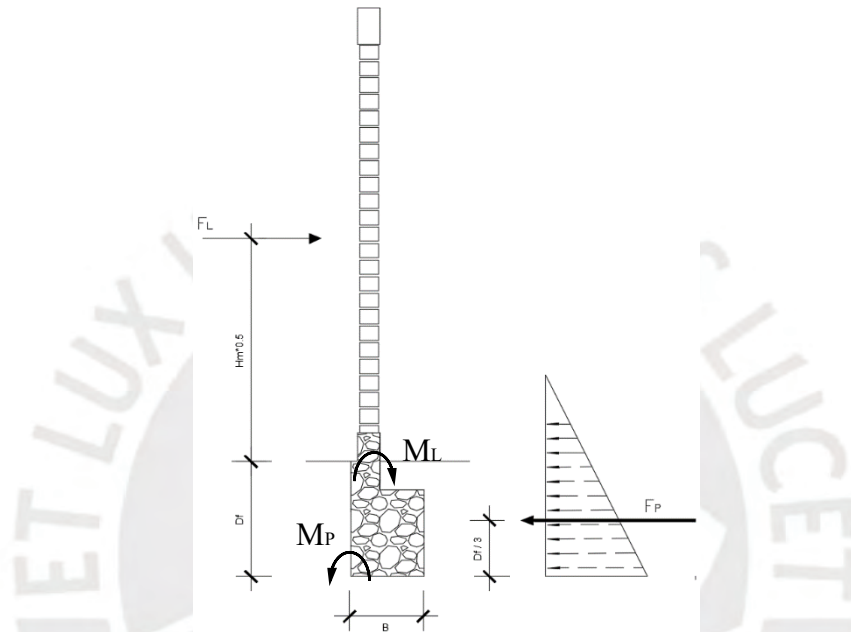
Se determina el esfuerzo normal producido por el presente momento:

$$f_m = \frac{6 \cdot M_s}{t^2} = 0.71 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

La Normativa E.070 estipula que el esfuerzo normal no debe sobrepasar a  $1.5 \text{ kg/cm}^2$ . En este caso vemos que si cumple.

#### 6.1.4 Diseño de cimiento corrido:

El diseño del cimiento corrido se realizará según el esquema a continuación.



*Figura 73 Esquema de fuerzas actuantes en cimiento corrido*

Empleando los parámetros de sitio y algunos datos del estudio de mecánica de suelos se realiza el cálculo para hallar la profundidad y ancho del cimiento corrido.

Datos del Muro					Parámetros de Suelo		
$\gamma_m$ (kg/m <sup>3</sup> )	$L_m$ (m)	$t_m$ (m)	$H_m$ (m)	$P_e$ (kg/m <sup>2</sup> )	$c$	$\phi$	$\gamma_s$
1800	1	0.13	2.67	234	0.45	1	1

Diseño del Ancho			
$F = 0.5 \cdot Z \cdot U \cdot S \cdot P_e =$	52.650 kg/m <sup>2</sup>	$P = \gamma_m \cdot L_m \cdot t_m \cdot H_m =$	671.580 kg
$F_s = F \cdot L_m \cdot H_m =$	151.106 kg	$B = \frac{P}{L_m + q \cdot d_m} =$	40.000 cm
$M_L = 0.5 \cdot H_m \cdot F_s =$	216.836 kg·m	Capacidad admisible del suelo =	4 kg/cm <sup>2</sup>
		Angulo de fricción del suelo $\phi^\circ =$	17°
		Densidad del suelo $\gamma_s =$	1560 kg/m <sup>3</sup>

Diseño de la Profundidad de Cimentación	
$K_p = \frac{1 + \text{sen} \phi}{1 - \text{sen} \phi} =$	1.83
$D_f = \sqrt{\frac{6 \cdot M_L}{\gamma_s \cdot K_p \cdot L_m}} =$	0.77 m

**Figura 74 Resumen del diseño de cimiento corrido**

Finalmente se empleará un ancho de  $B = 45$  cm y una profundidad de cimentación  $D_f = 80$  cm

## 6.2 Diseño de escalera

Las escaleras son estructuras que funcionan únicamente bajo la influencia de la gravedad., por lo cual su única función debe ser la de transmitir la carga; sin embargo, tienen la particularidad que se encuentran inclinadas y generalmente poseen descansos que se apoyan en muros o vigas.

El predimensionamiento de la garganta “t” de una escalera se puede estimar como:

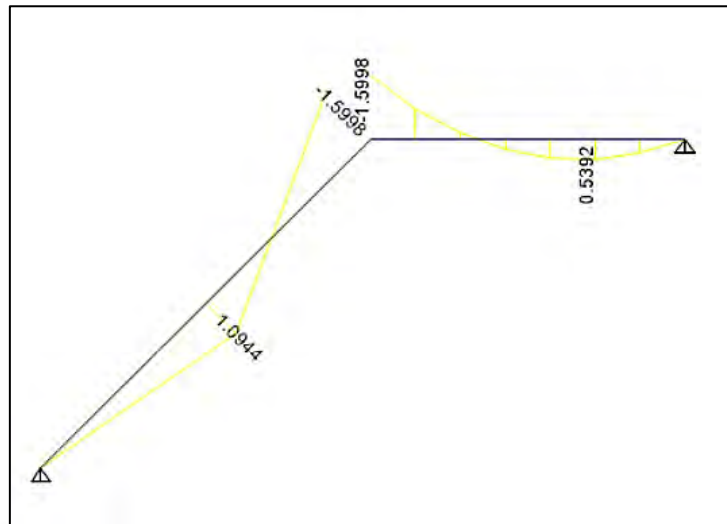
$$t = L/25$$

$$t = L/20$$

Donde “L” es la luz libre de la escalera medida en planta. Por otro lado, los pasos y contrapasos son datos que el arquitecto debe brindar.

Para la escalera se tiene una sobrecarga de 200 kg/m<sup>2</sup>. Aquí se modela la escalera del primer piso para ver el diseño correspondiente.

Según el predimensionamiento se tendrá una garganta de  $t = 15\text{cm}$ . En la figura 73 se observa el DMF último del primer tramo de la escalera.



**Figura 75 Diagrama de fuerzas internas de escalera**

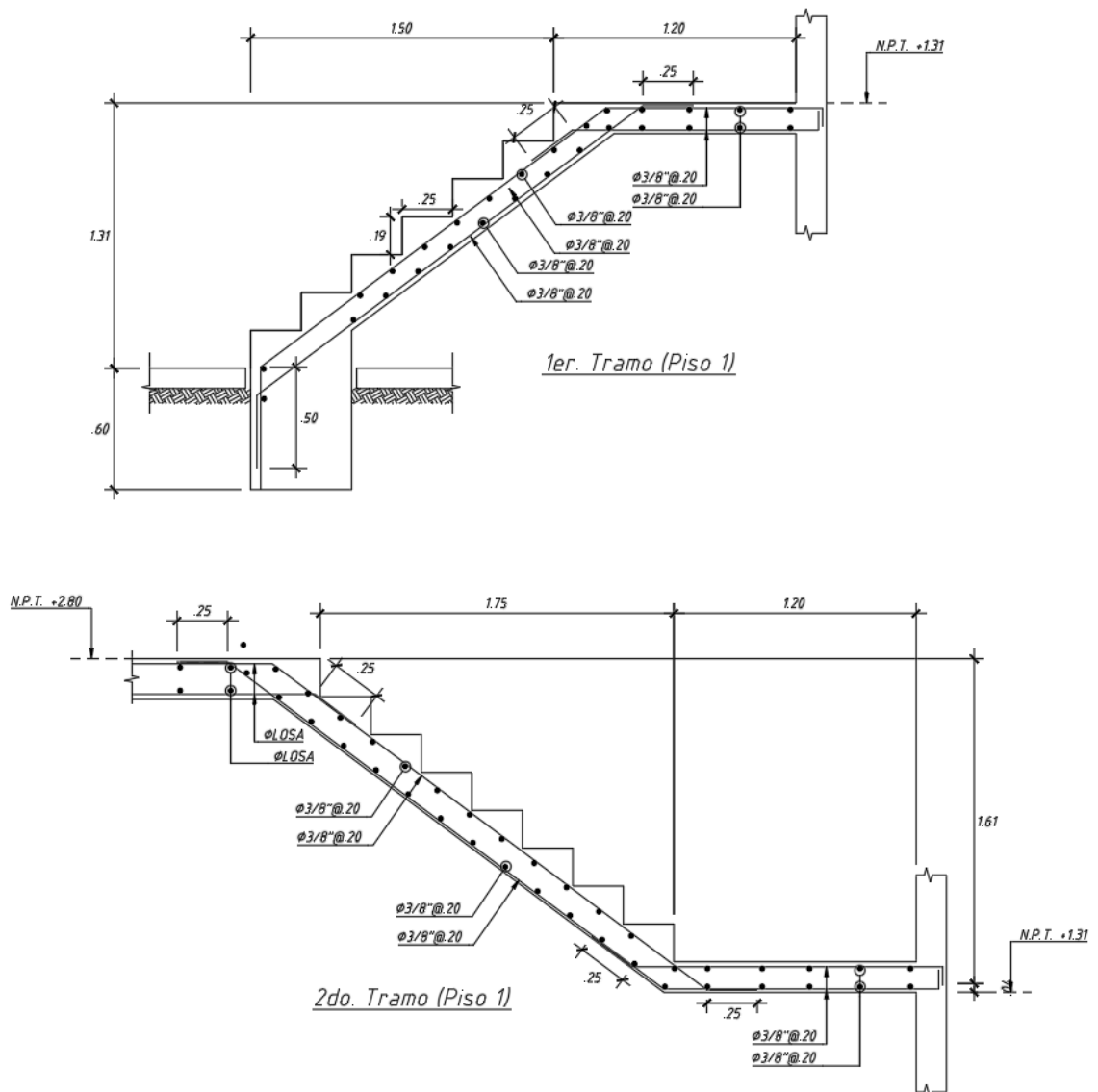
Se genera el diseño a flexión de la escalera:

**Tabla 64 Tabla resumen de diseño por flexión de escalera**

<b>Mu (ton.m)</b>	1.60
<b>a (cm)</b>	0.86
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	3.66
<b>As min (cm<sup>2</sup>)</b>	2.7
<b>As asignado</b>	3/8"
<b>espaciamiento</b>	@ 0.20

Con ello se coloca 3/8" @ 20 cm en dos capas con lo que obtenemos un área de 7.10 cm<sup>2</sup>/m, cumpliendo con lo solicitado.

## ESCALERA E-01



**Figura 76** Distribución final de acero en escalera

## Capítulo 7: CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

### CONCLUSIONES

- El análisis y diseño estructural de la edificación fue realizado de acuerdo a las normativas actuales del Reglamento Nacional de Edificaciones. La disposición estructural propuesta se ajustó a las exigencias arquitectónicas, garantizando al mismo tiempo una rigidez lateral adecuada en ambas direcciones materia de evaluación.
- El proceso inicial de dimensionamiento proporcionó estimaciones cercanas a los valores finales de los diversos elementos estructurales. No obstante, es esencial llevar a cabo comprobaciones para evitar sobresolicitaciones o secciones excesivamente grandes. En este caso, se ajustaron las medidas de algunas columnas y vigas para garantizar el cumplimiento de las cargas sísmicas.
- A partir del análisis dinámico modal, se determinaron los periodos fundamentales del edificio, siendo de 0.454 s en la dirección X-X y de 0.280 s en la dirección Y-Y. Estos resultados reflejan la distribución de la rigidez del edificio: se observa una mayor rigidez en la dirección Y-Y debido a una mayor concentración de muros de corte en esa dirección, mientras que en la dirección X-X, con menos placas, el periodo fundamental es mayor.
- Teniendo en cuenta la simetría del edificio, se partió inicialmente del supuesto de que no había ninguna irregularidad torsional. Sin embargo, este supuesto fue verificado posteriormente mediante cálculos, y se determinó que el edificio solo presenta una irregularidad de esquina entrante.
- Las máximas derivas entre pisos obtenidas fueron de 0.00399 en la dirección X-X, localizadas en el cuarto entrepiso, y de 0.00167 en la dirección Y-Y, encontradas en el quinto entrepiso. Estos resultados se relacionan con la configuración estructural del

edificio, mostrando mayores derivas en la dirección X-X debido a su menor rigidez lateral en comparación con la dirección Y-Y..

- Con el objetivo de asegurar un diseño adecuado, la normativa E.030 establece que la respuesta del edificio en el análisis dinámico debe representar al menos el 90% de la respuesta obtenida en el análisis estático. En caso de que esta condición no se cumpla, la norma requiere el empleo de factores de escalamiento. En nuestro caso, estos factores fueron de 1.00 en la dirección X-X y de 1.01 en la dirección Y-Y.
- Para garantizar la capacidad de la estructura para absorber energía durante un evento sísmico significativo, se aplicó el Capítulo 21 de la Norma E.060, que aborda las Disposiciones Especiales para el Diseño Sísmico de vigas, columnas y placas, asegurando así la ductilidad requerida.
- El software ETABS® facilitó el análisis estructural del edificio mediante un modelo analítico en tres dimensiones. Además, se utilizaron modelos bidimensionales para analizar las cargas de gravedad sobre los distintos elementos estructurales. Todos estos resultados fueron corroborados manualmente para asegurar la coherencia y precisión del diseño.

## COMENTARIOS

- Se confirma que durante el desarrollo del informe que el diseño estructural del edificio satisface con todos los requerimientos estipulados en las Normas aplicadas. Se espera que esta conformidad garantice la resistencia del edificio ante sismos severos y que en eventos sísmicos leves no sufra daños significativos. Sin embargo, es importante recordar que los criterios de diseño en concreto armado son mínimos y los diseñadores deben interpretarlos basándose en su formación académica, con el objetivo de crear estructuras capaces de resistir adecuadamente las cargas gravitatorias y sísmicas.
- Los programas informáticos de cálculo estructural como ETABS® y SAFE® son herramientas valiosas para calcular las fuerzas y esfuerzos en los componentes estructurales y cimentaciones, de la misma manera para comprender su comportamiento. Sin embargo, es esencial verificar manualmente los resultados obtenidos de estos programas para asegurar la precisión del modelo y la correcta distribución de las cargas sísmicas y gravitatorias.
- Se resalta la importancia de reflejar correctamente el diseño estructural en los planos, los cuales deben ser claros y comprensibles para los profesionales de la construcción. Se acepta que la correcta realización de los procedimientos de construcción asegura el adecuado desempeño de los componentes estructurales, ofreciendo la resistencia y elasticidad requeridas..

**BIBLIOGRAFÍA**

- Bazan, E., & Meli, R. (2004). *Diseño Sísmico de Edificios*. México: Editorial Limusa.
- Blanco Blasco, A. (1997). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Lima: Capítulo de Ingeniería Civil.
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de Estructuras*. Ciudad de México: PEARSON.
- Harmsen, T. E. (2017). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*. Lima: Fondo Editorial PUCP.
- Higashi, J. (2018). *Apuntes del Curso Concreto Armado 2*. Lima: PUCP.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2016). Reglamento Nacional de Edificaciones. *Norma E.020 de Cargas*. Lima, Perú: El Peruano.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). Reglamento Nacional de Edificaciones. *Norma E.060 de Concreto Armado*. Lima, Perú: El Peruano.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2016). Reglamento Nacional de Edificaciones. *Norma E.030 de Diseño Sismorresistente*. Lima, Perú: El Peruano.
- Montalbetti, J. (2021). *Diapositivas del Curso Diseño Sismorresistente*. Lima: PUCP.
- Muñoz, A. (2018). *Ingeniería Sismorresistente*. Lima.
- Ottazzi, G. (2016). *Apuntes del Curso Concreto Armado 1*. Lima: PUCP.
- Sadashiva, V. K., MacRae, G. A., Deam, B. L., & Spooner, M. S. (2012). *Quantifying the seismic response of structures with. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1365-1389*.
- San Bartolome, A. (1998). *Análisis de Edificios*. Lima: Fondo Editorial PUCP.

**ANEXOS****PLANOS DE ARQUITECTURA**

A-01

A-02

A-03

A-04

A-05

**PLANOS DE ESTRUCTURAS**

E-01

E-02

E-03

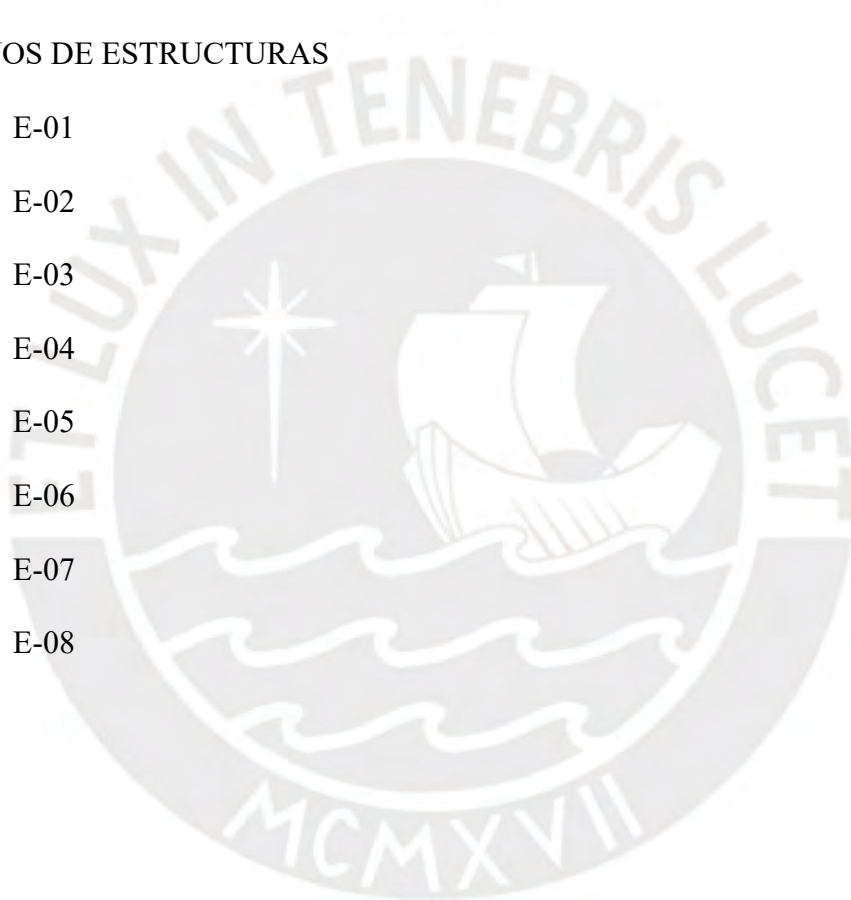
E-04

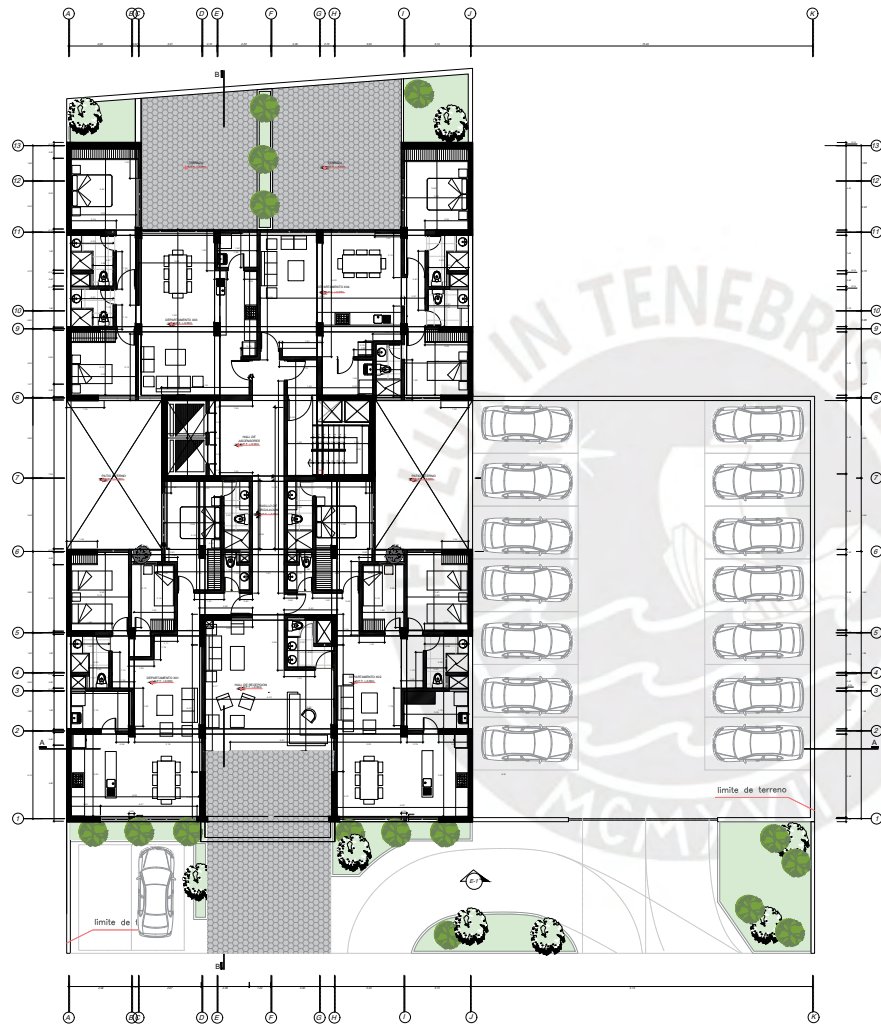
E-05

E-06


E-07

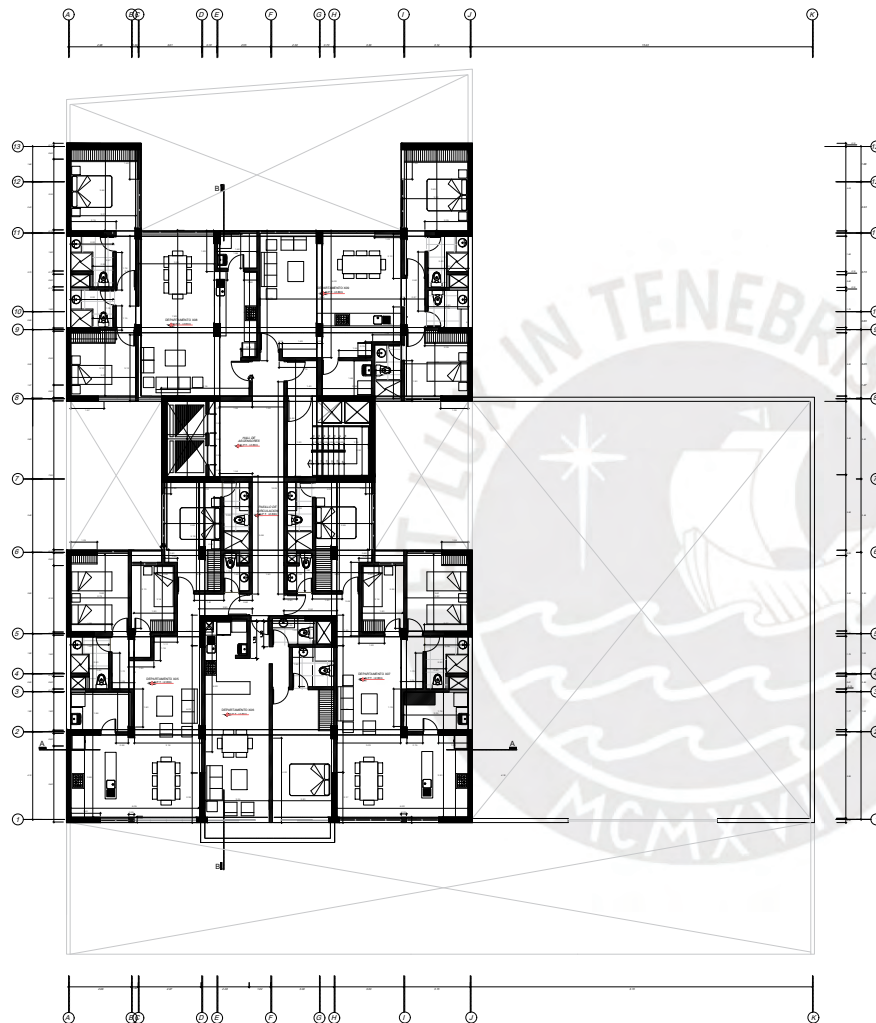
E-08






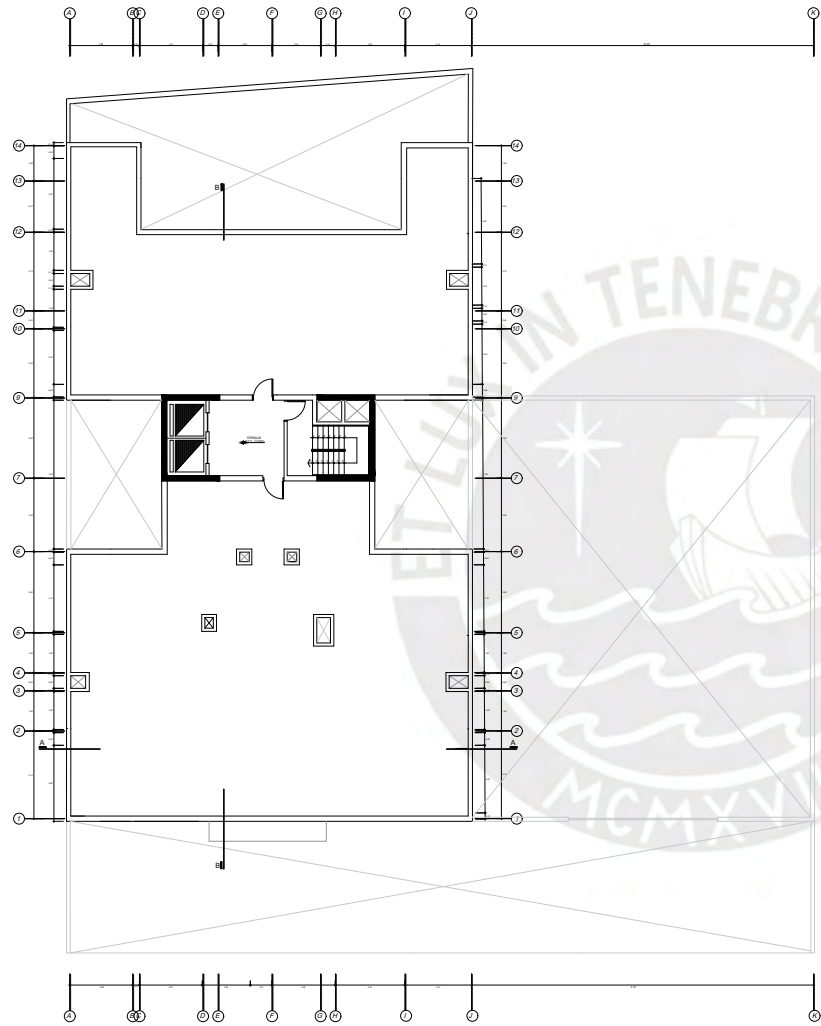
PLANTA PISO 1.  
ESCALA: 1/75

PROYECTO :	EDIFICIO "CANTUARIAS"		 LAMINA N° :
TIPO DE PROYECTO :	VIVIENDA MULTIFAMILIAR		
ESPECIALIDAD :	ARQUITECTURA		
ALUMNO :	BORIS ESPINOZA PATIÑO		
PLANO :	PLANTA PRIMER PISO		
DISTRITO :	ESCALA :	FECHA :	A-01
PUEBLO LIBRE	1/75	SEPTIEMBRE 2023	de 05




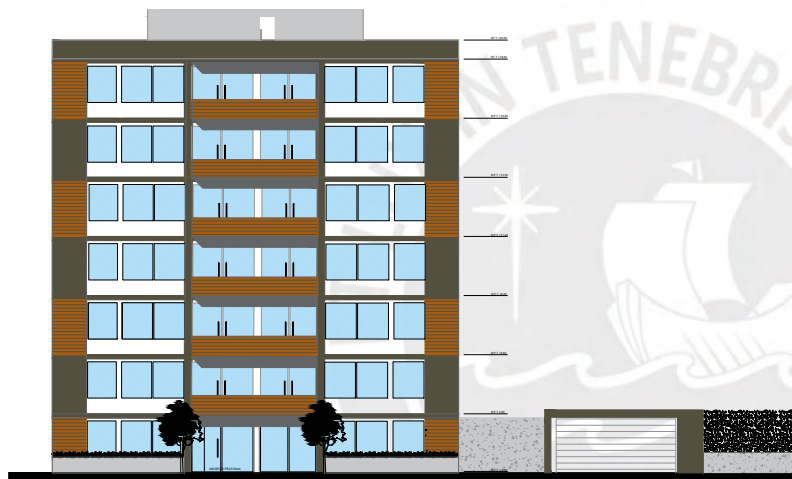
PLANTA PISO TÍPICO  
ESCALA: 1/75

PROYECTO :	EDIFICIO "CANTUARIAS"		 LAMINA N° : A-02 de 05
TIPO DE PROYECTO :	VIVIENDA MULTIFAMILIAR		
ESPECIALIDAD :	ARQUITECTURA		
ALUMNO :	BORIS ESPINOZA PATIÑO		
PLANO :	PLANTA PISO TÍPICO		
DISTRITO :	ESCALA :	FECHA :	
PUEBLO LIBRE	1/75	SEPTIEMBRE 2023	




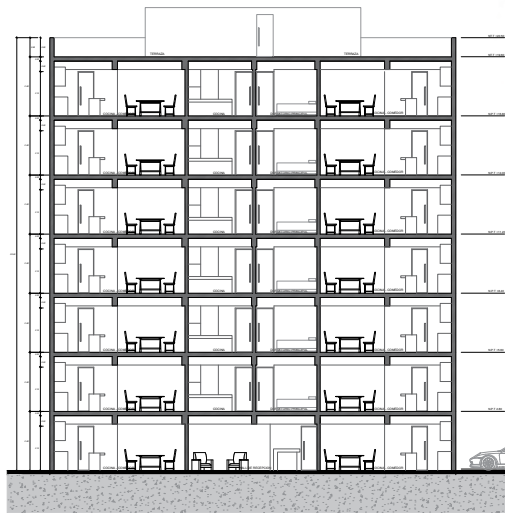
PLANTA TECHOS  
ESCALA: 1/75

PROYECTO :	EDIFICIO "CANTUARIAS"		 LAMINA N° : A-03 de 05
TIPO DE PROYECTO :	VIVIENDA MULTIFAMILIAR		
ESPECIALIDAD :	ARQUITECTURA		
ALUMNO :	BORIS ESPINOZA PATIÑO		
PLANO :	PLANTA AZOTEA		
DISTRITO :	ESCALA :	FECHA :	
PUEBLO LIBRE	1/75	SEPTIEMBRE 2023	

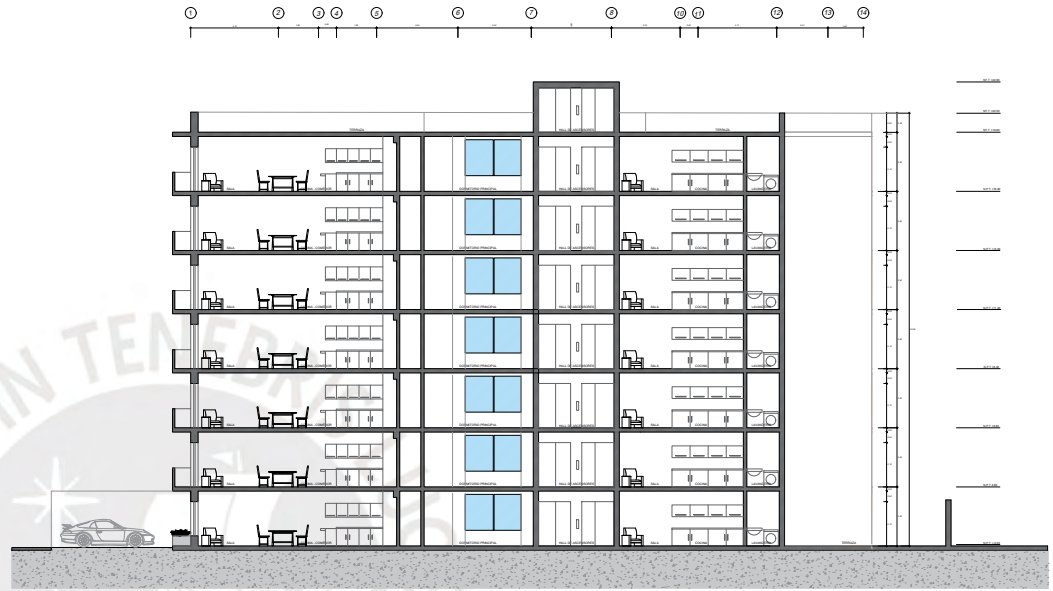


ELEVACION DE FACHADA  
 ESCALA: 1/75

PROYECTO :	EDIFICIO "CANTUARIAS"		 LAMINA N° : A-04 de 05
TIPO DE PROYECTO :	VIVIENDA MULTIFAMILIAR		
ESPECIALIDAD :	ARQUITECTURA		
ALUMNO :	BORIS ESPINOZA PATIÑO		
PLANO :	ELEVACION		
DISTRITO :	ESCALA :	FECHA :	
PUEBLO LIBRE	1/75	SEPTIEMBRE 2023	



CORTE A-A  
ESCALA: 1/75



CORTE B-B  
ESCALA: 1/75

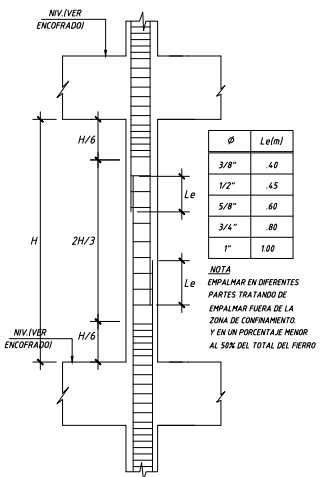
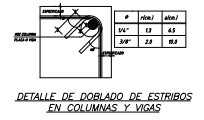
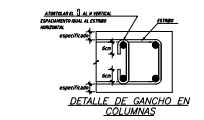
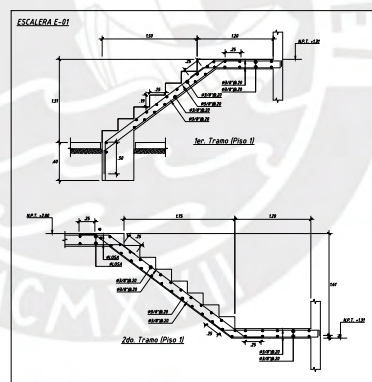
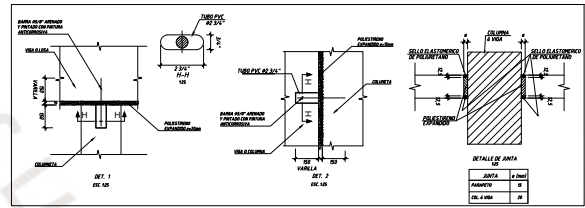
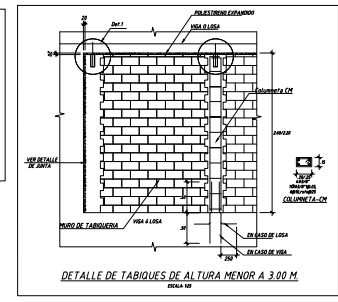
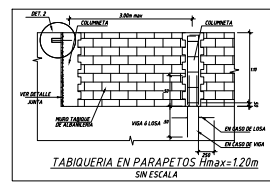
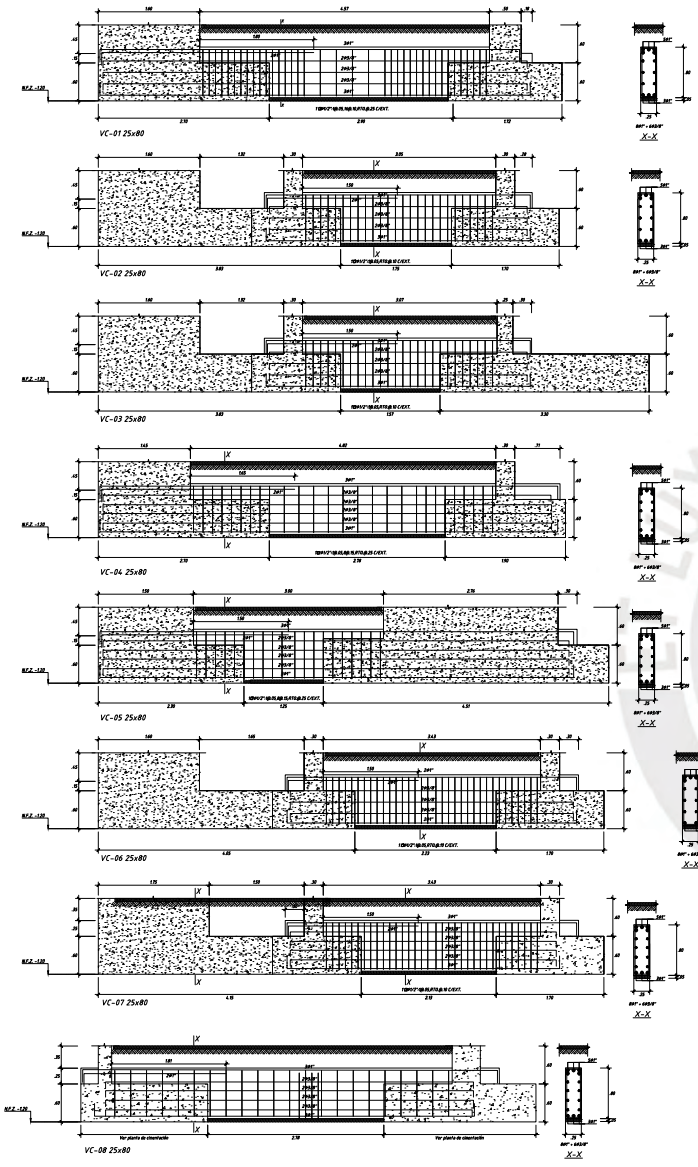
PROYECTO :	EDIFICIO "CANTUARIAS"	
TIPO DE PROYECTO :	VIVIENDA MULTIFAMILIAR	
ESPECIALIDAD :	ARQUITECTURA	
ALUMNO :	BORIS ESPINOZA PATIÑO	
PLANO :	CORTES	
DISTRITO :	ESCALA :	FECHA :
PUEBLO LIBRE	1/75	SEPTIEMBRE 2023



LAMINA N° :

A-05  
de 05





PROYECTO :	EDIFICIO "CANTUARIAS"
TIPO DE PROYECTO :	VIVIENDA MULTIFAMILIAR
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS
ALUMNO :	BORIS ESPINOZA PATIÑO
PLANO :	DETALLE V.C., ESCALERA Y CERCO PERIMETRICO
DISTRITO :	PUEBLO LIBRE
ESCALA :	1/50
FECHA :	SEPTIEMBRE 2023



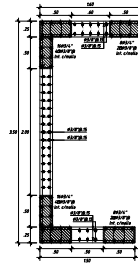
PISO	C-1	C-2
1ª - 7ª	0.30x0.50 8ø5/8" 2 Ø 3/8" 1 Ø 0.5, 5Ø 1.0, Rto. Ø 20	0.30x0.60 10ø5/8" 2 Ø 3/8"+1C 3/8" 1 Ø 0.5, 6Ø 1.0, Rto. Ø 20



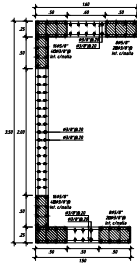
COLUMNA C-1  
ESCALA: 1/20



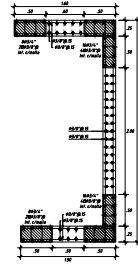
COLUMNA C-2  
ESCALA: 1/20



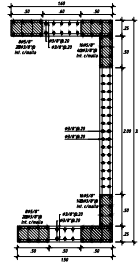
PLACA PL-3  
ESCALA: 1/25



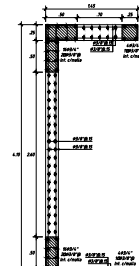
PLACA PL-4  
ESCALA: 1/25



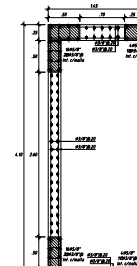
PLACA PL-5  
ESCALA: 1/25



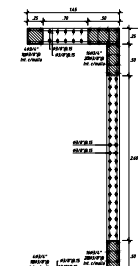
PLACA PL-6  
ESCALA: 1/25



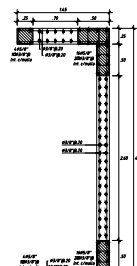
PLACA PL-7  
ESCALA: 1/25



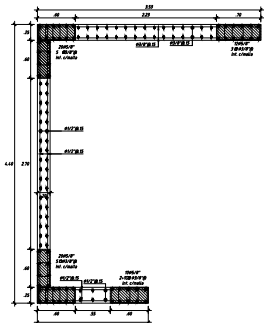
PLACA PL-8  
ESCALA: 1/25



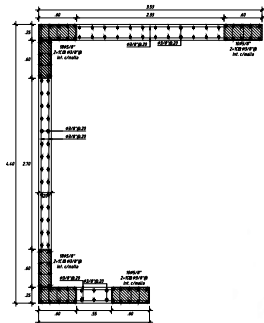
PLACA PL-9  
ESCALA: 1/25



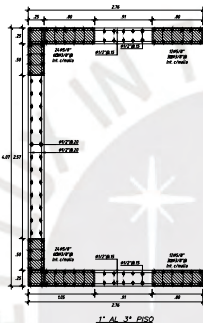
PLACA PL-10  
ESCALA: 1/25



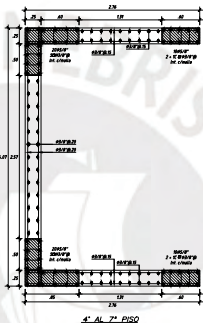
PLACA PL-1  
ESCALA: 1/25



PLACA PL-2  
ESCALA: 1/25



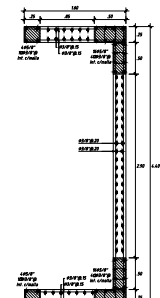
PLACA PL-3  
ESCALA: 1/25



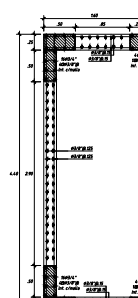
PLACA PL-4  
ESCALA: 1/25



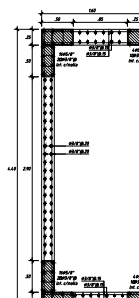
PLACA PL-5  
ESCALA: 1/25



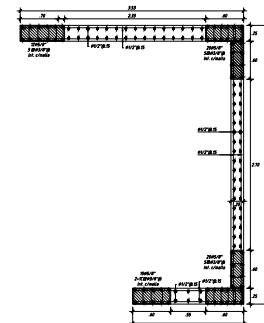
PLACA PL-6  
ESCALA: 1/25



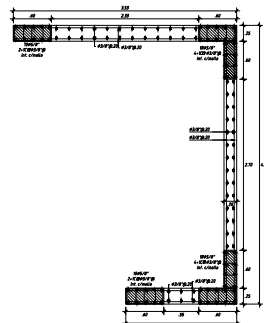
PLACA PL-7  
ESCALA: 1/25



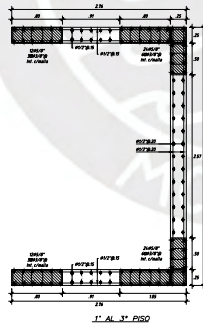
PLACA PL-8  
ESCALA: 1/25



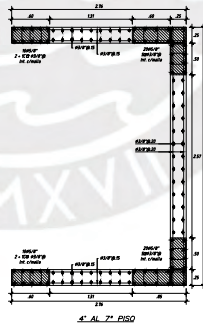
PLACA PL-9  
ESCALA: 1/25



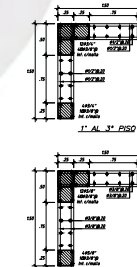
PLACA PL-10  
ESCALA: 1/25



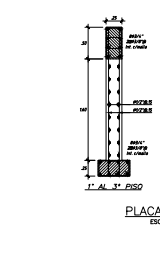
PLACA PL-11  
ESCALA: 1/25



PLACA PL-12  
ESCALA: 1/25



PLACA PL-13  
ESCALA: 1/25



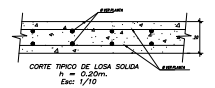
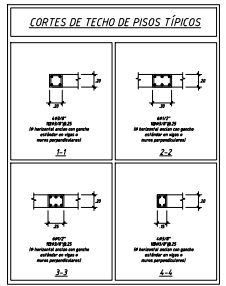
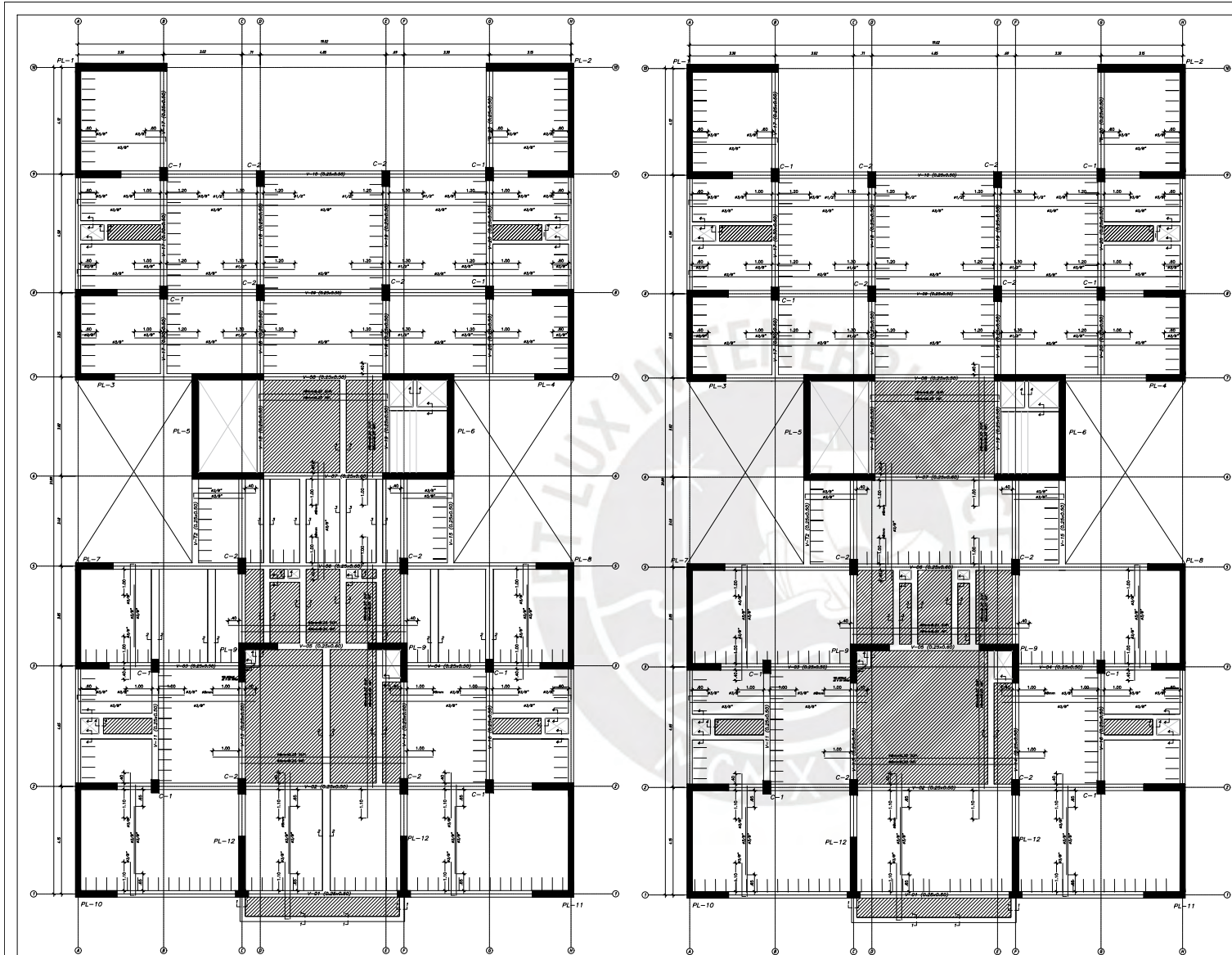
PLACA PL-14  
ESCALA: 1/25

PROYECTO :	EDIFICIO "CANTUARIAS"
TIPO DE PROYECTO :	VIVIENDA MULTIFAMILIAR
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS
ALUMNO :	BORIS ESPINOZA PATIÑO
PLANO :	COLUMNAS Y PLACAS
DISTRITO :	ESCALA : 1/25
PUEBLO LIBRE	FECHA : SEPTIEMBRE 2023



LAMINA N° :

E-03  
de 08

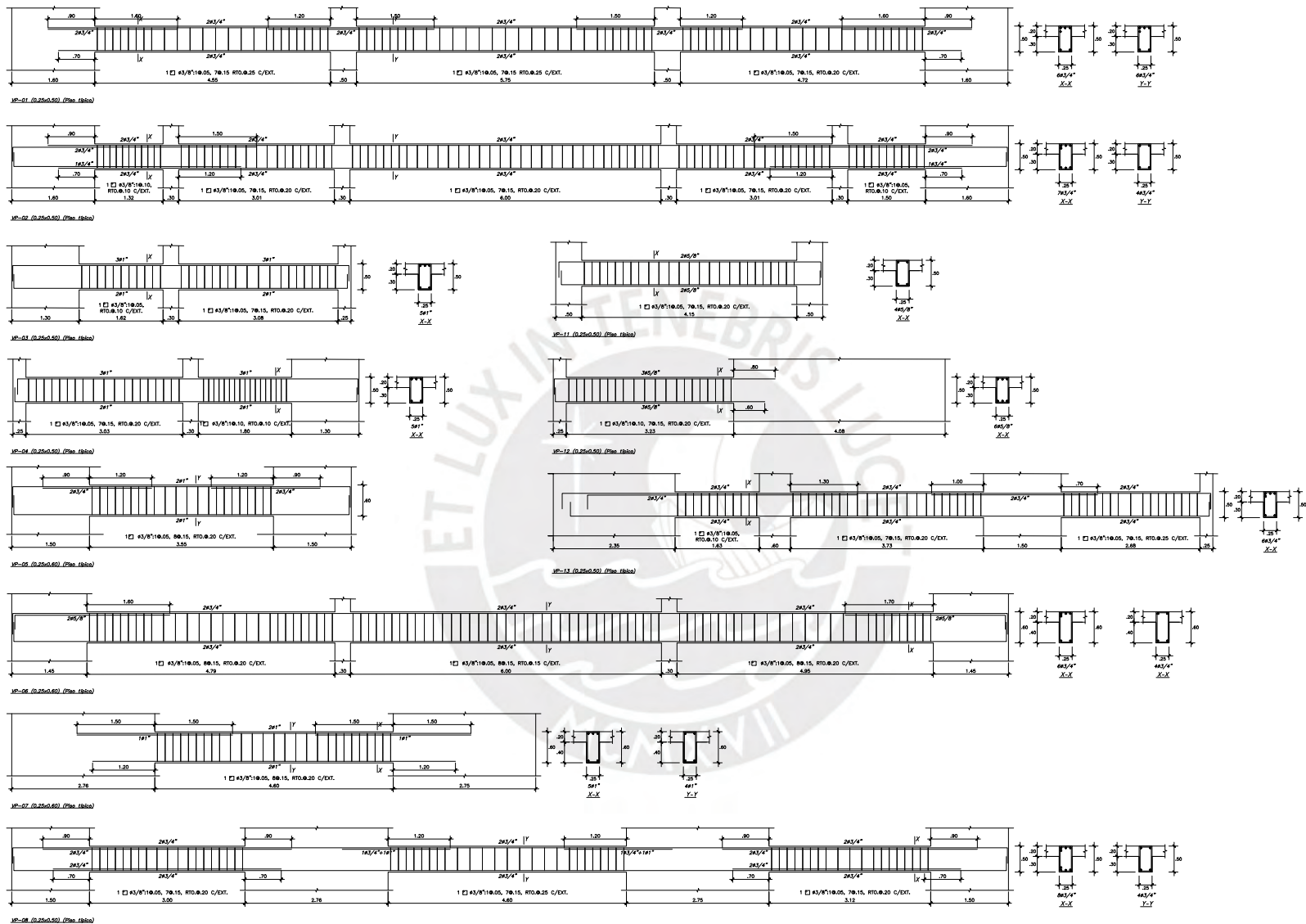


**ENCOFRADO TECHO TÍPICOS**  
 ALIGERADO  $H=20$   $S/C=200$  Kg/cm<sup>2</sup>  
 MACIZA  $H=20$   $S/C=200$  Kg/cm<sup>2</sup>  
 NPP PISO 1: +2.75 m  
 NPP PISO 2: +3.55 m  
 NPP PISO 3: +4.85 m  
 NPP PISO 4: +11.15 m  
 NPP PISO 5: +13.85 m  
 NPP PISO 6: +16.75 m  
 ESC: 1/50

**ENCOFRADO TECHO DE PISO 7**  
 ALIGERADO  $H=20$   $S/C=200$  Kg/cm<sup>2</sup>  
 MACIZA  $H=20$   $S/C=200$  Kg/cm<sup>2</sup>  
 NPP: +19.55  
 ESC: 1/50

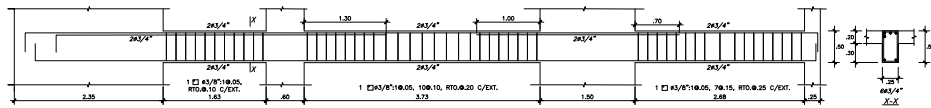
PROYECTO :	EDIFICIO "CANTUARIAS"
TIPO DE PROYECTO :	VIVIENDA MULTIFAMILIAR
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS
ALUMNO :	BORIS ESPINOZA PATIÑO
PLANO :	ENCOFRADO DE TECHO
DISTRITO :	PUEBLO LIBRE
ESCALA :	1/50
FECHA :	SEPTIEMBRE 2023

LAMINA N° :  
**E-04**  
 de 08

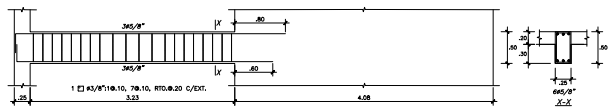


PROYECTO :	EDIFICIO "CANTUARIAS"
TIPO DE PROYECTO :	VIVIENDA MULTIFAMILIAR
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS
ALUMNO :	BORIS ESPINOZA PATIÑO
PLANO :	VIGAS PISO TÍPICO
DISTRITO :	PUEBLO LIBRE
ESCALA :	1/25
FECHA :	SEPTIEMBRE 2023

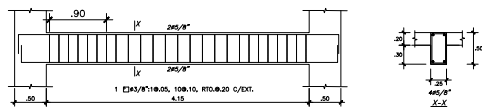




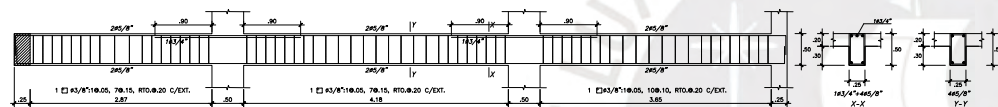
VP-14 (D.25x0.50) (Piso. rbs0)



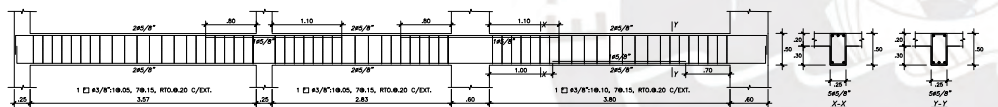
VP-15 (D.25x0.50) (Piso. rbs0)



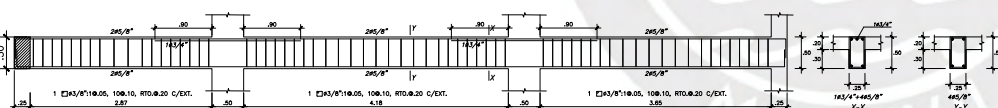
VP-16 (D.25x0.50) (Piso. rbs0)



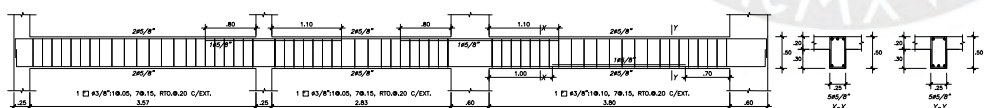
VP-17 (D.25x0.50) (Piso. rbs0)



VP-18 (D.25x0.50) (Piso. rbs0)



VP-19 (D.25x0.50) (Piso. rbs0)

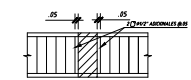


VP-20 (D.25x0.50) (Piso. rbs0)

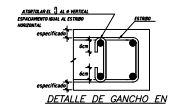
VALORES DE z		
#	REINFORZO CORREDO	REINFORZO CORREDO
2"	16	15
3"	20	20
4"	24	25
5"	28	30
6"	32	35
7"	36	40

**EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS**

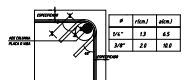
NOTA: NO EMPALMAR MÁS DE 2 O 3 BARRAS EN UNA MISMA SECCIÓN.  
 EN LOS CASOS DE EMPALMES EN LAS CUBIERTAS DEBEN CONECTARSE CON LOS EMPALMES CORRESPONDIENTES.  
 AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 75% A COND. TAN AL PROFUNDIDAD.  
 EN PARA ALBERGADOS Y TRABAJOS EN EL ACTO DE EMPALME SOBRE LOS APUNTES SE DEBE  
 LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 CAL. PARA BARRAS DE 3/8" Y 30 CAL. PARA 1/2" A 5/8".




DETALLE DE ESTRIBOS ADICIONALES EN APOYO DE VIGA SOBRE VIGA

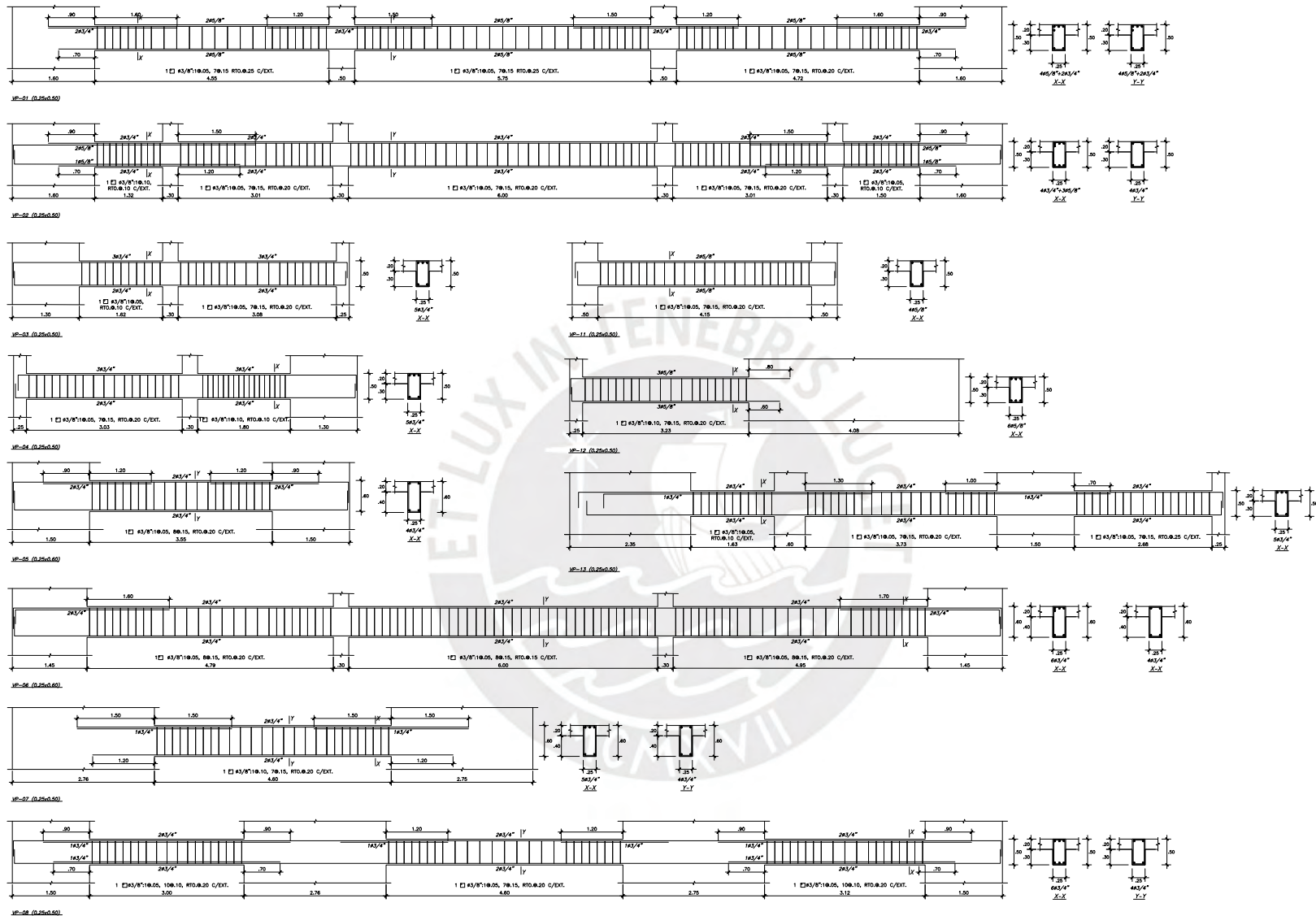


DETALLE DE GANCHO EN COLUMNAS



DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS Y VIGAS

PROYECTO :	EDIFICIO "CANTUARIAS"	 LAMINA N° : <b>E-06</b> de 08
TIPO DE PROYECTO :	VIVIENDA MULTIFAMILIAR	
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS	
ALUMNO :	BORIS ESPINOZA PATIÑO	
PLANO :	VIGAS PISO TIPICO	
DISTRITO :	ESCALA : 1/25	



PROYECTO :	EDIFICIO "CANTUARIAS"
TIPO DE PROYECTO :	VIVIENDA MULTIFAMILIAR
ESPECIALIDAD :	ESTRUCTURAS
ALUMNO :	BORIS ESPINOZA PATIÑO
PLANO :	VIGAS ULTIMO PISO
DISTRITO :	PUEBLO LIBRE
ESCALA :	1/25
FECHA :	SEPTIEMBRE 2023

LAMINA N° :

E-07

de 08

