

# FACULTAD DE INGENIERÍA

Carrera de Ingeniería Civil

“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN  
CONCRETO ARMADO APLICANDO LOS  
SOFTWARES ETABS Y SAFE DE UN EDIFICIO DE  
CINCO NIVELES TRUJILLO – LA LIBERTAD, 2023”

Tesis para optar el título profesional de:

Ingeniero Civil

Autor:

Willy Jansen Mendez Lazaro

Asesor:

Mg. Ing. Gonzalo Hugo Diaz García  
<https://orcid.org/0000-0002-3441-8005>

Trujillo - Perú

## JURADO EVALUADOR

Jurado 1 Presidente(a)	<b>Nixon Brayan Peche Melo</b>	<b>70615775</b>
	Nombre y Apellidos	N° DNI

Jurado 2	<b>Cinthy Vanessa Alvarado Ruiz</b>	<b>71412783</b>
	Nombre y Apellidos	N° DNI

Jurado 3	<b>Luis Alberto Alva Reyes</b>	<b>45275898</b>
	Nombre y Apellidos	N° DNI

## INFORME DE SIMILITUD

### TESIS

#### INFORME DE ORIGINALIDAD

<b>18%</b>	<b>17%</b>	<b>1%</b>	<b>10%</b>
INDICE DE SIMILITUD	FUENTES DE INTERNET	PUBLICACIONES	TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

#### FUENTES PRIMARIAS

<b>1</b>	<b>Submitted to Universidad Continental</b> Trabajo del estudiante	<b>7%</b>
<b>2</b>	<b>hdl.handle.net</b> Fuente de Internet	<b>4%</b>
<b>3</b>	<b>repositorio.ucv.edu.pe</b> Fuente de Internet	<b>2%</b>
<b>4</b>	<b>repositorio.upn.edu.pe</b> Fuente de Internet	<b>1%</b>
<b>5</b>	<b>repositorio.upt.edu.pe</b> Fuente de Internet	<b>1%</b>
<b>6</b>	<b>tesis.pucp.edu.pe</b> Fuente de Internet	<b>1%</b>
<b>7</b>	<b>repositorio.uct.edu.pe</b> Fuente de Internet	<b>&lt;1%</b>
<b>8</b>	<b>Submitted to Universidad Cesar Vallejo</b> Trabajo del estudiante	<b>&lt;1%</b>
<b>9</b>	<b>repositorioacademico.upc.edu.pe</b> Fuente de Internet	<b>&lt;1%</b>

## DEDICATORIA

A mi familia por su apoyo, confianza e inculcación de valores que me hicieron salir adelante para así cumplir mis objetivos.

A Dios por darme salud y permitirme culminar la carrera y por guiarme en cada paso que doy, a todos mis familiares y amigos que siempre me animaron a seguir adelante y cumplir todos mis objetivos planteados.



## AGRADECIMIENTO

En primer lugar, agradezco a Dios por brindarme salud, sabiduría y la oportunidad de terminar la carrera, por ser la fortaleza en malos momentos y darme la fuerza para afrontar cualquier problema que se presente.

A mis padres por confiar incondicionalmente en mí, por sus consejos y ser los principales motores de cumplir mis sueños.

Al Ing. Gonzalo Hugo Diaz García por haberme guiado para culminar con éxito este trabajo.

Así mismo, a los docentes que me brindaron sus enseñanzas y aportes para ser un profesional con valores y conocimientos.

## Tabla de contenidos

<b>JURADO EVALUADOR</b>	<b>2</b>
<b>INFORME DE SIMILITUD</b>	<b>3</b>
<b>DEDICATORIA</b>	<b>4</b>
<b>AGRADECIMIENTO</b>	<b>5</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS</b>	<b>8</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b>	<b>9</b>
<b>RESUMEN</b>	<b>12</b>
<b>ABSTRACT</b>	<b>13</b>
<b>1. CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN</b>	<b>14</b>
1.1. Realidad problemática.....	14
1.2. Antecedentes de la investigación.....	20
1.3. Bases teóricas.....	25
1.3.1. <i>Análisis estructural</i> .....	25
1.3.2. <i>Diseño estructural</i> .....	36
1.3.3. <i>Etabs</i> .....	59
1.3.4. <i>Safe</i> .....	59
1.4. Formulación del problema.....	60
1.5. Objetivos.....	60
1.5.1. <i>Objetivo general</i> .....	60
1.5.2. <i>Objetivos específicos</i> .....	60
1.6. Hipótesis.....	61
1.6.1. <i>Hipótesis general</i> .....	61
<b>2. CAPITULO II: METODOLOGIA</b>	<b>62</b>
2.1. Enfoque de investigación.....	62
2.2. Tipo de investigación.....	62
2.2.1. <i>Por el propósito</i> .....	62
2.2.2. <i>Según el diseño de investigación</i> .....	62
2.2.3. <i>Según el nivel</i> .....	62
2.3. Diseño de investigación.....	62
2.4. Variable.....	63
2.4.1. <i>Concepto de variable</i> .....	63
2.4.2. <i>Clasificación de la variable</i> .....	64
2.4.3. <i>Operacionalización de variables</i> .....	65
2.5. Población y muestra.....	67
2.5.1. <i>Población</i> .....	67
2.5.2. <i>Muestra</i> .....	67
2.6. Técnicas e instrumentos de recolección y análisis de datos.....	67
2.6.1. <i>Técnicas de recolección de datos</i> .....	67
2.6.2. <i>Instrumentos de recolección de datos</i> .....	67
2.6.3. <i>Análisis de datos</i> .....	67

2.7.	Procedimiento .....	68
2.7.1.	<i>Análisis de datos</i> .....	69
2.7.2.	<i>Aspectos éticos</i> .....	69
2.8.	Desarrollo de tesis.....	69
2.8.1.	<i>Características principales del edificio</i> .....	69
2.8.2.	<i>Estructuración</i> .....	69
2.8.3.	<i>Predimensionamiento</i> .....	73
2.8.4.	<i>Modelado de la estructura con Etabs</i> .....	79
2.8.5.	<i>Cargas estructurales</i> .....	87
2.8.6.	<i>Análisis estructural</i> .....	96
2.8.7.	<i>Diseño estructural</i> .....	113
<b>3.</b>	<b>CAPITULO III. RESULTADOS</b>	<b>117</b>
3.1.	Diseño estructural de los elementos .....	117
3.1.1.	<i>Diseño de vigas</i> .....	117
3.1.2.	<i>Diseño de columna</i> .....	125
3.1.3.	<i>Diseño de Placas</i> .....	134
3.1.4.	<i>Diseño de losa aligerada</i> .....	143
3.1.5.	<i>Diseño de losas macizas en Safe</i> .....	151
3.1.6.	<i>Diseño de muros de Semisótano</i> .....	160
3.1.7.	<i>Diseño de cimentación en Safe</i> .....	169
<b>4.</b>	<b>CAPITULO IV. DISCUSION Y CONCLUSIONES</b>	<b>187</b>
4.1.	Discusión.....	187
4.2.	Conclusiones.....	191
4.3.	Recomendaciones.....	192
<b>5.</b>	<b>REFERENCIAS</b>	<b>194</b>
<b>6.</b>	<b>ANEXOS</b>	<b>196</b>
6.1.	Planos de Arquitectura .....	196
6.2.	Estudio de mecánica de suelos .....	202
6.3.	Planos del diseño estructural .....	233

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1</b>	Factore de zona “Z” .....	27
<b>Tabla 2</b>	Factores de Suelo “S” .....	28
<b>Tabla 3</b>	Periodos “T <sub>L</sub> ” y “T <sub>P</sub> ” .....	28
<b>Tabla 4</b>	Coeficientes Básicos de Reducción R <sub>0</sub> .....	30
<b>Tabla 5</b>	Irregularidades estructurales en Altura .....	31
<b>Tabla 6</b>	Irregularidad estructural en Planta .....	31
<b>Tabla 7</b>	Categorías e Irregularidades de las edificaciones .....	32
<b>Tabla 8</b>	Limitaciones para la distorsión de entrepiso .....	36
<b>Tabla 9</b>	Factor de reducción de resistencias .....	38
<b>Tabla 10</b>	Matriz de clasificación de variable .....	64
<b>Tabla 11</b>	Matriz de operacionalización de las variables .....	65
<b>Tabla 12</b>	Estimación de la Carga “P” .....	74
<b>Tabla 13</b>	Áreas tributarias en columnas .....	75
<b>Tabla 14</b>	Predimensionamiento de columnas. ....	75
<b>Tabla 15</b>	Pesos volumétricos de los materiales. ....	87
<b>Tabla 16</b>	Carga muerta en losas por metro cuadrado. ....	88
<b>Tabla 17</b>	Cargas muertas en semisótano. ....	88
<b>Tabla 18</b>	Cargas muertas en piso típico. ....	88
<b>Tabla 19</b>	Cargas muertas en azotea. ....	89
<b>Tabla 20</b>	Cargas vivas en semisótano. ....	89
<b>Tabla 21</b>	Cargas vivas en piso típico. ....	89
<b>Tabla 22</b>	Cargas vivas en azotea. ....	89
<b>Tabla 23</b>	Resumen de porcentajes de cortante en la base. ....	101
<b>Tabla 24</b>	Análisis sísmico estático en dirección X. ....	105
<b>Tabla 25</b>	Fuerzas laterales distribuidas en dirección X. ....	105
<b>Tabla 26</b>	Análisis sísmico estático dirección Y. ....	106
<b>Tabla 27</b>	Fuerzas laterales distribuidas en dirección Y. ....	107
<b>Tabla 28</b>	Junta Sísmica .....	113
<b>Tabla 29</b>	Cortantes para el diseño .....	114
<b>Tabla 30</b>	Momentos obtenidos de la viga del primer nivel. ....	117
<b>Tabla 31</b>	Resultados del acero requerido con cálculos manuales. ....	118
<b>Tabla 32</b>	Diseño por capacidad. ....	132
<b>Tabla 33</b>	Cargas de placa PL -3. ....	136
<b>Tabla 34</b>	Amplificación de Cargas PL – 5. ....	137
<b>Tabla 35</b>	Phi de transición. ....	138
<b>Tabla 36</b>	Cargas muertas en semisótano. ....	144
<b>Tabla 37</b>	Cargas vivas en semisótano. ....	144
<b>Tabla 38</b>	Distribución del refuerzo en la vigueta. ....	149
<b>Tabla 39</b>	Comprobación por corte. ....	150
<b>Tabla 40</b>	Resultados del acero requerido con cálculos manuales. ....	183

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1</b>	Zona sísmica en el Perú. ....	27
<b>Figura 2</b>	Categorías de la Edificación y Factor “U” .....	29
<b>Figura 3</b>	Categoría y sistema estructural de las edificaciones.....	30
<b>Figura 4</b>	Bloque de compresiones equivalentes (Viga simplemente reforzada).....	39
<b>Figura 5</b>	Detalle de refuerzo en vigas de muros o dual. ....	41
<b>Figura 6</b>	Requerimiento de estribos en vigas.....	43
<b>Figura 7</b>	Núcleos de confinamiento en placas. ....	43
<b>Figura 8</b>	Diagrama de interacción considerando $\emptyset$ .....	44
<b>Figura 9</b>	Modos de fallas en columnas .....	45
<b>Figura 10</b>	Separación de estribos según norma. ....	46
<b>Figura 11</b>	Detalle de refuerzo en muros.....	49
<b>Figura 12</b>	Fuerza cortante de diseño de columnas.....	50
<b>Figura 13</b>	Detalle general de aligerado. ....	51
<b>Figura 14</b>	Detalles del método de franjas de diseño.....	54
<b>Figura 15</b>	Cargas en muro de semisótano. ....	57
<b>Figura 16</b>	viga simplemente apoyada sometida a empuje activo. ....	57
<b>Figura 17</b>	Coefficiente de balasto. ....	58
<b>Figura 18</b>	Diseño de investigación transversal .....	63
<b>Figura 19</b>	Cuadro sinóptico del procedimiento.....	68
<b>Figura 20</b>	Estructuración en planta de Semisótano .....	71
<b>Figura 21</b>	Estructuración planta típica.....	72
<b>Figura 22</b>	Predimensionamiento en planta de semisótano.....	77
<b>Figura 23</b>	Predimensionamiento en planta típica.....	78
<b>Figura 24</b>	Creación de grillas, Etabs. ....	79
<b>Figura 25</b>	Alturas de entrepiso, Etabs.....	80
<b>Figura 26</b>	Materiales definidos, Etabs.....	81
<b>Figura 27</b>	Torsión en vigas, Etabs .....	81
<b>Figura 28</b>	Recubrimiento en vigas peraltadas, Etabs. ....	82
<b>Figura 29</b>	Elementos definidos, Etabs. ....	82
<b>Figura 30</b>	Definición de losas, Etabs.....	83
<b>Figura 31</b>	Definición de placas y muro de semisótano, Etabs. ....	83
<b>Figura 32</b>	Configuración de diámetro de acero a pulgadas, Etabs.....	83
<b>Figura 33</b>	Modelado en planta semisótano, Etabs.....	84
<b>Figura 34</b>	Modelado en planta típica, Etabs.....	84
<b>Figura 35</b>	Modelado 3D, Etabs. ....	85
<b>Figura 36</b>	Releases en vigas en semisótano y piso típico, Etabs.....	86
<b>Figura 37</b>	Brazos rígidos, Etabs.....	87
<b>Figura 38</b>	Cargas muertas en semisótano, piso típico y azotea. ....	90
<b>Figura 39</b>	Cargas vivas en semisótano, piso típico y azotea.....	90
<b>Figura 40</b>	Cargas de tabiquería en modelo 3D, Etabs.....	91
<b>Figura 41</b>	Medidas de escalera típica de nivel.....	92
<b>Figura 42</b>	Cargas muertas en escalera - 1, Etabs. ....	93
<b>Figura 43</b>	Cargas vivas en escalera – 1, Etabs. ....	93
<b>Figura 44</b>	Medidas de escalera de ingreso. ....	94
<b>Figura 45</b>	Cargas muertas en escalera – 2, Etabs. ....	94
<b>Figura 46</b>	Cargas vivas en escalera – 2, Etabs. ....	95
<b>Figura 47</b>	Diafragma rígido en Semisótano, piso típico y azotea. ....	95
<b>Figura 48</b>	Formula del Peso sísmico en Etabs. ....	96
<b>Figura 49</b>	Periodo fundamental de vibración, Etabs. ....	96
<b>Figura 50</b>	Masa participativa modal, Etabs. ....	97
<b>Figura 51</b>	Parámetros de diseño. ....	98
<b>Figura 52</b>	Cortante basal en columnas y placas en dirección X.....	99
<b>Figura 53</b>	Cortante basal en placas en dirección X. ....	100
<b>Figura 54</b>	Cortante basal en columnas en dirección X. ....	100
<b>Figura 55</b>	Cortante basal en columnas y placas en dirección Y.....	100
<b>Figura 56</b>	Cortante basal en placas en dirección Y. ....	101
<b>Figura 57</b>	Cortante basal en columnas en dirección Y. ....	101
<b>Figura 58</b>	Irregularidad de torsión en dirección X. ....	103

<b>Figura 59</b> Irregularidad de torsión en dirección Y.....	103
<b>Figura 60</b> Resumen de parámetros sísmicos .....	104
<b>Figura 61</b> Peso sísmico por nivel, Etabs.....	104
<b>Figura 62</b> Distribución por nivel dirección X.....	106
<b>Figura 63</b> Distribución por nivel dirección Y.....	107
<b>Figura 64</b> Análisis sísmico estático en Etabs.....	108
<b>Figura 65</b> Espectro Norma E.030 dirección X.....	108
<b>Figura 66</b> Espectro E.030 dirección Y.....	109
<b>Figura 67</b> Sismo dinámico en la dirección X.....	109
<b>Figura 68</b> Cortante basal dinámica en direcciones X – Y.....	110
<b>Figura 69</b> Deriva máxima en dirección X.....	111
<b>Figura 70</b> Deriva máxima en dirección Y.....	111
<b>Figura 71</b> Derivas para la dirección X.....	112
<b>Figura 72</b> Derivas para la dirección Y.....	112
<b>Figura 73</b> Cortante de diseño en software Etabs.....	114
<b>Figura 74</b> Combinaciones de cargas definidas.....	116
<b>Figura 75</b> Envolvente definida.....	116
<b>Figura 76</b> Cálculo de acero requerido mediante el Software Etabs.....	118
<b>Figura 77</b> Distribución de acero para VP: 0.25x0.45 del eje 6.....	119
<b>Figura 78</b> Longitud de corte del acero negativo para el tramo entre B - C.....	120
<b>Figura 79</b> Longitud de corte del acero positivo en el tramo B - C.....	120
<b>Figura 80</b> Longitud de corte del acero positivo en el tramo A – A'.....	121
<b>Figura 81</b> Longitud de corte del acero negativo en el tramo A – A'.....	121
<b>Figura 82</b> Longitud de corte en VP: 0.25x0.45 del eje 6.....	122
<b>Figura 83</b> Distribución de estribos VP: 25x45 eje 6.....	123
<b>Figura 84</b> Secciones de Viga .....	124
<b>Figura 85</b> Cortante ultima VP: 25x45 tramo A – A'.....	124
<b>Figura 86</b> Cortante ultima VP: 25x45 tramo B – C.....	125
<b>Figura 87</b> Columna número 10.....	125
<b>Figura 88</b> Modelado columna 10.....	126
<b>Figura 89</b> Diseño de Acero en C-10.....	127
<b>Figura 90</b> Cargas de columna 10 (30x40).....	127
<b>Figura 91</b> Combinaciones de diseño C10 - (30x40).....	128
<b>Figura 92</b> Diagrama de interacción Sismo XX.....	128
<b>Figura 93</b> Diagrama de interacción sismo YY.....	129
<b>Figura 94</b> Puntos del diagrama de interacción Etabs.....	130
<b>Figura 95</b> Columna diseñada.....	133
<b>Figura 96</b> Placa de Diseño PL - 3 (e=0.25).....	134
<b>Figura 97</b> Modelado de la Placa y núcleos de borde de PL – 3.....	135
<b>Figura 98</b> Modelado del Acero en el alma de PL - 3.....	136
<b>Figura 99</b> Puntos del diagrama de interacción de PL - 5.....	137
<b>Figura 100</b> Diagrama de interacción Sismo X-X.....	138
<b>Figura 101</b> Diagrama de interacción Sismo Y - Y.....	139
<b>Figura 102</b> Detalle de placa PL - 3.....	142
<b>Figura 103</b> Vigueta a diseñar tramo A – B semisótano.....	143
<b>Figura 104</b> Modelado de Vigueta del tramo A – B en Etabs.....	144
<b>Figura 105</b> Cargas muertas en vigueta.....	145
<b>Figura 106</b> Cargas Vivas en vigueta.....	145
<b>Figura 107</b> Brazos rígidos en vigueta.....	145
<b>Figura 108</b> Códigos de diseños a modificar.....	146
<b>Figura 109</b> Cargas bajo combinación de diseño.....	147
<b>Figura 110</b> Diseño de Acero requerido Etabs.....	148
<b>Figura 111</b> Cortantes ultimas de vigueta.....	150
<b>Figura 112</b> Detalle corte de aligerado.....	151
<b>Figura 113</b> Detalle planta de aligerado.....	151
<b>Figura 114</b> Nivel típico exportado desde Software Etabs.....	152
<b>Figura 115</b> Franjas de diseño cada 1 m en ambas direcciones.....	153
<b>Figura 116</b> Código de diseño modificado.....	153
<b>Figura 117</b> Combinación ultima de diseño definida.....	154
<b>Figura 118</b> Franjas de diseño en dirección X -Y.....	154

<b>Figura 119</b>	Acero positivo requerido en franja de dirección X. ....	156
<b>Figura 120</b>	Acero negativo requerido en franja de dirección X. ....	156
<b>Figura 121</b>	Acero positivo requerido en franja de dirección Y. ....	157
<b>Figura 122</b>	Cortante de losa maciza en Safe. ....	158
<b>Figura 123</b>	Detalle planta para losa maciza. ....	159
<b>Figura 124</b>	Detalle corte para losa maciza. ....	159
<b>Figura 125</b>	Dimensiones de muro de Semisótano. ....	160
<b>Figura 126</b>	Modelado de muro de Semisótano. ....	161
<b>Figura 127</b>	Muro de semisótano discretizado. ....	162
<b>Figura 128</b>	Restricciones en muro de semisótano. ....	162
<b>Figura 129</b>	Cargas de empuje sobre muro de semisótano. ....	163
<b>Figura 130</b>	Presiones actuantes del suelo en forma trapezoidal. ....	164
<b>Figura 131</b>	Combinaciones de cargas. ....	165
<b>Figura 132</b>	Modificación del código de diseño. ....	165
<b>Figura 133</b>	Momentos flectores M11, para el diseño de refuerzo transversal. ....	166
<b>Figura 134</b>	Momentos flectores M22, para el diseño del refuerzo longitudinal. ....	166
<b>Figura 135</b>	Área de acero requerida en cm <sup>2</sup> /cm. ....	167
<b>Figura 136</b>	Área requerida de acero en cm <sup>2</sup> /cm. ....	168
<b>Figura 137</b>	Detalle de acero en muro de semisótano. ....	169
<b>Figura 138</b>	Placas y muros de semisótano discretizados. ....	170
<b>Figura 139</b>	Cargas de la base exportados a Safe. ....	170
<b>Figura 140</b>	Capacidad portante del Suelo. ....	171
<b>Figura 141</b>	Combinaciones de diseño. ....	172
<b>Figura 142</b>	Recubrimiento en Zapatas. ....	173
<b>Figura 143</b>	Zapatas modeladas en Safe. ....	174
<b>Figura 144</b>	Verificación por Corte y Punzonamiento. ....	175
<b>Figura 145</b>	Modelado de Vigas de cimentación. ....	176
<b>Figura 146</b>	Esfuerzos actuantes de cimentación. ....	177
<b>Figura 147</b>	Franjas de diseño en ambas direcciones. ....	178
<b>Figura 148</b>	Momentos de las franjas en dirección X – Y. ....	179
<b>Figura 149</b>	Acero requerido en Zapata franja en dirección X. ....	180
<b>Figura 150</b>	Acero requerido en Zapata franja en dirección Y. ....	180
<b>Figura 151</b>	Detalle de zapata. ....	181
<b>Figura 152</b>	Momentos obtenidos de la viga. ....	182
<b>Figura 153</b>	Cálculo de acero requerido mediante el Software Etabs. ....	183
<b>Figura 154</b>	Distribución de estribos Viga de Cimentación. ....	185
<b>Figura 156</b>	Cortante ultima Viga de Cimentación tramo A – B. ....	185

## RESUMEN

La presente investigación se realizó en la ciudad de Trujillo en la Universidad Privada del Norte, se realizó el análisis y diseño estructural en concreto armado aplicando los softwares Etabs y Safe de un edificio de cinco niveles Trujillo – La libertad, 2023, la tesis se realizó utilizando un diseño no experimental – descriptiva, los instrumentos utilizados fueron equipos de laboratorio de suelos, softwares como Etabs, Safe AutoCAD y Excel. Los datos se analizaron empleando el método cuantitativo, el problema de investigación es que Trujillo se encuentra en la zona sísmica 4, una zona vulnerable ante un evento sísmico. Por ello se debe prever pérdidas de vidas humanas y materiales, es decir, se debe realizar un adecuado análisis y diseño sísmico de las estructuras en los futuros proyectos de edificaciones. El análisis estructural cumple con norma E.030, la cortante de diseño que se obtuvo al escalar el sismo dinámico con 90% del sismo estático es de 204.66 para la dirección X y 153.49 para la dirección Y. El diseño de los elementos estructurales se realizó mediante la combinación de cargas de envolvente, mientras que el diseño de losas se realizó mediante cargas por gravedad, todo cumpliendo con la norma de diseño E.060.

***PALABRAS CLAVES:*** Análisis estructural, diseño estructural, sismo estático y sismo dinámico.



## **ABSTRACT**

The present research was carried out in the city of Trujillo at the Private University of the North the analysis and structural design in reinforced concrete using Etabs and Safe software of a five-story building Trujillo - La Libertad, 2023, the thesis was carried out using a non-experimental design - descriptive, the instruments used were soil laboratory equipment, software such as Etabs, Safe AutoCAD and Excel. The data were analyzed using the quantitative method. The research problem is that Trujillo is located in seismic zone 4, a zone vulnerable to seismic events. Therefore, it is necessary to foresee loss of human life and material losses, i.e., an adequate seismic analysis and design of the structures in future building projects should be carried out. The structural analysis complies with standard E.030, the design shear obtained by scaling the dynamic earthquake with 90% of the static earthquake is 204.66 for the X direction and 153.49 for the Y direction. The design of the structural elements was carried out using a combination of envelope loads, while the design of the slabs was carried out using gravity loads, all complying with design standard E.060.

**KEY WORDS:** Structural analysis, structural design, static seismic and dynamic seismic.

## CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

### 1.1. Realidad problemática

El diseño estructural a nivel del mundo ha presentado cambios y mejoras constantes. En la actualidad, gran parte de los códigos intentan establecer parámetros de diseño en base a la confiabilidad, con la finalidad de que las estructuras tengan un mejor comportamiento, se reduzca los daños y los costos a precios accesibles. Existen varias formas para calibrar los códigos de diseño, así como métodos que permiten evaluar que costo tendrán las edificaciones durante la vida útil (Bojórquez y Ruiz, 2018). Prevenir y mitigar los daños producidos por desastres naturales es una problemática actual y de carácter mundial. Según el mapa de las placas tectónicas y los informes proporcionados por los servicios sismológicos de distintos países, ninguna región del planeta está libre de un movimiento sísmico. Por lo que los ingenieros estructurales es necesario que doten de un diseño sísmico a sus proyectos, especialmente a los de vivienda. Este diseño debe avalar la seguridad ante un sismo, disminuir la vulnerabilidad y prevenir pérdidas de vidas humanas y económicas (Álvarez y Lora, 2018).

En Bolivia, ha presentado distintos eventos sísmicos a lo largo de la historia, en algunos casos llegando a causar pérdidas económicas y de vidas humanas, un claro ejemplo es lo presentado el 22 de mayo del 1998 que tuvo como resultado la muerte de cientos de personas. De esta forma, de acuerdo con la actividad sísmica en Bolivia, para realizar el diseño sismorresistente de edificaciones en la guía boliviana para diseño sísmico 2020 indica ciertos parámetros, la cual con el fin de limitar las deformaciones toma en cuenta las consideraciones dinámicas que lo causa, de esta manera se aumenta la rigidez lateral mediante los elementos estructurales que corresponden. Por lo tanto, se pretende “presentar daños con baja probabilidad de colapso” que es una finalidad del desempeño sísmico previsto por la misma (Claros et al., 2022).

A pesar de los grandes logros en Cuba las viviendas es uno de los problemas más urgentes del país. De acuerdo con el inventario nacional del fondo nacional de vivienda del país, a fines de diciembre de 2020 eran 3 946 747 viviendas, de ellas el 37% se califican de regular y malo. Siendo un país con alta peligrosidad sísmica, se necesitan soluciones constructivas para mitigar los riesgos de estos desastres causados por la naturaleza y que económicamente sean viables. Las alternativas que podrían utilizarse en la construcción de edificaciones sociales son insuficientes, en el sector público se usan sistemas constructivos costosos y de excesivo consumo energético, al igual que en el sector privado se siguen utilizando métodos de construcción convencionales la mayoría sin tomar en cuenta las normas especiales para zonas altamente sísmicas (Álvarez et al., 2022).

En Chile, durante un evento sísmico de alta intensidad se prioriza el no colapso de las estructuras y la seguridad de las personas mediante la filosofía de diseño sísmico. El nivel de desempeño se determina mediante el Método de Espectro de Capacidad (MEC), este método es usado actualmente en algunas oficinas de ingeniería que implica diseños especiales o complejos en edificios de gran altura. El objetivo de la ingeniería sísmica que se basa en el desempeño es tener un nivel de confiabilidad aceptable para el daño esperado dentro de un margen predeterminado para diferentes sismos de diseño. Las variables en las que basa para lograr esto son la capacidad de desviarse del rango lineal, la resistencia y la rigidez. En este país se ha realizado este tipo de análisis con el fin de evaluar su comportamiento sísmico de estructuras de concreto armado de grandes alturas, como es el caso de Torre 2 de Costanera Center, Torre Telefónica y Territoria 3000. (Medina y Music, 2018).

En el Perú, a lo largo de los años se han registrado muchos terremotos, ya que se ubica en una zona altamente sísmica que es el cinturón de fuego, esto hace que las edificaciones presenten una alta vulnerabilidad, en caso de un movimiento sísmico causaría daños a las estructuras y a sus habitantes, esto ha presentado mejorías con el paso de los años mediante

diseños actualizados y propuestas que tomaron en cuenta a la norma peruana y normas internacionales, del mismo modo con ingenieros estructurales que mediante la investigación buscan mejorar el diseño sismorresistente. Los estándares actuales de diseño sísmico exigen que las estructuras resistan sismos de gran magnitud sin llegar al colapso, aunque se produzcan daños locales considerables (Cisneros y Fretel, 2019).

La provincia de Trujillo ubicada en la zona sísmica 4, una zona con elevado riesgo sísmico tiene la necesidad de construir edificaciones mediante un análisis dinámico y un análisis estático que brinden construcciones resistentes ante cualquier sollicitación sísmica, ya que actualmente en esta ciudad la mayoría de las estructuras no se encuentran diseñadas según reglamentos o normas (Sifuentes, 2020).

La normativa de diseño sísmico en el Perú está definida por la Norma Técnica Peruana (N.T.P) E.030, titulada “Diseño Sismorresistente”, cuyo objetivo es especificar los requisitos sísmicos y las restricciones mínimas de configuración, resistencia y rigidez que debe tener una edificación. Estos requisitos aplican para al diseño de edificaciones nuevas, para el reforzamiento en edificaciones existentes y para reparaciones de edificaciones que terminen dañadas producto de un sismo, con esto se pretende cumplir los objetivos de reducir los daños hacia la propiedad, no perder más vidas humanas y garantizar el funcionamiento de los servicios básicos. Sin embargo, a la actualidad dichos objetivos no se pueden alcanzar a plenitud en sismos de gran escala.

Pozo (2019) concluyó que el diseño estructural debe brindar la suficiente, resistencia, ductilidad y rigidez a la estructura, sin perjudicar el funcionamiento de los ambientes previstos. Asimismo, debe estar provisto el paso de las instalaciones eléctricas y sanitarias de modo que estas no afecten el desempeño de la edificación. Así mismo al predimensionar se debe tener en cuenta la rigidez lateral que se dará a los elementos estructurales, ya que en su mayoría estos presentan más exigencia con las cargas sísmicas que por las cargas de gravedad.

Janampa (2018) encontró que la influencia del análisis estructural es de manera significativa en el predimensionamiento, en la elección del sistema estructural, en el diseño estructural y en la respuesta sísmica de la estructura, para la elección del sistema estructural se realizó dos tipos de análisis modal espectral, en base a ello se modificaron ciertos elementos de la edificación en el plano de diseño, con la finalidad de obtener mayor seguridad.

Díaz y Méndez (2019) encontraron que realizar el diseño estructural mediante el Análisis Dinámico y Estático genera un excelente resultado ya que se obtiene las dimensiones óptimas, regula la capacidad de soportar los cargas requeridas y regula el sobre costo que una estructura sobredimensionada puede tener. Así mismo, esto debe cumplir con los parámetros de diseño sísmico que indica nuestra NTP E.030.

Es de suma importancia que las edificaciones sean diseñadas estructuralmente cumpliendo los criterios que indican las normas del RNE. Por eso es necesario que el análisis y diseño sismorresistente soporte los esfuerzos requeridos, esto con el fin de garantizar una estructura segura y que se pueda evitar más pérdidas humanas y materiales producto de los movimientos sísmicos.

La Constructora COSAV S.A.C con RUC: 20539715632, es una empresa con gran conocimiento en el campo de la construcción y en el desarrollo inmobiliario. Esta empresa realizó la construcción estructural del CENTRO DE INFORMACIÓN E INVESTIGACIÓN DE LA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL – UNI, esta obra ha sido realizada con un diseño sismorresistente mediante el uso de aisladores sísmicos, los cuales separan del suelo a la edificación, estos aisladores absorben la energía que transmite un sismo a la estructura y hace que pase desapercibido para sus ocupantes.

La empresa constructora LABOK GRUPO INMOBILIARIO S.A.C. con RUC: 20513743557, dedicado al desarrollo de proyectos de vivienda, proyectos de oficinas y condominios. Esta empresa realizó construcción del edificio residencial PACIFIK OCEAN

TOWER, un edificio de departamentos que incorpora la norma que rige en Estados Unidos respecto al uso de aisladores sísmicos en hospitales, con esto se pretende lograr una edificación con altos estándares respecto a la seguridad antisísmica.

Hoy en día la construcción de edificios o viviendas va en aumento, ya que en los últimos años la población en el Perú creció de manera considerable y seguirá creciendo de acuerdo con el INEI (Instituto Nacional de Estadística e Informática). Además, mencionó que en el 2021 las ciudades que superaron los 100.000 habitantes fueron 26 las cuales agrupan al 59.5% de la población del país, entre estas ciudades se encuentra Trujillo. Es por lo que las próximas edificaciones que se construyan deben generar bienestar, confianza y seguridad. Se debe tener en cuenta que Trujillo se ubica en una zona sísmica alta, una zona vulnerable ante eventos sísmicos. Por lo tanto, se debe realizar un adecuado análisis y diseño sismorresistente en las estructuras de los proyectos futuros de edificaciones para evitar perder vidas humanas y materiales, es decir, que las edificaciones diseñadas puedan ser habitadas y en caso de algún movimiento sísmico no sufran daños o fallas estructurales. La finalidad de realizar un diseño sismorresistente es cumplir con la seguridad estructural y comportamiento que indica en el Perú la norma técnica vigente, que es el RNE.

El uso de softwares estructurales puede utilizarse para analizar y diseñar estructuras, lo que nos permite gestionar los recursos de manera más productiva, generando un trabajo más rápido y eficaz. Sin embargo, el problema es la mayoría de los ingenieros civiles carecen de los conocimientos necesarios para realizar un análisis e interpretar el uso del software estructural. Hoy en día contamos con gran variedad de softwares estructurales actualizados y mejorados con el paso del tiempo. Entre ellos están los softwares Etabs y Safe, hoy en día son los programas más comerciales y usados para analizar y diseñar las estructuras de edificaciones, ya que nos brindan un fácil modelado y un análisis estructural y diseño de forma rápida y sencilla.

Las causas más comunes para no optar por un diseño sismorresistente se dan cuando las familias optan por construcciones empíricas, o también llamadas autoconstrucciones, las cuales no toman en cuenta la evaluación y diseño de un ingeniero estructural y por ende no existe un adecuado análisis estructural. Además, también están los altos costos al momento de obtener las licencias de construcción en las municipalidades con trámites burocráticos y engorrosos que en su mayoría hacen desistir al solicitante.

Por lo citado anteriormente, la finalidad de esta investigación es analizar y diseñar una estructural en concreto armado con la aplicación de los programas Etabs y Safe de un edificio de cinco niveles que se ubica en la provincia de Trujillo – La Libertad. Los elementos estructurales se analizarán y diseñarán empleando los parámetros establecidos en el RNE principalmente en las Normas Técnicas como son; E.060 Concreto Armado, E.050 Suelos y Cimentaciones, E.020 Cargas, y E.030 Diseño Sismorresistente.

Las consecuencias de no realizar la investigación, es que no se ayudará a futuras investigaciones, a su vez la población no tendrá conocimiento de la importancia que tiene realizar un diseño estructural para todo tipo de edificaciones, en especial edificaciones destinadas al uso de vivienda. Ya que como se describió anteriormente los efectos destructivos que causa un evento sísmico son considerables debido a que genera pérdidas sociales, físicas y económicas. Es así como se pretende lograr que la población concientice sobre las ventajas de tener una edificación con un análisis y diseño sísmico previo. Otra consecuencia de no realizar esta investigación es que las autoridades no estarán al tanto en cuanto a los tramites al solicitar una licencia para construir, que estos puedan brindar las facilidades y orientación respectiva de un profesional en estructuras a la población, para que de esa manera pueda adquirir una licencia con la debida evaluación de su edificación proyectada.

## 1.2. Antecedentes de la investigación

Reyna y Vargas (2021) diseñaron la estructura de una vivienda multifamiliar sismorresistente utilizando softwares, en el CP. Alto Trujillo, El Porvenir, Trujillo – La Libertad (p.19). Se desarrolló una metodología de tipo No Experimental transversal descriptivo, debido a que analiza las cualidades y propiedades que son importantes para lograr el objetivo correcto (p.50). Se elaboró un diseño estructural basado en el uso y tipo de zona, el sistema estructural fue desarrollado para la zona que presenta el más alto riesgo sísmico, para ello el sistema estructural por el que se optó fue de muros estructurales en dirección “Y” y muros de albañilería en dirección “X” y. Estos resultados se contemplan según la norma E.030 del RNE. (p.144). Se concluyó que el diseño estructural de los elementos más críticos de la estructura se realizó en función de sus momentos actuantes, cargas axiales y cortantes. Aunque se tuvo en cuenta el adecuado uso del software para cada elemento estructural, no se tuvo en cuenta ningún orden de diseño en particular para este fin (p.146).

Esta investigación permite conocer el uso de distintos sistemas estructurales para cada dirección sísmica, como se menciona se hizo uso de muros de concreto armado en dirección “Y” y muros de albañilería en dirección “X”. Además, permite conocer que no es necesario llevar un orden al diseñar los elementos estructurales, lo que si se necesita es usar correctamente el programa, ya que diseñar correctamente los elementos estructurales depende de los datos que brinda el software.

Condori (2022) realizó el análisis y diseño estructural sismorresistente de un edificio de concreto armado de cuatro pisos y un sótano sobre un suelo de capacidad admisible de  $1 \text{ kgf/cm}^2$  en el distrito de La Yarada Los Palos, (p.4). Se desarrolló una metodología Aplicada, ya que se aplicó conceptos, y se respetó los procedimientos estipulados para un correcto diseño y análisis estructural en concreto armado (p.14). Con los a los resultados que se obtuvo del análisis y diseño sismorresistente la edificación cumple con los parámetros de diseño según el



RNE, de lo obtenido se puede decir que los elementos más rígidos absorben la mayoría de carga, cuando se combina un muro de corte con un pórtico tiene la ventaja de disminuir el desplazamiento de la estructura y por ende disminuye el deterioro estructural y no estructural (p.96). Se concluyó que debido a que los resultados cumplen con los criterios que establecen las Normas Técnicas E.030 y E.060, se determinó que el análisis y diseño estructural con sistema estructural de muros que se realizó con los programas Mathcad y Etabs garantizan que el comportamiento de la estructura será el adecuado ante algún peligro sísmico (p.98).

El aporte de esta investigación permite conocer que los elementos rígidos son los que absorben la mayor porción de carga sísmica, así como también los resultados favorables que se obtiene para la estructura cuando se combinan un pórtico con un muro estructural que tiende a reducir los desplazamientos sísmicos. Por último, que el diseño y análisis de una estructura mediante el uso de programas como es el caso del Etabs dan seguridad ante algún evento sísmico, ya que los diseños cumplen con las normativas vigentes en el Perú.

Diaz y Mendez (2019) explicaron los procedimientos y criterios para diseñar un edificio Sismorresistente de cuatro niveles en Concreto Armado que se ubica en el distrito de San Juan de Lurigancho, provincia de Lima (p.3). Se desarrolló una metodología de tipo Aplicada, ya que está más interesada en resolver de forma inmediata un problema señalado (p.54). Se determinó que para el diseño estructural la base fundamental es la elección del sistema estructural, así como también se debe considerar la accesibilidad a los materiales que se emplearán, una mano de obra calificada y tener en cuenta la magnitud del proyecto. Así mismo, para lograr una buena trabajabilidad en obra se debe prever la calidad del concreto y que los diámetros de las varillas de acero sean comerciales (p.93). Se concluyó que el diseño estructural realizado mediante el Análisis Dinámico y Estático garantiza un mejor resultado, ya que se logra obtener las dimensiones óptimas, se regula la capacidad de soporte a los esfuerzos que se requieren y por último se regula el sobre costo que alcanzan las estructuras sobredimensionadas.

Se calculó un factor de escala en el análisis dinámico, debido a que en la cimentación las fuerzas cortantes eran superiores a la mínima que es del 80% y 90% para estructuras regulares e irregulares respectivamente. Con esto se cumplió los criterios que señala la norma E.030. (p.94).

Esta investigación aporta brindando la importancia que tiene elegir un correcto sistema estructural previo al diseño sismorresistente, así mismo distintos factores que se deben tener en cuenta durante la construcción de las edificaciones. Además, el análisis dinámico y el análisis estático garantizan excelente resultado debido a que brindan las medidas óptimas de los elementos diseñados y regulan el sobre costo producto de un sobredimensionamiento. Por último, si las fuerzas cortantes que actúan en cimentación sobrepasan el mínimo se puede aplicar un factor de escala para cumplir con los criterios que indica la normativa.

Antepara y Velásquez (2019) realizaron un estudio comparativo de una edificación multifamiliar de cuatro pisos mediante el análisis modal espectral para las ciudades de Guayaquil y Machala, usando el programa Etabs 2016, con la finalidad de lograr la máxima demanda y comprobar si se cumple lo que indican las normas ACI 318-14 y NEC – SE – DS 2015 (p.3). Se desarrolló una metodología descriptiva, ya que está basada en la comparación y comportamiento de dos hechos (p.5). El primer modo de vibración se observó que es torsional, esto se debe a que la estructura presenta una rigidez mayor en una zona en específico. Se obtuvo un periodo fundamental igual a  $T = 0.672$  seg el cual se comparó con el valor  $T = 0.468$  que nos brinda la norma NEC-2015-SE-DS, lo cual resulta una estructura flexible. Por último se observó que las derivas máximas no sobrepasan los límites que permite la norma mencionada, se debe a que las columnas tienen una rigidez mayor en comparación de las vigas chatas (p.167). Se concluyó que es correcto el factor de reducción para la fuerza sísmica usado  $R = 5$ , esto se comprobó en el cálculo del factor de reducción en función de la capacidad dúctil del pórtico (p.169).

Esta investigación permite conocer que cuando una edificación está diseñada con rigidez diferente en las direcciones sísmicas o con mayor rigidez en un área, al momento de analizar el correcto funcionamiento que tendrá una edificación durante un sismo tendrá una respuesta torsional. Además, cuando las columnas diseñadas tienen una rigidez mayor que la rigidez de las vigas las derivas máximas no sobrepasaran el límite permisible que sugiere las normas de diseño sísmico.

Grados (2018) llevó a cabo el diseño estructural según los parámetros señalados en la norma técnica E.030 para edificaciones multifamiliares de cinco niveles más semisótano usando el programa Etabs (p.37). Se desarrolló una metodología de tipo preexperimental debido a que su grado de dominio es mínimo, con esto en la validación se obtiene datos más confiables ya que no se modifica las variables (p.39). El análisis dinámico modal espectral usado cumplió con los criterios establecidos en la NTP E.030; puesto que la distribución de los elementos planteados superó el 90% de participación de la masa en el modo número 6; Además, se empleó un factor de escala para las direcciones X e Y debido a que el cortante dinámico no cumplía con el 80% del cortante estático para que sea considerada una estructura regular (p.133). Se concluyó que es importante que las estructuras no presenten irregularidad para el proceso sea más rápido y los resultados obtenidos son más confiables. Así mismo, el ingeniero estructural debe considerar que el análisis y diseño de la estructura debe satisfacer con la funcionalidad y los requisitos de seguridad, así como el tema económico. Para ello se recomienda siempre hacer uso de algún programa que ayude a simplificar el proceso (p.169).

Esta investigación se considera porque el diseño estructural planteado cumplió con los criterios que se indican en la NTP E.030, además de alcanzar la participación modal del 90% en ambas direcciones. Así mismo permite conocer la importancia de tener una estructura regular llegando a tener diseños estructurales rápidos y confiables, así como las

recomendaciones de utilizar softwares estructurales como es el caso de esta investigación que se usará el Etabs.

Alvares y Briones (2018) compararon la eficiencia del modelamiento, diseño sísmico y diseño de concreto armado en los programas Robot Structural Analysis y Etabs, aplicado a una edificación de cinco pisos, para determinar el más óptimo (p.28). Desarrollaron una metodología de tipo descriptiva y comparativa, debido a que hace un análisis y descripción coherentemente de la información teórica de libros y tesis existentes (p.89). Se utilizó una masa muy parecida para calcular la cortante estática en ambos softwares, se presentó una mínima diferencia debido a la cantidad que considera cada software para calcular los volúmenes. Debido a los diferentes resultados al medir las cargas para obtener la cortante estática en ambos softwares y la diferencia de los coeficientes basales, se obtuvo como resultado diferencias de la cortante en cimentación en direcciones X e Y (p.242). Con los resultados de diseño adquiridos se concluyó que existen pequeñas diferencias entre los programas Robot S.A.P y Etabs., esto se debe a los diferentes resultados al medir las cargas, hay variación en el resultado del análisis estático, que es la cortante estática por pisos, en la base y la rigidez de diafragmas, las diferencias obtenidas para la cortante estática siguen igual para la cortante dinámica (p.244).

Esta investigación permite conocer las diferencias que existen en los resultados obtenidos en el diseño estructural usando los programas Robot S.A.P y Etabs, como se menciona en cuanto a la masa calculada solo existe pequeñas diferencias que son producto de la cantidad de decimales que usa cada software para el cálculo. Además que las mayores diferencias se obtuvieron producto de los medidos de cargas, el cual se vio reflejado al calcular la cortante dinámica y estática.

### **1.3. Bases teóricas**

#### **1.3.1. Análisis estructural**

##### **1.3.1.1. Definición**

Según (Ojeda et al., 2020) el análisis estructural determina las causas de las acciones en toda la estructura o partes de ella, con el objetivo de comprobar los Estados de Servicio y los Estados Límites Últimos. Este análisis se debe realizar para todas las situaciones del proyecto mediante el uso de modelos estructurales adecuados que tengan en cuenta la influencia de todas las variables pertinentes. Los resultados del análisis estructural pueden obtenerse tanto globalmente (reacciones y desplazamientos) como localmente (esfuerzos, curvaturas, elongaciones). Del mismo modo se puede determinar el comportamiento local (deformaciones y tensiones) de las zonas donde no es aplicable la hipótesis clásica de resistencia de los materiales como: nudos, zonas locales cercanas a cargas concentradas, cambios de dimensiones bruscos, etc. Este análisis deberá aceptar los modelos y supuestos fundamentos de cálculo con el fin de aproximarse al verdadero comportamiento estructural con la precisión adecuada, sin sobrepasar el estado límite considerado.

##### **1.3.1.2. Tipos de análisis estructural**

###### **1.3.1.2.1. Análisis estructural lineal**

Es un análisis en donde las fuerzas son directamente proporcional al desplazamiento (tensiones – deformaciones), es decir, existe una relación lineal de las variables mencionadas anteriormente. Esta conexión se describe mediante una línea recta. Los cálculos son muy rápidos debido a la rigidez constante de sus elementos pero no son tan precisos en su mayoría de casos como lo es el análisis no lineal (Maldonado, 2012).

###### **1.3.1.2.2. Análisis estructural no lineal**

Es un análisis que considera el comportamiento tensión-deformación y la no linealidad geométrica de un material, excluyendo directamente el concepto de superposición. El

comportamiento elástico lineal en estructuras de concreto difiere significativamente del comportamiento observado empíricamente, en especial cuando está a niveles de cargas elevadas. Esto es resultado de los fenómenos intrínsecos que presenta el material que constituyen la estructura (por ejemplo, agrietamiento del concreto, plastificación del acero, etc.), sus interacciones y sus procesos de construcción.

Estos análisis se suelen utilizar para comprobaciones posteriores al dimensionamiento porque requiere conocer previamente la estructura (Como la cantidad de acero, geometría, etc.). En la actualidad existen varias sugerencias para construir estructuras de concreto con este sistema, algunas de las cuales están incluidas en normas internacionales como por ejemplo la técnica elástica con redistribución limitada (Maldonado, 2012).

#### **1.3.1.3. Importancia del análisis estructural**

La importancia del análisis estructural se debe a que permite que los ingenieros estructurales comprendan a detalle las rutas de las cargas y como afectan las cargas a los diseños de ingeniería. Además, a los ingenieros les permite confirmar que una edificación es segura usarla bajo las cargas previstas. En general, el análisis estructural representará los materiales utilizados, las cargas aplicadas y la geometría de la estructura, y puede realizarse durante el diseño o después de la construcción. El análisis estructural sirve para analizar elementos individuales de una estructura y las esfuerzos que estos sufren. En cambio el ingeniero estructural analiza los resultados obtenidos de este análisis tanto para columnas, vigas y losas (Carigliano, 2015).

#### **1.3.1.4. Indicadores de medición**

##### **1.3.1.4.1. Análisis previo**

### a) Factor de Zona (Z)

El Perú se divide en cuatro zonas, cada zona tiene asignada un factor Z, lo que se entiende por este factor es la aceleración horizontal máxima sobre un suelo rígido, que tiene la probabilidad del 10% superarse en 50 años (E.030 SENCICO, 2020).

**Figura 1**

*Zona sísmica en el Perú.*



Fuente: RNE – E.030

**Tabla 1**

*Factore de zona “Z”*

ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.1

Fuente: E.030 SENCICO

### b) Parámetros de sitio ( $T_L$ , $T_p$ y S)

Se debe considerar el tipo de perfil que especifique mejor la condición local, usando un factor de amplificación para el “S” (suelo) y valores correspondientes para los periodos  $T_L$  y  $T_p$  (E.030 SENCICO, 2020).

**Tabla 2**
*Factores de Suelo “S”*

Zona / Suelo	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
Z <sub>4</sub>	0.80	1.00	1.05	1.10
Z <sub>3</sub>	0.80	1.00	1.15	1.20
Z <sub>2</sub>	0.80	1.00	1.20	1.40
Z <sub>1</sub>	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: E.030 SENCICO

**Tabla 3**
*Periodos “T<sub>L</sub>” y “T<sub>P</sub>”*

	Perfil del suelo			
	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
T <sub>P</sub> (S)	0.3	0.4	0.6	1.0
T <sub>L</sub> (S)	3.0	2.5	2.0	1.6

Fuente: E.030 SENCICO

**c) Factores de amplificación sísmica (C)**

Este factor está definido según las características de sitio (E.030 SENCICO, 2020).

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

$$T_P < T < T_L \quad C = 2.5 * \left( \frac{T_P}{T} \right)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 * \left( \frac{T_P * T_L}{T^2} \right)$$

**Donde:**

C: Factor de amplificación sísmica.

T: Periodo fundamental de vibración.

 T<sub>P</sub>: Periodo que define la plataforma del factor C.

 T<sub>L</sub>: Periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante.



#### d) Categorías de la edificación y factor de Uso (U)

Como señala la norma (E.030 SENCICO, 2020) las estructuras están clasificadas según las categorías que se mencionan a continuación, dicho factor se define de acuerdo con la clasificación que se tenga.

**Figura 2**

*Categorías de la Edificación y Factor “U”*

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. - Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. - Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. - Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. - Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.	1,5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Fuente: E.030 SENCICO

#### e) Categorías y Sistemas estructurales

El sistema estructural de una construcción se proyectará según la figura mostrada a continuación, teniendo en cuenta la categoría, la zona donde está ubicada y respetando los límites de irregularidad (E.030 SENCICO, 2020).

**Figura 3**

*Categoría y sistema estructural de las edificaciones.*

Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural.
	2 y 1	Estructuras de acero tipo SCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada.
A2 (**)	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada.
	1	Cualquier sistema.
B	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Pórticos, Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada. Estructuras de madera
	1	Cualquier sistema.
C	4, 3, 2 y 1	Cualquier sistema.

Fuente: E.030 SENCICO

**f) Coeficientes de Reducción Básicos de las Fuerzas Sísmicas ( $R_0$ )**

Cuando una edificación no presenta un solo sistema estructural en la dirección que se desea analizar, se toma el coeficiente menor  $R_0$  (E.030 SENCICO, 2020).

**Tabla 4**

*Coeficientes Básicos de Reducción  $R_0$ .*

Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción $R_0$
<b>Acero:</b>	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente arriostrados (OCBF)	4
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
<b>Concreto Armado:</b>	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
<b>Albañilería Armada o confinada</b>	3
<b>Madera</b>	7

Fuente: E.030 SENCICO

### g) Regularidad estructural

La finalidad de clasificar una estructura como regulares (no presentan irregularidades en altura y en planta) o irregulares (presenta una o más irregularidades en planta y altura) son; definir los procedimientos para el análisis, cumplir las limitaciones de la tabla N° 7, y definir el coeficiente R de reducción de fuerzas de sismo (E.030 SENCICO, 2020).

### h) Factores de irregularidad en altura ( $I_a$ )

**Tabla 5**

*Irregularidades estructurales en Altura*

<b>IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA</b>	<b>Factor de Irregularidad <math>I_a</math></b>
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando	0.75
Irregularidad de Resistencia – Piso Débil	
Irregularidad Extrema de Rigidez	0.50
Irregularidad Extrema de Resistencia	
Irregularidad de Masa o Peso	0.90
Irregularidad Geométrica Vertical	0.90
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	0.80
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	0.60

**Fuente:** E.030 SENCICO

### i) Factores de irregularidad en planta ( $I_p$ )

**Tabla 6**

*Irregularidad estructural en Planta*

<b>IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA</b>	<b>Factor de Irregularidad <math>I_p</math></b>
Irregularidad Torsional	0.75
Irregularidad Torsional Extrema	0.60
Esquinas Entrantes	0.90
Discontinuidad del Diafragma	0.85
Sistemas no Paralelos	0.90

**Fuente:** E.030 SENCICO

## j) Restricciones de irregularidad

Las edificaciones se proyectan según su categoría y la zona en la que estén ubicadas, respetando las limitaciones que se muestran a continuación (E.030 SENCICO, 2020).

**Tabla 7**

*Categorías e Irregularidades de las edificaciones*

Categoría de la edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permite irregularidades extremas
		No se permite irregularidades extremas
	2	excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

Fuente: E.030 SENCICO

## k) Coeficiente de reducción de la fuerza sísmica (R)

Se calcula como el resultado del coeficiente básico de reducción de las fuerzas de sismo ( $R_0$ ), determinado a partir del factor de irregularidad en planta ( $I_p$ ) y altura ( $I_a$ ) (E.030 SENCICO, 2020).

$$R = R_0 * I_a * I_p$$

### 1.3.1.4.2. Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes

Este procedimiento puede usarse para analizar cualquier estructura irregular o regular ubicada en la zona sísmica 1, en las zonas distintas a esta solo deberá emplearse para estructuras regulares que no pasen la altura total de 30 m, y para las edificaciones de concreto armado, albañilería confinada o armada y muros portantes, que no sobrepasen los 15 m de altura (E.030 SENCICO, 2020).

**a) Cálculo del Peso (P)**

Para obtener el peso, a la carga permanente se le adiciona una parte de la carga viva así como al total del edificio de la siguiente manera; la carga viva en edificios que se encuentran en la categoría C, en techos y azoteas es de 25% y para la categoría A y B el 50% (E.030 SENCICO, 2020).

**b) Fuerza de corte en la base (V)**

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

C/R no se considera inferior que (E.030 SENCICO, 2020).

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

**c) Distribución de las fuerzas de sismo en altura**

De acuerdo con la norma (E.030 SENCICO, 2020) para calcular la fuerza de sismo horizontal en cualquier piso i, respecto a las direcciones consideradas se debe usar la expresión siguiente.

$$F_i = \alpha_1 * V$$

$$\alpha_1 = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

**Donde:**

n = número de pisos del edificio.

k = exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración de la estructura (T).

- ✓ Para T menor o igual a 0.5 segundos;  $k = 1$ .
- ✓ Para T mayor que 0.5 segundos;  $k = (0.75 + 0.5T) \leq 2$ .

**d) Periodo Fundamental de Vibración**

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

**Donde:**

$h_n$  = Altura total de la edificación en metros.

$C_T = 35$  para pórticos de concreto armado sin muro de corte y para pórticos dúctiles de acero.

$C_T = 45$  para pórticos de concreto armado con muro en la caja de ascensor y escalera, y para pórticos de acero arriostrado.

$C_T = 60$  para albañilería y edificios de concreto armado dual, de muros estructurales y de muros de ductilidad limitada.

**e) Excentricidad accidental**

Se supone que las fuerzas en cada piso ( $F_i$ ) actúan en el centro de masas del piso correspondiente para estructuras con diafragmas rígidos. Además de la propia excentricidad de la edificación, se tiene en cuenta el impacto de las excentricidades accidentales en cada dirección analizada. La fuerza lateral estática actuante son aplicadas en el centro de masa de cada nivel, además de ello se calcula un momento torsor accidental usando lo siguiente (E.030 SENCICO, 2020):

$$M_{ti} = \pm F_i * e_i$$

- ✓ Para las direcciones de análisis, se considera que la excentricidad accidental de cada piso ( $e_i$ ) es 0.05 veces el tamaño de la edificación para la dirección que se encuentra perpendicular a la dirección analizada.

**1.3.1.4.3. Análisis dinámico modal espectral****a) Modo de vibración**

Para determinar los modos de vibración se puede usar procedimientos de análisis que tengan en consideración la distribución de las masas y las propiedades de rigidez. En las direcciones analizadas se toman los modos de vibración que sumados las masas efectivas es

como mínimo el 90% del total de la masa, sin embargo, se debe tener en consideración al menos a los tres primeros modos predominantes en la dirección analizada (E.030 SENCICO, 2020).

#### **b) Aceleración espectral**

Se usa un espectro inelástico de Pseudo - aceleración en el análisis de cada dirección horizontal (E.030 SENCICO, 2020).

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

#### **c) Fuerza cortante mínima**

El esfuerzo cortante del primer entrepiso en cada dirección a analizar del edificio de estructura regular no debe ser menos del 80% del valor determinado según el artículo 25 de la norma E.030 y no debe ser menos del 90% en estructura irregular. En caso sea necesario aumentar el esfuerzo cortante para que cumpla con los mínimos especificados, todos los demás valores obtenidos deberán escalarse proporcionalmente, menos los desplazamientos (E.030 SENCICO, 2020).

#### **d) Excentricidad accidental (Efectos de Torsión)**

El problema de cada piso es donde está ubicado el centro de masa, esta se considera con una excentricidad accidental de 0.05 veces el tamaño de la edificación que es perpendicular a la dirección sísmica analizada (E.030 SENCICO, 2020).

### **1.3.1.4.4. Requisitos de Rigidez, Resistencia y Ductilidad**

#### **a) Determinación de Desplazamientos Laterales**

En una estructura regular para calcular el desplazamiento lateral se multiplica 0.75 R por el valor obtenido del análisis lineal y del análisis elástico con la sollicitación sísmica reducida. En estructura irregular para el desplazamiento lateral se multiplica el valor obtenido del análisis lineal elástico por 0.85 R. Para calcular el desplazamiento lateral no se considera el cortante mínimo en la cimentación ni los valores mínimos de C/R (E.030 SENCICO, 2020).

## b) Desplazamiento Lateral Relativo Admisible

Según la norma (E.030 SENCICO, 2020) la fracción de altura de entrepiso (distorsión) no debe ser superada por el desplazamiento máximo relativo determinado de acuerdo con el cálculo del desplazamiento lateral, lo cual se indica a continuación.

**Tabla 8**

*Limitaciones para la distorsión de entrepiso*

Material Predominante	$(\Delta_i/h_{ei})$
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Fuente: E.030 SENCICO.

## c) Separaciones entre Edificios (S)

Para evitar que las edificaciones tengan contacto durante un sismo, estas deben separarse de las edificaciones vecinas desde la cota cero del suelo. La distancia de separación mínima  $s$  no deber ser inferior a los  $2/3$  de la suma de los máximos desplazamientos de las edificaciones vecinas, tampoco inferior a (E.030 SENCICO, 2020).

$$s = 0.006 h \geq 0.03 m$$

**Donde:**

$h$  = es la altura tomada desde el nivel a evaluar  $s$  hasta el nivel de terreno natural.

### 1.3.2. Diseño estructural

#### 1.3.2.1. Definición

Según (Meli, 2015) la estructura es la parte de una edificación cuyo fin es absorber las tensiones a las que está expuesta a lo largo de las diferentes etapas de su existencia. Este diseño incluye una serie de actividades que el diseñador desarrolla para determinar con detalle la



dimensión, forma, y característica de una estructura. El diseño estructural forma parte del proceso más amplio de creación de una obra civil, ya que se especifican las cualidades que tiene que poseer el edificio para cumplir eficazmente los fines para los que ha sido creado. Es esencial que la construcción no falle o tenga un comportamiento inadecuado como consecuencia de no tener capacidad para resistir las cargas impuestas.

### **1.3.2.2. Importancia del diseño estructural**

Un buen diseño estructural es fundamental para la seguridad y estabilidad de cualquier estructura. Si una estructura se construye sin el diseño adecuado, puede haber graves consecuencias. En el peor de los casos podría producirse un colapso que pondría en peligro las vidas humanas presentes en la zona. Por lo tanto, es fundamental que la estructura sea diseñada por un ingeniero estructural.

Otra ventaja de un buen diseño estructural es la durabilidad de la estructura. Si una estructura se diseña con las dimensiones y materiales adecuados, puede durar décadas o incluso siglos con un mantenimiento adecuado. Además, una buena estructura puede ser más rentable a largo plazo porque no requiere reparaciones costosas y frecuentes (Hanson, 2023).

### **1.3.2.3. Indicadores de medición**

#### **1.3.2.3.1. Factor de Carga y Combinaciones de Carga**

##### **a) Requisitos de Servicio y Resistencia**

Las edificaciones y sus elementos estructurales deben estar diseñados de modo que en las secciones la resistencia con la que se diseñó ( $\phi R_n$ ) sea la misma que la resistencia requerida ( $R_u$ ) que se calcula a partir de las fuerzas y cargas amplificadas por las combinaciones que se definen en la norma. Para que el comportamiento bajo las cargas de servicio sea adecuado, todas las áreas de los elementos de la edificación deben cumplir con  $\phi R_n \geq R_u$  (E.060 SENCICO, 2020).

Según la norma (E.060 SENCICO, 2020) la resistencia mínima que se requiere para cargas vivas (CV) y muertas (CM) es:

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV$$

Si para diseñar además de las CM y CV se tuviera que tomar en cuenta las cargas sísmicas (CS), la resistencia mínima necesaria es:

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

$$U = 0.9 CM \pm CS$$

**a) Factor de reducción de resistencias que indica la norma E.060**

**Tabla 9**

*Factor de reducción de resistencias*

	<b>Factores de reducción (R)</b>
Flexión sin carga axial	0.90
<b>Carga axial y carga axial con flexión</b>	
Carga axial de tracción con o sin flexión	0.90
<b>Carga axial de compresión con o sin flexión</b>	
a) Elementos con refuerzo en espiral	0.75
b) Otros elementos	0.70
Para flexo-compresión R puede incrementarse linealmente	0.90
Cortante y torsión	0.85
Aplastamiento en el concreto	0.70
Zonas de anclaje postensado	0.85

**Fuente:** E.060 SENCICO.

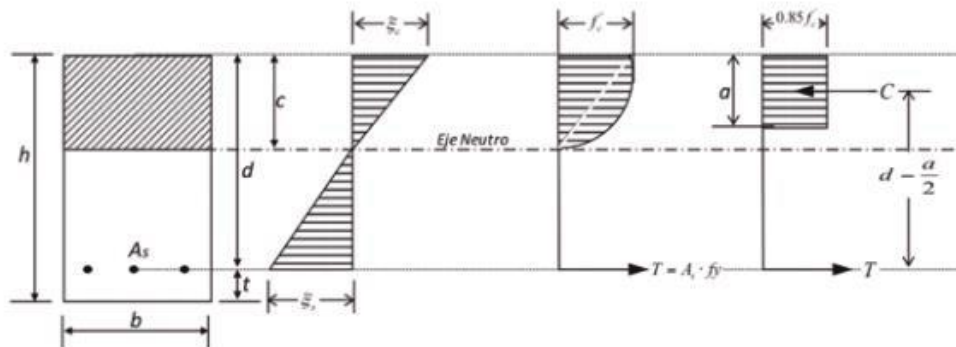
**1.3.2.3.2. Diseño de vigas**

**a) Diseño por flexión**

Para garantizar la ductilidad, el acero calculado debe encontrarse dentro de los resultados máximos y mínimos del refuerzo. Para calcular el acero por flexión se utilizan las siguientes ecuaciones (E.060 SENCICO, 2020).

**Figura 4**

*Bloque de compresiones equivalentes (Viga simplemente reforzada)*



▪ **Acero requerido**

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

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

**Donde:**

$Mu$ : Momento último

$d$ : Peralte efectivo

▪ **Acero mínimo**

Según la norma (E.060 SENCICO, 2020) para que la resistencia de la área agrietada pueda ser al menos 1.2 veces superior al momento flector que genera el agrietamiento, esta debe tener una cuantía mínima en el área de la viga. Esto se calcula mediante la siguiente expresión.

$$A_{min} = 0.7 \frac{\sqrt{f' c} b_w d}{f_y}$$

**Donde:**

$b_w$ : Ancho de viga

$d$ : Peralte efectivo

- **Cuantía balanceada**

La cuantía balanceada es el área máxima de acero que permite que el área de concreto a compresión tenga una falla dúctil en el momento en que el refuerzo logra la deformación por fluencia. Esta se calcula usando la siguiente expresión.

$$c_b = \frac{0.003}{0.0021 + 0.003} d$$
$$A_{sb} = \frac{0.85f'_c(c_b 0.85)b_w}{f_y}$$

Donde:

$c_b$ : Longitud al eje neutro

$b_w$ : Ancho de viga

$d$ : Peralte efectivo

$A_{sb}$ : Área de acero de cuantía balanceada

- **Acero máximo**

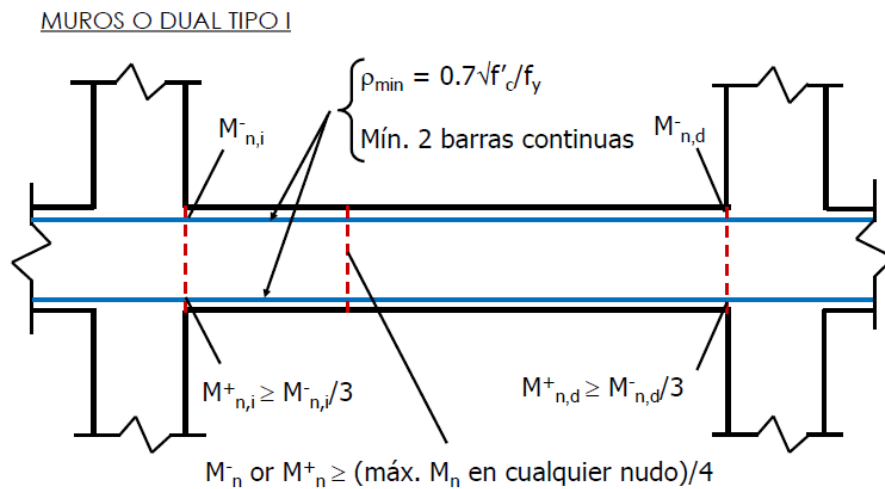
Para calcular este acero se toma el 75% del acero balanceado, tal como lo indica la norma (E.060 SENCICO, 2020).

$$A_{s_{max}} = 0.75A_{sb}$$

Por otro lado, el capítulo 21 de la norma (E.060 SENCICO, 2020) según el sistema estructural señala ciertas exigencias especiales. Respecto al sistema estructural de muros en el artículo 21.4.4 se encuentra sus requerimientos por flexión para vigas donde indica que debe continuar el refuerzo en todo el largo de la viga, tanto para la cara inferior como superior que consta de dos barras de acero, esta no debe ser una área menor al acero mínimo.

**Figura 5**

*Detalle de refuerzo en vigas de muros o dual.*



### b) Diseño por corte

Este diseño se usa para corroborar que la viga diseñada tenga una falla dúctil antes de una falla por cortante, ya que debe prevalecer siempre la falla por flexión. Es decir, la norma (E.060 SENCICO, 2020) considera que si el elemento estructural falla por flexión su deformación será plástica, esto permite tener un lapso antes de que llegue al colapso total.

Mediante la expresión siguiente se determina el aporte por corte del concreto.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}b_wd$$

El artículo 11.5.7.2 señala la ecuación para determinar el aporte de acero perpendicular respecto al eje de la viga (E.060 SENCICO, 2020).

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

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

#### Donde:

$A_v$ : Área del refuerzo por corte, es decir, deben sumarse las secciones de las ramas del estribo que se ubican en el alma. Es decir, para un estribo simple  $A_v$  se debe sumar dos veces el área del estribo ( $A_e$ ).

$\phi$ : 0.85

El artículo 11.1.1 señala que el diseño por corte debe satisfacer en toda la viga la condición mostrada a continuación (E.060 SENCICO, 2020).

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_s + V_c$$

Donde:

$V_u$ : Es la fuerza de corte última del diseño a una longitud “d” de la cara.

El valor de la resistencia requerida ( $V_s$ ) se puede calcular si se conoce el valor de  $V_u$  y también el valor de  $V_c$ ; es decir, es posible tener como resultado el espaciamiento requerido.

Además, en el artículo 21.4.4.4 señala que para la zona de confinamiento (longitud no inferior a  $2h$ ) se debe tener estribos cerrados en ambos extremos de la viga. Se debe situar a 10 cm de la cara de la columna el primer estribo. Sin embargo, por práctica profesional el primer estribo es considerado a 5 cm. Para aceros de diámetro de 5/8” los estribos como mínimo tendrán un diámetro de 8 mm, para 1” y 1/2” de diámetro como mínimo los estribos serán barras de diámetro igual a 3/8”.

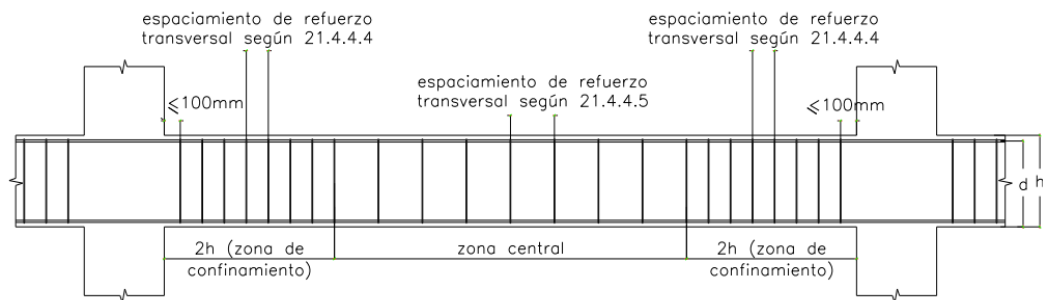
La separación no debe ser mayor al menor valor siguiente:

- $d/4$
- 10 veces el diámetro del refuerzo longitudinal (el menor)
- 24 veces el diámetro del estribo
- 30 cm

Se toma el mínimo de estos valores. Además, en el artículo 21.4.4.5 otro requerimiento señala que los estribos que no se encuentren dentro de la zona de confinamiento no tendrán una separación mayor que  $0.5d$  y que en todo el elemento el espaciamiento no debe superar al requerido por la fuerza de corte.

**Figura 6**

*Requerimiento de estribos en vigas.*



Fuente: E.060 SENCICO.

### 1.3.2.3.3. Diseño de columnas y placas

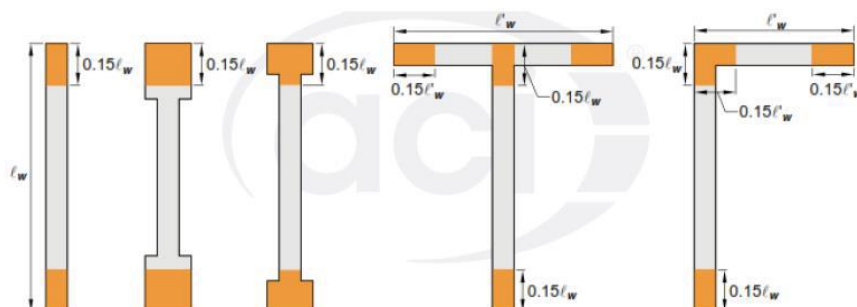
#### a) Diseño por flexocompresión

Este diseño se basa en la interacción entre la flexión y la compresión a la que puede llegar a estar sometida una columna o placa producto de las cargas de sismo y de gravedad. El análisis de esta sección regularmente se hace para los elementos del primer nivel, ya que presentan las cargas más críticas.

Para placas rectangulares se considera una longitud del núcleo de confinamiento a ambos lados, un mínimo de 0.15 veces la longitud de la placa. Por otro lado, para el alma de la placa por temas de fisuración se considera refuerzo horizontal y vertical el mínimo que exige la norma (E.060 SENCICO, 2020) en el artículo 11.10.10.3, una cuantía cercana al  $p=0.25\%$ .

**Figura 7**

*Núcleos de confinamiento en placas.*



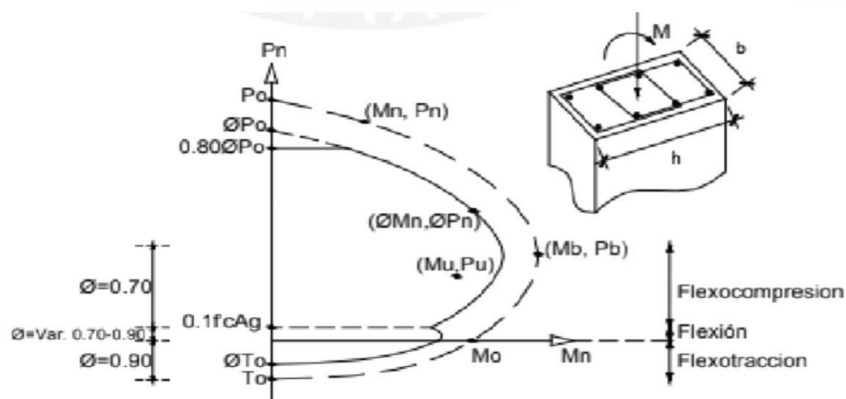
El diseño es realizado principalmente en placas y columnas donde se usan diagramas de interacción para comprobar que los elementos cumplen con el diseño, se debe buscar que el momento flector ( $M_n$ ) y la carga respectiva ( $P_n$ ) cumplan con el requerimiento encontrándose dentro del diagrama. De igual manera, se exige una cuantía máxima y mínima del refuerzo en columnas según la norma (E.060 SENCICO, 2020).

$$1\% \leq \rho \leq 6\%$$

Pero se recomienda que la cuantía esté entre:  $1\% \leq \rho \leq 3\%$ .

### Figura 8

Diagrama de interacción considerando  $\phi$ .



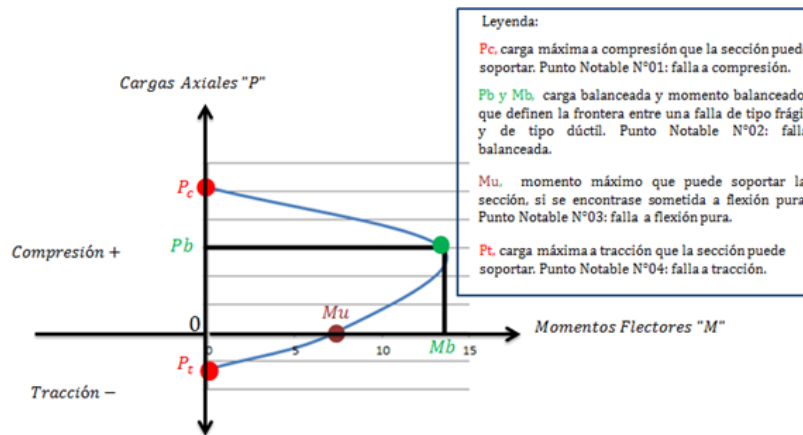
#### b) Diagrama de interacción

Mediante estos diagramas se representa la acción conjunta de cargas de momento flector “M” y cargas axiales “P” que llevan a distintos tipos de fallas en placas o columnas; delimitándonos en este estudio al material concreto armado y a la típica sección típica. A continuación se resumen en cuatro puntos notables los diversos modos de falla.



**Figura 9**

*Modos de fallas en columnas*



- ✓ Punto 1: Compresión Pura (Pc)
- ✓ Punto 2: Falla Balanceada (Pb)
- ✓ Punto 3: Flexión Pura (Mu)
- ✓ Punto 4: Tracción Pura (Pt)

Como se señala anteriormente, en el diagrama de interacción se encuentra cuatro puntos notables. Sin embargo, existe otro punto notable conocido como “Tracción de  $\emptyset$ ”, en este el phi varía entre  $0.7 < \emptyset < 0.9$  para valores por debajo de dicho punto. Para determinar estos puntos notables se usan diversas fórmulas entre sencillas y complejas que dependen del acero instalado y del área de la columna.

### c) Diseño por cortante en columnas

Los estribos de confinamiento deben colocarse en una distancia  $L_o$  tomada desde la cara del nudo en ambos extremos de la columna, estos estribos deben ser cerrados con una separación  $S_o$  (E.060 SENCICO, 2020).

La distancia  $L_o$  de la zona de confinamiento no será inferior al valor mayor de estas condiciones:

- $H_n/6$ .
- Mayor dimensión de la sección transversal del elemento.

- 50 cm.

El espaciamiento  $S_o$  deber ser el menor valor entre:

- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
- $B/2$  siendo “B” la menor dimensión de la sección transversal del elemento.
- 10 cm.

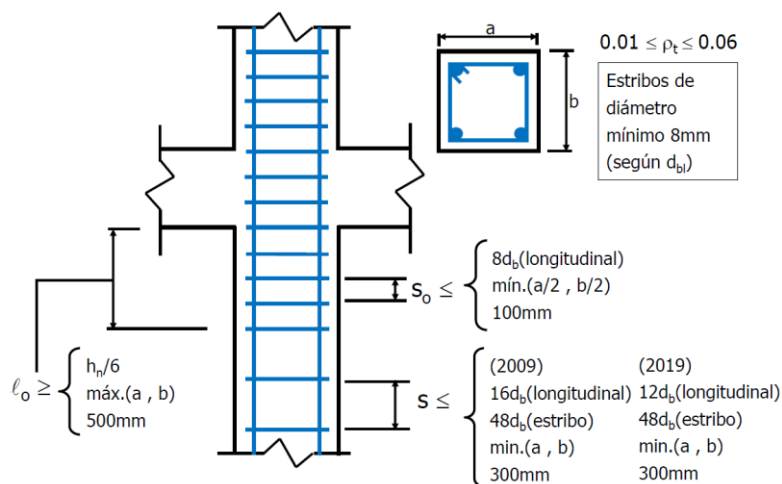
El espaciamiento de los estribos que no se encuentran en la zona de confinamiento no deber ser superior al menor valor entre:

- 12 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
- 48 veces el diámetro del estribo.
- Menor dimensión de la sección del elemento.
- 30 cm.

El separación de los estribos en el nudo no deberá ser superior a 15 cm.

**Figura 10**

*Separación de estribos según norma.*



#### d) Diseño por cortante y capacidad en placas

Según (E.060 SENCICO, 2020) señala ciertos criterios para el acero transversal en los núcleos de borde. En esta área el espaciamiento de los estribos no debe ser superior al menor del resultado siguiente.

- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- La menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde.
- 25 cm.

Por otro lado, E.060 SENCICO (2020) en el artículo 11.10 señala ciertas consideraciones que se hay que tener en cuenta para los esfuerzos por cortante en muros.

El  $V_c$  del concreto, no debe ser mayor de:

$$V_c = A_c w (\alpha_c \sqrt{f'_c})$$

**Donde:**

- $\alpha_c$ : Dependerá del valor de  $h_m/l_m$ ,  $h_m$ : es el valor de la altura total del muro, y  $l_m$  es el largo del muro.
- $A_c w = b x d$  ( $d=0.8l_m$ ) (Sección de la placa)
- $\alpha_c = 0.80$  para  $h_m/l_m \leq 1.5$  (placas robustas)
- $\alpha_c = 0.53$  para  $h_m/l_m \leq 2.0$  (placas esbeltas)

Se comparará el cortante de diseño al cortante por capacidad en flexión que se encuentra en la placa.

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

De la combinación de diseño se obtiene el cortante máximo actuante ( $V_{ua}$ ). Mediante las combinaciones que se obtiene el momento actuante ( $M_{ua}$ ) y buscando dicha carga  $P$  en el diagrama de interacción se obtendrá  $M_n$  (momento nominal).

El espaciamiento máximo y el aporte del acero se obtiene si se conoce la cortante última.

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

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

Con la siguiente expresión se obtiene la cuantía mínima horizontal requerida.

$$p_h = \frac{V_s}{f_y * t * d}$$

Donde:

t = ancho de placa.

d = peralte efectivo (0.8lm).

A partir de la cuantía horizontal (ph) se procede a calcular la cuantía vertical mínima (pv).

$$V_u < A_c w (0.27 \sqrt{f'c}) \quad p_v = 0.0015$$

$$V_u < A_c w (0.27 \sqrt{f'c}) \quad p_v = 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{h_m}{l_m} \right) (p_h - 0.0025)$$

$$V_u < A_c w (0.27 \sqrt{f'c}) \quad p_v = 0.0025$$

La separación no deberá ser superior a tres veces el ancho del muro, o 40 cm, y la cuantía del acero para esfuerzo cortante vertical y horizontal no será menor a p=0.25%.

A menos que la cuantía supere el p=1%, no es necesario que el acero vertical distribuido tenga estribos de confinamiento.

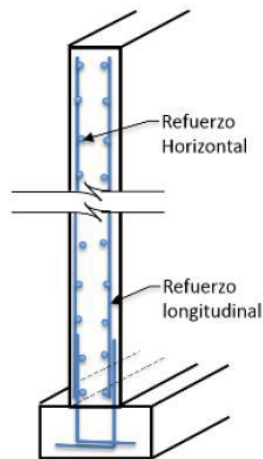
El espaciamiento mínimo se obtiene una vez definidas las cuantías mínimas tanto para el acero vertical como horizontal.

$$s = \frac{2xAs_b}{As_{req}}$$

Si el diseño por cortante resulta mayor al obtenido en el diseño por capacidad se toma en cuenta el espaciamiento obtenido del diseño por capacidad.

### Figura 11

*Detalle de refuerzo en muros.*



#### e) Diseño por capacidad

Es necesario hacer este diseño para tener seguridad que los elementos fallarán por flexión y no por cortante. El diseño por capacidad se basa en tomar el momento nominal de ambos extremos de la columna (donde se formarían rotulas) para evaluar el corte de diseño máximo, mediante este diseño se puede asegurar que en los extremos se formarán rotulas plásticas antes que el elemento tenga una falla por corte.

La norma (E.060 SENCICO, 2020) en el capítulo 21 señala que el menor valor obtenido de la siguiente expresión, para las fuerzas de cortante última  $V_u$ , no se tomará un menor valor a este:

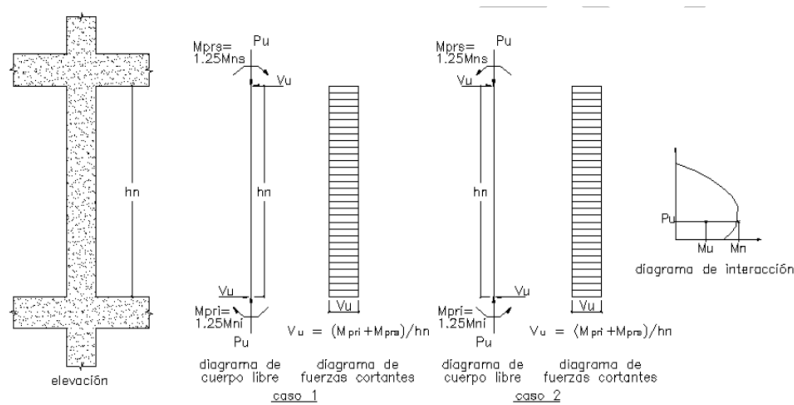
- La cortante obtenida mediante las resistencias nominales en cada uno de los nudos del elemento (inferior y superior).

$$V_u = \frac{M_{ni} + M_{ns}}{h_n}$$

- De la combinación de carga de diseño se obtiene el cortante máximo con un factor amplificado sísmico de 2.5.

**Figura 12**

*Fuerza cortante de diseño de columnas.*



**Fuente:** E.060 SENCICO.

Estos valores se deben comparar con la resistencia brindada por el concreto.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * \left(1 + \frac{P_u}{14 * A_g}\right) * b * d$$

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

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

En caso el  $\phi V_c$  resulte superior al  $V_u$ , se debe asumir un espaciamiento mínimo de estribos.

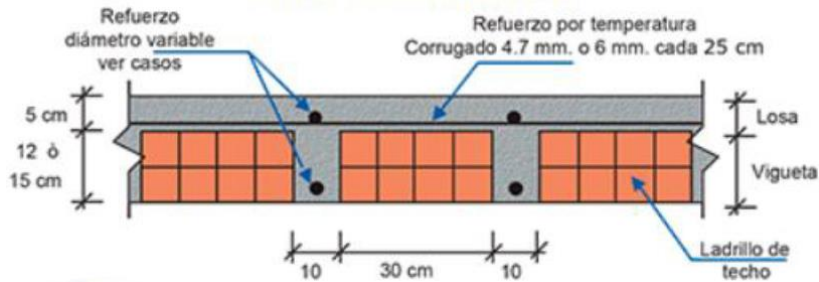
#### 1.3.2.3.4. Diseño de losa aligerada

##### a) Diseño por flexión

Los aligerados están compuestos por viguetas de sección T en una sola dirección y espaciadas cada 40 cm a lo largo del paño. Para el diseño las losas se idealizan como viguetas que se apoyan simplemente en cada paño.

**Figura 13**

*Detalle general de aligerado.*



Una típica losa aligerada consta de una losa superior de 5 cm, el espesor del alma  $b_w$  es de 10 cm y viguetas separadas cada 40 cm. Un aligerado puede tener una altura de 17, 20, 25 ó 30 cm. Debido a que el impacto sísmico en las losas es mínimo, el diseño de estas se realiza por viguetas y se tiene en cuenta solo las cargas de gravedad  $CU=1.4CM+1.7CV$ .

Calculando la carga CM Y CV de un aligerado en una dirección se obtiene las cargas por gravedad. Respecto a las cargas muertas se le debe añadir el peso del piso terminado de 5 cm y del ladrillo de techo, se obtiene el peso por metro cuadrado. Por otro lado, la norma (E.020 SENCICO, 2020) indica la carga viva para la sobrecarga de la losa. Las cargas que se obtienen por área ( $m^2$ ) deben ser multiplicadas por  $b_e=0.4$  m que es el ancho de vigueta, para obtener la carga distribuida lineal por cada vigueta.

La norma (E.060 SENCICO, 2020) indica las expresiones para calcular el acero máximo y el acero mínimo.

▪ **Acero positivo ( $M_u^+$ )**

$$A_{smin}^+ = \frac{0.7 * \sqrt{f'_c}}{f_y} * (b_w) * d$$

$$A_{smax}^+ = 0.75 * A_{sb}^+$$

$$A_{sb} = \frac{0.85 f'_c (h_f * b_e + (c_b * 0.85 - h_f) b_w)}{f_y}$$

$$c_b = \frac{0.003}{0.0021 + 0.003} d$$

▪ **Acero negativo (Mu-)**

$$A_{smin}^{-} = \frac{1.2 M_{cr}}{\phi * f_y \left( d - \frac{a_{min}}{2} \right)}$$

$$M_{cr} = \frac{I * f_r}{c}$$

$$a_{min} = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * (1.2 * M_{cr})}{\phi * (0.85 * f'c) * b_w}}$$

$$A_{smax}^{-} = 0.75 * A_{sb}^{+}$$

$$A_{sb} = \frac{0.85 f'c (c_b 0.85) b_w}{f_y}$$

$$c_b = \frac{0.003}{0.0021 + 0.003} d$$

Donde:

$b_e$ : Ancho de viga

$b_w$ : Ancho del alma de viga

$h_f$ : Espesor típico de losa (5 cm)

$A_{sb}$ : Área de acero para la falla balanceada

$d$ : Peralte efectivo

$c_b$ : Distancia al eje neutro en la falla balanceada

$M_{cr}$ : Momento de fisuración

$f_r$ : Módulo de ruptura del concreto

$c$ : Centroides de la sección

$I$ : Inercia de la sección

$a$ : Profundidad del bloque de compresión

El acero requerido se calcula si se conoce los momentos últimos negativos y positivos usando las siguientes fórmulas del diseño por flexión.



- **Cálculo de “a” (Mu+)**

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

- **Cálculo de “a” (Mu-)**

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

Depende si el cálculo es para el acero negativo o positivo, el valor de “a” variará debido a que en ambos casos el ancho es distinto para el comportamiento del bloque de compresiones.

- **Cálculo de As requerido**

$$As = \frac{Mu}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

#### b) Longitud de corte de acero

La distancia de corte para el bastón de acero es tomada desde la cara de la columna o placa. Este punto teórico se calcula obteniendo el momento nominal con el acero longitudinal como se diseñan las vigas. Sin embargo, para diseñar las losas esta longitud se suele determinar de una manera más simplificada, ya que el acero instalado es de menor área.

El corte en los extremos de las losas se calcula como longitud libre sobre 5.

$$l_{corte} = \frac{Ln}{5}$$

Para bastones interiores, se calcula dividiendo la longitud libre sobre 3, tanto para el acero inferior como superior.

$$l_{corte} = \frac{Ln}{3}$$

#### c) Diseño por cortante

En los aligerados este diseño consiste en comprobar la capacidad que tiene la vigueta es la adecuada frente a los esfuerzos por corte  $\phi Vc \geq Vu$ . Si la cortante no es mayor a la carga

última se recurre a los denominados ensanches por cortante. Existen dos tipos de ensanches: corridos y alternados. Los ensanches corridos consisten en aumentar la dimensión del alma a  $b_w = 20, 25$  o  $30$  cm y los ensanches alternados consisten en aumentar alternadamente el alma de la vigueta. Ambas soluciones mejoran la resistencia de la vigueta por corte.

La norma (E.060 SENCICO, 2020) señala como calcular la resistencia al corte del concreto en el alma de la vigueta.

$$\phi V_c = 0.85 * 1.1 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

Esta resistencia a corte de concreto debe ser comparada con la cortante última ( $V_u$ ) en cada tramo en una distancia “d” de la cara y se debe verificar si cumple por corte o requiere ensanches.

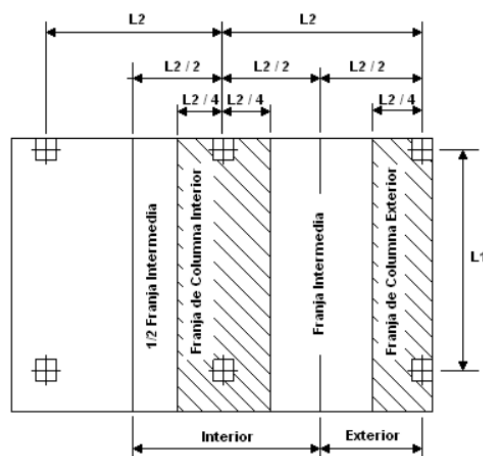
### 1.3.2.3.5. Diseño de losa maciza

#### a) Método de franja de diseño

El método de franjas se aplica para el analizar y diseñar un sistema de losa en dos direcciones o en una, este consiste en dividir las losas en una franja de columna más dos medias franjas como la siguiente imagen lo muestra.

**Figura 14**

*Detalles del método de franjas de diseño*



## b) Diseño por flexión

Se usan las fórmulas que se usaron para el diseño vigas en el diseño de una losa maciza en dos direcciones, pues normalmente son analizadas por 1 metro de ancho. Sin embargo, para calcular los momentos flectores se realiza procedimientos teóricos distintos, como por ejemplo aplicar el método de coeficientes, este presenta una tabla de guía con diferentes valores según las restricciones de apoyo de los lados del paño de losa.

En el diseño por flexión de áreas rectangulares el acero que se requiere se determina usando las ecuaciones que se muestran a continuación.

- **Cálculo de a**

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

- **Cálculo de  $A_s$  requerido**

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

- **Acero máximo**

La norma E.060 SENCICO (2020) indica que el 75% del refuerzo balanceado es el acero máximo.

$$c_b = \frac{0.003}{0.0021 + 0.003} d$$

$$A_{sb} = \frac{0.85 f' c (c_b 0.85) b_w}{f_y}$$

$$A_{s_{max}} = 0.75 A_{sb}$$

- **Acero mínimo**

En una losa maciza el acero mínimo se determina con una ecuación diferente que se muestra a continuación.

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * h$$

### c) Diseño por cortante

El diseño por corte para una losa maciza se basa en determinar si la capacidad que tiene la altura de la losa es la suficiente ante los esfuerzos por corte  $\phi V_c \geq V_u$ . Si esto no se cumple el espesor de losa tendrá que aumentar. La norma (E.060 SENCICO, 2020) detalla la ecuación para determinar en el concreto su resistencia a la cortante

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

Esta resistencia a corte del concreto debe compararse con las cortantes últimas ( $V_u$ ) en todos los tramos a una distancia “d” de la cara.

#### 1.3.2.3.6. Diseño de muros de semisótano

##### a) Empuje lateral del suelo

Se considera un empuje horizontal por acción del suelo de forma triangular para diseñar los muros de semisótano, usando la siguiente expresión.

$$E_a = K_a * Y * H$$

##### Donde:

$E_a$  : Empuje activo

$K_a$  : Coeficiente del empuje activo

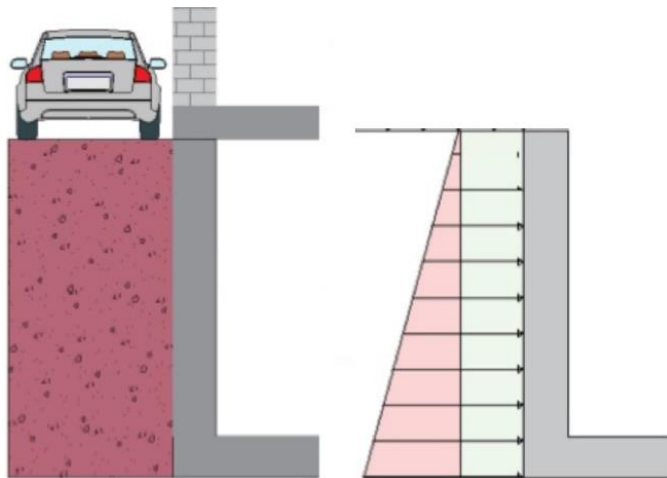
$Y$  : Peso específico del suelo ( $\text{ton}/\text{m}^3$ )

$H$  : Altura total del muro (m)

Además del empuje del suelo se superpone una carga uniformemente distribuida en todo el muro del semisótano, esta carga se debe al empuje de la sobrecarga por estructuras aledañas. Esta superposición de esfuerzos genera una distribución trapezoidal.

**Figura 15**

*Cargas en muro de semisótano.*



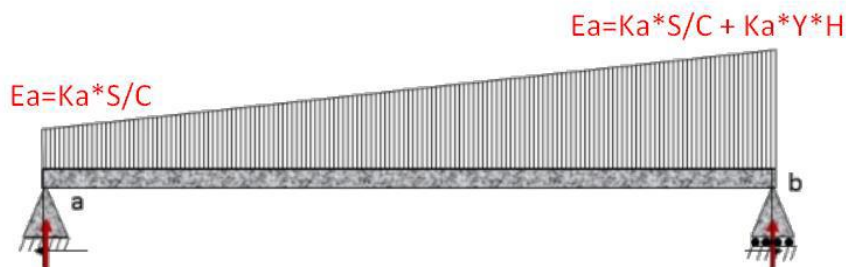
En este tipo de estructuras solo actúa el empuje activo, ya que solo existe presión del suelo en la cara externa del muro, en caso el muro esté sometido a presión en la cara interior se deberá considerar también el empuje pasivo. Mediante la siguiente expresión se determina el empuje de la sobrecarga, la cual es una carga uniformemente distribuida.

$$Ea = Ka * S/C$$

Una forma simple para analizar y diseñar los muros de semisótano es idealizarlo como una viga o losa continua simplemente apoyada, este sometido al empuje activo triangular y a la carga uniformemente distribuida producto de la sobrecarga.

**Figura 16**

*viga simplemente apoyada sometida a empuje activo.*



### 1.3.2.3.7. Diseño de cimentaciones

Son elementos estructurales que cumplen la función de transferir cargas que provienen de los columnas o placas hacia el terreno de la edificación. Al diseñar estos elementos se debe tener cuidado que la presión obtenida de las cargas de la estructura no supere la capacidad de soporte del suelo.

- **Coefficiente de Balasto**

El coeficiente de Winkler o coeficiente de balasto va a depender de la capacidad admisible del suelo, este valor se encuentra usando la siguiente tabla.

**Figura 17**

*Coefficiente de balasto.*

Módulo de Reacción del Suelo Datos para SAFE					
Esf Adm (Kg/Cm <sup>2</sup> )	Winkler (Kg/Cm <sup>3</sup> )	Esf Adm (Kg/Cm <sup>2</sup> )	Winkler (Kg/Cm <sup>3</sup> )	Esf Adm (Kg/Cm <sup>2</sup> )	Winkler (Kg/Cm <sup>3</sup> )
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

- **Verificación del predimensionamiento**

En este paso se verifica que las cargas actuantes en la zapata sean menores o iguales a la capacidad admisible del suelo  $\sigma_{act} \leq \sigma_{adm}$ .

- **Verificación por corte y punzonamiento**

Consiste en verificar que el corte último sea inferior o el mismo que la resistencia del concreto a corte de la zapata  $\phi V_c \leq V_u$ , si esto no se cumple el espesor de la zapata debe aumentar.

### 1.3.3. Etabs

Con la ayuda de este programa se puede realizar tareas que van desde al análisis de una viga reforzada o simplemente apoyada hasta un análisis tridimensional de edificios y diseños estructurales bajo uno o varios sistemas de cargas dinámicas o estáticas aplicadas a la estructura.

Etabs cuenta con una serie de iconos, menús, y espacios de trabajo. Constituye una interfaz gráfica del usuario en la que puede ingresar el usuario, validar o modificar datos, así como almacenar datos para posteriormente procesarlos, analiza estructuras, visualizar resultados numéricos o sus representaciones gráficas, imprimirlos, visualizar diseños de resultados, etc. Es un programa que está orientado a eventos que permite tener buena comunicación con el usuario, no obstante, debido a la gran cantidad de opciones que un usuario puede desactivar y/o activar y cada opción generar otras opciones (en su mayoría no están acompañadas de una solicitud de texto). Elemento - Datos - (que requieran para seguir), por lo que es necesario saber exactamente cómo funciona para poder utilizarlo de manera efectiva, así como las convenciones de notación utilizadas, el sistema de referencia utilizado y algunas recomendaciones de uso (Agudelo, et al. 2015).

### 1.3.4. Safe

Según (CSI Spain, 2022) para analizar y dimensionar losas y cimentaciones de concreto armado, Safe es un software innovador y revolucionario. Safe incorpora todas las fases del proceso de dimensionamiento, desde modelar objetos hasta el diseño y el detallado. Su combinación de capacidad, potencia y uso intuitivo ofrece a los ingenieros de diseño una

ventaja inigualable. La creación de modelos es eficiente y rápida se debe a sus herramientas de diseño avanzado. Cuenta con numerosas opciones de importación que establecen conexión con programas Revit, AutoCAD y Excel. Puede utilizarse cualquier geometría, incluidos lados circulares y ovalados, para losas y cimentaciones.

Se pueden definir cualquier tipo de losa, incluidas losas nervadas y losas planas, y las cargas se distribuyen ya sea en dos direcciones o una. Además, losas y vigas se pueden postensar, equilibrando un determinado porcentaje de su propio peso. En el modelo se puede incluir columnas, paredes y rampas en los pisos, aparte de los elementos estructurales en la planta. Las paredes pueden ser modeladas con superficies rectas o curvas.

#### **1.4. Formulación del problema**

¿Cuál es el análisis y diseño estructural en concreto armado aplicando los softwares Etabs y Safe de un edificio de cinco niveles Trujillo – La Libertad, 2023?

#### **1.5. Objetivos**

##### **1.5.1. Objetivo general**

Elaborar el análisis y diseño estructural en concreto armado aplicando los softwares Etabs y Safe de un edificio de cinco niveles Trujillo – La Libertad, 2023

##### **1.5.2. Objetivos específicos**

- Realizar el modelamiento de un edificio de cinco niveles aplicando los softwares Etabs y Safe.
- Realizar el diseño estructural de un edificio de cinco niveles de acuerdo con la norma E.030 y E.060 aplicando los softwares Etabs y Safe.
- Modificar el código de diseño ACI – 318 de los softwares Etabs y Safe para obtener similitud con la norma E.060.
- Comparar el acero requerido del diseño estructural utilizando los softwares Etabs y Safe respecto al método tradicional.



- Verificar mediante la aplicación del software Safe que los esfuerzos actuantes de la cimentación no superen la capacidad portante del suelo.

## **1.6. Hipótesis**

### **1.6.1. Hipótesis general**

El análisis y diseño estructural en concreto armado aplicando los softwares Etabs y Safe de un edificio de cinco niveles ubicado en la provincia de Trujillo, cumple con los criterios que establecen las Normas Técnicas Peruanas E.050 Suelos y Cimentaciones, E.060 Concreto Armado, E.020 Cargas, y E.030 Diseño Sismorresistente.

## CAPITULO II: METODOLOGIA

### 2.1. Enfoque de investigación

La presente investigación tiene un enfoque cuantitativo, ya que parte de una idea que se irá acotando a la cual se le medirá la variable de estudio haciendo uso del método deductivo, las hipótesis se establecieron de las preguntas y se determinaron variables proyectando un plan para probarlas. Además, se aplicaron métodos estadísticos, lo cual lleva a resultados relacionados a la hipótesis planteada.

### 2.2. Tipo de investigación

#### 2.2.1. Por el propósito

La investigación por el propósito corresponde al tipo aplicada, porque fue necesario la aplicación de una investigación básica, es decir conocimientos teóricos y normativas ya establecidas con respecto al diseño sismorresistente de edificaciones, así como sus características, de tal manera que se pueda constatar la investigación a realizarse.

#### 2.2.2. Según el diseño de investigación

La investigación es no experimental – descriptiva según el diseño, ya que no existe manipulación ni control de las variables, solo se analizarán situaciones ya existentes. Se observará y analizará el diseño estructural propuesto para dicha edificación, lo cual reúne todas las condiciones para una investigación netamente descriptiva.

#### 2.2.3. Según el nivel

Según el nivel la presente investigación es explicativa, ya que se describe los procesos para el diseño estructural propuesto, se analizó el comportamiento estructural y se realizó un diseño sismorresistente para la edificación.

### 2.3. Diseño de investigación

La investigación según el diseño es no experimental de tipo transversal, puesto que en la investigación se hizo solo el diseño y análisis estructural, mas no se llegó a la ejecución de

la edificación. Los resultados obtenidos del diseño de cada uno de los elementos estructurales quedaron resumidos en planos.

### Figura 18

*Diseño de investigación transversal*

Estudio	T1
M	O

Donde:

**M** : Análisis y diseño estructural en concreto armado aplicando los softwares Etabs y Safe de un edificio de cinco niveles Trujillo - La Libertad, 2023.

**O** : Recopilación de todos los datos del proyecto planteado.

## 2.4. Variable

### 2.4.1. Concepto de variable

#### 2.4.1.1. Análisis estructural

Se conoce como análisis estructural al proceso de calcular y determinar las causas de las cargas de fuerzas internas en una edificación, estructura y objeto. El análisis es muy importante ya que ayuda a los ingenieros estructurales a comprender de manera completa las rutas de cargas y cómo actúan estas cargas en los diseños de ingeniería, esto permite que los ingenieros garanticen que la estructura es segura bajo las cargas estimadas para las que fue diseñada (Carigliano, 2015).

#### 2.4.1.2. Diseño estructural

Mediante el diseño estructural se realiza el estudio de la rigidez, estabilidad y resistencia de las estructuras, su objetivo principal es crear estabilidad en una estructura usando correctamente los materiales y el diseño. Lo que se busca lograr con el diseño estructural es que durante su vida útil una estructura no llegue a fallar en ningún momento (Reboredo, 2016).

## 2.4.2. Clasificación de la variable

**Tabla 10**

*Matriz de clasificación de variable*

CLASIFICACION					
VARIABLE	Relación	Naturaleza	Escala de medición	Dimensión	Forma de medición
Diseño Estructural	Dependiente	Cuantitativa	Razón	Unidimensional	Indirecta
Análisis Estructural	Independiente	cuantitativa	Razón	Unidimensional	Indirecta

### 2.4.3. Operacionalización de variables

**Tabla 11**

*Matriz de operacionalización de las variables*

VARIABLE	DEFINICION CONCEPTUAL	DEFINICION OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	Escala de medición
Análisis Estructural	El análisis estructural es el proceso de calcular y determinar las causas de las cargas de fuerzas internas en una edificación, estructura y objeto. El análisis es muy importante ya que ayuda a los ingenieros estructurales a comprender de manera completa las rutas de cargas y cómo actúan estas cargas en los diseños de ingeniería (Carigliano, 2015).	Sirve para analizar elementos estructurales individuales, y las fuerzas a las que estos son sometidos, permite analizar los resultados de los elementos estructurales como son; placas, vigas, columnas, cimentaciones y losas, todos estos con cargas como cargas vivas, cargas muertas, cargas sísmicas y cargas de viento.	Configuración estructural	Estructuración	Razón
			Cargas estructurales	Predimensionamiento Carga muerta Carga viva	
Diseño Estructural	Mediante el diseño estructural se realiza el estudio de la rigidez, estabilidad y resistencia de las estructuras, su objetivo principal es crear estabilidad en una estructura usando correctamente los materiales y el diseño. Lo que se busca lograr con	El diseño estructural permite que los elementos estructurales diseñado con los requerimientos establecidos en las normas que conforman el Reglamento Nacional de Edificaciones, tengan la resistencia, estabilidad y rigidez	Reglamento Nacional de Edificaciones	Análisis dinámico Análisis estático Sistema estructural Etabs y Safe E.050 Suelos y Cimentaciones E.030 Diseño sismorresistente E.060 Concreto Armado E.020 Cargas	Diseño de losas

---

el diseño estructural es que durante su vida útil una estructura no llegue a fallar en ningún momento (Reboredo, 2016).

suficiente ante los sismos de moderada y gran magnitud.

Diseño de Columnas

Diseño de Vigas

Diseño de placas

Diseño de  
cimentación

---

## **2.5. Población y muestra**

### **2.5.1. Población**

En esta investigación la población está representada por los edificios multifamiliares con diseño estructural en concreto armado de 5 pisos en la Urb. Palmeras del Valle, Provincia de Trujillo.

### **2.5.2. Muestra**

La muestra es el edificio multifamiliar con diseño estructural en concreto armado de 5 pisos ubicado en Mz E Lote 5 Urb. Palmeras del Valle, Provincia de Trujillo.

## **2.6. Técnicas e instrumentos de recolección y análisis de datos**

### **2.6.1. Técnicas de recolección de datos**

La técnica que se aplicó es la observación, ya que esto nos permite analizar metódicamente los datos que se obtienen del análisis. Asimismo, analizar las características estructurales y los resultados del diseño propuesto para identificar las diferencias del análisis dinámico y análisis estático.

### **2.6.2. Instrumentos de recolección de datos**

Los instrumentos que se usaron en la presente investigación son equipos de laboratorio de suelos, en el cual se realizaron ensayos con fines de cimentación para obtener la capacidad admisible del suelo. Además de los softwares para el diseño estructural y proceso de los datos obtenidos como son; Etabs, Safe, AutoCAD y Excel.

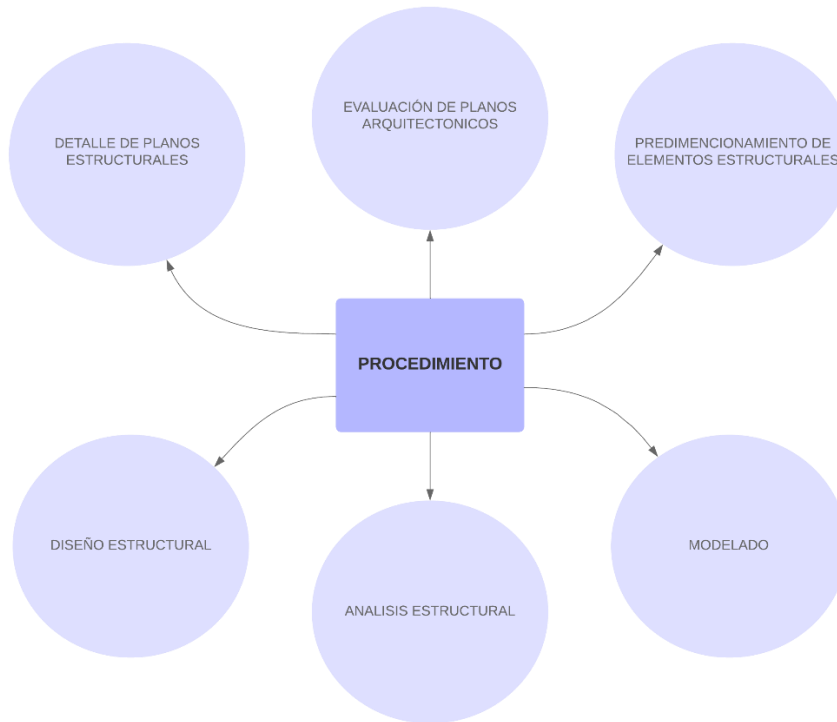
### **2.6.3. Análisis de datos**

Se utilizó el método cuantitativo para el análisis de datos, el cual permitió obtener el análisis y resultados mediante el uso de los softwares Etabs, Safe y mediante hojas de cálculo en Excel. Asimismo se tuvo en cuenta las normas técnicas E.050 Suelos y Cimentaciones, E.060 Concreto Armado, E.020 Cargas y E.030 Diseño Sismorresistente.

## 2.7. Procedimiento

**Figura 19**

*Cuadro sinóptico del procedimiento*



El objetivo general de la investigación fue analizar y diseñar los elementos estructurales de una edificación, estos elementos han aprobado y cumplido los parámetros que indican las normas del RNE, el análisis y diseño anteriormente mencionados se realizó usando los programas Etabs y Safe y los resultados se resumieron en planos estructurales.

Los elementos estructurales como losas columnas y vigas fueron predimensionados mediante el programa Excel, los resultados se plasmaron en el software AutoCAD para una mejor visualización conjunta de los planos predimensionados.

Con el software Etabs se realizó el análisis estructural del edificio. Además, según la norma (E.030 SENCICO, 2020) se realizó distintas verificaciones como son; sistema estructural, periodo fundamental de vibración, regularidad estructural, análisis sísmico dinámico, análisis estático y verificaciones de derivas de entrepiso.



Los elementos estructurales como muros de semisótano, vigas, placas, columnas, cimentación losas macizas y aligeradas se realizaron cumpliendo los criterios que señala la norma E.060 del RNE.

### **2.7.1. Análisis de datos**

Se utilizó las normas del RNE A.010 y A.020 para evaluar los planos arquitectónicos y que estos cumplan con lo estipulado en estas. Asimismo, se revisó las distribuciones de los ambientes y espacios usando el software AutoCAD.

En el análisis estructural se usó la norma E.030 diseño sismorresistente y en diseño estructural la norma E.060 concreto armado.

### **2.7.2. Aspectos éticos**

Se tuvo la responsabilidad y respeto a la propiedad intelectual de la teoría y antecedentes que se relacionan con el tema, mediante citas de cada información recopilada citando figuras, tablas, normas y revistas mediante el estilo APA. La presente tesis tuvo como finalidad investigar la rama de ingeniería estructural y diseño sísmico con el fin de obtener un producto que tenga un diseño completo de una edificación esencial que cuente con la capacidad de soportar un sismo de gran magnitud.

## **2.8. Desarrollo de tesis**

### **2.8.1. Características principales del edificio**

### **2.8.2. Estructuración**

Se realizó un diseño previo en el que se toma en cuenta los planos arquitectónicos para tener una noción de cómo será la estructura, en este diseño se ubicaron los elementos estructurales como: vigas, placas, losas y columnas; y no estructurales: vigas secundarias y vigas chatas, etc. Para estructurar la edificación se tomó en consideración los parámetros propuestos en el libro Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado del Ing. Antonio Blanco (1994).

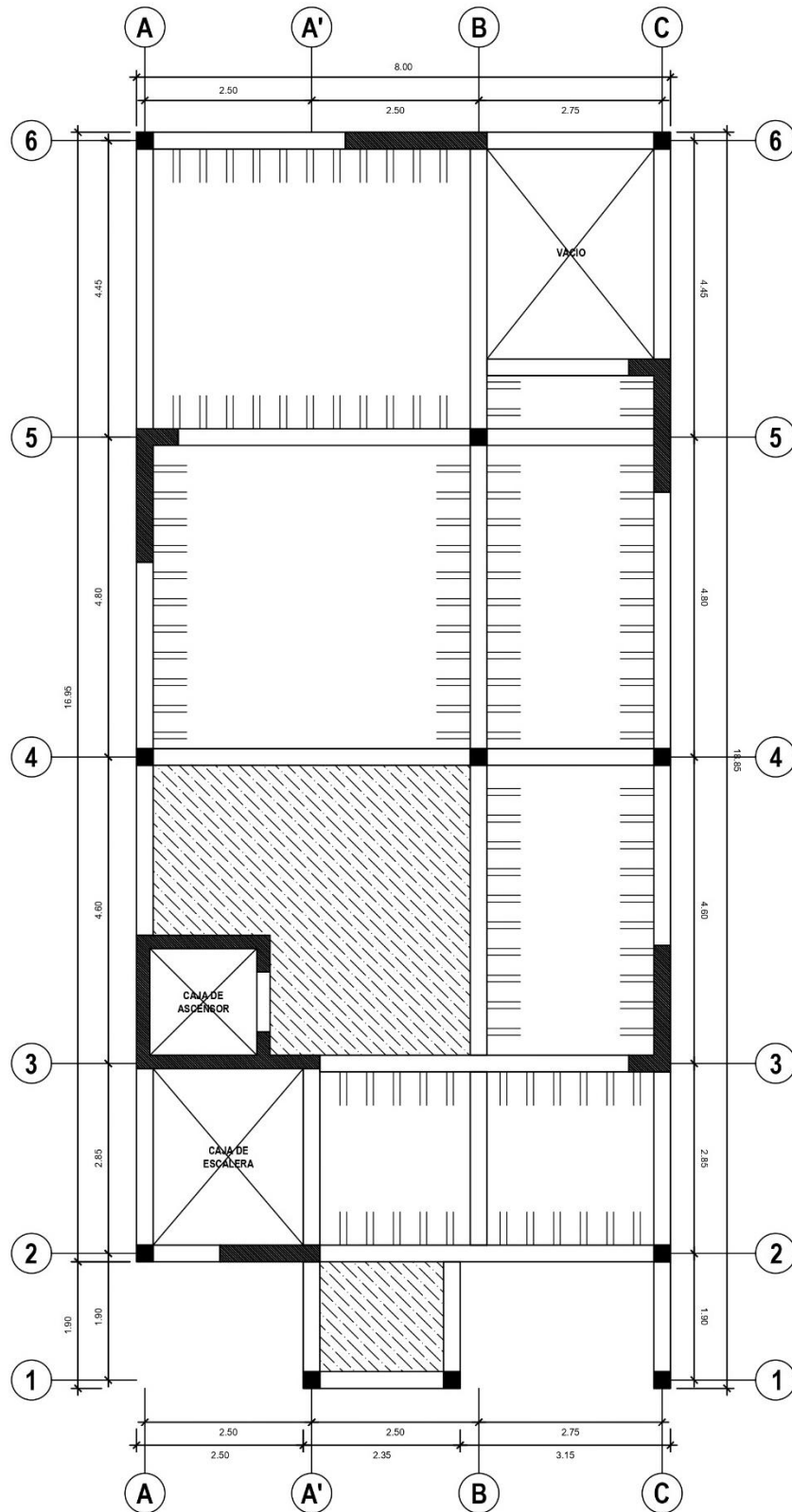
### 2.8.2.1. Criterios de estructuración

- ❖ **Resistencia y ductilidad.** Debido a que las estructuras se diseñan con una resistencia inferior a la que genera un movimiento sísmico, se debe asegurar que el edificio tiene la resistencia sísmica al menos en ambas direcciones sísmicas. De forma similar al punto anterior, es necesario que la estructura tenga la ductilidad apropiada y así los elementos entren en el rango plástico sin fallar.
- ❖ **Simplicidad y simetría.** Una estructura se comporta mejor durante un sismo cuando es lo más simple posible. Además, debe ser simétrico, ya que una estructura asimétrica produce efectos de torsión destructivos y difíciles de evaluar.
- ❖ **Continuidad de la estructura y uniformidad.** Los elementos estructurales no deben cambiar bruscamente y tanto en elevación como en planta deben ser continuos, con la finalidad de evitar concentraciones de esfuerzo.
- ❖ **Rigidez lateral.** Con la finalidad que tengan soporte ante las fuerzas horizontales producidas por un sismo, la estructura debe contener elementos que brinden a la edificación rigidez lateral en las dos direcciones.
- ❖ **Diafragma rígido.** Es importante considerar una losa rígida en su plano, puesto que esta simplifica el comportamiento de la edificación al hacer que las cargas horizontales se transmitan mediante esta unidad a los muros y columnas según su rigidez lateral y manteniendo para un determinado nivel una misma deformación.

### 2.8.2.2. Estructuración del edificio

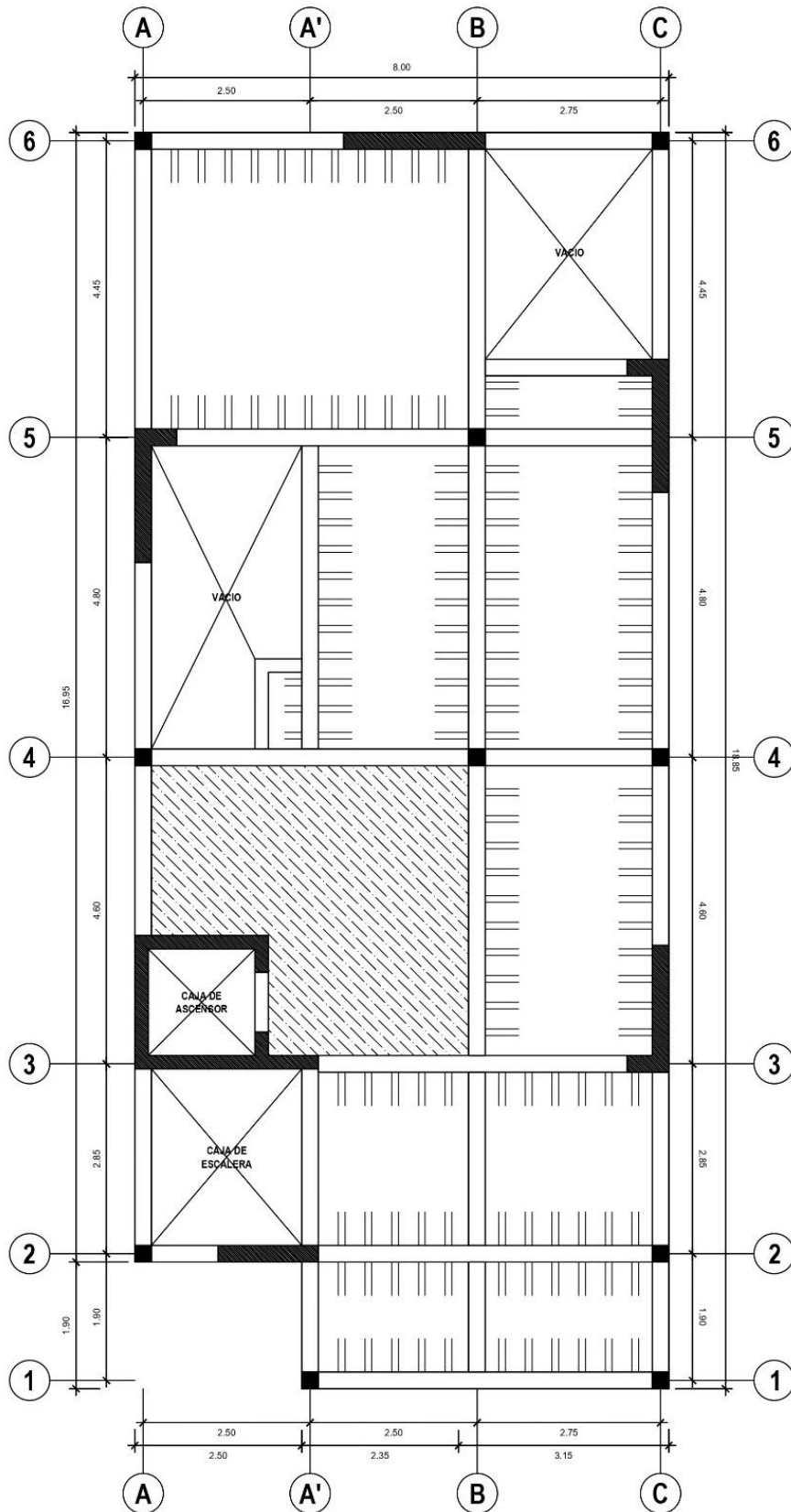
Figura 20

*Estructuración en planta de Semisótano*



**Figura 21**

*Estructuración planta típica*



### 2.8.3. Predimensionamiento

#### 2.8.3.1. Predimensionamiento de losas

La norma (E.020 SENCICO, 2020) señala algunos parámetros para asumir un espesor adecuado en losas, de los paños que se va a dimensionar se considera las luces libres. Para definir el espesor de la losa aligerada de la estructura se utilizó este criterio. Además, la luz libre se tomó de la dirección más corta del paño.

$$h (\text{espesor}) \geq \frac{\text{Luz libre}}{25}$$

$$h (\text{espesor}) \geq \frac{4.45}{25} = 0.178 \cong 0.20 \text{ m}$$

Asimismo, el Ing. Antonio Blanco presenta ciertos valores de peralte propuestos.

- ✓  $h = 17 \text{ cm}$ , para luces menores a 4 m.
- ✓  $h = 20 \text{ cm}$ , para luces entre 4 y 5.5 m.
- ✓  $h = 25 \text{ cm}$ , para luces entre 5 y 6.5 m.

La mayor luz libre en la longitud más corta según el plano es de **4.55 m**, a esto se le aplicó el criterio o fórmula del libro, obteniendo como resultado una aligerada de  **$h = 20 \text{ cm}$**  de peralte. En losas macizas se tomó un criterio aplicativo que es restar 5 cm al espesor del aligerado, lo cual para losas macizas se tomó un espesor de  **$h = 15 \text{ cm}$** .

#### 2.8.3.2. Predimensionamiento de vigas

Según (Blanco, 1994) estipula criterios para los peraltes de las vigas principales que se determinan como la luz libre del elemento multiplicado por 1/10 o 1/12 de. Además, la norma E.060 (SENCICO, 2020) señala que el ancho mínimo no debe ser menor a 25 cm para las vigas que forman pórticos sismorresistentes.

La edificación que se diseñó en la dirección Y la luz máxima es 4.55 m y en la dirección X es 5.00 m. Entonces se obtiene:

$$h_{\text{viga}} = \frac{4.55}{12} = 0.38 \text{ m}$$

$$h_{\text{viga}} = \frac{5.00}{12} = 0.42 \text{ m}$$

El peralte asignado para la dirección Y es de  $h = 40$  centímetros y  $h = 45$  centímetros para la dirección X, el ancho se tomó según lo que indica la norma que es  $b = 25$  cm para ambas direcciones.

- ✚ El espesor de las vigas chatas se le asignó igual al peralte del aligerado, por lo que su dimensión será de 25 cm x 20 cm.

### 2.8.3.3. Predimensionamiento de columnas

Se debe tener en cuenta el área tributaria y la carga axial al predimensionar las columnas. Es por lo que (Blanco, 1994) en su libro de estructuración y predimensionamiento indica que con los siguientes criterios se obtiene las dimensiones de las columnas.

- Para las columnas centrales, que son las que soportan más carga axial.

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

- Para las columnas esquinadas o excéntricas.

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

La categoría del edificio es “Tipo C” debido a que está destinada a vivienda. Asimismo, el concreto tendrá una resistencia a compresión de  $f'c = 210$  kg/cm<sup>2</sup>.

### Tabla 12

*Estimación de la Carga “P”*

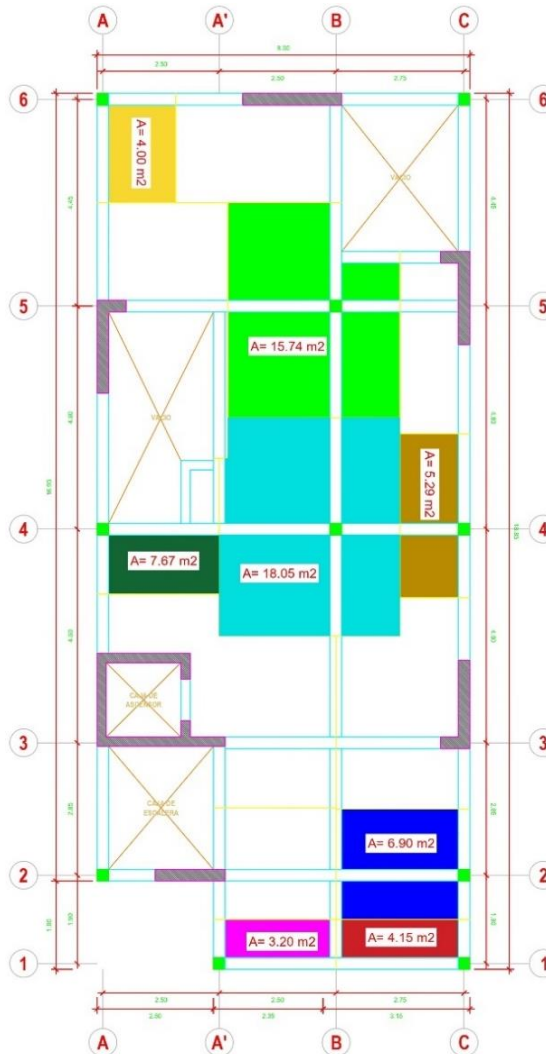
Estimación de la Carga “P”	
Edificio Categoría “A”	1.50 ton/m <sup>2</sup>
Edificio Categoría “B”	1.25 ton/m <sup>2</sup>
Edificio Categoría “C”	1.00 ton/m <sup>2</sup>

La carga de servicio de cada columna se determinó después de haber calculado el área tributaria, la carga de servicio se calculó con la siguiente fórmula.

$$P_{\text{servicio}} = P * A_{\text{tributaria}} * N_{\text{pisos}}$$

**Tabla 13**

*Áreas tributarias en columnas*



**Tabla 14**

*Predimensionamiento de columnas.*

		C – 1	C – 2	C – 3
		Esquinada	Excéntrica	Centrada
Carga (kg/m <sup>2</sup> )	P	1000	1000	1000
Área Tributaria (m <sup>2</sup> )	At	4.15	7.67	18.05
Número de pisos	N	6	6	6
P(servicio); Carga servicio (kg)	P (serv)	24900	46020	108300
Área columna requerida (cm <sup>2</sup> )	Ac	338.68	626.12	1146.03
Sección columna escogida (cm)	bxh	25x30	30x30	30x40

Se predimensionó las columnas, como se observa se tiene columnas esquinada para las que les asignó un área mayor al área requerida, esto debido a que la norma (E.060 SENCICO, 2020) estipula un área no menor a 25x25 cm. Asimismo, a las demás columnas se les asignó un área de 30x30 cm, esto con la finalidad de obtener una mejor conexión columna – viga y para brindarle una mayor rigidez a la estructura en ambas direcciones.

#### **2.8.3.4. Predimensionamiento de muros de concreto o placas**

Para predimensionar las placas fue necesario realizar primero un análisis sísmico, ya que de este se obtendrá el porcentaje total del cortante que absorben las placas que se calcula según las fuerzas cortantes basales. La norma (E.060 SENCICO, 2020) en vista que para determinar el ancho de las placas se recomienda hacer un análisis sísmico, considera que para edificaciones con pocos niveles se tome  $e = 15$  cm de espesor mínimo y este aumente a medida que el número de niveles aumentan.

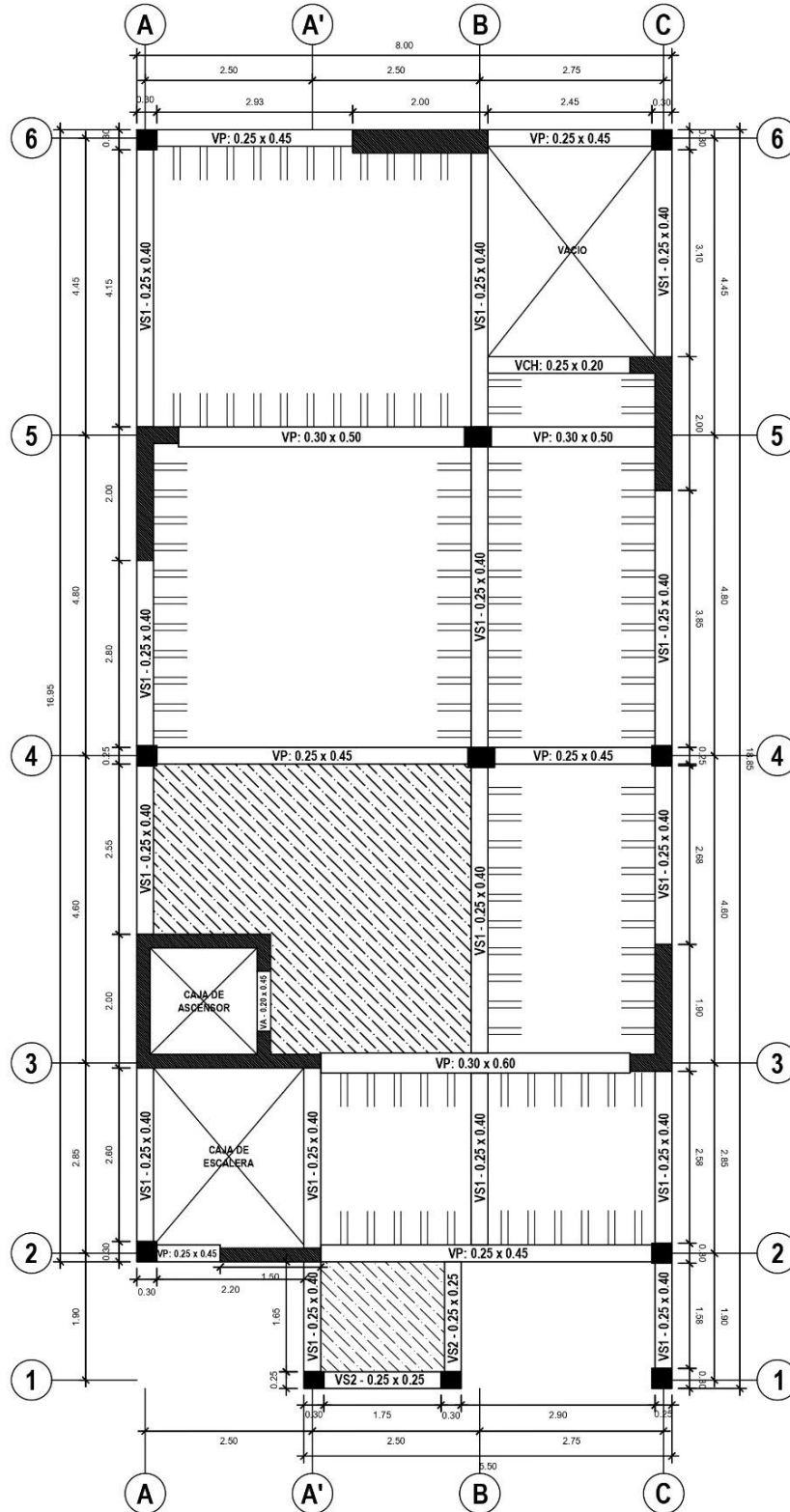
El edificio diseñado consta de cinco niveles más un semisótano, por lo que se consideró un espesor de  $e = 20$  cm hasta  $e = 35$  cm para las placas del edificio y para la caja del ascensor  $e = 20$  cm.



### 2.8.3.5. Elementos estructurales predimensionados

Figura 22

*Predimensionamiento en planta de semisótano*





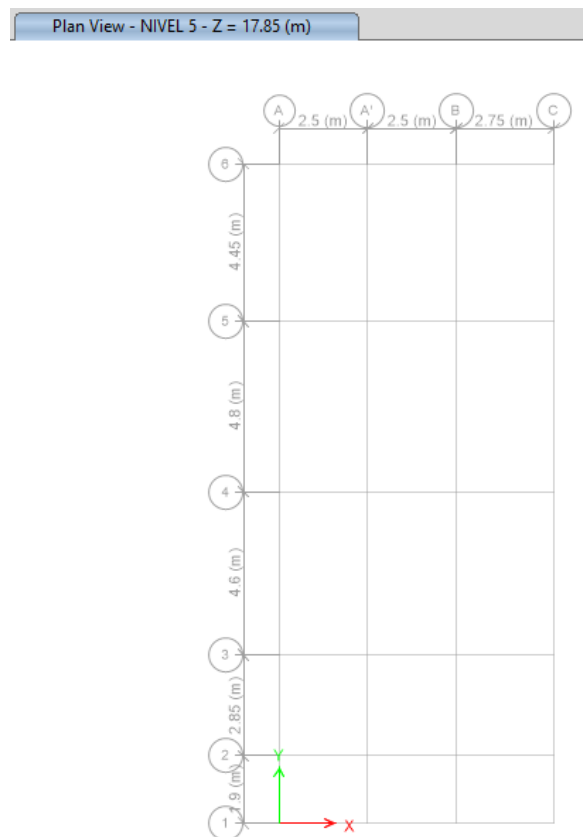
## 2.8.4. Modelado de la estructura con Etabs

### 2.8.4.1. Creación de grillas

Se definió los ejes según los espaciamientos que se obtuvieron durante la estructuración y predimensionamiento de la estructura.

#### Figura 24

*Creación de grillas, Etabs.*



**Fuente:** Resultados obtenidos de Etabs.

Respecto al alto del entrepiso, el piso típico es de 2.70 m de altura, se debe tener en cuenta que la altura del primer entrepiso se acota desde el empotramiento de la columna con la zapata. La profundidad de cimentación típica de acuerdo con el estudio de suelos para este edificio es de 2.00 m, el espesor de una zapata puede variar entre 0.80 m a 0.85 m. Entonces, la cota del primer entrepiso debe llegar hasta la cara superior de la zapata donde se produce el empotramiento, para ello el alto total del primer entrepiso es 3.75 m.

**Figura 25**
*Alturas de entrepiso, Etabs.*

Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m	Story Color
NIVEL 5	2.7	17.25	No	NIVEL 1	No	0	Red
NIVEL 4	2.7	14.55	No	NIVEL 1	No	0	Magenta
NIVEL 3	2.7	11.85	No	NIVEL 1	No	0	Yellow
NIVEL 2	2.7	9.15	No	NIVEL 1	No	0	Grey
NIVEL 1	2.7	6.45	Yes	None	No	0	Blue
SEMISOTANO (+)	1.65	3.75	No	None	No	0	Green
SEMISOTANO (-)	2.1	2.1	No	None	No	0	Cyan
Base		0					

**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

### 2.8.4.2. Propiedad de los materiales

Para analizar y diseñar la estructura se utilizaron materiales como acero de refuerzo y concreto.

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

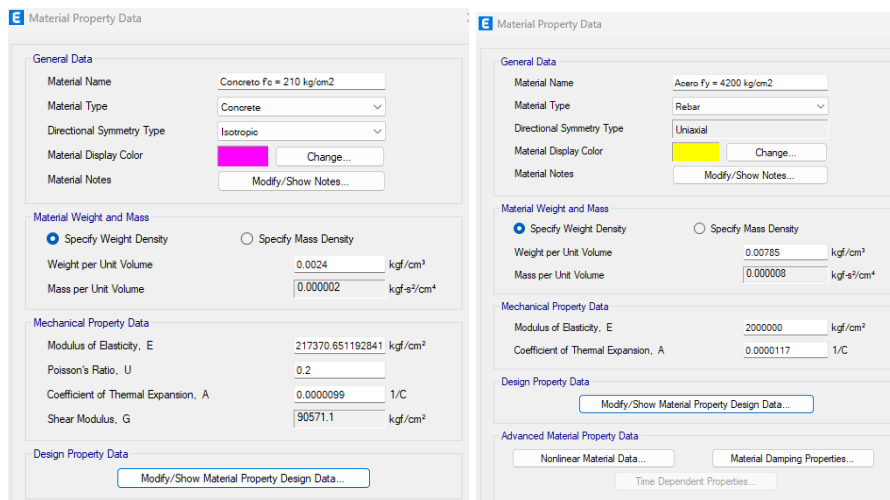
- ✓ Resistencia a la compresión:  $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$
- ✓ Peso específico:  $\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$
- ✓ Módulo de Poisson:  $\nu = 0.20$
- ✓ Módulo de elasticidad:  $E_c = 15000 * \sqrt{f'c} = 217370,651 \text{ kgf/cm}^2$

Acero de refuerzo:

- ✓ Acero de refuerzo corrugado de Grado 60
- ✓ Resistencia de fluencia:  $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$
- ✓ Peso específico:  $\gamma_s = 7,85 \text{ tonf/m}^3$
- ✓ Módulo de elasticidad:  $E_s = 2000000 \text{ kgf/cm}^2$

**Figura 26**

*Materiales definidos, Etabs.*



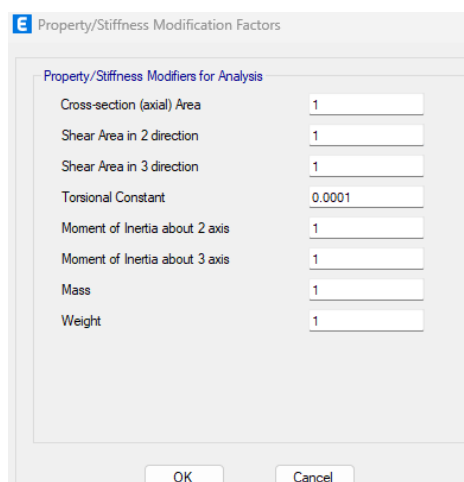
**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

### 2.8.4.3. Definición de elementos

Al definir el elemento viga se tuvo en cuenta algunos criterios como despreciar la torsión, ya que las vigas se deben diseñar principalmente a corte y flexión, mas no deben tener torsión. En caso no se cambie la constante de la torsión y se deje en “1” esto indica que las vigas tienen un comportamiento igual al de las columnas, que no es lo correcto.

**Figura 27**

*Torsión en vigas, Etabs*



**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

Asimismo, para cualquier viga típica peraltada el recubrimiento es de 6 cm hasta el eje del acero de refuerzo. Esto varía en caso la viga requiera dos capas de acero, en ese caso el recubrimiento resultaría de 8 cm. Para las vigas de borde y las vigas chatas el recubrimiento es de 3 cm, ya que su peralte es igual al espesor de la losa.

## Figura 28

*Recubrimiento en vigas peraltadas, Etabs.*

**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

Se determinó la sección de los elementos Frame y Shell que han sido predimensionados, como se detalla a continuación.

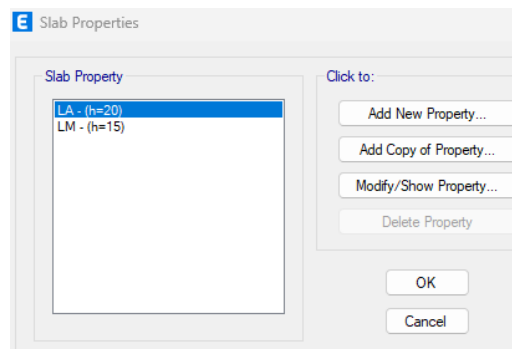
## Figura 29

*Elementos definidos, Etabs.*

**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

**Figura 30**

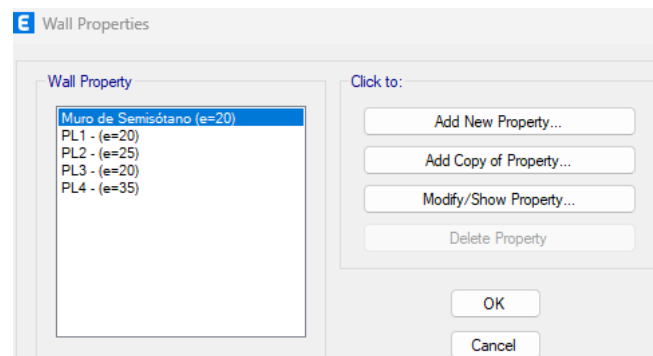
*Definición de losas, Etabs.*



**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

**Figura 31**

*Definición de placas y muro de semisótano, Etabs.*



**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

Los diámetros de las varillas de acero se configuraron a pulgadas.

**Figura 32**

*Configuración de diámetro de acero a pulgadas, Etabs.*

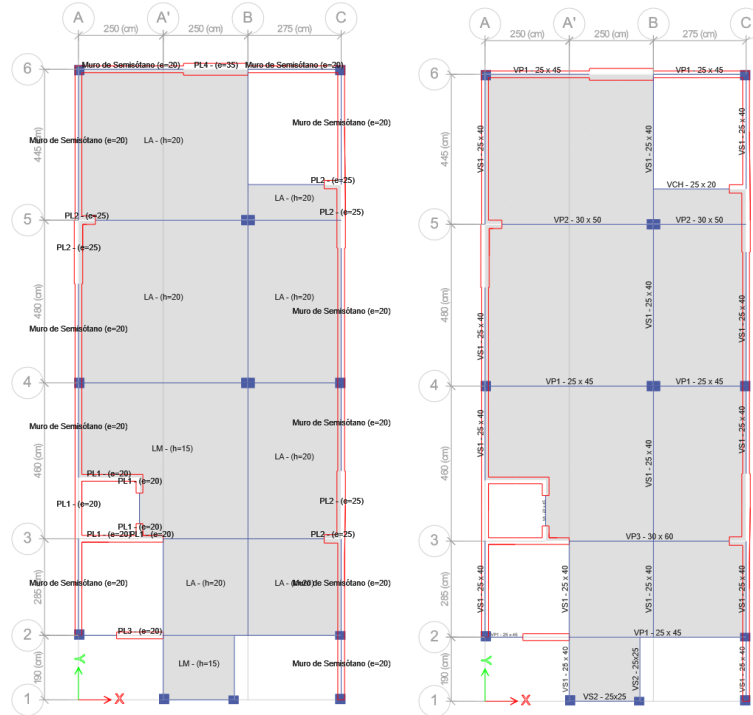


**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

### 2.8.4.4. Modelado de la edificación

**Figura 33**

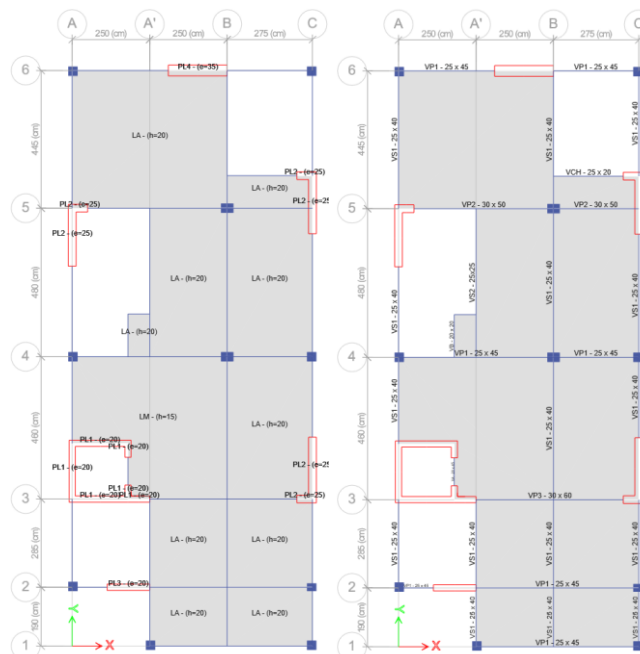
*Modelado en planta semisótano, Etabs.*



**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

**Figura 34**

*Modelado en planta típica, Etabs.*

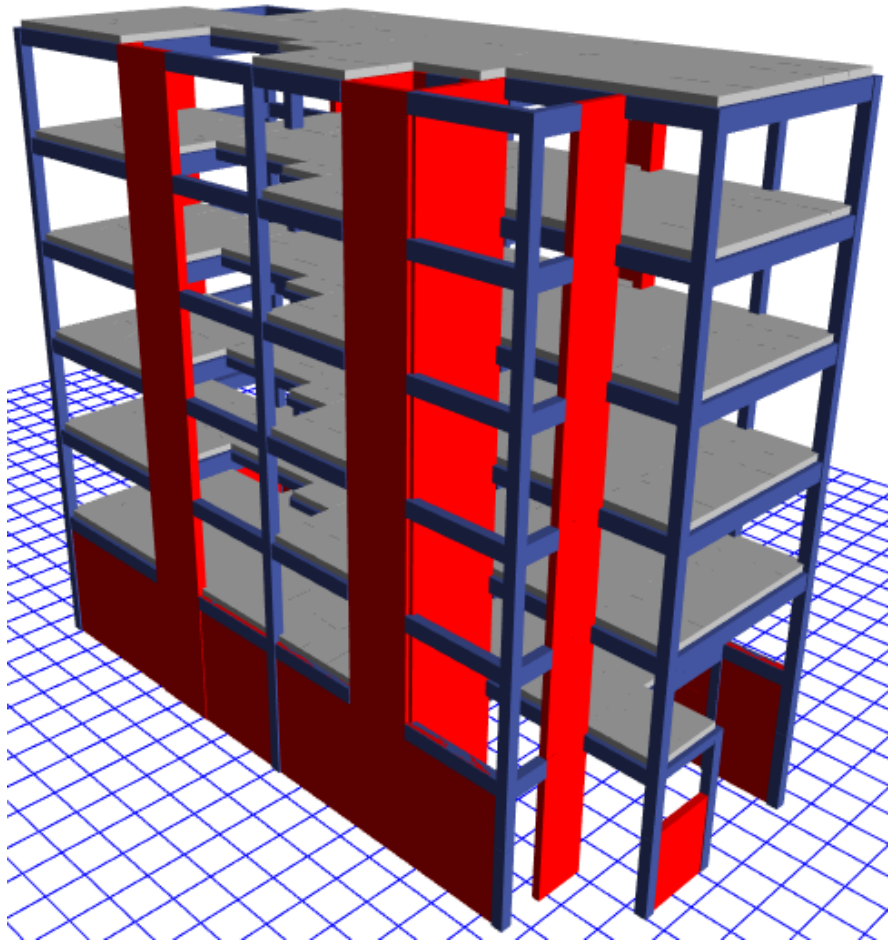


**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.



**Figura 35**

*Modelado 3D, Etabs.*



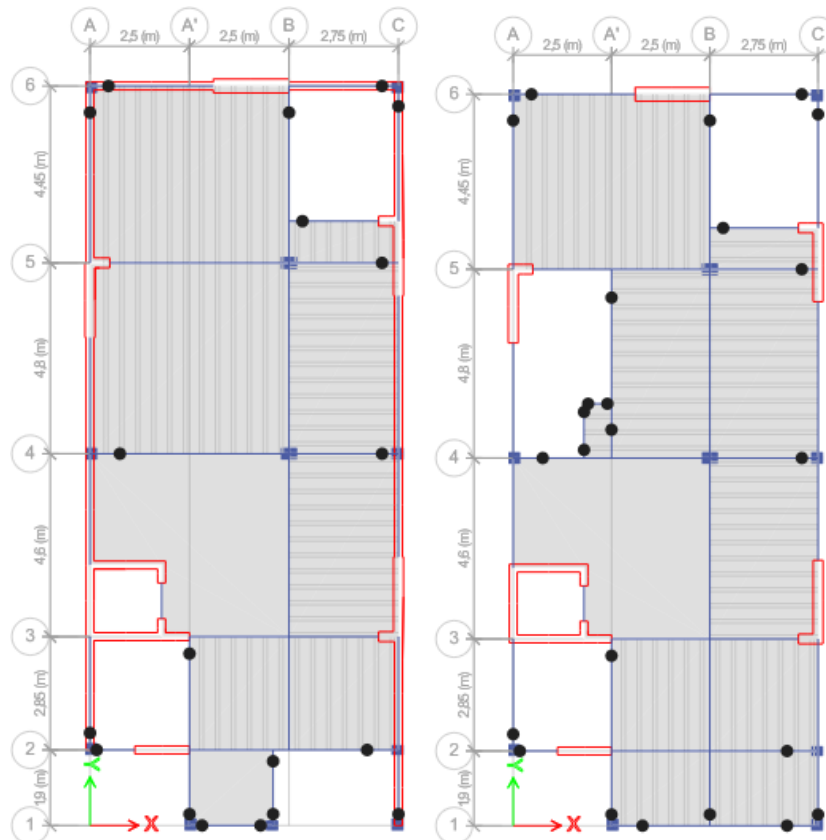
**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

#### **2.8.4.5. Releases**

Las vigas estructurales con un concreto de resistencia igual a  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$  se le podría aplicar un diámetro mínimo de acero de  $\frac{3}{4}$ " o 1", para ello la longitud de desarrollo resultó de 42 cm, además, se le agregó el recubrimiento de la columna de 4 cm, para esto la longitud mínima resultó de  $Ld = 46 \text{ cm}$ . Por ello si el nodo de encuentro no cumple con esta longitud mínima debe liberarse los momentos (Releases).

**Figura 36**

*Releases en vigas en semisótano y piso típico, Etabs.*



**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

#### 2.8.4.6. Restricciones en la base

La edificación que se simuló en el programa Etabs presenta en su base la condición de un empotramiento perfecto, ya que en la intersección de columna – zapata se presenta un nodo rígido, esto restringe su movimiento y giro en los 6 grados de libertad que genera un empotramiento.

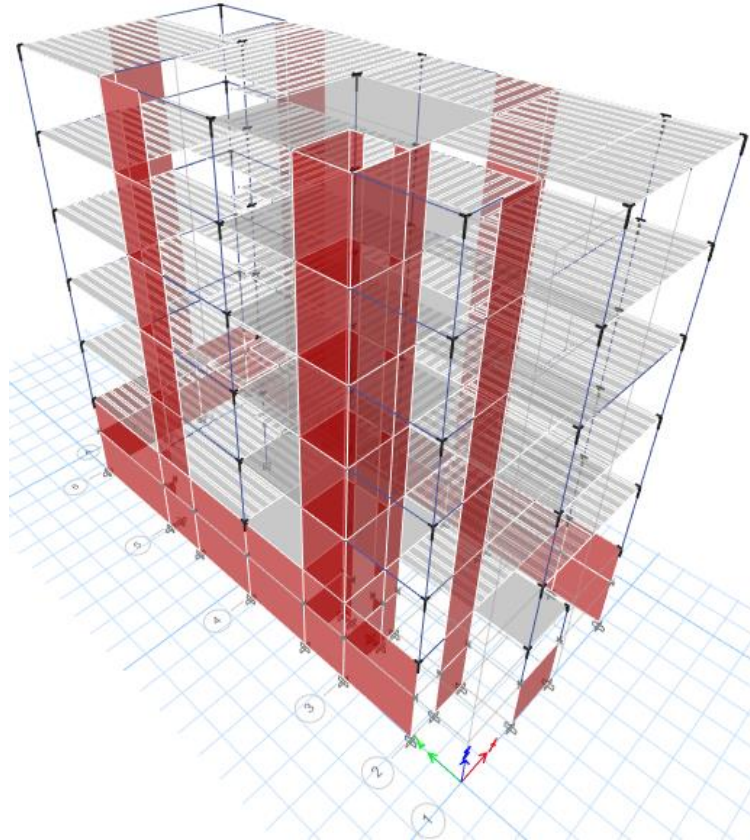
#### 2.8.4.7. Brazos rígidos

En toda estructura las intersecciones de viga - columna son consideradas como nodos rígidos. Entonces, al momento de obtener los resultados del diagrama de momentos y fuerzas cortantes se evaluaron en la cara de la columna para un resultado óptimo, por eso fue necesario aplicar brazos rígidos a todos los nodos. Se asignó los brazos rígidos automáticos con un factor rígido igual a 0.8. este valor significa que se está considerando un 80% rígido en el nodo. No se

consideró un 100% debido a que en las construcciones no se logra obtener un nodo rígido perfecto.

### Figura 37

*Brazos rígidos, Etabs.*



Fuente: Resultados extraídos de Etabs.

## 2.8.5. Cargas estructurales

### 2.8.5.1. Cargas vivas y muertas

Tabla 15

*Pesos volumétricos de los materiales.*

Material	Peso unitario
Unidades de albañilería huecas	1.4 ton/m <sup>3</sup>
Concreto armado	2.4 ton/m <sup>3</sup>

Fuente: RNE – E.020.

**Tabla 16**

*Carga muerta en losas por metro cuadrado.*

Material	Peso x m <sup>2</sup>
Piso terminado (Acabados)	100 kg/m <sup>2</sup>
Ladrillo de techo (losa aligerada)	70.2 kg/m <sup>2</sup>
Tabiquería	150 kg/m <sup>2</sup>

Fuente: RNE – E.020.

Con respecto a la carga viva, la norma (E.020 SENCICO, 2020) indica que esta carga para edificios destinados a vivienda será 200 kg/m<sup>2</sup> para cualquier uso de vivienda como también para corredores y escaleras, esto varía en la azotea, la carga viva como indica la norma es 100 kg/m<sup>2</sup>. A continuación se especifica las cargas por paño.

**Tabla 17**

*Cargas muertas en semisótano.*

PAÑO	A – A'	A' - B	B - C
1 - 2	X	170.2	X
2 - 3	X	320.2	
3 - 4		250	320.2
4 - 5		320.2	320.2
5 - 6		320.2	170.2 - X

**Tabla 18**

*Cargas muertas en piso típico.*

PAÑO	A – A'	A' - B	B - C
1 - 2	X	320.2	
2 - 3	X	320.2	
3 - 4		250	320.2
4 - 5	X - 170.2	320.2	320.2
5 - 6		320.2	170.2 - X

**Tabla 19**
*Cargas muertas en azotea.*

PAÑO	A – A'	A' - B	B - C
1 - 2	X		170.2
2 - 3	X		170.2
3 - 4		100	170.2
4 - 5	X - 170.2	170.2	170.2
5 - 6		170.2	170.2 - X

**Tabla 20**
*Cargas vivas en semisótano.*

PAÑO	A – A'	A' - B	B - C
1 - 2	X	200	X
2 - 3	X		200
3 - 4		200	200
4 - 5		200	200
5 - 6		200	200 - X

**Tabla 21**
*Cargas vivas en piso típico.*

PAÑO	A – A'	A' - B	B - C
1 - 2	X		200
2 - 3	X		200
3 - 4		200	200
4 - 5	X - 200	200	200
5 - 6		200	200 - X

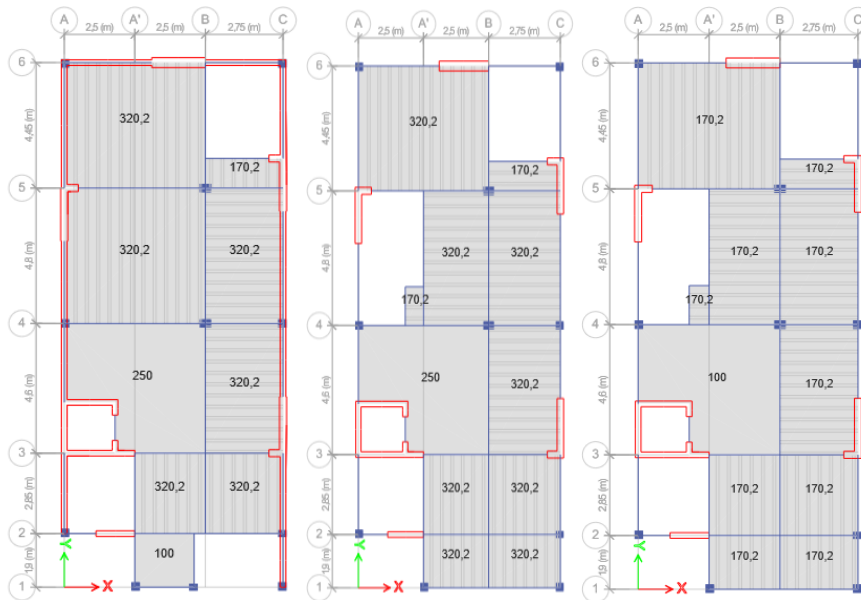
**Tabla 22**
*Cargas vivas en azotea.*

PAÑO	A – A'	A' - B	B - C
1 - 2	X		100
2 - 3	X		100

3 - 4		100	100
4 - 5	X -100	100	100
5 - 6		100	100 - X

**Figura 38**

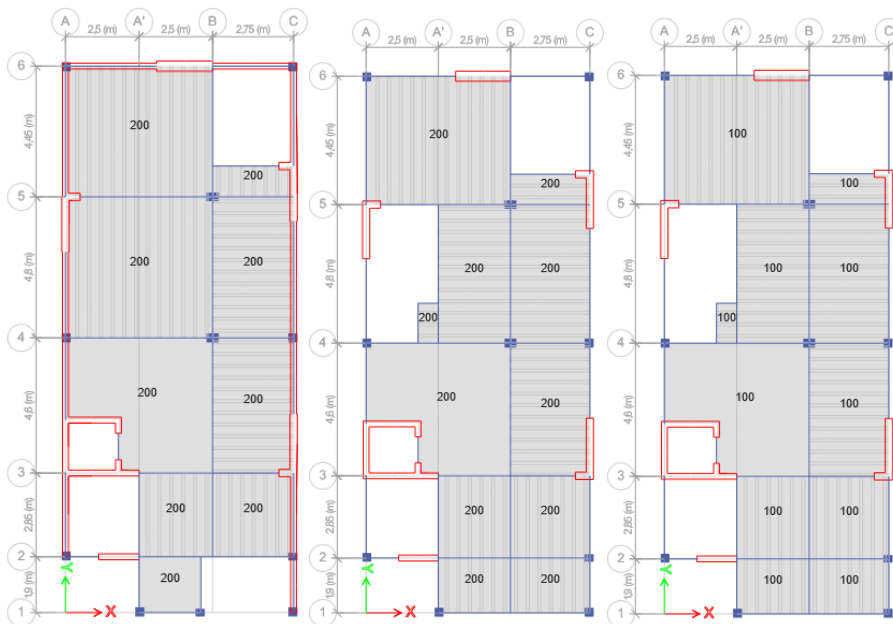
*Cargas muertas en semisótano, piso típico y azotea.*



**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

**Figura 39**

*Cargas vivas en semisótano, piso típico y azotea.*



**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

### 2.8.5.2. Cargas de tabiquería

La tabiquería tiene un peso volumétrico de  $1400 \text{ kg/m}^3$ , el muro tiene un espesor típico de 15 cm, con estos datos y según la altura de los ambientes se puede obtener la carga distribuida lineal. La arquitectura presenta ventanas, para lo cual la altura del alfeizar fue de 1.2 m.

$$CM(\text{Tabiquería}) = 1400 * 0.15 * 1.2 = 252 \text{ kg/m}$$

Además, algunos ambientes tienen muro en la altura total del piso, por ejemplo los muros aldaños a las construcciones vecinas, para este caso se conoce que la altura del entrepiso es 2.7 m menos el peralte de la viga.

$$CMX(\text{Tabiquería}) = 1400 * 0.15 * (2.70 - 0.45) = 472.5 \text{ kg/m}$$

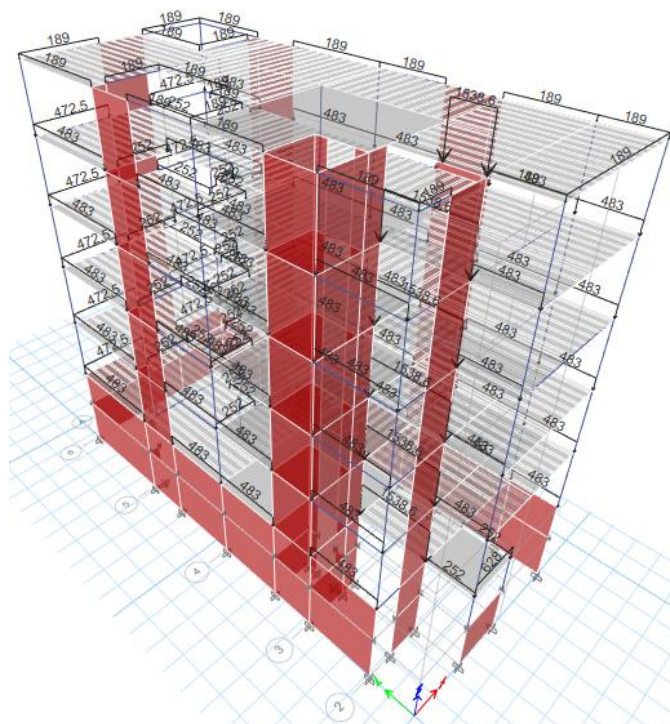
$$CMY(\text{Tabiquería}) = 1400 * 0.15 * (2.70 - 0.40) = 483 \text{ kg/m}$$

En la azotea de esta edificación se presenta un parapeto a lo largo del perímetro de la losa, este elemento de albañilería tiene una altura de 0.9 m.

$$CM(\text{Tabiquería}) = 1400 * 0.15 * 0.9 = 189 \text{ kg/m}$$

#### Figura 40

*Cargas de tabiquería en modelo 3D, Etabs.*



Fuente: Resultados obtenidos de Etabs.

### 2.8.5.3. Metrado y asignación de carga de escalera

En esta edificación no se modeló la escalera, ya que se busca que la estructura modelada en Etabs sea idealizada lo más limpia posible y así obtener resultados coherentes y correctos. Las escaleras necesitan ser modeladas de manera correcta, en caso no lo estén puede modificar la configuración de la estructura y por ende arrojar valores incorrectos en el análisis. Por ello a la estructura se le asignó un metrado de cargas realizado previamente.

La escalera tiene una losa típica con un peralte de 15 cm, sin tomar el peso de contrapasos y pasos, para estos el peso se asume igual que una losa con 7 cm de peralte. Una vez obtenidos estos datos se realizó un metrado por metro cuadrado con el fin de que las cargas se distribuyan en cada uno de los apoyos mediante área tributaria.

$$\text{Peso propio (escalera)} = 2400 * 0.15 = 360 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso escalones (escalera)} = 2400 * 0.07 = 168 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Piso terminado (escalera)} = 100 \text{ kg/m}^2$$

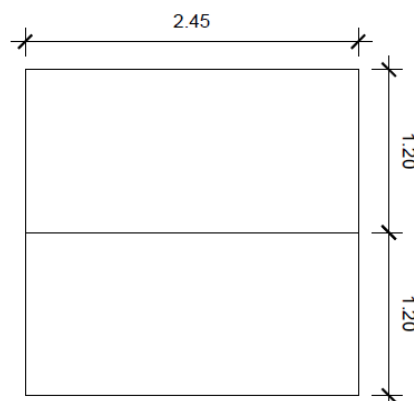
$$\text{CM (escalera)} = 628 \text{ kg/m}^2$$

La norma (E.020 SENCICO, 2020) señala que en escaleras la carga viva es igual a  $200 \text{ kg/m}^2$ .

$$\text{CV (escalera)} = 200 \text{ kg/m}^2$$

#### Figura 41

*Medidas de escalera típica de nivel.*





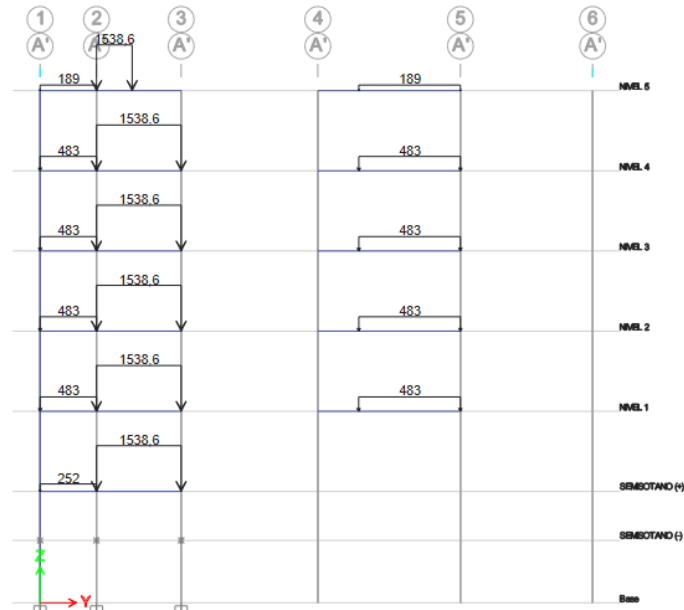
Se calculó la carga distribuida que se aplicará a las vigas de apoyo como área tributaria.

$$CM \text{ (escalera - 1)} = 628 * 2.45 = 1538.6 \text{ kg/m}$$

$$CV \text{ (escalera - 1)} = 200 * 2.45 = 490 \text{ kg/m}$$

**Figura 42**

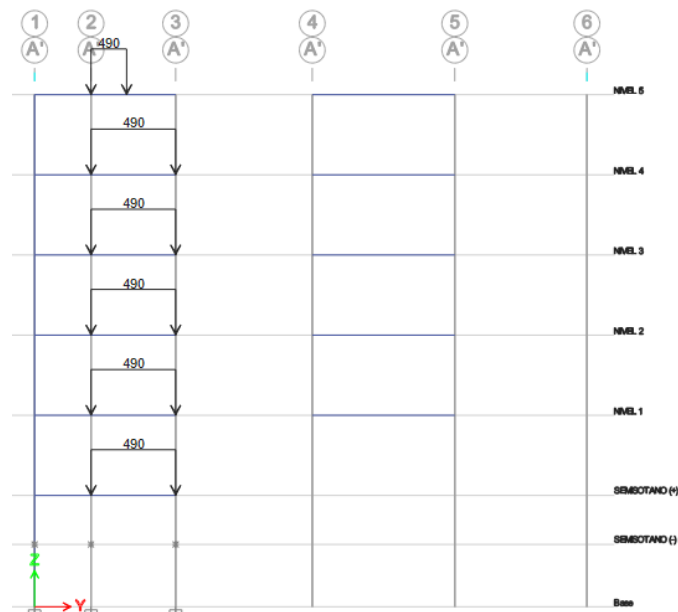
*Cargas muertas en escalera - 1, Etabs.*



Fuente: Resultados extraídos de Etabs.

**Figura 43**

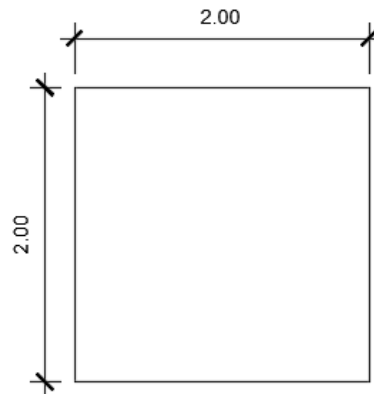
*Cargas vivas en escalera - 1, Etabs.*



Fuente: Resultados extraídos de Etabs.

**Figura 44**

*Medidas de escalera de ingreso.*



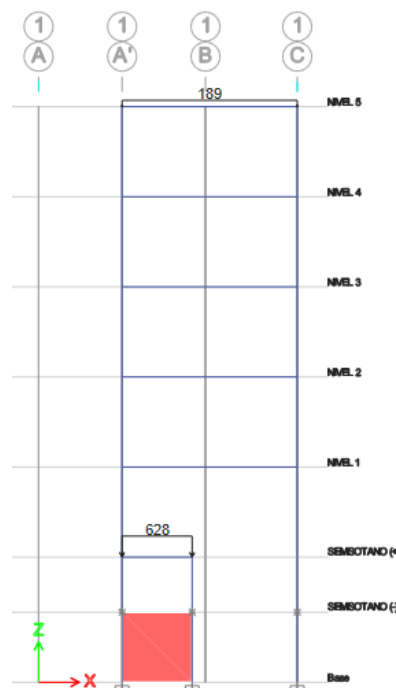
Las cargas distribuidas se aplicaron a las vigas en las que se apoyan mediante área tributaria con una longitud de  $2.00/2 = 1$  m.

$$CM \text{ (escalera - 2)} = 628 * 1 = 628 \text{ kg/m}$$

$$CV \text{ (escalera - 2)} = 200 * 1 = 200 \text{ kg/m}$$

**Figura 45**

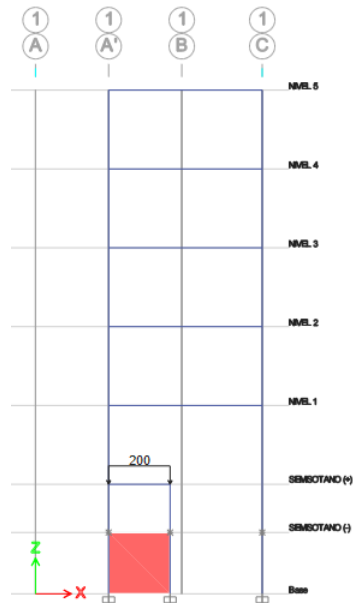
*Cargas muertas en escalera - 2, Etabs.*



**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

**Figura 46**

*Cargas vivas en escalera – 2, Etabs.*



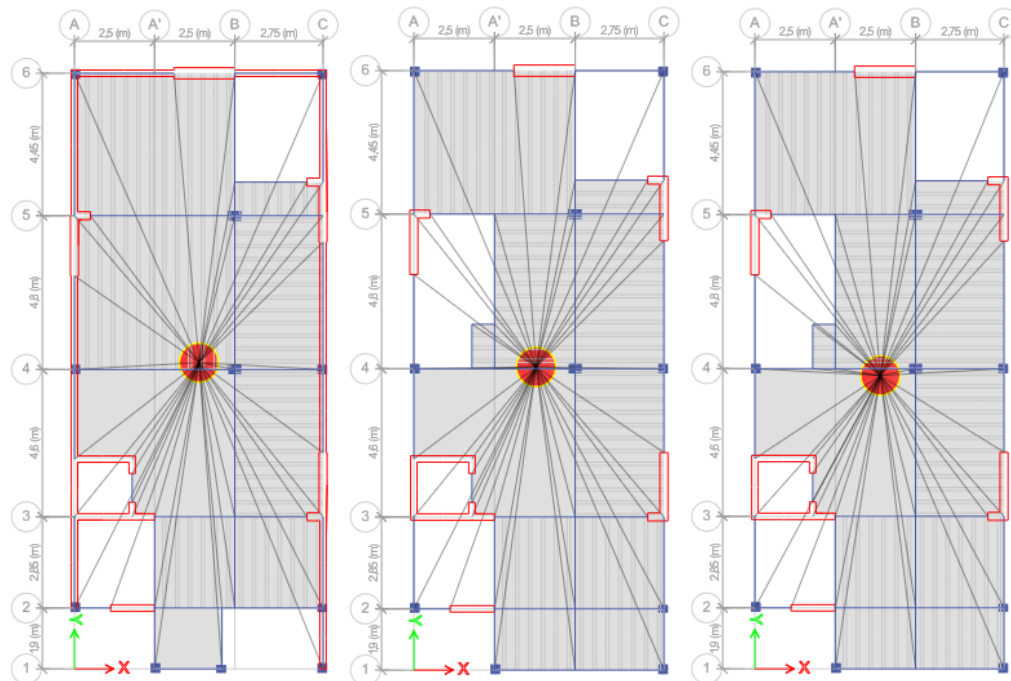
**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

#### 2.8.5.4. Diafragma rígido

Se asignó a cada planta un diafragma rígido correspondiente.

**Figura 47**

*Diafragma rígido en Semisótano, piso típico y azotea.*



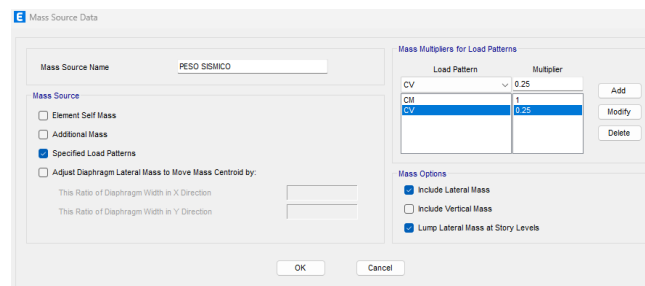
**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

### 2.8.5.5. Estimación del peso sísmico

Anteriormente, se realizaba un metrado de cargas manual para conocer el peso de la estructura; pero, este proceso resulta tedioso y podría generar malos cálculos, por ello en la actualidad el programa Etabs resulta muy práctico ya que permite determinar el peso de la edificación. La edificación según la norma (E.030 SENCICO, 2020) es de tipo “C”, para el peso sísmico de la estructura se determinó tomando 25% de carga viva más 100% de carga muerta.

**Figura 48**

*Formula del Peso sísmico en Etabs.*



Fuente: Resultados extraídos de Etabs.

### 2.8.6. Análisis estructural

#### 2.8.6.1. Periodo fundamental de vibración

Resulta complicado obtener este periodo manualmente en edificios de varios pisos; sin embargo, el programa Etabs realizó estos complejos cálculos y brindó en cada modo el periodo de vibración.

**Figura 49**

*Periodo fundamental de vibración, Etabs.*

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal 1		0,405	0,6285	0,0003	0	0,6285	0,0003	0	0,0003	0,5094	0,0105	0,0003	0,5094	0,0105
Modal 2		0,371	0,0034	0,563	0	0,632	0,5633	0	0,5198	0,0021	0,0468	0,5201	0,5115	0,0574
Modal 3		0,306	0,0208	0,0472	0	0,6527	0,6105	0	0,0414	0,0094	0,57	0,5615	0,521	0,6273
Modal 4		0,096	0,1631	8,1E-07	0	0,8158	0,6105	0	0,000004	0,1816	0,0014	0,5615	0,7026	0,6287
Modal 5		0,086	0,0007	0,1312	0	0,8165	0,7417	0	0,098	0,0017	0,0227	0,6596	0,7043	0,6514
Modal 6		0,073	0,0044	0,0243	0	0,8209	0,766	0	0,0207	0,0102	0,1289	0,6803	0,7145	0,7803
Modal 7		0,042	0,0702	0,0001	0	0,8911	0,7661	0	0,000049	0,0876	0,0005	0,6803	0,8021	0,7808
Modal 8		0,037	0,000004	0,055	0	0,8911	0,8211	0	0,0483	0,0001	0,0052	0,7297	0,8022	0,786
Modal 9		0,033	0,001	0,0038	0	0,8921	0,8249	0	0,0039	0,0038	0,0563	0,7336	0,806	0,8423

Fuente: Resultados extraídos de Etabs.

Las pestañas UX, UY y RZ son los porcentajes de masas participativas que genera cada modo en dirección X, Y, Z. Todos los diafragmas tienen 3 grados de libertad: 1 rotacional en Z y 2 traslacionales en X, Y. El periodo de vibración para una estructura regular generalmente se encuentra en los tres primeros modos, ya que tienen más importancia.

Según los datos extraídos del programa Etabs, los cuales se observa en la figura N°49, la masa participativa más representativa en el primer modo fue traslacional en X con 63%, para lo cual el periodo de vibración en X es 0.405 s. La masa participativa del segundo modo fue traslacional en Y con un 56%, para lo cual el periodo de vibración en Y es 0.371 s. Por último, la masa participativa del tercer modo de vibración fue rotacional en Z, con 57% y el periodo de vibración para esta dirección es 0.306 s.

### 2.8.6.2. Modos de vibración y masas participativas

Los diafragmas rígidos presentan tres grados de libertad, con ello la norma (E.030 SENCICO, 2020) estipula que para los modos de vibración se debe definir tres modos por piso y se debe tener como mínimo tres modos. La edificación es de 6 niveles en total incluyendo el semisótano, por lo tanto, para el análisis se le asignó 18 modos de vibración.

**Figura 50**

*Masa participativa modal, Etabs.*

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	0,405	0,6285	0,0003	0	0,6285	0,0003	0	0,0003	0,5094	0,0105	0,0003	0,5094	0,0105
Modal	2	0,371	0,0084	0,563	0	0,632	0,5633	0	0,5198	0,0021	0,0468	0,5201	0,5115	0,0574
Modal	3	0,306	0,0208	0,0472	0	0,6527	0,6105	0	0,0414	0,0094	0,57	0,5615	0,521	0,6273
Modal	4	0,096	0,1631	8,1E-07	0	0,8158	0,6105	0	0,000004	0,1816	0,0014	0,5615	0,7026	0,6287
Modal	5	0,086	0,0007	0,1312	0	0,8165	0,7417	0	0,098	0,0017	0,0227	0,6596	0,7043	0,6514
Modal	6	0,073	0,0044	0,0243	0	0,8209	0,766	0	0,0207	0,0102	0,1289	0,6803	0,7145	0,7803
Modal	7	0,042	0,0702	0,0001	0	0,8911	0,7661	0	0,000049	0,0876	0,0005	0,6803	0,8021	0,7808
Modal	8	0,037	0,000004	0,055	0	0,8911	0,8211	0	0,0495	0,0001	0,0052	0,7297	0,8022	0,786
Modal	9	0,033	0,001	0,0038	0	0,8921	0,8249	0	0,0039	0,0038	0,0563	0,7336	0,806	0,8423
Modal	10	0,025	0,0443	0	0	0,9964	0,8249	0	0	0,0757	0,0005	0,7336	0,8817	0,8428
Modal	11	0,022	0,000006	0,0322	0	0,9964	0,8571	0	0,0399	0,000024	0,0003	0,7735	0,8817	0,8431
Modal	12	0,02	0,002	0,0003	0	0,9984	0,8574	0	0,0005	0,0061	0,0341	0,774	0,8878	0,8772
Modal	13	0,018	0,0322	0,00001	0	0,9706	0,8574	0	0,000010	0,0575	0,0047	0,774	0,9453	0,8819
Modal	14	0,016	0,000024	0,0162	0	0,9706	0,8736	0	0,0223	0,0001	0,0000034	0,7963	0,9453	0,8819
Modal	15	0,015	0,0156	0,0001	0	0,9862	0,8737	0	0,0002	0,0329	0,0014	0,7965	0,9782	0,8833
Modal	16	0,014	0,0052	0,0003	0	0,9913	0,8741	0	0,0005	0,0081	0,0256	0,797	0,9863	0,9089
Modal	17	0,013	0,0003	0,1112	0	0,9916	0,9853	0	0,1795	0,0004	0,0012	0,9765	0,9867	0,9101
Modal	18	0,011	0,005	0,0031	0	0,9966	0,9883	0	0,0049	0,0074	0,0752	0,9814	0,9941	0,9853

Fuente: Resultados extraídos de Etabs.

Los acumulados de las masas participativas se muestran en las pestañas Sum-UX, Sum-UY y Sum-UZ, la norma (E.030 SENCICO, 2020) estipula que como mínimo se debe obtener el 90% de la participación de las masas en X e Y de la estructura, para lo cual en este diseño la figura N°50 muestra que se obtuvo en el modo 17 lo que exige la norma, alcanzando un 99% en las dos direcciones, por ello los resultados del análisis sísmico solo se obtendrá con los diecisiete primeros modos de la combinación modal.

### 2.8.6.3. Análisis sísmico

#### a) Zonificación

El edificio se encuentra en la provincia de Trujillo, Departamento de La Libertad. Según la norma (E.030 SENCICO, 2020) por ubicarse en una zona sísmica 4 le corresponde un factor Z igual a 0.45.

#### b) Condiciones geotécnicas

Según estudios previos realizados, el suelo donde se encuentra la edificación tiene propiedades de un suelo tipo “S2”, suelo intermedio, el factor S que presenta el suelo es 1.05 y los periodos  $T_L$  y  $T_P$  de 2 y 0.6 respectivamente según lo señalado en la norma (E.030 SENCICO, 2020).

### Figura 51

*Parámetros de diseño.*

3.2.1 **Parámetros de Diseño Sismo Resistente**  
De acuerdo al reglamento nacional de construcciones y a la Norma Técnica de edificación E-030-Diseño Sismorresistente, se deberá tomar los siguientes valores:  
(a) Factor de Zona \_\_\_\_\_  $z=0.45$   
(b) Condiciones Geotécnicas  
El Suelo investigado pertenece al perfil Tipo S2(c)Periodo de vibración del Suelos  $T_P=0.6$  seg(d)Factor de Amplificación del Suelo \_\_\_\_\_  $S=1.05$



Fuente: EMS

### c) Categoría de la edificación

Cada edificación presenta distintos desempeños sísmicos, el edificio está destinado a vivienda multifamiliar, por ello en la norma (E.030 SENCICO, 2020) este tipo de edificios están clasificadas como tipo “C”, lo cual el factor de uso es igual a 1.

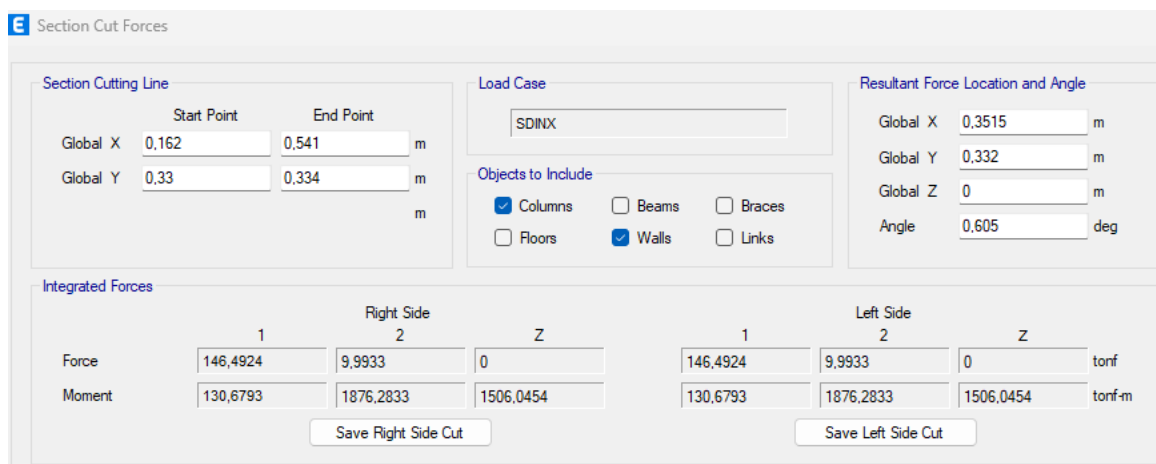
### d) Sistema estructural

Según la configuración estructural y el material realizado en las etapas de predimensionamiento y estructuración se clasifica el sistema estructural. Para el edificio diseñado se consideró que la resistencia está dada mediante un sistema estructural de muros en las dos direcciones de análisis, para lo cual el coeficiente de reducción para este sistema fue igual a  $R_o = 6$  conforme a la norma (E.030 SENCICO, 2020).

Se verificó con el software Etabs que la estructura sea de muros estructurales usando la cortante basal que actúa en placas y columnas.

### Figura 52

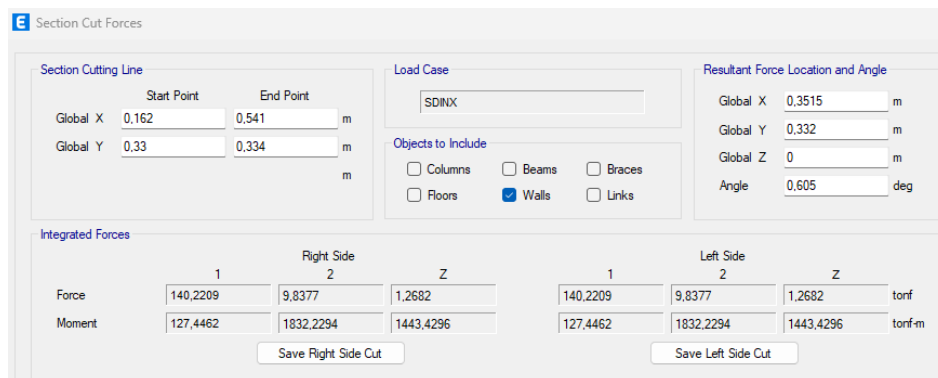
*Cortante basal en columnas y placas en dirección X.*



**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

**Figura 53**

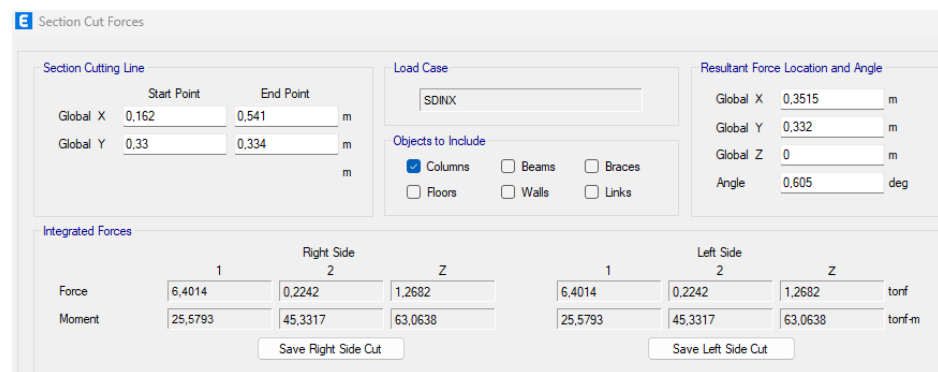
*Cortante basal en placas en dirección X.*



**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

**Figura 54**

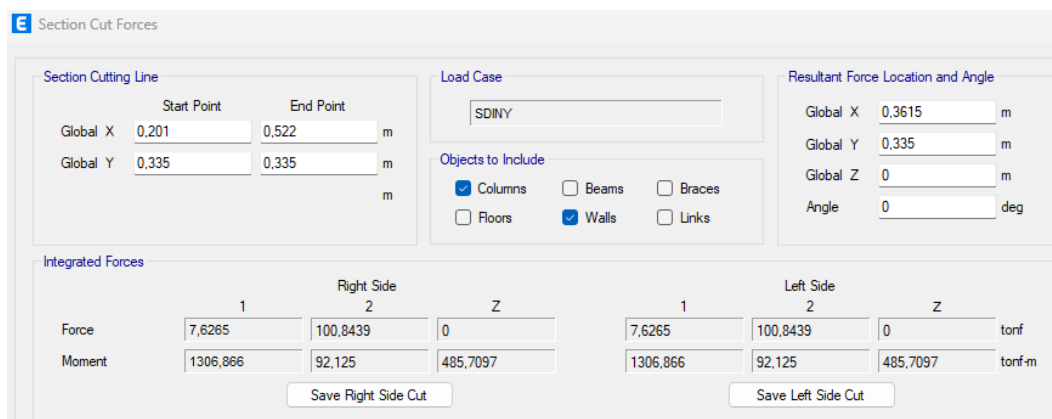
*Cortante basal en columnas en dirección X.*



**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

**Figura 55**

*Cortante basal en columnas y placas en dirección Y.*



**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.



**Figura 56**

*Cortante basal en placas en dirección Y.*

**Section Cut Forces**

**Section Cutting Line**

	Start Point	End Point	
Global X	0,201	0,522	m
Global Y	0,335	0,335	m

**Load Case**

SDINY

**Objects to Include**

Columns  Beams  Braces  
 Floors  Walls  Links

**Resultant Force Location and Angle**

Global X	0,3615	m
Global Y	0,335	m
Global Z	0	m
Angle	0	deg

**Integrated Forces**

	Right Side			Left Side			
	1	2	Z	1	2	Z	
Force	7,0798	99,3248	1,4128	7,0798	99,3248	1,4128	tonf
Moment	1266,2018	90,8286	483,1108	1266,2018	90,8286	483,1108	tonf-m

Save Right Side Cut      Save Left Side Cut

**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

**Figura 57**

*Cortante basal en columnas en dirección Y.*

**Section Cut Forces**

**Section Cutting Line**

	Start Point	End Point	
Global X	0,201	0,522	m
Global Y	0,335	0,335	m

**Load Case**

SDINY

**Objects to Include**

Columns  Beams  Braces  
 Floors  Walls  Links

**Resultant Force Location and Angle**

Global X	0,3615	m
Global Y	0,335	m
Global Z	0	m
Angle	0	deg

**Integrated Forces**

	Right Side			Left Side			
	1	2	Z	1	2	Z	
Force	0,6055	1,5427	1,4128	0,6055	1,5427	1,4128	tonf
Moment	43,6113	2,0389	2,8148	43,6113	2,0389	2,8148	tonf-m

Save Right Side Cut      Save Left Side Cut

**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

**Tabla 23**

*Resumen de porcentajes de cortante en la base.*

<b>VDXX (Ton)</b>	<b>146.48</b>	<b>VDYY (Ton)</b>	<b>100.84</b>
	<b>VDXX</b>		<b>VDYY</b>
	<b>(Ton)</b>		<b>(Ton)</b>
V Placa	140.22	V Placa	99.32
V Columna	6.40	V Columna	1.54
% Placa	<b>96 %</b>	% Placa	<b>98 %</b>
% Columna	<b>4 %</b>	% Columna	<b>2 %</b>

Según indica la norma (E.030 SENCICO, 2020) el 70% de la fuerza cortante debe actuar en los muros de la estructura para que a la edificación se le considere con este sistema, como se observa por los resultados obtenidos en las dos direcciones de la estructura los muros toman más del 70% lo cual confirma lo mencionado anteriormente que el sistema estructural es de muros.

#### e) **Regularidad estructural**

La norma (E.030 SENCICO, 2020) señala diferentes irregularidades que deben identificarse en la estructura que se desea analizar, esto con la finalidad de aumentar la cortante de diseño mediante factores que brinda. En conclusión, la resistencia con la que debe diseñarse un edificio que presenta irregularidad debe ser mayor a una estructura regular.

#### ✓ **Comprobación torsional en planta**

La norma (E.030 SENCICO, 2020) indica algunos parámetros que ayudan a identificar si una edificación presenta irregularidad torsional.

$$\Delta_{max} > 1.3 * \Delta_{promedio}$$

Mediante la formula se puede conocer que una estructura tendrá torsión en planta si el desplazamiento máximo relativo del entrepiso ( $\Delta_{max}$ ) es superior en el mismo entrepiso al desplazamiento promedio relativo de los extremos en 1.3 veces. Por ello en cada piso mediante la siguiente expresión se determinará el ratio.

$$Ratio = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{promedio}}$$

Con el software Etabs se realizó la verificación en las dos direcciones (X – Y), se considera irregularidad torsional si el ratio es mayor a 1.3.

**Figura 58**
*Irregularidad de torsión en dirección X.*

TABLE: Diaphragm Max Over Avg Drifts											
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Label	Max Loc X	Max Loc Y	Max Loc Z
									m	m	m
NIVEL 5	DERIVA X	Combination	Max	Diaph DNIVEL 5 X	0,006161	0,00482	<b>1,278</b>	17	3,1	18,6	17,25
NIVEL 4	DERIVA X	Combination	Max	Diaph DNIVEL 4 X	0,006673	0,005235	<b>1,275</b>	17	3,1	18,6	14,55
NIVEL 3	DERIVA X	Combination	Max	Diaph DNIVEL 3 X	0,00672	0,005285	<b>1,271</b>	17	3,1	18,6	11,85
NIVEL 2	DERIVA X	Combination	Max	Diaph DNIVEL 2 X	0,005775	0,004657	<b>1,24</b>	17	3,1	18,6	9,15
NIVEL 1	DERIVA X	Combination	Max	Diaph DNIVEL 1 X	0,003193	0,002926	<b>1,091</b>	17	3,1	18,6	6,45
SEMISOTANO (+)	DERIVA X	Combination	Max	Diaph DSEMISOTANO X	0,001343	0,000926	<b>1,45</b>	7	2,5	0	3,75

**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

**Figura 59**
*Irregularidad de torsión en dirección Y.*

TABLE: Diaphragm Max Over Avg Drifts											
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Label	Max Loc X	Max Loc Y	Max Loc Z
									m	m	m
NIVEL 5	DERIVA Y	Combination	Max	Diaph DNIVEL 5 Y	0,004438	0,003904	<b>1,137</b>	30	7,75	13,325	17,25
NIVEL 4	DERIVA Y	Combination	Max	Diaph DNIVEL 4 Y	0,00472	0,00414	<b>1,14</b>	30	7,75	13,325	14,55
NIVEL 3	DERIVA Y	Combination	Max	Diaph DNIVEL 3 Y	0,004665	0,004083	<b>1,143</b>	30	7,75	13,325	11,85
NIVEL 2	DERIVA Y	Combination	Max	Diaph DNIVEL 2 Y	0,003939	0,00346	<b>1,139</b>	30	7,75	13,325	9,15
NIVEL 1	DERIVA Y	Combination	Max	Diaph DNIVEL 1 Y	0,002168	0,001918	<b>1,13</b>	30	7,75	13,325	6,45
SEMISOTANO (+)	DERIVA Y	Combination	Max	Diaph DSEMISOTANO Y	0,000178	0,000142	<b>1,255</b>	30	7,75	13,325	3,75

**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

Según los resultados, en la dirección X la edificación presentó torsión en planta. Se debe tener en cuenta que durante la estructuración se distribuyó con el criterio de simetría, pero debido a que la arquitectura no permitía en varios puntos realizar una distribución simétrica. Lo mencionado anteriormente genera efectos importantes de torsión ya que en la estructura el centro de rigidez se encuentra lejos del centro de masas. Por ello para esta dirección se multiplicó por el factor que estipula la norma y con esto se aumentó la fuerza de corte del diseño.

Se realizaron verificaciones de acuerdo con la Norma E.030, que se justifican en las bases teóricas, la edificación presentó cierta irregularidad torsional en planta en dirección X, pero en altura no presentó irregularidad. Por ello, para la dirección X  $I_a = 1,0$  y  $I_p = 0,75$  son los factores de irregularidad.

Asimismo, se multiplicaron los factores de irregularidad en planta y altura por el factor R para obtener el coeficiente de reducción por cargas sísmicas “R”.

$$R = R_o * I_a * I_p$$

$$RX = 6 * 1 * 0.75 = 4.5$$

$$RY = 6 * 1 * 1 = 6$$

En la siguiente tabla se resume los parámetros sísmicos de esta edificación.

**Figura 60**

*Resumen de parámetros sísmicos*

Parámetros	Factores
Z	0.45
U	1.0
S	1.05
TP	0.6
TL	2.0
RX	4.5
RY	6

**f) Cálculo del peso sísmico**

En edificaciones tipo “C” el peso sísmico del edificio se calculó tomando el 25% de la carga viva más el 100% de la carga muerta (E.030 SENCICO, 2020).

**Figura 61**

*Peso sísmico por nivel, Etabs.*

TABLE: Story Forces										
Story	Output Case	Case Type	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m	PESO X nivel
NIVEL5	PESOSISMICO	Combination	Bottom	115,4797	0	0	0	1065,354	-458,2595	115,4797
NIVEL4	PESOSISMICO	Combination	Bottom	263,0387	0	0	0	2442,6008	-1043,3196	147,559
NIVEL3	PESOSISMICO	Combination	Bottom	410,5977	0	0	0	3819,8475	-1628,3798	147,559
NIVEL2	PESOSISMICO	Combination	Bottom	558,1566	0	0	0	5197,0943	-2213,4399	147,5589
NIVEL1	PESOSISMICO	Combination	Bottom	705,718	0	0	0	6574,367	-2798,506	147,5614
SEMISOTANO (+)	PESOSISMICO	Combination	Bottom	866,3035	0	0	0	8155,6325	-3423,8654	160,5855
SEMISOTANO (-)	PESOSISMICO	Combination	Bottom	928,4301	11,0449	-4,24	-120,3008	8794,3164	-3638,3518	
<b>PESO TOTAL =</b>										<b>866,3035</b>

**Fuente:** Resultados obtenidos de Etabs.

El software Etabs brindó el peso del edificio por niveles y total que resulta igual a 866.30 ton.

### 2.8.6.3.1. Análisis sísmico estático

Este análisis se realizó de forma manual debido a que el Etabs no presenta los parámetros que indica la Norma E.030 para este análisis.

**Tabla 24**

*Análisis sísmico estático en dirección X.*

DIRECCION X-X		
<b>TX =</b>	0.405	S
<b>Z =</b>	0.45	Zona 4 - Trujillo
<b>S=</b>	1.05	Suelo S2
<b>TP=</b>	0.6	S2
<b>TL=</b>	2	S2
<b>U=</b>	1	Tipo "C"
<b>C=</b>	2.5	
<b>Ro=</b>	6	Muros estructurales
<b>Ia=</b>	1	
<b>Ip=</b>	0.75	

**Peso del edificio** : 866.3 Ton

**VE = ZUCS / R** : 0.26250 Coeficiente Sísmico C

**VEXX** : **227.404 Ton**

**C / R > 0.11** : 0.4167 **Cumple**

**K =** : 1

**Tabla 25**

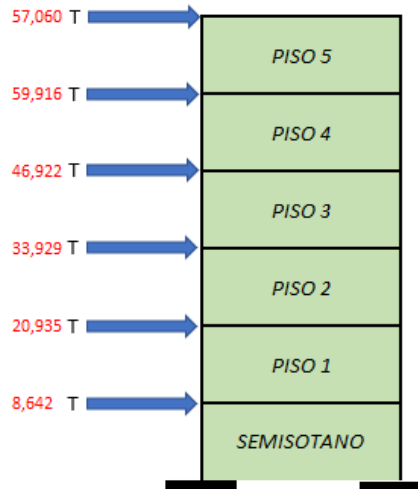
*Fuerzas laterales distribuidas en dirección X.*

Nivel	Peso por Nivel Ton	Alturas m	Pi*hi^k	alfai	Fi ton
<b>TECHO 06</b>	110.37	15,15	1749,52	0,25092	57,0596
<b>TECHO 05</b>	141.95	12,45	1837,11	0,26348	59,9164
<b>TECHO 04</b>	141.95	9,75	1438,7	0,20634	46,9225
<b>TECHO 03</b>	141.95	7,05	1040,29	0,1492	33,9285
<b>TECHO 02</b>	141.95	4,35	641,892	0,09206	20,935
<b>TECHO 01</b>	190.76	1,65	264,966	0,038	8,64173

Suma  $\sum P_i \cdot h_i^k$  6972.48

**Figura 62**

*Distribución por nivel dirección X.*



**Tabla 26**

*Análisis sísmico estático dirección Y.*

DIRECCION Y-Y		
<b>TY=</b>	0.371	S
<b>Z =</b>	0.45	Zona 4 - Trujillo
<b>S=</b>	1.05	Suelo S2
<b>TP=</b>	0.6	S2
<b>TL=</b>	2	S2
<b>U=</b>	1	Tipo "C"
<b>C=</b>	2.5	
<b>Ro=</b>	6	Muros estructurales
<b>Ia=</b>	1	
<b>Ip=</b>	1	

**Peso del edificio** : 866.3 Ton

**VE = ZUCS / R** : 0.19688 Coeficiente Sísmico C

**VEYY** : 170.553 Ton

**C / R > 0.11** : 0.4167 **Cumple**

$$K = \quad : \quad 1$$

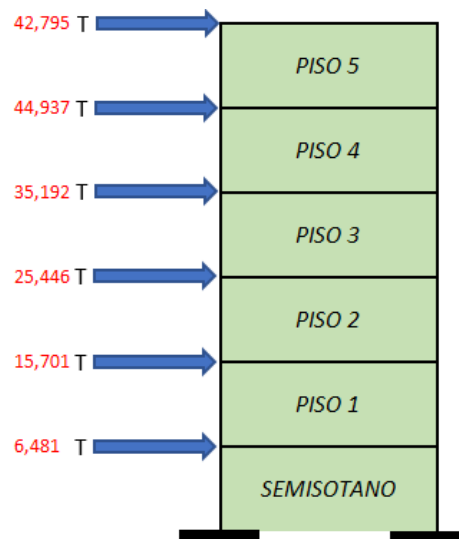
**Tabla 27**

*Fuerzas laterales distribuidas en dirección Y.*

Nivel	Peso por Nivel Ton	Alturas m	$P_i \cdot h_i^k$	alfai	Fi ton
TECHO 06	115,4797	15,15	1749,52	0,25092	42,7947
TECHO 05	147,559	12,45	1837,11	0,26348	44,9373
TECHO 04	147,559	9,75	1438,7	0,20634	35,1919
TECHO 03	147,5589	7,05	1040,29	0,1492	25,4464
TECHO 02	147,5614	4,35	641,892	0,09206	15,7012
TECHO 01	160,5855	1,65	264,966	0,038	6,4813
<b>Suma <math>P_i \cdot h_i^k</math></b>			<b>6972.48</b>		

**Figura 63**

*Distribución por nivel dirección Y.*



**Figura 64**

*Análisis sísmico estático en Etabs.*

E Base Reactions								
File Edit Format-Filter-Sort Select Options								
Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Base Reactions								
Filter: None								
	Output Case	Case Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
▶	SEX	LinStatic	-221,2164	0	0	0	-2777,2704	2189,405
	SEY	LinStatic	0	-165,9165	0	2083,0057	0	-700,8235

**Fuente:** Resultados obtenidos de Etabs.

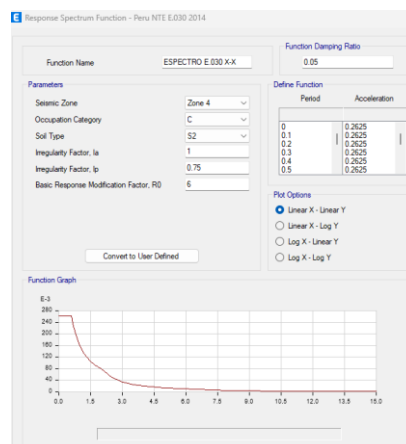
Asimismo, el análisis sísmico estático se calculó usando el Etabs, como se observa las cortantes basal estática obtenida con el software varia muy poco en comparación de las cortantes obtenidas mediante calculo manual. Sin embargo, cabe mencionar que los resultados que se tomaron en cuenta para esta edificación son los resultados obtenidos mediante cálculo manual, ya que como se mencionó anteriormente el Etabs no calcula en base a la norma E.030, mientras que los cálculos manuales si se realizaron de acuerdo con esta.

### 2.8.6.3.2. Análisis sísmico dinámico

Este análisis si se realizó en el Software Etabs, ya que si presenta en sus funciones la norma los parámetros de la E.030.

**Figura 65**

*Espectro Norma E.030 dirección X.*

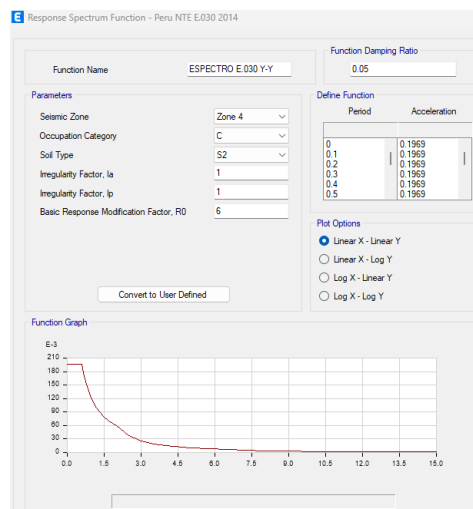


**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.



**Figura 66**

*Espectro E.030 dirección Y.*

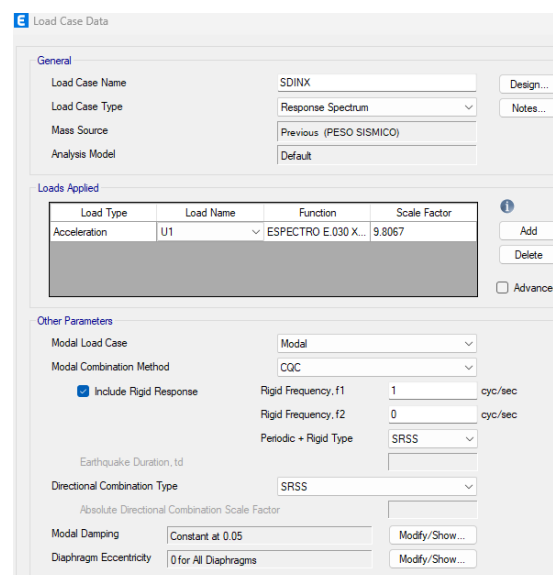


**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

Se realizó un análisis modal con la combinación CQC (Combinación cuadrática completa), con esto se combinará cada uno de los resultados de los modos que se definieron para el edificio obteniendo un solo valor como resultado. Por otro lado, se tiene la combinación direccional de tipo Suma de las Raíces Cuadradas (SRSS), la excentricidad accidental con 5% al igual que el análisis estático y el amortiguamiento natural del edificio de concreto armado.

**Figura 67**

*Sismo dinámico en la dirección X.*



**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

**Figura 68**

*Cortante basal dinámica en direcciones X – Y.*

E Base Reactions									
File Edit Format-Filter-Sort Select Options									
Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Base Reactions									
Filter: None									
	Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
▶	SDINX	LinRespSpec	Max	150,7934	8,575	0	111,9193	1925,8314	1469,0432
	SDINY	LinRespSpec	Max	6,4312	95,312	0	1250,4174	81,3542	605,8695

**Fuente:** Resultados obtenidos de Etabs.

Se obtuvo el análisis sísmico dinámico usando el Software Etabs y los resultados de las cortantes basales obtenidos son para la dirección X 150.793 Ton y 95.312 Ton en la dirección Y.

### 2.8.6.3.3. verificación de derivas de entrepiso

El desplazamiento máximo relativo del entrepiso no será mayor a la fracción de la altura del entrepiso según indica la norma (E.030 SENCICO, 2020). Estos parámetros se dan según el material que predomina en la edificación, en el caso de la edificación que se diseñó es de concreto armado y la norma permite una deriva máxima de 0.007. Con la siguiente fórmula se calcula la deriva de entrepiso.

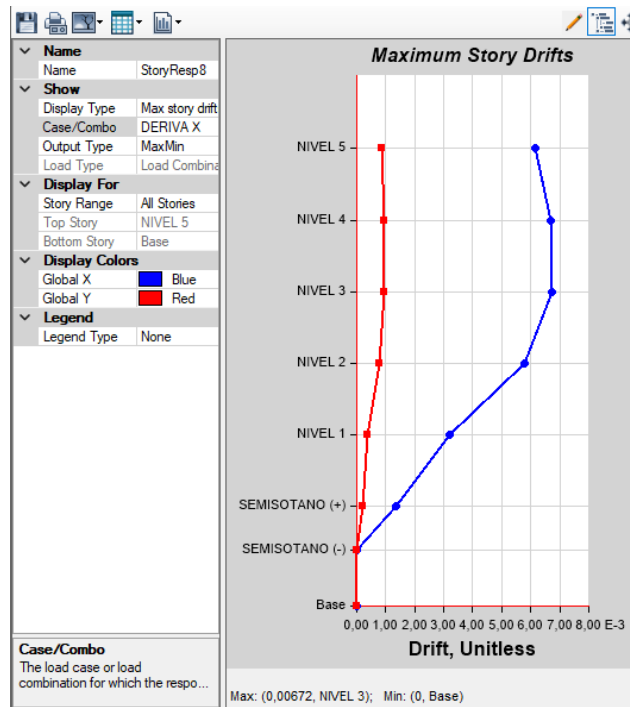
$$\text{Deriva – entrepiso 1} = \frac{\Delta 1}{h1}$$

$$\text{Deriva – entrepiso 2} = \frac{\Delta 2 - \Delta 1}{h2}$$

De manera sucesiva se realizan en todos los pisos, en el cual los desplazamientos fueron inelásticos. En este caso el Etabs nos brinda las derivas máximas como se muestra a continuación.

**Figura 69**

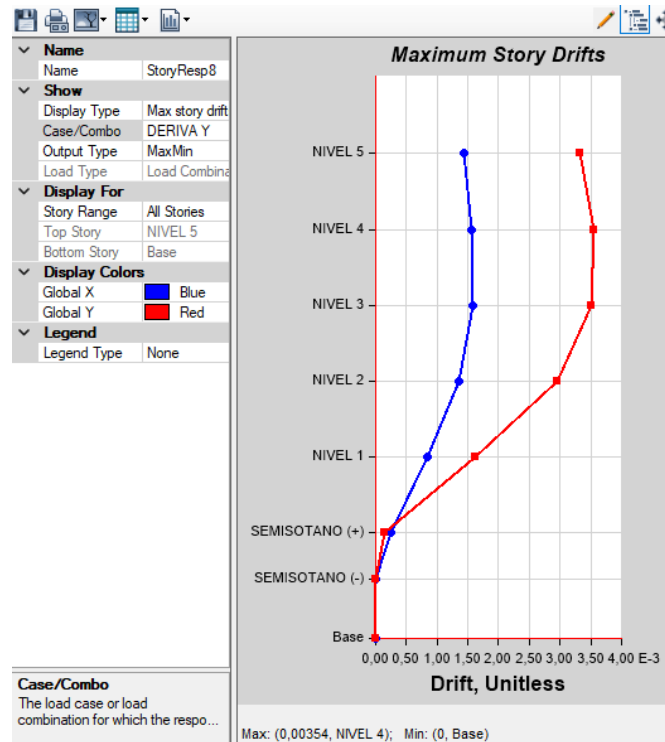
*Deriva máxima en dirección X.*



Fuente: Resultados extraídos de Etabs.

**Figura 70**

*Deriva máxima en dirección Y.*



Fuente: Resultados extraídos de Etabs.

Según las figuras anteriores para la dirección X la deriva máxima fue igual a 0.00672 y se obtuvo en el tercer piso, En la dirección Y se obtuvo en el cuarto nivel con un valor de 0.00354. En conclusión, los desplazamientos obtenidos de la edificación cumplieron con los criterios exigidos por la norma (E.030 SENCICO, 2020).

### Figura 71

*Derivas para la dirección X.*

TABLE: Story Drifts										
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	DMAX
							m	m	m	= 0,007
NIVEL 5	DERIVA X	Combination	Max	X	0,006161	17	3,1	18,6	17,25	CUMPLE
NIVEL 4	DERIVA X	Combination	Max	X	0,006673	17	3,1	18,6	14,55	CUMPLE
NIVEL 3	DERIVA X	Combination	Max	X	0,00672	17	3,1	18,6	11,85	CUMPLE
NIVEL 2	DERIVA X	Combination	Max	X	0,005775	17	3,1	18,6	9,15	CUMPLE
NIVEL 1	DERIVA X	Combination	Max	X	0,003193	17	3,1	18,6	6,45	CUMPLE
SEMISOTANO (+)	DERIVA X	Combination	Max	X	0,001343	7	2,5	0	3,75	CUMPLE

Fuente: Resultados extraídos de Etabs.

### Figura 72

*Derivas para la dirección Y.*

TABLE: Story Drifts										
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	DMAX
							m	m	m	= 0,007
NIVEL 5	DERIVA Y	Combination	Max	Y	0,003328	30	7,75	13,325	17,25	CUMPLE
NIVEL 4	DERIVA Y	Combination	Max	Y	0,00354	30	7,75	13,325	14,55	CUMPLE
NIVEL 3	DERIVA Y	Combination	Max	Y	0,003499	30	7,75	13,325	11,85	CUMPLE
NIVEL 2	DERIVA Y	Combination	Max	Y	0,002954	30	7,75	13,325	9,15	CUMPLE
NIVEL 1	DERIVA Y	Combination	Max	Y	0,001626	30	7,75	13,325	6,45	CUMPLE
SEMISOTANO (+)	DERIVA Y	Combination	Max	Y	0,000134	16	7,75	4,75	3,75	CUMPLE

Fuente: Resultados extraídos de Etabs.

#### 2.8.6.3.4. Junta sísmica

Para evitar que los edificios tengan contacto durante un sismo se deben separar desde la cota cero del suelo, y así durante un sismo se evite el contacto de estos. Según la norma (E.030 SENCICO, 2020) con los siguientes criterios se determina la separación mínima “s”.

- La junta de sismo será menor o igual a la suma de los máximos desplazamientos de las edificaciones vecinas multiplicado por  $2/3$ . En este diseño este criterio no será tomado en cuenta debido a que desconoce los desplazamientos de las edificaciones vecinas.

- La junta de sismo (s) no será inferior a  $s=0.006h \geq 0.03$  m, para el cual h representa la altura tomada desde el nivel que se desea evaluar “s” hasta el nivel de terreno natural.

$$s = 0.006 \times 15.15 = 0.09 \geq 0.03 \text{ m (CUMPLE)}$$

- El edificio se retirará de los límites vecinos a otras áreas con edificios, una distancia no menor a  $S/2$  ni menor a  $2/3$  del máximo desplazamiento según lo indica la norma (E.030 SENCICO, 2020).

**Tabla 28**

*Junta Sísmica*

Dirección	D max (cm)	2/3 D max (cm)	s/2 (cm)	Junta Sísmica (cm)
Dirección X - X	9	6	4.5	5
Dirección Y - Y	4.5	3	4.5	5

Como señala la tabla, la junta sísmica en ambas direcciones X e Y debe ser de 5 cm.

## 2.8.7. Diseño estructural

### 2.8.7.1. Fuerza cortante de diseño

El artículo 29.4 señala que para el diseño se considerará una fuerza cortante mínima. Se toma el 90% del corte estático para estructuras irregulares y para estructuras regulares el 80% (E.030 SENCICO, 2020).

$$V_{dinámico} \geq 0.9 * V_{estático} \text{ (Irregular)}$$

Si la cortante dinámica es menor, deberá generarse una combinación que escale el sismo dinámico para alcanzar el valor requerido. La cortante dinámica será la cortante de diseño siempre y cuando sea superior a la cortante estática al 90% ya que entonces no se necesitará escalar el sismo.

En este caso al ser una estructura irregular se verificará si el cortante dinámico es superior al 90% del cortante estático, caso contrario para calcular la cortante de diseño se determinará un factor de escala.

**Tabla 29**

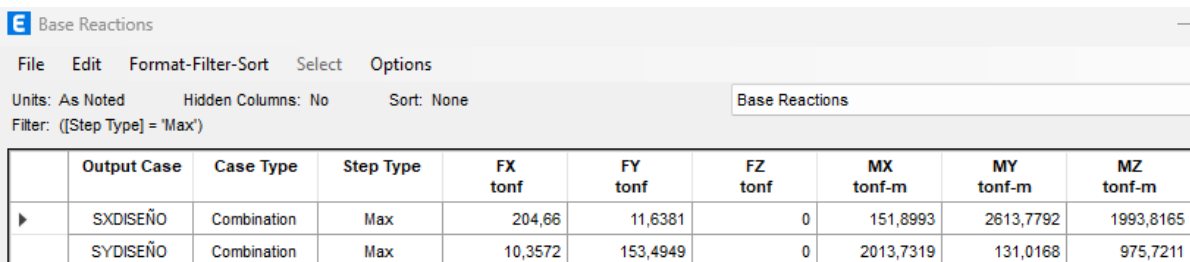
*Cortantes para el diseño*

	V estático (ton)	V dinámico (ton)	90% V est.	Factor de escala	V DISEÑO (ton)
<b>DIRECCIÓN X-X</b>	227,4	150,793	204,660	<b>1,3572212</b>	<b>204,660</b>
<b>DIRECCIÓN Y-Y</b>	170,55	95,312	153,495	<b>1,6104478</b>	<b>153,495</b>

En la tabla N°29 se muestra el porcentaje del cortante dinámico fue inferior al mínimo que señala la norma E.030, Por ello se escaló el sismo aplicando el factor obtenido. Con esto la cortante de diseño fue 153.459 Tn para la dirección Y y 204.660 Tn para la dirección X. Se escala el sismo dinámico en el software Etabs con la nueva combinación.

**Figura 73**

*Cortante de diseño en software Etabs.*



	Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
▶	SXDISEÑO	Combination	Max	204,66	11,6381	0	151,8993	2613,7792	1993,8165
	SYDISEÑO	Combination	Max	10,3572	153,4949	0	2013,7319	131,0168	975,7211

**Fuente:** Resultados obtenidos de Etabs.

Se verifica que con las combinaciones definidas se obtiene la cortante basal de diseño, estas combinaciones fueron usadas para diseñar todos los elementos estructurales.

### 2.8.7.2. Diseño sismorresistente

El artículo 8.3.1 especifica que el diseño estructural de los elementos debe realizarse para soportar los mayores esfuerzos que puedan alcanzarse a partir de las combinaciones de

cargas amplificadas (resistencia última), determinadas mediante el análisis de la estructura, suponiendo que la estructura responderá linealmente de forma elástica. Según el artículo 9.2 con los siguientes combos de cargas amplificadas se calculará la resistencia requerida por el elemento debido a las cargas últimas.

$$U1 = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U2 = 1.25(CM + CV) \pm SXDISEÑO$$

$$U3 = 1.25(CM + CV) \pm SYDISEÑO$$

$$U4 = 0.9CM \pm SXDISEÑO$$

$$U5 = 0.9CM \pm SYDISEÑO$$

Mediante la envolvente que agrupa todas las combinaciones anteriormente mencionadas se obtuvo la resistencia última.

$$ENVOLVENTE = U1 + U2 + U3 + U4 + U5$$

El artículo 9.3 define que la resistencia requerida de un elemento sea expresada en función de momentos, torsión o fuerzas axiales (resistencia nominal), fuerzas cortantes, multiplicado con un factor  $\phi$  que reduce la resistencia, esto va a depender del tipo de diseño, ya que debe ser superior o igual que la resistencia última que se obtuvo con la combinación de carga. A este valor de resistencia se le llama resistencia nominal ( $R_n$ ) (E.060 SENCICO, 2020).

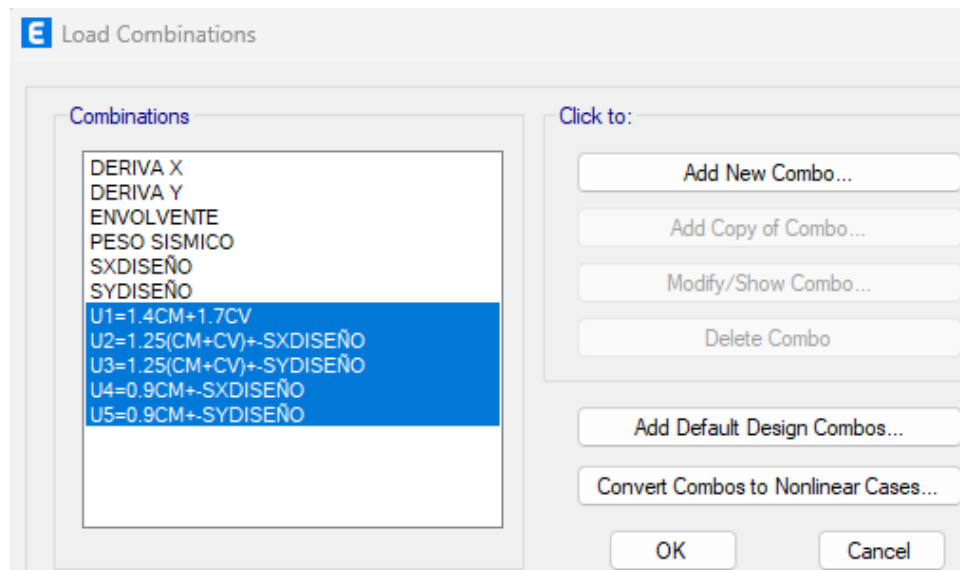
$$\phi R_n \geq R_u$$

Donde los factores  $\phi$  varían en:

- Flexión sin carga axial 0.90
- Flexión con carga axial de tracción 0.90
- Cortante y torsión 0.85
- Compresión y Flexo compresión
  - ✓ Elementos con espirales 0.75
  - ✓ Elementos con estribos 0.70

**Figura 74**

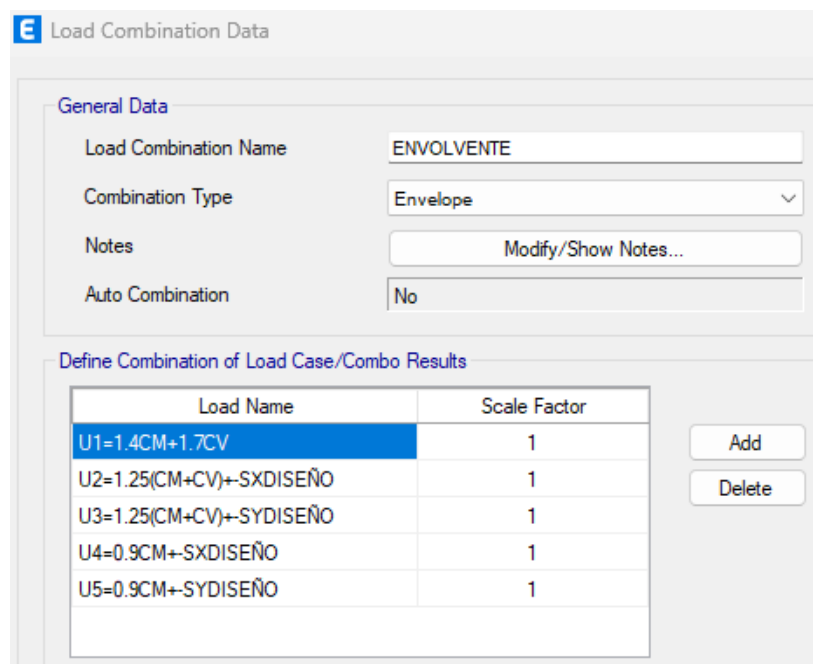
*Combinaciones de cargas definidas.*



**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

**Figura 75**

*Envolvente definida.*



**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.



## CAPITULO III. RESULTADOS

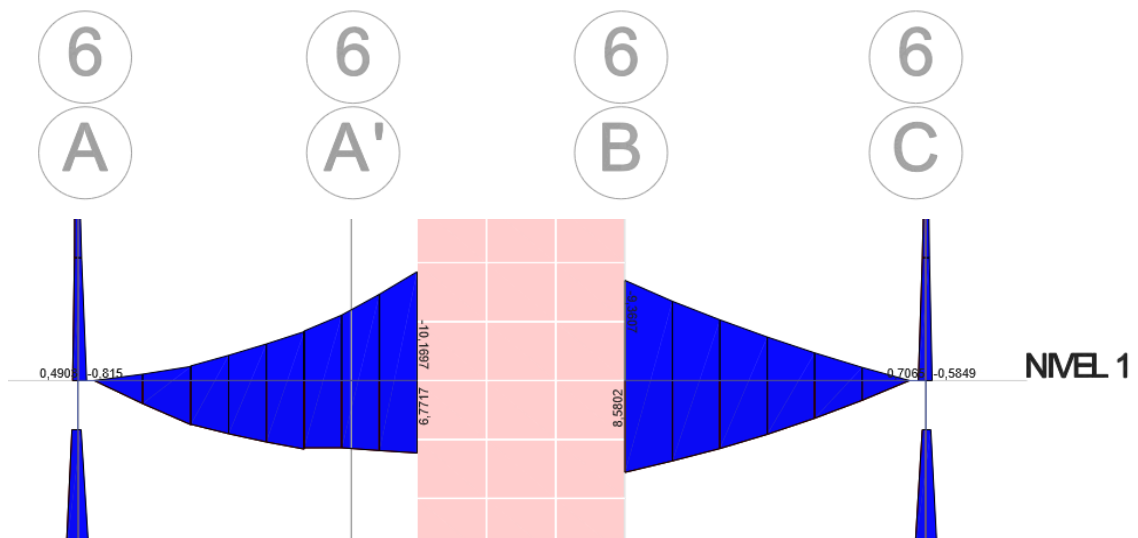
### 3.1. Diseño estructural de los elementos

#### 3.1.1. Diseño de vigas

Se diseñará la viga del primer nivel, que se ubica en el eje 6 entre A y C. Las dimensiones de la viga son 25x45 centímetros y un peralte efectivo igual a  $d = 39$  centímetros considerada como viga principal.

**Tabla 30**

*Momentos obtenidos de la viga del primer nivel.*



**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

Para el momento máximo positivo izquierdo entre los ejes B y C se tiene  $M_{u+} = 8.5802$  ton-m, para el cual se aplica las siguientes formulas.

**Cálculo de a:**

$$a = 39 - \sqrt{39^2 - \frac{2 * 8.5802 * 10^5}{0.9 * 0.85 * 210 * 25}} = 5.93 \text{ cm}$$

**Cálculo de  $A_s$ :**

$$A_s = \frac{8.5802 * 10^5}{0.9 * 4200 * \left(39 - \frac{5.93}{2}\right)} = 6.30 \text{ cm}^2$$

### Acero mínimo

$$A_{min} = 0.7 \frac{\sqrt{210} * 25 * 39}{4200} = 2.35 \text{ cm}^2$$

### Acero máximo

El 75% del refuerzo balanceado es el refuerzo máximo de acuerdo con la norma E.060:

$$c_b = \frac{0.003}{0.0021 + 0.003} * 39 = 22.94 \text{ cm}$$

$$As_b = \frac{0.85 * 210(22.94 * 0.85) * 25}{4200} = 20.72 \text{ cm}^2$$

$$As_{max} = 0.75 * 20.72 = 15.54 \text{ cm}^2$$

Asimismo, se calculó acero requerido para los momentos faltantes de la viga con el fin de comprobar los aceros calculados por el Etabs.

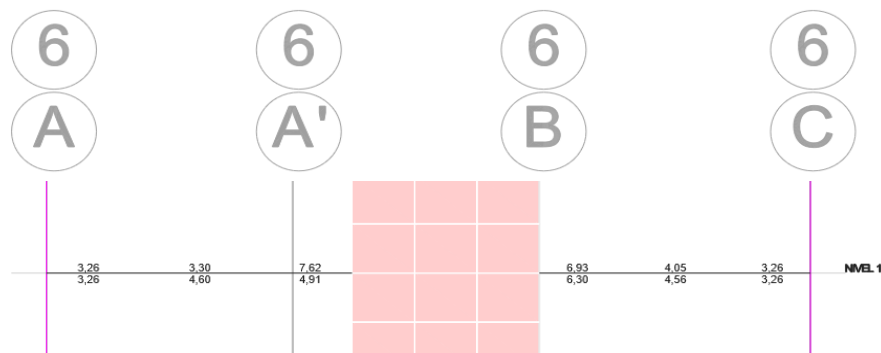
**Tabla 31**

*Resultados del acero requerido con cálculos manuales.*

Ejes	Mu (ton*m)	As min (cm <sup>2</sup> )	Cb (cm)	Asb (cm <sup>2</sup> )	As max (cm <sup>2</sup> )	A(cm)	As(cm <sup>2</sup> )
A – A'	-10.1697	2.35	22.94	20.7	15.5	7.15	7.60
	6.7717	2.35	22.94	20.7	15.5	4.59	4.89
B - C	-9.3607	2.35	22.94	20.7	15.5	6.52	6.93
	8.5802	2.35	22.94	20.7	15.5	5.39	6.30

**Figura 76**

*Cálculo de acero requerido mediante el Software Etabs.*



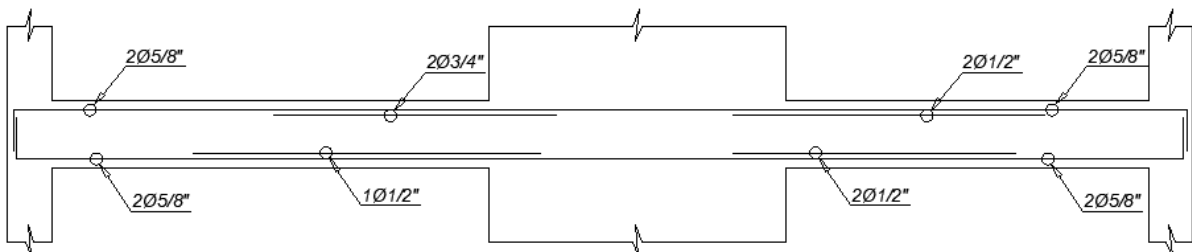
**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

Se observa que el acero requerido ( $A_s$ ) calculado manualmente resulta el mismo al acero calculado con el software Etabs. Esto se debe a los códigos de diseño que se cambiaron ya que se puede verificar que el diseño es igual al diseño que indica la norma E.060, para lo cual se hará el diseño de las demás vigas directamente con el cálculo del Software Etabs.

Con el  $A_s$  calculado se distribuye los aceros correspondientes en cada tramo de viga, teniendo en cuenta el criterio que indica la norma (E.060 SENCICO, 2020) que en la viga se deben colocar dos varillas longitudinales tanto en la parte inferior como en la parte superior.

**Figura 77**

*Distribución de acero para VP: 0.25x0.45 del eje 6.*



### 3.1.1.1. Longitud de corte de acero

Esta longitud en el bastón de acero debe ser tomado desde la cara de la placa o columna. Este punto teórico se determina obteniendo el momento nominal con el acero longitudinal colocado.

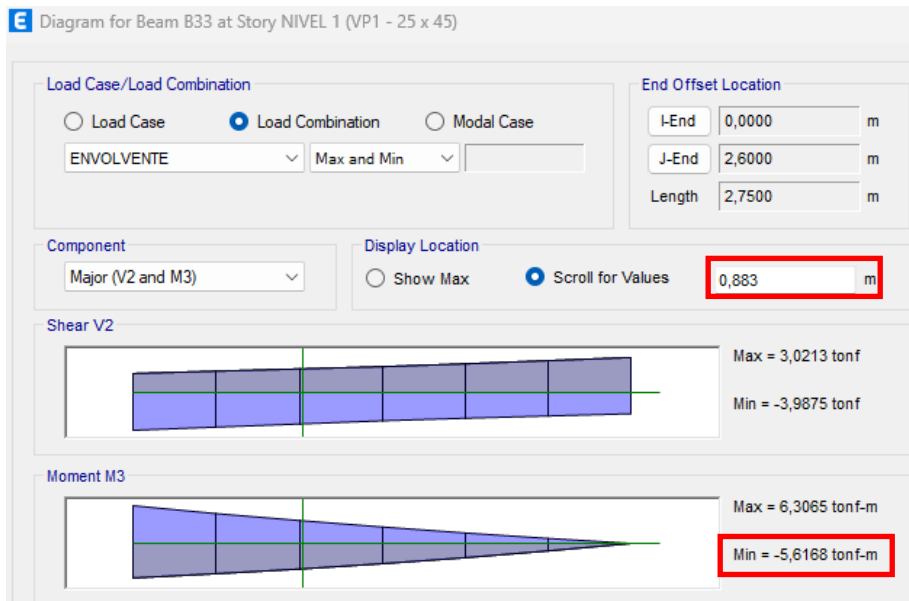
$$a = \frac{f_y * A_s}{0.85 * f'_c * b} = \frac{4200 * (2 * 2)}{0.85 * 210 * 25} = 3.76 \text{ cm}$$

$$\phi Mn = \phi A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 * (2 * 2) * 4200 * \left( 39 - \frac{3.76}{2} \right) / 10^5 = 5.61 \text{ tn} - \text{m}$$

Este valor se busca en el diagrama de momento flector con la combinación de envolvente y se obtiene la distancia tomada a partir de la cara de las placas o columnas.

**Figura 78**

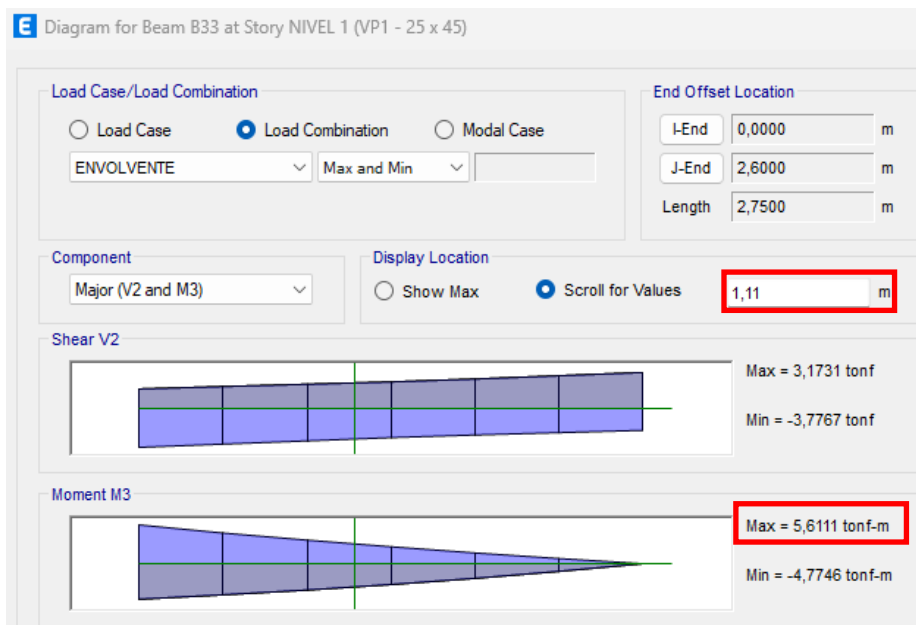
*Longitud de corte del acero negativo para el tramo entre B - C.*



Fuente: Resultados extraídos de Etabs.

**Figura 79**

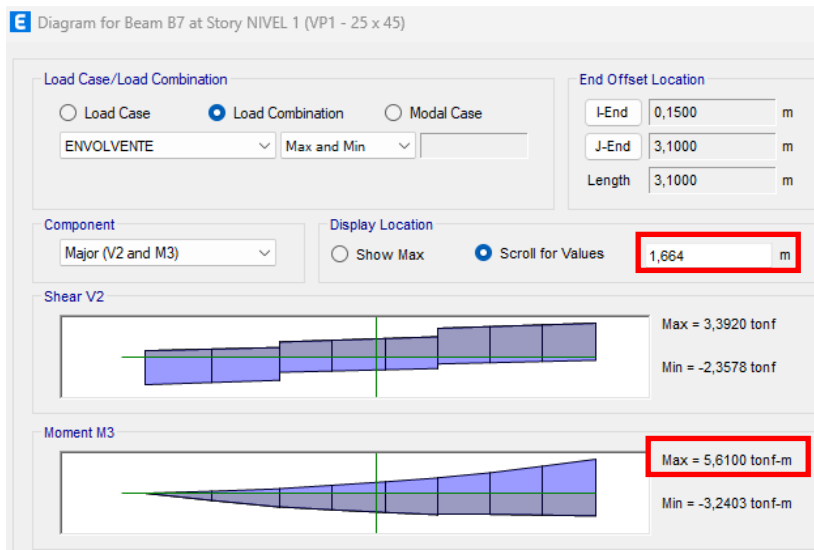
*Longitud de corte del acero positivo en el tramo B - C.*



Fuente: Resultados extraídos de Etabs.

**Figura 80**

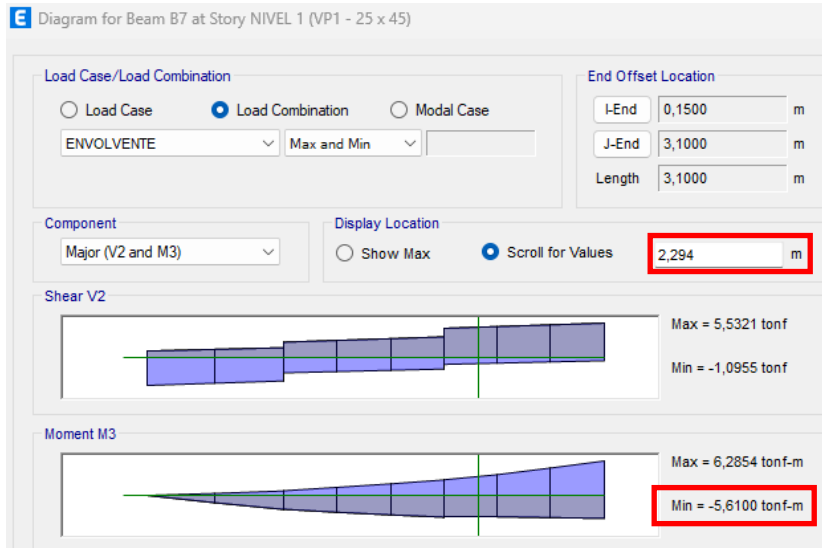
*Longitud de corte del acero positivo en el tramo A – A'.*



**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

**Figura 81**

*Longitud de corte del acero negativo en el tramo A – A'.*



**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

Se obtiene la distancia del diagrama de momento flector para el tramo entre B - C, para el acero negativo 0.883 m y para el acero positivo 1.11 m, para el tramo A – A' se obtuvo 0.806 m para el acero negativo y 1.436 para el acero positivo. Asimismo, la norma (E.060 SENCICO, 2020) por seguridad exige una longitud adicional igual al peralte efectivo.

$$l_{\text{corte}} = \text{Distancia} + d$$

### Tramo A – A'

$$l_{\text{corte}}^+ = 1.44 + 0.39 = 1.85 \text{ m}$$

$$l_{\text{corte}}^- = 0.81 + 0.39 = 1.20 \text{ m}$$

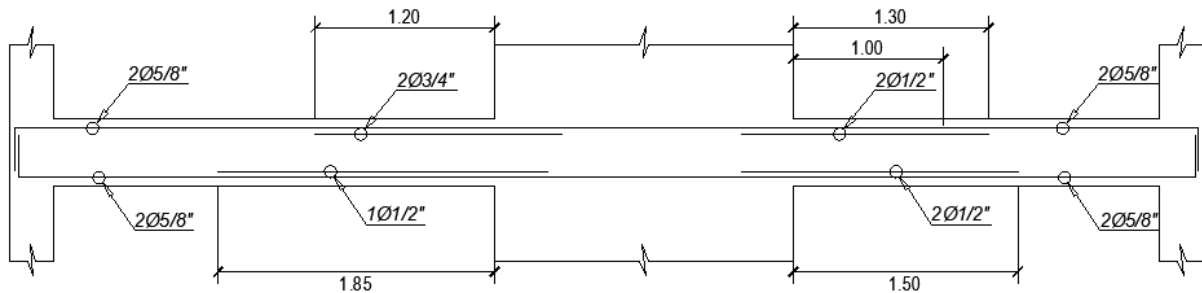
### Tramo B – C

$$l_{\text{corte}}^+ = 1.11 + 0.39 = 1.50 \text{ m}$$

$$l_{\text{corte}}^- = 0.88 + 0.39 = 1.30 \text{ m}$$

### Figura 82

Longitud de corte en VP: 0.25x0.45 del eje 6.



#### 3.1.1.2. Diseño por cortante

Una viga se diseña por cortante para que esta cuando falle no tenga una por corte sino presente una falla dúctil, la falla por flexión siempre debe prevalecer. Las vigas mayormente soportan fuerzas cortantes que exceden al esfuerzo cortante que soporta el concreto, por ello las vigas tienen estribos que proporcionan la resistencia que falta por corte.

La norma brinda ciertos criterios para obtener la separación de estribos en la zona central y en la zona de confinamiento de la viga. Para calcular la distancia de la zona de confinamiento se usa  $2h$  donde “h” representa al peralte de viga, para esta viga la longitud de confinamiento es  $L=2*45=90 \text{ cm}$ .

En la zona de confinamiento la separación no será superior al menor a los siguientes criterios:

- $d/4 = 39/4 = 9.75$  cm.
- 10 multiplicado por el diámetro del refuerzo longitudinal =  $10 * 1.59 = 15.9$  cm.
- 24 multiplicado por el diámetro del estribo =  $24 * 0.95 = 22.86$  cm.
- 30 cm.

De los cuatro criterios se toma el valor menor, por ello en la zona de confinamiento la separación será cada 10 centímetros. Se calcula el número de estribos que se usarán en esta zona.

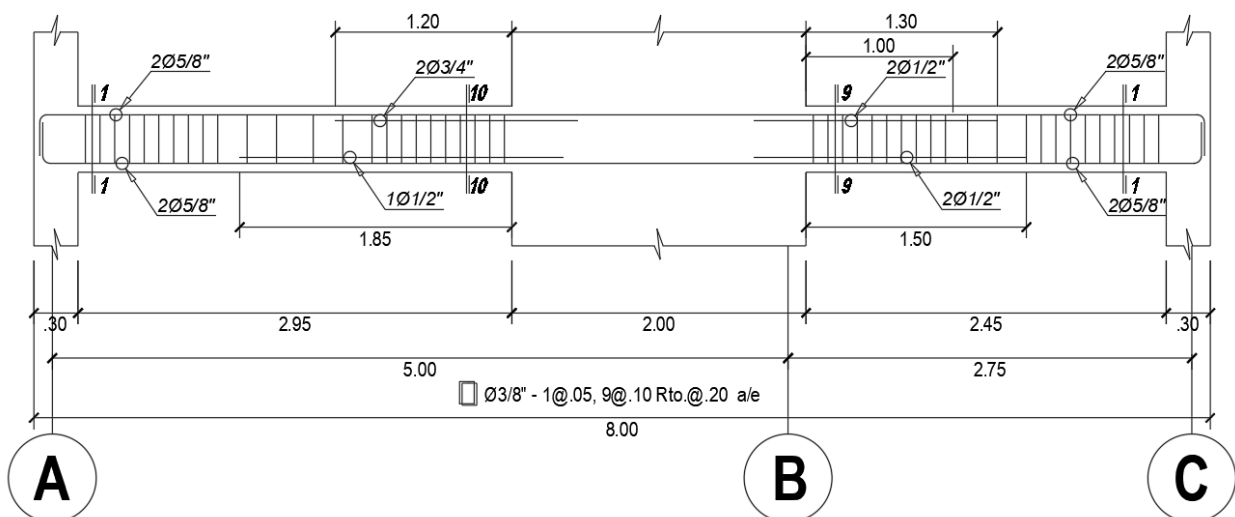
$$\#estribos = \frac{90 - 5}{10} = 9$$

Asimismo, para la zona central se calcula mediante  $S = 0.5 * d$ ,  $S = 20$  cm, no se debe considerar una distancia mayor al valor obtenido.

Con el diseño por cortante se distribuyó los estribos que resultan de  $\emptyset 3/8''$  1@5 cm, 9@10 cm, resto @20 cm.

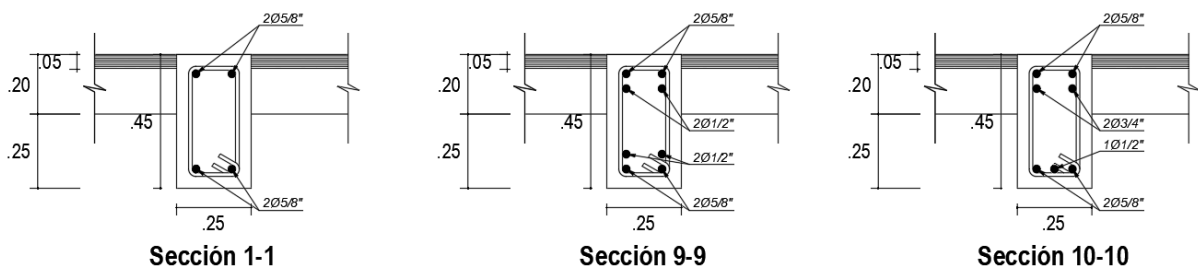
**Figura 83**

*Distribución de estribos VP: 25x45 eje 6.*



**Figura 84**

*Secciones de Viga*



Se verifica la cortante con la separación determinada en la zona de confinamiento  $S = 10$  centímetros, para esto deberá cumplir con lo siguiente.

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 39 = \frac{7488.42}{1000} = 7.49 \text{ ton}$$

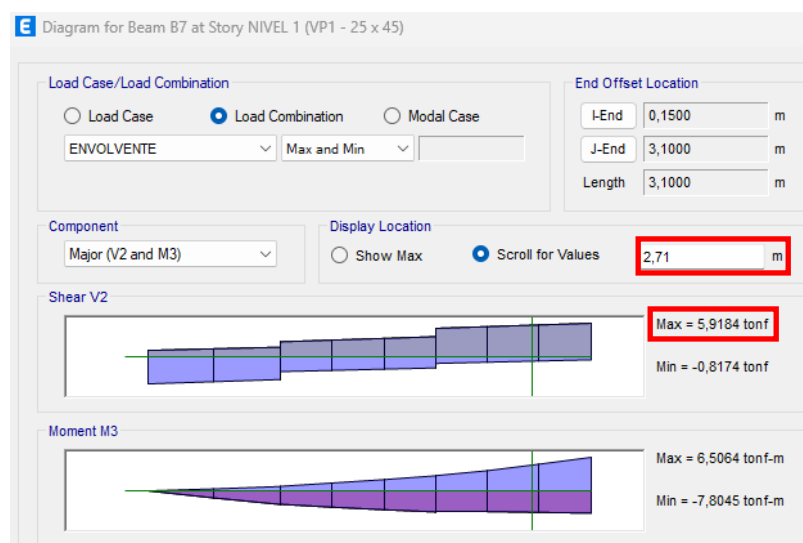
$$V_s = \frac{(2 * 0.71) * 4200 * 39}{10} = \frac{23259.6}{1000} = 23.26 \text{ ton}$$

$$V_n = V_s + V_c = 23.26 + 7.49 = 30.75 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 0.85 * 30.75 = 26.14 \text{ ton}$$

**Figura 85**

*Cortante ultima VP: 25x45 tramo A – A'.*

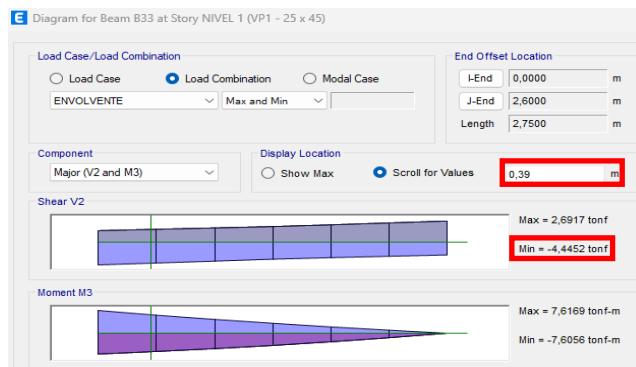


**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.



**Figura 86**

*Cortante ultima VP: 25x45 tramo B – C.*



**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

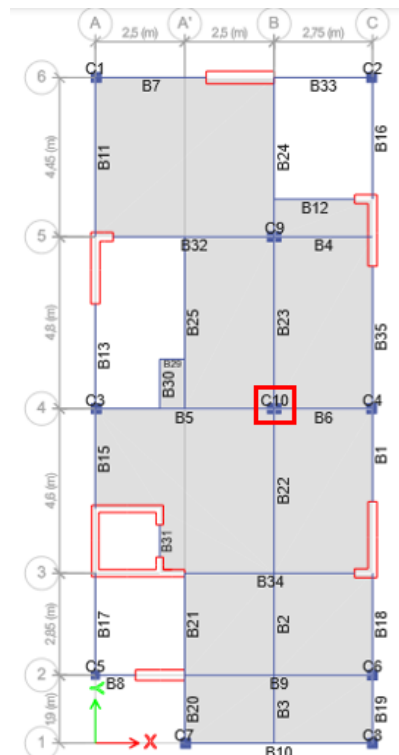
Del diagrama de fuerzas cortantes se obtiene la cortante ultima a “d” de la cara de la columna. Se obtiene cortantes de 5.92 ton para el tramo A – A’ y 4.45 ton para el tramo B – C, estos valores cumplen para el diseño por corte  $\phi V_n \geq V_u$ .

### 3.1.2. Diseño de columna

En este caso se diseñará la columna C-10 (30x40) del eje B-4.

**Figura 87**

*Columna número 10.*



**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

### 3.1.2.1. Diseño por flexocompresión

En este diseño de una columna lo primero que a realizar es definir el refuerzo que se utilizará. La norma (E.060 SENCICO, 2020) recomienda iniciar con la cuantía mínima del 1%, y se realizará una comprobación si este porcentaje cumple con las fuerzas demandadas, si cumple con el acero mínimo será menos costoso el diseño del elemento.

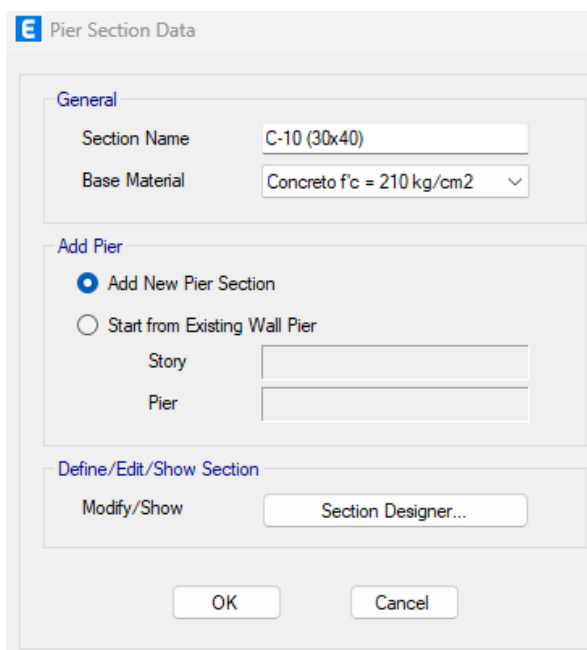
$$\rho = 1\%$$

$$A_s = \rho * B * H = 1\% * 30 * 40 = 12cm^2$$

El diagrama de interacción de una columna se obtiene una vez asignado el acero, por ello se procede a modelar en el Etabs y se le asigna el acero.

#### Figura 88

*Modelado columna 10*

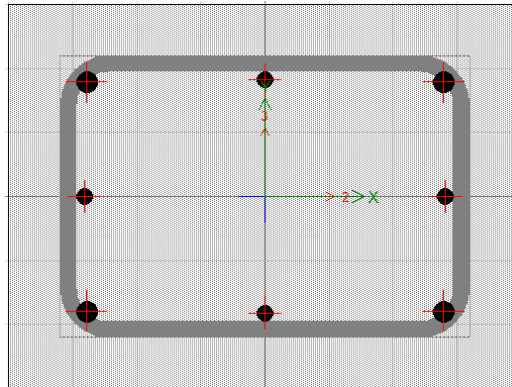


**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

Se eligieron barras de acero de refuerzo  $4\phi 5/8'' + 4\phi 1/2''$  para la columna, en la cual se presenta un recubrimiento de 4 cm y un espaciamiento máximo entre barras de 15 cm. Este acero corresponde a una cuantía de aproximadamente 1.10%.

**Figura 89**

*Diseño de Acero en C-10.*



**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

- As colocado =  $4*2 + 4*1.29 = 13.16 \text{ cm}^2$ .
- $\rho(\text{cuantía}) = 13.16 / 30*40 = 1.10 \% \rightarrow 1\% < \rho < 3\%$ .
- N° barras =  $4\emptyset 5/8'' + 4\emptyset 1/2''$

Se obtiene la carga de la columna y se verifica estas cargas no estén fuera del diagrama de interacción y así cumplan las exigencias del diseño por resistencia.

**Figura 90**

*Cargas de columna 10 (30x40).*

Story	Column	Load						
		Case/Combo	P	V2	V3	T	M2	M3
Semisótano	C10	CM	-68,4901	2,5335	0,1456	0,0013	0,0394	0,7139
Semisótano	C10	CV	-16,6524	0,8024	0,037	0,0003	0,01	0,2211
Semisótano	C10	SXDISEÑO	6,8933	1,741	0,2149	0,0199	0,1015	1,6981
Semisótano	C10	SYDISEÑO	2,6871	0,5753	0,688	0,0068	0,1004	0,3169

**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

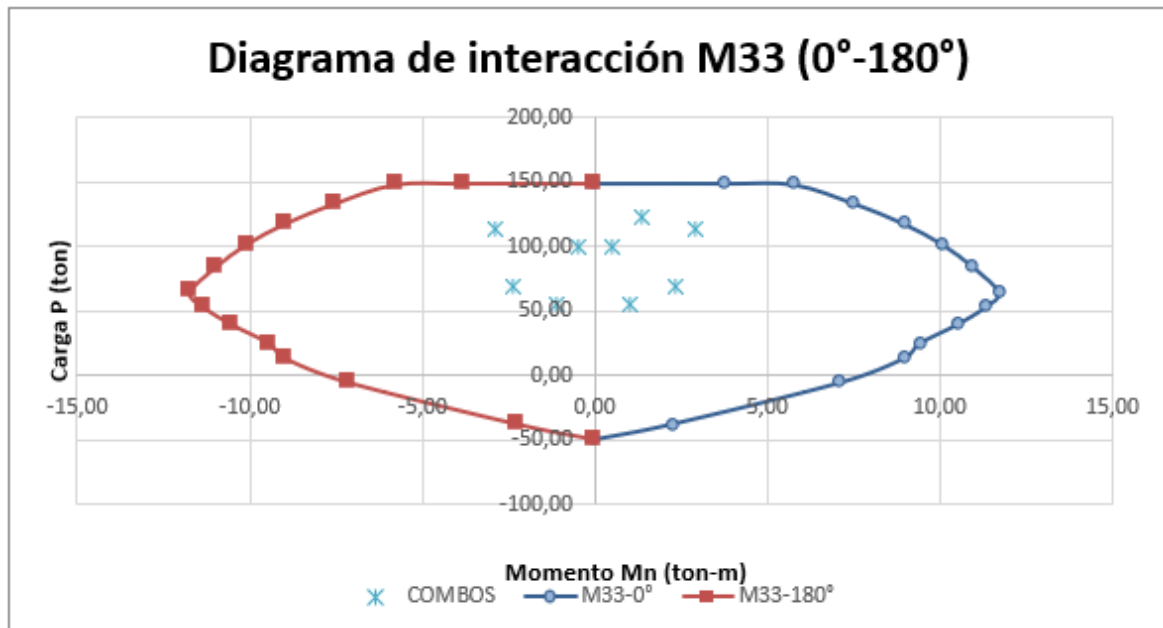
**Figura 91**

*Combinaciones de diseño C10 - (30x40).*

Combinaciones		P (ton)	M22 (ton.m)	M33 (ton.m)	V22 (ton)	V33 (ton)
SISMO XX	U1=1.4CM+1.7CV	124,20	0,07	1,38	4,91	0,27
	U2=1.25(CM+CV) + SXDISEÑO	113,32	0,16	2,87	5,91	0,44
	U3=1.25(CM+CV) - SXDISEÑO	99,53	-0,04	-0,53	2,43	0,01
	U4=0.9CM + SXDISEÑO	68,53	0,14	2,34	4,02	0,35
	U5=0.9CM - SXDISEÑO	54,75	-0,07	-1,06	0,54	-0,08
SISMO YY	U2=1.25(CM+CV) + SYDISEÑO	109,12	0,16	1,49	4,75	0,92
	U3=1.25(CM+CV) - SYDISEÑO	103,74	-0,04	0,85	3,59	-0,46
	U4=0.9CM + SYDISEÑO	64,33	0,14	0,96	2,86	0,82
	U5=0.9CM - SYDISEÑO	58,95	-0,06	0,33	1,70	-0,56

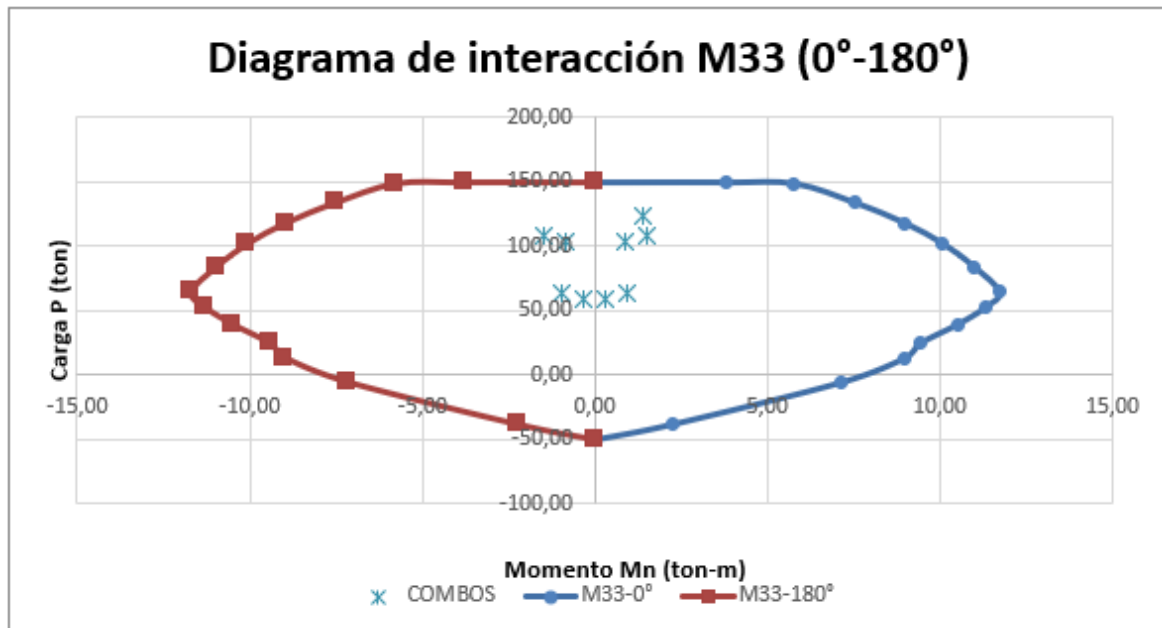
**Figura 92**

*Diagrama de interacción Sismo XX.*



**Figura 93**

*Diagrama de interacción sismo YY.*



Asimismo, se obtiene de forma teórica el punto de compresión pura ( $P_c$ ) con la finalidad de verificar que los valores que se han obtenido del programa Etabs son correctos.

$$P_c = 0.85 * f'c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}$$

$$P_c = 0.85 * 210 * (30 * 40 - (4 * 2 + 4 * 1.29)) + 4200 * (4 * 2 + 4 * 1.29)$$

$$P_c = \frac{267122.94}{1000} = 267.12 \text{ ton}$$

Al punto notable de compresión pura se le aplica la reducción de carga axial en  $\alpha=0.8$ .

$$P_c = 267.12 * 0.8 = 213.70 \text{ ton}$$

Por último, se reduce por  $\phi = 0.7$  para conocer el punto del diagrama de interacción de diseño.

$$P_c = 213.70 * 0.7 = 149.59 \text{ ton}$$

Por otra parte, con la siguiente fórmula se calcula la carga donde el phi de transición ( $P_{transición}$ ) se genera.

$$P_{trans} = \frac{0.1}{0.7} * f'c * A_g$$

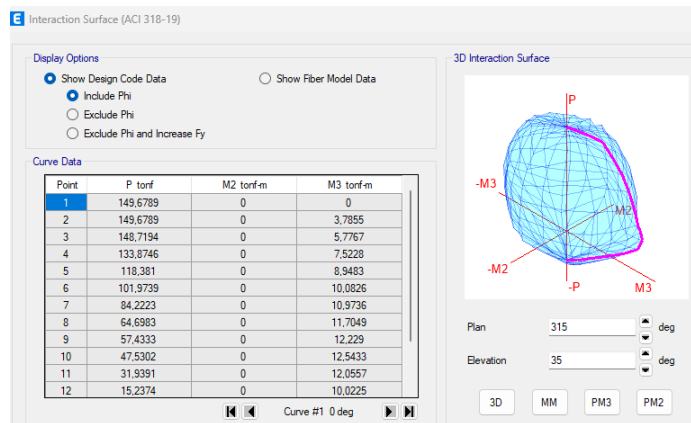
Por lo que los valores menores a esta carga axial variarían el valor de phi, entre  $0.7 < \phi < 0.9$  según la siguiente fórmula.

$$\phi = 0.9 - \frac{0.2 * P_n}{P_{trans}}$$

Los valores que se obtuvieron teóricamente son similares a los resultados obtenidos por el software Etabs, esto se debe al código de diseño que se cambió para que se asemeje a la norma E.060. Por ello se afirma que la cantidad de acero mínima que fue asignada cumple por flexocompresión.

**Figura 94**

*Puntos del diagrama de interacción Etabs.*



**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

### 3.1.2.2. Diseño por cortante

Para este diseño debe colocarse estribos de confinamiento en los dos extremos de la columna, la longitud de confinamiento debe ser tomada desde la cara del nudo según indica la norma (E.060 SENCICO, 2020). La longitud para las columnas del semisótano es de 3.30 m y para el piso típico de 2.25 m.

- Se determina la distancia de confinamiento:
  - 1/6 de la luz libre equivale a  $3.3/6 = 0.55$ ; Piso típico de  $2.25/6 = 0.38$  m.
  - La mayor dimensión corresponde a 0.4 m.
  - 0.50 m.

Por ello, la distancia de confinamiento para esta edificación no será inferior a 0.55 para semisótano y 0.5 para piso típico.

– Para la zona de confinamiento se determina la separación de los estribos:

- $8 \text{ veces } db = 8 * 1.27 = 10.16 \text{ cm.}$
- La mitad de la menor dimensión: 15 cm
- 10 cm

Se toma el valor menor, la separación de los estribos en la zona de confinamiento será de 10 cm.

– Se determina la separación fuera de la zona de confinamiento:

- $12 \text{ veces } db = 12 * 1.27 = 15.24 \text{ cm.}$
- $48 \text{ veces el diámetro del estribo} = 48 * 0.95 = 45.6$
- Menor dimensión de la sección del elemento = 30 cm
- 30 cm

Fuera de la zona de confinamiento los estribos tendrán una separación máxima de 15 cm.

– El espaciamiento máximo de los estribos en el nudo será de 15 cm.

Para esta columna los estribos serán de 3/8” de diámetro. Con una distribución igual a 6@0.10, Rsto@0.15 para el semisótano y 5@0.10, Rsto@0.15 para piso típico.

### **3.1.2.3. Diseño por capacidad**

Este diseño se realiza para tener seguridad que la columna no fallará por corte sino por flexión. Con las combinaciones que señala la norma, se calculará el mayor momento nominal que resulte de la carga  $P_u$ . En este caso el mayor momento nominal da la carga  $P_u = 68.53 \text{ ton.}$  Esta carga da aproximadamente un valor de momento nominal de  $11.70/0.7 = 16.71 \text{ ton-m.}$

Para columnas, se tiene que la carga última  $V_u$  por capacidad se obtiene del menor valor de los criterios siguientes.

$$Vu = \frac{Mnd + Mni}{hn}$$

$$Vu = \frac{16.71 + 16.71}{2.25} = 14.85 \text{ ton}$$

Se obtuvo el primer valor de cortante ultima  $Vu = 14.85$  ton, luego se obtiene la cortante ultima bajo la amplificación de sismo en 2.5.

**Tabla 32**

*Diseño por capacidad.*

	Combinaciones	P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Vux amplif (2.5*Sismo)	Vuy amplif (2.5*Sismo)	$\phi Vc$ (ton)
SISMO XX	U1=1.4CM+1.7CV	124,20	4,91	0,27	<b>4,91</b>	<b>0,27</b>	11,58
	U2=1.25(CM+CV) + SXDISEÑO	113,32	5,91	0,44	<b>8,52</b>	<b>0,77</b>	11,15
	U3=1.25(CM+CV)-SXDISEÑO	99,53	2,43	0,01	<b>0,18</b>	<b>0,31</b>	10,60
	U4=0.9CM+SXDISEÑO	68,53	4,02	0,35	<b>6,63</b>	<b>0,67</b>	9,38
	U5=0.9CM-SXDISEÑO	54,75	0,54	-0,08	<b>2,07</b>	<b>0,41</b>	8,83
SISMO YY	U2=1.25(CM+CV) + SYDISEÑO	109,12	4,75	0,92	<b>5,61</b>	<b>1,95</b>	10,98
	U3=1.25(CM+CV)-SYDISEÑO	103,74	3,59	-0,46	<b>2,73</b>	<b>1,49</b>	10,77
	U4=0.9CM+SYDISEÑO	64,33	2,86	0,82	<b>3,72</b>	<b>1,85</b>	9,21
	U5=0.9CM-SYDISEÑO	58,95	1,70	-0,56	<b>0,84</b>	<b>1,59</b>	9,00

El valor obtenido por cortante  $Vu = 8.52$  ton, por lo que se considera el menor valor entre  $Vu = 8.52 < Vu = 14.85$ .

Asimismo, la resistencia del concreto a corte se calcula para cada carga axial obtenida de las combinaciones.

$$\phi Vc = \phi 0.53 \sqrt{f'c} \left( 1 + \frac{Nu}{140Ag} \right) bw d$$

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 \sqrt{210} \left( 1 + \frac{124.20 * 1000}{140 * 30 * 40} \right) 30 * 34 = 11.58 \text{ ton.}$$

Se observa que la resistencia al corte  $Vu$  tiene valores menores a la resistencia  $Vc$ , por lo que se debe tomar un espaciamiento mínimo que se obtuvo del diseño por cortante.

Por lo tanto:



- ✓ Si se calcula el valor del aporte del acero  $V_s$  se obtendrá valores negativos, lo que corresponde a valores de cero.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{8.52}{0.85} - 11.58 = -1.56 \text{ ton} = 0$$

- ✓ Si se aplica la fórmula para determinar el espaciamiento requerido, los resultados serán indeterminados, esto debido a que el cortante último ( $V_u$ ) es menor al aporte del concreto ( $V_c$ ).

Para este elemento estructural al realizar el diseño por capacidad se obtiene en todo un espaciamiento mínimo, se debe a que las columnas toman muy poca cortante. Por lo tanto, los estribos seguirán distribuidos como se determinó en el diseño por cortante, lo cual es 6@0.10, Rsto@0.15 para el semisótano y 5@0.10, Rsto@0.15 para piso típico.

**Figura 95**

*Columna diseñada.*

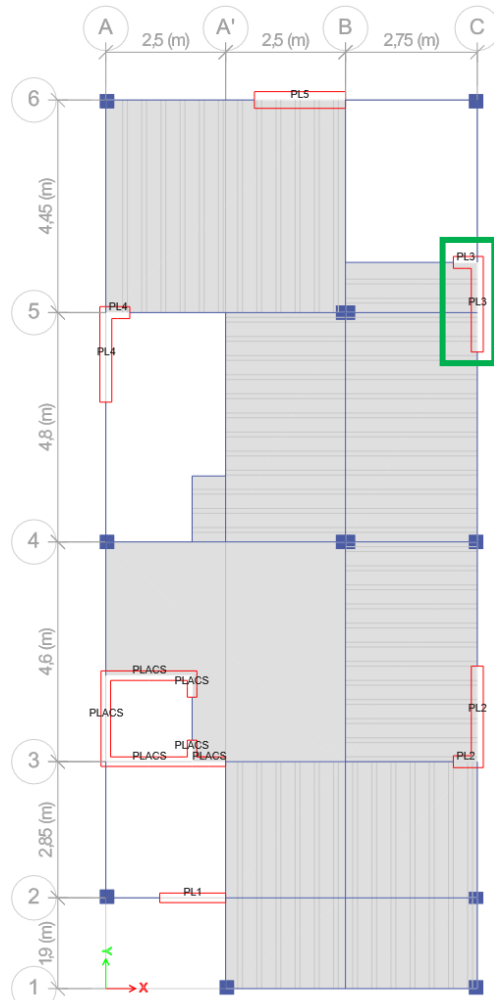
<b>CUADRO DE COLUMNAS</b>									
<b>TIPO</b>	<b>C-3</b>								
<b>PISO</b>									
<b>DETALLE DE COLUMNAS SST, 1°, 2°, 3°, 4° y 5° Piso</b>									
<b>ACERO</b>	<b>4 Ø 5/8" + 4Ø1/2"</b>								
<b>ESTRIBAJE</b>	<table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td style="text-align: center;">☐</td> <td style="text-align: center;">Semisótano</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">☐</td> <td style="text-align: center;">Ø 3/8": 1@0.05, 6@0.10, Rto @0.15</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">☐</td> <td style="text-align: center;">Piso típico</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">☐</td> <td style="text-align: center;">Ø 3/8": 1@0.05, 5@0.10, Rto @0.15</td> </tr> </table>	☐	Semisótano	☐	Ø 3/8": 1@0.05, 6@0.10, Rto @0.15	☐	Piso típico	☐	Ø 3/8": 1@0.05, 5@0.10, Rto @0.15
☐	Semisótano								
☐	Ø 3/8": 1@0.05, 6@0.10, Rto @0.15								
☐	Piso típico								
☐	Ø 3/8": 1@0.05, 5@0.10, Rto @0.15								

### 3.1.3. Diseño de Placas

Se diseñará la placa PL-3 del eje C-5, para este proceso se usará el programa Etabs y una hoja de cálculo en Excel.

**Figura 96**

*Placa de Diseño PL - 3 ( $e=0.25$ ).*



**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

#### 3.1.3.1. Diseño por flexocompresión

Al establecer las dimensiones que tendrán los núcleos de borde de una placa se da inicio al diseño por flexocompresión. Según la norma (E.060 SENCICO, 2020) establece un valor estimado de la longitud igual a  $0.15 \cdot l_m$ .

$$L_b = 0.15 \cdot 262.5 = 40 \text{ cm}$$

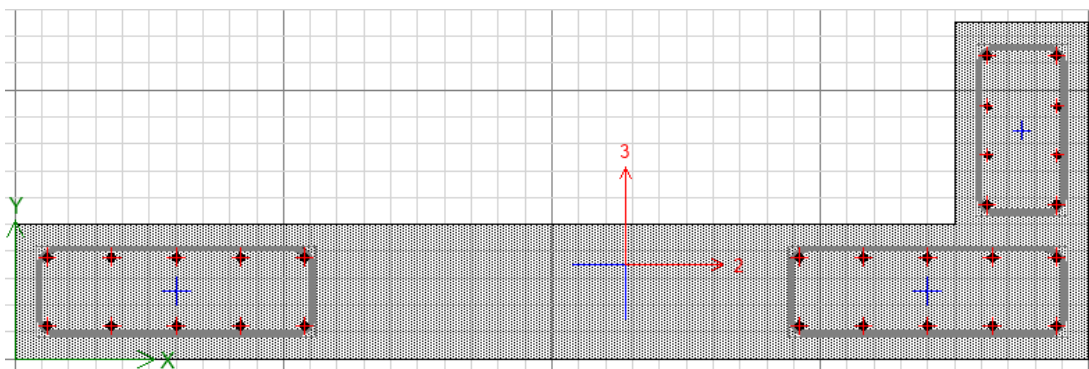
Según cálculo se obtiene un valor de 40 cm, la placa a diseñar se encuentra tanto en la dirección X – Y, por lo cual para el diseño de esta placa para la dirección X se tomará un valor de 40 cm y 60 cm para la dirección Y, esto debido a que la cortante es mayor en esta dirección. Para el refuerzo que se usa en los núcleos de borde generalmente se recomienda iniciar con la cuantía mínima de  $\rho=1\%$  ya que luego se debe comprobar si se cumple con las fuerzas demandadas.

$$A_s = \rho * B * H = 1\% * 25 * 60 = 15 \text{ cm}^2$$

Se modela la placa en el programa y se le asigna el acero para obtener los puntos del diagrama de interacción de esta.

### Figura 97

*Modelado de la Placa y núcleos de borde de PL – 3.*

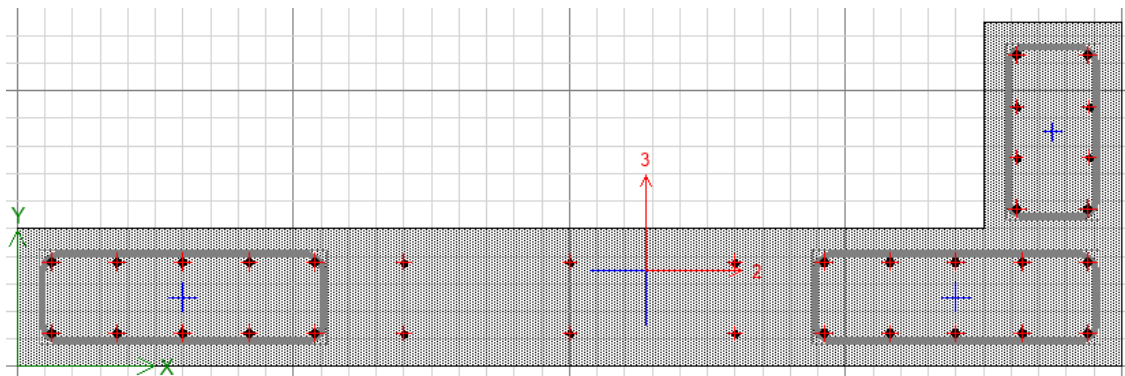


**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

Para los núcleos de borde de la placa para la dirección X se eligieron barras de acero de refuerzo  $4\emptyset 5/8'' + 2\emptyset 1/2''$  que corresponde a una cuantía aproximada de 1.31%. Para la dirección Y se eligieron barras de acero de refuerzo  $10\emptyset 5/8''$  que corresponde a una cuantía aproximada de 1.33%.

**Figura 98**

*Modelado del Acero en el alma de PL - 3.*



**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

Se consideró una cuantía por metro de  $\rho=0.25\%$ , para lo cual  $A_s=0.0025 \times 100 \times 25$ , se obtiene como resultado  $6.25 \text{ cm}^2/\text{m}$ . Según las exigencias de la norma (E.060 SENCICO, 2020) debe ser en dos capas el acero de refuerzo en placas con un ancho mayor a 20 cm. Se determina que espaciamiento tendrán las varillas de  $\emptyset 3/8''$ .

$$s = \frac{2 * 0.71}{6.25} = 0.25 \text{ cm}$$

Se le asignará 2 capas de varillas de  $\emptyset 3/8'' @ 25\text{cm}$ . Ya que luego se verificará por corte y capacidad, así como el espaciamiento y el acero colocado.

Se obtiene las cargas de la placa y se verifica que los puntos obtenidos no estén fuera del diagrama de interacción y así se cumpla con las exigencias de diseño por resistencia.

**Tabla 33**

*Cargas de placa PL -3.*

Story	Pier	Output Case	P	V2	V3	T	M2	M3
Nivel 1	PL3	CM	-70,3828	1,0928	-1,3576	-0,1698	-2,0073	2,5038
Nivel 1	PL3	CV	-7,3814	0,4467	-0,2754	0,0509	-0,3823	0,9652
Nivel 1	PL3	SXDISEÑO	32,1299	8,1098	3,2515	1,1038	16,6436	45,9276
Nivel 1	PL3	SYDISEÑO	6,4456	33,6932	0,7718	1,9941	12,7402	169,927

**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

**Tabla 34**

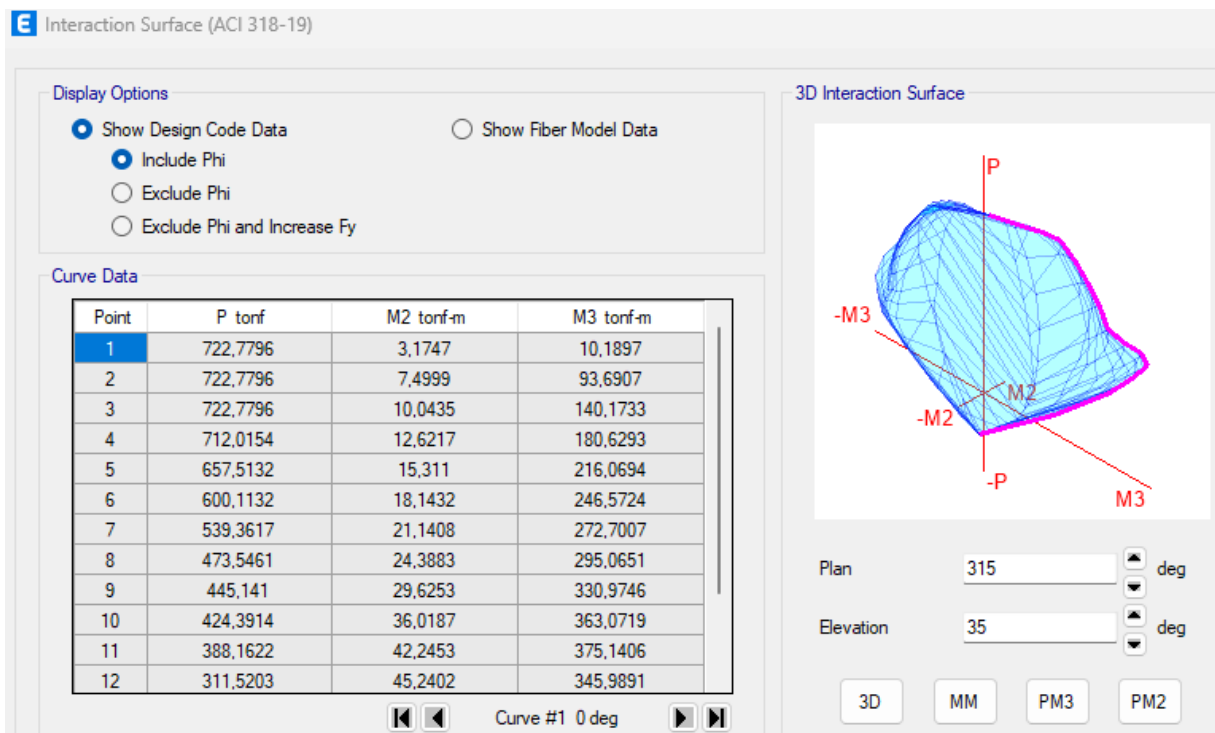
*Amplificación de Cargas PL – 5.*

Combinaciones		P (ton)	M22 (ton.m)	M33 (ton.m)	V22 (ton)	V33 (ton)
SISMO XX	U1=1.4CM+1.7CV	111,08	-3,46	5,15	2,29	-2,37
	U2=1.25(CM+CV) + SXDISEÑO	129,34	13,66	50,26	10,03	1,21
	U3=1.25(CM+CV) - SXDISEÑO	65,08	-19,63	-41,59	-6,19	-5,29
	U4=0.9CM + SXDISEÑO	95,47	14,84	48,18	9,09	2,03
	U5=0.9CM - SXDISEÑO	31,21	-18,45	-43,67	-7,13	-4,47
SISMO YY	U2=1.25(CM+CV) + SYDISEÑO	103,65	9,75	174,26	35,62	-1,27
	U3=1.25(CM+CV) - SYDISEÑO	90,76	-15,73	-165,59	-31,77	-2,81
	U4=0.9CM + SYDISEÑO	69,79	10,93	172,18	34,68	-0,45
	U5=0.9CM - SYDISEÑO	56,90	-14,55	-167,67	-32,71	-1,99

Se obtiene los puntos para el diagrama de interacción.

**Figura 99**

*Puntos del diagrama de interacción de PL - 5.*



**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

Se obtiene el Phi de transición para obtener el diagrama de diseño.

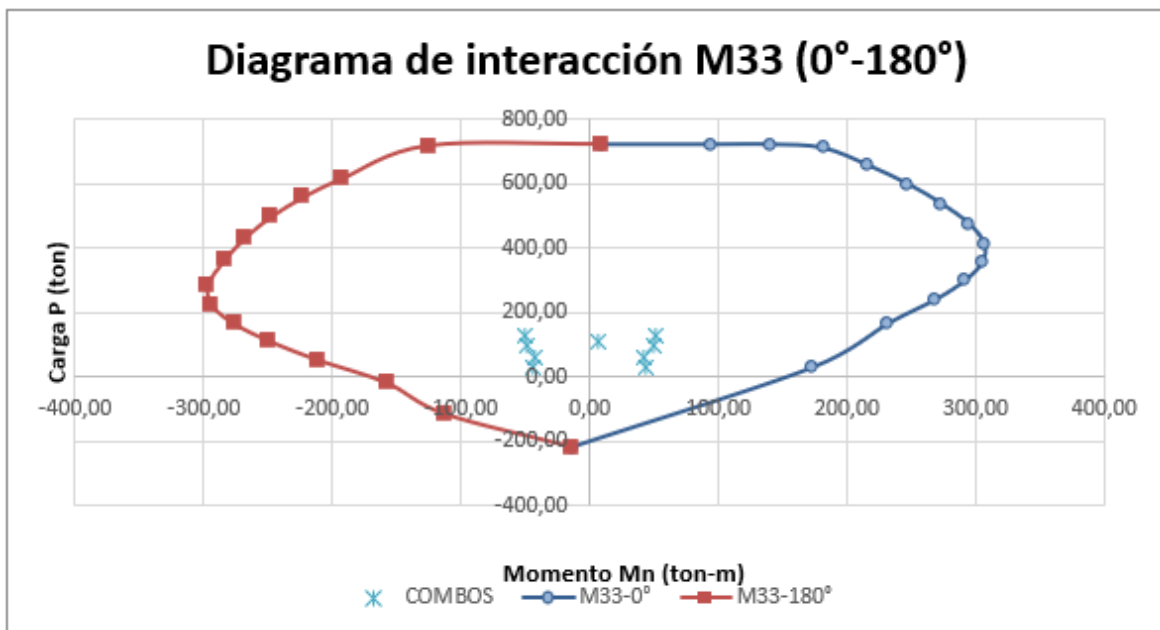
**Tabla 35**

*Phi de transición.*

PUNTOS	M33					Ptransición				196,875
	0°		180°		phi	0°		180°		
	Pn	Mn	Pn	Mn		phiPn	phiMn	PhPn	PhMn	
1	1032,5423	14,5568	1032,5423	14,5568	0,7	722,77961	10,18976	722,77961	10,18976	
2	1032,5423	133,8438	1024,8695	-178,8807	0,7	722,77961	93,69066	717,40865	-125,21649	
3	1032,5423	200,2476	876,902	-274,7264	0,7	722,77961	140,17332	613,8314	-192,30848	
4	1017,1648	258,0418	795,2809	-317,0857	0,7	712,01536	180,62926	556,69663	-221,95999	
5	939,3045	308,6705	708,9998	-352,4776	0,7	657,51315	216,06935	496,29986	-246,73432	
6	857,3046	352,2463	616,6336	-381,1257	0,7	600,11322	246,57241	431,64352	-266,78799	
7	770,5167	389,5725	516,7848	-404,2186	0,7	539,36169	272,70075	361,74936	-282,95302	
8	676,4944	421,5215	405,7948	-422,841	0,7	473,54608	295,06505	284,05636	-295,9887	
9	588,6385	437,6689	313,1801	-417,9242	0,7	412,04695	306,36823	219,22607	-292,54694	
10	508,2949	434,8524	232,7391	-392,9606	0,7	355,80643	304,39668	162,91737	-275,07242	
11	431,2914	416,8229	155,6847	-353,668	0,7	301,90398	291,77603	108,97929	-247,5676	
12	346,1336	384,4324	73,4018	-300,5172	0,7	242,29352	269,10268	51,38126	-210,36204	
13	238,7477	331,1266	-26,2339	-224,9123	0,7	167,12339	231,78862	-18,36373	-157,43861	
14	34,1757	199,4448	-132,7643	-129,6126	0,86528183	29,5716122	172,575961	-114,878536	-112,1514275	
15	-241,08	-15,2029	-241,08	-15,2029	0,9	-216,972	-13,68261	-216,972	-13,68261	

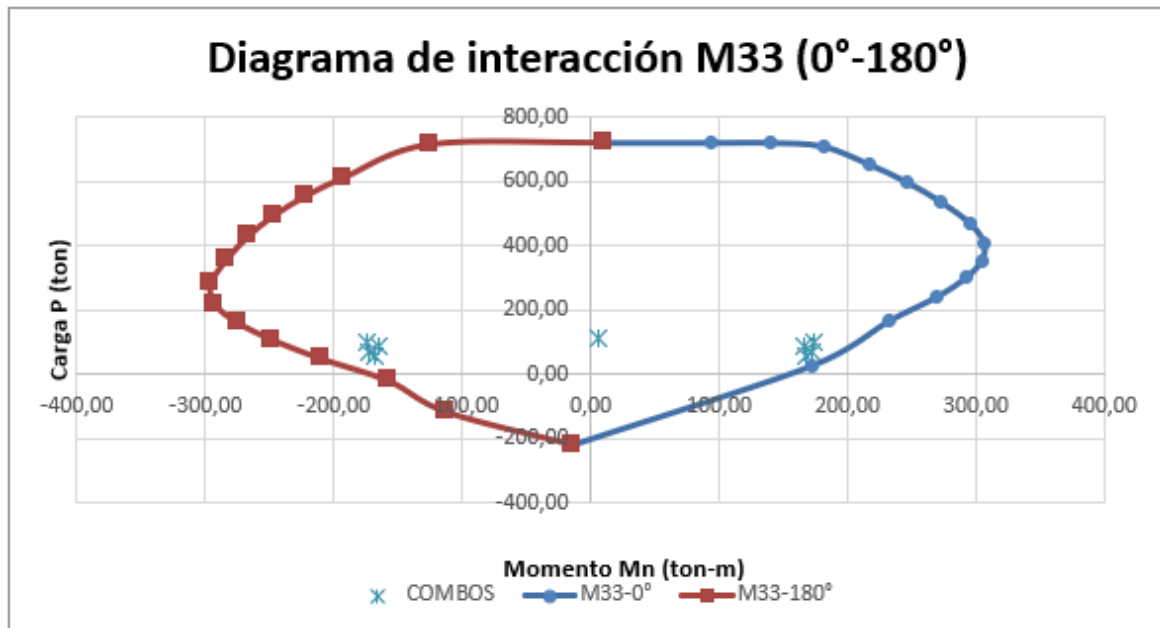
**Figura 100**

*Diagrama de interacción Sismo X-X*



**Figura 101**

*Diagrama de interacción Sismo Y - Y*



La placa ha sido modelada en las direcciones X – Y, pero su mayor longitud es en la dirección Y, es por lo que está tomando mayor cortante en esta dirección, lo cual para el momento será en el eje local M33 y para corte V22. Con la cuantía asignada de acero el diseño cumple por flexocompresión.

### 3.1.3.2. Diseño por cortante

Para el acero transversal de los núcleos de borde la norma (E.060 SENCICO, 2020) señala ciertos criterios. Para el confinamiento se usarán estribos de  $\emptyset 3/8''$ .

El espaciamiento no debe ser superior al menor de los valores siguientes:

- Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro,  
 $8 * 1.27 = 10.16$  cm.
- La menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde, 25 cm.
- 25 cm

Se escoge el valor menor, por ello en los núcleos de borde el espaciamiento del confinamiento será  $s = 10$  cm.

### 3.1.3.3. Diseño por capacidad

Este diseño es realizado porque asegura que el elemento no fallará por cortante sino por flexión. La cortante con la que se diseñó se comparará a la cortante por capacidad en flexión instalada del muro.

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

Con la combinación 1.25(CM+CV) + SYDISEÑO mostrada en la **Tabla N°34**, resulta el valor máximo de cortante en la dirección del sismo Y-Y, por ello se opta por usar dicha combinación. Se tiene como carga axial 103.65 ton, un momento ultimo  $M_{ua}=174.26$  ton-m y una cortante  $V_{ua}=35.62$  ton.

Según el diagrama mostrado en la **Figura 81** para la carga  $P=103.65$  ton se obtiene un momento nominal de  $M_n=205.50/0.7=293.57$  ton-m.

$$V_u \geq 35.62 \left( \frac{293.57}{174.26} \right) = 35.62 \times 1.68 = 59.84 \text{ ton}$$

Es importante tener en consideración que el resultado de  $M_n/M_{ua}$  no puede ser superior al valor del coeficiente de reducción  $R$  que se usó para determinar las fuerzas del sismo. En este caso se cumple, ya que el resultado es menor que  $R=6 > 1.68$ .

Se calcula el valor de aporte del concreto a cortante.

$$V_c = A_c w (\alpha_c \sqrt{f'_c})$$

La placa que se está analizando presenta una longitud  $l_m=2.625$  m. y  $h_m=17.25$  m. Se calcula el valor de  $h_m/l_m$  de 6.57; Para ello la norma (E.060 SENCICO, 2020) en el artículo 11.10 señala que por ser mayor a 2 es un muro esbelto y su valor de  $\alpha_c = 0.53$ .

$$V_c = 25 * (0.8 * 262.5) * 0.53 * \sqrt{210} = \frac{40322.25}{1000} = 40.32 \text{ ton}$$

Se calcula el aporte del acero.

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



$$V_s = \frac{59.84}{0.85} - 40.32 = 30.08 \text{ ton}$$

Se determina el espaciamiento que se requiere en el acero longitudinal asignado con un diámetro de  $\emptyset 1/2''$  por capa.

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

$$s = \frac{(2 * 0.71) * 4200 * (262.5 * 0.8)}{30.08 * 1000} = 40 \text{ cm}$$

El espaciamiento máximo requerido para el refuerzo longitudinal es  $s = 40 \text{ cm}$ .

Con la siguiente expresión se obtiene la cuantía mínima horizontal.

$$p_h = \frac{V_s}{F_y * t * d}$$

$$p_h = \frac{30.08 * 1000}{4200 * 25 * 210} = 0.00136$$

Se obtiene una cuantía menor a la mínima, por ello para el refuerzo horizontal se tomará la cuantía mínima  $p_h = 0.25\%$ .

A partir de lo calculado anteriormente ( $p_h$ ) se calcula la cuantía vertical mínima ( $p_v$ ).

El valor de  $V_u = 59.84 \text{ ton}$ .

$$V_u > A_c w (0.27 \sqrt{f'c}) = 25 * (262.5 * 0.8) * 0.27 * \sqrt{210}$$

$$V_u > 20.54 \text{ ton (cumple)}$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{h_m}{l_m} \right) (p_h - 0.0025)$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{17.25}{2.625} \right) (0.0025 - 0.0025)$$

$$\rho_v = 0.0025 \text{ (minimo)}$$

Para la cortante la separación no debe ser superior a tres veces el ancho del muro, tampoco 40 cm y la cuantía del acero horizontal y vertical no será inferior a  $p = 0.25\%$ .

Con las cuantías mínimas definidas para el refuerzo horizontal y vertical se calcula el espaciamiento mínimo. Con la misma varilla de  $\varnothing 3/8''$  para el reforzamiento vertical y horizontal del alma de la placa.

$$s = \frac{2 \times Asb}{Asreq}$$

$$As(\text{vertical}) = 0.0025 * 100 * 25 = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$sv = \frac{2 * 0.71}{6.25} = 0.25$$

$$As(\text{horizontal}) = 0.0025 * 100 * 25 = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

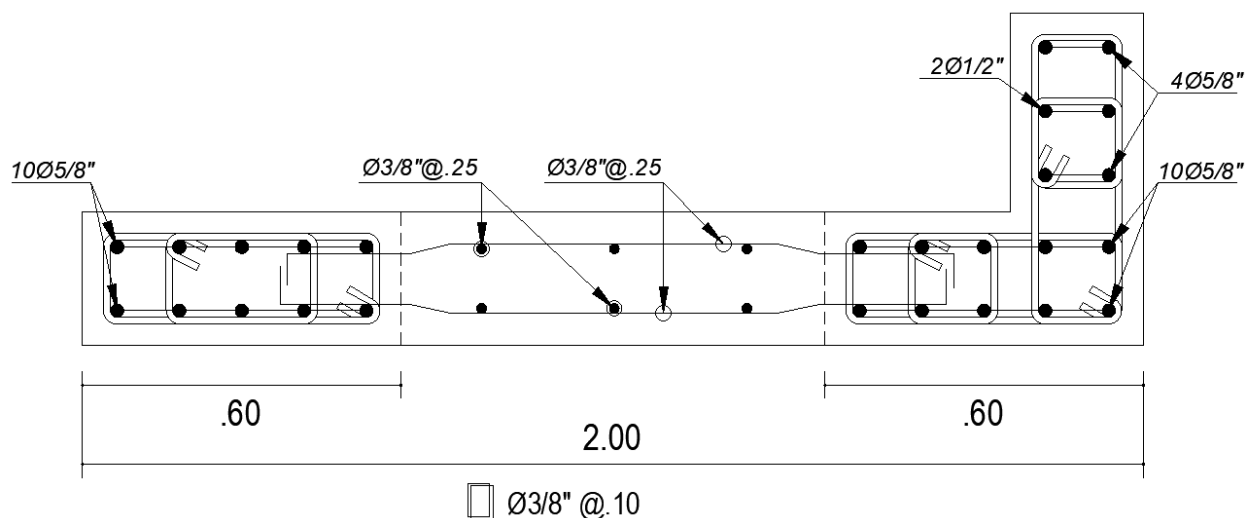
$$sv = \frac{2 * 0.71}{6.25} = 0.25$$

El espaciamiento que se obtiene no se debe resultar igual al calculado por el diseño por flexocompresión  $s = 25 \text{ cm}$ , al resultar igual se debe considerar el espaciamiento obtenido por capacidad.

- ✓ Distribución de refuerzo vertical:  $\varnothing 3/8'' @ 0.25 \text{ m}$ .
- ✓ Distribución de refuerzo horizontal:  $\varnothing 3/8'' @ 0.25 \text{ m}$ .

**Figura 102**

*Detalle de placa PL - 3.*

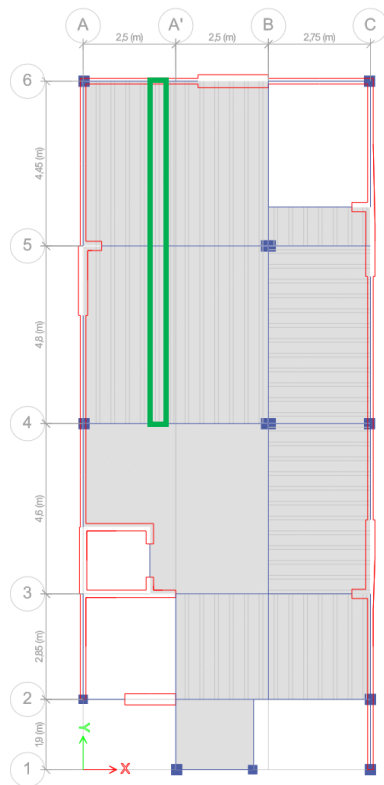


### 3.1.4. Diseño de losa aligerada

El diseño correspondiente se realizará del aligerado del tramo A – B del semisótano usando el software Etabs.

**Figura 103**

*Vigueta a diseñar tramo A – B semisótano.*



**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

#### 3.1.4.1. Metrado de cargas del aligerado

Para las viguetas ubicadas entre los ejes A – B del semisótano se metra las cargas, el cual tiene un espesor de 20 cm. Para la vigueta con un ancho igual a 40 cm se calcula el metrado en forma lineal.

Se usará la tabla de metrados de cargas muertas y vivas, Tabla 17 y tabla 19. A estos metrados se les multiplicará por 0.40 m para obtener las cargas lineales para dicha vigueta.

**Tabla 36**

*Cargas muertas en semisótano.*

PAÑO	A - A'	A' - B	B - C
1 - 2	X	68.08	X
2 - 3	X	128.08	
3 - 4		128.08	128.08
4 - 5		128.08	128.08
5 - 6		320.2	170.2 - X

**Tabla 37**

*Cargas vivas en semisótano.*

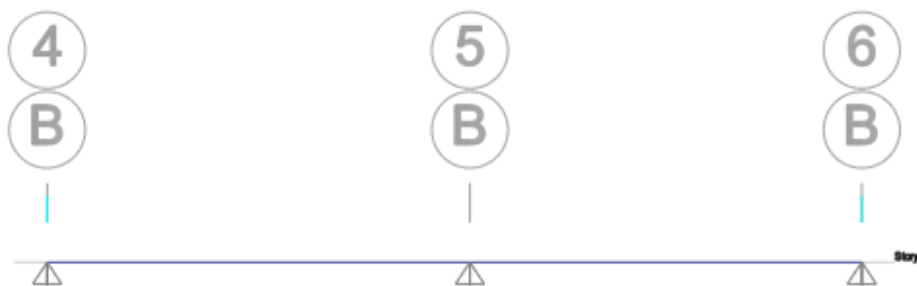
PAÑO	A - A'	A' - B	B - C
1 - 2	X	80	X
2 - 3	X	80	
3 - 4		80	80
4 - 5		80	80
5 - 6		80	80 - X

### 3.1.4.2. Modelado de vigueta en Etabs

En el programa se realiza el modelamiento de la vigueta con las dimensiones antes mencionadas.

**Figura 104**

*Modelado de Vigueta del tramo A – B en Etabs.*



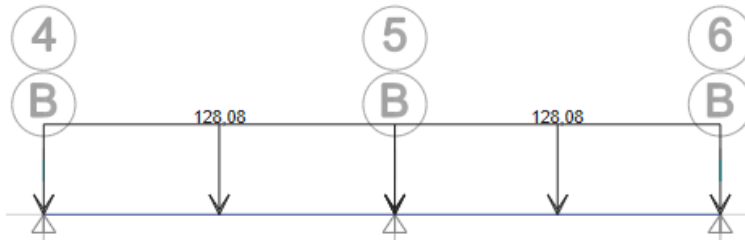
**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

➤ **Asignación de Cargas.**

Se le asigna las cargas de gravedad a los tramos según lo definido anteriormente.

**Figura 105**

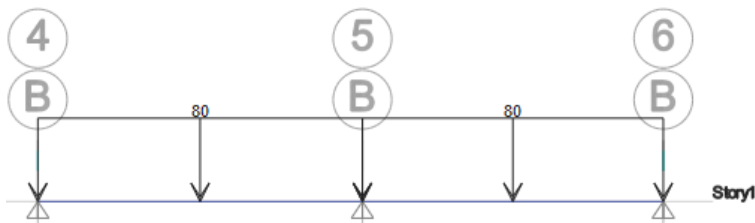
*Cargas muertas en vigueta.*



**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

**Figura 106**

*Cargas Vivas en vigueta.*



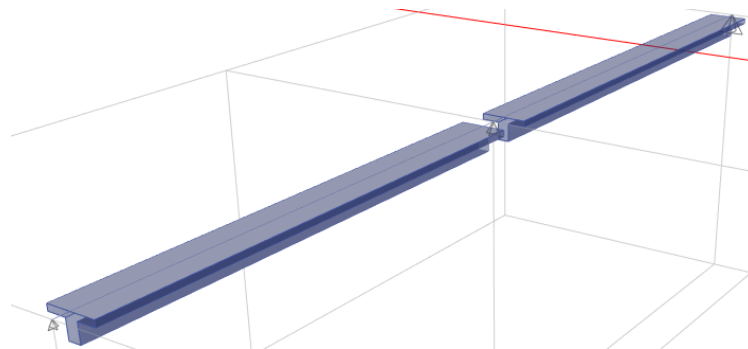
**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

➤ **Asignación de brazos rígidos.**

Estos brazos rígidos son asignados con la finalidad que en la cara de la vigueta que se interceptan en cada tramo se obtenga los momentos. Las vigas ubicadas en los ejes A – B son de  $b=25$  cm y  $b=30$  cm. Por lo que se le asignará un brazo rígido de 12.5 cm y 15 cm respectivamente con un factor de rigidez de 1 a cada tramo de vigueta.

**Figura 107**

*Brazos rígidos en vigueta.*



**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

### 3.1.4.2.1. Combinaciones de diseño

Las losas se diseñarán solo bajo las cargas por gravedad, por lo que se define la combinación última para la viga del tramo mencionado.

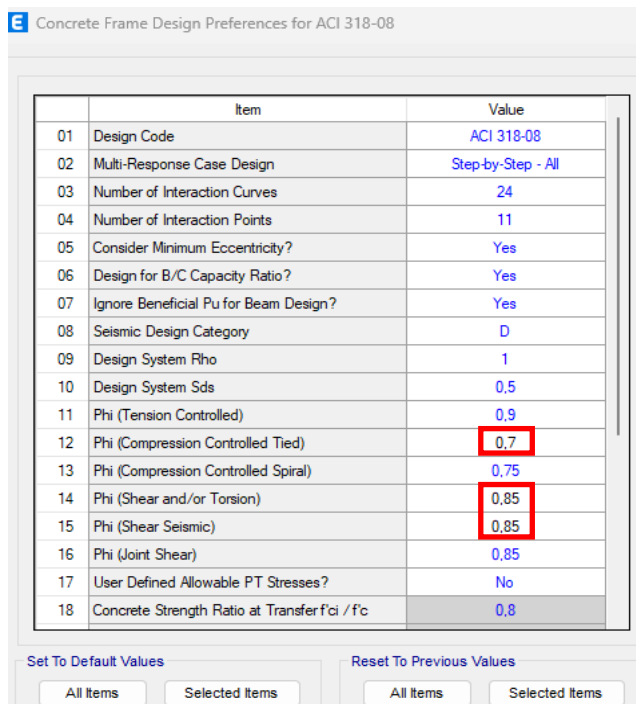
$$CU = 1.4 CM + 1.7CV$$

### 3.1.4.2.2. Modificación del código de diseño en Etabs.

La norma E.060 se asemeja al código de diseño ACI-318 que presenta el software Etabs para concreto armado, sin embargo, es necesario cambiar ciertos parámetros en el código para obtener resultados similares a la norma E.060.

#### Figura 108

*Códigos de diseños a modificar.*



Item	Value
01 Design Code	ACI 318-08
02 Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03 Number of Interaction Curves	24
04 Number of Interaction Points	11
05 Consider Minimum Eccentricity?	Yes
06 Design for B/C Capacity Ratio?	Yes
07 Ignore Beneficial Pu for Beam Design?	Yes
08 Seismic Design Category	D
09 Design System Rho	1
10 Design System Sds	0.5
11 Phi (Tension Controlled)	0.9
12 Phi (Compression Controlled Tied)	0.7
13 Phi (Compression Controlled Spiral)	0.75
14 Phi (Shear and/or Torsion)	0.85
15 Phi (Shear Seismic)	0.85
16 Phi (Joint Shear)	0.85
17 User Defined Allowable PT Stresses?	No
18 Concrete Strength Ratio at Transfer f'ci / f'c	0.8

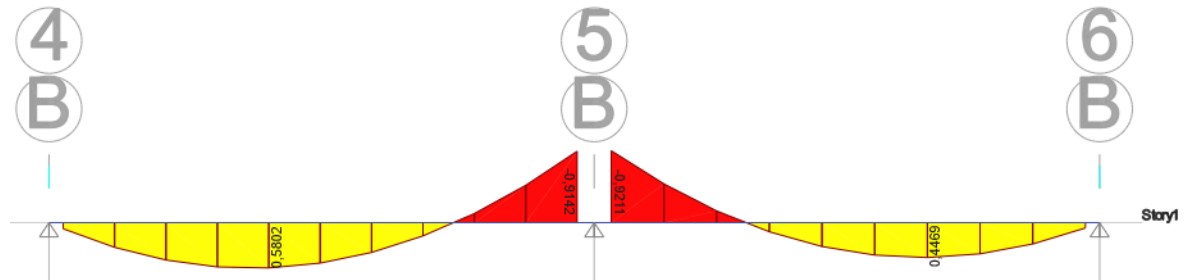
**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

### 3.1.4.3. Diseño por flexión

El diagrama del momento flector es obtenido bajo las combinaciones de cargas por gravedad.

**Figura 109**

*Cargas bajo combinación de diseño.*



**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

El acero requerido se obtiene según los momentos últimos negativos y positivos. En este caso se tomará el paño más largo del eje 4 -5, este paño presenta un momento  $M_u = -0.9142$  ton-m y  $M_u = +0.5802$  ton-m.

Se comprobará los cálculos del acero máximo y mínimo con cálculos manuales para corroborar con los resultados del Etabs.

▪ **Acero Positivo ( $M_u+$ )**

$$A_{smin}^+ = \frac{0.7 * \sqrt{210}}{4200} * (10) * 17 = 0.41 \text{ cm}^2$$

$$c_b = \frac{0.003}{0.0021 + 0.003} * 17 = 10 \text{ cm}$$

$$A_{sb} = \frac{0.85 * 210(5 * 40 + (10 * 0.85 - 5) * 10)}{4200} = 9.99 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax}^+ = 0.75 * 9.99 = 7.49 \text{ cm}^2$$

▪ **Acero Negativo ( $M_u-$ )**

$$M_{cr} = \frac{I * f_r}{c} = 0.5 \text{ ton.m}$$

$$a_{min} = 17 - \sqrt{17^2 - \frac{(2 * (1.2 * 0.5)) * 10^5}{0.9 * (0.85 * 210) * 10}} = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin}^- = \frac{1.2 * 0.5 * 10^5}{0.9 * 4200 \left(17 - \frac{2.36}{2}\right)} = 1.0 \text{ cm}^2$$

$$As_b = \frac{0.85 * 210 * (10 * 0.85) * 10}{4200} = 3.61 \text{ cm}^2$$

$$As_{max}^- = 0.75 * 3.61 = 2.71 \text{ cm}^2$$

Mediante las ecuaciones del diseño por flexión se determina el acero que se requiere (As).

- **Cálculo de “a” (Mu+=0.5802 ton-m)**

$$a = 17 - \sqrt{17^2 - \frac{2 * 0.5802 * 10^5}{0.9 * 0.85 * 210 * 40}} = 0.54 \text{ cm}$$

- **Cálculo de “a” (Mu-=0.9142 ton-m)**

$$a = 17 - \sqrt{17^2 - \frac{2 * 0.9142 * 10^5}{0.9 * 0.85 * 210 * 10}} = 3.76 \text{ cm}$$

- **Cálculo de As requerido**

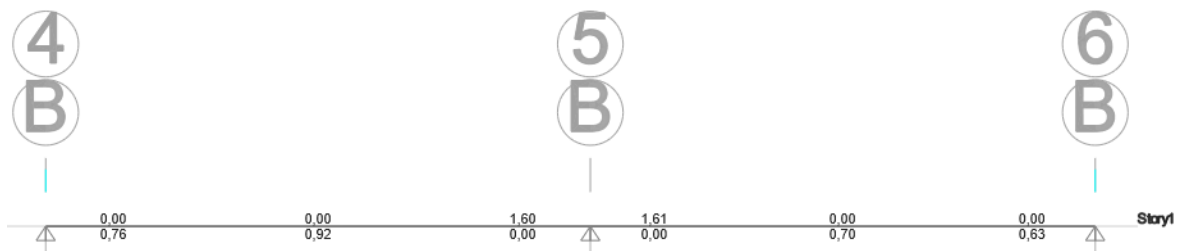
$$As_{+} = \frac{0.5802 * 10^5}{0.9 * 4200 * \left(17 - \frac{0.54}{2}\right)} = 0.92 \text{ cm}^2$$

$$As_{-} = \frac{0.9142 * 10^5}{0.9 * 4200 * \left(17 - \frac{3.76}{2}\right)} = 1.60 \text{ cm}^2$$

Con los cambios efectuados en el código de diseño se observa que el acero requerido (As) resulta igual al acero calculado con el software Etabs, como se observa el diseño obtenido es igual al diseño que indica la norma E.060.

**Figura 110**

*Diseño de Acero requerido Etabs.*



**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.



La norma (E.060 SENCICO, 2020) establece que los acero negativos deben ir como bastones y el acero positivo debe ir corrido a lo largo de la losa aligerada. Asimismo, en la parte superior de los extremos se debe asignar acero mínimo.

La distribución de acero en la vigueta diseñada de la losa aligerada del tramo A – B se detalla a continuación.

**Tabla 38**

*Distribución del refuerzo en la vigueta.*

Distribución	EJE	As req (cm <sup>2</sup> )	3/8"	1/2"	As instalado (cm <sup>2</sup> )
As (Mu+)	Eje 4-5	0,92		1	<b>1,29</b>
	Eje 5-6	0,7		1	<b>0,71</b>
As (Mu-)	Eje 4-5	1,61	1	1	<b>2,00</b>
	Eje 5-6	1		1	<b>1,29</b>

Asimismo, con el fin de que resista los esfuerzos de temperatura y contracción el acero de temperatura debe colocarse de manera perpendicular a las viguetas del aligerado. Este acero no es necesario un cálculo de diseño, ya que es de menor diámetro que los aceros diseñados a flexión. Se instala por convención varillas de  $\emptyset 1/4" @ 0.25 m$ .

#### 3.1.4.4. Longitud de corte de acero

En este caso, para los bastones de los ejes 4 – 5 se determinará la longitud de corte, la luz libre en este tramo es igual a  $ln=4.8 m$ .

Para calcular la longitud de corte en los extremos se divide la luz libre entre 5.

$$l_{corte} = \frac{ln}{5} = \frac{4.8}{5} = 0.96 m \rightarrow = 1 m$$

Para calcular la longitud de corte de los bastones interiores ya sea en la parte inferior o superior se divide la longitud libre entre 3.

$$l_{corte} = \frac{ln}{3} = \frac{4.8}{3} = 1.6 m$$

### 3.1.4.5. Diseño por cortante

Con la siguiente ecuación se determina la resistencia del concreto a corte.

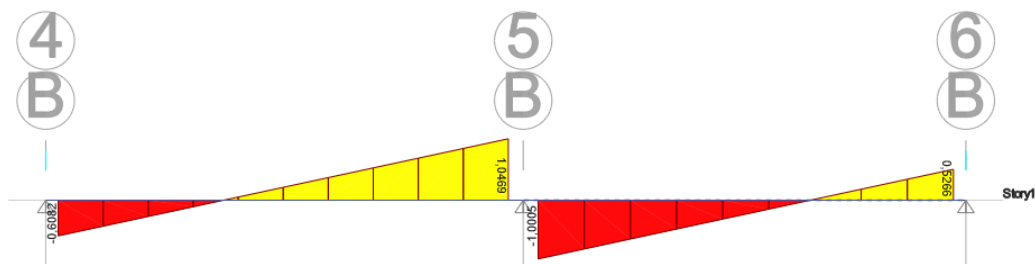
$$\phi V_c = 0.85 * 1.1 * 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d$$

$$\phi V_c = 0.85 * 1.1 * 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 17 = \frac{1220.80}{1000} = 1.22 \text{ ton}$$

La resistencia del concreto a corte calculado  $\phi V_c=1.22$  ton se debe comparar con la cortante ultima ( $V_u$ ) en cada tramo a una longitud “d” de la cara y se verifica si cumple por cortante o requiere ensanches.

**Figura 111**

*Cortantes ultimas de vigueta.*



**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

**Tabla 39**

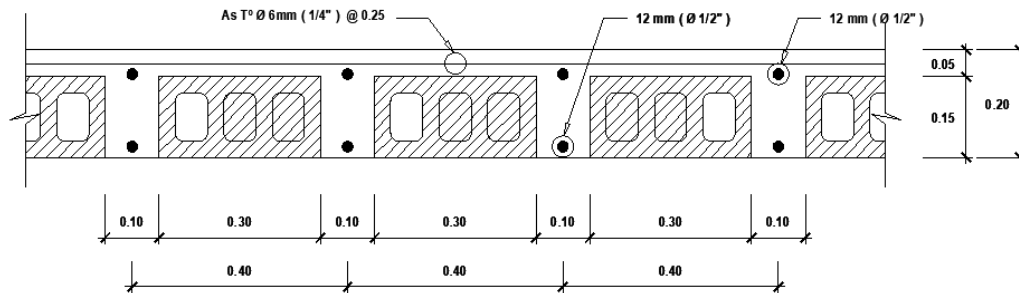
*Comprobación por corte.*

Eje	bw (cm)	d (cm)	$\phi V_c$ (ton)	$V_u$ (ton) distancia “d”	$\phi V_c > V_u$
Eje 4 – 5	10	17	1.22	0.94	Ok
Eje 5 - 6	10	17	1.22	0.98	Ok

No es necesario realizar un ensanche en las viguetas, ya que como se observa en la tabla anterior la vigueta cumple la demanda por corte en ambos tramos.

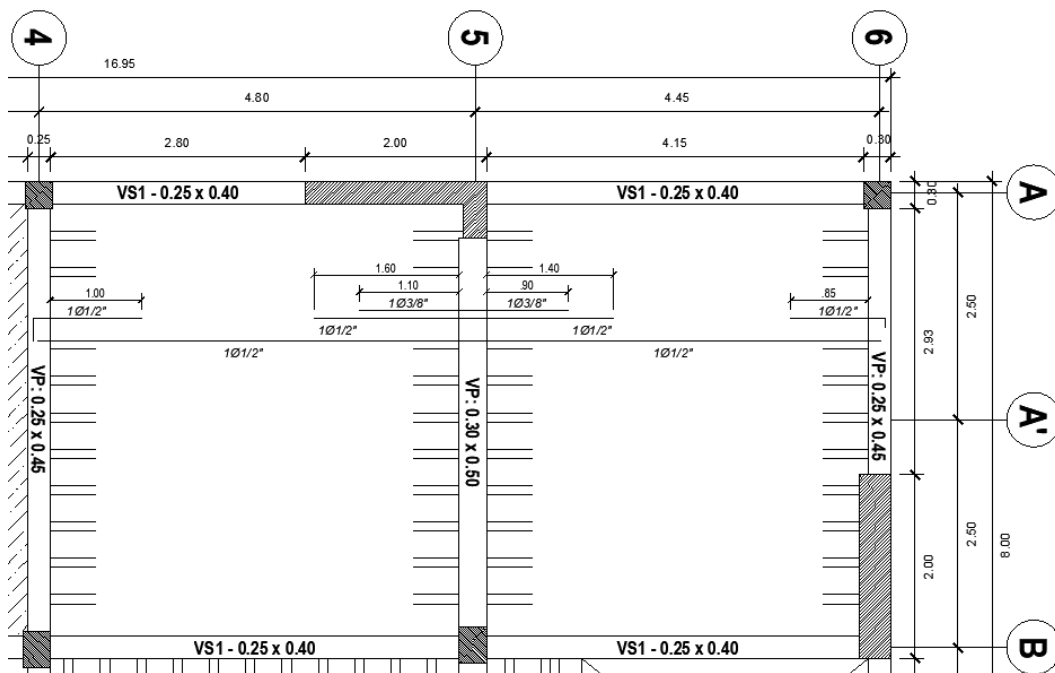
**Figura 112**

*Detalle corte de aligerado.*



**Figura 113**

*Detalle planta de aligerado.*



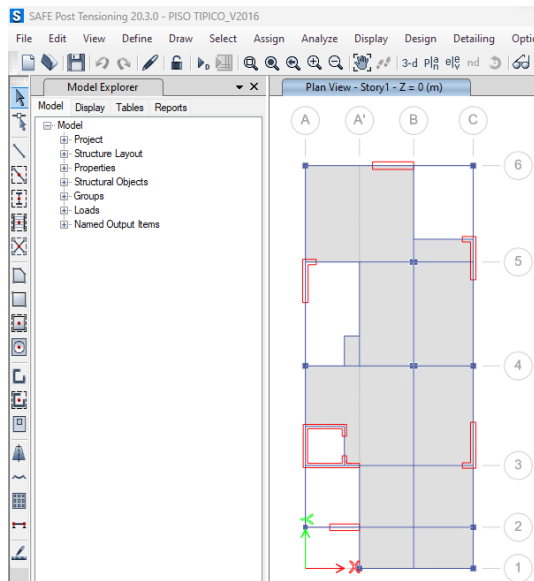
### 3.1.5. Diseño de losas macizas en Safe

Para analizar y diseñar las losas macizas se usará el software Safe, ya que presenta diversas herramientas que facilitan el correcto diseño de losas y cimentaciones. Para analizar y diseñar este programa presenta dos métodos: Método de franjas y método de elementos finitos, para el diseño el método que se usará es de franjas, ya que los resultados del análisis son más sencillos de entender.

Para realizar el análisis y diseño se exportó los datos de un nivel típico (Nivel 1) desde el Software Etabs. Estos datos incluyen cargas muertas y vivas, ya que las losas se diseñan solo con cargas por gravedad, las combinaciones ultimas se generará en el software Safe.

### Figura 114

*Nivel típico exportado desde Software Etabs.*



**Fuente:** Resultados extraídos de Safe.

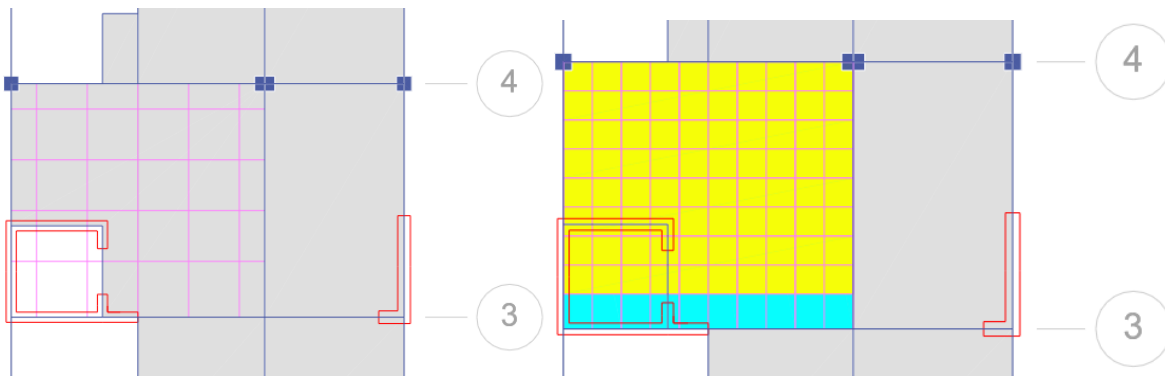
#### 3.1.5.1. Franjas de diseño

El diseño se realizará para el paño de losa maciza del eje A – B entre 3 y 4, esta presenta un espesor de  $h=15$  cm. Normalmente, para el diseño de ciertos paños de losas macizas, solo se dibujan las franjas intermedias para un metro de ancho, ya que aplicar la teoría de dividir los paños en franjas de columna e intermedias se realiza cuando se va a analizar y diseñar todo un piso con el mismo tipo de losa.

Como es este el caso, el piso presenta en su mayoría losas aligeradas y ciertos paños de losas macizas, por lo que se recomienda generar solo franjas de diseño intermedias para un metro de ancho en las dos direcciones de análisis.

**Figura 115**

*Franjas de diseño cada 1 m en ambas direcciones.*



**Fuente:** Resultados obtenidos de Safe.

### 3.1.5.2. Modificación de los códigos de diseño en Safe

Para concreto armado el software Safe tiene el código ACI-318, este código es muy similar a la norma E.060, pero en el código de diseño es necesario cambiar los siguientes parámetros.

- Design Code ACI 318-19
- Phi Tension Controlled 0.90
- Phi Compression Controlled 0.70
- Phi Shear 0.85

**Figura 116**

*Código de diseño modificado.*

Concrete Slab Design Preferences - ACI 318-08			
Factors	Min. Cover for Slabs	Min. Cover for Beams	P/T Stress Check
Item	Value		
<b>Resistance Factors:</b>			
Phi Tension Controlled	0,9		
Phi Compression Controlled	0,7		
Phi Shear	0,85		
Ignore Beneficial Pu In Slab Design?	Yes		

**Fuente:** Resultados extraídos de Safe.

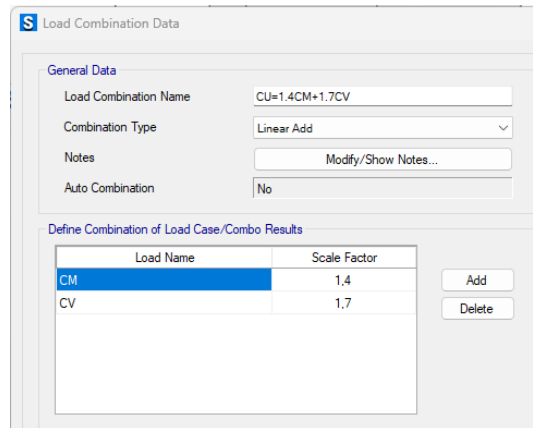
### 3.1.5.3. Combinación de diseño

Las losas macizas se diseñan solamente bajo cargas por gravedad, por ello se define la combinación última de diseño para dichas cargas.

$$CU = 1.4CM + 1.7CV$$

**Figura 117**

*Combinación última de diseño definida*



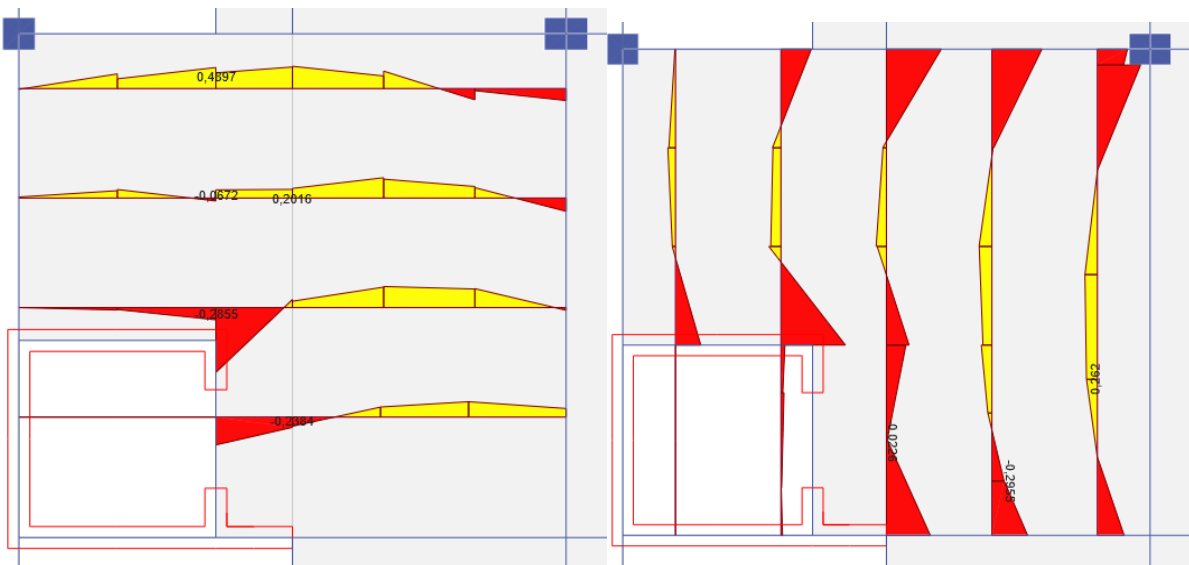
**Fuente:** Resultados extraídos de Safe.

### 3.1.5.4. Resultados de fuerzas internas en las franjas

Las fuerzas internas de las franjas de diseño se obtienen después de haber iniciado el análisis del modelo.

**Figura 118**

*Franjas de diseño en dirección X -Y*



**Fuente:** Resultados extraídos de Safe.

### 3.1.5.5. Diseño de losas por método de franjas

Con las fórmulas de diseño por flexión y con resultados obtenidos de los momentos negativos y positivos se calcula el acero que se requiere. Para esto de la franja se escoge los valores más críticos.

El momento positivo más crítico para la franja A es de  $M_u = 0.50 \text{ Tn-m}$ , para esto se determina el refuerzo mínimo, máximo y requerido.

- **Acero mínimo**

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * 100 * 15 = 2.70 \text{ cm}^2$$

- **Acero máximo**

$$c_b = \frac{0.003}{0.0021 + 0.003} * 12 = 7.06 \text{ cm}$$

$$A_{sb} = \frac{0.85 * 210(7.06 * 0.85) * 100}{4200} = 25.47 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{max}} = 0.75 * 25.47 = 19.10 \text{ cm}^2$$

- **Cálculo de a**

$$a = 12 - \sqrt{12^2 - \frac{2 * 0.5 * 10^5}{0.90 * 0.85 * 210 * 100}} = 0.26$$

- **Cálculo de  $A_s$  requerido**

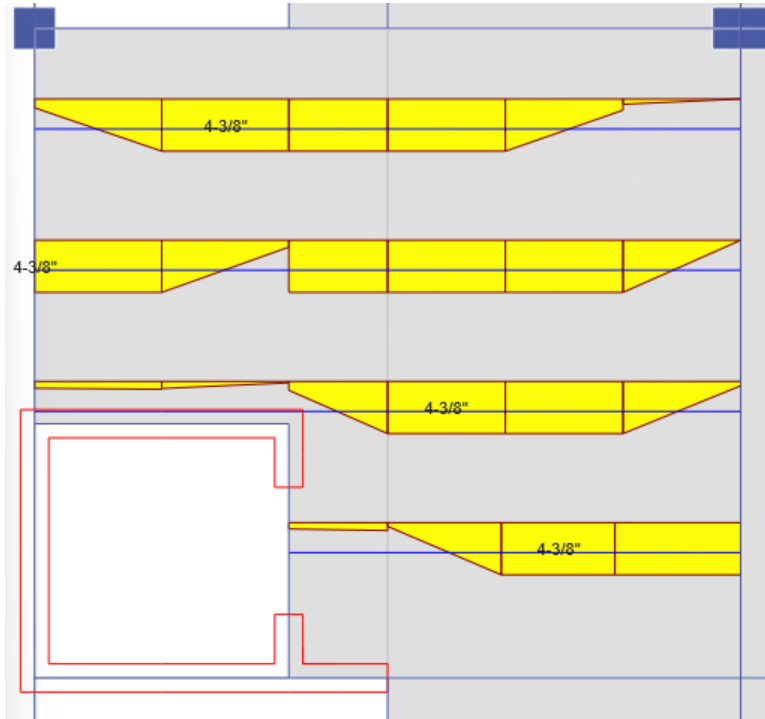
$$A_s = \frac{0.5 * 10^5}{0.9 * 4200 * \left(12 - \frac{0.26}{2}\right)} = 1.11 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.70 \text{ cm}^2$$

Con los cálculos se obtiene que el refuerzo mínimo es superior al acero requerido. En este caso lo que indica la norma (E.060 SENCICO, 2020) se debe tomar el acero mínimo para esta área. Estos datos calculado teóricamente se comprobará con los resultados que brinde el Safe.

**Figura 119**

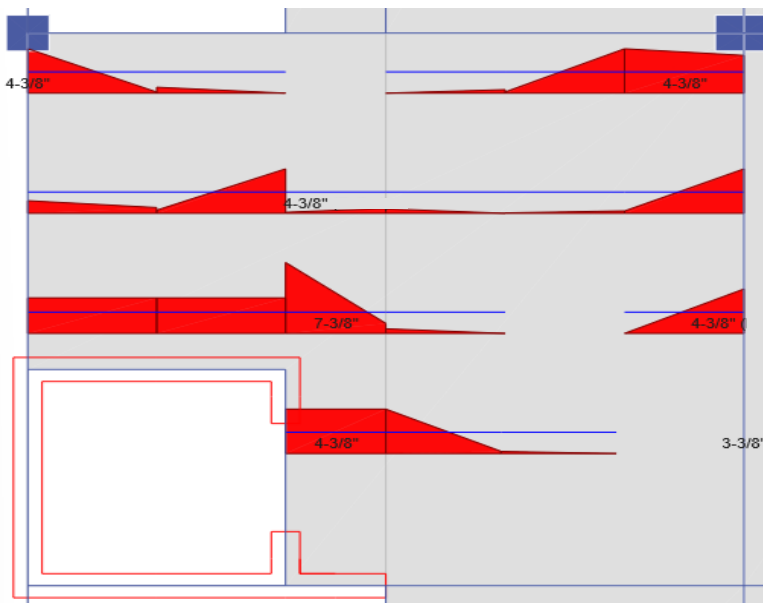
*Acero positivo requerido en franja de dirección X.*



**Fuente:** Resultados extraídos de Safe.

**Figura 120**

*Acero negativo requerido en franja de dirección X.*

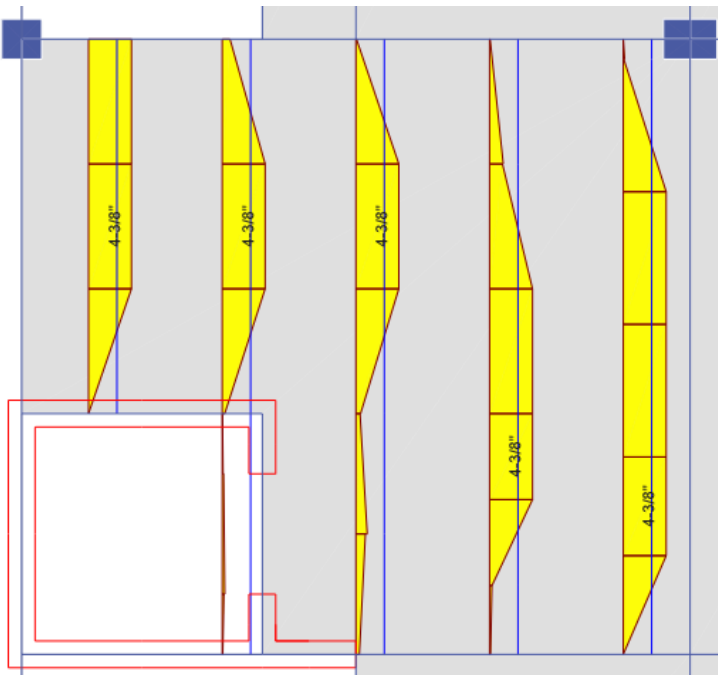


**Fuente:** Resultados extraídos de Safe.



**Figura 121**

*Acero positivo requerido en franja de dirección Y.*



**Fuente:** Resultados extraídos de Safe.

Como se observa los valores obtenidos resultan igual a los resultados obtenidos teóricamente, para el acero positivo tanto en dirección X e Y se usarán 4 varillas de  $\emptyset 3/8''$  por cada metro de ancho de losa. De igual manera para el acero negativo en sus dos direcciones se usará 4 varillas de  $\emptyset 3/8''$ .

Se determina el espaciamiento con la siguiente fórmula.

$$S = \frac{B - (2 * r - \emptyset barra)}{n - 1}$$

Para la distribución del refuerzo inferior y superior en un metro de ancho de franja, se tiene un recubrimiento  $r=3$  cm.

$$S = \frac{100 - (2 * 3 - 0.95)}{4 - 1} = 31.65 = 30 \text{ cm}$$

Finalmente la distribución del refuerzo de las franjas, en la dirección X e Y será:

- Acero inferior:  $\emptyset 3/8'' @ 30$  cm.
- Acero superior:  $\emptyset 3/8'' @ 30$  cm.

### 3.1.5.6. Diseño por cortante

En losas macizas este diseño sirve para verificar si el espesor de la losa tiene la capacidad de resistir los esfuerzos por cortante  $\phi Vc \geq Vu$ .

La ecuación para determinar la resistencia que presenta el concreto al corte se encuentra en la norma (E.060 SENCICO, 2020).

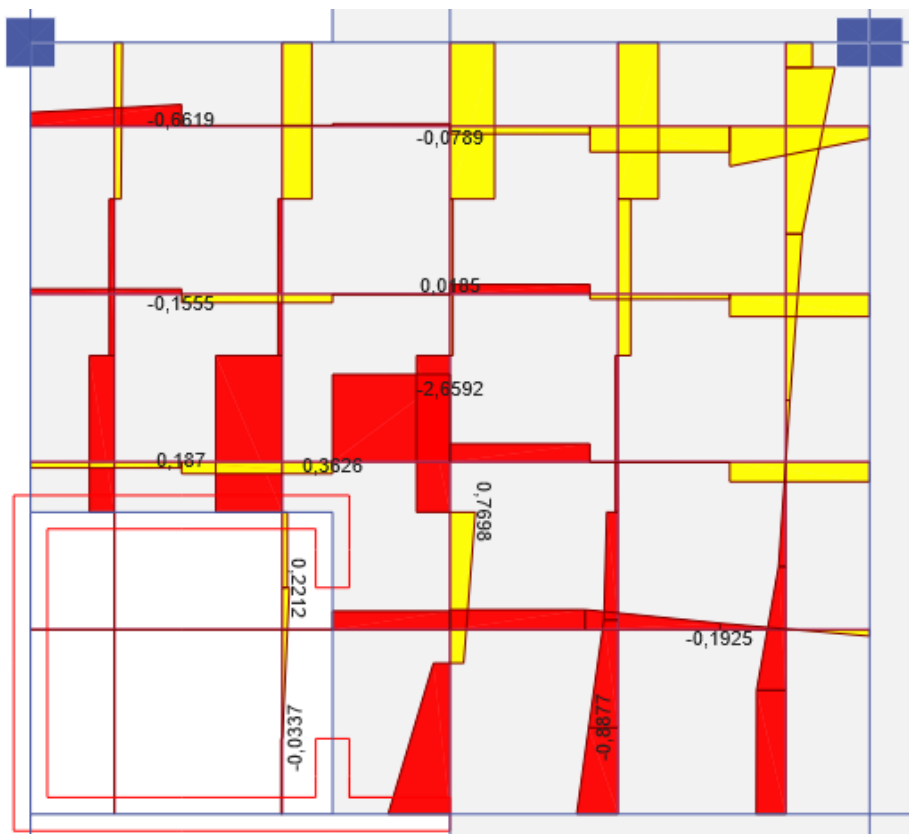
$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 \sqrt{f'c} b_w d$$

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 \sqrt{210} * 100 * 12 = \frac{7834.04}{1000} = 7.83 \text{ ton}$$

Se obtiene las cortantes bajo la combinación de diseño en las franjas X – Y.

**Figura 122**

*Cortante de losa maciza en Safe.*



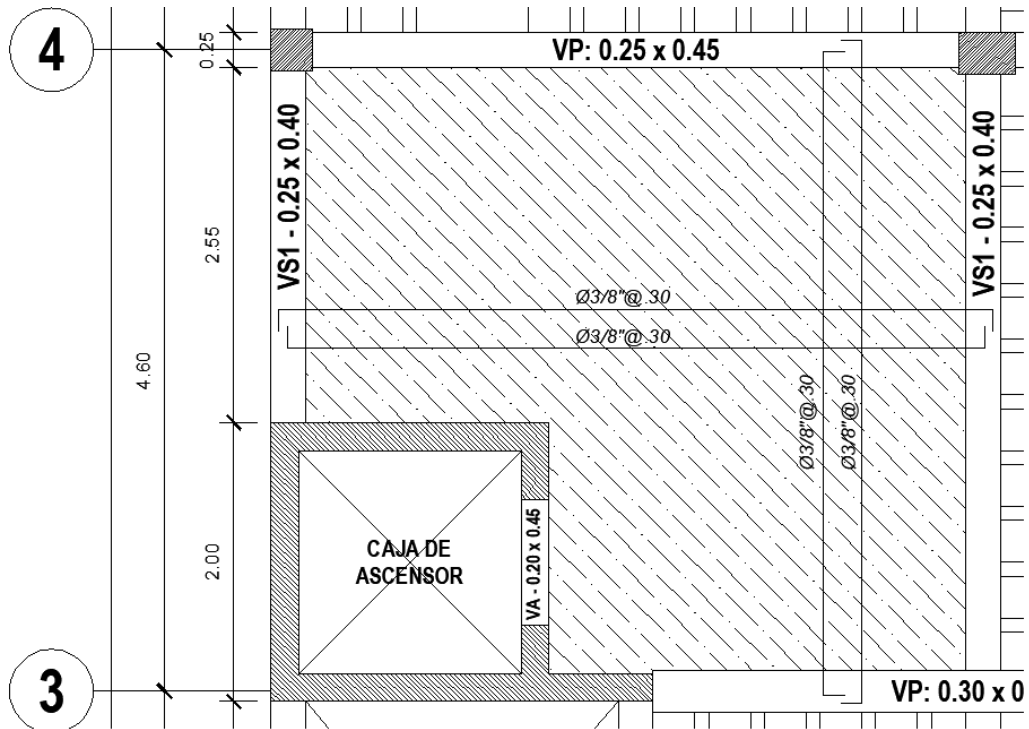
**Fuente:** Resultados extraídos de Safe.

Se considera los valores más críticos de todas las franjas, en las cuales el valor máximo resulta en la franja Y de **Vu=2.65 ton**. En la losa maciza la resistencia a corte calculado es de

$\phi V_c = 7.83$  ton, por lo que no es necesario aumentar el espesor de la losa, ya que cumple con el diseño por cortante  $\phi V_c \geq V_u$ .

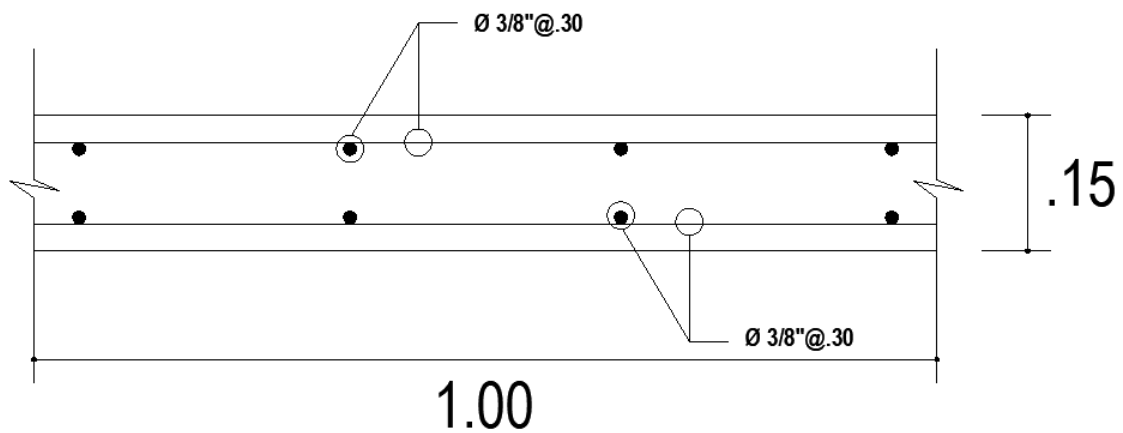
**Figura 123**

*Detalle planta para losa maciza.*



**Figura 124**

*Detalle corte para losa maciza.*



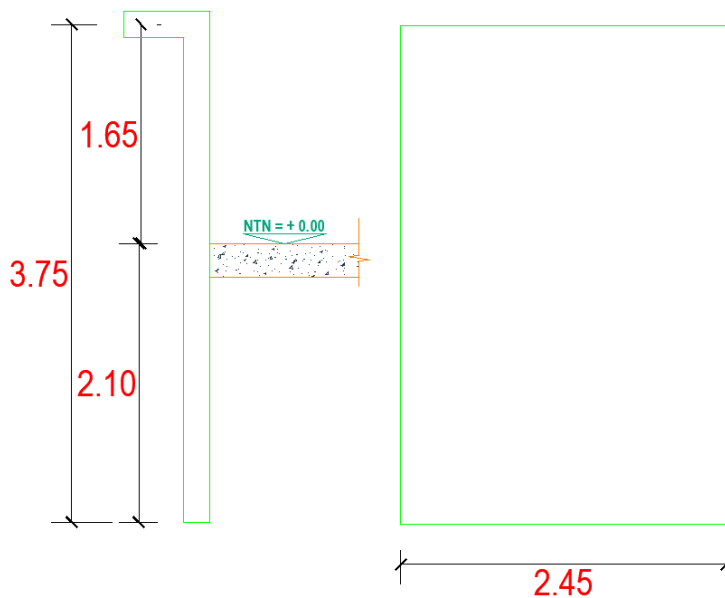
### 3.1.6. Diseño de muros de Semisótano

Los muros del Semisótano es una parte de las estructura de una edificación que, por estar enterrada y en contacto con el suelo, no necesita un análisis sísmico, ya que no está sometida a cargas sísmicas, por ello estos elementos son analizados y diseñados independientemente, luego de diseñar la superestructura. Los muros están sometidos a cargas como el empuje horizontal que ejerce la masa del suelo en contacto con el muro además de un empuje de sobrecarga debido a construcciones aledañas.

Se realiza el análisis y diseño para el paño de muro correspondiente a los ejes B – C el cual presenta las siguientes dimensiones.

**Figura 125**

*Dimensiones de muro de Semisótano.*

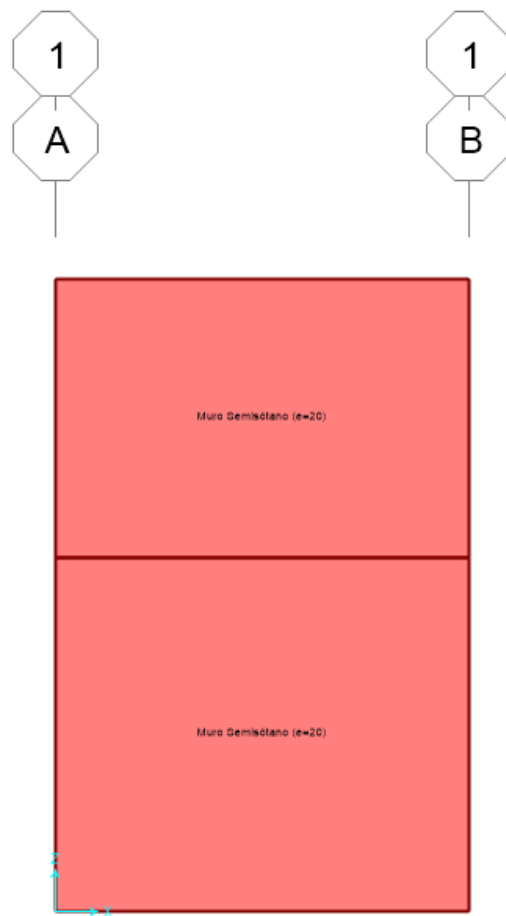


#### 3.1.6.1. Modelado del muro

Se modela el muro de semisótano con las medidas anteriormente mencionadas.

**Figura 126**

*Modelado de muro de Semisótano.*



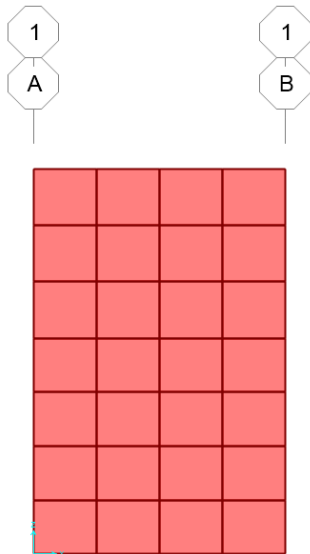
**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

### 3.1.6.1.1. Discretización de muros

Los muros al estar sometidos a esfuerzos horizontales como el empuje del suelo es recomendable emplear el sistema de elementos finitos, se realiza el discretizado de los muros con el objetivo de que resultados del análisis sean más exactos. En este caso se discretiza el muro en cuadrantes de 50x50 cm.

**Figura 127**

*Muro de semisótano discretizado.*



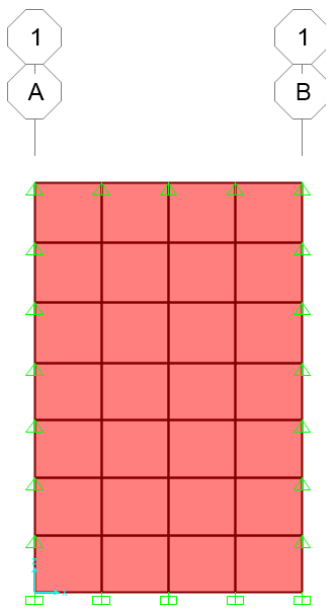
**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

### 3.1.6.1.2. Restricciones en muros

Se asigna restricciones de apoyo en cada lado del paño del muro según corresponda. En la base se considera empotramiento perfecto ya que se conecta con la cimentación, para los lados que está en contacto con las columnas y losas se considera como simplemente apoyado.

**Figura 128**

*Restricciones en muro de semisótano.*



**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

### 3.1.6.1.3. Empuje del suelo

Con la siguiente expresión se determinó el empuje actuante del suelo hacia el muro de semisótano.

$$E_a = K_a * Y * H$$

Mediante el estudio de mecánica de suelos, a partir del Ensayo de Corte Directo se obtuvo el ángulo de fricción igual a  $\phi = 30.6^\circ$ , también el peso específico del suelo  $\gamma = 1.9 \text{ ton/m}^3$ , con ello se calcula el  $K_a$ .

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{30.6}{2} \right) = 0.3$$

$$E_a = 0.3 * 1.9 * 2.10 = 1.20 \text{ ton/m}^2$$

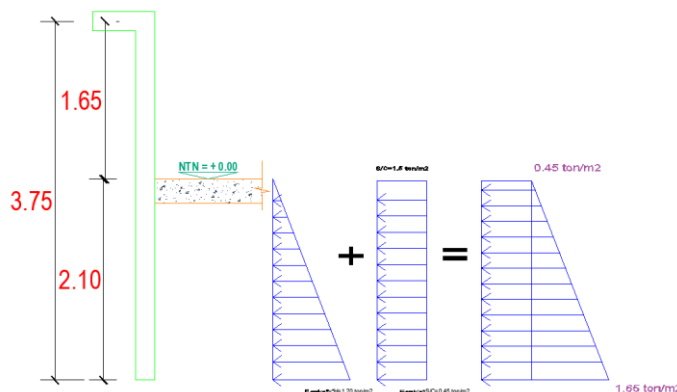
Además, aparte del empuje del suelo se superpone una carga uniformemente distribuida en todo el muro del semisótano, esto se debe al empuje de la sobrecarga por estructuras aledañas. Este valor de sobrecargas (S/C) oscila entre  $0.8 \text{ ton/m}^2$  y  $1.5 \text{ ton/m}^2$ , depende la magnitud de la estructura aledaña. Para este caso se considera un valor estándar a edificaciones futuras de  $S/C = 1.5 \text{ ton/m}^2$ .

$$E_a = K_a * S/C$$

$$E_a = 0.3 * 1.5 = 0.45 \text{ ton/m}^2$$

**Figura 129**

*Cargas de empuje sobre muro de semisótano.*



Las presiones horizontales actuantes sobre los muros se superponen formando una distribución trapezoidal.

Se asigna estas cargas en el software al muro modelado usando la ecuación de la recta, el plano en el que se ha trabajado es XZ por lo que se considera la siguiente ecuación  $x = Cz + D$ .

Si  $Z=0$ , entonces  $x = D = 1.65$

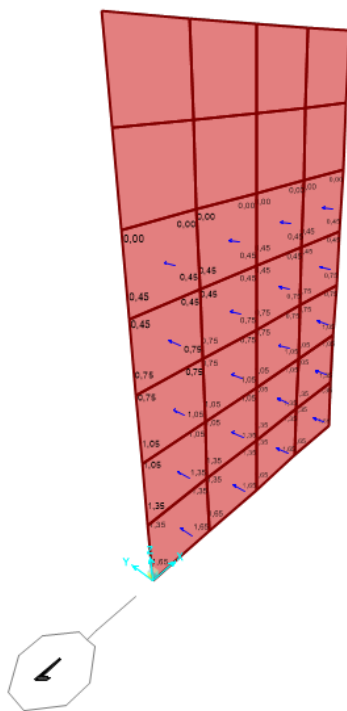
Si  $Z = 2.10$  m, entonces  $0.45 - 1.65 = 2.10C$ ,  $C = -0.57$

Finalmente, la ecuación que se asigna en el programa es:

$$x = -0.57z + 1.65$$

### Figura 130

*Presiones actuantes del suelo en forma trapezoidal.*



**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

#### 3.1.6.1.4. Combinaciones de diseño

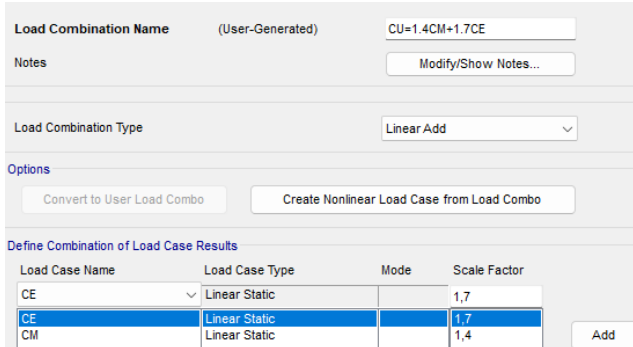
Los muros de semisótano están sometidos a su propio peso y al empuje horizontal del suelo, por ello el artículo 9.2.5 indica la combinación que se muestra a continuación (E.060 SENCICO, 2020).



$$U=1.4CM+1.7CE$$

**Figura 131**

*Combinaciones de cargas.*



Load Case Name	Load Case Type	Mode	Scale Factor
CE	Linear Static		1,7
CM	Linear Static		1,4

**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

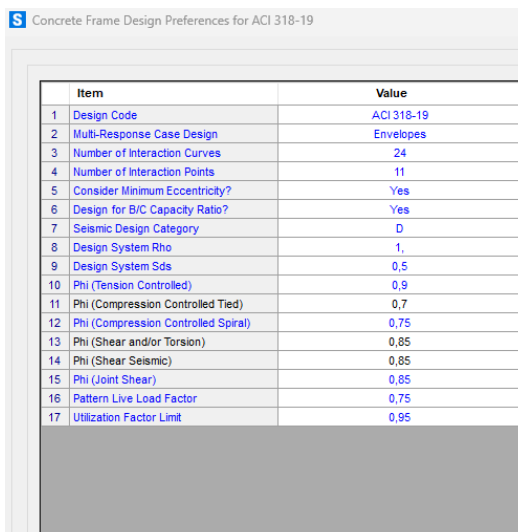
### 3.1.6.1.5. Modificación de los códigos de diseño

En los criterios del código de diseño ACI-318 se realiza ciertas modificaciones con la finalidad que se asemeje a la norma E.060. Los parámetros del código de diseño a modificar son los siguientes.

- Design Code ACI 318-19
- Phi (Compression Controlled Tied) 0.70
- Phi (Shear and/or Torsion) 0.85
- Phi (Shear Seismic) 0.85

**Figura 132**

*Modificación del código de diseño.*



Item	Value
1 Design Code	ACI 318-19
2 Multi-Response Case Design	Envelopes
3 Number of Interaction Curves	24
4 Number of Interaction Points	11
5 Consider Minimum Eccentricity?	Yes
6 Design for B/C Capacity Ratio?	Yes
7 Seismic Design Category	D
8 Design System Rho	1,
9 Design System Sds	0,5
10 Phi (Tension Controlled)	0,9
11 Phi (Compression Controlled Tied)	0,7
12 Phi (Compression Controlled Spiral)	0,75
13 Phi (Shear and/or Torsion)	0,85
14 Phi (Shear Seismic)	0,85
15 Phi (Joint Shear)	0,85
16 Pattern Live Load Factor	0,75
17 Utilization Factor Limit	0,95

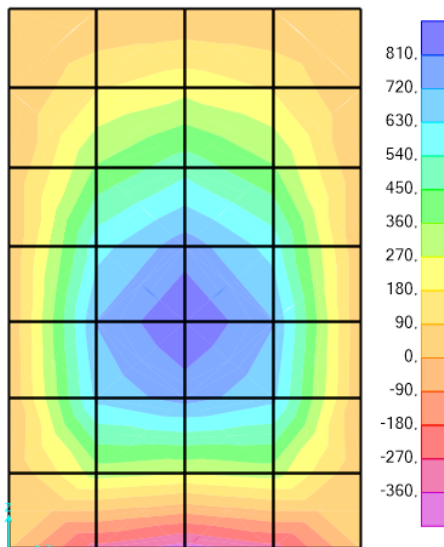
**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

### 3.1.6.2. Resultados de fuerzas internas

Después de haber iniciado el análisis se obtiene las fuerzas internas del muro a diseñar, en este caso los momentos flectores bajo la combinación de diseño en las dos direcciones de análisis.

**Figura 133**

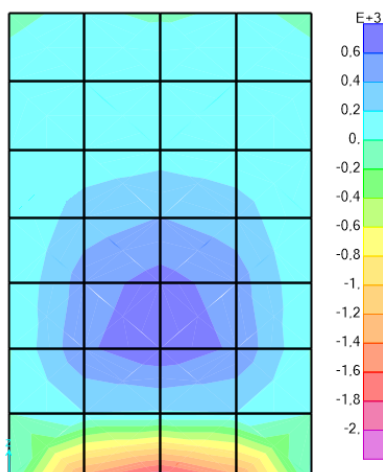
*Momentos flectores  $M_{11}$ , para el diseño de refuerzo transversal.*



**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

**Figura 134**

*Momentos flectores  $M_{22}$ , para el diseño del refuerzo longitudinal.*



**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

Una vez obtenido los momentos flectores en las dos direcciones de análisis, usando las fórmulas del diseño por flexión se obtiene el acero requerido.

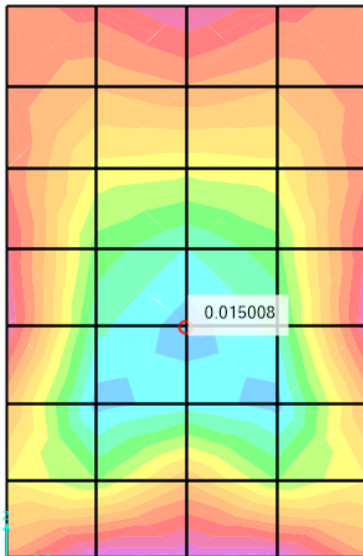
### 3.1.6.3. Diseño de muros de Semisótano

#### 3.1.6.3.1. Acero de refuerzo transversal

Se toma los mayores valores para determinar el acero transversal inferior. Los valores se obtienen en unidades de  $\text{cm}^2/\text{cm}$ , por ello el valor mayor del área de refuerzo es  $A_{s+} = 1.5 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

**Figura 135**

*Área de acero requerida en  $\text{cm}^2/\text{cm}$ .*



**Fuente:** Resultados obtenidos de Etabs.

Se le asigna varillas de  $\varnothing 3/8''$  para el refuerzo transversal inferior. Para distribuir el acero de refuerzo positivo en un metro de ancho, se tiene un recubrimiento de  $r=4 \text{ cm}$  y se usa  $4\varnothing 3/8''$ , con ello se determina el espaciamiento con la siguiente fórmula.

$$S = \frac{B - (2 * r - \varnothing \text{barra})}{n - 1}$$

$$S = \frac{100 - (2 * 4 - 0.95)}{4 - 1} = 30 \text{ cm}$$

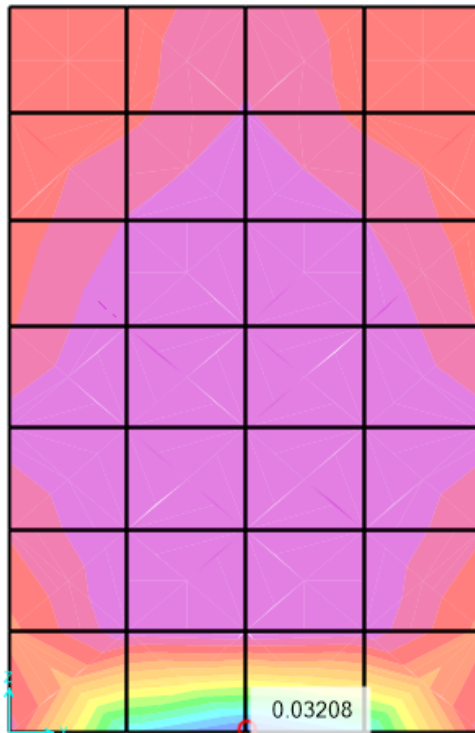
Es recomendable que el espaciamiento de las varillas del acero se encuentre entre  $10 < s < 30 \text{ cm}$ . Por lo que se usara acero cada  $30 \text{ cm}$  tanto para el acero negativo como positivo, ya que el acero negativo presenta un área de acero requerido menor.

### 3.1.6.3.2. Acero longitudinal

Se determinará el acero longitudinal superior, tomando los mayores valores, se obtiene el mayor valor igual a  $A_s = 3.21 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

**Figura 136**

*Área requerida de acero en  $\text{cm}^2/\text{cm}$ .*



**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

Se le asigna varillas de  $\emptyset 3/8''$  para el refuerzo transversal superior. Para distribuir el acero de refuerzo positivo en un metro de ancho, se tiene un recubrimiento de  $r=4 \text{ cm}$  y se usa  $5\emptyset 3/8''$ , con ello se determina el espaciamiento con la siguiente fórmula.

$$S = \frac{B - (2 * r - \emptyset \text{barra})}{n - 1}$$

$$S = \frac{100 - (2 * 4 - 0.95)}{5 - 1} = 23.24 \rightarrow 20 \text{ cm}$$

El acero de refuerzo instalado al muro de semisótano será de la siguiente manera.

#### **La distribución para el acero de refuerzo transversal.**

✓ Acero inferior:  $\emptyset 3/8'' @ 30 \text{ cm}$ .

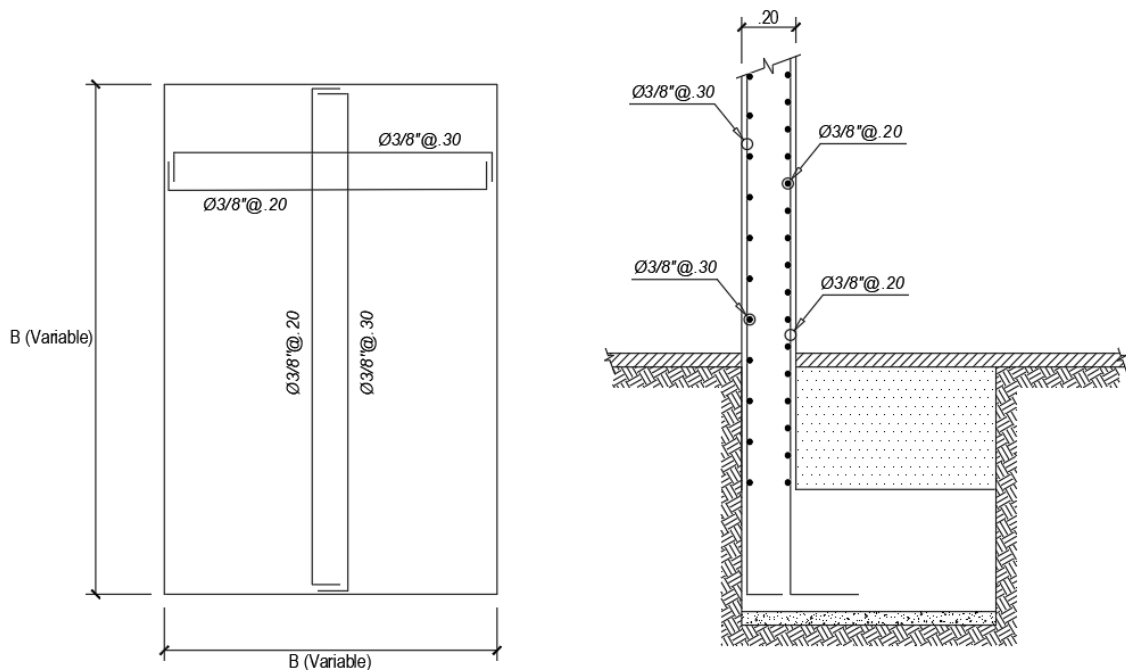
- ✓ Acero superior:  $\emptyset 3/8'' @ 30 \text{ cm}$ .

### La distribución para el acero longitudinal.

- ✓ Acero inferior:  $\emptyset 3/8'' @ 20 \text{ cm}$ .
- ✓ Acero superior:  $\emptyset 3/8'' @ 20 \text{ cm}$ .

### Figura 137

Detalle de acero en muro de semisótano.



### 3.1.7. Diseño de cimentación en Safe

La cimentación de una edificio es un elemento estructural que transmite las cargas provenientes de columnas y placas hacia terreno del edificio. El diseño de estos elementos debe garantizar que la presión que generan las cargas del edificio no supere la capacidad admisible del suelo.

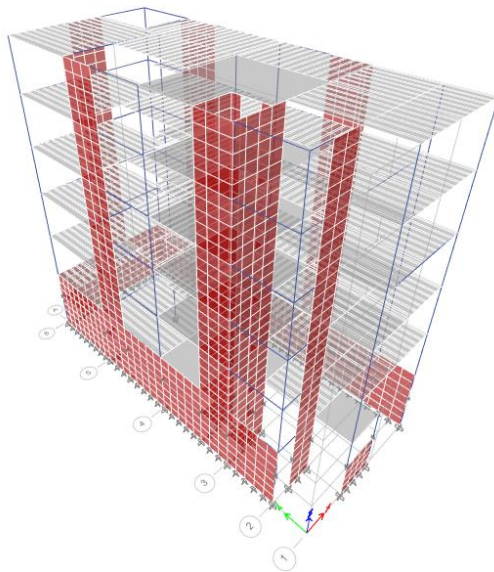
Se realizó el estudio de mecánica de suelos para obtener información útil para un diseño correcto de la cimentación. El proyecto se ubica en la Urb. Palmeras del valle, provincia de Trujillo – departamento de La Libertad, la presión admisible es de  $1.20 \text{ kg/cm}^2$  según señala el estudio de mecánica de suelos y la profundidad mínima de cimentación de 2.00 m. La edificación presentará zapatas combinadas.

### 3.1.7.1. Exportación de cimentación de Etabs a Safe

En primer lugar, se discretiza los elementos placas y muros de semisótano del modelo en Etabs, esto con el fin de que las cargas que son transferidas a la cimentación sean distribuidas a lo largo del elemento en distintos puntos. Las dimensiones de una discretización deben ser superiores al espesor de la placa, por ello se tomó cada 50 cm.

**Figura 138**

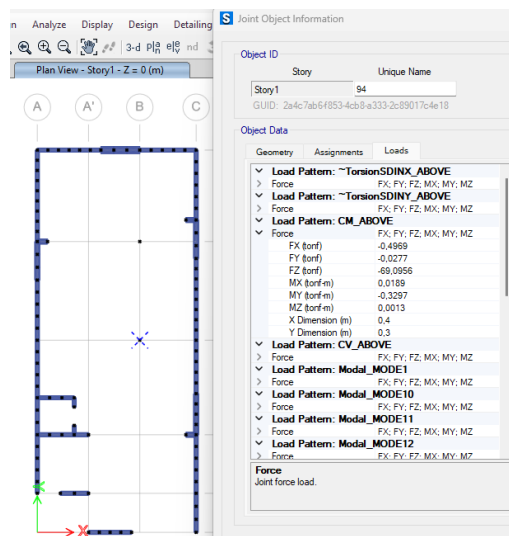
*Placas y muros de semisótano discretizados.*



**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

**Figura 139**

*Cargas de la base exportados a Safe.*



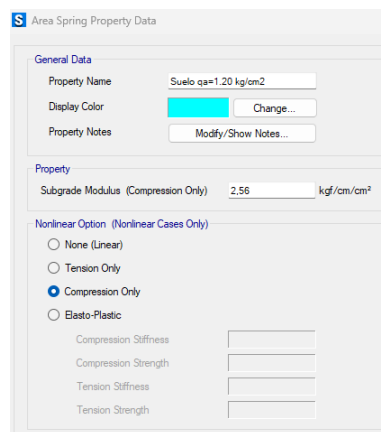
**Fuente:** Resultados extraídos de Safe

### 3.1.7.2. Materiales y elementos

En el software Safe se define el acero de refuerzo  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$  y el concreto  $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$ . Asimismo, se asumirá una altura de zapata  $h_z=80 \text{ cm}$  y se irá aumentando en caso no cumpla con las verificaciones a que la capacidad de soporte del suelo es baja. Además, se define la capacidad admisible  $q_a=1.20 \text{ kg/cm}^2$  que tendrá el suelo frente a las cargas de las zapatas, esto debe estar definido con el coeficiente de balasto para esta capacidad portante  $c_b=2.56 \text{ kg/cm}^3$ .

#### Figura 140

*Capacidad portante del Suelo.*



**Fuente:** Resultados obtenidos de Safe.

### 3.1.7.3. Combinación de diseño

Se define las combinación de servicio ( $CS=CM+CV$ ) y se verifica que la capacidad portante (esfuerzo admisible) sea mayor o igual al esfuerzo actuante  $\sigma_{act} \leq \sigma_{adm}$ .

Asimismo, se incluye el sismo en las combinaciones de diseño y se verifica que el diseño se encuentre con la combinación envolvente.

$$U1 = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U2 = 1.25(CM + CV) \pm SXDISEÑO$$

$$U3 = 1.25(CM + CV) \pm SYDISEÑO$$

$$U4 = 0.9CM \pm SXDISEÑO$$

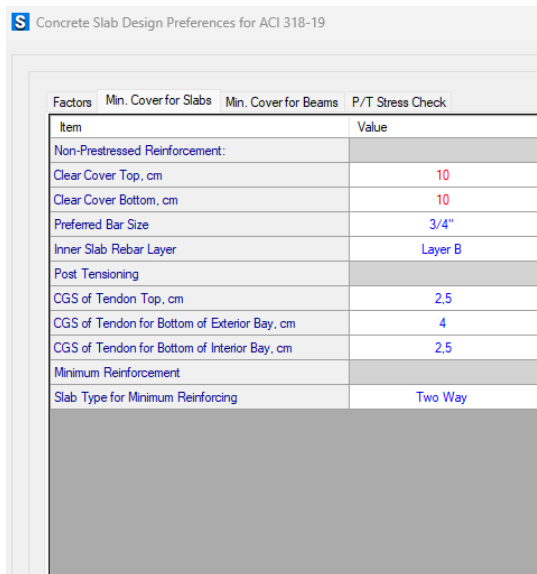
$$U5 = 0.9CM \pm SYDISEÑO$$





**Figura 142**

*Recubrimiento en Zapatas.*



Concrete Slab Design Preferences for ACI 318-19

Item	Value
<b>Non-Prestressed Reinforcement:</b>	
Clear Cover Top, cm	10
Clear Cover Bottom, cm	10
Preferred Bar Size	3/4"
Inner Slab Rebar Layer	Layer B
<b>Post Tensioning</b>	
CGS of Tendon Top, cm	2.5
CGS of Tendon for Bottom of Exterior Bay, cm	4
CGS of Tendon for Bottom of Interior Bay, cm	2.5
<b>Minimum Reinforcement</b>	
Slab Type for Minimum Reinforcing	Two Way

**Fuente:** Resultados extraídos de Safe.

### 3.1.7.5. Modelado de la cimentación en Safe

El modelado se realiza para los puntos de cargas en la base tanto para muros de semisótano, placas y columnas. Las dimensiones se estimaron evaluando las cargas de cada punto y se aumentaron según requería el análisis. En casos donde las zapatas modeladas se encontraban a una distancia menor a 1 metro de la zapata adyacente, se unió a una zapata combinada.

Se asigna el suelo definido anteriormente y se les asigna las cargas promedio del concreto del tramo de columna y del relleno del suelo  $Y_{prom} = 2.1 \text{ ton/m}^3$ .

$$H = D_f - h_z = 2 - 1 = 1 \text{ m}$$

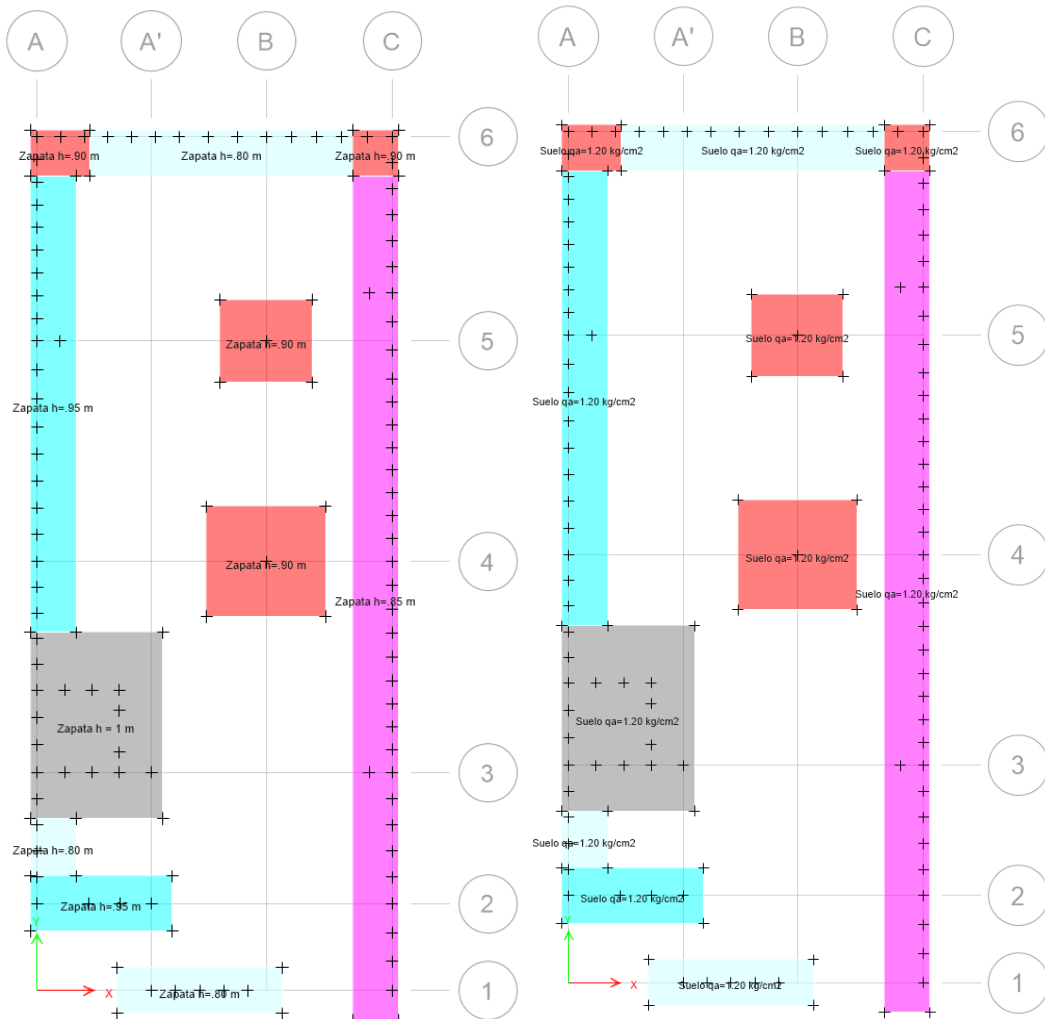
$$Y_{prom} = 2.1 * 1 = 2.1 \text{ ton/m}^2$$

Se considera la carga viva del semisótano de la edificación destinado a estacionamiento.

$$S/C = 0.25 \text{ ton/m}^2$$

**Figura 143**

*Zapatas modeladas en Safe.*



**Fuente:** Resultados extraídos de Safe.

### 3.1.7.6. Verificación por corte y punzonamiento

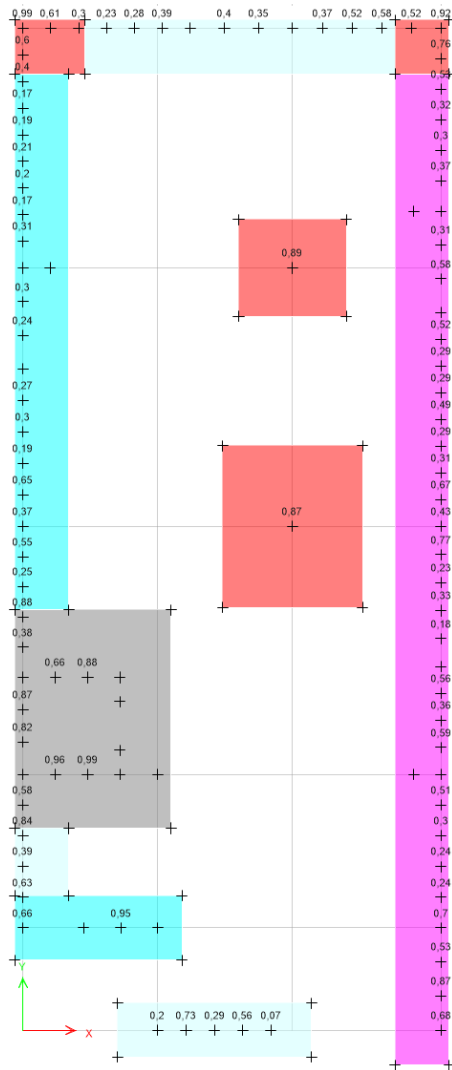
Se verifica por corte y punzonamiento, esto deberá cumplir  $\phi V_c \geq V_u$ . Para esta ecuación el software Safe brinda un factor según los cálculos que realiza, este factor corresponde a:

$$\frac{V_u}{\phi V_c} \leq 1$$

Para que cumpla por punzonamiento los valores que se obtienen del factor deberá ser menor o igual a 1. Se observa que los espesores de zapatas asignados cumplen por corte y punzonamiento.

**Figura 144**

*Verificación por Corte y Punzonamiento.*



**Fuente:** Resultados extraídos de Safe.

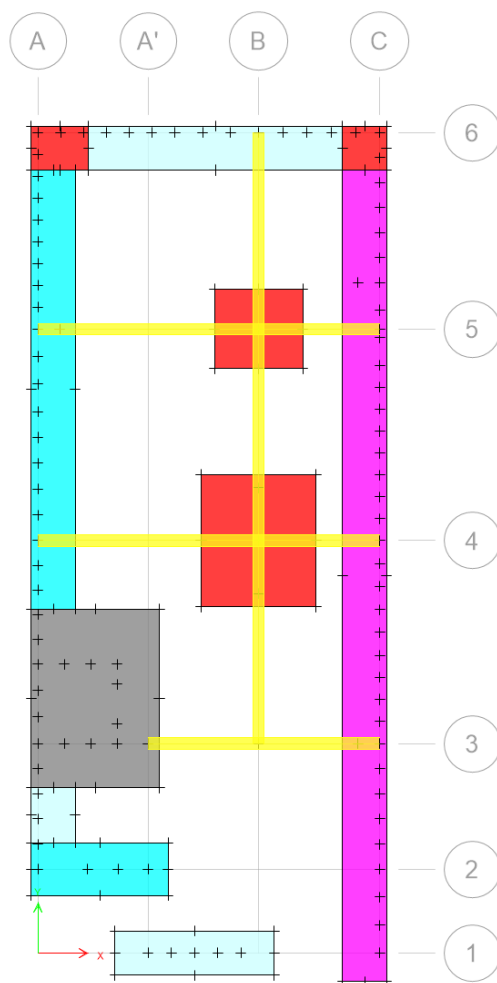
### 3.1.7.7. Modelado de vigas de cimentación

Se requiere que las zapatas aisladas se conecten con vigas de cimentación para disminuir los esfuerzos que generan los momentos de las excentricidades. Las vigas de cimentación no se modelaron antes debido a que si se conectan las zapatas con vigas no es posible verificar la cortante y punzonamiento mediante el factor que brinda el Safe.

Es recomendable que las vigas de cimentación tengan un peralte igual o mayor a las vigas principales de la edificación y el ancho sea igual o menor que la columna de la zapata a conectar. Por lo que se modelarán vigas de cimentación de 25x60. Por otro lado, las vigas de cimentación se apoyan en el suelo con la capacidad admisible  $q_a = 1.20 \text{ kg/cm}^2$ , tomando el coeficiente de balasto  $c_b = 2.56 \text{ kg/cm}^3$  y multiplicando por el ancho de viga  $b = 25 \text{ cm}$ .

**Figura 145**

*Modelado de Vigas de cimentación.*



**Fuente:** Resultados extraídos de Safe.

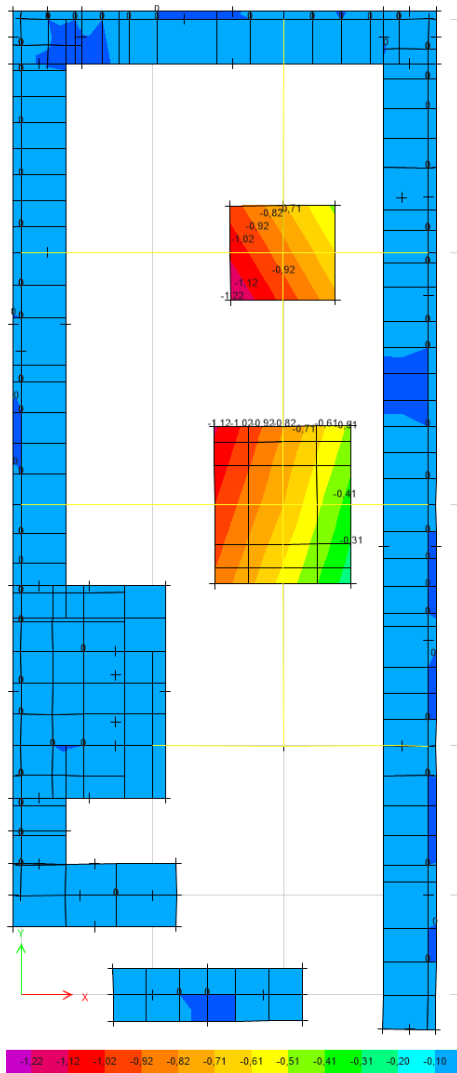
### 3.1.7.8. Verificación del predimensionamiento

Como se observa en la figura N°141 los resultados no superan a la capacidad portante  $q_a = 2.56 \text{ kg/cm}^2$ , se debe tener en cuenta que estos valores deben estar fuera del elemento rígido. Por ello los esfuerzos actuantes no superan a los esfuerzos admisibles y tampoco existen

desplazamientos en las direcciones sísmicas, esto se debe a que las grandes excentricidades y las cargas sísmicas que generan los mayores momentos son reducidos por las vigas de cimentación. Se cumple con lo requerido  $\sigma_{act} \leq \sigma_{adm}$ .

**Figura 146**

*Esfuerzos actuantes de cimentación.*



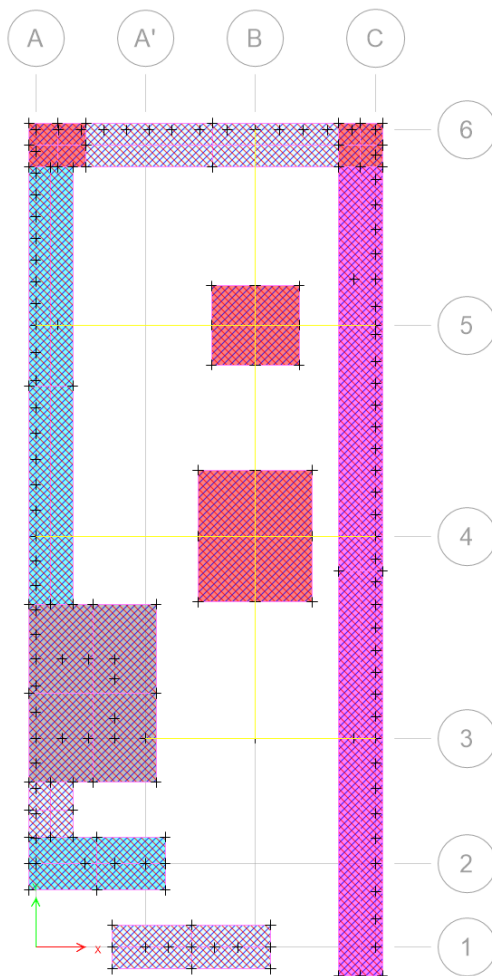
**Fuente:** Resultados extraídos de Safe.

### 3.1.7.9. Franjas de diseño

Para las dos direcciones X e Y se grafica las franjas de diseño. Las franjas se analizan como franjas de columna, ya que siempre habrá al menos un elemento rígido (placa o columna) empotrada en la zapata.

**Figura 147**

*Franjas de diseño en ambas direcciones.*



**Fuente:** Resultados extraídos de Safe.

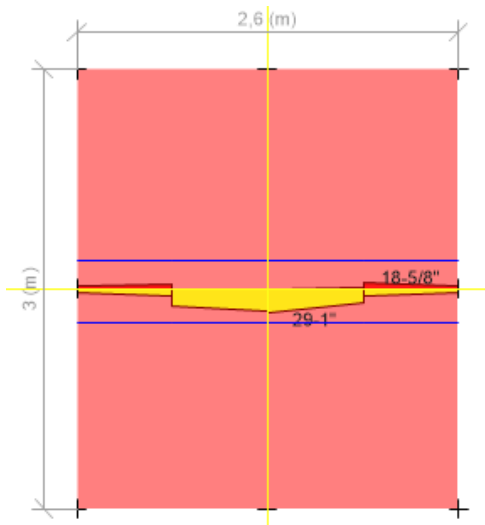
### 3.1.7.10. Diseño de zapatas por el método de franjas

Usando las ecuaciones de diseño por flexión y con los momentos obtenidos se determina el acero que se requiere. Para ello se elige los valores mayores de la franja a la cara del elemento rígido.



**Figura 149**

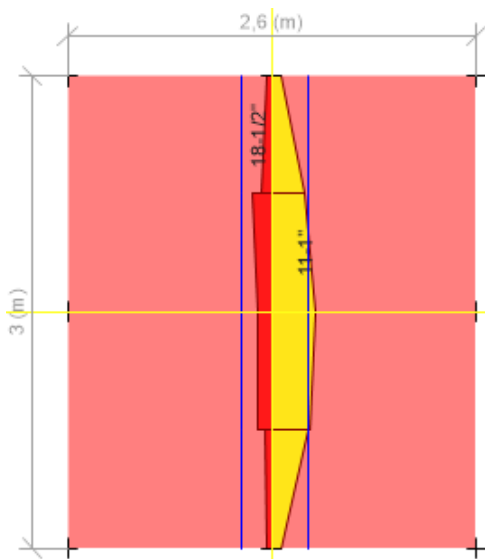
*Acero requerido en Zapata franja en dirección X.*



**Fuente:** Resultados extraídos de Safe.

**Figura 150**

*Acero requerido en Zapata franja en dirección Y.*



**Fuente:** Resultados extraídos de Safe.

Con la cantidad de varillas de refuerzo que brinda el Safe en la zapata se determina el espaciamiento mediante la fórmula práctica.

$$S = \frac{B}{\#Varillas - 1}$$



- **Dirección X**

- ✓ **Acero Superior 5/8"**

$$S = \frac{300}{18 - 1} = 17.6 \rightarrow 15 \text{ cm}$$

- ✓ **Acero inferior 1"**

$$S = \frac{300}{29 - 1} = 10.71 \rightarrow 10 \text{ cm}$$

- **Dirección Y**

- ✓ **Acero Superior 1/2"**

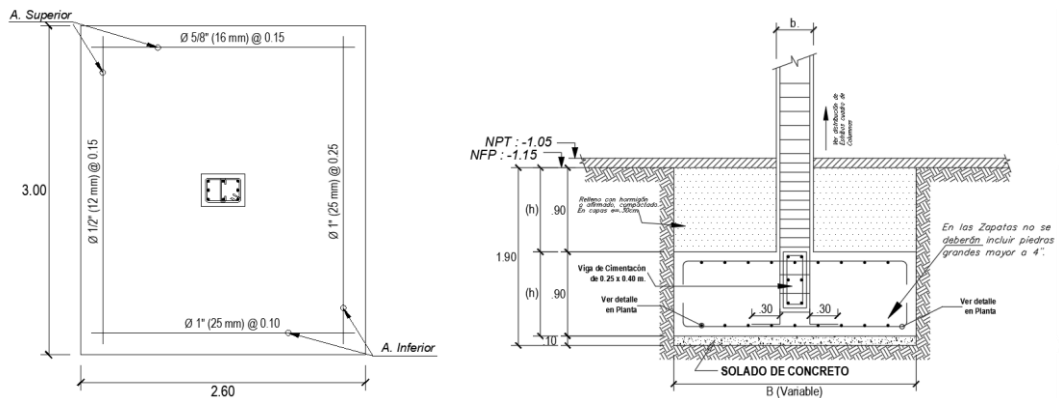
$$S = \frac{260}{18 - 1} = 15.29 \rightarrow 15 \text{ cm}$$

- ✓ **Acero inferior 1"**

$$S = \frac{260}{11 - 1} = 26 \rightarrow 25 \text{ cm}$$

**Figura 151**

*Detalle de zapata.*

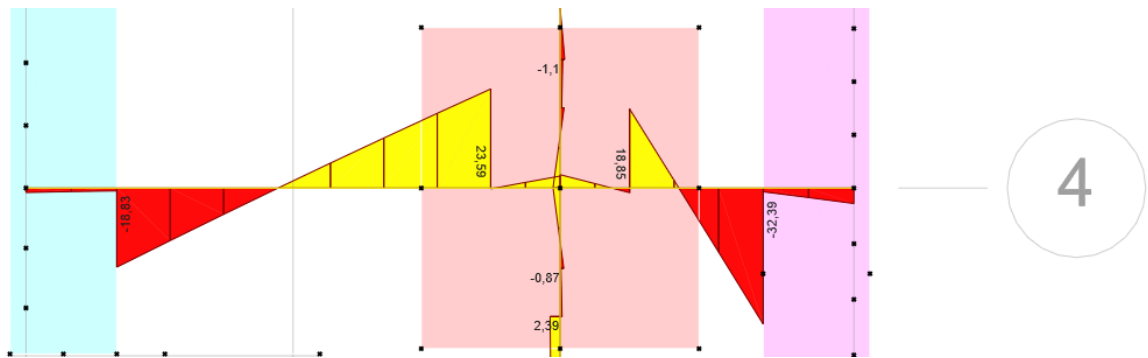


### 3.1.7.11. Diseño de Viga de Cimentación

Una viga de cimentación se diseña a flexión y cortante con los mismos conceptos y fórmulas que se usaron para el diseñar una viga típica. Se diseñará la viga de cimentación del eje 4 entre A y C. El peralte efectivo es de  $d = 50 \text{ cm}$  y sus dimensiones son  $25 \times 60 \text{ cm}$ .

**Figura 152**

*Momentos obtenidos de la viga.*



**Fuente:** Resultados extraídos de Safe.

Para el momento máximo negativo izquierdo entre los ejes A y B se tiene  $M_u = -18.83$  ton-m, para el cual se aplica las siguientes formulas.

**Cálculo de a:**

$$a = 50 - \sqrt{50^2 - \frac{2 * 18.83 * 10^5}{0.9 * 0.85 * 210 * 25}} = 10.47 \text{ cm}$$

**Cálculo de  $A_s$ :**

$$A_s = \frac{18.83 * 10^5}{0.9 * 4200 * \left(50 - \frac{10.47}{2}\right)} = 11.13 \text{ cm}^2$$

**Acero mínimo**

$$A_{min} = 0.7 \frac{\sqrt{210} * 25 * 50}{4200} = 3.02 \text{ cm}^2$$

**Acero máximo**

El 75% del acero balanceado es el acero máximo de acuerdo con la norma E.060.

$$c_b = \frac{0.003}{0.0021 + 0.003} * 50 = 29.41 \text{ cm}$$

$$A_{sb} = \frac{0.85 * 210(29.41 * 0.85) * 25}{4200} = 26.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{max}} = 0.75 * 26.56 = 19.92 \text{ cm}^2$$

Asimismo, se calculó acero requerido para los momentos faltantes de la viga con el fin de comprobar los aceros calculados por el Safe. Para diseñar la viga de cimentación los momentos son tomados la cara de la zapata, no se toman los momentos dentro de esta.

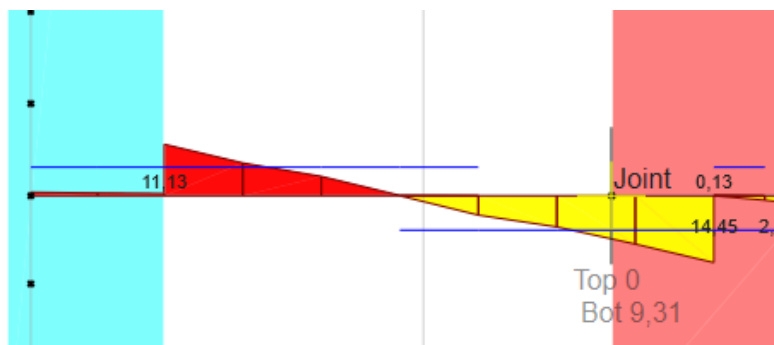
**Tabla 40**

*Resultados del acero requerido con cálculos manuales.*

Ejes	Mu (ton*m)	As min (cm <sup>2</sup> )	Cb (cm)	Asb (cm <sup>2</sup> )	As max (cm <sup>2</sup> )	A(cm)	As(cm <sup>2</sup> )
A – B	-18.83	3.02	29.41	26.56	19.92	8.82	11.13
	16.05	3.02	29.41	26.56	19.92	8.76	9.32

**Figura 153**

*Cálculo de acero requerido mediante el Software Etabs.*



**Fuente:** Resultados extraídos de Etabs.

Se observa que el acero requerido ( $A_s$ ) calculado manualmente resulta similar al acero calculado por el software Safe. Esto se debe a los código de diseño que se cambiaron ya que se puede verificar que el diseño igual a lo que indica la norma E.060, para lo cual se hará el diseño de las demás vigas directamente con el cálculo del Software Safe.

Con el  $A_s$  calculado se distribuye los aceros correspondientes en cada tramo de viga, teniendo en cuenta el criterio que indica la norma (E.060 SENCICO, 2020) colocar dos varillas longitudinales en la parte superior como inferior de la viga.

### 3.1.7.12. Diseño por cortante

Este diseño sirve para que la viga a diseñar no tenga una falla por corte sino una falla por flexión siempre que siempre debe prevalecer. Las vigas mayormente soportan fuerzas cortantes que exceden al esfuerzo cortante que soporta el concreto, por ello las vigas tienen estribos que proporcionan la resistencia que falta por corte.

Para obtener el espaciamiento en la zona central como, la norma brinda algunos criterios que se debe tener en cuenta. La distancia de la zona de confinamiento calculada como  $2h$ , donde “h” representa el alto de la viga, con esto la longitud calculada es  $L=2*60=120$  cm.

En la zona de confinamiento la separación no será mayor a lo siguiente:

- $d/4 = 50/4 = 12.5$  cm.
- 10 veces el diámetro del refuerzo longitudinal (el menor) =  $10*1.27 = 12.7$  cm.
- 24 veces el diámetro del estribo =  $24*0.95 = 22.86$  cm.
- 30 cm.

De los valores anteriores se toma el valor menor, para lo cual la separación en la zona de confinamiento será de 12.5 cm. Con ello se determina el número de estribos para la zona de confinamiento.

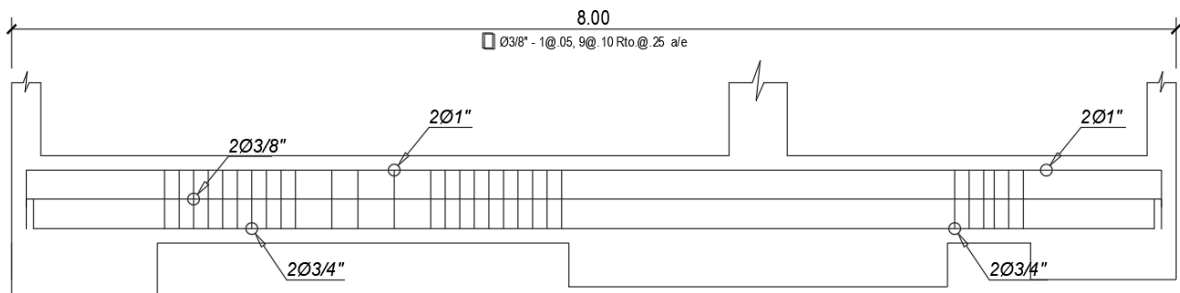
$$\#estribos = \frac{120 - 5}{12.5} = 9$$

Asimismo, la separación en la zona central no se considerará superior a  $S = 0.5*d$ ,  $S = 25$  cm.

Los estribos quedan distribuidos como  $\emptyset 3/8''$  1@5 cm, 9@10 cm, resto @25 cm.

**Figura 154**

*Distribución de estribos Viga de Cimentación.*



Se comprueba que el corte con la separación determinada en la zona de confinamiento  $S = 12.5$  cm, para esto debe cumplir.

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 50 = \frac{9600.54}{1000} = 9.60 \text{ ton}$$

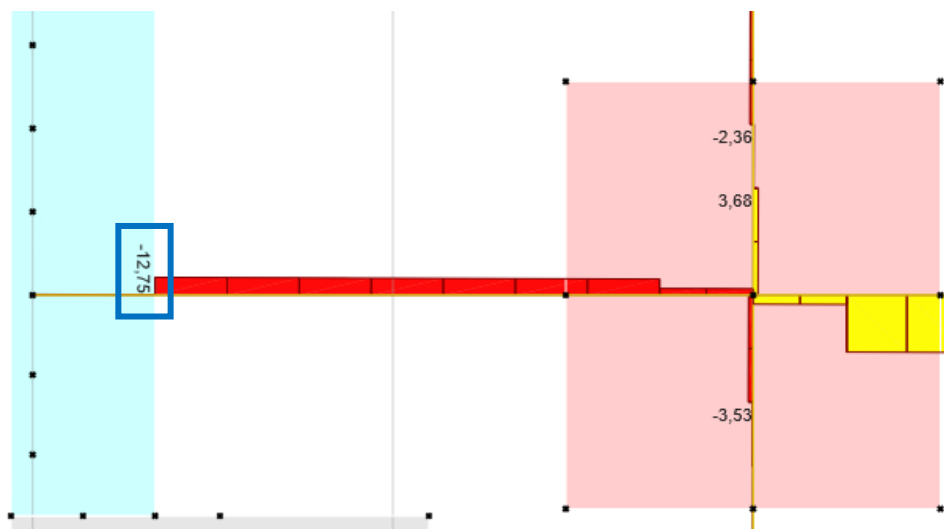
$$V_s = \frac{(2 * 0.71) * 4200 * 50}{12.5} = \frac{23856}{1000} = 23.86 \text{ ton}$$

$$V_n = V_s + V_c = 23.86 + 9.60 = 33.46 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 0.85 * 33.46 = 28.44 \text{ ton}$$

**Figura 155**

*Cortante ultima Viga de Cimentación tramo A – B.*



Fuente: Resultados obtenidos de Safe.

La cortante última obtenida del diagrama de fuerzas cortantes a una longitud “d” de la cara de la zapata. Se obtiene cortantes de 12.75 ton para el tramo A – B. Con esto se puede decir que el diseño por cortante  $\phi V_n \geq V_u$ .

## CAPITULO IV. DISCUSION Y CONCLUSIONES

### 4.1. Discusión

Con el análisis y diseño estructural en concreto armado aplicando los softwares Etabs y Safe de un edificación de cinco niveles Trujillo se obtuvo resultados que cumplen con los criterios que establecen las Normas Técnicas Peruanas E.030 Diseño Sismorresistente, E.020 Cargas, E.050 Suelos y Cimentaciones y E.060 Concreto Armado; por ello se acepta la hipótesis planteada en el inicio de esta investigación.

El periodo fundamental de vibración obtenido con el análisis estructural para la dirección X es 0.405 s mientras que para la dirección Y de 0.371 s, esto se debe a que la rigidez de la estructura es mayor en el eje Y por la mayor cantidad de muros presentes en esa dirección. Las masas participativas en X e Y se alcanzó un 99% en ambas direcciones en el modo 17, lo cual está dentro los 18 modos que estipula la norma (E.030 SENCICO, 2020) para esta edificación. El edificio presenta un sistema de muros estructurales, este sistema se verificó con las cortantes en la base que estos tomaban más del 70% que indica la norma E.030, lo cual el coeficiente de reducción correspondiente es igual a  $R_o=6$ . En la dirección X la edificación presenta irregularidad torsional en planta, esto se debe a que la arquitectura no permitía obtener una distribución simétrica y rigidizar más dicha dirección, obteniendo un coeficiente de reducción sísmica de 4.5 en la dirección X, cabe mencionar que en edificaciones de este tipo la norma E.030 permite irregularidad, pero no se permite irregularidades extremas. Se obtuvo resultados poco variables en el cálculo de análisis sísmico estático de forma manual y mediante el Software Etabs, pero se tomó en cuenta el análisis manual ya que los criterios que indica la norma E.030 para el análisis mencionado no son tomados por el Etabs. En cambio, lo que si se realizó directamente en el programa Etabs fue el análisis dinámico, ya que este si presenta los parámetros de la norma E.030, para lo cual en la dirección Y se obtuvo 95.31 ton de cortante basal y 150.79 ton en la dirección X. La deriva máxima es de 0.00672 para la dirección X

ubicada en el tercer piso y en el cuarto nivel con un valor de 0.00354 para la dirección Y, La norma E.030 señala una máxima deriva de 0.007 por ello los valores mencionados anteriormente cumplen por ser inferiores a este valor. Por último, para la cortante de diseño se escaló el sismo dinámico, ya que la norma indica que para estructuras irregulares debe ser 90% de la cortante estática, en este caso se presenta irregularidad de la estructura en la dirección X, la cortante de diseño que se obtuvo al escalar el sismo dinámico es de 153.49 en la dirección Y y 204.66 para la dirección X.

El diseño de Placas, Vigas, Zapatas, Columnas y Muros de Semisótano se realizaron usando la combinación de cargas de envolvente y mediante cargas por gravedad se diseñaron las losas. Para el diagrama de interacción de placas y columnas se exportó los valores del Etabs sin el Phi ( $\emptyset$ ) ya que se obtiene mejores resultados al calcularlo manualmente respecto al cálculo con Etabs. En las columnas los momentos flectores que se obtuvieron eran bajos rigiéndose a su carga axial (compresión), esto debido a que se cuenta con gran densidad de placas que absorben mayor parte de los momentos de las dos direcciones, por ello en la mayoría de las columnas no se redujo los refuerzos longitudinales en los pisos superiores, ya que se utilizó la cuantía mínima que indica la norma desde el primer nivel. Para diseñar los elementos verticales se usó el software Etabs, respecto al diagrama de interacción se exportó los resultados excluyendo el phi de transición, esto con el fin de calcularlo manualmente y obtener resultados más exactos. El diseño losas y cimentaciones se usó el software Safe, para cimentaciones se utilizó zapatas combinadas y conectadas mediante vigas de cimentación para controlar los momentos generados por la excentricidad y reducir la fuerza actuante de la edificación

Reyna y Vargas (2021) en su tesis titulada “diseño estructural de una vivienda multifamiliar sismorresistente utilizando software, en el CP. Alto Trujillo, El Porvenir, Trujillo – La Libertad” en la cual para la dirección X usó muros de albañilería y muros estructurales en la dirección Y, en esta edificación diseñada en la dirección Y existe irregularidad. Es un caso



similar al que se presenta en esta investigación, a diferencia que en este caso la irregularidad está en la dirección X, en la investigación se indica que se usó el programa Etabs para analizar el sísmico dinámico y estático. Sin embargo, como se mencionó anteriormente el software para el análisis sísmico estático no presenta los criterios indicados en la norma E.030, tal como se verificó si existe cierta diferencia entre el cálculo manual de acuerdo con la norma y el cálculo en el Etabs. Para lo cual se recomienda que el análisis estático se realice de forma manual.

Condori (2022) en su tesis “análisis y diseño estructural sismorresistente de un edificio de concreto armado de cuatro pisos y un sótano, Tacna – 2020” en donde indica que los muros estructurales aseguran un comportamiento estructural adecuado durante un sismo, que se comprobó mediante esta investigación que un sistema estructural de muros brinda una rigidez mayor a la estructura y por ende absorben la mayor fuerza sísmica. Asimismo, menciona que la ubicar y estructurar los elementos estructurales dependen de la arquitectura del edificio, un punto que también se tomó en cuenta en la estructuración, ya que se trató de respetar al máximo la arquitectura planteada y producto de ello se presentó irregularidad en una dirección, lo cual está permitido por la norma mientras no sea una irregularidad extrema.

Diaz y Méndez (2019) en su tesis titulada “diseño estructural sismorresistente de un edificio de cuatro niveles en concreto armado” en la cual se diseñó una estructura irregular, en esta se indica que las columnas fueron diseñadas mediante las cargas axiales ( $P_u$ ) y esfuerzos por flexión ( $M_u$ ), mas no se observa el diseño por capacidad, es muy importante realizarlo para el diseño de estos elementos debido a que permite tener seguridad que el elemento no fallará por cortante sino fallará por flexión, lo cual se recomienda realizar esta comprobación a investigaciones futuras. Además, se indica que en la cimentación al verificar que las zapatas aisladas la distancia entre caras era muy corta, optó por una zapata combinada, lo cual es un criterio valido, ya que si la distancia es menor a un metro se recomienda combinarlas, siempre teniendo en cuenta la verificación por corte y punzonamiento ya que aumentará.

Grados (2018) en su tesis titulada “aplicación del software Etabs para el diseño estructural de una edificación de 05 pisos con semisótano en San Isidro – 2018” en donde diseñó una estructura regular, en esta se menciona la importancia de tener en cuenta los criterios de estructuración ya que le brindaron resultados positivos. En la presente investigación se tuvo en cuenta ciertos criterios para la estructuración, los cuales son; resistencia y ductilidad, simetría y simplicidad, rigidez lateral y continuidad de la estructura y uniformidad, lo cual permite comprobar lo que se menciona en la anterior investigación sobre la importancia que tiene en el análisis estructural haber realizado una correcta estructuración.

Alvares y Briones (2018) en su tesis titulada “comparación del modelamiento, análisis y diseño estructural en concreto armado utilizando los software Etabs y Robot Structural Analysis, para un edificio de cinco niveles” en la que comparó ambos software y obtuvo resultados muy similares en cuanto al análisis y diseño estructural. Además, indica que la participación del modelamiento estructural es muy relevante en los resultados que se van a obtener, ya que un mal modelamiento de la estructura cambiará de manera considerable el diseño de la estructura. Lo que se indica en la investigación es un criterio muy importante que se debe tener en cuenta al iniciar el modelamiento estructural en el programa Etabs, por ello se recomienda hacer uso de la opción Check Model esta nos permite verificar el modelo antes de iniciar el análisis, así como también verifica que todos los elementos estén conectados de forma correcta.

En las limitaciones de esta investigación se presentó en cuanto a las actualizaciones que va presentando el software Etabs y Safe, la mayoría de información que se encuentra está con versiones anteriores, y las versiones actualizadas cambian en algunos aspectos la ubicación de las opciones para realizar el análisis y diseño. Es por lo que se trató de actualizar dicha información y se trabajó toda la investigación con la última versión de cada programa EtabsV21 y SafeV20. La presente investigación aporta para comprobar que a pesar de que los softwares

Etabs y Safe no presentan un diseño específico con la norma E.060 se puede adaptar al ACI-318 cambiando los códigos de diseño, tal como se verificó los resultados de diseño que se obtienen son muy similares a los resultados diseñados con la norma E.060. Además, esta investigación servirá para que futuros investigadores tengan una guía para modelar, analizar y diseñar una estructura con las versiones actualizadas de los softwares anteriormente mencionados.

Las implicancias teóricas a partir de los resultados obtenidos que proporcionan información detallada de las cargas, los esfuerzos y deformaciones estructurales y en vista que estos resultados se pueden utilizar para verificar que la estructura cumpla con los códigos de diseño y con las normas que conforman el RNE. Esto permite que los ingenieros puedan optimizar la estructura, utilizando materiales y dimensiones adecuadas que garanticen la seguridad y eficiencia estructural.

En la provincia de Trujillo la mayor parte de edificaciones se han realizado mediante la autoconstrucción y no se encuentran diseñadas según las normas técnicas necesarias para un correcto diseño, a pesar de ubicarse en una zona de alto riesgo sísmico. Por ello se recomienda realizar construcciones formales teniendo en cuenta las normas y desarrollar edificaciones seguras y evitar pérdidas humanas en los movimientos sísmicos.

#### **4.2. Conclusiones**

- Se realizó el análisis y diseño estructural en concreto armado aplicando los softwares Etabs y Safe de un edificio de cinco niveles en Trujillo teniendo en cuenta las normas técnicas de diseño E.060 Concreto Armado, E.030 Diseño Sismorresistente, E.020 Cargas y E.050 Suelos y Cimentaciones, para lo cual el diseño cumple con todos los parámetros que especifican las normas anteriormente mencionadas en este tipo de edificaciones.

- Se realizó en el programa Etabs el modelamiento estructural y la cimentación en el programa Safe siguiendo un estricto orden en el proceso, esto con la finalidad de no generar un mal modelamiento que altere el resultados del análisis y diseño estructural, asimismo se usó de la opción Check Model que permitió verificar el modelo y que todos los elementos estructurales estén debidamente conectados y no genere errores en el análisis.
- Se modificó el código de diseño ACI-318 que presentan los Softwares Etabs y Safe, mediante la modificación se comprobó que los valores que brindan ambos softwares son muy idénticos a los valores calculados con la norma E.060.
- Se comparó los resultados que brindan los softwares Etabs y Safe sobre acero requerido del diseño estructural con los resultados que se obtienen mediante el método tradicional, para lo cual se obtuvo resultados muy similares.
- Se verificó mediante el uso del software Safe que los esfuerzos actuantes de la cimentación no superan a la capacidad portante del suelo, donde se obtuvo un esfuerzo actuante máximo de  $c_b = 1.22 \text{ kg/cm}^3$  frente el esfuerzo admisible que es de  $c_b = 2.56 \text{ kg/cm}^3$ , lo cual cumple y no supera el esfuerzo del suelo.

### **4.3. Recomendaciones**

Luego de haber concluido con la investigación, se puede hacer las siguientes recomendaciones:

Se recomienda a ingenieros civiles estructurales realizar la estructuración con los criterios mencionados en esta investigación, ya que de ella depende que el análisis de la estructura cumpla con los criterios de la norma E.030. Asimismo, para evitar torsión en la edificación se recomienda evitar los elementos que generan grandes excentricidades solo en una dirección ya que esto hace que el centro de masa se encuentre alejado del centro de rigidez de la estructura y genere torsión.

Se recomienda a los ingenieros que se encargan de ejecutar obras de edificaciones que durante el proceso constructivo se cumpla de manera rigurosa con detalles y especificaciones técnicas que muestran los planos estructurales.

Se recomienda a futuros investigadores, estudiantes de ingeniería civil y egresados que quieran realizar una investigación sobre diseño estructural de edificaciones en Etabs y Safe verificar el diseño estructural teóricamente y comprobar que los resultados sean similares a un diseño que cumple la norma E.060. Asimismo, se recomienda previamente llevar cursos sobre análisis y diseño estructural y usos del programa ya que esto permitirá realizar un análisis y diseño óptimo y satisfactorio.

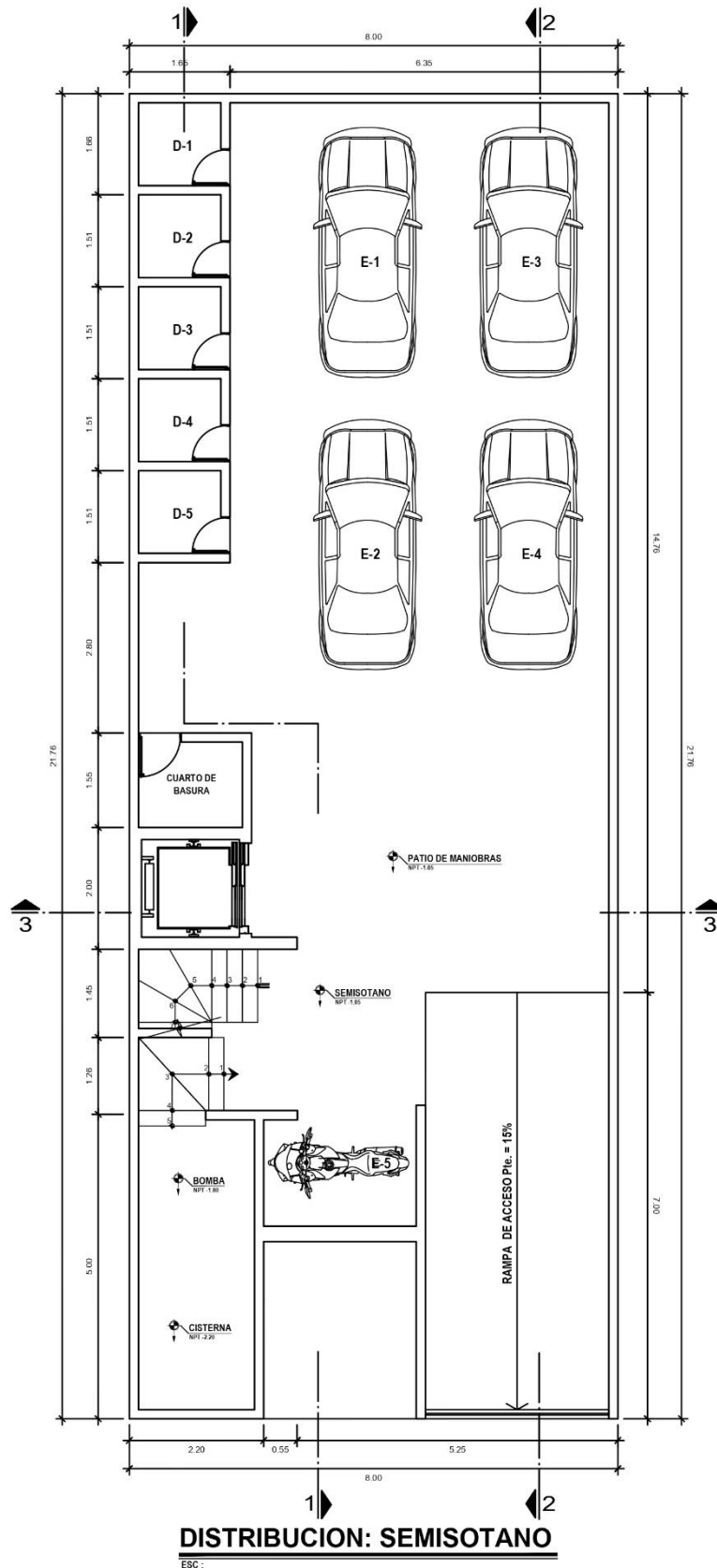
## REFERENCIAS

- Álvarez, E., Lora, F. y López, S. (2022). Proceso de diseño sismorresistente de edificios de viviendas de mampostería reforzada para zonas de alta peligrosidad sísmica. *Informes de la construcción*, ISSN 0020-0883, 74, pp. 3-7. Obtenido de <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=8502854>
- Álvarez, E. y Lora, F. (2018). Diseño estructural sismorresistente de edificios de viviendas de mampostería reforzada en palma soriano. *Ciencia en su PC*, 1 (4), pp. 68-83. Obtenido de <https://www.redalyc.org/journal/1813/181358509006/html/>
- Alvarez, J. y Briones, P. (2018). *Comparación del Modelamiento, Análisis y Diseño Estructural en Concreto Armado utilizando los Software Etabs y Robot Structural Analysis, para un Edificio de cinco niveles (cuatro pisos y un semisótano)* [Tesis de Pregrado, Universidad Peruana Union, Juliaca]. <https://repositorio.upeu.edu.pe/handle/20.500.12840/1207>
- Bojórquez, J. y Ruiz, S. (2018). Factores de carga óptimos para el diseño sísmico de edificios. *Ingeniería sísmica*, (98), pp. 25-44. Obtenido de <https://www.redalyc.org/journal/618/61858695002/html/#B10>
- Claros, R., Canedo, J. y Jaldín, L. (2022). Evaluación de los objetivos de desempeño sísmico alcanzados bajo los requerimientos de la guía boliviana de diseño sísmico 2020, en el diseño de edificaciones de hormigón armado para el departamento de Cochabamba, Bolivia. *Brazilian Journal of Development*, 8 (9), pp. 63427 - 63428. Obtenido de <https://doi.org/10.34117/bjdv8n9-200>
- Carigliano, J. (2015). ¿Qué es el análisis estructural??. *Software de análisis estructural en la nube SkyCiv / calculadoras y software de análisis estructural en la nube*. Obtenido de <https://skyciv.com/es/education/what-is-structural-analysis/>
- Cisneros, N. y Fretel, J. (2019). *Diseño Sismorresistente de un Edificio de Ocho Pisos Incorporando Disipadores de Fluido Viscoso en el Sector Villa Esperanza, Distrito de San Antonio de Jicamarca, Huarochirí, 2019* [Tesis de Pregrado, Universidad Cesar Vallejo, Lima]. <https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/50904>
- Condori, A. (2022). *Análisis y diseño estructural sismorresistente de un edificio de concreto armado de cuatro pisos y un sótano, Tacna - 2020* [Tesis de Pregrado, Universidad Privada de Tacna, Tacna]. <https://repositorio.upt.edu.pe/handle/20.500.12969/2374>

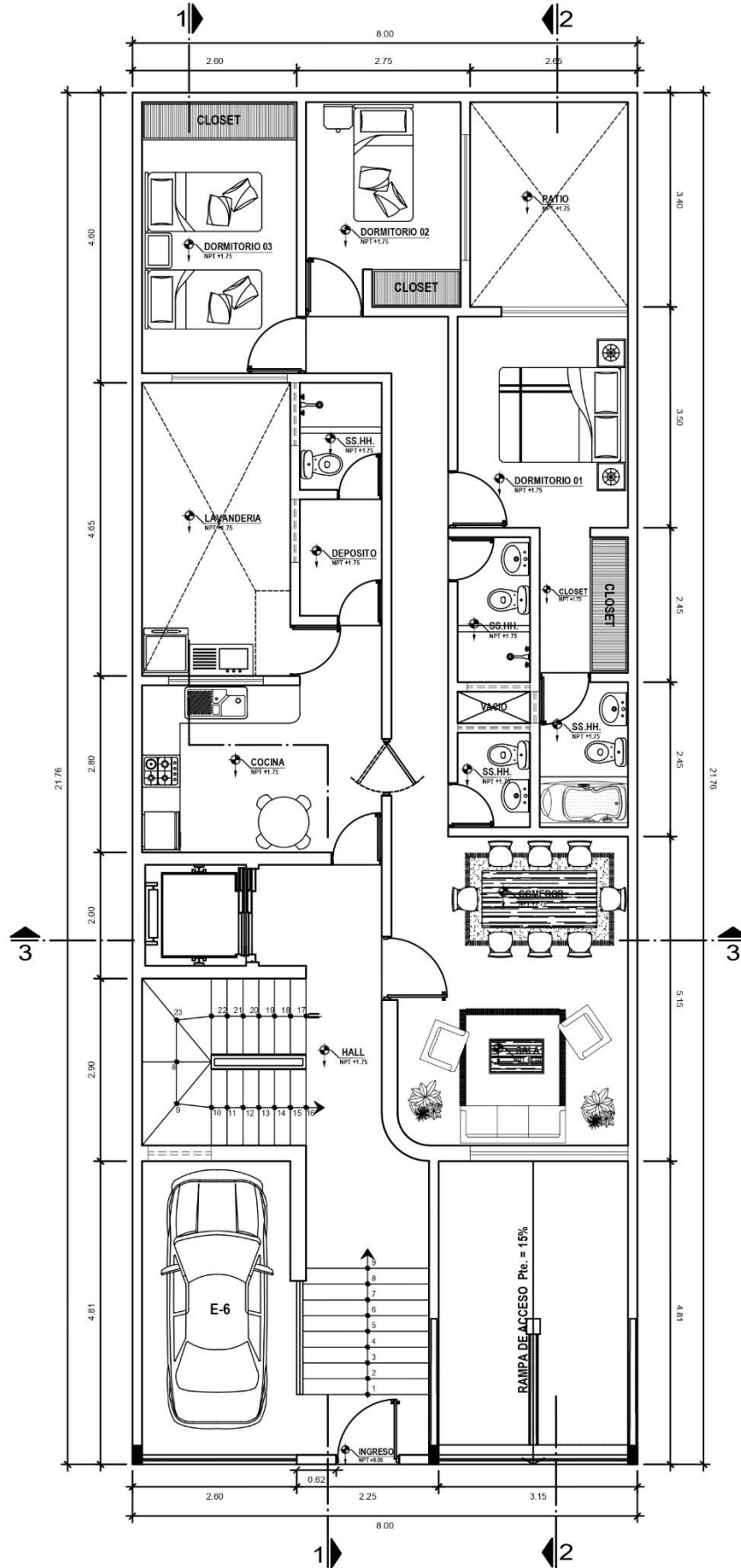
- Díaz, O. y Méndez, K. (2019). *Diseño estructural sismorresistente de un edificio de cuatro niveles en concreto armado* [Tesis de Pregrado, Universidad Nacional José Faustino Sánchez Carrion, Huacho]. <https://repositorio.unjfsc.edu.pe/handle/20.500.14067/2950>
- Grados, P. (2018). *Aplicación del software Etabs para el diseño estructural de una edificación de 05 pisos con semisótano en San Isidro - 2018* [Tesis de Pregrado, Universidad César Vallejo, Callao]. <https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/40151>
- Medina, R. y Music, J. (2018). Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena. *Obras y Proyectos n.º.23 Concepción*. Obtenido de [https://www.scielo.cl/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S071828132018000100063&lang=es](https://www.scielo.cl/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S071828132018000100063&lang=es)
- Pozo, F. y Fretel, J. (2019). *Diseño sismorresistente de un edificio de departamentos con 6 niveles en Santiago de Surco* [Tesis de Pregrado, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima]. <https://repositorio.pucp.edu.pe/index/handle/123456789/167956>
- Reyna, A. y Vargas, A. (2021). *Diseño estructural de una vivienda multifamiliar sismo resistente utilizando software, en el CP. Alto Trujillo, El Porvenir, Trujillo - La Libertad* [Tesis de Pregrado, Universidad Católica de Trujillo Benedicto XVI, Trujillo]. <https://repositorio.uct.edu.pe/xmlui/handle/123456789/1696>
- Reboredo, A. (2016). El diseño estructural *Editorial Nobuko*. Obtenido de <https://elibro.net/es/lc/upnorte/titulos/77427>
- Sifuentes, W. (2019). *Diseño sísmico estructural de un edificio multifamiliar de 12 niveles con aisladores sísmicos, urbanización San Andrés – Trujillo – La Libertad* [Tesis de Pregrado, Universidad César Vallejo, Trujillo]. <https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/53876>

## ANEXOS

### 6.1. Planos de Arquitectura

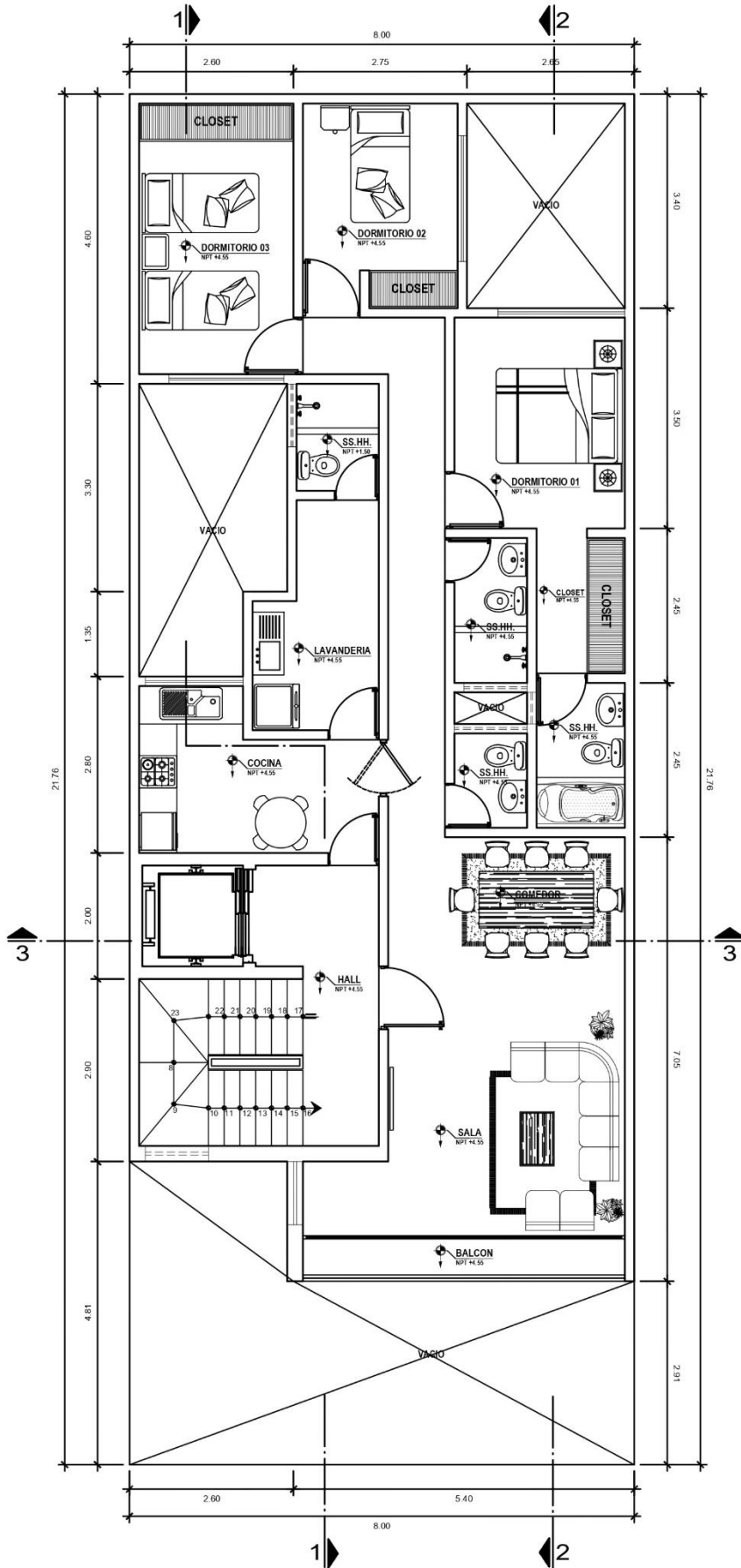






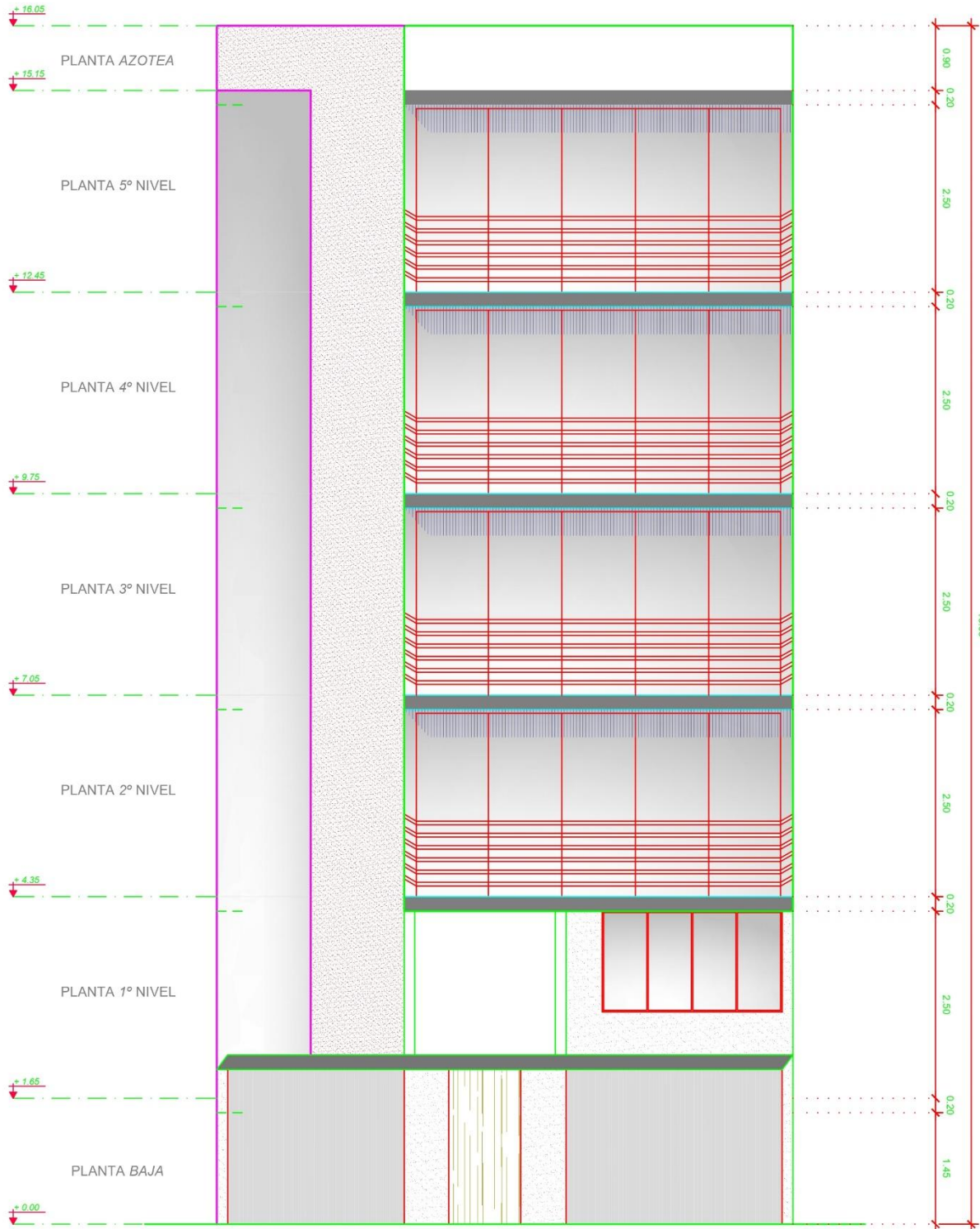
**DISTRIBUCION: PRIMER NIVEL**

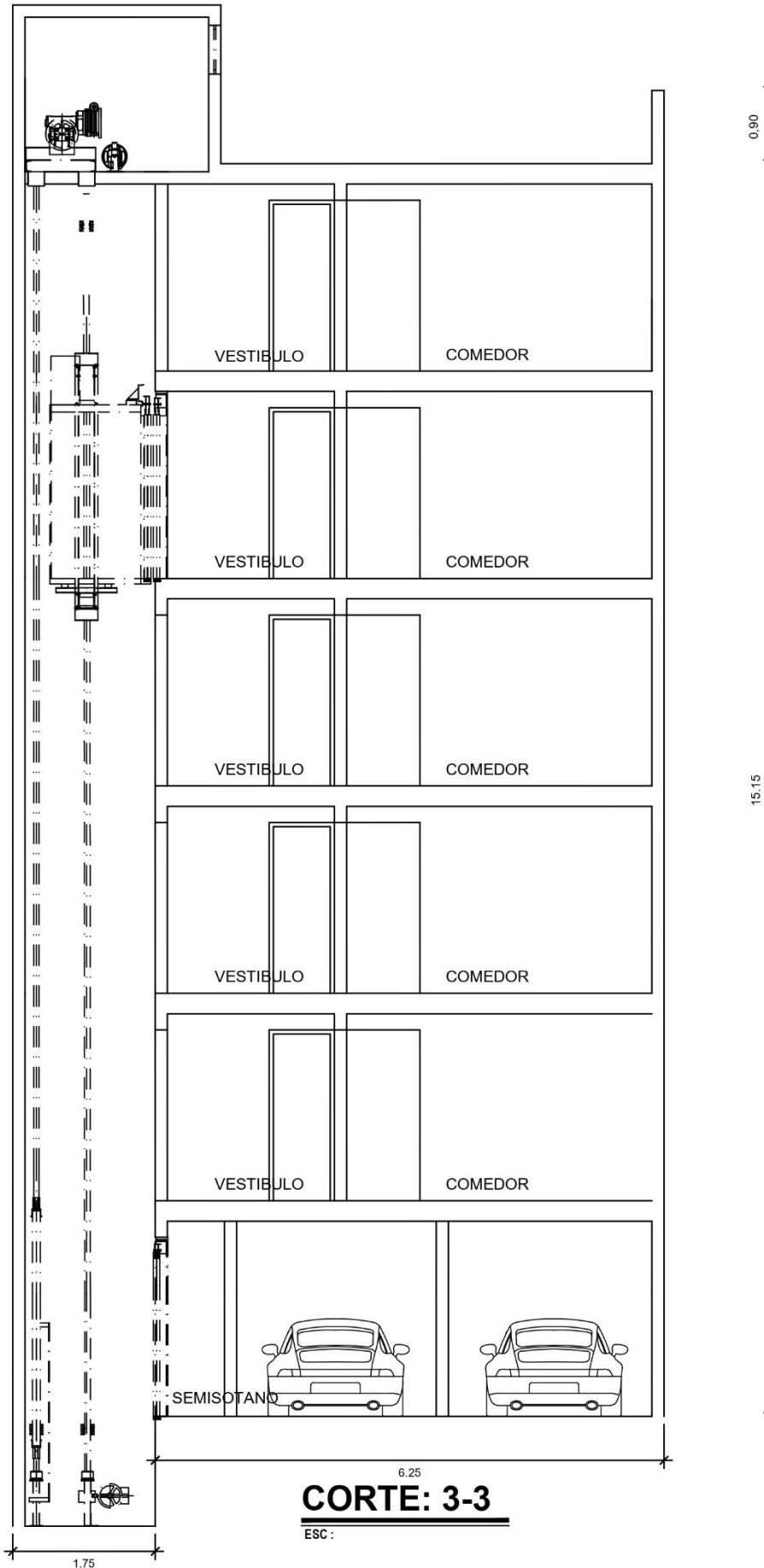
ESC.

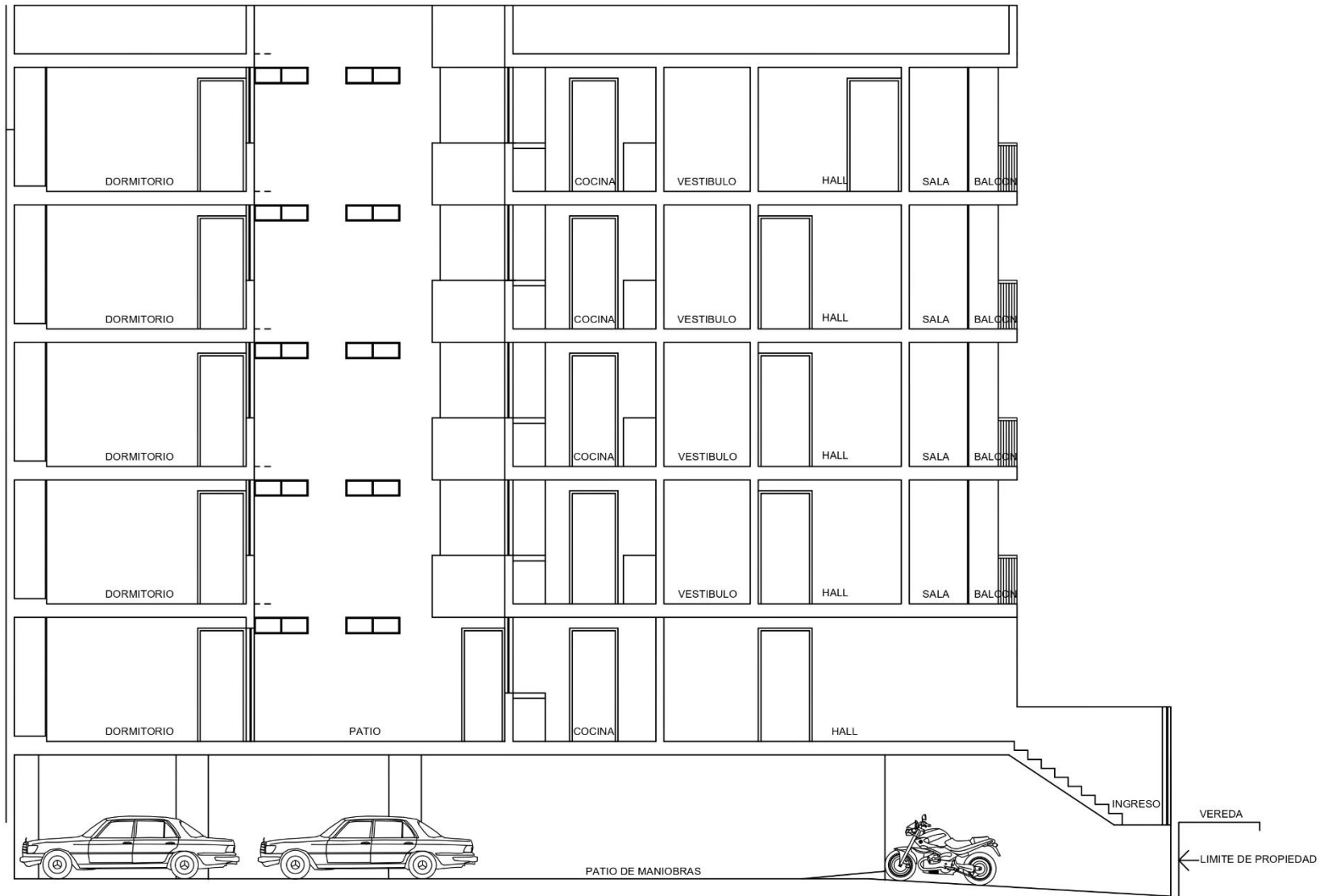


**DISTRIBUCION: 2DO., 3ER., 4TO. Y 5TO. NIVEL**

ESC: 1/50







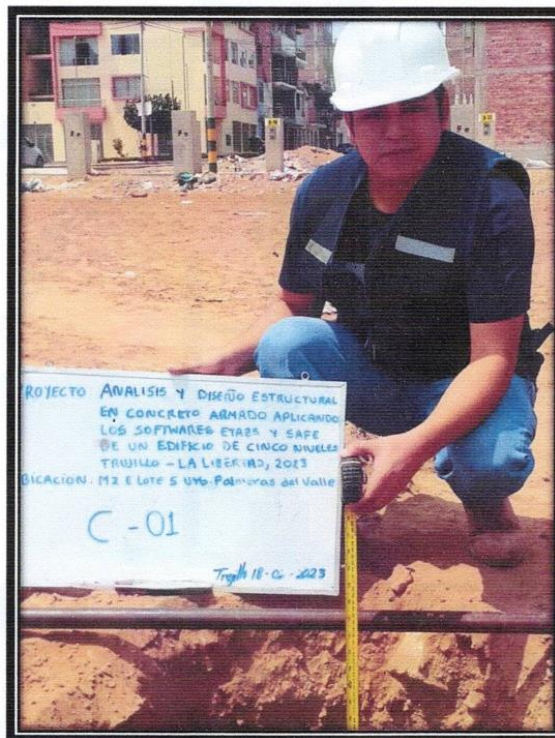
**CORTE: 1-1**

ESC:

# ANEXOS ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS



## ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS



**PROYECTO:** "ANÁLISIS Y DISEÑO EN CONCRETO ARMADO APLICANDO LOS SOFTWARES ETABS Y SAFE DE UN EDIFICIO DE 5 NIVELES TRUJILLO-LA LIBERTAD"

**UBICACION:** URBANIZACIÓN PALMERAS DEL VALLE MZ E LOTE 5  
PROV. DE TRUJILLO -DPTO DE LA LIBERTAD

**SOLICITANTE:** WILLY MENDEZ LAZARO

FEBRERO 2023



*Edwin W. Dargado Florian*  
Ing. Civil  
Reg. CIP 88217  
Info de Laboratorio

✉ informes@cecapedsuelos.com.pe  
🌐 www.cecapedsuelos.com.pe

📍 Calle Cobre Mz. A Lote 07 Urb. San Isidro - Trujillo  
☎ 946 227 318 📞 996 968 817 📠 (044) 679 388





## ÍNDICE

1. GENERALIDADES
  - 1.1. OBJETO DEL ESTUDIO
2. OBJETIVOS
3. GEOLOGIA Y SISMICIDAD
  - 3.1. GEOLOGIA
  - 3.2. SISMICIDAD
    - 3.2.1. PARAMETROS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE
4. METODOLOGIA
5. UBICACIÓN Y ACCESO AL ÁREA DE ESTUDIO
  - 5.1. UBICACIÓN
  - 5.2. ACCESIBILIDAD
6. TRABAJOS EFECTUADOS
  - 6.1. TRABAJOS EFECTUADOS EN CAMPO
  - 6.2. TRABAJOS DE LABORATORIO
  - 6.3. TRABAJOS DE GABINETE
  - 6.4. RESUMEN DE PROPIEDADES DEL SUELO
  - 6.5. AGRESIVIDAD QUÍMICA DEL SUELO A LA CIMENTACION
7. CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE
  - 7.1. CIMENTACIÓN DE LA ESTRUCTURA
  - 7.2. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN
8. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LABORATORIO
9. CONCLUSIONES
10. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS
11. ANEXOS



Edwin W. Delgado Florián  
Ing. Civil  
Reg. CIP 88217  
Laboratorio

informes@cecapedsuelos.com.pe  
www.cecapedsuelos.com.pe

Calle Cobre Mz. A Lote 07 Urb. San Isidro - Trujillo  
946 227 318 996 968 817 (044) 679 388





## INFORME TÉCNICO

### 1. GENERALIDADES

#### 1.1 OBJETO DEL ESTUDIO

El presente informe técnico tiene por objeto investigar las características físico-mecánicas de las muestras de suelo del proyecto denominado "ANÁLISIS Y DISEÑO EN CONCRETO ARMADO APLICANDO LOS SOFTWARE ETABS Y SAFE DE UN EDIFICIO DE 5 NIVELES TRUJILLO-LA LIBERTAD", evaluado por medio de la aplicación de los ensayos de laboratorio y protocolos normativos vigente.

### 2. OBJETIVO

- ✓ Determinar la capacidad portante del suelo en estudio así como sus propiedades físicas y mecánicas, bajo los protocolos normativos de ensayos de laboratorio.

### 3. GEOLOGIA Y SISMICIDAD

#### 3.1. GEOLOGIA

Predomina afloramientos rocosos (rocas sedimentarias, volcánico sedimentarias y plutónicas) y depósitos sedimentarios (marinos, eólicos, coluvio-aluviales y aluviales), las cuales han sufrido las deformaciones terrestres presentándose estructuras regionales (lineamientos estructurales y diaclasas) que tienen una orientación andina (Noroeste-Sureste). Los materiales corresponden a edades desde el mesozoico (Jurásico Superior) al Cenozoico (Cuaternario Reciente).



*Edwin W. Delgado Florian*  
Ing. Civil  
Reg. CIP 88217  
Jefe de Laboratorio

✉ informes@cecapedsuelos.com.pe  
🌐 www.cecapedsuelos.com.pe

📍 Calle Cobre Mz. A Lote 07 Urb. San Isidro - Trujillo  
☎ 946 227 318 📞 996 968 817 📠 (044) 679 368



### 3.2. SISMICIDAD

De acuerdo al nuevo Mapa de Zonificación Sísmica del Perú, según la nueva norma Sismo Resistente (NTE E-030) y del Mapa de distribución de Máximas Intensidades Sísmicas observadas en el Perú, presentada por el Dr. Ing. Jorge Alva Hurtado (1984) el cual se basa en isosistas de sismos peruanos y datos de intensidades puntuales de sismos históricos y sismos recientes

La ciudad de Trujillo ubicada en la costa norte del Perú, es la tercera ciudad en importancia y población., La ciudad de Trujillo a través de su historia ha sufrido de movimientos telúricos de diferentes magnitudes, ocasionando su destrucción total o parcial en tres oportunidades: 1619, 1725 y 1759. A la ciudad de Trujillo se la puede considerar como una ciudad altamente vulnerable ante un sismo severo, porque tiene antecedentes de sismos destructivos, está asentada sobre suelo blando (arena mal graduada), tiene un alto porcentaje de edificaciones antiguas.

#### 3.2.1 Parámetros de Diseño Sismo Resistente

De acuerdo al reglamento nacional de construcciones y a la Norma Técnica de edificación E-030-Diseño Sismorresistente, se deberá tomar los siguientes valores:

(a) Factor de Zona \_\_\_\_\_  $z=0.45$

(b) Condiciones Geotécnicas

El Suelo investigado pertenece al perfil Tipo S2(c)Periodo de vibración del Suelos  $T_p=0.6$  seg(d)Factor de Amplificación del Suelo \_\_\_\_\_  $S=1.05$



*Edwilly Willy Delgado Florián*  
Ing. Civil  
Reg. CIP 88817  
Laboratorio

✉ informes@cecapedsuelos.com.pe  
🌐 www.cecapedsuelos.com.pe

📍 Calle Cobre Mz. A Lote 07 Urb. San Isidro - Trujillo  
☎ 946 227 318 📞 996 968 817 📠 (044) 679 388



#### 4. METODOLOGÍA

Se realizaron las siguientes actividades:

- ✓ Reconocimiento del terreno de estudio, ubicación de la calicata y la extracción de la muestra en campodebidamente identificada.
- ✓ Realización de los ensayos de laboratorios para la determinación de las propiedades físicas y mecánicas de la muestra extraída en el área de estudio para su uso como proyecto de construcción.



*Edwin W. Delgado Florián*  
Ing. Civil  
Reg. CIP 88217  
Jefe de Laboratorio

✉ informes@cecapedsuelos.com.pe

🌐 www.cecapedsuelos.com.pe

📍 Calle Cobre Mz. A Lote 07 Urb. San Isidro - Trujillo

☎ 946 227 318 📞 996 968 817 📠 (044) 679 388





## 5. UBICACIÓN Y ACCESO AL ÁREA DE ESTUDIO.

### 5.1 UBICACIÓN

URBANIZACIÓN PALMERAS DEL VALLE MZ E LOTE 5 PROV. DE TRUJILLO -DPTO DE LALIBERTAD



Ubicación de la Zona del Proyecto  
Fuente: Google Maps



*Edwin W. Bejarano Florián*  
Ing. Civil  
Reg. CIP 88217  
Jefe de Laboratorio

informes@cecapedsuelos.com.pe  
www.cecapedsuelos.com.pe

Calle Cobre Mz. A Lote 07 Urb. San Isidro - Trujillo  
946 227 318 996 968 817 (044) 679 388



TRAMO	DISTANCIA-DURACIÓN
San Isidro – Urb. Palmeras del Valle	1 km – 4 min

## 6. TRABAJOS EFECTUADOS

### 6.1 TRABAJOS DE CAMPO

Se extrajo 01 muestra de suelo dentro de la zona de estudio debidamente identificada.

La profundidad alcanzada fue de 4.5 metros, tomados a partir del terreno natural lo cual permitió visualizar la estratigrafía y determinar el tipo de ensayo de laboratorio a ejecutar de la muestra disturbada representativa, considerando que a la profundidad indicada no se encontró la superficie del nivel de aguas freáticas.

### 6.2 TRABAJOS DE LABORATORIO

Se efectuaron los siguientes ensayos estándar de laboratorio siguiendo los protocolos normativos establecidas por la Norma Técnica Peruana de Suelos.

#### NORMATIVIDAD DE ENSAYOS ESTANDAR

Ensayo	Norma N.T.P.
Análisis Granulométrico.	339.128
Límites de Consistencia.	339.129
Contenido de Humedad.	339.127
Peso Específico Relativo.	339.131
Clasificación SUCS	D2487
Descripción Visual-Manual	ASTM D2488





**NORMATIVIDAD DE ENSAYOS ESPECIALES**

Ensayo	Norma
Sales Solubles Totales	339.128
Contenido de Sulfatos	339.129
Contenido de Cloruros	339.127
Corte Directo	339.131
Proctor Modificado	ASTM D-1557
California Bearing Ratio (C.B.R.)	ASTM D-1883 07

**6.3. TRABAJOS DE GABINETE**

De acuerdo a los resultados obtenidos en la investigación de campo realizada en la zona, en base a la calicata, y luego del estudio de la excavación así como de los ensayos de laboratorio, se puede establecer que el subsuelo está conformado de la siguiente manera:

ANÁLISIS Y DISEÑO EN CONCRETO ARMADO APLICANDO LOS SOFTWARE ETABS Y SAFE DE UN EDIFICIO DE 5 NIVELES TRUJILLO-LA LIBERTAD"			
N° De Calicata	Profundidad (m)	TIPO DE SUELO	TIPO TERRENO
1	-4.5 m	Arena Bien Graduada clasificada según SUCS como SW	NORMAL



*Edwin W. Delgado Morán*  
Ing. Civil  
Reg. CIP 88217  
Jefe de Laboratorio

informes@cecapedsuelos.com.pe  
www.cecapedsuelos.com.pe

Calle Cobre Mz. A Lote 07 Urb. San Isidro - Trujillo  
946 227 318 996 968 817 (044) 679 388





#### 6.4. RESUMEN DE PROPIEDADES DEL SUELO

Se efectuaron los siguientes ensayos estándar de Laboratorio, siguiendo las normas establecidas por la American Society for Testing Materials (ASTM) de los Estados Unidos de Norte America

#### 6.5. AGRESIVIDAD QUÍMICA DEL SUELO A LA CIMENTACIÓN

El suelo bajo el cual se colocará la cimentación, tiene un efecto alto en la estructura. Este efecto está en función de la presencia de elementos químicos (Sulfatos y cloruros principalmente) que actúan sobre el concreto; de este modo el deterioro de concreto ocurre bajo el nivel freático, zonas de ascensión capilar o presencia de agua infiltrado por otra razón (rotura de tuberías, lluvias extraordinarias, inundaciones, etc)

De los resultados de los análisis químicos para efectos de este informe se ha seleccionado las muestras representativas de las exploraciones, a la profundidad de cimentación, se tiene:

##### RESULTADOS DE ANALISIS QUIMICOS:

N° CALICATA	SUELO	SALES TOTALES (ppm)	CLORUROS (ppm)	SULFATOS (ppm)
C-01	SW	565	65	126



*Edwin W. Bejarán Florián*  
Ing. Civil  
Reg. CIP 88217  
Jefe de Laboratorio

informes@cecapedsuelos.com.pe  
www.cecapedsuelos.com.pe

Calle Cobre Mz. A Lote 07 Urb. San Isidro - Trujillo  
946 227 318 996 968 817 (044) 679 388



**ELEMENTOS NOCIVOS PARA LA CIMENTACION:**

	Presencia en el Suelo de:	p.p.m.	Grado de Alteración	Observaciones
*	SULFATOS	0-1000 1000-2000 2000-20,000 >20,000	LEVE MODERADO SEVERO MUY SEVERO	OCASIONAN UN ATAQUE QUIMICO AL CONCRETO DE LA CIMENTACION
**	CLORUROS	>6000	PERJUDICIAL	OCASIONA PROBLEMAS DE CORROSION DE ARMADURAS O ELEMENTOS METALICOS
**	SALES SOLUBLES TOTALES	>15,000	PERJUDICIAL	OCASIONA PROBLEMAS DE PERDIDAS DE RESISTENCIA POR PROBLEMAS DE LIXIVIACION

**REQUISITOS DE CONCRETO EXPUESTO A SOLUCIONES CON SULFATOS:**

TIPO DE EXPOSICION A LOS SULFATOS	SULFATOS SOLUBLES EN AGUA (SO <sub>4</sub> ) PRESENTES EN SUELOS (% EN PESO)	SULFATOS (SO <sub>4</sub> ) EN AGUA (p.p.m)	RECOMENDADO (CONCRETO NORMAL)	RELACION AGUA/ CEMENTO	f'c MINIMO (kg/cm <sup>2</sup> )
DESPRECIABLE	0 a 0.10	0 a 150			
MODERADO	0.10 a 0.20	150 a 1500	II, IP(MS), IS (MS), I(PM)(MS), J(MS)(MS)	0.50	280
SEVERA	0.20 a 2.00	1,500 a 10,000	,V	0.45	315
MUY SEVERA	SOBRE: 2.00	SOBRE 10,000	V + PUZOLANA	0.45	315



*Edwin W. Delgado Jorjarián*  
Ing. Civil  
Reg. CIP 88217  
Jefe de Laboratorio

informes@cecapedsuelos.com.pe  
www.cecapedsuelos.com.pe

Calle Cobre Mz. A Lote 07 Urb. San Isidro - Trujillo  
946 227 318 996 968 817 (044) 679 388

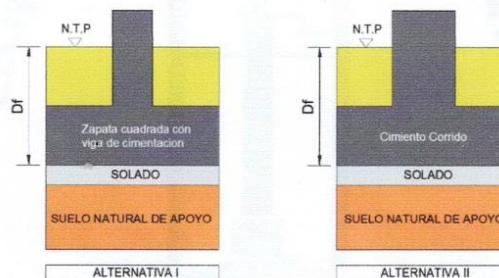


## 7. CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE

### 7.1. Cimentaciones de la estructura a tomar en cuenta para el cálculo de la capacidad de carga

La cimentación es un grupo de elementos estructurales y su misión es transmitir las cargas de la construcción o elementos apoyados a este al suelo distribuyéndolas de forma que no superen su presión admisible ni produzcan cargas zonales.

Para el presente proyecto se recomienda emplear cimentación superficial de tipo cimentación cuadrada, además se han realizado los cálculos de capacidad portantes para cimentación cuadrada y corrida (rectangular)



ALTERNATIVA	TIPO DE CIMENTACION
I	Zapata cuadrada conectada con viga de cimentación.
II	Zapata corrida



*Edwin W. Delgado Florián*  
Ing. Civil  
Reg. CIP 88217  
Jefe de Laboratorio

✉ informes@cecapedsuelos.com.pe  
🌐 www.cecapedsuelos.com.pe

📍 Calle Cobre Mz. A Lote 07 Urb. San Isidro - Trujillo  
☎ 946 227 318 📞 996 968 817 📠 (044) 679 388



## 7.2. Análisis de la Cimentación

Para el cálculo de la capacidad admisible del terreno de fundación se debe tener en cuenta las siguientes características:

- a) **Tipo de cimiento:** Superficial cuadrada  
Ancho de zapata (B): 1.50m  
Profundidad de cimentación (Df): 1.80m
- b) **Tipo de cimiento:** Superficial corrida  
Ancho de zapata (B): 1.50m  
Profundidad de cimentación (Df): 0.60m

## 7.3. Cálculo y análisis de Capacidad Admisible de Carga

Se ha determinado la Capacidad portante admisible del terreno en base a las características del subsuelo y se han propuesto dimensiones recomendables para la cimentación. La capacidad Admisible se ha determinado en base a la fórmula de Terzaghi (1967):

Según Ecuación de Terzaghi:

**Cimientos Corridos:**

$$q_{ult} = c'N_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$$

**Zapata Cuadrada:**

$$q_{ult} = 1.3c'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma$$

$$Q_{adm} = \frac{Q_{ult}}{F.S.}$$

Dónde:

**Q<sub>ult</sub>:** = Capacidad última de carga en kg/cm<sup>2</sup>.



- Qadm:** = Capacidad portante admisible en  $\text{kg/cm}^2$ .
- F.S.:** = Factor de seguridad = 3
- $\delta$  := Peso específico total.
- B:** = Ancho de la zapata o cimiento corrido en metros.
- Df.:** = Profundidad de la cimentación.
- Nc, N $\tau$ , Nq** = Parámetros que son función de  $\phi$
- Sc, S $\tau$ , Sq** = Factores de forma.
- C:** = Cohesión en  $\text{kg/cm}^2$

Con los resultados de los ensayos en el laboratorio y a partir del Ensayo de Corte Directo, realizados a la Arena Arcillosa (SC), obtenemos parámetros de corte del suelo de la siguiente manera:

SUELO	$\gamma$ ( $\text{Tn/m}^3$ )	$c$ ( $\text{Tn/m}^2$ )	$\theta$ (*)	$\theta$ (*)
SW	1.73	0.00	30.6	21.5
SW	1.76	0.00	30.6	21.5



*Edwin V. Delgado Florian*  
Ing. Civil  
Reg. CIP 88217  
Jefe de Laboratorio

informes@cecapedsuelos.com.pe  
www.cecapedsuelos.com.pe

Calle Cobre Mz. A Lote 07 Urb. San Isidro - Trujillo  
946 227 318 996 968 817 (044) 679 388





Para suelos de compactación suelta, media o suelo blando (Suelos flexibles), se deberá considerar la reducción del coeficiente del ángulo de fricción, para considerar el efecto de una posible falla local.

$$\theta' = \text{Arctg}\left(\frac{2}{3} \text{tg}(\theta^{\circ})\right) \quad c' = 2/3 (c)$$

La Capacidad de carga admisible del terreno a las profundidades de cimentación mínima indicada es:

TIPO DE CIMIENTO	B (ancho)	Df mínimo (m)	Qadm (kg/cm <sup>2</sup> )	
			C-1	C-2
CIMIENTO CONTINUO	0.60 m	1.50	0.73	0.75
CIMIENTO CUADRADO (ZAPATAS CONECTADAS)	0.60 m	1.80	1.18	1.20



*Edwin A. Delgado Florian*  
Ing. Civil  
Reg. CIP 88217  
Jefe de Laboratorio

✉ informes@cecapedsuelos.com.pe  
🌐 www.cecapedsuelos.com.pe

📍 Calle Cobre Mz. A Lote 07 Urb. San Isidro - Trujillo  
☎ 946 227 318 📞 996 968 817 📠 (044) 679 388



**CAPACIDAD DE CARGA- Cimentación Superficial**

**CIMENTOS CORRIDOS - C-01**

<b>C</b>	0.00 kg/cm <sup>2</sup>	<b>Df</b>	1.50 m	<b>Nc</b>	15.55
<b>φ</b>	30.6°	<b>B</b>	0.60 m	<b>Ny</b>	3.81
<b>FS</b>	3.00	<b>γ</b>	1.73 g/cm <sup>3</sup>	<b>Nq</b>	7.45
<b>φ'</b>	21.5°	<b>Clas.SUCS</b>	SC	<b>(B/L)</b>	0.10

De (1) se tiene:

**Q<sub>ult</sub> = 2.20 kg/cm<sup>2</sup>**

**Q<sub>adm</sub> = 0.73 kg/cm<sup>2</sup>**

**Q<sub>adm</sub> CIMENTACION CORRIDA**

	DESPLANTE Df(m)	ANCHO B (m)	FACTORES POR N.F.		q <sub>d</sub> '		q <sub>adm</sub> kg/cm <sup>2</sup>
			W	W'	kg/cm <sup>2</sup>		
					kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	
<b>CIMIENTO CORRIDO</b>	1.50	0.60	1.00	1.00	2.20	0.73	
	1.50	1.10	1.00	1.00	2.36	0.79	
	1.50	1.60	1.00	1.00	2.52	0.84	
	2.00	0.60	1.00	1.00	2.87	0.96	
	2.00	1.10	1.00	1.00	3.03	1.01	
	2.00	1.60	1.00	1.00	3.19	1.06	
	2.50	0.60	1.00	1.00	3.54	1.18	
	2.50	1.10	1.00	1.00	3.70	1.23	
	2.50	1.60	1.00	1.00	3.86	1.29	
	3.00	0.60	1.00	1.00	4.21	1.40	
	3.00	1.10	1.00	1.00	4.37	1.46	
	3.00	1.60	1.00	1.00	4.52	1.51	
	3.50	0.60	1.00	1.00	4.88	1.63	
	3.50	1.10	1.00	1.00	5.04	1.68	
	3.50	1.60	1.00	1.00	5.19	1.73	



*Edwin V. Delgado Florian*  
Ing. Civil  
Reg. CIP 88217  
Jefe de Laboratorio

informes@cecapedsuelos.com.pe  
www.cecapedsuelos.com.pe

Calle Cobre Mz. A Lote 07 Urb. San Isidro - Trujillo  
946 227 318 996 968 817 (044) 679 388



ZAPATA CUADRADA - C-01 (1.80m x 1.50m)

C	0.00 kg/cm <sup>2</sup>	Df	1.80 m	Nc	16.36
φ	30.6°	B	1.50 m	Ny	3.81
FS	3.00	γ	1.73 g/cm <sup>3</sup>	Nq	7.45
φ'	21.5°	Clas.SUCS	SC	(B/L)	0.10

De (1) se tiene:

$$Q_{ult} = 3.53 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_{adm} = 1.18 \text{ kg/cm}^2$$

Qadm ZAPATA CUADRADA

	DESPLANTE Df(m)	ANCHO B (m)	FACTORES POR N.F.		qd'	qadm
			W	W'	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
CIMENTO CUADRADO	1.80	1.50	1.00	1.00	3.53	1.18
	1.80	2.00	1.00	1.00	3.63	1.21
	1.80	2.50	1.00	1.00	3.73	1.24
	2.30	1.50	1.00	1.00	4.43	1.48
	2.30	2.00	1.00	1.00	4.53	1.51
	2.30	2.50	1.00	1.00	4.63	1.54
	2.80	1.50	1.00	1.00	5.33	1.78
	2.80	2.00	1.00	1.00	5.43	1.81
	2.80	2.50	1.00	1.00	5.53	1.84
	3.30	1.50	1.00	1.00	6.23	2.08
	3.30	2.00	1.00	1.00	6.32	2.11
	3.30	2.50	1.00	1.00	6.42	2.14
	3.80	1.50	1.00	1.00	7.12	2.37
	3.80	2.00	1.00	1.00	7.22	2.41
	3.80	2.50	1.00	1.00	7.32	2.44



Edwin W. Peláez Florián  
Ing. Civil  
Reg. CIP 88217  
Jefe de Laboratorio

informes@cecapedsuelos.com.pe

www.cecapedsuelos.com.pe

Calle Cobre Mz. A Lote 07 Urb. San Isidro - Trujillo  
946 227 318 996 968 817 (044) 679 388





### - CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

Para el análisis de cimentaciones tenemos los llamados Asentamientos Totales y los Asentamientos Diferenciales, de los cuales los asentamientos diferenciales son los que podrían comprometer la seguridad de la estructura si sobrepasa una pulgada, que es el asentamiento máximo tolerable para estructuras convencionales.

El asentamiento de la cimentación se calculará en base a la teoría de la elasticidad (Lambe y Whitman, 1964), considerando el tipo de cimentación superficial recomendado. Se asume que el esfuerzo neto transmitido es uniforme en ambos casos.

El asentamiento elástico inicial será:

$$Se = \frac{\Delta qs * B' * \alpha * (1-u2) * If * Is}{Es} \rightarrow FLEXIBLE$$

$$Se = 0.93 * Se (Flexible, centro) \rightarrow RIGIDA$$

Dónde:

Se = Asentamiento elástico (cm)

$\Delta qs$  = Esfuerzo neto transmisible (kg/cm<sup>2</sup>)

$\alpha$  = Factor que depende de la posición de la cimentación donde es calculado el asentamiento

B' = B/2 para el centro de la cimentación (cm)





$E_s$  = Módulo de Elasticidad ( $\text{kg/cm}^2$ )

$u$  = Relación de Poisson.

$I_f$  = Factor de profundidad.

$I_s$  = Factor de forma.

Las propiedades elásticas del suelo de cimentación fueron asumidas a partir de tablas publicadas con valores para el tipo de suelo existente donde irá desplantada la cimentación.

Para este tipo de suelo de arenas arcillosas donde irá desplantada la cimentación es conveniente considerar un módulo de elasticidad de

$E = 2,000 \text{ Ton/m}^2$  y un coeficiente de Poisson de  $u = 0.30$ . Los cálculos de asentamiento se han realizado considerando cimentación rígida y flexible, se considera además que los esfuerzos transmitidos son iguales a la capacidad admisible de carga.

#### CIMIENTO CUADRADO ( $D_f = 2.00 \text{ m}$ )

$\Delta\theta\sigma =$	1.32 $\text{kg/cm}^2$
$B =$	150 cm
$E_s =$	170.0 $\text{kg/cm}^2$
$I_f =$	0.93
$I_s =$	0.50
$U =$	0.30



*Edwin W. Delgado Florián*  
Ing. Civil  
Reg. CIP 88217  
Jefe de Laboratorio

informes@cecapedsuelos.com.pe  
www.cecapedsuelos.com.pe

Calle Cobre Mz. A Lote 07 Urb. San Isidro - Trujillo  
946 227 318 996 968 817 (044) 679 388





Se obtiene:

Cimentación flexible: $S_e =$	0.479 cm
Cimentación rígida : $S_e =$	0.456 cm

Por tanto, el asentamiento máximo en esta zona será de 0.48 cm inferior a lo permisible 2.54 cm. (1"). Entonces no se presentarán problemas por asentamiento.



*Edwin W. Vergara Florán*  
Ing. Civil  
Reg. CIP 88217  
Jefe de Laboratorio

✉ informes@cecapedsuelos.com.pe  
🌐 www.cecapedsuelos.com.pe

📍 Calle Cobre Mz. A Lote 07 Urb. San Isidro - Trujillo  
📞 946 227 318 📠 996 968 817 📠 (044) 679 388



## 8.0 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

- ✓ El Proyecto: "ANÁLISIS Y DISEÑO EN CONCRETO ARMADO APLICANDO LOS SOFTWARE ETABS Y SAFE DE UN EDIFICIO DE 5 NIVELES TRUJILLO-LA LIBERTAD", el área del proyecto es de aproximadamente 160 m<sup>2</sup>, de superficie.
- ✓ Para el presente estudio se realizaron las Pruebas de Campo, que consistió en 01 calicata, la cual fue ubicada dentro del área donde se realizara el proyecto y excavada hasta la profundidad de 4.5 m.
- ✓ El ángulo de fricción con que se trabajó la capacidad admisible se tomó de los valores más conservadores : 30.6° obtenido a partir del Ensayo de Corte Directo
- ✓ No se evidenció el nivel de agua freática hasta la profundidad máxima de exploración
- ✓ El asentamiento Inmediato en la Zona de estudio es 0.48 cm, que es menor de 1" (2.54 cm) recomendado para este tipo de estructuras , por lo tanto, no se presentaran problemas por asentamiento .
- ✓ Del resultado de los análisis Químicos se deduce que el suelo está dentro del rango moderado a despreciable , por lo que se tendrá que utilizar cemento Portland Tipo MS o similar de moderada resistencia a los sulfatos , para la elaboración de los concretos .
- ✓ El terreno del proyecto no presenta problemas de suelos expansivos ni licuefacción , debido a que presenta suelos arenos arcillosos de compacidad media sin presencia de nivel freático elevado.
- ✓ El presente estudio es valido solo para el área investigada .

*Edwin W. Delgado Pizarro*  
Ing. Civil  
Reg. CIP 88217  
Jefe de Laboratorio



✉ informes@cecapedsuelos.com.pe  
🌐 www.cecapedsuelos.com.pe

📍 Calle Cobre Mz. A Lote 07 Urb. San Isidro - Trujillo  
☎ 946 227 318 📠 996 968 817 📠 (044) 679 388



## 9.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- ✓ El Proyecto tiene como denominación: "ANÁLISIS Y DISEÑO EN CONCRETO ARMADO APLICANDO LOS SOFTWARE ETABS Y SAFE DE UN EDIFICIO DE 5 NIVELES TRUJILLO-LA LIBERTAD", el área del proyecto es de aproximadamente 160 m<sup>2</sup>, de superficie.
- ✓ Según las investigaciones de campo, los resultados granulométricos obtenidos y dada la naturaleza del suelo se recomienda que dicho material no entre en contacto directo con el agua ya que estos se vuelven inestables cambiando así su estado a la más desfavorable.
- ✓ No se encontró nivel de aguas freáticas a la profundidad explorada.
- ✓ Se recomienda eliminar todo material de relleno.
- ✓ Se recomienda cimentar a una profundidad de desplante (Df) no menor de 2.00 metros para una cimentación cuadrada conectadas por vigas de cimentación.
- ✓ Se recomienda además, que la base de la cimentación se apoye en un solado de concreto con un espesor de diez centímetros.
- ✓ La capacidad portante admisible del terreno a la profundidad de cimentación mínima indicada es de 1.20 kg/cm<sup>2</sup> para una cimentación cuadrada y de 0.75 kg/cm<sup>2</sup> para una cimentación corrida.
- ✓ Los resultados del análisis químico muestran que el suelo de cimentación no mostrará problemas de alteración química en las estructuras a colocar. Se estima una agresividad despreciable.
- ✓ El asentamiento máximo tolerable será de 0.48 cm.

Edwilly W. Jansen  
Ing. Civil  
Reg. CIP 86217  
Jefe de Laboratorio



✉ informes@cecapedsuelos.com.pe  
🌐 www.cecapedsuelos.com.pe

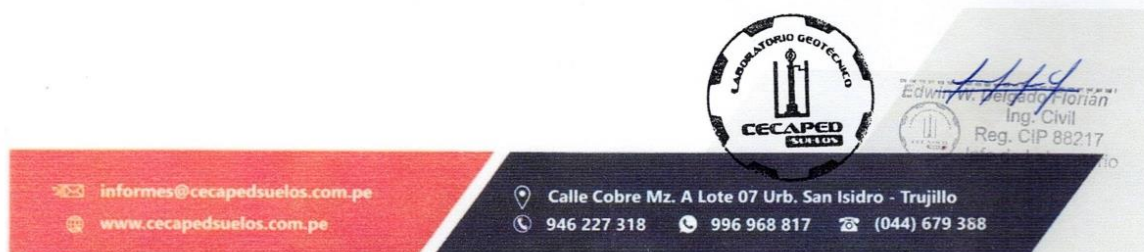
📍 Calle Cobre Mz. A Lote 07 Urb. San Isidro - Trujillo  
☎ 946 227 318 📞 996 968 817 📠 (044) 679 388





## 10.0 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ✓ Manual Peruano de Suelos, Geología, Geotecnia y Pavimentos para el diseño de carreteras MTC-2013.
- ✓ Manual de Carreteras "Especificaciones Técnicas Generales para Construcción" (EG-2013).
- ✓ Norma E-050 de Suelos y Cimentaciones.
- ✓ Normas Técnicas Peruanas de Suelos y Agregados.
- ✓ Norma E - 050, Suelos y Cimentaciones.
- ✓ Norma E - 030, Diseño Sismorresistente.
- ✓ Juarez Badillo - Rico Rodríguez: Mecánica de Suelos, Tomos I, II.
- ✓ Karl Terzaghi / Ralph B. Peck : Mecánica de suelos en la Ingeniería Practica, Segunda Edición 1973
- ✓ T. William Lambe / Robert V. Whitman. Primera Edición 1972.
- ✓ Roberto Michelena / Mecánica de Suelos Aplicada. Primera Edición 1991
- ✓ Reglamento Nacional de Construcciones - CAPECO. Quinta Edición 1987.
- ✓ Cimentaciones de Concreto Armado en Edificaciones - ACI American Concrete Institute. Segunda Edición 1993.
- ✓ Supervisión de Obras de Concreto - ACI American Concrete Institute. Tercera edición 1995.
- ✓ Geotecnia para Ingenieros, Principios Básicos. Alberto J. Martinez Vargas / CONCYTEC 1990.





# ENSAYOS DE LABORATORIO



*Edwin A. Delgado Fiorán*  
Ing. Civil  
Reg. CIP 88217  
Jefe de Laboratorio

✉ [informes@cecapedsuelos.com.pe](mailto:informes@cecapedsuelos.com.pe)  
🌐 [www.cecapedsuelos.com.pe](http://www.cecapedsuelos.com.pe)

📍 Calle Cobre Mz. A Lote 07 Urb. San Isidro - Trujillo  
☎ 946 227 318 📞 996 968 817 📠 (044) 679 388



CONTENIDO TOTAL DE HUMEDAD EVAPORABLE EN LOS SUELOS  
NTP 339.127

A. DATOS GENERALES

Proyecto: "ANÁLISIS Y DISEÑO EN CONCRETO ARMADO APLICANDO LOS SOFTWARE ETABS Y SAFE DE UN EDIFICIO DE 5 NIVELES TRUJILLO-LA LIBERTAD",  
Ubicación: URBANIZACIÓN PALMERAS DEL VALLE MZ E LOTE 5º-PROV. DE TRUJILLO -DPTO DE LA LIBERTAD  
Muestra: C-01  
Profundidad: -4.5 m  
Fecha: FEBRERO 2023

B. DATOS TÉCNICOS

ARENA BIEN GRADUADA		
	M-1	M-2
Masa del Contenedor (g)	41.10	41.01
Masa de Suelo Húmedo + Contenedor (g)	85.70	92.10
Masa de Suelo Seco + Contenedor (g)	83.10	87.90
Masa de Suelo Seco (g), $M_s$	42.00	46.89
Masa de Agua (g), $M_w$	2.60	4.20
Contenido de Humedad (%), $w = (M_w/M_s) * 100$	6.19	8.96
	7.57	



*Edwin Willy Jansen*  
Edwin Willy Jansen  
Ing. Civil  
Reg. CIP 88217  
Jefe de Laboratorio

✉ informes@cecapedsuelos.com.pe  
🌐 www.cecapedsuelos.com.pe

📍 Calle Cobre Mz. A Lote 07 Urb. San Isidro - Trujillo  
☎ 946 227 318 📠 996 968 817 📠 (044) 679 388





**ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO  
(NTP 339.128)**

**A. DATOS GENERALES**

**Proyecto:** \*ANÁLISIS Y DISEÑO EN CONCRETO ARMADO APLICANDO LOS SOFTWARE ETABS Y SAFE DE UN EDIFICIO DE 5 NIVELES TRUJILLO-LA LIBERTAD\*,  
**Ubicación:** URBANIZACIÓN PALMERAS DEL VALLE MZ E LOTE 5° -PROV. DE TRUJILLO -DPTO DE LA LIBERTAD  
**Profundidad:** 4,5 m  
**Fecha de Entrega:** FEBRERO 2023

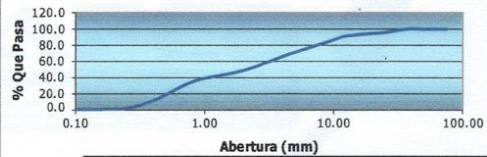
**B. DATOS TÉCNICOS**

Tamiz N°	Abert. (mm)	Peso Retenido	% Peso Ret	% Peso Ret Ac	% Que Pasa
3"	76.0000	0.00	0.00	0.00	100.00
2 1/2"	62.7000	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	50.0000	0.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2"	37.5000	0.00	0.00	0.00	100.00
1"	25.0000	79.00	4.46	4.46	95.54
1/2"	12.7000	75.00	4.24	8.70	91.30
3/8"	9.5000	111.00	6.27	14.97	85.03
Nº 4	4.7500	271.00	15.31	30.28	69.72
Nº 10	2.0000	374.00	21.13	51.41	48.59
Nº 20	0.8400	233.00	13.16	64.58	35.42
Nº 40	0.4250	397.00	22.43	87.01	12.99
Nº 60	0.2500	199.00	11.24	98.25	1.75
Nº 80	0.1700	14.00	0.79	99.04	0.96
Nº 100	0.1500	7.00	0.40	99.44	0.56
Nº 140	0.1050	3.00	0.17	99.60	0.40
Nº 200	0.0750	2.00	0.11	99.72	0.28
Plato		1.00	0.06	99.8	0.23
Σ		1,766.00	99.77		

**Datos de la Muestra:**

Pantes secado: 1,770.00 g

**Clasificación suelo**  
**SW: ARENA BIEN GRADUADA**  
**Curva Granulométrica**



D <sub>10</sub> =	-	C <sub>c</sub> =	-
D <sub>30</sub> =	-	C <sub>u</sub> =	-
D <sub>60</sub> =	-		



*Edwin W. Delgado Florián*  
 Ing. Civil  
 Reg. CIP 88217  
 Jefe de Laboratorio

✉ informes@cecapeduelos.com.pe  
 🌐 www.cecapeduelos.com.pe

📍 Calle Cobre Mz. A Lote 07 Urb. San Isidro - Trujillo  
 ☎ 946 227 318 📞 996 968 817 📠 (044) 679 388



**GRAVEDAD ESPECIFICA DE SOLIDOS  
(NTP 339.131)**

**Proyecto:** "ANÁLISIS Y DISEÑO EN CONCRETO ARMADO APLICANDO LOS SOFTWARE ETABS Y SAFE DE UN EDIFICIO DE 5 NIVELES TRUJILLO-LA LIBERTAD",

**Ubicación:** URBANIZACIÓN PALMERAS DEL VALLE MZ E LOTE 5°-PROV. DE TRUJILLO -DPTO DE LA LIBERTAD

**Muestra:** C-01

**Profundidad:** 4.5 m

**Fecha de Entrega:** FEBRERO 2023

Muestra	M-01	
Profundidad:	-4.5 m	
Peso Inicial Muestra (g) =	100.0	100.0
Peso Frasco volumetrico =	149.8	153.2
Peso Frasco + Agua =	650.3	654.6
Peso Frasco + Muestra =	249.8	253.2
Peso Frasco + Muestra + Agua =	709.5	713.6
<b>Gs =</b>	<b>2.451</b>	<b>2.439</b>
<b>Gs promedio =</b>	<b>2.45</b>	



*Edwin W. Delgado Florián*  
Ing. Civil  
Reg. CIP 88217  
Jefe de Laboratorio

✉ informes@cecapedsuelos.com.pe  
🌐 www.cecapedsuelos.com.pe

📍 Calle Cobre Mz. A Lote 07 Urb. San Isidro - Trujillo  
☎ 946 227 318 📞 996 968 817 📠 (044) 679 388





**PROYECTO:**

"ANÁLISIS Y DISEÑO EN CONCRETO ARMADO APLICANDO LOS SOFTWARE ETABS Y SAFE DE UN EDIFICIO DE 5 NIVELES TRUJILLO-LA LIBERTAD".

**UBICACIÓN:**

URBANIZACIÓN PALMERAS DEL VALLE MZ E LOTE 5<sup>o</sup>-PROV. DE TRUJILLO -DPTO DE LA LIBERTAD

**FECHA:**

FEBRERO 2023

**ANÁLISIS QUÍMICOS**

**IDENTIFICACIÓN DE LA MUESTRA**

TIPO DE SUELOS: ENA BIEN GRADUADA (SW)  
 PROFUNDIDA: 0.20-3.00m  
 CALICATA C-1  
 MUESTRA: M-1

ITEM	MUESTRA	Cl- (ppm)	SO4+ (ppm)	Sales Solubles Totales (ppm)
0.01	SC	65	126	565



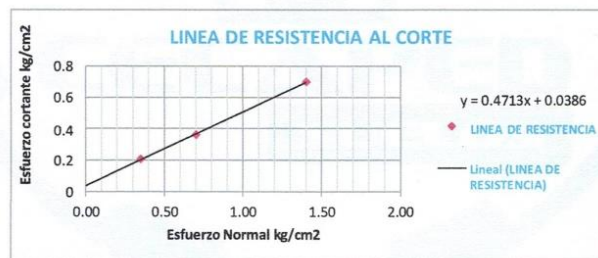
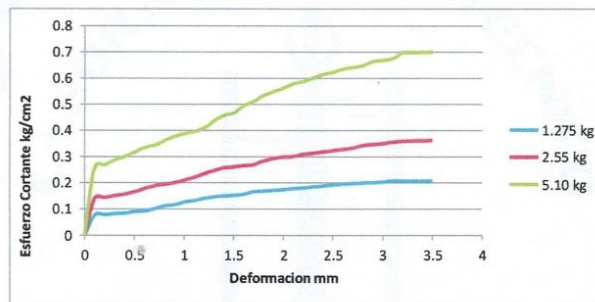
*Edwin W. De la Cruz Florán*  
 Ing. Civil  
 Reg. CIP 88217  
 Jefe de Laboratorio

✉ informes@cecapedsuelos.com.pe  
 🌐 www.cecapedsuelos.com.pe

📍 Calle Cobre Mz. A Lote 07 Urb. San Isidro - Trujillo  
 ☎ 946 227 318 📞 996 968 817 📠 (044) 679 388

**ENSAYO DE CORTE DIRECTO**  
ASTM D-3080

PROYECTO	: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO APLICANDO LOS SOFTWARE ETABS Y SAFE DE UN EDIFICIO DE CINCO NIVELES"
UBICACIÓN	: URB. PALMERAS DEL VALLE MZ E LOTE 5- TRUJILLO
CALICATA	: CALICATA 01.
MUESTRA	: PERTURBADA.
PROFUNDIDAD	: -4.5 mts.



Parametros de Resistencia al Corte		
Cohesion	=	0.00 kg/cm²
Angulo de Fricción Interna	=	30.02 °



*Edwin W. Delgado Florián*  
Ing. Civil  
Reg. CIP 88217  
Jefe de Laboratorio

informes@cecapedsuelos.com.pe  
www.cecapedsuelos.com.pe

Calle Cobre Mz. A Lote 07 Urb. San Isidro - Trujillo  
946 227 318 996 968 817 (044) 679 388



# PANEL FOTOGRAFICO

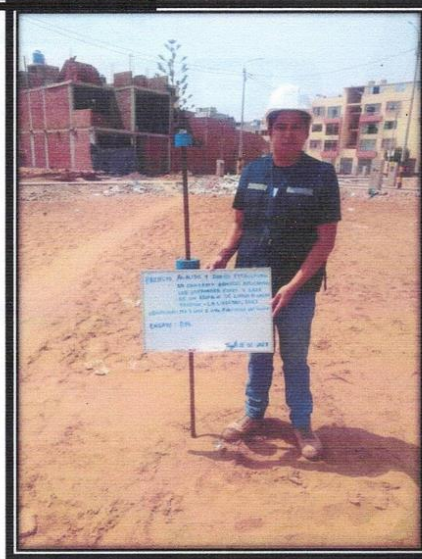
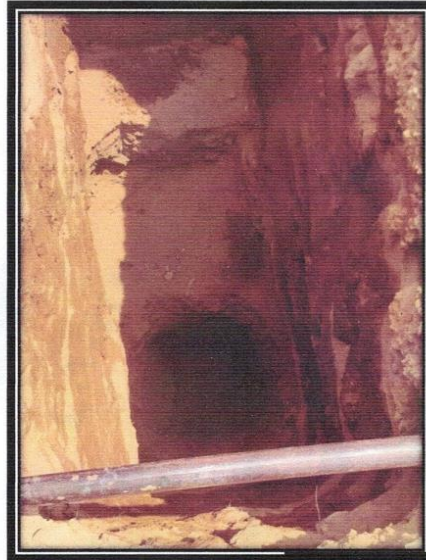


*Edwin W. Godoy Florian*  
Ing. Civil  
Reg. CIP R.  
Jefe de ...

✉ informes@cecapedsuelos.com.pe  
🌐 www.cecapedsuelos.com.pe

📍 Calle Cobre Mz. A Lote 07 Urb. San Isidro - Trujillo  
📞 946 227 318 📠 996 968 817 📠 (044) 679 388





*Edwin W. Dzulgado Florián*  
Ing. Civil  
Reg. CIP 12345  
Jefe de Laboratorio

✉ informes@cecapedsuelos.com.pe  
🌐 www.cecapedsuelos.com.pe

📍 Calle Cobre Mz. A Lote 07 Urb. San Isidro - Trujillo  
☎ 946 227 318 📞 996 968 817 📠 (044) 679 388

# ANEXOS PLANOS DEL DISEÑO ESTRUCTURAL