



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA  
SEDE QUITO**

**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**DISEÑO ÓPTIMO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES PARA  
ESTRUCTURAS DE ACERO LIGERAS**

Trabajo de titulación previo a la obtención del  
título de Ingeniero Civil

**AUTOR:** Cristhian Alonso Pareja Zambrano

**TUTOR:** Marlon Manolo Arévalo Navarrete

Quito - Ecuador  
2022

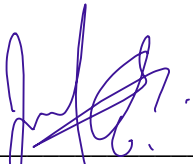
**CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE  
TITULACIÓN**

Yo, Cristhian Alonso Pareja Zambrano con documento de identificación N° 1725549651 manifiesto que:

Soy el autor y responsable del presente trabajo; y, autorizo a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total parcial el presente trabajo de titulación.

Quito, 12 de julio del 2022

Atentamente,



---

Cristhian Alonso Pareja Zambrano

1725549651

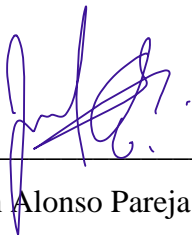
**CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE  
TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**

Yo, Cristhian Alonso Pareja Zambrano con documento de identificación N° 1725549651, expreso mi voluntad y por medio del presente documento cedo a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que soy autor del Proyecto Técnico: “Diseño óptimo de Cimentaciones Superficiales para Estructuras de Acero Ligeras”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniero Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribo este documento en el momento que hago la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 12 de julio del 2022

Atentamente,



---

Cristhian Alonso Pareja Zambrano

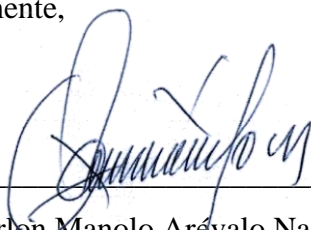
1725549651

## CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Marlon Manolo Arévalo Navarrete con documento de identificación N° 1706746029, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: DISEÑO ÓPTIMO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES PARA ESTRUCTURAS DE ACERO LIGERAS, realizado por Cristhian Alonso Pareja Zambrano con documento de identificación N° 1725549651, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción de Proyecto Técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 12 de julio del 2022

Atentamente,



---

Ing. Marlon Manolo Arévalo Navarrete, MSc.

1706746029

## **DEDICATORIA**

Siempre es difícil expresar los sentimientos con palabras, espero romper ese paradigma con esto. Simplemente quiero dedicar este trabajo a mi madre Narcisa quien es lo más importante de mi vida, me ha dado todo lo que ha podido sin esperar nada a cambio; ¿sabes?, también eres mi roble, y para mí la imperfección es la forma de expresión de la perfección, solo eres la mujer perfecta, aún recuerdo el huevo kínder que me regalaste cuando era niño, para mí eso siempre será suficiente. No puedo dejar de lado el dedicar esto a mi padre Washington quien ha pasado tantas adversidades, y quien me enseñó que los obstáculos nos permiten superarnos como personas y siempre nos dejan un aprendizaje. Por último, quiero dedicar estas palabras a mis hermanos: Josué espero no fallarte, estar para ti siempre y espero ser un buen ejemplo no solo profesional sino como persona, y Franklin espero no haberte decepcionado; nunca sabre lo que me dirías en este punto de la vida, aun así, solo espero haber cumplido con tus expectativas, ¡¡¡y si!!!, aun te recuerdo y te recordare toda mi vida. Esto está dedicado a ustedes y es por ustedes.

*Cristhian Alonso Pareja Zambrano*

## AGRADECIMIENTO

Durante la vida estudiantil como en la vida misma, el caminar hacia delante nos permitirá encontrarnos con personas que a más de dar apoyo emocional y físico, sirven de guía y sostén para cumplir con cada uno de los objetivos planteados desde niños hasta formarnos como adultos no solo por el hecho de envejecer, sino también por madurar mentalmente y como persona, es por ello que me permito dirigir estas cortas palabras a quienes ayudaron a mi formación hasta lograr esta meta académica y personal.

A mis padres, que presentaron un apoyo incondicional, que supieron a más de dar cariño, dar consejo y mano dura cuando lo necesitaba, sin dejar de lado el ser la fuerza y la guía para superar las adversidades que pasamos juntos desde mi juventud.

A mis hermanos, que siempre estuvieron para mí de una forma u otra, fueron muchas veces el impulso necesario para saber que actuaba mal, poder seguir adelante y mejorar no solo profesionalmente sino como persona.

Al Ing. Marlon tutor de este proyecto, fue fuente de sabiduría, apoyo incondicional y predisposición para trabajar más allá de lo que demanda su jornada, gracias por su presión y su consejo “todo está en la auto preparación”, aún resuenan en mi mente esas palabras desde la primera clase de finitos impartida por usted y nunca las olvidare.

A la Universidad Politécnica Salesiana, que me abrió las puertas y se convirtió en mi segundo hogar y me permitió encontrar a mi segunda familia, además de ayudarme en el crecimiento profesional y personal.

A Juan Carlos, Byron, Valeria y demás personas que de alguna manera contribuyeron a la realización de este proyecto.

A todos ustedes gracias por ser fuente de apoyo, consejo, comprensión y guía.

*Cristhian Alonso Pareja Zambrano*

# ÍNDICE DE CONTENIDOS

## CAPÍTULO I

### ANTECEDENTES Y GENERALIDADES

1	Problema de estudio .....	1
2	Justificación .....	1
3	Objetivos .....	2
3.1	Objetivo general .....	2
3.2	Objetivos específicos.....	2

## CAPÍTULO II

### MARCO TEÓRICO

4	Filosofía de diseño.....	3
5	Propuesta .....	3
5.1	Galpón industrial .....	3
5.2	Torre de transmisión.....	4
6	Suelo.....	5
7	Capacidad del suelo.....	6
8	Principales cargas en estructuras livianas.....	7
8.1	Carga permanente.....	7
8.2	Carga viva.....	7
8.3	Carga de viento: galpón.....	8
8.4	Carga de viento: torre de transmisión.....	8
8.5	Carga de viento: antenas.....	10
8.6	Carga sísmica .....	11
9	Diseño general para placa base.....	11
10	Cimentaciones .....	14
10.1	Cimentaciones superficiales .....	15

10.1.1 Zapatas aisladas.....	16
10.1.2 Viga de cimentación.....	17
10.1.3 Losa de cimentación.....	17
11 Parámetros básicos para el diseño de cimentaciones.....	18
12 Estructuras livianas.....	19

### **CAPÍTULO III**

#### **MARCO METODOLÓGICO**

13 Fase teórica.....	20
14 Fase de modelación.....	21
15 Fase analítica.....	24

### **CAPÍTULO IV**

#### **EVALUACIÓN ESTRUCTURAL**

16 Cálculo y evaluación estructural: galpón industrial.....	24
16.1 Geometría de la estructura.....	24
16.1.1 Elementos estructurales.....	24
16.2 Análisis de cargas.....	24
16.2.1 Carga muerta.....	25
16.2.2 Carga viva.....	27
16.2.3 Cargas de viento.....	28
16.2.4 Carga sísmica.....	34
16.3 Modelo estructural.....	36
16.3.1 Caso 1.....	36
16.3.2 Caso 2.....	38
16.4 Diseño placa base: galpón industrial.....	41
17 Cálculo y evaluación estructural: torre de transmisión autoportante de 36 m.....	43
17.1 Geometría de la estructura.....	43



17.1.1 Elementos estructurales.....	43
17.2 Análisis de cargas.....	44
17.2.1 Carga muerta.....	44
17.2.2 Carga viva.....	45
17.2.3 Cargas de viento sobre torre.....	46
17.2.4 Cargas de viento sobre antenas.....	53
17.2.5 Carga sísmica.....	56
17.3 Deformación de la torre.....	57
17.4 Modos de vibración.....	58
17.5 Modelo estructural.....	59
18 Cálculo y evaluación de las cimentaciones para galpón industrial cimentado sobre suelo tipo c.....	60
18.1 Curvas de capacidad admisible para suelo: tipo c.....	60
18.1.1 $Q_a$ vs B, para zapata cuadrada.....	60
18.1.2 $Q_a$ vs B, para viga de cimentación.....	61
18.1.3 $Q_a$ vs B, para losa de cimentación.....	62
18.2 Diseño cimentaciones superficiales.....	63
18.2.1 Zapata aislada.....	63
18.2.2 Viga de cimentación.....	69
18.2.3 Losa de cimentación.....	74
19 Cálculo y evaluación de las cimentaciones para torre de transmisión cimentada sobre suelo tipo c.....	97
19.1 Curvas de capacidad admisible para suelo: tipo c.....	97
19.1.1 $Q_a$ vs B, para zapata cuadrada.....	98
19.1.2 $Q_a$ vs B, para viga de cimentación.....	99
19.1.3 $Q_a$ vs B, para losa de cimentación.....	100
19.2 Diseño cimentaciones superficiales para torre de transmisión.....	101
19.2.1 Zapata aislada.....	101
19.2.2 Viga de cimentación.....	109
19.2.3 Losa de cimentación.....	119

20 Cálculo y evaluación de las cimentaciones para galpón industrial cimentado sobre suelo tipo e.....	134
20.1 Curvas de capacidad admisible del suelo: tipo e .....	135
20.1.1 Qa vs B, para zapata cuadrada.....	135
20.1.2 Qa vs B, para viga de cimentación .....	135
20.1.3 Qa vs B, para losa de cimentación.....	136
20.2 Diseño cimentaciones superficiales.....	136
20.2.1 Zapata aislada.....	136
20.2.2 Viga de cimentación.....	139
20.2.3 Losa de cimentación.....	141
20.3 Cálculo y evaluación de las cimentaciones de la torre de transmisión cimentada sobre suelo tipo e.....	144
20.4 Curvas de capacidad admisible del suelo: tipo e .....	144
20.4.1 Qa vs B, para zapata cuadrada.....	144
20.4.2 Qa vs B, para viga de cimentación .....	145
20.4.3 Qa vs B, para losa de cimentación.....	145
20.5 Diseño cimentaciones superficiales.....	146
20.5.1 Zapata aislada.....	146
20.5.2 Viga de cimentación.....	147
20.5.3 Losa de cimentación.....	150

## **CAPÍTULO V**

### **ANÁLISIS DE RESULTADOS**

21 Análisis comparativo de costos .....	151
21.1 Suelo tipo c .....	152
21.1.1 Galpón .....	152
21.1.2 Torre.....	152
21.2 Suelo tipo e.....	153
21.2.1 Galpón .....	153

21.2.2 Torre.....	153
21.3 Definición de cimentación óptima.....	154

**CONCLUSIONES**

**RECOMENDACIONES**

**REFERENCIAS**

**ANEXOS**

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1</b>	Perfiles de suelo .....	5
<b>Tabla 2</b>	Factores “F” para SPT .....	6
<b>Tabla 3</b>	Coefficiente de corrección de viento .....	8
<b>Tabla 4</b>	Factores de dirección del viento de acuerdo al componente estructural .....	10
<b>Tabla 5</b>	Parámetros básicos para el diseño de cimentaciones .....	18
<b>Tabla 6</b>	Carga muerta del galpón metálico.....	25
<b>Tabla 7</b>	Carga muerta para galpón aplicada sobre correas .....	25
<b>Tabla 8</b>	Carga viva para galpón industrial.....	27
<b>Tabla 9</b>	Carga viva para galpón industrial aplicado a correas .....	27
<b>Tabla 10</b>	Parámetros para el análisis de carga de viento aplicada al galpón industrial .....	29
<b>Tabla 11</b>	Coefficientes de presión de viento aplicado en columnas a barlovento .....	29
<b>Tabla 12</b>	Presión de viento sobre columnas centrales .....	30
<b>Tabla 13</b>	Presión de viento sobre columnas esquineras .....	30
<b>Tabla 14</b>	Coefficientes de presión de viento aplicado a vigas a barlovento. ....	31
<b>Tabla 15</b>	Presión de viento a barlovento sobre vigas centrales .....	31
<b>Tabla 16</b>	Presión de viento a barlovento aplicado a vigas de borde.....	32
<b>Tabla 17</b>	Coefficientes de presión de viento para vigas a sotavento .....	32
<b>Tabla 18</b>	Presión de viento a sotavento aplicado a vigas centrales .....	32
<b>Tabla 19</b>	Presión de viento a sotavento sobre vigas de borde .....	33
<b>Tabla 20</b>	Parámetros de espectro elástico de diseño .....	34
<b>Tabla 21</b>	Geometría de la torre.....	43
<b>Tabla 22</b>	Perfiles metálicos de la torre triangular.....	43
<b>Tabla 23</b>	Solicitaciones de carga muerta para torre.....	45
<b>Tabla 24</b>	Carga viva para torre.....	46
<b>Tabla 25</b>	Tramo 30-36 m para ejemplo de cálculo de carga de viento.....	47
<b>Tabla 26</b>	Área de incidencia del viento sobre la estructura.....	49
<b>Tabla 27</b>	Factores de presión de viento por tramos para la torre.....	50
<b>Tabla 28</b>	Coefficientes de dirección de viento por tramos .....	50
<b>Tabla 29</b>	Fuerza total de viento sobre la estructura por tramo .....	50
<b>Tabla 30</b>	Áreas de incidencia y coeficientes de fuerza para antenas.....	55
<b>Tabla 31</b>	Presión de viento total sobre antenas .....	55
<b>Tabla 32</b>	Parámetros para espectro elástico de respuesta para torre.....	56
<b>Tabla 33</b>	Máxima y mínima deformación de la torre, SAP2000.....	57
<b>Tabla 34</b>	Reacciones de la torre en cada pata, para análisis de volcamiento .....	104
<b>Tabla 35</b>	Momento actuante alrededor del eje x-x, respecto al plano AB.....	114
<b>Tabla 36</b>	Momento actuante alrededor del eje x-x, respecto al plano DC.....	115

<b>Tabla 37</b> Momento actuante alrededor del eje x-x, respecto al plano AD .....	115
<b>Tabla 38</b> Momento actuante alrededor del eje x-x, respecto al plano BC.....	115
<b>Tabla 39</b> Momento resistente en viga de cimentación alrededor del eje x-x, respecto al plano AD.....	116
<b>Tabla 40</b> Momento actuante alrededor del eje x-x, respecto al plano AB.....	128
<b>Tabla 41</b> Momento actuante alrededor del eje x-x, respecto al plano DC.....	128
<b>Tabla 42</b> Momento actuante alrededor del eje x-x, respecto al plano AD .....	128
<b>Tabla 43</b> Momento actuante alrededor del eje x-x, respecto al plano BC.....	128
<b>Tabla 44</b> Momento resistente en losa de cimentación alrededor del eje x-x respecto al plano BC .....	129
<b>Tabla 45</b> Parámetros de diseño para Zapata aislada galpón, N55=1 .....	136
<b>Tabla 46</b> Análisis de esfuerzos para zapata aislada.....	137
<b>Tabla 47</b> Diseño de zapata aislada, N55=10 .....	138
<b>Tabla 48</b> Parámetros de diseño de viga de cimentación, N55=1.....	139
<b>Tabla 49</b> Análisis de esfuerzos para viga de cimentación.....	139
<b>Tabla 50</b> Diseño de viga de cimentación, N55=4.....	140
<b>Tabla 51</b> Geometría y análisis de esfuerzos para losa de cimentación.....	141
<b>Tabla 52</b> Análisis de esfuerzos para franjas horizontales.....	142
<b>Tabla 53</b> Armadura de acuerdo a franjas horizontales .....	143
<b>Tabla 54</b> Análisis de esfuerzos para franjas verticales.....	143
<b>Tabla 55</b> Armadura para franjas verticales.....	143
<b>Tabla 56</b> Parámetros de diseño Zapata aislada torre, N55=1 .....	146
<b>Tabla 57</b> Diseño de zapata aislada para torre .....	146
<b>Tabla 58</b> Parámetros para el diseño de viga de cimentación, torre, N55=1 .....	147
<b>Tabla 59</b> Análisis de esfuerzos para viga de cimentación.....	147
<b>Tabla 60</b> Diseño de viga de cimentación torre, N55=2 .....	148
<b>Tabla 61</b> Diseño de losa de cimentación, torre, N55=1 .....	150
<b>Tabla 62</b> Cuadro comparativo de precios para suelo tipo C, galpón.....	152
<b>Tabla 63</b> Cuadro comparativo de precios para suelo tipo C, Torre.....	152
<b>Tabla 64</b> Cuadro comparativo de precios para suelo tipo E, Galpón .....	153
<b>Tabla 65</b> Cuadro comparativo de precios para suelo tipo E, Torre .....	153
<b>Tabla 66</b> Análisis técnico económico general.....	154

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1</b>	Modelo en planta del Galpón industrial.....	3
<b>Figura 2</b>	Corte frontal de Galpón industrial .....	4
<b>Figura 3</b>	Torre de transmisión, planta y elevación, 36 m.....	4
<b>Figura 4</b>	Esquema básico de cimentaciones.....	15
<b>Figura 5</b>	Tipos de Cimentaciones superficiales.....	16
<b>Figura 6</b>	Esquema referencial de zapatas aisladas .....	16
<b>Figura 7</b>	Esquema de viga de cimentación.....	17
<b>Figura 8</b>	Esquema referencial de losa de cimentación .....	18
<b>Figura 9</b>	Esquema metodológico.....	20
<b>Figura 10</b>	Galpón industrial .....	21
<b>Figura 11</b>	Torre de transmisión, 36 m.....	22
<b>Figura 12</b>	Esquema metodológico para el diseño de cimentaciones .....	23
<b>Figura 13</b>	Perfiles metálicos para galpón.....	24
<b>Figura 14</b>	Carga muerta aplicada sobre galpón industrial, SAP2000.....	26
<b>Figura 15</b>	Carga viva aplicada sobre galpón industrial, SAP2000.....	28
<b>Figura 16</b>	Cargas de viento, galpón industrial, barlovento y sotavento para pórtico F, SAP2000 .....	33
<b>Figura 17</b>	Espectro elástico para galpón, SAP2000 .....	35
<b>Figura 18</b>	Modelo estructural de capacidad de los elementos, caso I, SAP2000 .....	36
<b>Figura 19</b>	Porcentaje de masa participativa, caso I, SAP2000.....	37
<b>Figura 20</b>	Modos de vibración caso I, SAP2000.....	37
<b>Figura 21</b>	Modelo estructural de capacidad de los elementos, caso II, SAP2000.....	38
<b>Figura 22</b>	Porcentaje de masa participativa, caso II, SAP2000 .....	40
<b>Figura 23</b>	Modos de vibración, caso II, SAP2000 .....	40
<b>Figura 24</b>	Perfiles metálicos para torre de transmisión.....	44
<b>Figura 25</b>	Perfiles metálicos de torre, SAP2000 .....	44
<b>Figura 26</b>	Carga muerta en torre, SAP2000 .....	45
<b>Figura 27</b>	Carga viva en torre, SAP2000 .....	46
<b>Figura 28</b>	Carga de viento normal en torre 0°, SAP2000.....	51
<b>Figura 29</b>	Carga de viento en torre a 60°, SAP2000 .....	52
<b>Figura 30</b>	Carga de viento en torre a 90°, SAP2000 .....	53
<b>Figura 31</b>	Carga de viento en antenas, SAP2000.....	55
<b>Figura 32</b>	Espectro de respuesta para torre, SAP2000 .....	56
<b>Figura 33</b>	Porcentaje de masa participativa en torre, SAP2000 .....	58
<b>Figura 34</b>	Modos de vibración, torre, SAP2000.....	58

<b>Figura 35</b>	Modelo estructural torre de transmisión, SAP2000 .....	59
<b>Figura 36</b>	Curvas de capacidad admisible, suelo tipo C, zapata aislada, galpón .....	61
<b>Figura 37</b>	Curvas de capacidad admisible, suelo tipo C, viga de cimentación, Galpón.....	62
<b>Figura 38</b>	Curvas de capacidad admisible, suelo tipo C, losa de cimentación.....	63
<b>Figura 39</b>	Distribución de esfuerzos en Zapata aislada.....	64
<b>Figura 40</b>	Esquema básico de corte bidireccional en zapata cuadrada.....	65
<b>Figura 41</b>	Esquema básico de corte unidireccional en zapata cuadrada.....	66
<b>Figura 42</b>	Corte de zapata cuadrada .....	67
<b>Figura 43</b>	Cargas de servicio D+ L, SAP2000 .....	69
<b>Figura 44</b>	Cargas de servicio mayoradas 1.2D+1.6L, SAP2000.....	69
<b>Figura 45</b>	Diagrama de momentos en viga de cimentación .....	72
<b>Figura 46</b>	Diagrama de esfuerzo cortante en viga de cimentación.....	74
<b>Figura 47</b>	Cargas de servicio D+L, losa de cimentación, SAP2000 .....	75
<b>Figura 48</b>	Planta arquitectónica de galpón para el análisis de momento.....	76
<b>Figura 49</b>	Cargas de servicio mayoradas 1.2D+1.6L, losa de cimentación, SAP2000 .....	80
<b>Figura 50</b>	Tipos de columnas para la evaluación del punzonamiento.....	81
<b>Figura 51</b>	Esquema para análisis de punzonamiento en columna esquinera.....	82
<b>Figura 52</b>	Esquema para análisis de punzonamiento en columna lateral, tipo I.....	83
<b>Figura 53</b>	Esquema para análisis de punzonamiento en columna lateral tipo II .....	85
<b>Figura 54</b>	Esquema para análisis de punzonamiento en columna central .....	85
<b>Figura 55</b>	Franja tipo de diseño para losa de cimentación .....	87
<b>Figura 56</b>	Franjas horizontales de acuerdo a la geometría .....	88
<b>Figura 57</b>	Franja equivalente para el diseño y-y .....	90
<b>Figura 58</b>	Diagrama de esfuerzos para el análisis de las franjas horizontales I y VIII .....	90
<b>Figura 59</b>	Diagrama de esfuerzos para el análisis de las franjas horizontales II, VII .....	91
<b>Figura 60</b>	Diagrama de esfuerzos para el análisis de las franjas horizontales III y VI .....	92
<b>Figura 61</b>	Diagrama de esfuerzos para el análisis de las franjas horizontales IV y V .....	93
<b>Figura 62</b>	Franjas verticales de acuerdo a su geometría.....	94
<b>Figura 63</b>	Franja equivalente para el diseño x-x .....	95
<b>Figura 64</b>	Diagrama de esfuerzos para el análisis de las franjas verticales I y III .....	95
<b>Figura 65</b>	Diagrama de esfuerzos para el análisis de la franja vertical II.....	96
<b>Figura 66</b>	Curvas de capacidad admisible, suelo C, zapata aislada, torre de transmisión.....	98
<b>Figura 67</b>	Curvas de capacidad admisible, suelo C, viga de cimentación, Torre.....	99
<b>Figura 68</b>	Curvas de capacidad admisible, suelo C, losa de cimentación, torre.....	100
<b>Figura 69</b>	Esquema 3D de la zapata aislada para el análisis de volcamiento.....	104
<b>Figura 70</b>	Esquema en planta de cimentación aislada para el análisis de volcamiento.....	105
<b>Figura 71</b>	Corte de zapata cuadrada, torre de transmisión .....	107

<b>Figura 72</b>	Cargas de servicio D+L, SAP2000.....	109
<b>Figura 73</b>	Cargas de servicio mayoradas 1.2D+1.6L, SAP2000.....	109
<b>Figura 74</b>	Esquema básico para análisis de corte en viga .....	111
<b>Figura 75</b>	Esquema 3D de la viga de cimentación para el análisis de volcamiento.....	113
<b>Figura 76</b>	Esquema en planta de viga de cimentación para el análisis de volcamiento .....	114
<b>Figura 77</b>	Diagrama de momentos en viga de cimentación, torre.....	117
<b>Figura 78</b>	Diagrama de esfuerzos cortantes en viga, torre .....	119
<b>Figura 79</b>	Cargas de servicio D+L, losa de cimentación, torre de transmisión, SAP2000 .....	120
<b>Figura 80</b>	Planta arquitectónica de torre de transmisión para análisis de momento .....	121
<b>Figura 81</b>	Esquema en planta para análisis de presiones en torre .....	123
<b>Figura 82</b>	Cargas de servicio mayoradas para torre 1.2D+1.6L, SAP2000 .....	124
<b>Figura 83</b>	Tipos de columnas de acuerdo a su ubicación en planta, torre.....	124
<b>Figura 84</b>	Columna central para análisis de punzonamiento en torre .....	125
<b>Figura 85</b>	Esquema en planta de losa de cimentación para el análisis de volcamiento.....	127
<b>Figura 86</b>	Franjas horizontales tipo pata torre.....	130
<b>Figura 87</b>	Franja equivalente para el diseño y-y .....	131
<b>Figura 88</b>	Diagrama de esfuerzos para el análisis de las franjas horizontales I y II.....	131
<b>Figura 89</b>	Franjas verticales tipo para torre.....	132
<b>Figura 90</b>	Franja equivalente para el diseño x-x .....	133
<b>Figura 91</b>	Diagrama de esfuerzos para el análisis de las franjas verticales I y II.....	133
<b>Figura 92</b>	Curvas de capacidad admisible, suelo E, zapata aislada, galpón, N55=1 .....	135
<b>Figura 93</b>	Curvas de capacidad admisible, suelo tipo E, viga de cimentación, galpón, N55=1 .....	135
<b>Figura 94</b>	Curvas de capacidad admisible, suelo E, losa de cimentación galpón, N55=1 .....	136
<b>Figura 95</b>	Curvas de capacidad admisible, suelo E, zapata aislada, galpón, N55=10.....	137
<b>Figura 96</b>	Curvas de capacidad admisible, suelo E, viga de cimentación, galpón, N55=4.....	140
<b>Figura 97</b>	Curvas de capacidad admisible, suelo E, zapata aislada, torre, N55=1 .....	144
<b>Figura 98</b>	Curvas de capacidad admisible, suelo E, viga de cimentación, torre, N55=1 .....	145
<b>Figura 99</b>	Curvas de capacidad admisible, suelo tipo E, losa de cimentación, torre, N55=1 ..	145
<b>Figura 100</b>	Curvas de capacidad admisible, suelo tipo E, viga de cimentación, torre, N55=2148	



## RESUMEN

Este trabajo de titulación se basa en el cálculo y evaluación estructural referido al diseño de diferentes tipos de cimentaciones superficiales adecuados a dos estructuras de acero ligeras típicas de la práctica nacional, siendo estas: un galpón industrial y una torre de transmisión triangular auto soportada de 36 m de altura. Para ello, se realizó el cálculo de las cargas principales que afectan a este tipo de estructuras, mediante las ecuaciones establecidas tanto en la normativa ecuatoriana de la construcción como en la Structural Standards for Steel Antenna Towers and Antenna Supporting Structures, siendo esta última un código internacional que contiene los parámetros mínimos para el diseño de antenas, por consiguiente, una vez determinadas estas cargas, mediante el paquete computacional SAP2000 el cual permite simular el comportamiento de las estructuras, se dimensionó cada una de estas, mediante un proceso iterativo de ingreso de diferentes perfiles metálicos, hasta cumplir con los parámetros básicos para el dimensionamiento. Posterior a ello, se obtuvo las cargas de servicio y mayoradas del programa de elementos finitos SAP2000, para lo cual, además, se desarrolló mediante las ecuaciones semiempíricas propuestas por Bowles y Meyerhof las curvas de capacidad admisible para el perfil de suelo tipo C y E, referido a las estructuras mencionadas anteriormente; por consiguiente, se realizó el diseño de: zapata aislada cuadrada, viga de cimentación y losa de cimentación. Una vez culminada la etapa de diseño, mediante el análisis técnico y económico con base en el estudio de precios unitarios, se determinó el tipo de cimentación óptimo desde el punto de vista ingenieril salvando la economía empleada para la construcción de la infraestructura de esta tipología estructural.

*Palabras clave:* cimentaciones superficiales, galpón industrial, torre triangular autosoportada, cargas de viento en torres, volcamiento

## ABSTRACT

This degree work is based on the calculation and structural evaluation referred to the design of different types of surface foundations for two types of typical light steel structures of the national practice, being these: an industrial shed and a self-supported triangular transmission tower of 36 m of height. For this purpose, the calculation of the main loads affecting this type of structures was carried out, using the equations established in the Ecuadorian construction regulations as well as in the Structural Standards for Steel Antenna Towers and Antenna Supporting Structures, the latter being an international code containing the minimum parameters for antenna design. Consequently, once these loads were determined, using the SAP2000 computational package, which allows simulating the behavior of the structures, each one of them was dimensioned through an iterative process of entering different metallic profiles, until complying with the basic parameters for dimensioning. Subsequently, the service loads and factored loads were obtained from the SAP2000 finite element program, for which, in addition, the allowable capacity curves for soil profile type C and E were developed using the semi-empirical equations proposed by Bowles and Meyerhof, referring to the aforementioned structures; consequently, the design of: square isolated footing, foundation beam and foundation slab was carried out. Once the design stage was completed, by means of the technical and economic analysis based on the unit price study, the optimum type of foundation was determined from the engineering point of view, saving the economy used for the construction of the infrastructure of this structural typology.

*Keywords:* shallow foundations, industrial shed, self-supporting triangular tower, wind loads on towers, overturning

# **CAPÍTULO I**

## **ANTECEDENTES Y GENERALIDADES**

### **1 PROBLEMA DE ESTUDIO**

Las estructuras de acero livianas generalmente al estar conformadas por elementos cuya geometría presentan un déficit en el peso propio en comparación con las estructuras tradicionales de hormigón las cuales son consideradas estructuralmente pesadas, hacen que este tipo de estructuras sean aún más vulnerables a la acción de cargas dinámicas como son el viento y el sismo provocando fallas tales como colapso y volteo, debido a ello para compensar esta carencia nos vemos en la necesidad de diseñar distintos tipos de cimientos capaces de contrarrestar el efecto del volteo a fin de garantizar la estabilidad sin sobre-esforzar el suelo donde se asientan, tal es el caso de las subestructuras utilizadas comúnmente tanto para galpones metálicos como torres de transmisión eléctrica o telecomunicaciones.

Lo mencionado, sumado a la problemática de que dentro de la normativa en su capítulo dedicado a la geotecnia y cimentaciones, no se presenta un problema para cada tipo de estructura con sus particularidades, causa una dificultad para la concepción adecuada del diseño de cimentaciones, conllevando una pérdida de tiempo y recursos, cabe mencionar que en la ingeniería civil el campo dedicado a diseñar este tipo de estructuras ha sido poco explorado y por ende depende de cada uno de los diseñadores optar por la optimización tanto a nivel de estructura como a nivel de estabilidad.

### **2 JUSTIFICACIÓN**

El desarrollo de las técnicas de construcción y a su vez la incorporación de nuevos materiales dentro del campo de la ingeniería civil, ha constituido la base para la ejecución de proyectos llevados a una evaluación cada vez más racional y eficiente de los elementos que componen una estructura ya sean vigas, columnas, cimientos, etc.

Existe una amplia gama de literatura en el extranjero dirigida a la optimización de los distintos elementos estructurales, sin embargo, en lo referido a los cimientos superficiales existe hasta ahora muy poca, de entre la cual destaca el trabajo llevado a cabo en Chile por Chagoyén E., Negrín A., Padrón N., Cabrera M. y López L. (2009) en “Diseño Óptimo de Cimentaciones Superficiales Rectangulares”, no obstante, en otros países se puede encontrar investigaciones referentes al tema en mención como es el realizado en la Universidad de El Salvador, en la cual se ha efectuado un proyecto de

grado acerca de las soluciones para el diseño y construcción de cimentaciones de torres de transmisión (Marcela Stefani Ruiz De Abarca, 2018).

En Ecuador, específicamente en la Universidad Central del Ecuador se ha abordado la temática por José Olmedo, en su trabajo de titulación en el cual analiza el diseño de cimentaciones superficiales aplicadas al cálculo de edificios (Olmedo Cueva José Paul, 2013). Sin embargo, en el país son escasas las investigaciones referentes al diseño óptimo de cimentaciones superficiales para estructuras de acero ligeras.

Si tenemos en cuenta que las cimentaciones superficiales son una tipología de uso frecuente, por ser el soporte básico de las estructuras tipo esqueleto, se entenderá la importancia del presente trabajo. Finalmente, hoy en día la búsqueda del modelo más racional comprendido mediante el concepto de Diseño Óptimo resulta en la dotación de habilidades adecuadas a la interpretación del modelo mejor ejecutable tanto en costo como en seguridad.

### **3 OBJETIVOS**

#### **3.1 OBJETIVO GENERAL**

Dimensionar cimentaciones superficiales de uso común para estructuras ligeras de acero, a fin de proponer la más adecuada para los diferentes perfiles de suelo contenidos en la Normativa Ecuatoriana de la Construcción y el estado del arte propio de las cimentaciones.

#### **3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Dimensionar dos estructuras ligeras en acero, galpón industrial y torre de transmisión de acuerdo a la práctica nacional.
- Determinar las curvas de capacidad admisible adecuadas a los perfiles de suelo C y E, para cada estructura de acero ligera.
- Proponer para cada estructura ligera cimentaciones superficiales de uso común de acuerdo a los perfiles de suelo C y E presentes en la NEC.
- Recomendar la cimentación superficial adecuada para cada estructura ligera en base a una comparación técnico – económica.

## CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO

### 4 FILOSOFÍA DE DISEÑO

El presente proyecto se desarrollará de acuerdo al enfoque de diseño LRFD, bajo la aplicación del estándar nacional e internacional.

- AISC 360/341
- NEC 15 (DS-AC-CG-CM)
- TIA/EIA 222

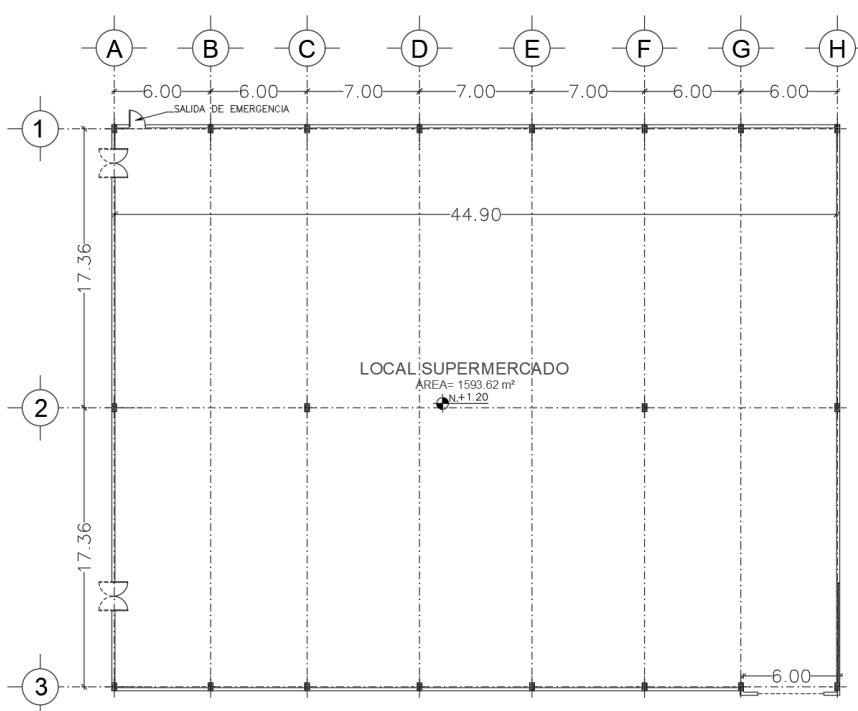
### 5 PROPUESTA

Se plantean dos estructuras de acero reales típicas en la práctica nacional; un galpón industrial como local de venta de productos (figura 1-5) y una torre de transmisión (figura 6), estructuras dirigidas al cumplimiento de los criterios básicos de resistencia y servicio, además de garantizar los principios de estabilidad y presiones del suelo de cimentación; se presenta el esquema de las estructuras consideradas en el presente proyecto.

#### 5.1 GALPÓN INDUSTRIAL

**Figura 1**

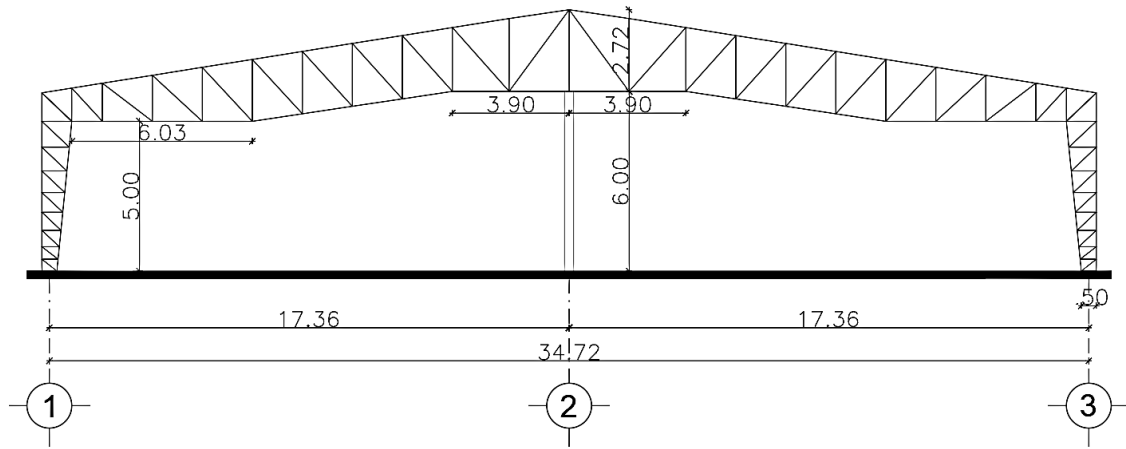
*Modelo en planta del Galpón industrial*



Elaborado por: El Autor.

**Figura 2**

*Corte frontal de Galpón industrial*

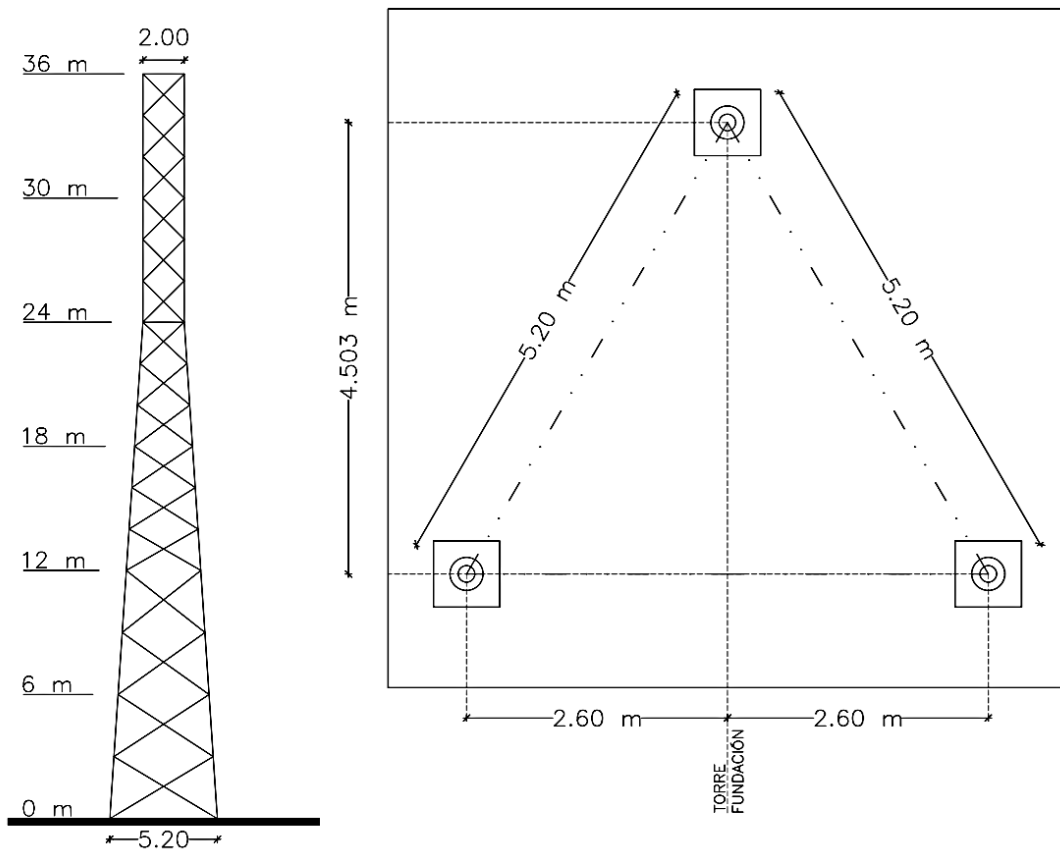


Elaborado por: El Autor.

## 5.2 TORRE DE TRANSMISIÓN

**Figura 3**

*Torre de transmisión, planta y elevación, 36 m*



Elaborado por: El Autor.

## 6 SUELO

En la Tabla 1. se muestra los perfiles de suelo descritos en la Normativa Ecuatoriana de la Construcción.

**Tabla 1**

*Perfiles de suelo*

<b>TIPO</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>DEFINICIÓN</b>
<b>A</b>	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
<b>B</b>	Perfil de roca de rigidez media	$1500$ m/s $> V_s \geq 760$ m/s
<b>C</b>	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante	$760$ m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa
<b>D</b>	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360$ m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100$ kPa $> S_u \geq 50$ kPa
<b>E</b>	Perfiles que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	<b>F1</b> —Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
<b>F</b>	<b>F2</b> —Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H >3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	<b>F3</b> —Arcillas de muy alta plasticidad (H >7.5 m con índice de Plasticidad IP >75)	
	<b>F4</b> —Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H >30m)	
	<b>F5</b> —Suelos con contrastes de impedancia $\alpha$ ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	<b>F6</b> —Rellenos colocados sin control ingenieril.	

*Nota.* Se indica tanto la descripción como la definición adecuada a los perfiles de suelo a nivel nacional. Fuente: MIDUVI, NEC-SE-CM (2015)

## 7 CAPACIDAD DEL SUELO

Se define como capacidad del suelo o capacidad portante del suelo al esfuerzo máximo capaz de soportar el sistema suelo-cimentación previo a alcanzar las condiciones de falla.

Para la determinación de la capacidad admisible del suelo se presentan las siguientes expresiones semiempíricas propuestas en la literatura de geotecnia y cimentaciones por Bowles (ecuación 1-2) y Meyerhof (ecuación 3-4), las cuales consideran los valores representativos de los ensayos SPT para su desarrollo.

### Bowles

$$q_{adm} = \frac{N_{cor}}{F_1} * K_d \rightarrow B \leq F_4 \quad (\text{Ecuación. 1})$$

$$q_{adm} = \frac{N_{cor}}{F_2} * \left(\frac{B+F_3}{B}\right)^2 * K_d \rightarrow B > F_4 \quad (\text{Ecuación. 2})$$

Donde:

- $q_{adm}$ : Capacidad portante admisible del suelo para un asentamiento máximo de 25 mm, Kpa o Ksf dependiendo de las unidades a trabajar.
- $N_{cor}$ : Valor N del SPT corregido para  $N_{55}$  o  $N_{70}$
- B: Ancho de la cimentación en metros o pies, de acuerdo al sistema de medida adoptado para la elección de los factores “F”. (Tabla 2)
- F: Factores para SPT de acuerdo a Bowles, Joseph E, (Tabla 2)
- $K_d = 1 + 0,33 * \frac{D_f}{B} \leq 1.33$  (Sugerido por Meyerhof, 1965). (Ecuación. 4)
- $D_f$ : Profundidad de desplante

**Tabla 2**

*Factores “F” para SPT*

Factor	$N_{55}$		$N_{70}$	
	SI	Fps	SI	Fps
F1	0.05	2.5	0.04	2
F2	0.08	4	0.06	3.2
F3	0.3	1	Igual	Igual
F4	1.2	4	Igual	Igual



*Nota.* Factores para la determinación de la capacidad portante del suelo de acuerdo al Sistema de medida. Fuente: E.BOWLES, Joseph. Foundation Analysis and Design (1997)

Para la Tabla 2:

- SI: Corresponde a los valores de los factores F para el sistema internacional de medida (metros, kg, segundo).
- Fps: Corresponde a los valores de los factores F para el sistema de medida inglés (libra, pie, segundo).

**Para losa de cimentación (Meyerhof, 1965)**

$$q_{adm}[Kpa] = \frac{N_{55}}{0.08} \left( \frac{\Delta H_a}{25.0} \right) * K_d \quad (\text{Ecuación. 3})$$

Donde:

- $K_d = 1 + 0,33 * \frac{D_f}{B} \leq 1.33$  ( Meyerhof, 1965) (Ecuación. 4)
- $\Delta H_a$ : Asentamiento admisible de 50 mm

## **8 PRINCIPALES CARGAS EN ESTRUCTURAS LIVIANAS**

Toda edificación se ve afectada por la influencia de distintos tipos de cargas, esto no es indiferente a las estructuras propuestas por tanto se detallan las principales.

### **8.1 CARGA PERMANENTE**

Las cargas permanentes (o cargas muertas) están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales, tales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura. (NEC-SE-CG)

### **8.2 CARGA VIVA**

Las sobrecargas que se utilicen en el cálculo dependen de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras. (NEC-SE-CG)

### 8.3 CARGA DE VIENTO: GALPÓN

En la Normativa Ecuatoriana de la Construcción en el apartado de Cargas sísmicas se detalla el proceso para la determinación de las cargas por acción de viento donde se tiene:

- a) Velocidad instantánea máxima del viento como la velocidad de viento para el diseño de estructuras menores a 10 m de altura, de acuerdo a la zonificación, nunca menor a 75 km/h (21m/s).
- b) Velocidad corregida del viento (ecuación 5) como la velocidad instantánea máxima del viento multiplicada por el coeficiente corrección de acuerdo a la altura, zonificación y nivel de exposición al viento de la estructura.

$$V_b = V * \sigma \quad (\text{Ecuación. 5})$$

Donde:

V<sub>b</sub>: Velocidad de viento corregida.

V: Velocidad instantánea máxima de viento medida a 10m de altura en m/s.

σ: Coeficiente de corrección (Tabla 3)

**Tabla 3**

*Coeficiente de corrección de viento*

Altura (m)	Sin Obstrucción (Categoría A)	Obstrucción baja (Categoría B)	Zona edificada (Categoría C)
5	0.91	0.86	0.80
10	1.00	0.90	0.80
20	1.06	0.97	0.88
40	1.14	1.03	0.96
80	1.21	1.14	1.06
150	1.28	1.22	1.15

Fuente: NEC-SE-CG

### 8.4 CARGA DE VIENTO: TORRE DE TRANSMISIÓN

Para la torre auto-soportada se describe el procedimiento establecido por TIA/EIA-222(Structural Standards for Steel Antenna Towers and Antenna Supporting Structures), la cual presenta los requerimientos mínimos para la determinación de la carga de viento.

Según la TIA/EIA-222, la carga horizontal F será determinada para cada sección de la torre mediante la ecuación descrita a continuación:

$$F = q_Z G_H [C_F A_E + \sum(C_A A_A)] \quad (\text{Ecuación. 6})$$

Donde:

F= Fuerza horizontal del viento, N

$q_Z$ = Presión de velocidad del viento, Pa

$G_H$ = Factor de ráfaga

$C_F$ = Coeficiente de fuerza de la estructura

$A_E$ = Área proyectada efectiva de los elementos estructurales

$C_A$ = Coeficiente de fuerza para accesorio lineal o puntual

$A_A$ = Área proyectada de los accesorios lineales

$$q_Z = 0.613 * K_Z * V^2 \quad (\text{Ecuación. 7})$$

Donde:

$K_Z$ = Coeficiente de exposición del viento

V= Velocidad del viento para el diseño, m/s

$$K_Z = \left[ \frac{Z}{10} \right]^{2/7} \rightarrow 1.00 \leq K_Z \leq 2.58 \quad (\text{Ecuación. 8})$$

Donde:

Z= Altura medida por encima del nivel del terreno al punto medio de la sección, m

$$G_H = 0.65 + \left[ \frac{0.60}{\frac{h}{10}} \right]^{1/7} \rightarrow 1.00 \leq G_H \leq 1.25 \quad (\text{Ecuación. 9})$$

Donde:

h= Altura total de la estructura, m

$$C_F = 3.4e^2 - 4.7e + 3.4 \quad (\text{Ecuación. 10})$$

Donde:

e= Relación de solidez

$$e = \frac{A_F + A_R}{A_G} \quad (\text{Ecuación. 11})$$

Donde:

$A_F$  = Área proyectada de los componentes planos en una cara.

$A_R$  = Área proyectada de los componentes circulares en una cara.

$A_G$  = Área bruta de la cara de la torre determinada como si la cara fuera maciza.

$$A_E = D_F A_F + D_R A_R R_R \quad (\text{Ecuación. 12})$$

Donde:

$A_E$  = Área efectiva.

$D_F$  = Factor de dirección de viento para componentes estructurales planos.  
(Tabla 4)

$D_R$  = Factor de dirección de viento para componentes estructurales circulares. (Tabla 4)

$R_R$  = Factor de reducción para componentes estructurales circulares.

**Tabla 4**

*Factores de dirección del viento de acuerdo con el componente estructural*

<b>FACTORES DE DIRECCIÓN DEL VIENTO</b>						
<b>Sección transversal de la torre</b>	<b>Cuadrada</b>			<b>Triangular</b>		
	<b>Dirección del viento</b>	Normal	±45	Normal	60°	±90°
$D_F$	1.0	1+0.75e (1.2 max.)		1.0	0.80	0.85
$D_R$	1.0	1+0.75e (1.2 max.)		1.0	1.00	1.00

Fuente: TIA/EIA 222

$$R_R = 0.51e^2 + 0.57 \leq 1.00 \quad (\text{Ecuación. 13})$$

## 8.5 CARGA DE VIENTO: ANTENAS

$$F_a = C_A * A_A * K_Z * V^2 \quad (\text{Ecuación. 14})$$

Donde:

$F_a$  = Fuerza axial del viento actuante a lo largo del eje de la antena, lb

$K_z$  = Coeficiente de exposición del viento (ecuación 8)

$V$  = Velocidad del viento, mph

$C_A$  = Coeficiente de fuerza, accesorio lineal para ángulo  $0^\circ$ , (ver Anexo 1)

$A_A$  = Área proyectada de los accesorios lineales, ft<sup>2</sup>

## 8.6 CARGA SISMICA

Dentro de la Normativa Ecuatoriana de la Construcción en el apartado de Diseño Sismorresistente se describe a los Métodos de análisis Estático Lineal y el No lineal, modal espectral como el método 1 de diseño basado en fuerzas (DBF).

### a) Método estático lineal

De acuerdo a la NEC-SE-DS, se podrá aplicar el método estático para estructuras de ocupación normal. El factor Z definido en la sección 3.1.1 de la NEC-SE-DS, será utilizado para definir la PGA, y por ende el espectro en aceleración  $S_a(T)$ .

Donde:  $S_a(T)$ : Aceleraciones del Espectro de respuesta elástico (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del periodo o modo de vibración de la estructura. Z: Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g. PGA: Valor de la aceleración sísmica esperada en la superficie del terreno (Peak Ground Acceleration). (NEC-SE-DS)

### b) No lineal, modal espectral

La NEC-SE-DS menciona que se aplicará este método para estructuras de ocupación especial, esenciales, bien como puentes, obras portuarias y otras estructuras diferentes a las de edificación. En este caso, se usarán las curvas de peligro definidas en la sección 3.1.2 del mismo apartado.

## 9 DISEÑO GENERAL PARA PLACA BASE

En cuanto al diseño de la placa base se considera únicamente a la carga axial transmitida por las columnas metálicas, debido a que este es un elemento estructural intermedio de conexión, que sirve de interfaz entre las columnas y cimentaciones, transmitiendo la carga axial a un área mayor de contacto, la cual se encuentra unida

mediante tornillos, generando con ello una rotula o articulación la cual permite cierto grado de rotación para la estructura, para ello, se presenta los tres casos generales sujetos únicamente a la acción de cargas axiales, siendo estos basados en la guía de diseño “BASE PLATE AND ANCHOR ROD DESIGN 1, Second Edition”, perteneciente a la Norma AISC 2005,

$$\text{CASO I: } A_2 = A_1$$

$$\text{CASO II: } A_2 \geq 4A_1$$

$$\text{CASO III: } A_1 < A_2 < 4A_1$$

Donde:

$A_1$  = área de la placa base

$A_2$  = área máxima de la superficie de soporte

De acuerdo a lo mencionado en Base Plate and Anchor Rod Design se establece al Caso I como el proceso de diseño más directo para la determinación de las dimensiones de la placa igualando los valores de  $A_2$  a  $A_1$ , dando como resultado dimensiones más grandes, así mismo, la geometría más pequeña se da como resultado de la relación entre el área de contacto y el área de la placa base, siendo esta mayor o igual a cuatro lo cual conlleva el Caso II, usualmente el Caso III conduce a la presencia de la dimensión de área de concreto mayor a la de la placa sin que esta supere cuatro veces al área de la placa.

En referido al proyecto, se opta por el CASO I, siendo este el procedimiento conservador para el diseño de la placa base; se describe a continuación los pasos para la determinación de la geometría de la placa.

- Determinación del área mínima requerida para la placa  $A_1=A_2$

$$A_1 = \frac{P_U}{\phi_C * 0.85 * f_{rc}} \quad (\text{Ecuación. 15})$$

Donde:

$P_U$  = Carga axial última

$A_1$  = Área mínima requerida de la placa base

$\phi_C$  = Factor de reducción de resistencia al aplastamiento, igual a 0.65.

$A_2$  = Área de la cimentación

$f'c$  = Resistencia a la compresión del hormigón

- Cálculo de dimensiones N y B de la placa base

$$N = \sqrt{A_1} + \Delta \quad (\text{Ecuación. 16})$$

$$B = \frac{A_1}{N} \quad (\text{Ecuación. 17})$$

Donde:

$A_1$  = Área de la placa base

B = Ancho de la placa

N = Longitud de la placa

$\Delta$  = Coeficiente de las dimensiones de la columna

$$\Delta = \frac{0.95h - bf}{2} \quad (\text{Ecuación. 18})$$

Donde:

$bf$  = Ancho de la sección de la columna

h = Alto de la sección de la columna

- Cálculo de la resistencia requerida del hormigón

$$\phi_c P_p = \phi_c * 0.85 * f'c * A_1 \quad (\text{Ecuación. 19})$$

Donde:

$P_p$  = Resistencia del concreto a la compresión

- Determinación de la longitud crítica "l"

$$l = \max(m, n, \lambda n')$$

$$m = \frac{N - 0.95h}{2} \quad (\text{Ecuación. 20})$$

$$n = \frac{B - 0.80bf}{2} \quad (\text{Ecuación. 21})$$

$$\lambda n' = \lambda \frac{\sqrt{h * bf}}{4} \quad (\text{Ecuación. 22})$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1+\sqrt{1-X}} \leq 1 \quad (\text{Ecuación. 23})$$

$$X = \left[ \frac{4hbf}{(h+bf)^2} \right] \frac{Pu}{\phi_c P_p} \quad (\text{Ecuación. 24})$$

Donde:

$l$  = Longitud crítica (longitud que genera el momento mayor en la placa)

$bf$  = Ancho de la sección de la columna

$h$  = Alto de la sección de la columna

$B$  = Ancho de la placa

$N$  = Longitud de la placa

- Cálculo del espesor mínimo requerido en la placa base

$$t_{min} = l * \sqrt{\frac{2*Pu}{\phi_f * f'_y * B * N}} \quad (\text{Ecuación. 25})$$

Donde:

$l$  = Longitud crítica (longitud que genera el momento mayor en la placa)

$P_U$  = Carga axial última

$\phi_f$  = Factor de reducción de resistencia a la flexión, igual a 0.90

$f'_y$  = Esfuerzo de fluencia a tracción del acero

## 10 CIMENTACIONES

Toda construcción civil encuentra su apoyo en el terreno, por tanto, no es indiferente que esta sea base de soporte de las estructuras, esta llamada base conocida como cimentación constituye el nexo de transmisión de las cargas soportadas por la superestructura al suelo, con la finalidad de que la presión transmitida sea menor o igual a la capacidad portante del terreno.

Debido a la diversidad geológica nacional cada cimiento nos presenta un alto grado de incertidumbre, por lo cual, una mezcla de experiencia con algo de información geotécnica y demás documentos informativos referentes a la temática vuelven posible el



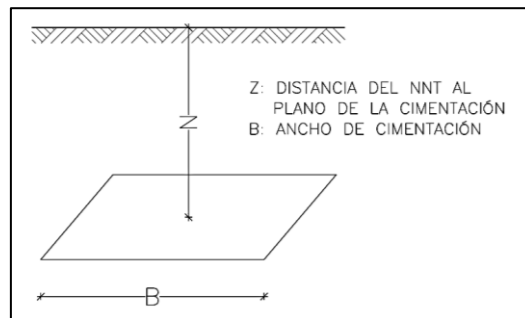
diseño de la zapata, para ello se presenta criterios ingenieriles fundamentales adecuados para una buena cimentación.

- La cimentación debe estar a tal profundidad que se produzca estabilidad física (alteraciones del suelo, erosión)
- La presión transmitida al suelo debe ser menor o igual a la presión admisible del terreno ( $q \leq q_{admisible}$ ).
- El asentamiento producto de las cargas debe ser menor o igual al asentamiento admisible

En general se pueden distinguir a las cimentaciones superficiales y las cimentaciones profundas, de las cuales el presente trabajo se enfoca en las primeras, donde se cumple la relación  $\rightarrow \frac{Z}{B} \leq 4$ ; para ello, en la figura 4, se presenta el esquema básico para las cimentaciones.

#### Figura 4

*Esquema básico de cimentaciones*



*Nota.* Se presenta el esquema básico para la determinación del tipo de cimentación de acuerdo a la profundidad y ancho. Fuente: Braja M. Das (2013).

Donde:

- Z: Profundidad de desplante.
- B: Ancho de la Cimentación

#### 10.1 CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Según Braja M. Das (2013), se puede denominarlas como aquellas donde la profundidad de empotramiento puede ser igual o menor que tres o cuatro veces el ancho de la cimentación, por ello se puede definir como aquellas que se encuentran apoyadas en capas poco profundas del terreno, ya sea debido a que estas son estructuras relativamente

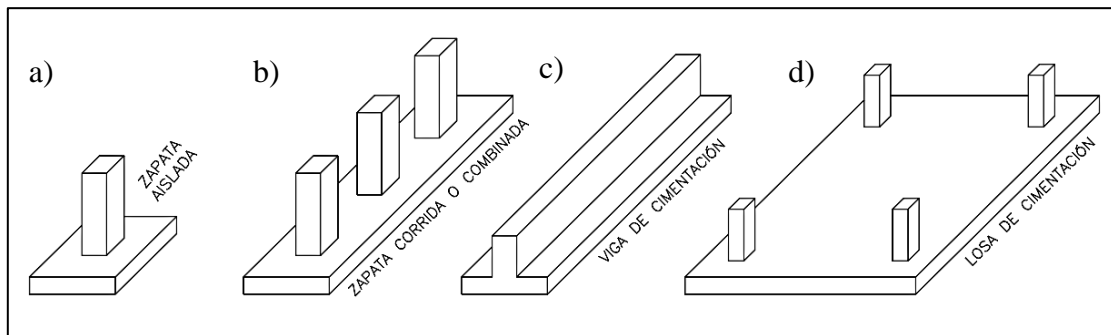
livianas o porque la capacidad admisible del suelo es lo suficientemente alta para soportar la presión actuante; dentro de este tipo de cimentación tenemos:

- Zapatas aisladas (centrada o excéntrica)
- Zapatas corridas o combinadas
- Vigas de cimentación
- Losas de cimentación

En la figura 5, se presenta un esquema referente.

**Figura 5**

*Tipos de Cimentaciones superficiales*



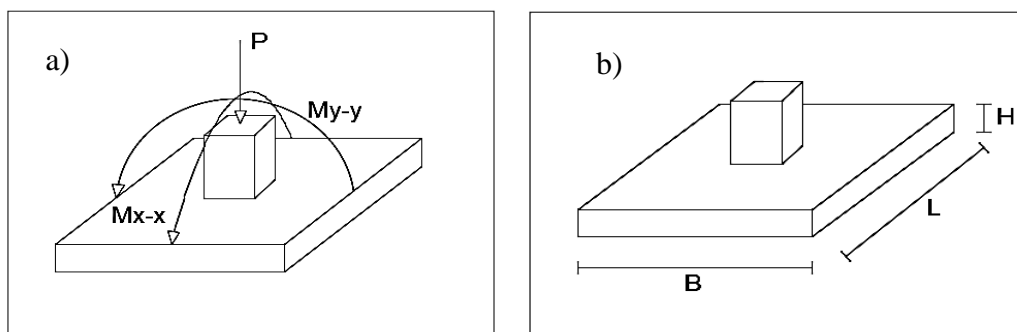
*Nota.* Se muestra en los esquemas: a) Zapata aislada, b) Zapata combinada, c) Viga de cimentación, d) Losa de cimentación. Elaborado por: El Autor.

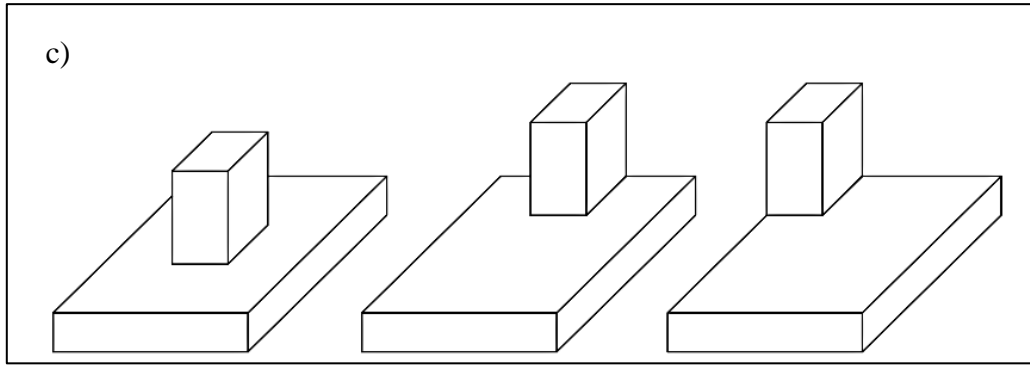
### 10.1.1 ZAPATAS AISLADAS

Generalmente son el apoyo de columnas, utilizadas comúnmente para transmitir cargas concentradas en un solo punto (ver figura 6).

**Figura 6**

*Esquema referencial de zapatas aisladas*





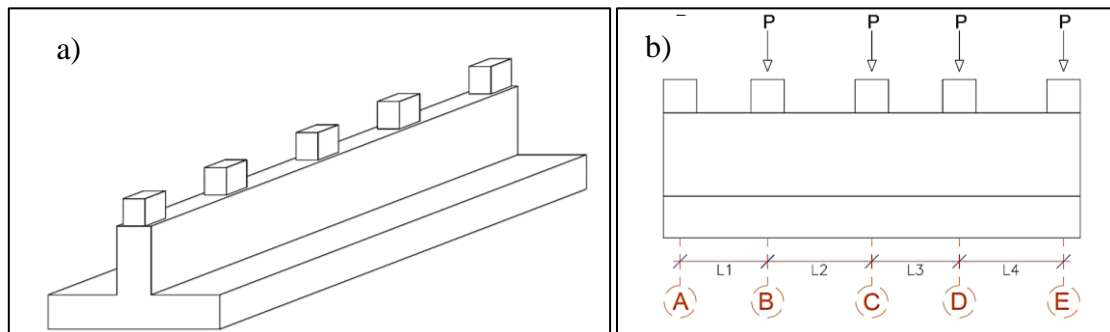
*Nota.* Se muestra: a) Esquema de cargas básicas aplicadas a la cimentación, b) Geometría referencial, c) Tipos de zapata aislada (excéntrica, concéntrica). Elaborado por: El Autor.

### 10.1.2 VIGA DE CIMENTACIÓN

Empleadas en suelos de baja resistencia, donde el área y/o profundidad de las cimentaciones habituales son excesivas, este tipo de cimentación integra de forma lineal varias columnas repartiendo los esfuerzos a lo largo de la viga, se puede llegar a formar vigas en una dirección o bidireccionales formando una especie de malla. (Figura 7)

**Figura 7**

*Esquema de viga de cimentación*



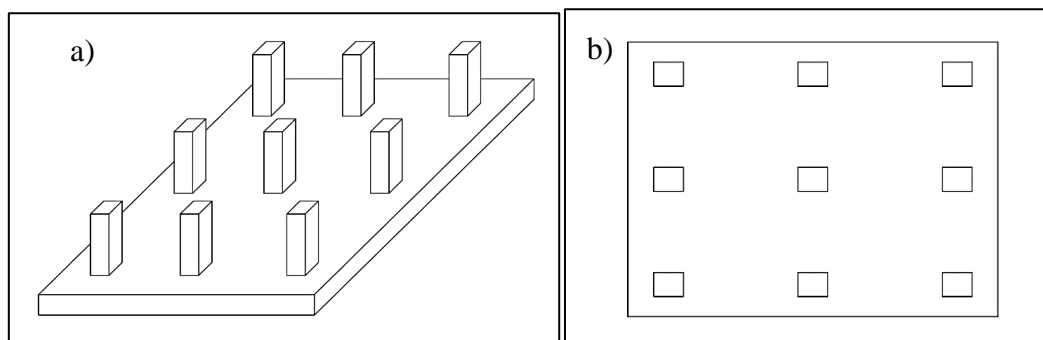
*Nota.* Se muestra: a) Vista 3D de viga cimentación, b) Geometría referencial y cargas aplicadas. Elaborado por: El Autor.

### 10.1.3 LOSA DE CIMENTACIÓN

Transmiten directamente la carga de todos los apoyos individuales (columnas) sobre la losa, generando como área de cimentación a la superficie bajo la estructura. Disminuye en gran medida los esfuerzos en el suelo y los asentamientos diferenciales de la edificación (ver figura 8).

**Figura 8**

*Esquema referencial de losa de cimentación*



*Nota.* Se muestra: a) Vista 3D de losa de cimentación, b) Vista en planta de losa de cimentación. Elaborado por: El Autor.

## 11 PARÁMETROS BÁSICOS PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIONES

Involucra todos los parámetros mencionados con anterioridad como son las cargas, geometría arquitectónica de las estructuras, y en el caso presente, las ecuaciones semiempíricas (ecuación 1-4) a emplearse para la determinación de la capacidad portante del suelo para los diferentes perfiles del terreno propuestos. Además, en la Tabla 5 se presenta de forma rápida la estructura con los parámetros para el diseño de cimentaciones descrita por Olmedo José (2013), en su trabajo de titulación.

**Tabla 5**

*Parámetros básicos para el diseño de cimentaciones*

Nº	PARÁMETRO
1	Geometría de la cimentación.
2	Datos necesarios.
3	Cálculo de la presión neta y los esfuerzos geo-estáticos removido a nivel de desplante de la cimentación del suelo
4	Área de Cimentación requerida
5	Cálculo de las presiones del suelo
6	Presión última del suelo
7	Altura efectiva mínima de cimentación en hormigón armado
8	Esfuerzo último de Punzonamiento crítico
9	Esfuerzo último admisible del hormigón
10	Esfuerzo cortante último a flexión en dirección de L
11	Esfuerzo cortante último a flexión en dirección de B
12	Cálculo del momento último a flexión en dirección de L
13	Diseño de la armadura de acero de refuerzo

<b>14</b>	Cálculo del momento último a flexión en dirección de B
<b>15</b>	Diseño de la armadura de acero de refuerzo
<b>16</b>	Chequeo final de $P_u$ vs $\phi P_n$
<b>17</b>	Comprobación del Diseño

*Nota.* Contiene la estructura básica de diseño de cimentaciones. Fuente: Olmedo José (2013).

*“Si el diseño es óptimo y cumple todos los parámetros de esfuerzos admisibles para una cimentación no será necesario realizar un rediseño de la sección.”* (Olmedo Cueva José Paul, 2013).

Cabe mencionar que los parámetros descritos previamente en la tabla 3, son referenciales, y depende del diseñador desarrollar cada comprobación que se considere pertinente para la ejecución de un diseño óptimo.

## **12 ESTRUCTURAS LIVIANAS**

Son estructuras que al poseer cargas gravitacionales pequeñas y por la acción de fuerzas laterales llegan a generar presiones de gran magnitud en el suelo de cimentación. Provocando que bajo estas condiciones se requiera de grandes áreas de contacto para llevar a cabo el control adecuado de las presiones producto del posible levantamiento/volteo.

### **CAPÍTULO III MARCO METODOLÓGICO**

Para lograr el primer objetivo se planifica la modelación espacial de dos estructuras en acero; siendo estas: galpón industrial y torre de transmisión, para lo cual en la figura 10 y 11 se muestra la geometría arquitectónica a emplear. Para estas estructuras, se deberá definir las dimensiones, las propiedades físicas y mecánicas de cada uno de los elementos que componen la estructura básica, así como, cada una de las solicitaciones a las que estará sometida durante su vida útil.

Para el análisis y diseño de los modelos, se plantea el uso de la herramienta SAP2000, para lo cual, se tomará en cuenta la carga de viento y carga viva, en base a las recomendaciones descritas en la NEC-SE-CG, para el posterior registro de las cargas que se transmiten al suelo de cimentación de cada estructura.

Respecto al segundo objetivo se planteará para cada una de las estructuras de acero los diferentes tipos de cimentaciones superficiales mostrados en la figura 5, para lo cual,

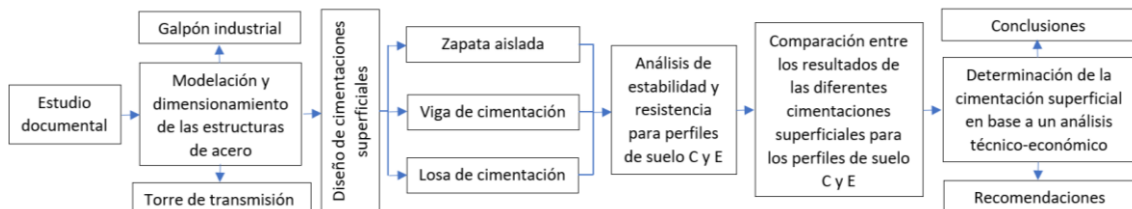
para cada tipo de cimentación propuesta se deberá, definir tanto la geometría y dimensiones como el material que la conforma, tomando en cuenta que estarán cimentadas en perfiles de suelo C y E, para ello se diseñará las estructuras capaces de cumplir con los criterios básicos de resistencia y estabilidad, es importante indicar que para cumplir este objetivo se hará uso del registro de cargas obtenido del primer objetivo.

En cuanto el tercer y último objetivo una vez realizado el diseño de cada una de las cimentaciones se empleará un análisis técnico-económico, con base en un análisis de precios unitarios, considerando para ello únicamente los rubros más importantes para la construcción de las cimentaciones, con lo cual se determinará cuál de las cimentaciones superficiales propuestas para cada una de las estructuras de acero ligeras es la óptima.

En las secciones 13, 14, 15 se presenta las etapas consideradas para el desarrollo de la metodología, siendo estas: fase teórica, de modelación y de análisis; las cuales a su vez están conformadas por una serie de procesos descritos en el siguiente esquema metodológico (figura 9).

**Figura 9**

*Esquema metodológico*



*Nota.* Se describe el proceso general para la ejecución del proyecto. Elaborado por: El Autor.

### 13 FASE TEÓRICA

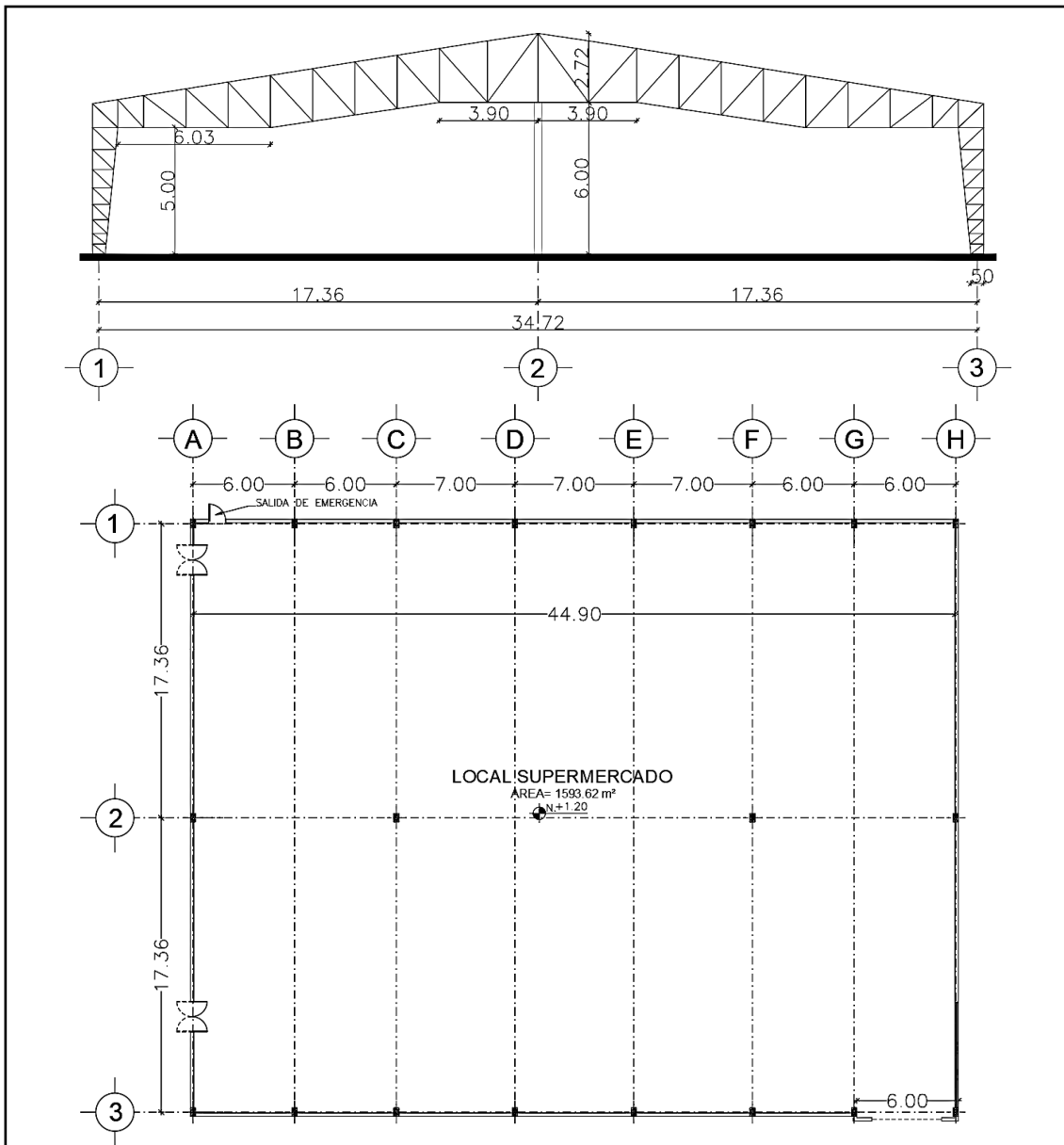
Se llevará a cabo una revisión profunda del estado de arte de las cimentaciones superficiales, a fin de obtener información indispensable para la ejecución del presente proyecto; así mismo, se efectuará un estudio del material para la comprensión de la amplia gama de conceptos utilizados dentro de la bibliografía, en busca de adquirir conocimientos específicos acerca del tema propuesto, esto con la finalidad de aplicar los criterios y consideraciones que se requieren tomar en cuenta dentro del análisis y diseño de las cimentaciones superficiales.

## 14 FASE DE MODELACIÓN

Se realizará el dimensionamiento de dos estructuras de acero reales típicas en la práctica nacional, siendo estas: un galpón industrial (ver figura 10) y una torre de transmisión (ver figura 11).

**Figura 10**

*Galpón industrial*

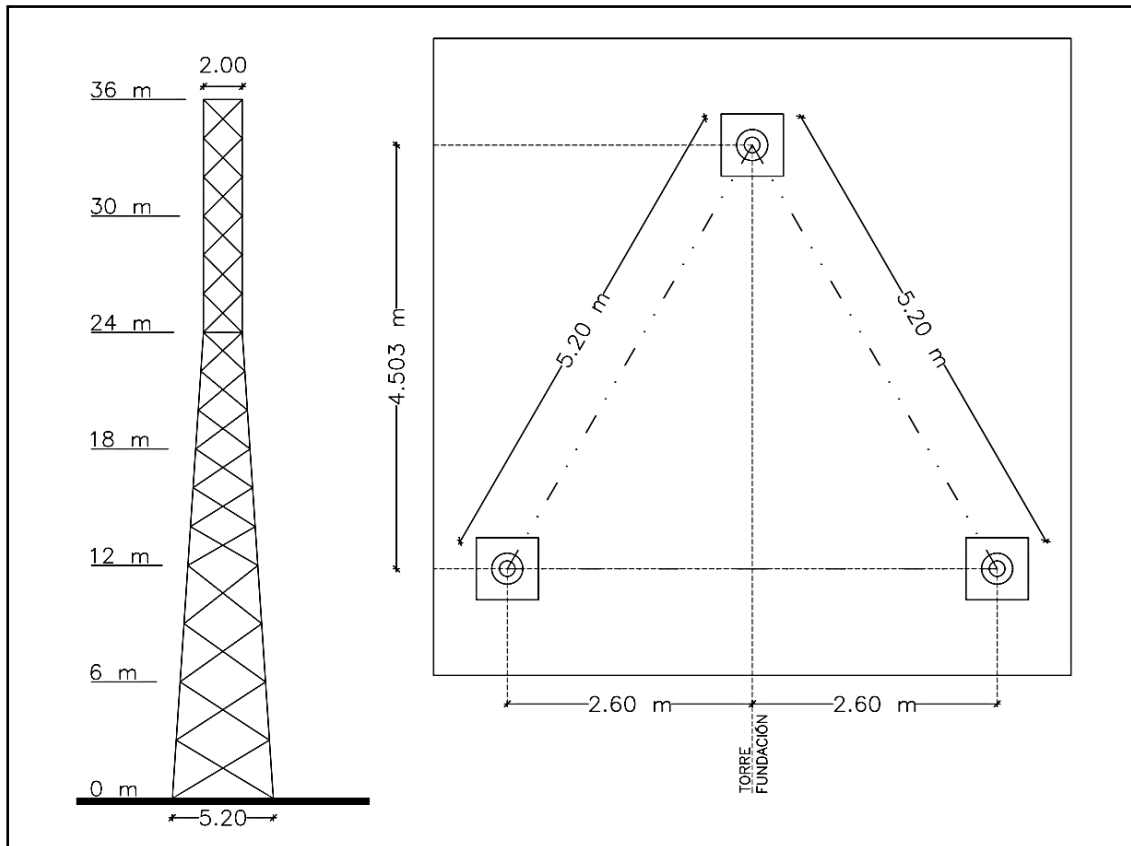


*Nota.* Contiene la geometría arquitectónica general en planta y elevación del Galpón.

Elaborado por: El Autor.

**Figura 11**

*Torre de transmisión, 36 m*



*Nota.* Contiene la geometría arquitectónica general en planta y elevación de la Torre de transmisión. Elaborado por: El Autor.

Dichos modelos serán desarrollados con ayuda del software SAP2000, lo que permitirá una modelación y análisis estructural eficiente.

Una vez dimensionada cada estructura de acero ligera, se procederá al diseño de las cimentaciones superficiales de uso común (figura 5) para cada una de las estructuras metálicas propuestas, de acuerdo a los perfiles de suelo C y E, cabe mencionar que para el desarrollo de este punto se hará uso de las ecuaciones semiempíricas propuestas por Bowles (ver ecuación 1, 2) y por Meyerhof (ver ecuación 3-4) para la determinación de la capacidad portante del suelo; una vez realizado el análisis de estabilidad y resistencia, se dará por terminado el diseño y se efectuará la siguiente fase.

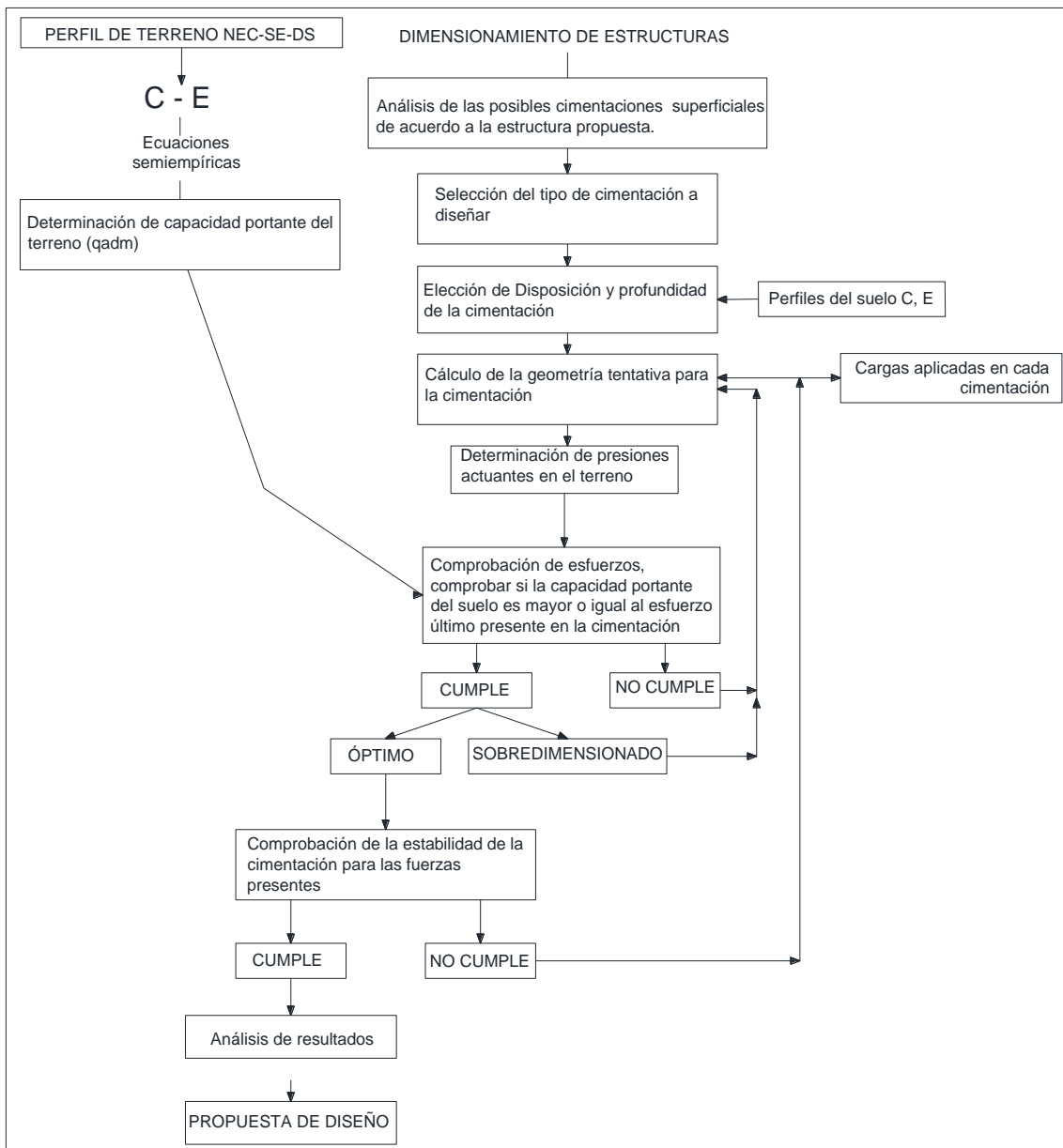
Para ello se hará uso de la herramienta MATHCAD, la cual permitirá además de realizar todos los cálculos de forma sistemática, visualizar paso a paso el proceso de diseño.



Se presenta el siguiente esquema metodológico (figura 12) para el diseño de cimentaciones, basado en la Normativa Ecuatoriana de la Construcción y en el propio estado de arte de fundaciones superficiales.

**Figura 12**

*Esquema metodológico para el diseño de cimentaciones*



*Nota.* Se describe de forma general el proceso metódico a fin de presentar una propuesta de diseño de cimentaciones. Elaborado por: El Autor.

## 15 FASE ANALÍTICA

Una vez ejecutadas las fases antes expuestas, se dará paso a la etapa final, la cual consiste en el análisis de los resultados. Dicha fase se basa en una comparación técnico - económica, de las cimentaciones superficiales de uso común adecuadas para cada estructura de acero ligera propuesta y de esta manera se expondrá cuál de ellas será la óptima.

## CAPÍTULO IV EVALUACIÓN ESTRUCTURAL

### 16 CÁLCULO Y EVALUACIÓN ESTRUCTURAL: GALPÓN INDUSTRIAL

#### 16.1 GEOMETRÍA DE LA ESTRUCTURA

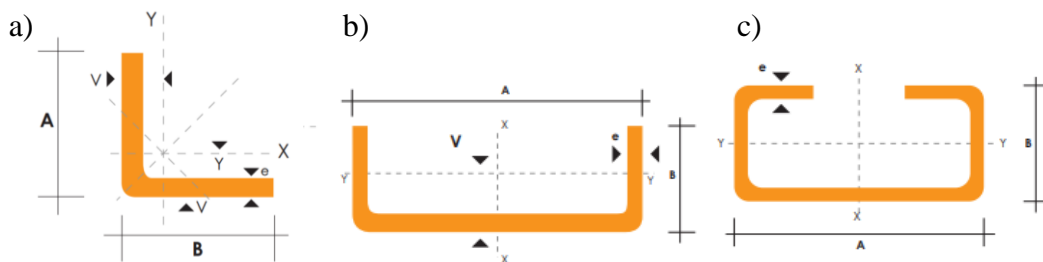
En la figura 10, se presenta la geometría en planta y elevación, ingresada en el paquete computacional SAP2000.

##### 16.1.1 ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Para el análisis en el programa SAP2000 galpón industrial estará compuesta por perfiles metálicos conformados en frío, para lo cual se establece al acero A36 con un esfuerzo de fluencia  $f_y=2530 \text{ kg/cm}^2$  y resistencia a la tensión que varía entre  $4080 \text{ kg/cm}^2$  y  $5620 \text{ kg/cm}^2$ , siendo estos: tipo C para vigas y columnas, perfiles tipo L para las diagonales y perfiles tipo G para las correas, los cuales se muestran en la figura 13.

#### Figura 13

*Perfiles metálicos para galpón*



*Nota.* Se muestra: a) Perfil tipo L, b) Perfil tipo C, c) Perfil tipo G. Fuente: DIPAC.

#### 16.2 ANÁLISIS DE CARGAS

En la sección 16.2.1 y 16.2.2, se presentan las tablas correspondientes a la cuantificación de las cargas a analizarse de acuerdo a la estructura metálica tipo galpón,

siendo estas: carga muerta (tabla 6), carga viva (tabla 8). Además, dentro de estas secciones se describe el ejemplo de cálculo para cada caso.

### 16.2.1 CARGA MUERTA

**Tabla 6**

*Carga muerta del galpón metálico*

CARGA MUERTA		
Carga muerta sobre cubierta metálica	10	Kg/m <sup>2</sup>

Elaborado por: El Autor.

#### Análisis de carga muerta sobre correas (tabla 7)

- **Ejemplo de cálculo:** CM sobre correas TIPO 1

$$\text{Longitud de correa} = 6.00 \text{ m}$$

$$\text{Ancho cooperante correa: Tipo 1} = 1.51 \text{ m}$$

$$\text{Área cooperante} = \text{Long}_{\text{correa}} * \text{Ancho}_{\text{coop,tipo 1}} = 9.06 \text{ m}^2$$

$$\text{Carga muerta colaborante} = 9.06 \text{ m}^2 * 10 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 90.6 \text{ kg}$$

$$\text{Carga muerta sobre correas (CM)} = \frac{90.6}{6} = 15.10 \text{ kg/m}$$

**Tabla 7**

*Carga muerta para galpón aplicada sobre correas*

	LONG CORREA		6 m		
	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3	TIPO 4	TIPO 5
ancho coop (m)	1.51	1.35	1.67	1.79	1.95
A coop (m <sup>2</sup> )	9.06	8.1	10.02	10.74	11.7
CM (kg)	90.60	81.00	100.20	107.40	117.00
<b>CM (kg/m)</b>	<b>15.10</b>	<b>13.50</b>	<b>16.70</b>	<b>17.90</b>	<b>19.50</b>

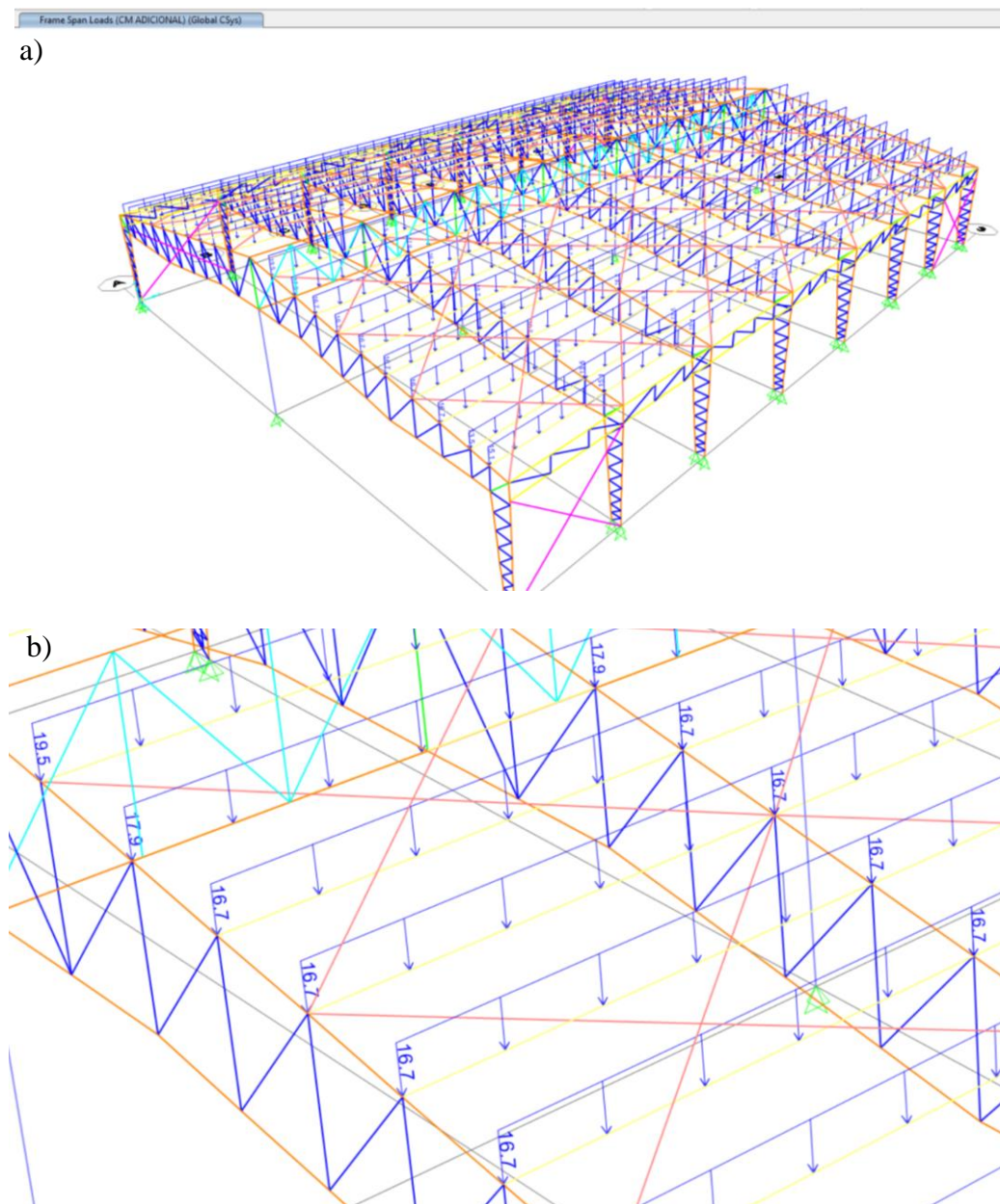
	LONG CORREA		7 m		
	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3	TIPO 4	TIPO 5
ancho coop (m)	1.51	1.35	1.67	1.79	1.95
A coop (m <sup>2</sup> )	10.57	9.45	11.69	12.53	13.65
CM (kg)	105.70	94.50	116.90	125.30	136.50
<b>CM (kg/m)</b>	<b>15.10</b>	<b>13.50</b>	<b>16.70</b>	<b>17.90</b>	<b>19.50</b>

*Nota.* Contiene el análisis de la carga muerta de acuerdo a la longitud de la correa y según su ancho cooperante. Elaborado por: El Autor.

Se presenta a continuación el esquema de cargas muertas sobre correas aplicadas al galpón industrial dentro del paquete computacional SAP2000 (figura 14).

### Figura 14

*Carga muerta aplicada sobre galpón industrial, SAP2000*



*Nota.* Se muestra: a) Vista global 3D de carga muerta aplicada, b) Zoom a correas para visualización de carga muerta. Elaborado por: El Autor.

## 16.2.2 CARGA VIVA

**Tabla 8**

*Carga viva para galpón industrial*

<b>CARGA DE SOBREUSO</b>		
Carga sobre cubierta metálica, Carga viva cubiertas planas, inclinadas y curvas	70	Kg/m <sup>2</sup>

Fuente: NEC-SE-CG.

### Análisis de carga viva sobre correas (tabla 9)

- **Ejemplo de cálculo:** CV sobre correas TIPO 1

*Longitud de correa* = 6.00 m

*Ancho cooperante correa: Tipo 1* = 1.51 m

*Área cooperante* =  $Long_{correa} * Ancho_{coop,tipo 1} = 9.06 m^2$

*Carga viva colaborante* =  $9.06 m^2 * 70 \frac{kg}{m^2} = 634.20 kg$

*Carga viva sobre correas (CV)* =  $\frac{634.20}{6} = 105.70 kg/m$

**Tabla 9**

*Carga viva para galpón industrial aplicado a correas*

	LONG CORREA		6 m		
	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3	TIPO 4	TIPO 5
ancho coop (m)	1.51	1.35	1.67	1.79	1.95
A coop (m <sup>2</sup> )	9.06	8.1	10.02	10.74	11.7
CV (kg)	634.20	567.00	701.40	751.80	819.00
<b>CV (kg/m)</b>	<b>105.70</b>	<b>94.50</b>	<b>116.90</b>	<b>125.30</b>	<b>136.50</b>

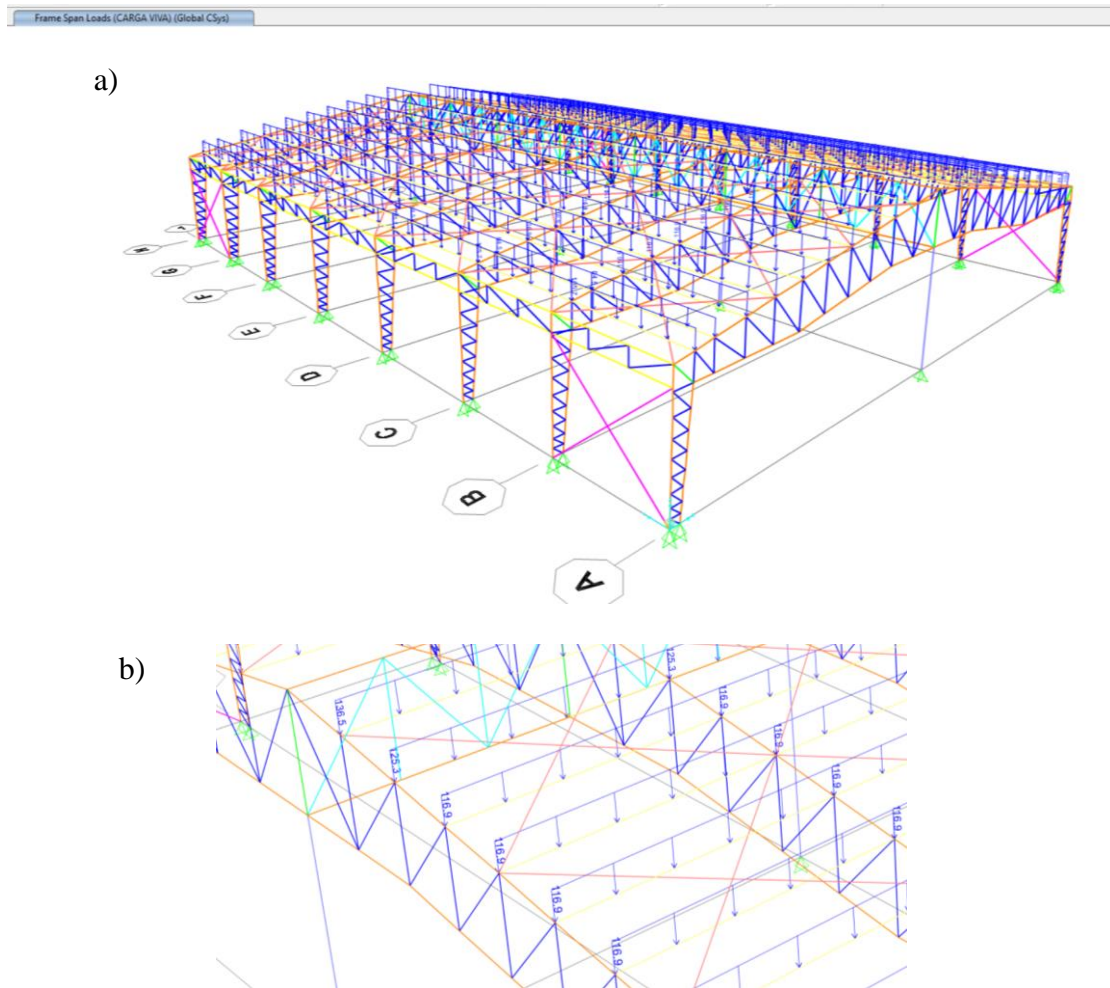
	LONG CORREA		7 m		
	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3	TIPO 4	TIPO 5
ancho coop (m)	1.51	1.35	1.67	1.79	1.95
A coop (m <sup>2</sup> )	10.57	9.45	11.69	12.53	13.65
CV (kg)	739.90	661.50	818.30	877.10	955.50
<b>CV (kg/m)</b>	<b>105.70</b>	<b>94.50</b>	<b>116.90</b>	<b>125.30</b>	<b>136.50</b>

*Nota.* Contiene el análisis de la carga viva de acuerdo a la longitud de la correa y según su ancho cooperante. Elaborado por: El Autor.

Se presenta a continuación el esquema de cargas vivas sobre correas aplicadas al galpón industrial dentro del paquete computacional SAP2000 (figura 15).

### Figura 15

*Carga viva aplicada sobre galpón industrial, SAP2000*



*Nota.* Se muestra: a) Vista global 3D de carga viva aplicada, b) Zoom a correas para visualización de carga viva. Elaborado por: El Autor.

### 16.2.3 CARGAS DE VIENTO

El procedimiento para el cálculo de las fuerzas de viento se determinó de acuerdo a lo expuesto en la NEC-SE-CG (Cargas no sísmicas).

Para su determinación se tomó en cuenta como la velocidad instantánea máxima del viento el valor de 21 m/s (NEC-SE-CG), obteniendo con ello una velocidad de viento

corregida de 18.9 m/s, en función al coeficiente de corrección de viento indicado en la tabla 5 de la NEC-SE-CG para cargas no sísmicas, con la cual se determinó la presión de viento para toda la estructura, en la tabla 10 se indica los parámetros dispuestos para el análisis.

**Tabla 10**

*Parámetros para el análisis de carga de viento aplicada al galpón industrial*

<b>CARGA DE VIENTO</b>			
<b>PARAMETRO</b>	<b>VALOR</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>REFERENCIA</b>
Velocidad instantánea de viento, V	21	m/s	NEC-SE-CG, pag 14
Altura, hn	8.72	m	Plano arquitectónico
Categoría de Exposición	B	s.u	Tabla 5, NEC-SE-CG
Coef. De corrección, $\sigma$	0.9	s.u	Tabla 5, NEC-SE-CG
Velocidad corregida, Vb	18.9	m/s	
Densidad del aire, $\rho$	1.25	kg/m <sup>3</sup>	NEC-SE-CG, pag 15
Coef. altura, ce	0.76	s.u	Tabla 26.10-1, ASCE 7-16
Cf, superficies verticales barlovento	0.8	s.u	Tabla 6, NEC-SE-CG
Cf, superficies inclinadas barlovento	0.3	s.u	Tabla 6, NEC-SE-CG
Cf, superficies inclinadas sotavento	-0.6	s.u	Tabla 6, NEC-SE-CG

Elaborado por: El Autor.

La estructura tipo galpón al ser una estructura liviana para su análisis, se tomó en cuenta un coeficiente de altura o entorno mayor al requerido, correspondiente a una categoría de exposición tipo B, y una altura z=12.2 m con la finalidad de castigar a la estructura de forma crítica para el análisis, cabe mencionar que en la NEC no se establece una tabla que permita la determinación del valor Ce, por tanto, este coeficiente se lo obtuvo de la normativa ASCE 7-16, la cual es base para el desarrollo de las NECs.

$$Velocidad\ corregida\ (V_b) = V * \sigma$$

$$V_b = 21 \frac{m}{s} * 0.90 = 18.9 \frac{m}{s}$$

**Presión de viento para columnas (Barlovento) (Tabla 11)**

**Tabla 11**

*Coefficientes de presión de viento aplicado en columnas a barlovento*

<b>Coefficiente</b>	<b>Valor</b>	<b>Referencia</b>
Factor de forma, Cf	0.8	Tabla 6, NEC-SE-CG
Factor de elevación, Ce	0.76	Tabla 26.10-1 ASCE 7-16

Elaborado por: El Autor.

$$P = \frac{1}{2} * \rho * V_b^2 * C_e * C_f$$

$$P = \frac{1}{2} * 1.25 * 18.9^2 * 0.76 * 0.8 = 135.74 \frac{N}{m^2}$$

$$P = \frac{135.74}{9.81} = 13.84 \frac{kg}{m^2}$$

- **Ejemplo de cálculo:** Carga de viento sobre columnas centrales: TIPO 1

Altura de la columna ( $H_{col}$ ) = 5.95 m

Ancho cooperante columna: Tipo 1 = 6 m

Área cooperante (Área coop) =  $H_{col} * Ancho_{coop,col:tipo 1} = 35.70 m^2$

Carga de viento colaborante =  $A_{coop} * P = 35.70 m^2 * 13.84 \frac{kg}{m^2} = 493.98 kg$

**Carga de viento sobre columna ( $C_{viento}$ ) =  $\frac{493.98}{5.95} = 83.02 kg/m$**

Por consiguiente, según el procedimiento descrito en el ejemplo anterior, se presenta las tablas de resumen obtenidas del cálculo de la presión de viento actuante a barlovento sobre las columnas centrales (tabla 12) y sobre las columnas esquineras (tabla 13).

**Tabla 12**

*Presión de viento sobre columnas centrales*

<b>CARGA DE VIENTO COLUMNAS CENTRALES</b>			
	H columna	5.95 m	
	<b>CENTRALES TIPO 1</b>	<b>CENTRALES TIPO 2</b>	<b>CENTRALES TIPO 3</b>
Ancho coop.	6 m	6.5 m	7 m
Área coop.	35.7 m <sup>2</sup>	38.675 m <sup>2</sup>	41.65 m <sup>2</sup>
C viento=	493.98 kg	535.14 kg	576.31 kg
<b>C viento=</b>	<b>83.02 kg/m</b>	<b>89.94 kg/m</b>	<b>96.86 kg/m</b>

*Nota.* Se presenta el análisis de carga de viento a barlovento aplicado a las columnas centrales de acuerdo a su ancho cooperante. Elaborado por: El Autor.

**Tabla 13**

*Presión de viento sobre columnas esquineras*

<b>COLUMNAS ESQUINERAS</b>		
H columna	5.95	m



Ancho coop.	3	m
Área coop.	17.85	m <sup>2</sup>
C viento=	246.99	kg
<b>C viento=</b>	<b>41.51</b>	<b>kg/m</b>

Elaborado por: El Autor.

### Presión de viento para vigas, (Barlovento) (Tabla 14).

**Tabla 14**

*Coefficientes de presión de viento aplicado a vigas a barlovento.*

Coeficiente	Valor	Referencia
Factor de forma, Cf	0.3	Tabla 6, NEC-SE-CG
Factor de elevación, Ce	0.76	Tabla 26.10-1 ASCE 7-16

Elaborado por: El Autor.

$$P = \frac{1}{2} * 1.25 * 18.9^2 * 0.76 * 0.3 = 50.90 \frac{N}{m^2}$$

$$P = \frac{50.90}{9.81} = 5.19 \frac{kg}{m^2}$$

- **Ejemplo de cálculo:** Carga de viento sobre vigas: Centrales TIPO 1

*Longitud inclinada de la viga (L<sub>viga</sub>) = 17.83 m*

*Ancho cooperante viga: Central Tipo 1 = 6 m*

*Área cooperante (Área coop) = L<sub>viga</sub> \* Ancho<sub>coop viga: central tipo 1</sub> = 106.98 m<sup>2</sup>*

*Carga de viento colaborante = A<sub>coop</sub> \* P = 106.98 m<sup>2</sup> \* 5.19  $\frac{kg}{m^2}$  = 555.10 kg*

*Carga de viento sobre viga (C<sub>viento</sub>) =  $\frac{555.10}{17.83} = 31.13 \text{ kg/m}$*

Por consiguiente, según el procedimiento descrito en el ejemplo anterior, se presenta las tablas de resumen obtenidas del cálculo de la presión de viento actuante a barlovento aplicado a vigas centrales (tabla 15) y vigas de borde (tabla 16).

**Tabla 15**

*Presión de viento a barlovento sobre vigas centrales*

CARGA DE VIENTO VIGAS CENTRALES			
L. viga	17.83	m	
<b>CENTRALES</b>	<b>CENTRALES</b>	<b>CENTRALES</b>	
<b>TIPO 1</b>	<b>TIPO 2</b>	<b>TIPO 3</b>	

Ancho coop.	6 m	6.5 m	7 m
Área coop.	106.98 m <sup>2</sup>	115.89 m <sup>2</sup>	124.81 m <sup>2</sup>
C viento=	555.10 kg	601.36 kg	647.62 kg
<b>C viento=</b>	<b>31.13 kg/m</b>	<b>33.73 kg/m</b>	<b>36.32 kg/m</b>

Elaborado por: El Autor.

**Tabla 16**

*Presión de viento a barlovento aplicado a vigas de borde*

<b>CARGA DE VIENTO VIGAS DE BORDE</b>		
L. viga	17.83	m
Ancho coop.	3	m
Área coop.	53.49	m <sup>2</sup>
C viento=	277.55	kg
<b>C viento=</b>	<b>15.57</b>	<b>kg/m</b>

Elaborado por: El Autor.

**Presión de viento para vigas, (Sotavento) (Tabla 17)**

**Tabla 17**

*Coefficientes de presión de viento para vigas a sotavento*

<b>Coefficiente</b>	<b>Valor</b>	<b>Referencia</b>
Factor de forma, Cf	-0.6	Tabla 6, NEC-SE-CG
Factor de elevación, Ce	0.76	Tabla 26.10-1 ASCE 7-16

Elaborado por: El Autor.

P= -101.80485 N/m<sup>2</sup>

P= -10.37766055 kg/m<sup>2</sup>

De acuerdo al procedimiento expuesto para el cálculo de presión de viento a barlovento para vigas, se tiene la tabla 18 y tabla 19 de acuerdo a los coeficientes de presión de viento aplicado en vigas a sotavento.

**Tabla 18**

*Presión de viento a sotavento aplicado a vigas centrales*

<b>CARGA DE VIENTO VIGAS CENTRALES</b>		
L. viga	17.83	m
<b>CENTRALES TIPO 1</b>	<b>CENTRALES TIPO 2</b>	<b>CENTRALES TIPO 3</b>

Ancho coop.	6 m	6.5 m	7 m
Área coop.	106.98 m <sup>2</sup>	115.89 m <sup>2</sup>	124.81 m <sup>2</sup>
Cviento=	-1110.20 kg	-1202.72 kg	-1295.24 kg
<b>Cviento=</b>	<b>-62.27 kg/m</b>	<b>-67.45 kg/m</b>	<b>-72.64 kg/m</b>

Elaborado por: El Autor.

**Tabla 19**

*Presión de viento a sotavento sobre vigas de borde*

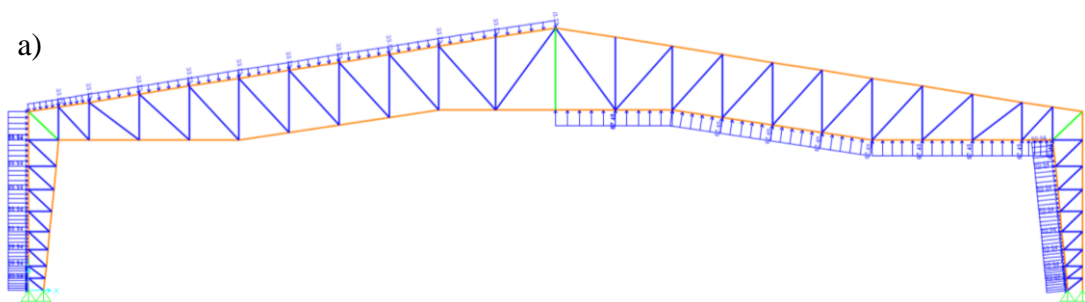
<b>CARGA DE VIENTO VIGAS DE BORDE</b>		
L. viga	17.83	m
Ancho coop.	3	m
Área coop.	53.49	m <sup>2</sup>
Cviento=	-555.10	kg
<b>Cviento=</b>	<b>-31.13</b>	<b>kg/m</b>

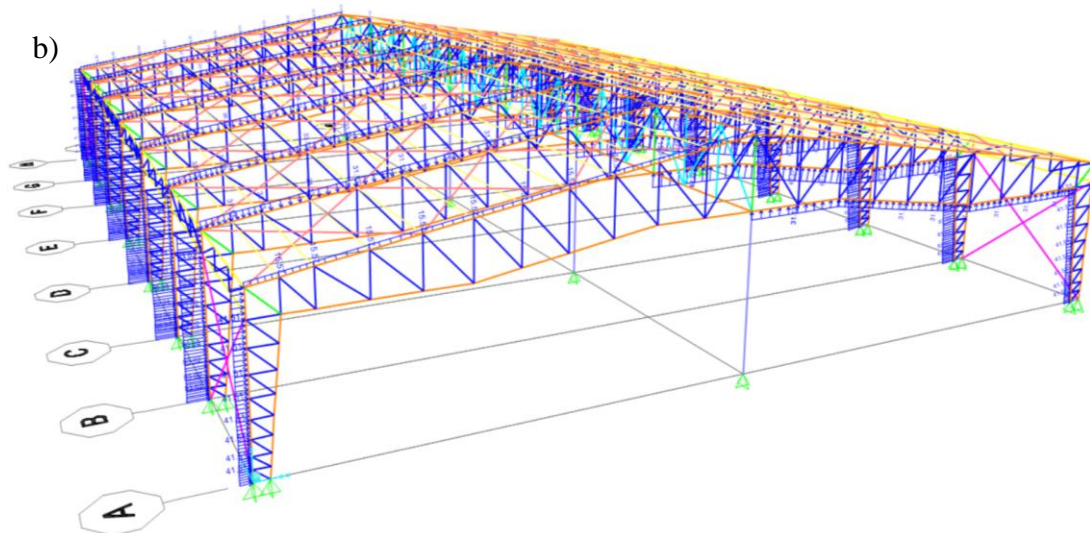
Elaborado por: El Autor.

En la figura 16, se presenta un pórtico tipo correspondiente al galpón industrial dentro del paquete computacional SAP2000, en cual se puede visualizar las cargas de viento para columnas y vigas determinadas en la sección 16.2.3, tomando en cuenta la presión del viento a barlovento y sotavento.

**Figura 16**

*Cargas de viento, galpón industrial, barlovento y sotavento para pórtico F, SAP2000*





Nota. Se muestra: a) Pórtico tipo para vista de cargas aplicadas a vigas y columnas, b) Vista global 3D de carga de viento. Elaborado por: El Autor.

#### 16.2.4 CARGA SÍSMICA

La carga producto de un sismo será evaluada con el paquete computacional, para ello, se muestra en la tabla 20 los parámetros requeridos para el ingreso del espectro de respuesta (figura 17).

**Tabla 20**

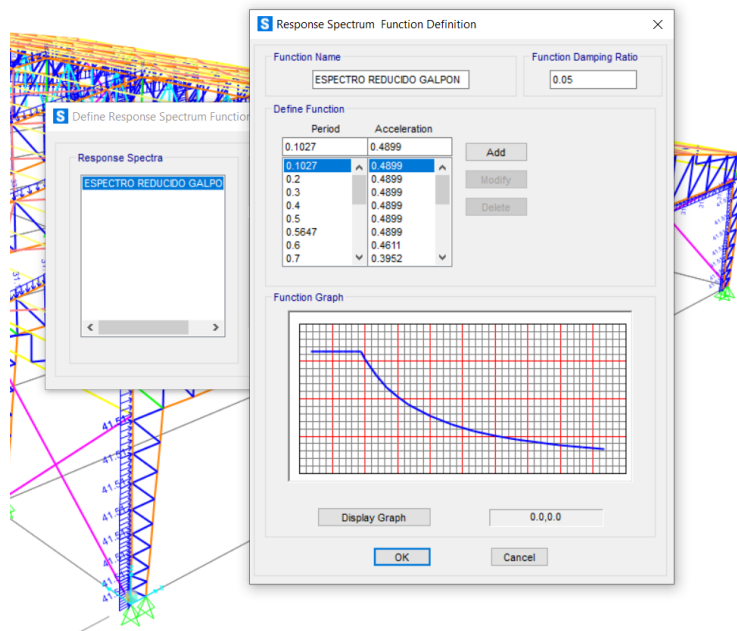
*Parámetros de espectro elástico de diseño*

<b>ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO EN ACELERACIONES (NEC-15)</b>				
<b>Parámetro</b>	<b>Variable</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidades</b>	<b>Referencia NEC-SE-DS</b>
Factor de importancia	<b>I</b>	1.00	s.u	Tabla 6, Sec.4.1
Factor de reducción de respuesta	<b>R</b>	3.00	s.u	Tabla 15, Sec.9.3.7
Zonificación Sísmica	V			Tabla 1, Sec.3.1.1
Región del Ecuador	Sierra			Sec.3.1.1
Factor de aceleración de la zona sísmica	<b>Z</b>	0.40	s.u	Tabla 1, Sec.3.1.1
Relación de amplificación espectral	<b>n</b>	2.48	s.u	Sec.3.3.1
Altura total del elemento	<b>hn</b>	8.72	m	Galpón metalico
Tipo de Suelo	C			Tabla 2, Sec.3.2.1
factor de sitio Fa	<b>Fa</b>	1.20	s.u	Tabla 3, Sec.3.2.2
factor de sitio Fd	<b>Fd</b>	1.11	s.u	Tabla 4, Sec.3.2.2
factor de comportam. inelástico suelo	<b>Fs</b>	1.11	s.u	Tabla 5, Sec.3.2.2
Factor asociado al periodo de retorno	<b>r</b>	1.00	s.u	Sec 3.3.1
Factor de irregularidad en planta	<b>Øp</b>	0.90	s.u	Tabla 13, Sec.5.2.3
Factor de irregularidad en elevación	<b>Øe</b>	0.90	s.u	Tabla 14, Sec.5.2.3
Período teórico metodo 1	<b>T1</b>	0.41	seg.	Sec.6.3.3
Período teórico metodo1 mayorado	<b>T2</b>	0.53	seg.	Sec.6.3.3

Elaborado por: El Autor.

**Figura 17**

*Espectro elástico para galpón, SAP2000*



Elaborado por: El Autor.

Se presenta a continuación el cálculo para la determinación de la aceleración en la meseta, donde:  $T_o$  y  $T_c$  según la NEC-SE-DS corresponden al periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa al sismo de diseño y  $S_a$  corresponde al espectro de respuesta elástico de aceleraciones.

$$T_o = 0.1 * F_s \frac{F_d}{F_a}; \quad T_c = 0.55 * F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_o = 0.1 * 1.11 \frac{1.11}{1.20} = 0.1027 \text{ seg}$$

$$T_c = 0.55 * 1.11 \frac{1.11}{1.20} = 0.5647 \text{ seg}$$

- Para la aceleración en la meseta se tiene:

$$S_a = n * z * F_a \rightarrow 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = 2.48 * 0.40 * 1.20 = 1.1904 \text{ g}$$

$$\text{Aceleración en la meseta} = \frac{S_a(T)}{R * \phi_p * \phi_E} = \frac{1.1904}{3 * 0.90 * 0.90} = \mathbf{0.48988 \text{ g}}$$

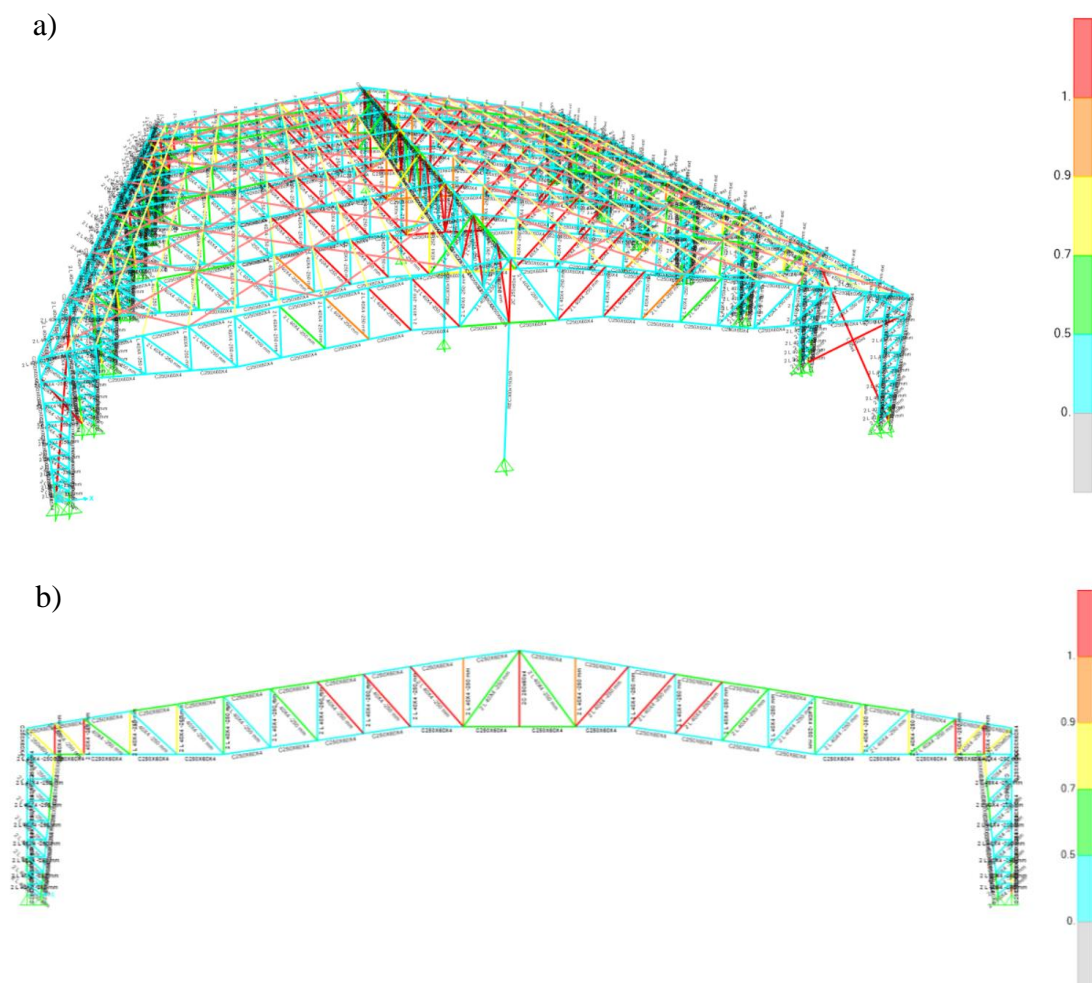
### 16.3 MODELO ESTRUCTURAL

Para el Galpón se presenta la verificación de la capacidad de cada elemento de la estructura, obtenido de SAP2000, donde, los elementos deben estar trabajando dentro de un rango de 0-95% para tener un modelo aceptable. En el caso I se muestra un modelo rústico donde la capacidad de algunos de sus elementos dentro del sistema están trabajando por encima del 100% (ver figura 18), mientras en el caso II se optó por realizar un cambio de elementos por unos de mayor sección a toda la estructura tanto para mejorar el desempeño de los elementos como el de la facilidad de montaje, manteniendo siempre un perfil tipo para cada parte de la estructura sean estas vigas, columnas, cercha interior x-x, cercha interior, y-y (ver figura 21).

#### 16.3.1 CASO I

**Figura 18**

*Modelo estructural de capacidad de los elementos, caso I, SAP2000*



*Nota.* Se muestra: a) Vista global del galpón, b). Pórtico F. Elaborado por: El Autor.

Se toma al pórtico F (figura 18-b) como ejemplo, en el cual se visualiza la diferencia de la capacidad de trabajo de los elementos donde, los elementos en rojo superan la capacidad de los mismos, por tanto, para mejorar el modelo teniendo en cuenta la fase constructiva se reemplazará todos los elementos que componen la cercha interior a fin de no tener diferentes secciones con cada elemento de la cercha dificultando así la construcción y montaje de la estructura, así mismo, para culminar la evaluación de los elementos, de ser el caso se reforzará específicamente a cada elemento.

### 16.3.1.1 MODOS DE VIBRACIÓN, MODELO 1

De acuerdo a la NEC-SE-DS, se tiene que los dos primeros modos de vibración de la estructura deben ser los horizontales (figura 20-a,20-b), además, de ser al menos el 90% de la masa participativa (figura 19); el tercer modo de vibración le corresponde al de rotación (figura 20-c).

**Figura 19**

*Porcentaje de masa participativa, caso I, SAP2000*

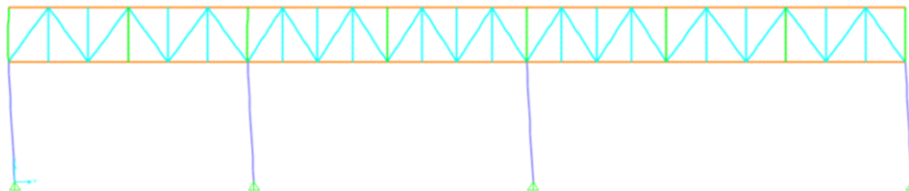
OutputCase	ItemType Text	Item Text	Static Percent	Dynamic Percent
MODAL	Acceleration	UX	99.5351	94.4159
MODAL	Acceleration	UY	99.7161	95.7784
MODAL	Acceleration	UZ	2.3193	0.6348

Elaborado por: El Autor.

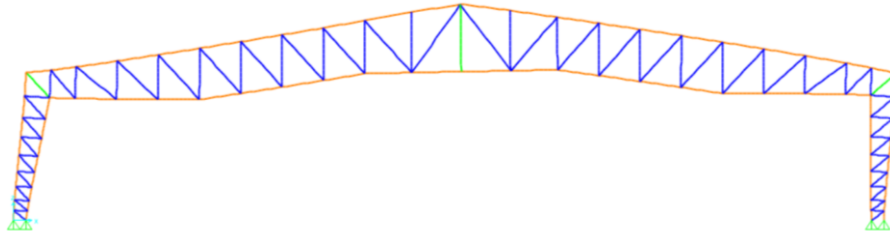
**Figura 20**

*Modos de vibración caso I, SAP2000*

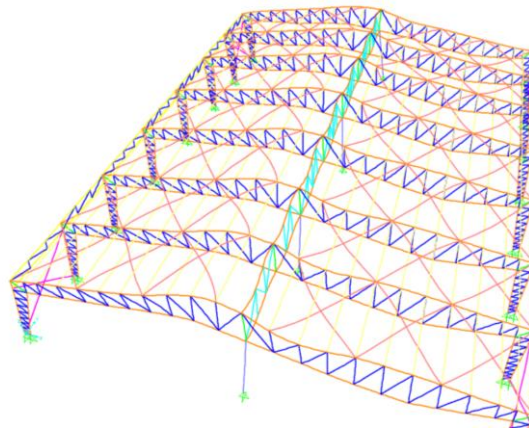
a) Modo de vibración 1, T=0.25587



b) Modo de vibración 2, T=0.25278



c) Modo de vibración 3, T=0.22164



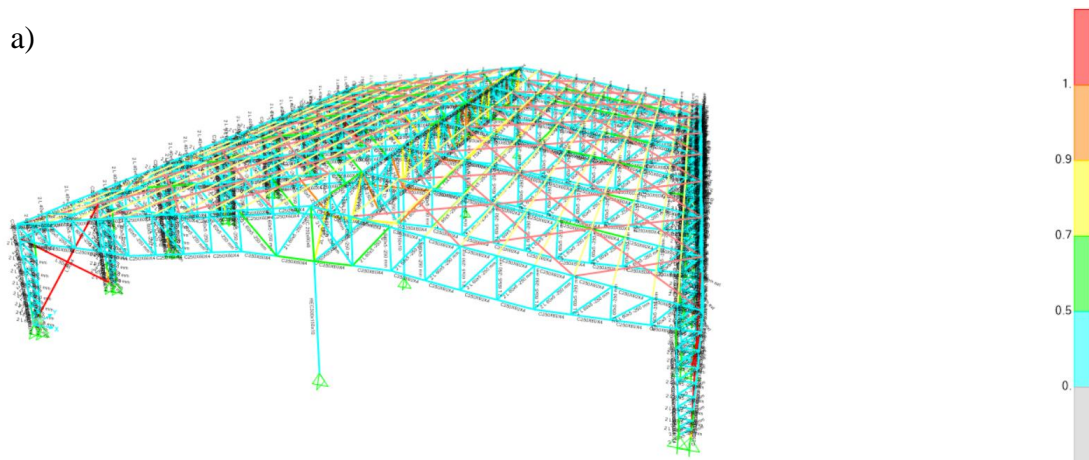
*Nota.* Se muestra: a) Horizontal  $U_x$ , b) Horizontal  $U_y$ , c) Rotación  $U_z$ . Elaborado por: El Autor.

### 16.3.2 CASO 2

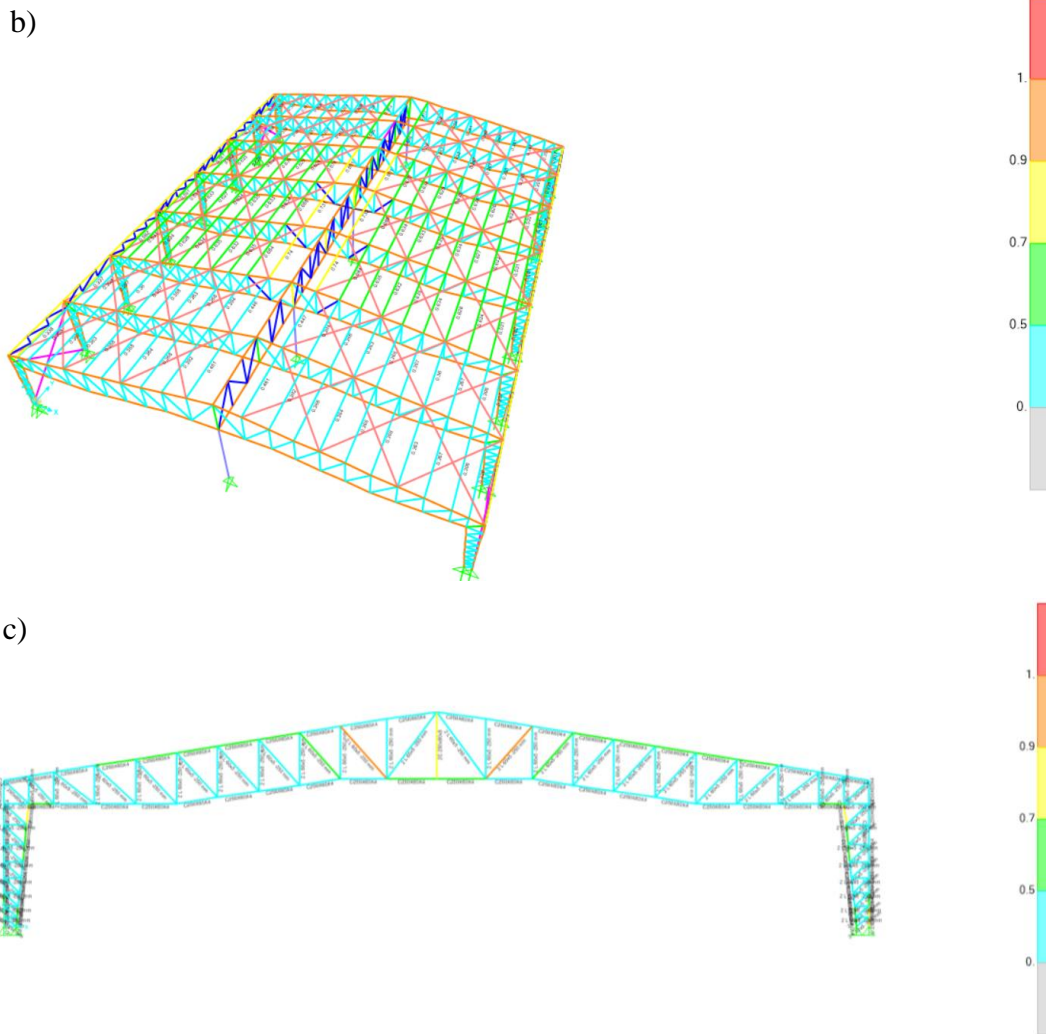
#### Figura 21

*Modelo estructural de capacidad de los elementos, caso II, SAP2000*

a)







*Nota.* Se muestra: a) Vista global del galpón, b). Vista de capacidad de correas, c) Pórtico F. Elaborado por: El Autor.

De igual forma se analiza los elementos del pórtico F (ver figura 21-c), posterior al cambio de secciones, para lo cual, se verificó que la capacidad de los elementos ya no excede su capacidad de trabajo, es decir se encuentra trabajando en el rango adecuado para los elementos de estructuras metálicas, consecuentemente, una vez refinado el modelo donde los elementos no superan su capacidad de trabajo, se debe comprobar nuevamente los parámetros referentes a los modos de vibración y al periodo de vibración de la estructura.

### 16.3.2.1 MODOS DE VIBRACIÓN, MODELO 2

De acuerdo a la NEC-SE-DS, se tiene que los dos primeros modos de vibración de la estructura deben ser los horizontales (figuras 23-a, b), además, de ser al menos el

90% de la masa participativa (figura 22); el tercer modo de vibración le corresponde al de rotación (figura 23-c).

### Figura 22

Porcentaje de masa participativa, caso II, SAP2000

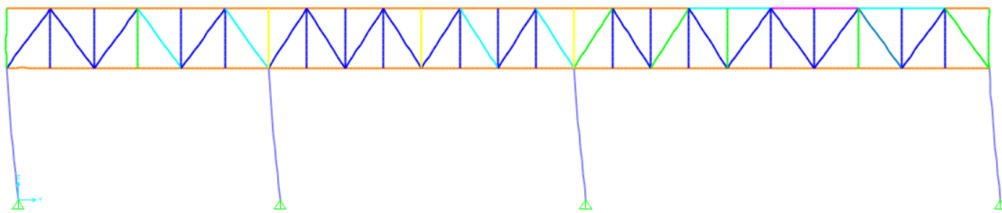
OutputCase	ItemType Text	Item Text	Static Percent	Dynamic Percent
MODAL	Acceleration	UX	99.3528	92.7766
MODAL	Acceleration	UY	99.5491	94.9448
MODAL	Acceleration	UZ	2.0398	0.4888

Elaborado por: El Autor.

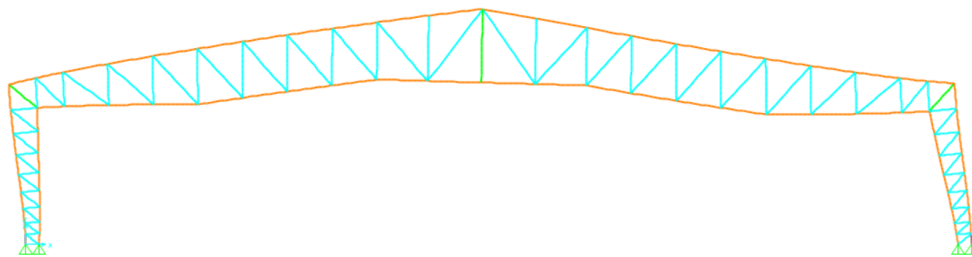
### Figura 23

Modos de vibración, caso II, SAP2000

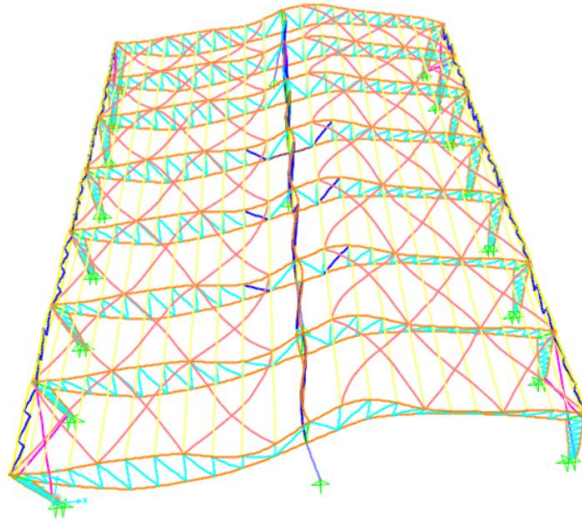
a) Modo de vibración 1, T=0.26706



b) Modo de vibración 2, T=0.24151



c) Modo de vibración 3, T=0.21864



*Nota.* Se muestra: a) Horizontal Ux, b) Horizontal Uy, c) Rotación Uz. Elaborado por: El Autor.

#### 16.4 DISEÑO PLACA BASE: GALPÓN INDUSTRIAL

De acuerdo a lo descrito en la sección 9 del presente proyecto se presenta el ejemplo de diseño de la placa base, asumiendo para el diseño una resistencia de  $f'c=210$  kg/cm<sup>2</sup> para el hormigón,  $f'y=2540$  kg/cm<sup>2</sup> para el acero y una carga axial última de 47.52 ton determinada por el paquete computacional SAP2000.

- Área mínima requerida para la placa

$$A_{1min} = \frac{P_U}{\phi_C * 0.85 * f'c} = \frac{47.52 * 1000}{0.65 * 0.85 * 210} = 409.57 \text{ cm}^2$$

- Dimensiones N y B de la placa base: Se adopta para el cálculo una placa base de geometría cuadrada, donde las medidas mínimas requeridas N y B son:

$$N, B(\text{minimas}) = \sqrt{A_{1min}} = \sqrt{409.57} = 20.238 \text{ cm}$$

Asumimos la geometría de la placa base dejando un mínimo de 10 cm en los bordes para la colocación de los pernos:

$$N = 50 \text{ cm}$$

$$B = 50 \text{ cm}$$

$$A_1 = N * B = 50 * 50 = 2500 \text{ cm}^2 \geq A_{1min}$$

- Resistencia del hormigón

$$\phi_c Pp = \phi_c * 0.85 * f'c * A1$$

$$\phi_c Pp = 0.65 * 0.85 * 210 * 2500 = 290100 \text{ kg}$$

$$\phi_c Pp \geq Pu \therefore \text{Cumple}$$

- Longitud crítica "l"

$$m = \frac{N - 0.95h}{2} = \frac{50 - 0.95 * 30}{2} = 10.75 \text{ cm}$$

$$n = \frac{B - 0.80bf}{2} = \frac{50 - 0.95 * 30}{2} = \mathbf{13.00 \text{ cm}}$$

$$X = \left[ \frac{4hbf}{(h + bf)^2} \right] \frac{Pu}{\phi_c Pp} = \left[ \frac{4 * 30 * 30}{(30 + 30)^2} \right] * \frac{47520}{290100} = 0.164$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} = \frac{2\sqrt{0.164}}{1 + \sqrt{1 - 0.164}} = 0.423 \leq 1$$

$$\lambda n' = \lambda \frac{\sqrt{h * bf}}{4} = 0.423 * \frac{\sqrt{30 * 30}}{4} = 3.171 \text{ cm}$$

$$l = \mathbf{\max(m, n, \lambda n') = 13.00 \text{ cm}}$$

- Espesor mínimo de la placa base

$$t_{min} = l * \sqrt{\frac{2 * Pu}{\phi_b * f'y * B * N}}$$

$$t_{min} = 13 * \sqrt{\frac{2 * 47520}{0.9 * 2540 * 50 * 50}}$$

$$t_{min} = 1.676 \text{ cm}$$

$$t_{adoptado} = 2.00 \text{ cm} \rightarrow \mathbf{500\text{mm} x 500 \text{mm} x 20 \text{mm}}$$

## 17 CÁLCULO Y EVALUACIÓN ESTRUCTURAL: TORRE DE TRANSMISIÓN AUTOPORTANTE DE 36 m

### 17.1 GEOMETRÍA DE LA ESTRUCTURA

Se presenta una torre triangular auto-soportada típica (figura 11), de 36 m de altura constituida principalmente por dos secciones, siendo estas: la base piramidal y el tronco recto, las cuales se dividen en 6 tramos de 6 metros de altura, se indica en la tabla 21 las características geométricas de la torre, para ser ingresadas en el paquete computacional SAP2000.

**Tabla 21**

*Geometría de la torre*

GEOMETRÍA DE LA TORRE					
ESTRUCTURA	MEDIDAS				
	ALTURA	BASE INFERIOR	BASE SUPERIOR	ALTURA BASE PIRAMIDAL	ALTURA TRONCO RECTO
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
Torre triangular autoportada	36.00	5.20	2.00	24.00	12.00

Elaborado por: El Autor.

#### 17.1.1 ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Para el análisis en el programa SAP2000 la torre estará compuesta por perfiles metálicos (ver figura 25) tipo UV para las montantes y perfiles tipo L (figura 24) para las diagonales y horizontales. Se indica en la tabla 22 la descripción de los elementos que componen la torre.

**Tabla 22**

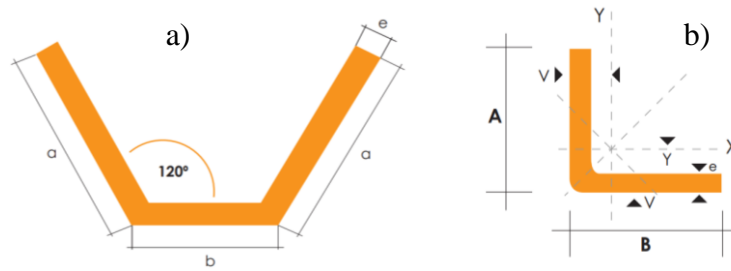
*Perfiles metálicos de la torre triangular*

TORRE TRIANGULAR AUTOSOPORTADA 36 m				
NIVEL	TRAMO	MONTANTE	DIAGONAL	HORIZONTAL
36-30	6	UV 120X70X12	L60X5	L60X5
30-24	5	UV 120X70X12	L60X6	L60X6
24-18	4	UV 120X70X12	L75X6	L75X6
18-12	3	UV 120X70X12	L75X6	L75X6
12-6	2	UV 120X70X12	L75X6	L75X6
6-0	1	UV 120X70X12	L75X6	L75X6

Elaborado por: El Autor.

**Figura 24**

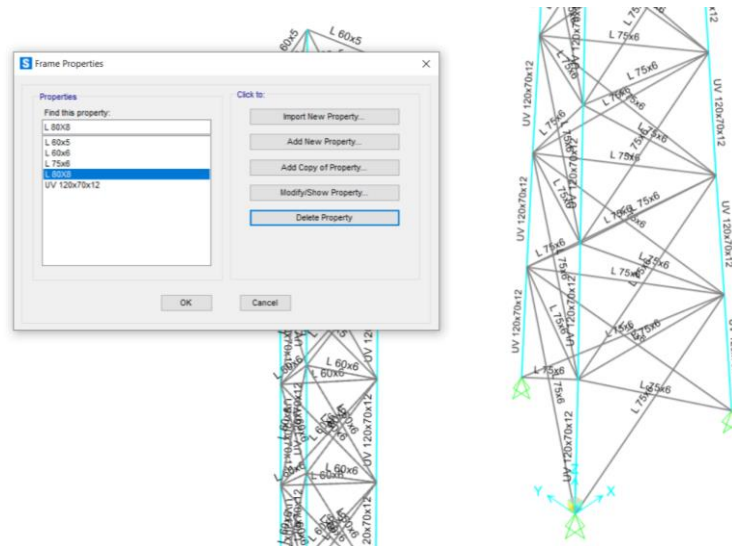
*Perfiles metálicos para torre de transmisión*



*Nota.* Se muestra: a) Perfil tipo UV, b) Perfil tipo L. Fuente: DIPAC.

**Figura 25**

*Perfiles metálicos de torre, SAP2000*



Elaborado por: El Autor.

## 17.2 ANÁLISIS DE CARGAS

La torre estará sometida a diferentes solicitaciones de carga impuestas por el tipo de material y secciones a emplearse, así como también, por la condiciones físicas, geográficas y ambientales, donde se ubicará la estructura.

### 17.2.1 CARGA MUERTA

Definida para el caso como el peso propio de la estructura, y demás componentes no estructurales, siendo estos: el peso de accesorios y de antenas. En la tabla 23 se indica las solicitaciones para los accesorios y antenas, tomando en cuenta que el peso propio es determinado por el programa de análisis estructural SAP2000 (figura 26).

**Tabla 23**

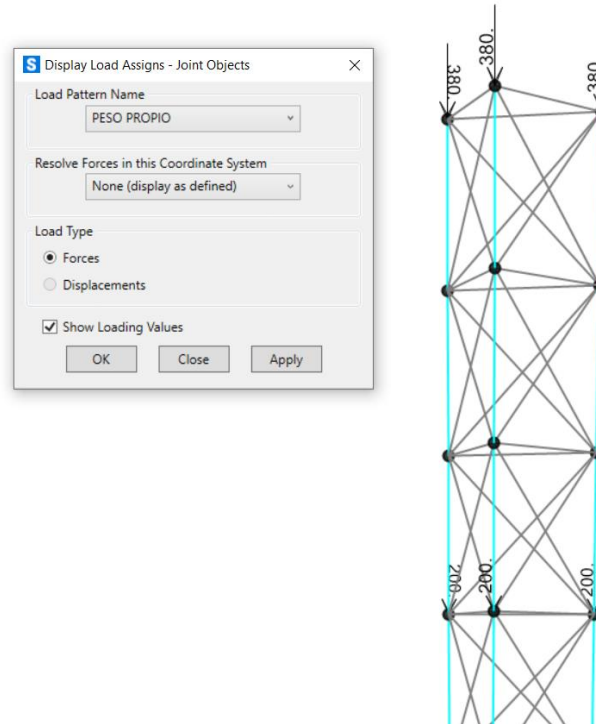
*Solicitaciones de carga muerta para torre*

<b>CARGA MUERTA DE ANTENAS Y ACCESORIOS</b>				
<b>CANTIDAD</b>	<b>TIPO</b>	<b>NIVEL (m)</b>	<b>P. UNITARIO (Kg)</b>	<b>P. TOTAL (Kg)</b>
6	Antena de 2.4x0.3x0.18m Panel	36	50	300
6	6RRU de 0.6x0.4x0.4m	36	50	300
6	Antena de 2.4x0.3x0.18m Panel	30	50	300
6	6RRU de 0.6x0.4x0.4m	30	50	300
6	Escalera con accesorios cada 6 m	36	90	540
<b>CARGA MUERTA TOTAL (Kg)</b>				<b>1740</b>

Elaborado por: El Autor.

**Figura 26**

*Carga muerta en torre, SAP2000*



*Nota.* El peso propio de las antenas será colocado en los nudos de acuerdo a los requerimientos, además, la carga de la escalera será aplicada en la zona más crítica de la torre. Elaborado por: El Autor.

### **17.2.2 CARGA VIVA**

De acuerdo a lo mencionado tanto por Alay Carolina y Olmedo Santiago en sus respectivos trabajos de titulación se toma en cuenta al personal de montaje y

mantenimiento de la estructura, para lo cual, en la tabla 24 se considera una carga mínima de 3 personas de 100 kg cada una, aplicadas en las zonas críticas de la torre (figura27).

**Tabla 24**

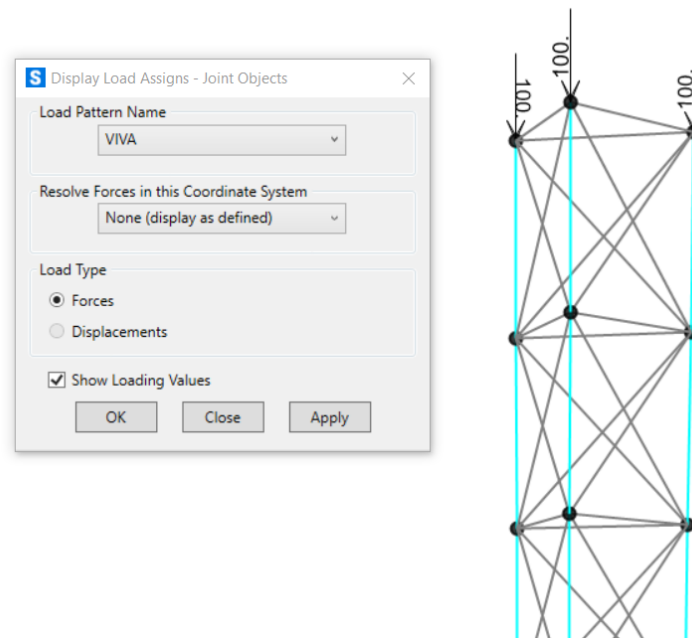
*Carga viva para torre*

CARGA VIVA				
NIVEL (m)	TIPO	CANTIDAD	P. UNITARIO(Kg)	P. TOTAL (Kg)
36	Personal de montaje y mantenimiento	3	100	300

Elaborado por: El Autor.

**Figura 27**

*Carga viva en torre, SAP2000*



Elaborado por: El Autor.

### 17.2.3 CARGAS DE VIENTO SOBRE TORRE

El procedimiento para el cálculo de las fuerzas de viento será adecuado a los parámetros establecidos en la normativa internacional TIA/EIA-222(Structural Standards for Steel Antenna Towers and Antenna Supporting Structures), para ello se tomará una velocidad de diseño de 120 km/h, así mismo, para su determinación se tomó en cuenta las direcciones de viento a 0°,60° y 90° (figuras 28, 29, 30), aplicadas actuando en los ejes principales de la estructura.

- **Ejemplo de cálculo de carga de viento sobre torre (tabla 25): Tramo 30-36 m**



**Tabla 25**

Tramo 30-36 m para ejemplo de cálculo de carga de viento

NIVEL (m)	MONTANTES		DIAGONALES		HORIZONTALES	
	Cara de elemento (mm)	longitud (m)	Cara de elemento (mm)	longitud (m)	Cara de elemento (mm)	longitud (m)
36	120	12	60	16.97	60	6
30	120	12	60	16.97	60	6

Elaborado por: El Autor.

- Área plana

$$\text{Área plana } (A_F) = \text{Cara}_{\text{elemento}} * \text{Long}_{\text{elemento}}$$

$$A_{F,\text{montantes}} = \frac{120}{1000} * 12 = 1.44 \text{ m}^2$$

$$A_{F,\text{Diagonales}} = \frac{60}{1000} * 16.97 = 1.018 \text{ m}^2$$

$$A_{F,\text{Horizontales}} = \frac{60}{1000} * 6 = 0.36 \text{ m}^2$$

$$A_F = A_{F,\text{montantes}} + A_{F,\text{Diagonales}} + A_{F,\text{Horizontales}}$$

$$A_F = 1.44 + 1.018 + 0.36 = 2.818 \text{ m}^2$$

- Coefficiente de exposición de viento

$$K_Z = \left[ \frac{Z}{10} \right]^{2/7}$$

Z= 33 m (punto medio de la sección 30-36 m)

$$K_Z = \left[ \frac{33}{10} \right]^{2/7} = 1.41$$

$$1.00 \leq 1.41 \leq 2.58 \rightarrow \text{Cumple}$$

- Presión de velocidad de viento

$$q_Z = 0.613 * K_Z * V^2$$

$$q_Z = 0.613 * 1.41 * 33.33^2 = 957.998 \text{ Pa}$$

$$q_z = 957.998 * 0.10197 = 97.69 \text{ kg/m}^2$$

- Área gruesa de la sección

$$A_g = 6 * 2 = 12 \text{ m}^2$$

- Radio de solidez

$$e = \frac{A_F}{A_G} = \frac{2.818}{12} = 0.23$$

- Coefficiente de fuerza

$$C_F = 3.4e^2 - 4.7e + 3.4$$

$$C_F = 3.4 * 0.23^2 - 4.7 * 0.23 + 3.4$$

$$C_F = 2.48$$

- Factores de dirección, (Tabla 3).

$$D_{F,Normal} = 1.00$$

$$D_{F,60^\circ} = 0.80$$

$$D_{F,90^\circ} = 0.85$$

- Área efectiva

$$A_{E,normal} = D_F * A_F = 1.00 * 2.818 = 2.82 \text{ m}^2$$

$$A_{E,60^\circ} = 0.80 * 2.818 = 2.25 \text{ m}^2$$

$$A_{E,90^\circ} = 0.85 * 2.818 = 2.40 \text{ m}^2$$

- Factor de ráfaga

$$G_H = 0.65 + \left[ \frac{0.60}{\frac{h}{10}} \right]^{\frac{1}{7}}$$

$$G_H = 0.65 + \left[ \frac{0.60}{\frac{36}{10}} \right]^{\frac{1}{7}} = 1.15$$

$$1.00 \leq 1.15 \leq 1.25 \rightarrow \text{Cumple}$$

- Fuerza horizontal total del viento

$$F = q_Z G_H [C_F A_E]$$

$$F_{normal} = 97.69 * 1.15 * [2.48 * 2.82] = 786.13 \text{ kg}$$

$$F_{60^\circ} = 97.69 * 1.15 * [2.48 * 2.25] = 628.90 \text{ kg}$$

$$F_{90^\circ} = 97.69 * 1.15 * [2.48 * 2.40] = 668.21 \text{ kg}$$

- Fuerza del viento aplicada en cada nodo, de acuerdo a tramos de 6 m

$$F_{nodo} = \frac{F}{\#nodos \text{ de la sección piramidal}}$$

$$F_{normal} = \frac{786.13}{9} = 87.35 \text{ kg}$$

$$F_{60^\circ} = \frac{628.90}{9} = 69.88 \text{ kg}$$

$$F_{90^\circ} = \frac{668.21}{9} = 74.25 \text{ kg}$$

De acuerdo al proceso descrito anteriormente para el cálculo de carga de viento sobre la torre triangular, se presenta las tablas 26, 27, 28, 29, las cuales parten desde la determinación de las áreas de afectación del viento hasta la determinación de la presión total de viento aplicada.

**Tabla 26**

*Área de incidencia del viento sobre la estructura*

DETERMINACIÓN DEL ÁREA DE INCIDENCIA DEL VIENTO							
Nivel (m)	MONTANTES		DIAGONALES		HORIZONTALES		A. Plana Af (m2)
	Cara del elemento (mm)	longitud (m)	Cara del elemento (mm)	longitud (m)	Cara del elemento (mm)	longitud (m)	
36	120	12	60	16.97	60	6	2.818
30	120	12	60	16.97	60	6	2.818
24	120	12	75	18.7634	75	6.8	3.357
18	120	12	75	22.6522	75	9.2	3.829
12	120	12	75	20.0058	75	7.6	3.510
6	120	12	75	22.6456	75	9.2	3.828

Elaborado por: El Autor.

**Tabla 27***Factores de presión de viento por tramos para la torre*

<b>FACTORES DE FUERZA DEL VIENTO SOBRE LA ESTRUCTURA</b>						
Nivel (m)	Kz	Presión de velocidad Qz (kg/m <sup>2</sup> )	A. Gruesa Ag (m <sup>2</sup> )	A. Plana Af (m <sup>2</sup> )	Radio de solidez, e	Coefficiente de fuerza, Cf
36	1.41	97.69	12	2.818	0.23	2.48
30	1.33	92.25	12	2.818	0.23	2.48
24	1.24	85.85	14.4	3.357	0.23	2.49
18	1.12	77.98	19.2	3.829	0.20	2.60
12	1.00	69.45	24	3.510	0.15	2.79
6	1.00	69.45	28.8	3.828	0.13	2.84

Elaborado por: El Autor.

**Tabla 28***Coefficientes de dirección de viento por tramos*

<b>FACTORES DE DIRECCIÓN DE VIENTO</b>						
Nivel (m)	Factor de dirección de viento Df Torre triangular			A. Efectiva de la estructura (Ae), m <sup>2</sup> Torre triangular		
	Normal	60°	90°	Normal	60°	90°
36	1.00	0.80	0.85	2.82	2.25	2.40
30	1.00	0.80	0.85	2.82	2.25	2.40
24	1.00	0.80	0.85	3.36	2.69	2.85
18	1.00	0.80	0.85	3.83	3.06	3.25
12	1.00	0.80	0.85	3.51	2.81	2.98
6	1.00	0.80	0.85	3.83	3.06	3.25

Elaborado por: El Autor.

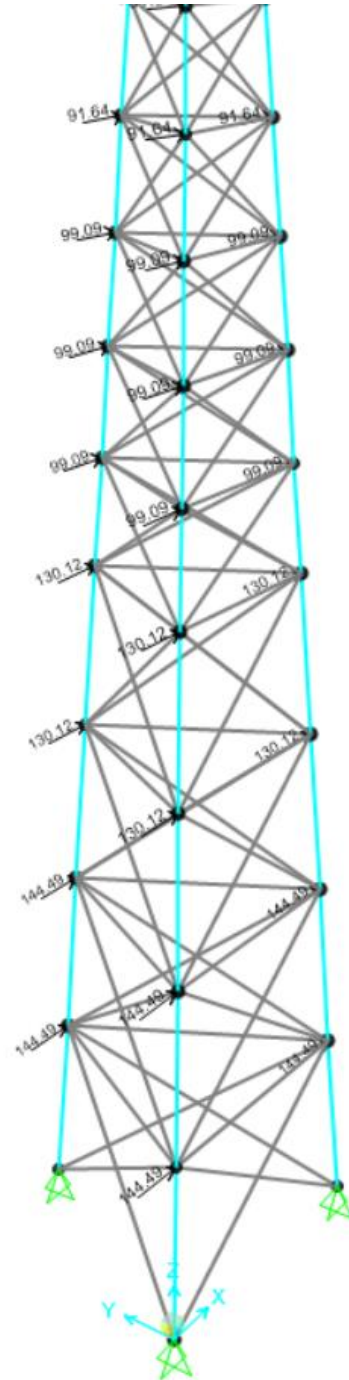
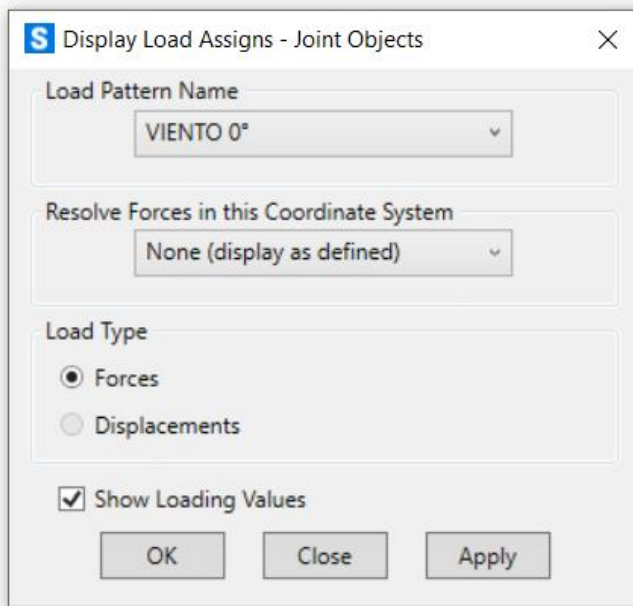
**Tabla 29***Fuerza total de viento sobre la estructura por tramo*

<b>FUERZA SOBRE LA ESTRUCTURA</b>							
Nivel (m)	Factor de ráfaga GH	Fuerza total del viento Torre triangular			Fuerza de viento para cada nodo Tramos de 6 m		
		Normal	60°	90°	Normal	60°	90°
36	1.15	786.13	628.90	668.21	87.35	69.88	74.25
30	1.15	742.32	593.86	630.97	82.48	65.98	70.11
24	1.15	824.80	659.84	701.08	91.64	73.32	77.90
18	1.15	891.83	713.47	758.06	99.09	79.27	84.23
12	1.15	780.73	624.58	663.62	130.12	104.10	110.60
6	1.15	866.74	693.39	736.73	144.46	115.57	122.79

Elaborado por: El Autor.

**Figura 28**

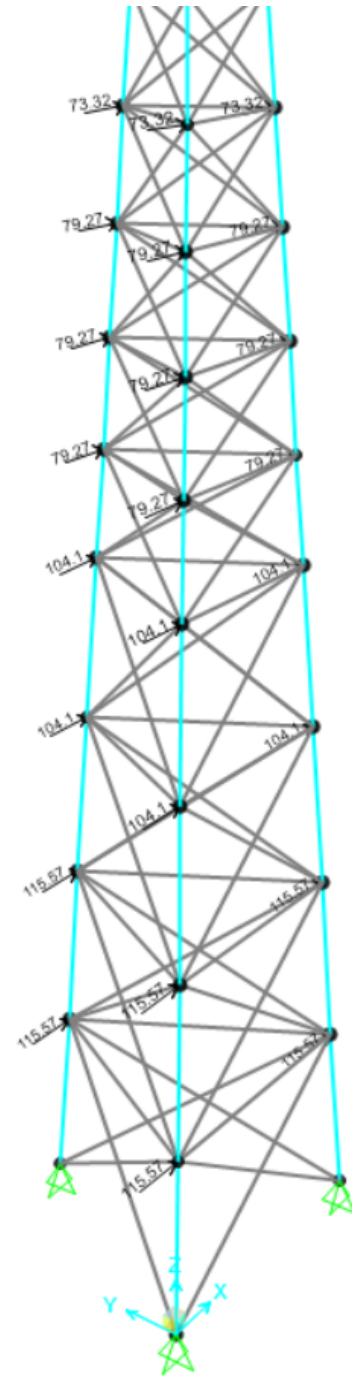
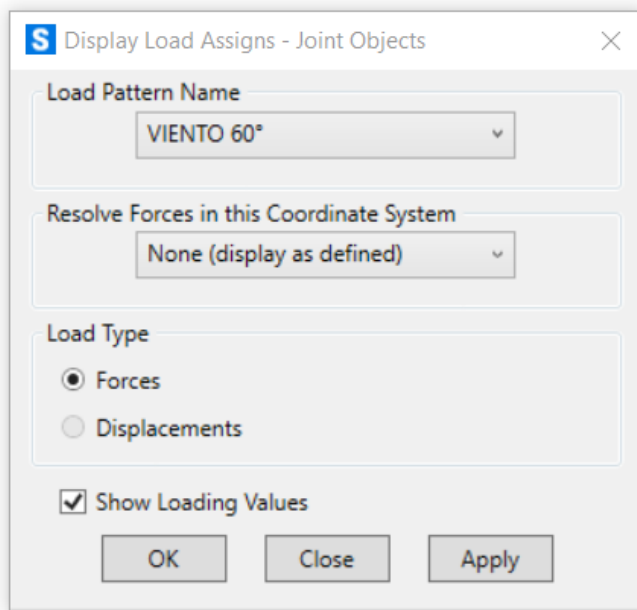
*Carga de viento normal en torre 0°, SAP2000*



Elaborado por: El Autor.

**Figura 29**

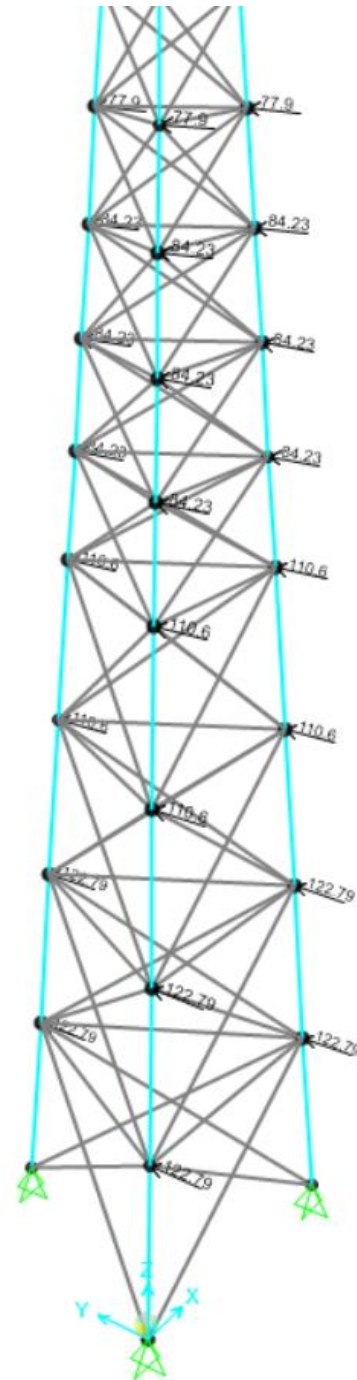
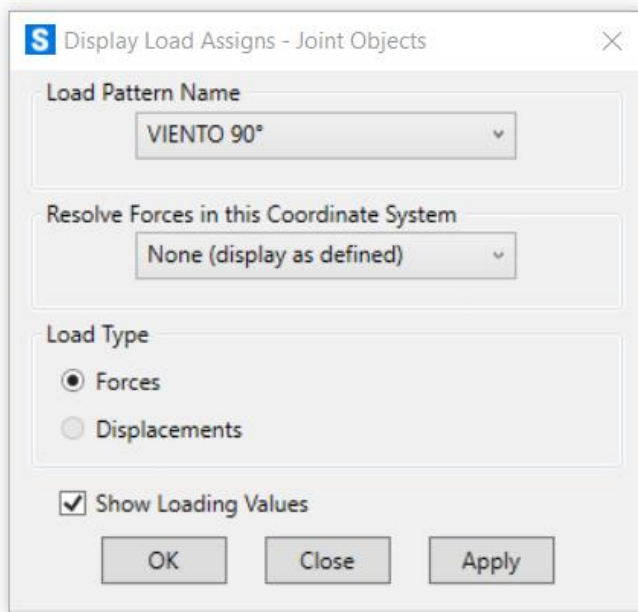
*Carga de viento en torre a 60°, SAP2000*



Elaborado por: El Autor.

**Figura 30**

*Carga de viento en torre a 90°, SAP2000*



Elaborado por: El Autor.

#### **17.2.4 CARGAS DE VIENTO SOBRE ANTENAS**

De acuerdo a lo mencionado en la normativa TIA/EIA-222, se tiene, la carga de viento aplicada en la dirección crítica con un ángulo de  $0^\circ$  respecto a la antena (figura 31).

- Ejemplo de cálculo de carga de viento sobre antenas

**Tipo:** Panel 2.4x0.3, 36 m

**Velocidad:** 120 km/h = 74.56 mph

- Área de los accesorios

$$A_A = 2.40 * 0.30 = 0.72 \text{ m}^2$$

$$A_A = 0.72 * 10.7639 = 7.75 \text{ ft}^2$$

- Coeficiente de exposición de viento

$$K_Z = \left[ \frac{Z}{10} \right]^{2/7}$$

Z= 33 m (punto medio de la sección 30-36 m)

$$K_Z = \left[ \frac{33}{10} \right]^{2/7} = 1.41$$

$$1.00 \leq 1.41 \leq 2.58 \rightarrow \text{Cumple}$$

- Fuerza actuante sobre la antena

$$F_a = C_A * A_A * K_Z * V^2$$

$$C_A = 0.00221 \text{ (Anexo1)}$$

$$F_a = 0.00221 * 7.75 * 1.14 * 74.56^2 = 153.98 \text{ lb}$$

$$F_a = 153.98 * 0.4535 = 69.85 \text{ kg}$$

- Fuerza de viento total sobre antena

$$F_{a,total} = F_a * \#_{\text{antenas tipo panel a 36 m}}$$

$$F_{a,total} = 69.85 * 6 = 419.08 \text{ kg}$$

De acuerdo al proceso descrito anteriormente para el cálculo de carga de viento sobre antenas, se presenta las tablas 30, 31, para la determinación de la presión de viento total actuante sobre las antenas.



**Tabla 30**

*Áreas de incidencia y coeficientes de fuerza para antenas*

COEFICIENTE DE FUERZA Y ÁREA DE LAS ANTENAS, 0°						
Nivel (m)	Elemento		Ca	Aa (ft <sup>2</sup> )	V (mph)	Kz
	Tipo	Angulo (m)				
36	Panel	2.4x0.3	0.00221	7.75	74.56	1.41
36	RRU	0.6x0.4	0.00221	2.58	74.56	1.33
30	Panel	2.4x0.3	0.00221	7.75	74.56	1.41
30	RRU	0.6x0.4	0.00221	2.58	74.56	1.33

Elaborado por: El Autor.

**Tabla 31**

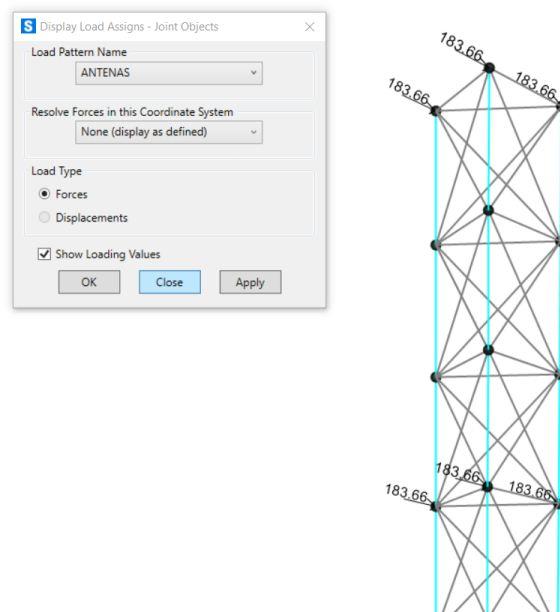
*Presión de viento total sobre antenas*

CARGA DE VIENTO SOBRE ANTENAS					
Nivel (m)	Fa lb	Fa Kg	Elemento		Carga total kg
			Tipo	Cantidad	
36	153.98	69.85	Panel	6	419.08
36	48.47	21.98	RRU	6	131.91
30	153.98	69.85	Panel	6	419.08
30	48.47	21.98	RRU	6	131.91
<b>CARGA TOTAL EN EL TOP DE LA TORRE</b>					<b>1101.97</b>

Elaborado por: El Autor.

**Figura 31**

*Carga de viento en antenas, SAP2000*



Elaborado por: El Autor.

## 17.2.5 CARGA SÍSMICA

La carga producto de un sismo será evaluada con el paquete computacional, para ello, se muestra en la tabla 32 los parámetros requeridos para el ingreso del espectro de respuesta (figura 32).

**Tabla 32**

*Parámetros para espectro elástico de respuesta para torre*

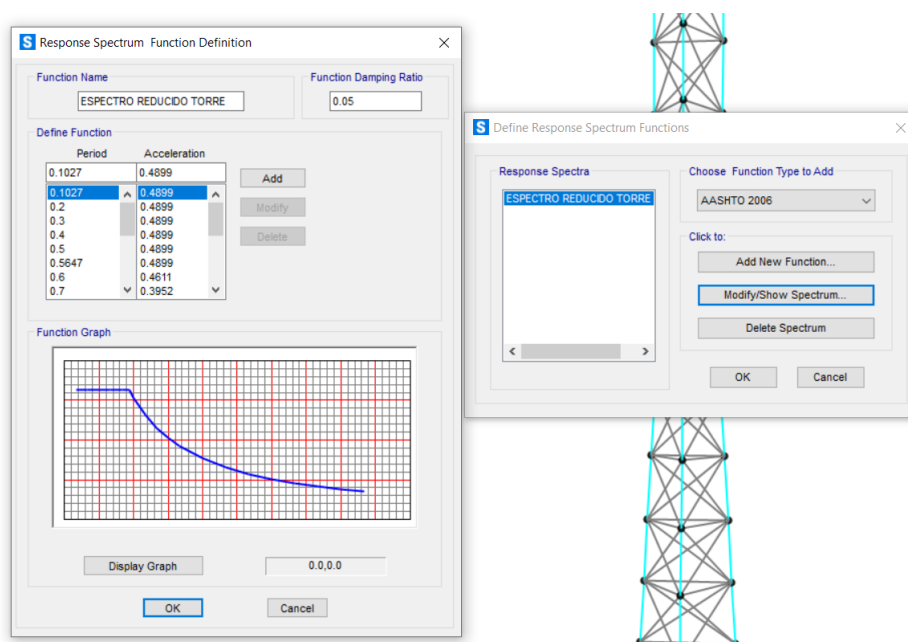
ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO EN ACELERACIONES (NEC-15)					
Parámetro	Variable	Valor	Unidades	Referencia NEC-SE-DS	PAG
Factor de importancia	<b>I</b>	1.00	s.u	Tabla 6, Sec.4.1	pag 39
Factor de reducción de respuesta	<b>R</b>	3.00	s.u	Tabla 15, Sec.6.3.4	pag 65
Zonificación Sísmica		V		Tabla 1, Sec.3.1.1	pag 27
Región del Ecuador		Sierra		Sec.3.1.1	pag 27
Factor de aceleración de la zona sísmica	<b>Z</b>	0.40	s.u	Tabla 1, Sec.3.1.1	pag 27
Relación de amplificación espectral	<b>n</b>	2.48	s.u	Sec.3.3.1	pag 34
Altura total del elemento	<b>hn</b>	36.00	m	Torre transmision	
Tipo de Suelo		C		Tabla 2, Sec.3.2.1	pag 30
factor de sitio Fa	<b>Fa</b>	1.20	s.u	Tabla 3, Sec.3.2.2	pag 31
factor de sitio Fd	<b>Fd</b>	1.11	s.u	Tabla 4, Sec.3.2.2	pag 31
factor de comportam. inelástico suelo	<b>Fs</b>	1.11	s.u	Tabla 5, Sec.3.2.2	pag 32
Factor asociado al periodo de retorno	<b>r</b>	1.00	s.u	Sec 3.3.1	pag 34
Factor de irregularidad en planta	<b>Øp</b>	0.90	s.u	Tabla 13, Sec.5.2.3	pag 50
Factor de irregularidad en elevación	<b>Øe</b>	0.90	s.u	Tabla 14, Sec.5.2.3	pag 51

Período teórico metodo 1	<b>T1</b>	1.27	seg.	Sec.6.3.3	-
Período teórico metodo1 mayorado	<b>T2</b>	1.65	seg.	Sec.6.3.3	-

Elaborado por: El Autor.

**Figura 32**

*Espectro de respuesta para torre, SAP2000*



Elaborado por: El Autor.

Se presenta a continuación el cálculo para la determinación de la aceleración en la meseta, donde:  $T_o$  y  $T_c$  según la NEC-SE-DS corresponde al Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa al sismo de diseño y  $S_a$  que corresponde al espectro de respuesta elástico de aceleraciones.

$$T_o = 0.1 * F_s \frac{F_d}{F_a}; \quad T_c = 0.55 * F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_o = 0.1 * 1.11 \frac{1.11}{1.20} = 0.1027 \text{ seg}$$

$$T_c = 0.55 * 1.11 \frac{1.11}{1.20} = 0.5647 \text{ seg}$$

- Para la aceleración en la meseta se tiene:

$$S_a = n * z * F_a \rightarrow 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = 2.48 * 0.40 * 1.20 = 1.1904 \text{ g}$$

$$\text{Aceleración en la meseta} = \frac{S_a(T)}{R * \phi_p * \phi_E} = \frac{1.1904}{3 * 0.90 * 0.90} = \mathbf{0.48988 \text{ g}}$$

### 17.3 DEFORMACIÓN DE LA TORRE

De acuerdo a la normativa TIA/EIA-222 se manifiesta que las deflexiones o derivas máximas de la torre no deberán exceder el 1.5% de la altura total de la torre, por consiguiente, en la tabla 33 se muestra las deflexiones máximas y mínimas obtenidas del programa de análisis estructural SAP2000.

**Tabla 33**

*Máxima y mínima deformación de la torre, SAP2000*

Table joint Displacements						
Joint	OutputCase	CaseType	Steptype	U1, cm	U2, cm	U3, cm
3	0.9D+1W0	Combination	max	6.7694	-3.7E-0.5	-0.080481
3	1.2D+1L-1W0	Combination	min	-6.7706	-7.8E-0.5	0.112733

Elaborado por: El Autor.

$$\text{Deflexión máxima normativa} = 1.5\%H = 54 \text{ cm}$$

Según los resultados del análisis en SAP2000, se tiene que la mayor deformación es de 6.7694 cm y la menor es de -6.7706 cm, siendo estas menores la deformación máxima de 54 cm.

## 17.4 MODOS DE VIBRACIÓN

De acuerdo a la NEC-SE-DS, se tiene que los dos primeros modos de vibración de la estructura deben ser los horizontales (ver gráficos 34 a, b), además, de ser al menos el 90% de la masa participativa (ver gráfico 33); el tercer modo de vibración le corresponde al de rotación (ver gráfico 34-c).

**Figura 33**

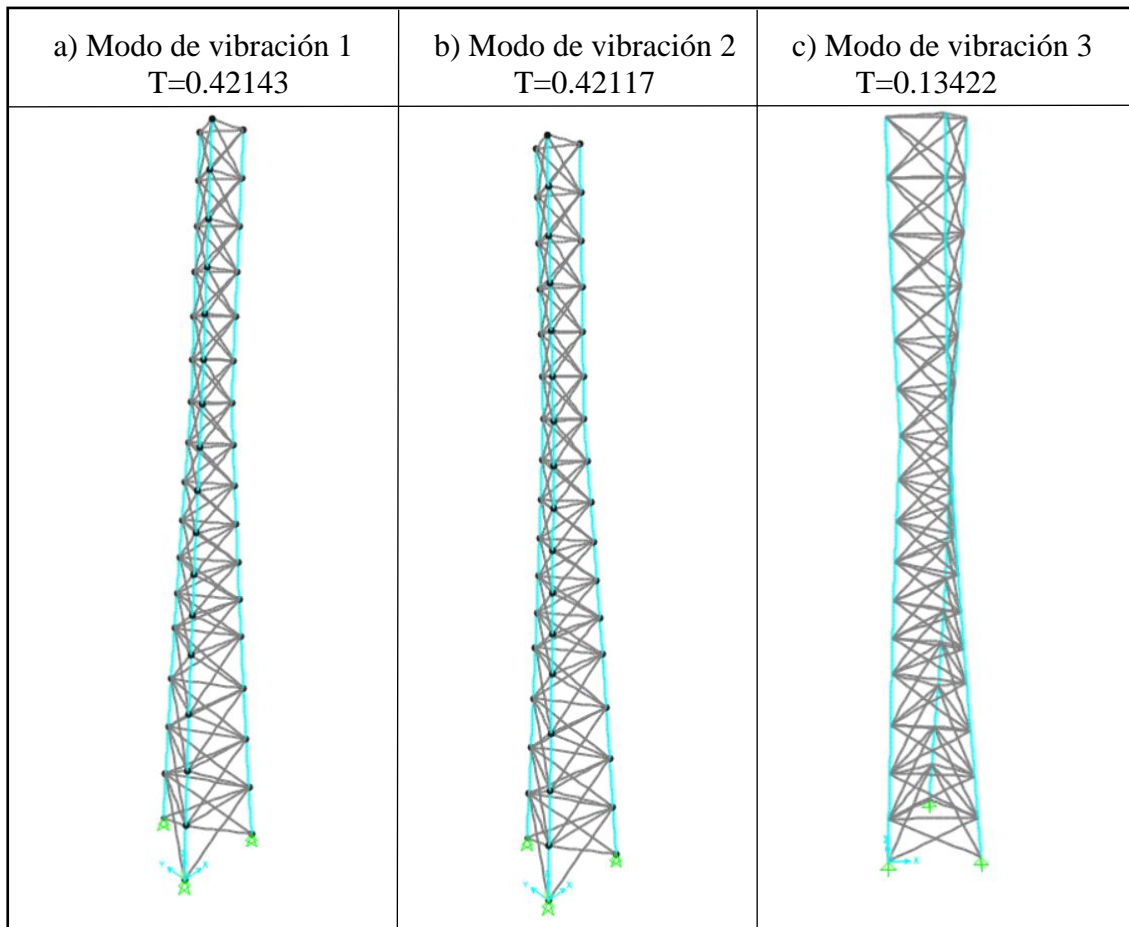
*Porcentaje de masa participativa en torre, SAP2000*

OutputCase	ItemType Text	Item Text	Static Percent	Dynamic Percent
MODAL	Acceleration	UX	99.9416	90.4189
MODAL	Acceleration	UY	99.958	92.097
MODAL	Acceleration	UZ	98.385	83.1009

Elaborado por: El Autor.

**Figura 34**

*Modos de vibración, torre, SAP2000*



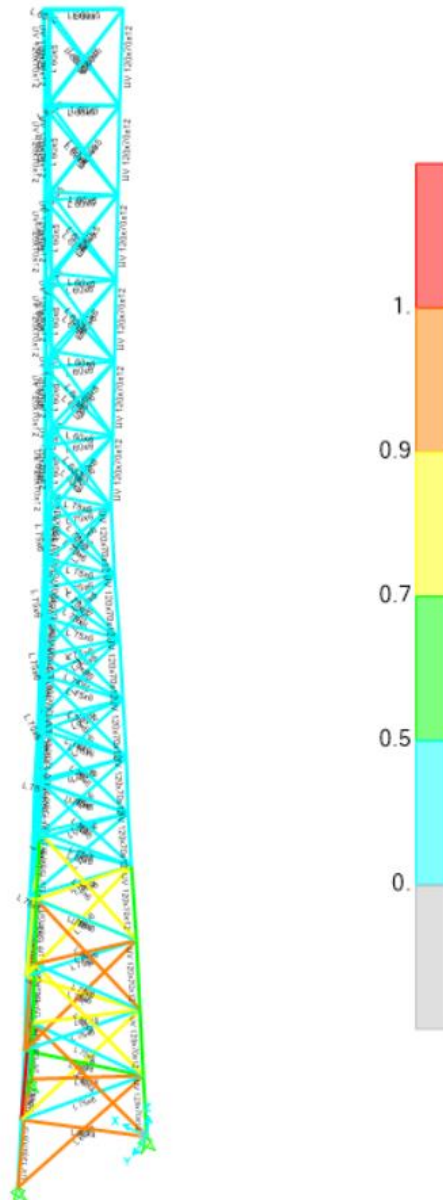
Nota. Se muestra: a) Horizontal  $U_x$ , b) Horizontal  $U_y$ , c) Rotación  $U_z$ . Elaborado por: El Autor.

### 17.5 MODELO ESTRUCTURAL

Para la torre se presenta la verificación de la capacidad de cada elemento de la estructura (ver gráfico 35), obtenido de SAP2000, donde, los elementos críticos se encuentran en la base de la torre trabajando a un 80%-100% de la capacidad de los elementos colocados.

**Figura 35**

*Modelo estructural torre de transmisión, SAP2000*



Elaborado por: El Autor.

## 18 CÁLCULO Y EVALUACIÓN DE LAS CIMENTACIONES PARA GALPÓN INDUSTRIAL CIMENTADO SOBRE SUELO TIPO C

### 18.1 CURVAS DE CAPACIDAD ADMISIBLE PARA SUELO: TIPO C

De acuerdo con los objetivos del proyecto, se presenta las curvas de capacidad vs B (ver figuras 36, 37, 38), obtenidas de acuerdo a las ecuaciones semiempíricas propuestas por Bowles y Meyerhof; para el cálculo se tomó un valor de  $N_{60spt}=50$  correspondiente al perfil de suelo tipo C indicado en la NEC-15, además, se adoptó un valor de FS (factor de seguridad) = 3, de acuerdo a lo recomendado por el Dr. Alva Jorge, el cual sugiere un valor intermedio que varía entre 2-4.

- Conversión del valor de  $N_{60spt}$  adecuado a los factores F del SPT para  $N_{55}$  de acuerdo a la tabla propuesta por Bowles.

$$N_{55} = \frac{60}{55} * 50$$

$$N_{55} = 54.5454 = 55$$

#### 18.1.1 QA VS B, PARA ZAPATA CUADRADA

$$q_{adm} = \frac{N_{55}}{0.08} * \left( \frac{B + 0.3}{B} \right)^2 * K_d \rightarrow B > 1.2$$

- Ejemplo de cálculo, B=2.50 m, Df=2.00 m

$$K_d = 1 + 0.33 * \frac{Df}{B} = 1 + 0.33 * \frac{2}{2.50} = 1.26$$

$$K_d \leq 1.33 \therefore K_d = 1.26$$

$$q_{adm} = \frac{55}{0.08} * \left( \frac{2.50 + 0.3}{2.50} \right)^2 * 1.26 = 1090.07 \text{ KPa}$$

$$q_{adm} = 1090.07 \text{ KPa} * 0.101971 = 111.16 \frac{T}{m^2}$$

Donde “0.101971” corresponde a un valor de conversión de kilopascal (KPa) a Tonelada sobre metro cuadrado (T/m<sup>2</sup>).

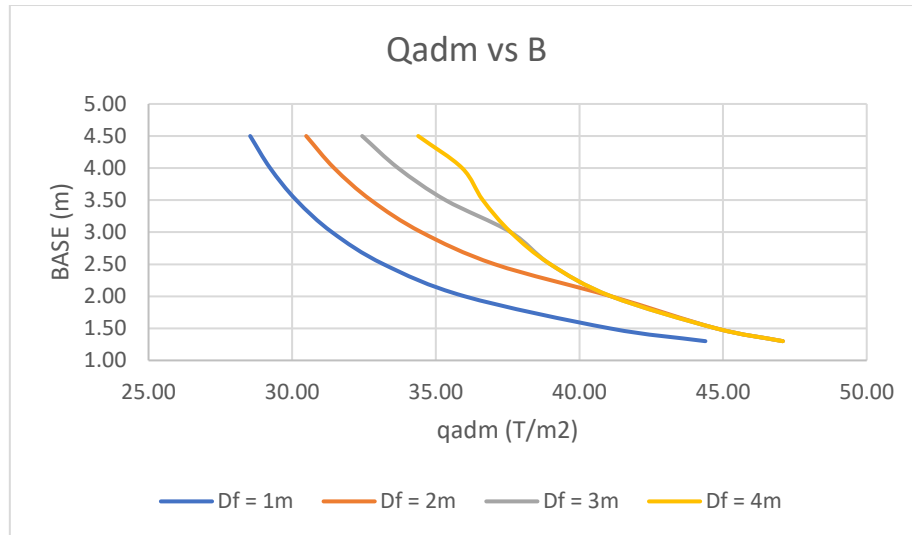
- Para las curvas de capacidad admisible, en función del factor de seguridad FS=3, se tiene:

$$q_{adm} = \frac{111.16}{3} = 37.05 \frac{T}{m^2}$$

Este proceso se realiza de forma sistemática para la construcción de las curvas de capacidad admisible de acuerdo a los valores requeridos por el calculista.

**Figura 36**

*Curvas de capacidad admisible, suelo tipo C, zapata aislada, galpón*



Elaborado por: El Autor.

### 18.1.2 QA VS B, PARA VIGA DE CIMENTACIÓN

$$q_{adm} = \frac{N_{55}}{0.05} * K_d \rightarrow B \leq 1.2$$

- Ejemplo de cálculo, B=1.10 m, Df=1 m

$$Kd = 1 + 0.33 * \frac{Df}{B} = 1 + 0.33 * \frac{1}{1.10} = 1.30$$

$$Kd \leq 1.33 \therefore Kd = 1.30$$

$$q_{adm} = \frac{55}{0.05} * 1.30 = 1430 \text{ KPa}$$

$$q_{adm} = 1430 \text{ KPa} * 0.101971 = 145.82 \frac{T}{m^2}$$

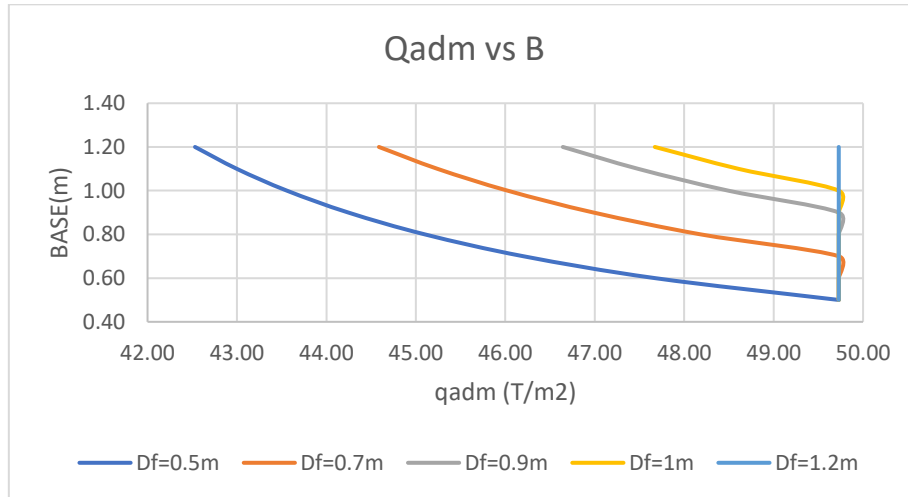
Donde “0.101971” corresponde a un valor de conversión de kilopascal (KPa) a Tonelada sobre metro cuadrado (T/m²).

- Para las curvas de capacidad admisible, en función del factor de seguridad FS=3, se tiene:

$$q_{adm} = \frac{145.82}{3} = 48.61 \frac{T}{m^2}$$

**Figura 37**

*Curvas de capacidad admisible, suelo tipo C, viga de cimentación, Galpón*



Elaborado por: El Autor.

### 18.1.3 QA VS B, PARA LOSA DE CIMENTACIÓN

$$q_{adm} = \frac{N_{55}}{0.08} * K_d$$

- Ejemplo de cálculo, B=40 m, Df=1 m

$$K_d = 1 + 0.33 * \frac{Df}{B} = 1 + 0.33 * \frac{1}{40} = 1.0083$$

$$K_d \leq 1.33 \therefore K_d = 1.0083$$

$$q_{adm} = \frac{55}{0.08} * 1.0083 = 693.17 \text{ KPa}$$

$$q_{adm} = 693.17 \text{ KPa} * 0.101971 = 70.68 \frac{T}{m^2}$$

Donde “0.101971” corresponde a un valor de conversión de kilopascal (KPa) a Tonelada sobre metro cuadrado (T/m²).

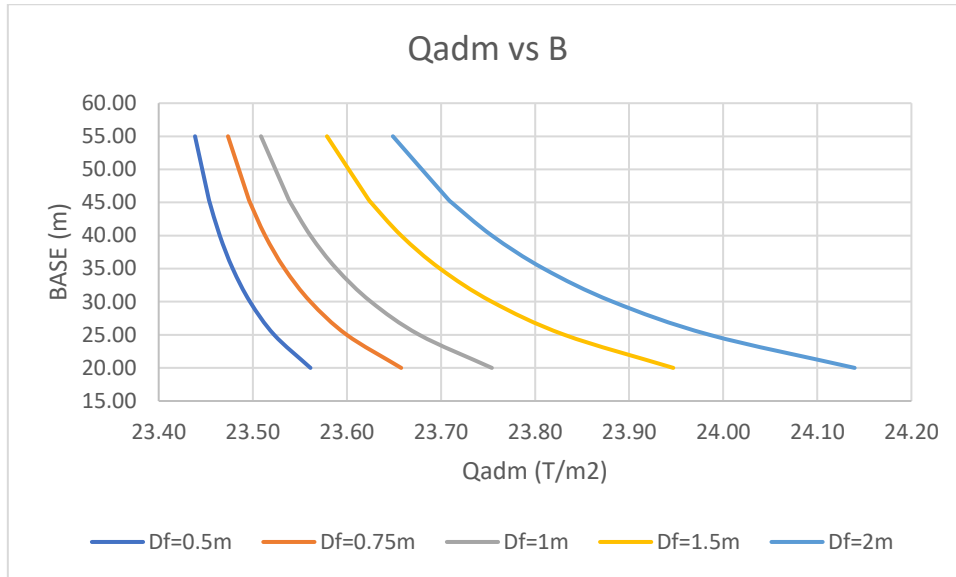
- Para las curvas de capacidad admisible, en función del factor de seguridad FS=3, se tiene:

$$q_{adm} = \frac{70.68}{3} = 23.56 \frac{T}{m^2}$$



**Figura 38**

*Curvas de capacidad admisible, suelo tipo C, losa de cimentación*



Elaborado por: El Autor.

## 18.2 DISEÑO CIMENTACIONES SUPERFICIALES

### 18.2.1 ZAPATA AISLADA

De las curvas de capacidad portante para zapata aislada (figura 36) se tomó para el diseño los valores correspondientes de  $B=L=3.5$  metros y una profundidad de desplante  $Df=2m$ , para una capacidad admisible del suelo de  $32.74 \text{ Ton/m}^2$ , así mismo, se tomó la carga crítica de servicio correspondiente a la columna E2 del programa SAP2000, siendo esta de  $32.42 \text{ Ton}$  y la mayorada de  $47.52 \text{ Ton}$ . A continuación, se describe el proceso de diseño para la zapata aislada.

#### - Datos para el diseño

$P = 32.42 \text{ Ton}$  Carga de servicio D+L, obtenida de SAP2000

$P_u = 47.52 \text{ Ton}$  Carga de servicio mayorada  $1.2D+1.6L$ , obtenida de SAP2000

$q_{adm} = 32.74 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$  Capacidad admisible del suelo para  $B=3.5m$  y  $Df=2m$

$B = L = 3.5 \text{ m}$

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

$f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$rec = 7.5 \text{ cm}$

Recubrimiento mínimo para estructuras en contacto con el suelo

- **Área de la cimentación**

$$A = B * L = 12.25 \text{ m}^2$$

- **Comprobación de esfuerzos**

$$q = \frac{Pu}{A} = \frac{47.52}{12.25}$$

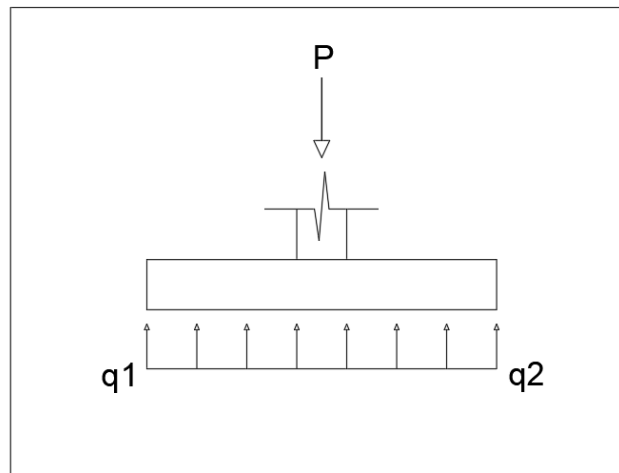
$$q_u = 3.879 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$q_u \leq q_{adm} \therefore \text{Cumple}$$

Se tiene para el caso una distribución de esfuerzos uniforme (ver figura 39) de forma rectangular al contar únicamente con la carga de servicio vertical.

### Figura 39

*Distribución de esfuerzos en Zapata aislada*



Elaborado por: El Autor.

$$b_{columna} = 0.50 \text{ m}$$

$$h_{columna} = 0.50 \text{ m}$$

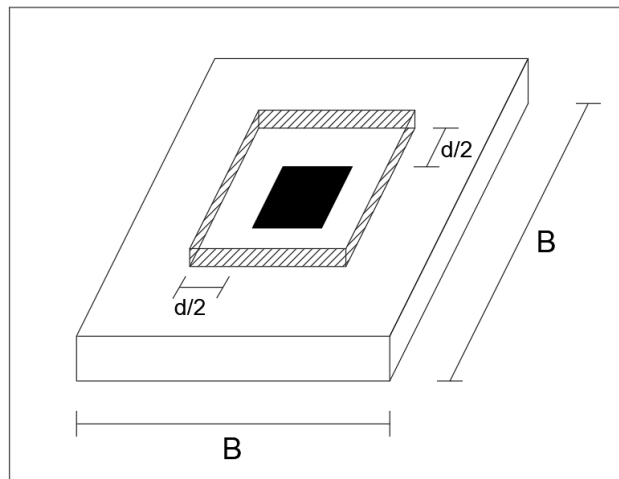
- **Dimensionamiento en elevación**

Las ecuaciones descritas para el análisis de corte por punzonamiento permiten determinar el canto útil mínimo “d” requerido por la zapata, para ello de acuerdo al ACI-318 se indica que el canto útil de zapatas no debe ser menor a 15 cm.

- **Corte Bidireccional (ver figura 40)**

**Figura 40**

*Esquema básico de corte bidireccional en zapata cuadrada*



Elaborado por: El Autor.

$$v_u = \frac{V_u}{0.75 * b_o * d} \quad ; \quad V_U = P_u - q_u * A_c \quad ; \quad V_c = 1.06 * \sqrt{f'c}$$

$P_u$ : Carga axial última.

$b_o$ : perímetro de corte.

$d$ : altura útil.

$V_c$ : cortante admisible.

$V_u$ : cortante actuante último.

$A_c$ : Área en planta por punzonado

$f'c$ : Resistencia a la compresión del hormigón

$q_u$ : Reacción del suelo en la zona punzonada

$$b_o = 2 * (b_{col} + h_{col} + 2d)$$

$$A_c = (d + h_{col})(d + b_{col})$$

$$V_c = 1.06 * \sqrt{f'c}$$

$$V_c = 10 * 1.06 * \sqrt{210} = 153.609 \text{ Ton/m}^2$$

$$v_u = V_c$$

$$V_c = \frac{P_u - q_u * A_c}{0.75 * b_o * d}$$

$$V_c = \frac{P_u - q_u(d + h_{col})(d + b_{col})}{0.75 * 2 * (b_{col} + h_{col} + 2d) * d}$$

$$d_{min} = 15.25 \text{ cm}$$

$$h = d_{min} + rec = 22.75 \text{ cm}$$

El espesor mínimo de una zapata de acuerdo a la NEC y la ACI es de 15 cm, por tanto, para nuestro diseño adoptamos un valor de 25 cm y recalculamos la altura útil de la zapata.

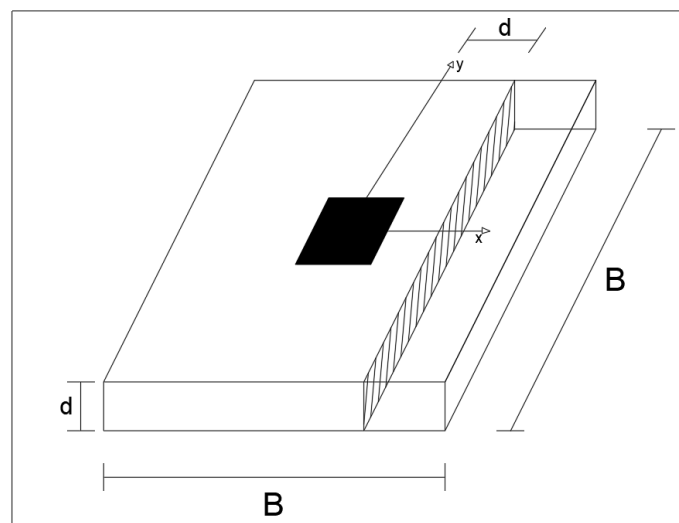
$$h = 25 \text{ cm}$$

$$d = h - rec = 17.5 \text{ cm}$$

- **Corte Unidireccional (ver figura 41)**

**Figura 41**

*Esquema básico de corte unidireccional en zapata cuadrada*



Elaborado por: El Autor.

$$v_u = \frac{V_U}{0.75 * b * d} \quad ; \text{Donde: } b = \text{franja unitaria de corte}, \quad d = \text{altura útil}$$

$$V_U = q_u * b * l \quad ; \text{Donde: } l = \text{Distancia del extremo de la cara de la columna al borde de la cimentación.}$$

$$l = \frac{B - b_{col}}{2} - d = 1.325 \text{ m}$$

$$v_u = \frac{q_1 * b * l}{0.75 * b * d} = 26.981 \text{ Ton/m}^2$$

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

$$V_c = 10 * 0.53 * \sqrt{210} = 76.804 \text{ Ton/m}^2$$

$$v_u \leq V_c \quad \therefore \text{Cumple}$$

- **Acero de refuerzo (figura 42)**

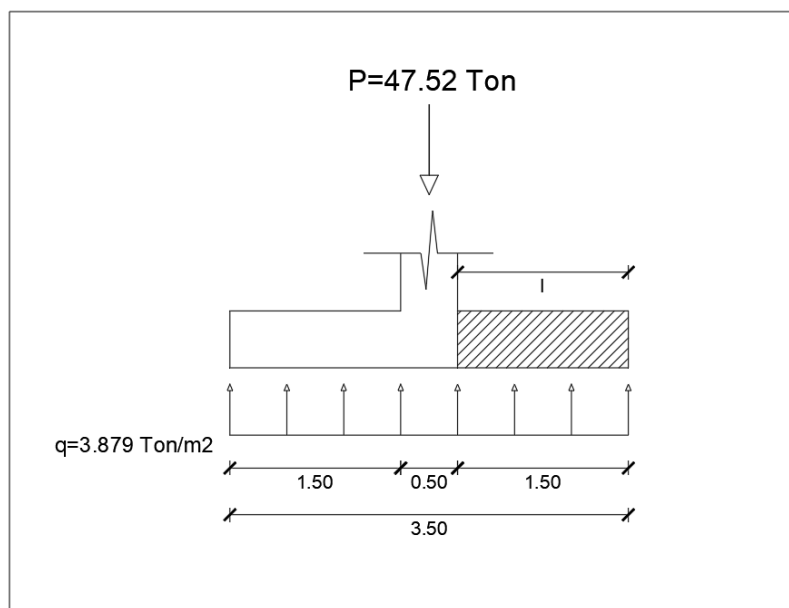
b=100 cm (ancho para 1 m de zapata)

h= 25 cm (espesor de zapata)

P=47.52 ton (carga mayorada de servicio 1.2D+1.6L, obtenida del programa SAP2000)

**Figura 42**

*Corte de zapata cuadrada*



Elaborado por: El Autor.

$$l = \frac{B - b_{col}}{2} = 1.5 \text{ m}$$

$$Mu = \frac{q * l^2}{2} = 4.364 \text{ Ton.m}$$

- Refuerzo principal

$$A_{s\text{calc}} = \frac{0.85 * f'c * b * d}{f'y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0.85 * 0.9 * f'c * b * d^2}} \right)$$

$$A_{s\text{calc}} = 6.919 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Acero mínimo por temperatura

$$A_{s\text{mintemp}} = 0.0018 * b * h$$

$$A_{s\text{mintemp}} = 3.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Acero mínimo por flexión

$$A_{s\text{min}} = \frac{14 * b * d}{f'y}$$

$$A_{s\text{min}} = 5.833 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**El acero calculado es mayor al mínimo requerido por tanto como mínimo se coloca el valor de  $A_s=6.919 \text{ cm}^2/\text{m}$ ; además, al tratarse de una zapata cuadrada con distribución de esfuerzos uniformes el armado para el eje x será igual al del eje y.**

- Acero colocado

$$A_{var} = 1.131 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Para un } \phi 12 \text{ mm}$$

$$A_{scol} = A_{var} * cant$$

$$A_{scol} = 1.131 * 7 = 7.92 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{scol} \geq A_{s\text{calc}} \leftrightarrow 7.92 \text{ cm}^2 \geq 6.919 \text{ cm}^2$$

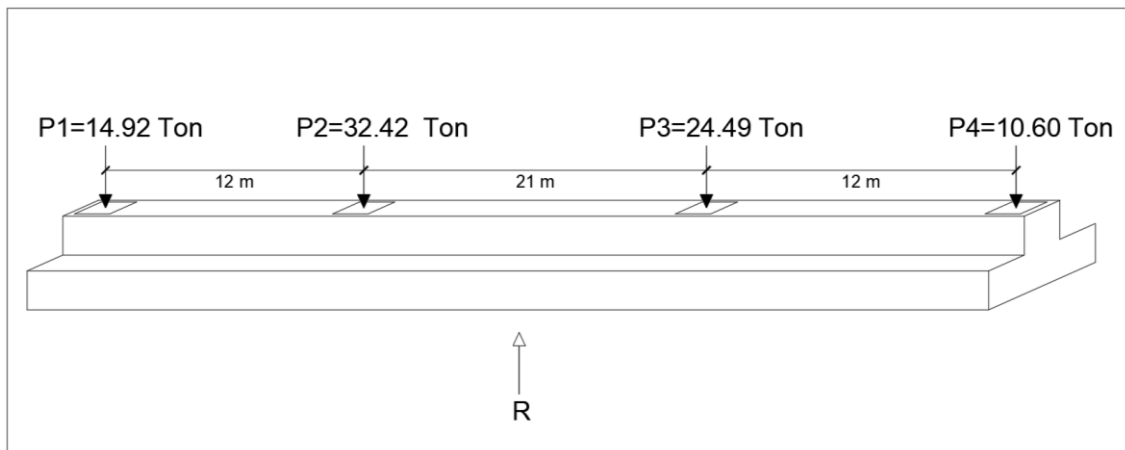
$$\mathbf{1\phi 12\text{mm}@10\text{cm}}$$

## 18.2.2 VIGA DE CIMENTACIÓN

Para el caso se optó por el diseño de viga de cimentación en un sentido para lo cual, de las curvas de capacidad portante para viga de cimentación (figura 37) se tomó para el diseño los valores correspondientes de  $B=1.10$  metros y una profundidad de desplante  $D_f=1.00$ m, para una capacidad admisible del suelo de  $48.61$  Ton/m<sup>2</sup>, así mismo, se tomó las cargas de servicio y las mayoradas críticas correspondientes al eje 2 del programa SAP2000, siendo estas las mostradas en la siguiente figura 43 y 44. A continuación, se describe el proceso de diseño de la viga de cimentación en una dirección.

**Figura 43**

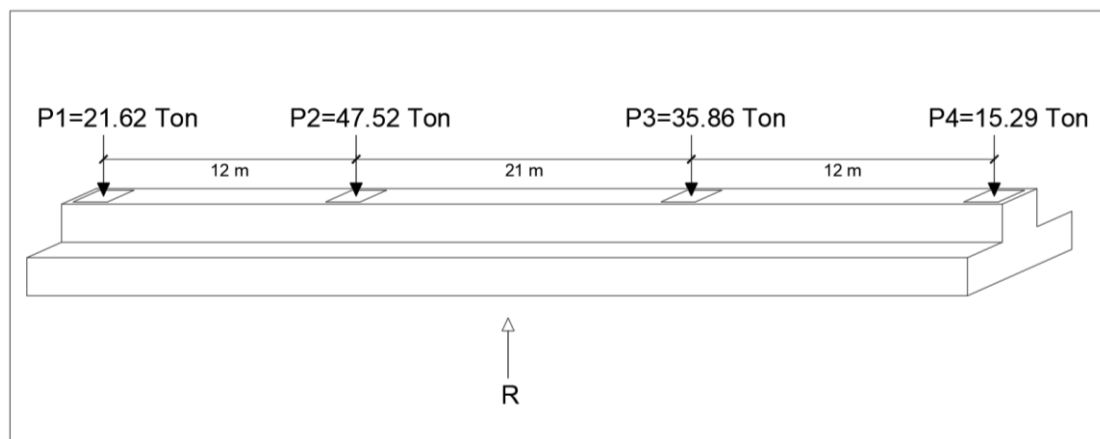
*Cargas de servicio D+ L, SAP2000*



Elaborado por: El Autor.

**Figura 44**

*Cargas de servicio mayoradas 1.2D+1.6L, SAP2000*



Elaborado por: El Autor.

- **Datos para el diseño**

$$q_{adm} = 48.61 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \quad \text{Capacidad admisible del suelo para } B=1.1\text{m y } D_f=1\text{m}$$

$$B = 1.1 \text{ m}$$

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

$$f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$rec = 7.5 \text{ cm} \quad \text{Recubrimiento m\u00ednimo para estructuras en contacto con el suelo}$$

$$L1 = 12 \text{ m}; L2 = 21 \text{ m}; L3 = 12 \text{ m}; L4 = \frac{b_{COL}}{2} = 0.25\text{m}$$

- **Dimensionamiento en planta**

$$R = \Sigma Pi(D + L) = P1 + P2 + P3 + P4 = 82.43 \text{ Ton}$$

$$Ru = \Sigma Pi(1.2D + 1.6L) = P1 + P2 + P3 + P4 = 120.29 \text{ Ton}$$

- **Determinaci\u00f3n de longitud de la viga "L"**

$$\Sigma MA = R * \frac{L}{2} \rightarrow L = \frac{2 * \Sigma MA}{R}$$

$$L = \frac{2 * (P4 * L4 + P3(L3 + L4) + P2(L2 + L3 + L4) + P1 * (L1 + L2 + L3 + L4))}{R}$$

$$L = 49.879 \text{ m}$$

$$X = L - (L1 + L2 + L3 + L4) = 4.629 \text{ m}$$

X=longitud de volado de la viga a fin de tener una presi\u00f3n uniforme, asegurando una e=0

- **Verificaci\u00f3n de esfuerzos**

$$q = \frac{Ru}{b * L} = \frac{120.29}{1.10 * 49.879}$$

$$q_{1y2} = 2.192 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$q_{1y2} \leq q_{adm} \therefore \text{Cumple}$$



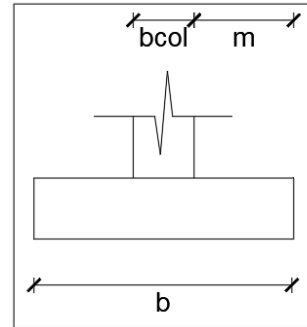
- **Dimensionamiento en elevación**
- Verificación por corte

$$m = \frac{b - b_{col}}{2} * 100 = 30 \text{ cm}$$

Presión última unitaria (para 1 metro de ancho),  $b_o=1\text{m}$

$$q_{uni} = q * b_o = 2.192 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} ; \text{para } 1\text{m de ancho}$$

$$q_{uni} = 21.924 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$



- Tensión cortante de diseño

$$v_u = \frac{V_U}{0.75 * b_o * d} \quad ; \text{Donde: } b_o = \text{franja unitaria}(1\text{m}), d = \text{altura útil}$$

$$V_U = q_{uni} * (m - d) \quad ; \text{Donde: } q_{uni} = \text{presión última unitaria}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} = 7.68 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$v_u = V_c$$

$$V_c = \frac{q_{uni} * (m - d)}{0.75 * b_o * 100 * d} \rightarrow d_{min} = 1.09 \text{ cm}$$

De acuerdo el ACI y NEC la altura útil de diseño mínima es de 15 cm por tanto para el caso de viga de cimentación se adopta como altura  $d=15 \text{ cm}$ , obteniendo:

$$d = 15 \text{ cm}$$

$$h = d_{min} + rec = 22.5 \text{ cm}$$

- **Acero de refuerzo por flexión para la zapata,  $A_s$**

$$q_{1 \text{ y } 2} = 2.192 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$M_u = \frac{q * m^2}{2} = 0.099 \text{ Ton.m}$$

- Refuerzo principal

$$A_{s\text{calc}} = \frac{0.85 * f'c * b * d}{f'y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0.85 * 0.9 * f'c * b * d^2}} \right)$$

$$A_{s\text{calc}} = 0.174 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Acero mínimo por temperatura

$$A_{s\text{mintemp}} = 0.0018 * b * h$$

$$A_{s\text{mintemp}} = 4.05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Acero mínimo por flexión

$$A_{s\text{min}} = \frac{14 * b * d}{f'y}$$

$$A_{s\text{min}} = 5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**El acero calculado es menor al mínimo requerido, por tanto, como mínimo se coloca el acero mínimo por flexión  $A_{s\text{min}}=5 \text{ cm}^2/\text{m}$ .**

- Acero colocado,  $A_{s\text{col}}$ .

$$A_{s\text{var}} = 1.131 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Para un } \phi 12 \text{ mm}$$

$$A_{s\text{col}} = A_{s\text{var}} * \text{cant}$$

$$A_{s\text{col}} = 1.131 * 5 = 5.655 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s\text{col}} \geq A_{s\text{calc}} \leftrightarrow 5.655 \text{ cm}^2 \geq 5 \text{ cm}^2$$

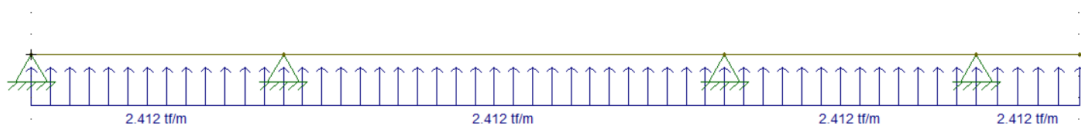
$$\mathbf{5\phi 12\text{mm}@20\text{cm}}$$

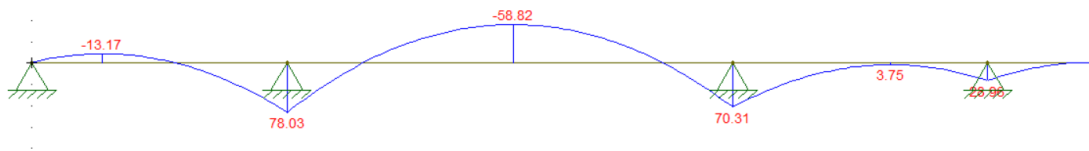
- **Análisis de esfuerzos en la viga (figura 45)**

$$q_x = q_1 * b = 2.192 * 1.1 = 2.412 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

**Figura 45**

*Diagrama de momentos en viga de cimentación*





Nota. Los diagramas para el análisis de esfuerzo de la viga fueron obtenidos mediante el programa de análisis FTOOL. Elaborado por: El Autor.

$$M_{max} = 58.82 \text{ ton.m} \rightarrow \text{Momento crítico de la viga (FTOOL)}$$

Se propone para el análisis una altura de desplante de la cimentación de acuerdo a las curvas de capacidad admisible igual a  $d_f=1$  m, siendo esta considerada para el caso como la altura H de la viga.

$$H_{viga} = 100 \text{ cm}$$

$$B_{viga} = 50 \text{ cm}$$

$$D_{viga} = H - rec = 92.5 \text{ cm}$$

- Refuerzo principal

$$A_{s\text{calc}} = \frac{0.85 * f'c * B * D}{f'y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_{max}}{0.85 * 0.9 * f'c * B * D^2}} \right)$$

$$A_{s\text{calc}} = 17.612 \text{ cm}^2$$

- Acero mínimo por flexión

$$A_{s\text{min}} = \frac{14 * B * D}{f'y}$$

$$A_{s\text{min}} = 15.417 \text{ cm}^2$$

**El acero calculado es mayor al mínimo requerido, por tanto, como mínimo se coloca el acero calculado  $A_{s\text{min}}=17.612 \text{ cm}^2$ .**

- Acero colocado, en viga.

$$A_{var} = 1.539 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Para un } \phi 14 \text{ mm}$$

$$A_{s\text{col}} = A_{var} * cant$$

$$A_{s\text{col}} = 1.539 * 12 = 18.473 \text{ cm}^2$$

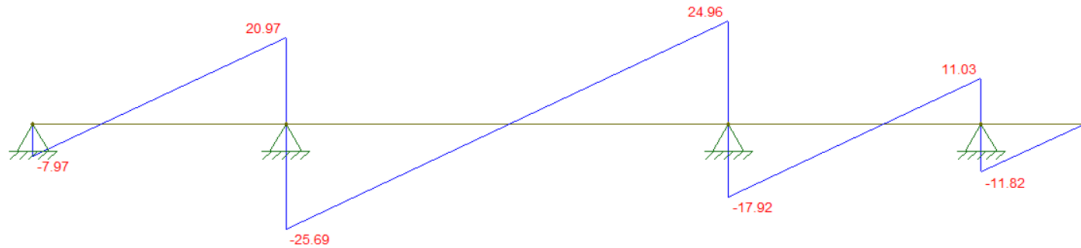
$$A_s \text{ col} \geq A_s \text{ calc} \leftrightarrow 18.473 \text{ cm}^2 \geq 17.612 \text{ cm}^2$$

**12φ14mm**

- Acero de refuerzo por corte en la viga (ver figura 46).

**Figura 46**

*Diagrama de esfuerzo cortante en viga de cimentación*



*Nota.* Los diagramas para el análisis de esfuerzo de la viga fueron obtenidos mediante el programa de análisis FTOOL. Elaborado por: El Autor.

$$V_i = 25.69 \text{ ton}$$

$$V_{ui} = \frac{V_i}{0.75 * B * D} = 7.406 \leq V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} = 7.68 \therefore \text{Cumple}$$

$$V_{ui} \leq V_c \rightarrow \text{Estribos } \phi 8 @ \frac{D}{2} \text{ ó } @60\text{cm}$$

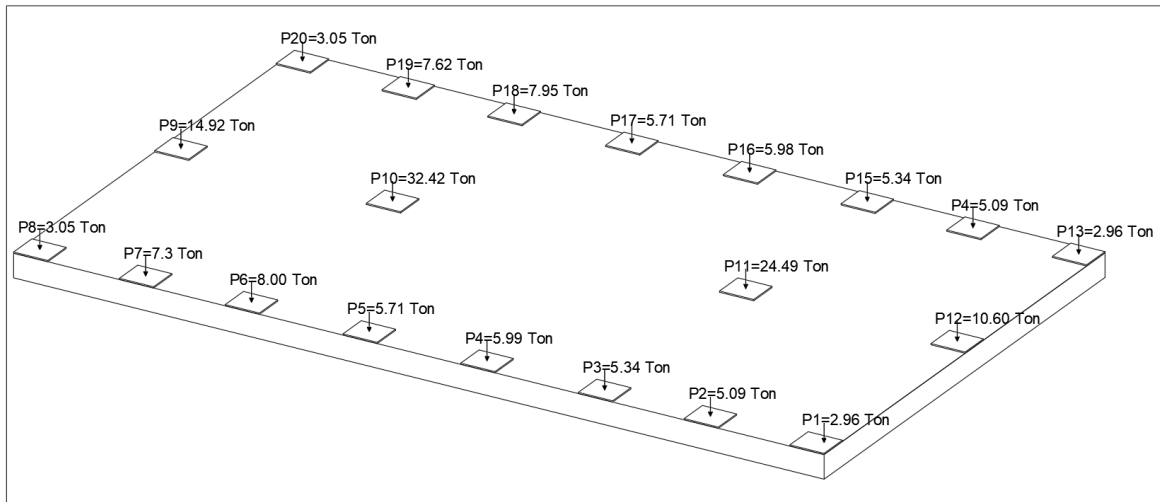
Para los estribos se opta por un diámetro de 10 mm @45 cm.

### 18.2.3 LOSA DE CIMENTACIÓN

Para el caso se optó para el diseño una losa de canto constante (espesor uniforme), además, un área de cimentación equivalente al área de construcción, para lo cual, de las curvas de capacidad portante para losa de cimentación (ver figura 38) se tomó para el diseño los valores correspondientes de B= 45.5 metros y una profundidad de desplante Df=0.5m, para una capacidad admisible del suelo de 23.45 Ton/m<sup>2</sup>, así mismo, se tomó las cargas de servicio D+L respectiva de toda la planta de cimentaciones del programa SAP2000, siendo estas las mostradas en la figura 47. A continuación, se describe el proceso de diseño para losa de cimentación.

**Figura 47**

*Cargas de servicio D+L, losa de cimentación, SAP2000*



Elaborado por: El Autor.

- **Datos para el diseño**

$q_{adm} = 23.45 \frac{Ton}{m^2}$  Capacidad admisible del suelo para B=45.5m y Df=0.5m

$B = 45.5 m$

$L = 35.22 m$

$f'c = 210 kg/cm^2$

$f'y = 4200 kg/cm^2$

$rec = 7.5 cm$  Recubrimiento mínimo para estructuras en contacto con el suelo

- **Dimensionamiento en planta (figura 48)**

- Ubicación de la resultante R, cargas de servicio D+L obtenidas de SAP2000

$$R = \sum P_i(D + L)$$

$$R = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6 + \dots + P_{18} + P_{19} + P_{20} = 169.57 \text{ Ton}$$

- Centro de gravedad para una sección simétrica rectangular.

$$X_{cg} = \frac{L}{2} = 17.61 m \quad ; \quad Y_{cg} = \frac{B}{2} = 22.75 m$$

- Ubicación de la resultante.

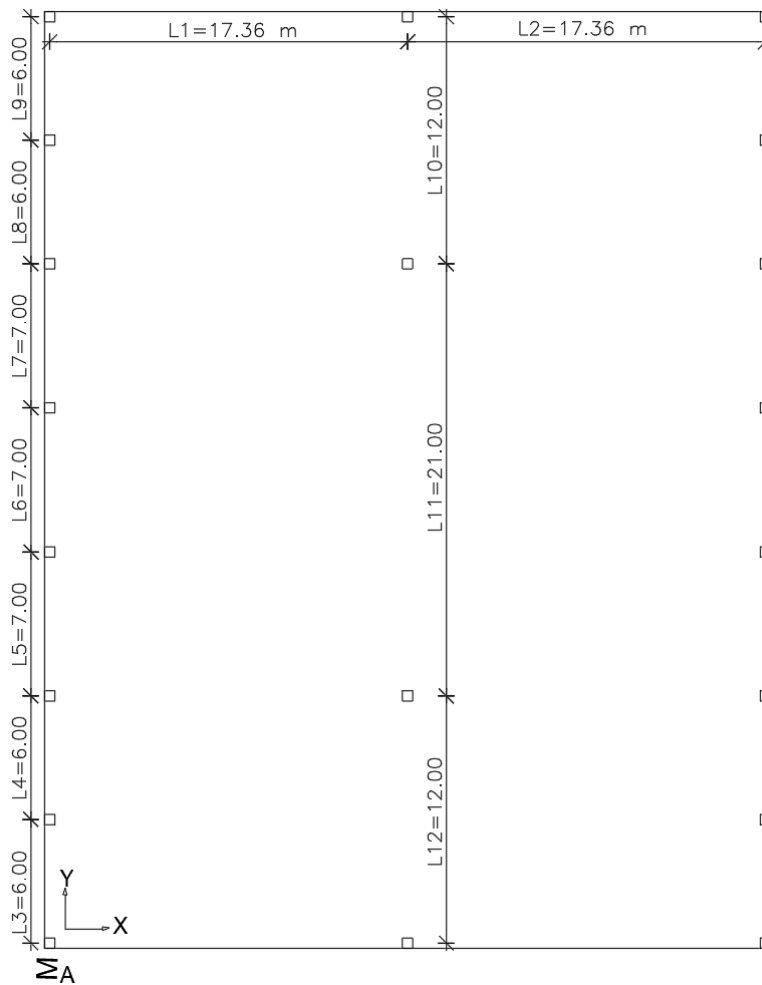
$$R * X_R = \sum P_i * x_i \rightarrow X_R$$

$$R * Y_R = \sum P_i * y_i \rightarrow Y_R$$

*xi, yi: distancia medida del brazo de palanca*

**Figura 48**

*Planta arquitectónica de galpón para el análisis de momento*



Elaborado por: El Autor.

$$X_R = \frac{\frac{bcol}{2}(P_1 + \dots + P_8) + \left(\frac{bcol}{2} + L_1\right)(P_9 + \dots + P_{12}) + \left(\frac{bcol}{2} + L_1 + L_2\right)(P_{13} + \dots + P_{20})}{R}$$

$$X_R = 17.637 \text{ m}$$

$\rightarrow P_i * y_i$

$$\begin{aligned}
& (P1 + P12 + P13) \left( \frac{h_{col}}{2} \right) + (P2 + P14) \left( L3 + \frac{h_{col}}{2} \right) \\
& \quad + (P3 + P11 + P15) \left( L12 + \frac{h_{col}}{2} \right) + \dots \dots \\
& \dots + (P4 + P16) \left( L2 + L5 + \frac{h_{col}}{2} \right) + (P5 + P17) \left( L12 + L5 + L6 + \frac{h_{col}}{2} \right) \\
& \quad + (P6 + P10 + P18) * \dots \dots \\
& \dots * \left( L12 + L11 + \frac{h_{col}}{2} \right) + (P7 + P19) \left( L12 + L11 + L8 + \frac{h_{col}}{2} \right) + (P8 + P9 + P20) \\
& \quad * \dots \dots \\
& \dots * \left( L10 + L11 + L12 + \frac{h_{col}}{2} \right)
\end{aligned}$$

$$Y_R = \frac{P_i * y_i}{R} = 24.614 \text{ m}$$

- Excentricidades de la resultante R respecto al centroide

$$e_x = |X_R - X_{cg}| = 0.027 \text{ m}$$

$$e_y = |Y_R - Y_{cg}| = 1.864 \text{ m}$$

- Comprobación de la resultante de acuerdo al núcleo central

$$e_x \leq \frac{L}{6} \rightarrow \frac{L}{6} = 5.87 \text{ m} \therefore 0.027 \text{ m} \leq 5.87$$

$$e_y \leq \frac{B}{6} \rightarrow \frac{B}{6} = 7.583 \text{ m} \therefore 1.864 \text{ m} \leq 7.583$$

Al cumplirse las condiciones descritas se dice que la resultante cae dentro del núcleo central, por tanto, los valores B y L de la losa de cimentación son los adecuados.

- **Análisis de presiones**

Se deberá considerar la presión del suelo para varios puntos de la losa de cimentación, de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$q = \frac{R}{B * L} * \left( 1 \pm \frac{12 * e_y * y}{B^2} \pm \frac{12 * e_x * x}{L^2} \right)$$

Donde: q: presión del suelo; R: Resultante; B, L: geometría de la losa; ex: excentricidad en x; ey: excentricidad en y; x, y: distancia medida analizada a partir del centro de gravedad de la losa de fundación tomando en cuenta para ello los signos + y -.

Para el análisis se determinó la presión de suelo bajo las columnas exteriores y bajo el centro de gravedad de la losa, para ello se cumple con la condición  $q \leq q_{adm}$ .

- Presión del suelo bajo el centro de gravedad Xcg y Ycg.

$$q = \frac{R}{B * L} * \left( 1 + \frac{12 * e_y * Y_{cg}}{B^2} + \frac{12 * e_x * X_{cg}}{L^2} \right)$$

$$q_{cg} = 0.132 \frac{Ton}{m^2}$$

$$q_{cg} \leq q_{adm} \therefore \text{Cumple}$$

- Presiones del suelo bajo columnas

$$q = \frac{R}{B * L} * \left( 1 + \frac{12 * e_y * y}{B^2} + \frac{12 * e_x * x}{L^2} \right) \rightarrow x, y: \text{distancia respecto al CG}$$

- o  $x = -17.36 \text{ m}; y = -22.5 \text{ m}$

$$q_1 = 0.08 \frac{Ton}{m^2}$$

- o  $x = -17.36 \text{ m}; y = -16.5 \text{ m}$

$$q_2 = 0.086 \frac{Ton}{m^2}$$

- o  $x = -17.36 \text{ m}; y = -10.5 \text{ m}$

$$q_3 = 0.093 \frac{Ton}{m^2}$$

- o  $x = -17.36 \text{ m}; y = -3.5 \text{ m}$

$$q_4 = 0.101 \frac{Ton}{m^2}$$

- o  $x = -17.36 \text{ m}; y = 3.5 \text{ m}$

$$q_5 = 0.109 \frac{Ton}{m^2}$$



○  $x = -17.36 \text{ m} ; y = 10.5 \text{ m}$

$$q_6 = 0.117 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

○  $x = -17.36 \text{ m} ; y = 16.5 \text{ m}$

$$q_7 = 0.124 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

○  $x = -17.36 \text{ m} ; y = 22.5 \text{ m}$

$$q_8 = 0.131 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

○  $x = 0 \text{ m} ; y = 22.5 \text{ m}$

$$q_9 = 0.132 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

○  $x = 0 \text{ m} ; y = -22.5 \text{ m}$

$$q_{12} = 0.08 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

○  $x = 17.36 \text{ m} ; y = -22.5 \text{ m}$

$$q_{13} = 0.081 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

○  $x = 17.36 \text{ m} ; y = -16.5 \text{ m}$

$$q_{14} = 0.087 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

○  $x = 17.36 \text{ m} ; y = -10.5 \text{ m}$

$$q_{15} = 0.094 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

○  $x = 17.36 \text{ m} ; y = -3.5 \text{ m}$

$$q_{16} = 0.102 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

○  $x = 17.36 \text{ m} ; y = 3.5 \text{ m}$

$$q_{17} = 0.11 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

- $x = 17.36 \text{ m} ; y = 10.5 \text{ m}$

$$q_{18} = 0.118 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

- $x = 17.36 \text{ m} ; y = 16.5 \text{ m}$

$$q_{19} = 0.125 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

- $x = 17.36 \text{ m} ; y = 22.5 \text{ m}$

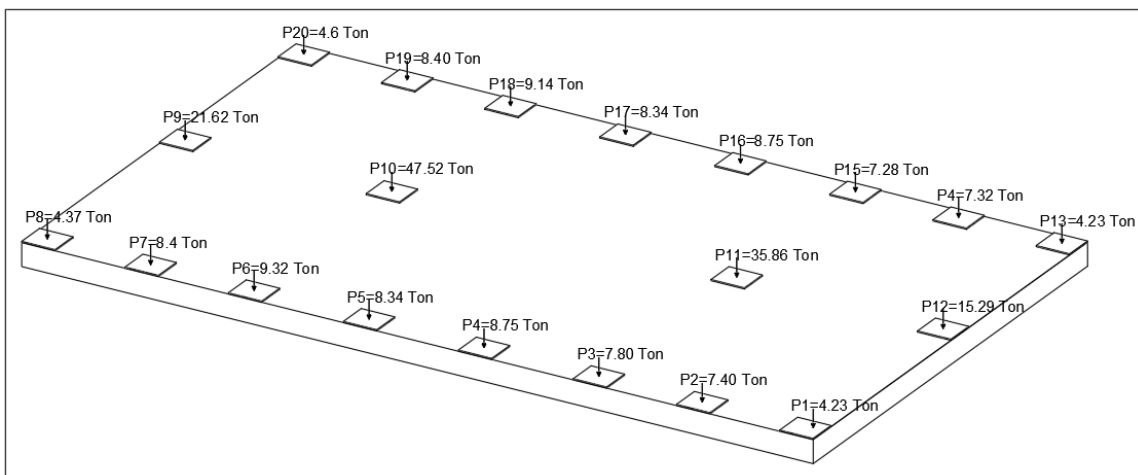
$$q_{20} = 0.132 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$q_{1,2,\dots,19,20} \leq q_{adm} \therefore \text{Cumple}$$

- **Dimensionamiento en elevación de la losa**
- Verificación a corte por punzonamiento, se presenta las cargas mayoradas 1.2D+1.6L (SAP2000) (figura 49), y los tipos de columnas a evaluar de acuerdo a su ubicación (figura50).

**Figura 49**

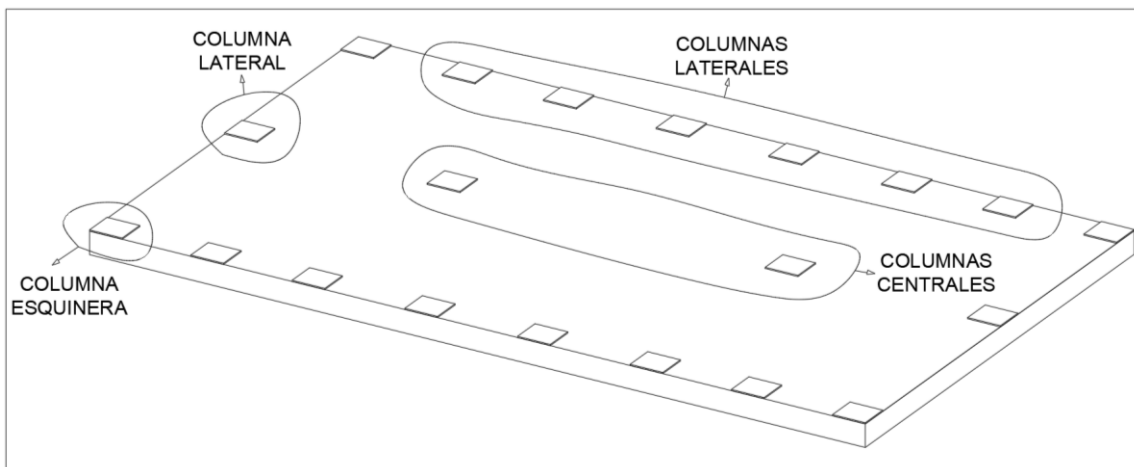
*Cargas de servicio mayoradas 1.2D+1.6L, losa de cimentación, SAP2000*



Elaborado por: El Autor.

## Figura 50

Tipos de columnas para la evaluación del punzonamiento



Elaborado por: El Autor.

Para el análisis se determinarán las columnas más desfavorables, por consiguiente, para el cálculo del canto útil mínimo  $d$ , se presenta las siguientes expresiones:

$$v_u \leq V_c$$

Donde:

$$V_c = \frac{P_u - q_u * A_c}{0.75 * b_o * d}$$

$$V_c = 1.06 * \sqrt{f'_c}$$

$P_u$ : Carga de servicio mayorada  $1.2D+1.6L$ , obtenida de SAP2000

$b_o$ : perímetro de corte.

$d$ : altura útil.

$V_c$ : cortante admisible.

$V_u$ : cortante actuante último.

$A_c$ : Área de punzonado

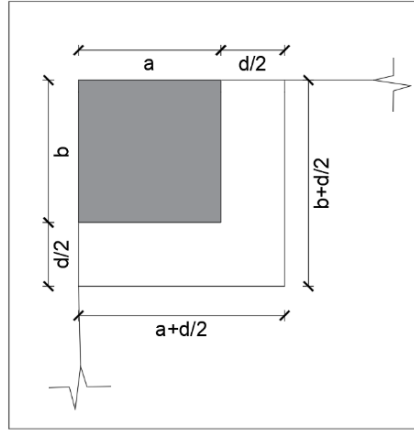
$f'_c$ : Resistencia a la compresión del hormigón

$q_u$ : Reacción del suelo en la zona punzonada

a) Punzonamiento Columna esquinera. (figura 51)

**Figura 51**

*Esquema para análisis de punzonamiento en columna esquinera*



Elaborado por: El Autor.

$$h_{col} = a = 50 \text{ cm} \quad ; \quad b_{col} = b = 50 \text{ cm}$$

$$b_o = a + b + d$$

$$A_c = \left( a + \frac{d}{2} \right) \left( b + \frac{d}{2} \right)$$

- Tensión cortante admisible

$$V_c = 1.06 * \sqrt{210} = 15.361 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- Columna 1, 13, Pu=4.23 ton,  $q_{13} = 0.081 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$

$$v_u = V_c$$

$$15.361 = \frac{4.23 * 1000 - 0.1 * 0.081 \left( a + \frac{d}{2} \right) \left( b + \frac{d}{2} \right)}{0.75 * (a + b + d) * d} \rightarrow d_{min} = 3.52 \text{ cm}$$

- Columna 8, 20, Pu=4.60 ton,  $q_{20} = 0.132 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$

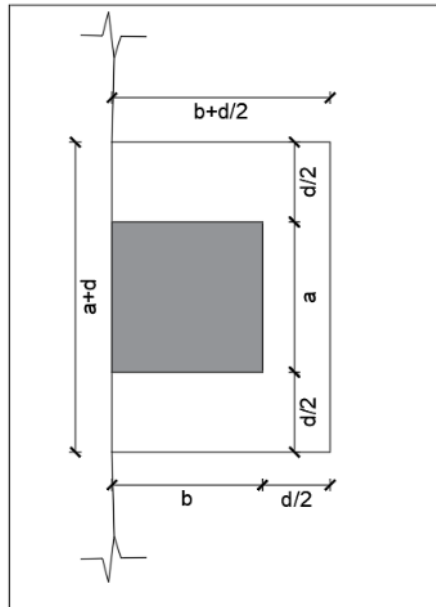
$$v_u = V_c$$

$$15.361 = \frac{4.60 * 1000 - 0.1 * 0.132 \left( a + \frac{d}{2} \right) \left( b + \frac{d}{2} \right)}{0.75 * (a + b + d) * d} \rightarrow d_{min} = 3.81 \text{ cm}$$

b) Punzonamiento Columna lateral. (figura 52, 53)

**Figura 52**

*Esquema para análisis de punzonamiento en columna lateral, tipo I*



Elaborado por: El Autor.

$$h_{col} = a = 50 \text{ cm} \quad ; \quad b_{col} = b = 50 \text{ cm}$$

$$A_o = \left(b + \frac{d}{2}\right)(a + d)$$

$$b_o = 2\left(b + \frac{d}{2}\right) + (a + d)$$

- Tensión cortante admisible

$$V_c = 1.06 * \sqrt{210} = 15.361 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- Columna 2, 14,  $P_u=7.40 \text{ ton}$ ,  $q_{14} = 0.087 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$

$$v_u = V_c$$

$$15.361 = \frac{7.40 * 1000 - 0.1 * 0.087 \left(b + \frac{d}{2}\right)(a + d)}{0.75 * \left(2\left(b + \frac{d}{2}\right) + (a + d)\right) * d} \rightarrow d_{min} = 4.04 \text{ cm}$$

- Columna 3, 15, Pu=7.80 ton,  $q_{15} = 0.094 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$

$$v_u = V_c$$

$$15.361 = \frac{7.80 * 1000 - 0.1 * 0.094 \left(b + \frac{d}{2}\right) (a + d)}{0.75 * \left(2 \left(b + \frac{d}{2}\right) + (a + d)\right) * d} \rightarrow d_{min} = 4.26 \text{ cm}$$

- Columna 4, 16, Pu=8.75 ton,  $q_{16} = 0.102 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$

$$v_u = V_c$$

$$15.361 = \frac{8.75 * 1000 - 0.1 * 0.102 \left(b + \frac{d}{2}\right) (a + d)}{0.75 * \left(2 \left(b + \frac{d}{2}\right) + (a + d)\right) * d} \rightarrow d_{min} = 4.75 \text{ cm}$$

- Columna 5, 17, Pu=8.34 ton,  $q_{17} = 0.11 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$

$$v_u = V_c$$

$$15.361 = \frac{8.34 * 1000 - 0.1 * 0.11 \left(b + \frac{d}{2}\right) (a + d)}{0.75 * \left(2 \left(b + \frac{d}{2}\right) + (a + d)\right) * d} \rightarrow d_{min} = 4.53 \text{ cm}$$

- Columna 6, 18, Pu=9.32 ton,  $q_{18} = 0.118 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$

$$v_u = V_c$$

$$15.361 = \frac{9.32 * 1000 - 0.1 * 0.118 \left(b + \frac{d}{2}\right) (a + d)}{0.75 * \left(2 \left(b + \frac{d}{2}\right) + (a + d)\right) * d} \rightarrow d_{min} = 5.03 \text{ cm}$$

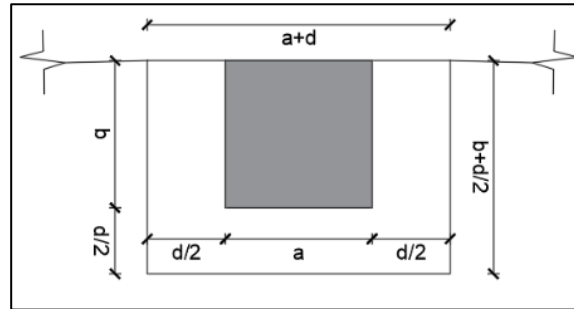
- Columna 7, 19, Pu=8.40 ton,  $q_{19} = 0.125 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$

$$v_u = V_c$$

$$15.361 = \frac{8.40 * 1000 - 0.1 * 0.125 \left(b + \frac{d}{2}\right) (a + d)}{0.75 * \left(2 \left(b + \frac{d}{2}\right) + (a + d)\right) * d} \rightarrow d_{min} = 4.56 \text{ cm}$$

**Figura 53**

*Esquema para análisis de punzonamiento en columna lateral tipo II*



Elaborado por: El Autor.

- Columna 9,  $P_u=21.62 \text{ ton}$ ,  $q_9 = 0.132 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$

$$v_u = V_c$$

$$15.361 = \frac{21.62 * 1000 - 0.1 * 0.132 \left(b + \frac{d}{2}\right) (a + d)}{0.75 * \left(2 \left(b + \frac{d}{2}\right) + (a + d)\right) * d} \rightarrow d_{min} = 10.90 \text{ cm}$$

- Columna 12,  $P_u=15.29 \text{ ton}$ ,  $q_{12} = 0.08 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$

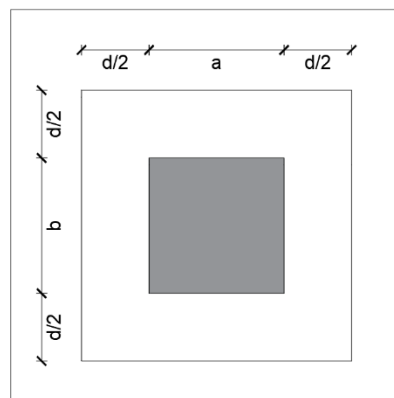
$$v_u = V_c$$

$$15.361 = \frac{15.29 * 1000 - 0.1 * 0.08 \left(b + \frac{d}{2}\right) (a + d)}{0.75 * \left(2 \left(b + \frac{d}{2}\right) + (a + d)\right) * d} \rightarrow d_{min} = 7.98 \text{ cm}$$

- c) Punzonamiento columna central. (figura 54)

**Figura 54**

*Esquema para análisis de punzonamiento en columna central*



Elaborado por: El Autor.

$$h_{col} = a = 50 \text{ cm} \quad ; \quad b_{col} = b = 50 \text{ cm}$$

$$A_o = (a + d)(b + d)$$

$$b_o = 2(a + d) + 2(b + d)$$

- Tensión cortante admisible

$$V_c = 1.06 * \sqrt{210} = 15.361 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- Columna 10, Pu=47.52 ton,  $q_{10} = 0.118 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$

$$v_u = V_c$$

$$15.361 = \frac{47.52 * 1000 - 0.1 * 0.118(a + d)(b + d)}{0.75 * (2(a + d) + 2(b + d)) * d} \rightarrow d_{min} = \mathbf{15.68 \text{ cm}}$$

- Columna 11, Pu=35.86 ton,  $q_{11} = 0.094 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$

$$v_u = V_c$$

$$15.361 = \frac{35.86 * 1000 - 0.1 * 0.094(a + d)(b + d)}{0.75 * (2(a + d) + 2(b + d)) * d} \rightarrow d_{min} = 12.45 \text{ cm}$$

**El valor de canto mínimo calculado  $d_{min}=15.68 \text{ cm}$ , es mayor al valor de diseño recomendado en el ACI 318, por tanto, como mínimo se utilizará la altura útil correspondiente a la columna 10.**

Se asume para el caso de losa de cimentación, la profundidad de desplante equivalente al espesor de la losa, siendo el valor de  $H=0.50 \text{ m}$ , por consiguiente, se describe la comprobación de la tensión cortante admisible según la expresión para la columna 10, utilizando el valor de canto útil adoptado.

$$d_{adop} = H - rec = 42.5 \text{ cm}$$

$$d_{adop} \geq d_{min}$$

$$42.5 \text{ cm} \geq 15.69 \text{ cm} \rightarrow \text{Cumple}$$

- Columna 10, Pu=47.52 ton,  $q_{10} = 0.118 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$

$$v_u = V_c$$



$$V_u = \frac{Pu - qu(a + d_{adop})(b + d_{adop})}{0.75 * (2(a + d_{adop}) + 2(b + d_{adop})) * d_{adop}}$$

$$V_u = \frac{47.52 * 1000 - 0.1 * 0.118(a + d_{adop})(b + d_{adop})}{0.75 * (2(a + d_{adop}) + 2(b + d_{adop})) * d_{adop}}$$

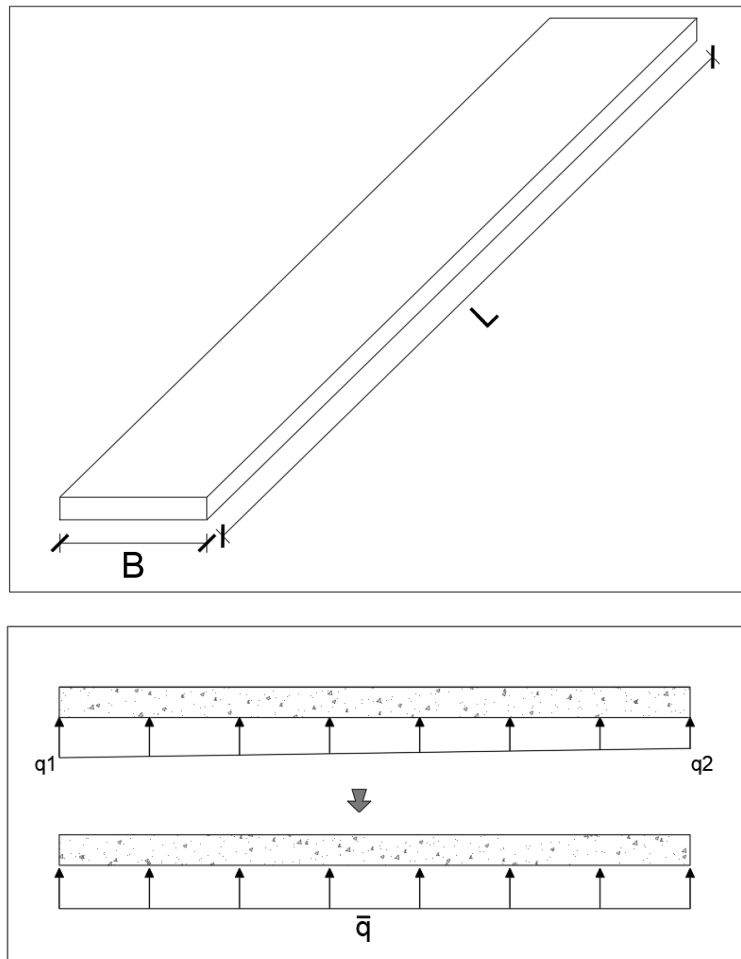
$$V_u = 4.021 \frac{kg}{cm^2}$$

$$v_u = 4.021 \frac{kg}{cm^2} \leq V_c = 15.361 \frac{kg}{cm^2} \therefore \text{Cumple}$$

- **Análisis de franjas equivalentes de diseño (figura 55)**

**Figura 55**

*Franja tipo de diseño para losa de cimentación*



*Nota. a) Esquema de franja para el diseño, b) Esquema de esfuerzos equivalentes en franja. Elaborado por: El Autor.*

$$q_{prom} = \frac{q_n + q_{n+...1}}{2} * B$$

Donde:

$q_{prom}$ : esfuerzo del suelo promedio de la franja

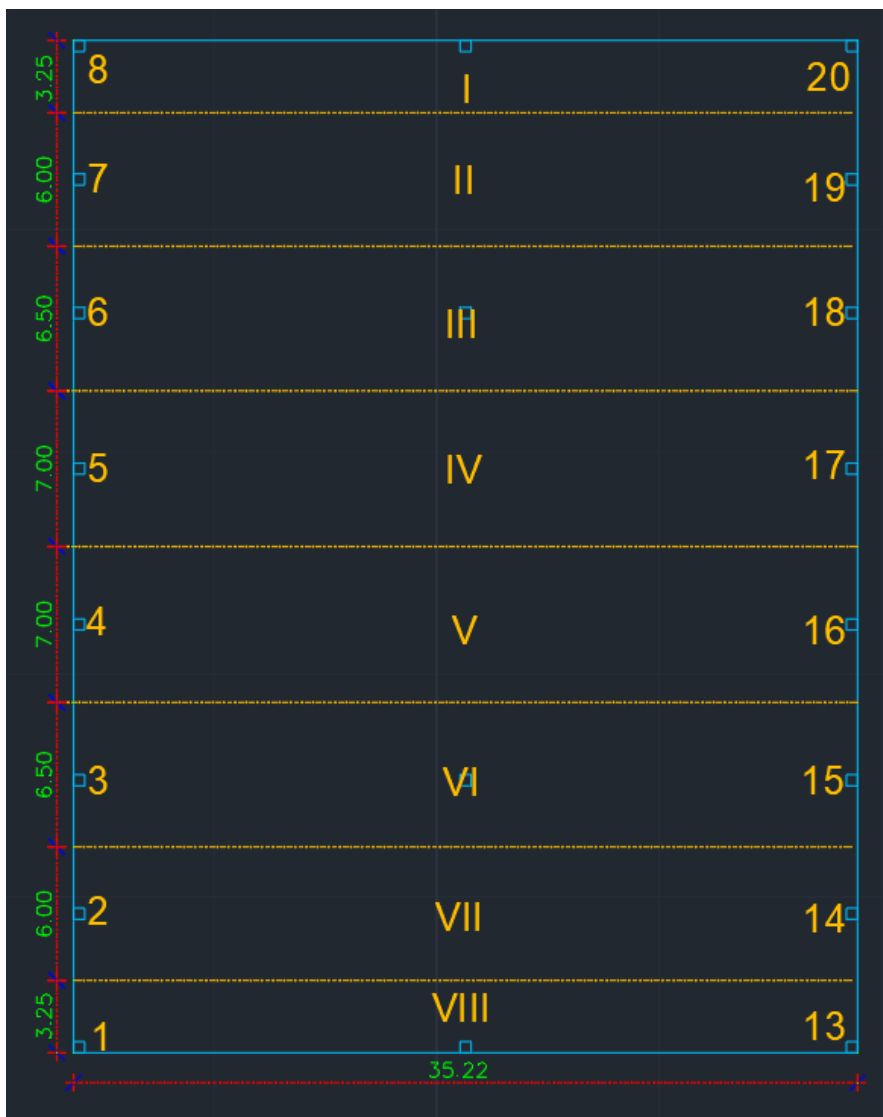
B: ancho de franja considerado

$q_n, q_{n+...1}$ : Esfuerzos del suelo considerados para la franja

- **Franjas Horizontales (figura 56)**

**Figura 56**

*Franjas horizontales de acuerdo a la geometría*



Elaborado por: El Autor.

- Franja I:  $B = 3.25 \text{ m}$ ,  $q_8 = 0.131 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$ ,  $q_{20} = 0.132 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$

$$q_I = \frac{q_8 + q_{20}}{2} * 3.25 = 0.428 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

- Franja II:  $B = 6 \text{ m}$ ,  $q_7 = 0.124 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$ ,  $q_{19} = 0.125 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$

$$q_{II} = \frac{q_7 + q_{19}}{2} * 6 = 0.748 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

- Franja III:  $B = 6.5 \text{ m}$ ,  $q_6 = 0.117 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$ ,  $q_{18} = 0.118 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$

$$q_{III} = \frac{q_6 + q_{18}}{2} * 6.5 = 0.766 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

- Franja IV:  $B = 7 \text{ m}$ ,  $q_5 = 0.109 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$ ,  $q_{17} = 0.11 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$

$$q_{IV} = \frac{q_5 + q_{17}}{2} * 7 = 0.769 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

- Franja V:  $B = 7 \text{ m}$ ,  $q_4 = 0.101 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$ ,  $q_{16} = 0.102 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$

$$q_V = \frac{q_4 + q_{16}}{2} * 7 = 0.713 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

- Franja VI:  $B = 6.5 \text{ m}$ ,  $q_3 = 0.093 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$ ,  $q_{15} = 0.094 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$

$$q_{VI} = \frac{q_3 + q_{15}}{2} * 6.5 = 0.61 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

- Franja VII:  $B = 6 \text{ m}$ ,  $q_2 = 0.086 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$ ,  $q_{14} = 0.087 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$

$$q_{VII} = \frac{q_2 + q_{14}}{2} * 6 = 0.522 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

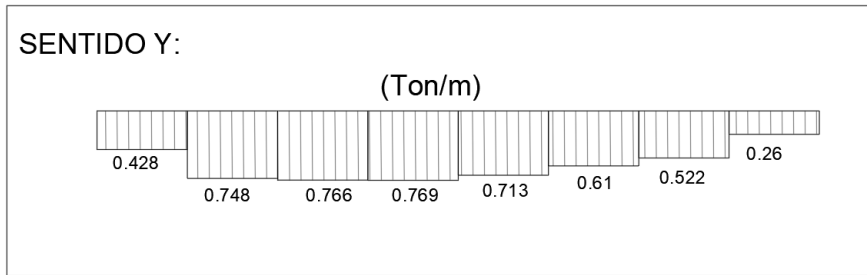
- Franja VIII:  $B = 3.25 \text{ m}$ ,  $q_1 = 0.08 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$ ,  $q_{13} = 0.081 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$

$$q_{VIII} = \frac{q_1 + q_{13}}{2} * 3.25 = 0.26 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Se presenta a partir del análisis de esfuerzos para las franjas horizontales la figura 57, correspondiente a la franja equivalente de diseño.

**Figura 57**

*Franja equivalente para el diseño y-y*

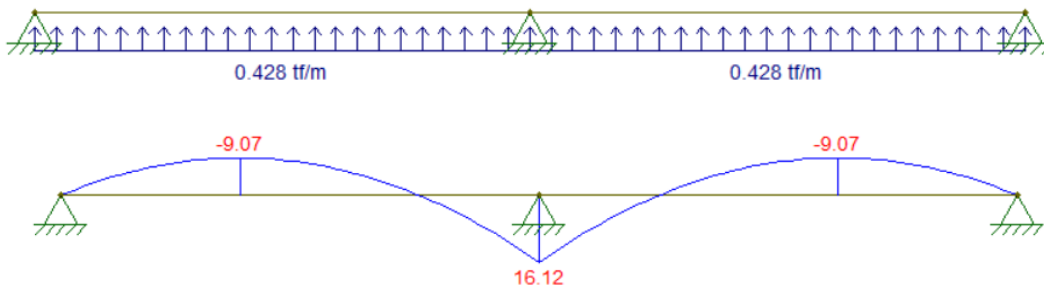


Elaborado por: El Autor.

- Diagrama de momentos franja I, VIII. (figura 58)

**Figura 58**

*Diagrama de esfuerzos para el análisis de las franjas horizontales I y VIII*



*Nota.* Los diagramas para el análisis de esfuerzo en la franja fueron obtenidos mediante el programa de análisis FTOOL. Elaborado por: El Autor.

$M_{max} = 9.07 \text{ ton.m}$  (momento crítico en franja)

- Refuerzo principal,  $b = 3.5 \text{ m}$ .

$$A_{s\text{calc}} = \frac{0.85 * f'c * b * d_{adop}}{f'y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_{max}}{0.85 * 0.9 * f'c * b * d_{adop}^2}} \right)$$

$$A_{s\text{calc}} = 5.671 \text{ cm}^2$$

- Acero mínimo por flexión

$$A_{s\text{min}} = \frac{14 * b * d_{adop}}{f'y}$$

$$A_{s\text{min}} = 49.583 \text{ cm}^2$$

- Acero colocado, en franja.

$$A_{var} = 1.539 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Para un } \phi 14 \text{ mm}$$

$$A_{scol} = A_{var} * cant$$

$$A_{scol} = 1.539 * 33 = 50.80 \text{ cm}^2$$

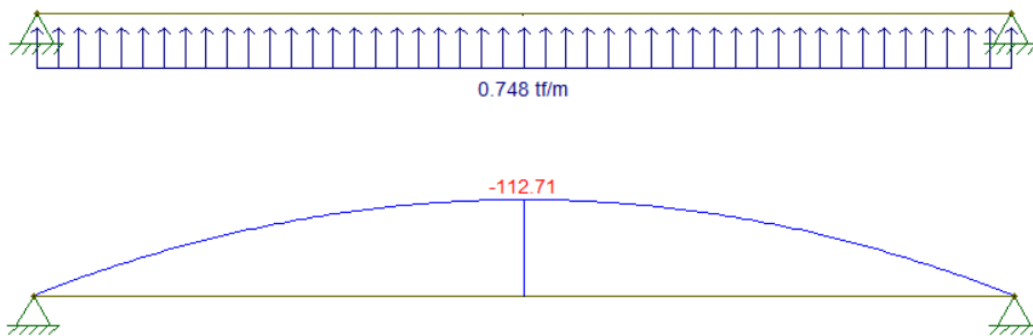
$$A_{scol} \geq A_{smin} \leftrightarrow 50.80 \text{ cm}^2 \geq 49.583 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{1\phi 14mm@10.50cm}$$

- Diagrama de momentos franja II, VII. (figura 59)

**Figura 59**

Diagrama de esfuerzos para el análisis de las franjas horizontales II, VII



Nota. Los diagramas para el análisis de esfuerzo en la franja fueron obtenidos mediante el programa de análisis FTOOL. Elaborado por: El Autor.

$$M_{max} = 112.71 \text{ ton.m (momento crítico en franja)}$$

- Refuerzo principal,  $b=6.00 \text{ m}$ .

$$A_{scalc} = \frac{0.85 * f'c * b * d_{adop}}{f'y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_{max}}{0.85 * 0.9 * f'c * b * d_{adop}^2}} \right)$$

$$A_{s calc} = 72.59 \text{ cm}^2$$

- Acero mínimo por flexión

$$A_{smin} = \frac{14 * b * d_{adop}}{f'y}$$

$$\mathbf{A_{smin} = 85.00 \text{ cm}^2}$$

- Acero colocado, en franja.

$$A_{var} = 3.142 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Para un } \phi 20 \text{ mm}$$

$$A_{col} = A_{var} * cant$$

$$A_{col} = 3.142 * 33 = 103.67 \text{ cm}^2$$

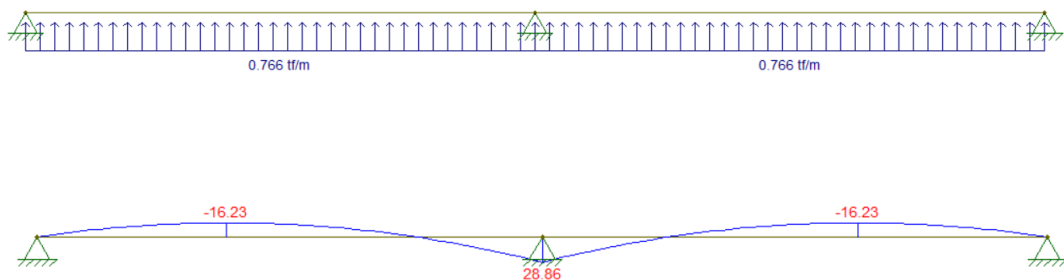
$$A_{s \text{ col}} \geq A_{s \text{ calc}} \leftrightarrow 103.67 \text{ cm}^2 \geq 85 \text{ cm}^2$$

**1 $\phi$ 20mm@18cm**

- Diagrama de momentos franja III, VI. (figura 60)

**Figura 60**

Diagrama de esfuerzos para el análisis de las franjas horizontales III y VI



Nota. Los diagramas para el análisis de esfuerzo en la franja fueron obtenidos mediante el programa de análisis FTOOL. Elaborado por: El Autor.

$$M_{max} = 16.23 \text{ ton.m (momento crítico en franja)}$$

- Refuerzo principal,  $b=6.5 \text{ m}$ .

$$A_{s \text{ calc}} = \frac{0.85 * f'c * b * d_{adop}}{f'y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_{max}}{0.85 * 0.9 * f'c * b * d_{adop}^2}} \right)$$

$$A_{s \text{ calc}} = 10.147 \text{ cm}^2$$

- Acero mínimo por flexión

$$A_{s \text{ min}} = \frac{14 * b * d_{adop}}{f'y}$$

$$A_{s \text{ min}} = 92.083 \text{ cm}^2$$

- Acero colocado, en franja.

$$A_{var} = 3.142 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Para un } \phi 20 \text{ mm}$$

$$A_{col} = A_{var} * cant$$

$$A_{col} = 3.142 * 33 = 103.67 \text{ cm}^2$$

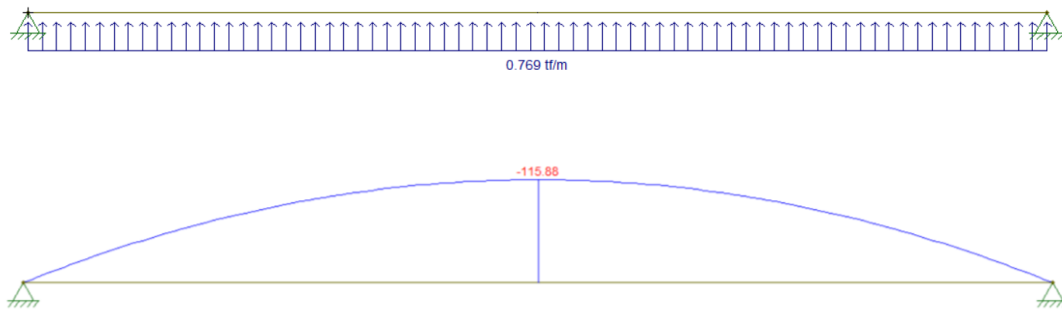
$$A_{col} \geq A_{min} \leftrightarrow 103.67 \text{ cm}^2 \geq 92.083 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{1\phi 20mm@19.50 \text{ cm}}$$

- Diagrama de momentos franja IV, V. (figura 61)

### Figura 61

Diagrama de esfuerzos para el análisis de las franjas horizontales IV y V



Nota. Los diagramas para el análisis de esfuerzo en la franja fueron obtenidos mediante el programa de análisis FTOOL. Elaborado por: El Autor.

$$M_{max} = 115.88 \text{ ton.m (momento crítico en franja)}$$

- Refuerzo principal,  $b=7.00 \text{ m}$ .

$$A_{s\text{calc}} = \frac{0.85 * f'c * b * d_{adop}}{f'y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_{max}}{0.85 * 0.9 * f'c * b * d_{adop}^2}} \right)$$

$$A_{s\text{calc}} = 74.316 \text{ cm}^2$$

- Acero mínimo por flexión

$$A_{s\text{min}} = \frac{14 * b * d_{adop}}{f'y}$$

$$\mathbf{A_{s\text{min}} = 99.167 \text{ cm}^2}$$

- Acero colocado, en franja.

$$A_{var} = 3.142 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Para un } \phi 20 \text{ mm}$$

$$A_{scol} = A_{var} * cant$$

$$A_{scol} = 3.142 * 33 = 103.67 \text{ cm}^2$$

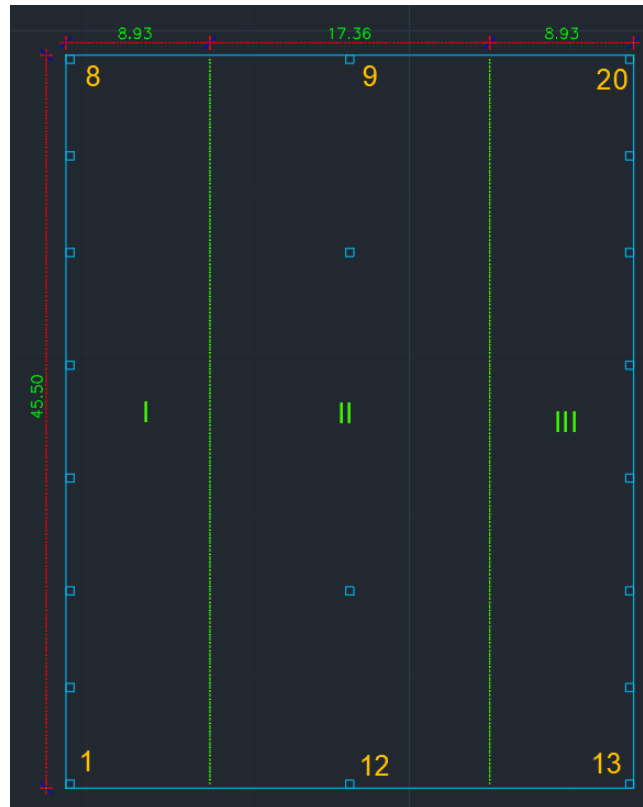
$$A_{scol} \geq A_{scalc} \leftrightarrow 103.67 \text{ cm}^2 \geq 99.167 \text{ cm}^2$$

**1 $\phi$ 20mm@21cm**

- Franjas verticales (figura 62)

**Figura 62**

*Franjas verticales de acuerdo a su geometría*



Elaborado por: El Autor.

- Franja I:  $B = 8.93 \text{ m}$ ,  $q_1 = 0.08 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$ ,  $q_8 = 0.131 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$

$$q_I = \frac{q_1 + q_8}{2} * 8.93 = 0.941 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

- Franja II:  $B = 17.36 \text{ m}$ ,  $q_{12} = 0.08 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$ ,  $q_9 = 0.132 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$



$$q_{II} = \frac{q_{12} + q_9}{2} * 17.36 = 1.837 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

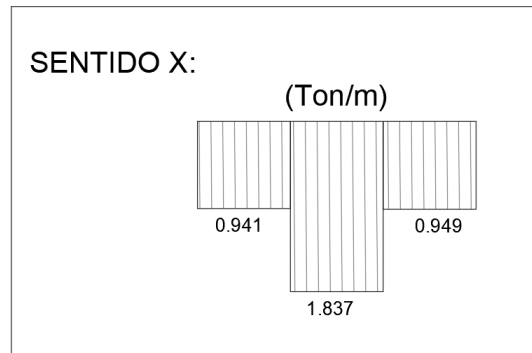
- Franja III:  $B = 8.93 \text{ m}$ ,  $q_{13} = 0.081 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$ ,  $q_{20} = 0.132 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$

$$q_{III} = \frac{q_{13} + q_{20}}{2} * 8.93 = 0.949 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Se presenta a partir del análisis de esfuerzos para las franjas verticales la figura 63, correspondiente a la franja equivalente de diseño.

### Figura 63

*Franja equivalente para el diseño x-x*

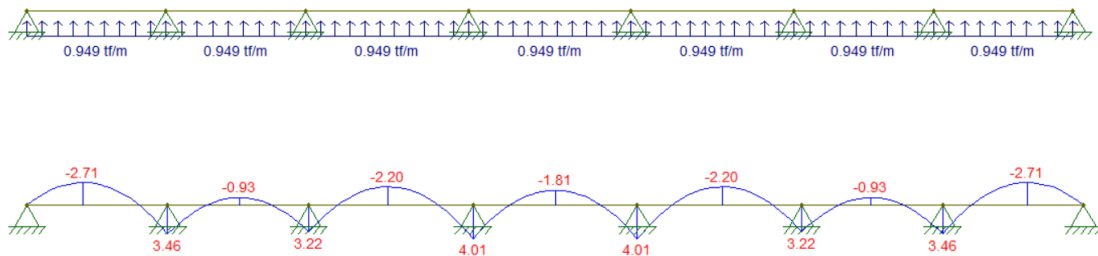


Elaborado por: El Autor.

- Diagrama de momentos franja I, III. (figura 64)

### Figura 64

*Diagrama de esfuerzos para el análisis de las franjas verticales I y III*



*Nota.* Los diagramas para el análisis de esfuerzo en la franja fueron obtenidos mediante el programa de análisis FTOOL. Elaborado por: El Autor.

$M_{max} = 2.71 \text{ ton.m}$  (momento crítico en franja)

- Refuerzo principal,  $b=8.93$  m.

$$A_{s\text{calc}} = \frac{0.85 * f'c * b * d_{adop}}{f'y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_{max}}{0.85 * 0.9 * f'c * b * d_{adop}^2}} \right)$$

$$A_{s\text{calc}} = 1.688 \text{ cm}^2$$

- Acero mínimo por flexión

$$A_{s\text{min}} = \frac{14 * b * d_{adop}}{f'y}$$

$$A_{s\text{min}} = 126.508 \text{ cm}^2$$

- Acero colocado, en franja.

$$A_{var} = 2.011 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Para un } \phi 16 \text{ mm}$$

$$A_{s\text{col}} = A_{var} * cant$$

$$A_{s\text{col}} = 2.011 * 80 = 160.85 \text{ cm}^2$$

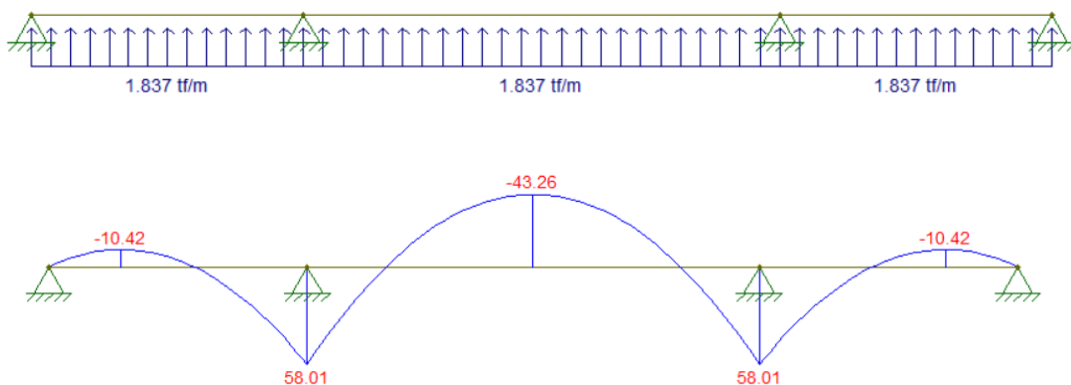
$$A_{s\text{col}} \geq A_{s\text{min}} \leftrightarrow 160.85 \text{ cm}^2 \geq 126.508 \text{ cm}^2$$

$$1\phi 16\text{mm}@21.5 \text{ cm}$$

- Diagrama de momentos franja II. (figura 65)

**Figura 65**

Diagrama de esfuerzos para el análisis de la franja vertical II



*Nota.* Los diagramas para el análisis de esfuerzo en la franja fueron obtenidos mediante el programa de análisis FTOOL. Elaborado por: El Autor.

Mmax=43.26 ton.m (momento crítico en franja)

- Refuerzo principal, b=17.36 m.

$$A_{s\text{calc}} = \frac{0.85 * f'c * b * d_{adop}}{f'y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_{max}}{0.85 * 0.9 * f'c * b * d_{adop}^2}} \right)$$

$$A_{s\text{calc}} = 27.045 \text{ cm}^2$$

- Acero mínimo por flexión

$$A_{s\text{min}} = \frac{14 * b * d_{adop}}{f'y}$$

$$A_{s\text{min}} = 245.93 \text{ cm}^2$$

- Acero colocado, en franja.

$$A_{var} = 3.142 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Para un } \phi 20 \text{ mm}$$

$$A_{s\text{col}} = A_{var} * \text{cant}$$

$$A_{s\text{col}} = 3.142 * 80 = 251.327 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{col}} \geq A_{s\text{calc}} \leftrightarrow 251.32 \text{ cm}^2 \geq 245.93 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{1\phi 20\text{mm}@21.5\text{cm}}$$

## 19 CÁLCULO Y EVALUACIÓN DE LAS CIMENTACIONES PARA TORRE DE TRANSMISIÓN CIMENTADA SOBRE SUELO TIPO C

### 19.1 CURVAS DE CAPACIDAD ADMISIBLE PARA SUELO: TIPO C

De acuerdo con los objetivos del proyecto, se presenta las curvas de capacidad vs B (figuras 66, 67, 68), obtenidas de acuerdo a las ecuaciones semiempíricas propuestas por Bowles y Meyerhof; para el cálculo se tomó un valor de N60spt=50 correspondiente al perfil de suelo tipo C indicado en la NEC-15.

- Conversión del valor de N60spt adecuado a los factores F del SPT para N55 de acuerdo a la tabla propuesta por Bowles.

$$N_{55} = \frac{60}{55} * 50$$

$$N_{55} = 54.5454 = 55$$

### 19.1.1 QA VS B, PARA ZAPATA CUADRADA

$$q_{adm} = \frac{N_{55}}{0.08} * \left( \frac{B + 0.3}{B} \right)^2 * K_d \rightarrow B > 1.2$$

- Ejemplo de cálculo, B=2.00 m, Df=3.00 m

$$K_d = 1 + 0.33 * \frac{Df}{B} = 1 + 0.33 * \frac{3.00}{2.00} = 1.495$$

$$K_d = 1.495 > 1.33 \therefore K_d = 1.33$$

$$q_{adm} = \frac{55}{0.08} * \left( \frac{2.00 + 0.3}{2.00} \right)^2 * 1.33 = 1209.26 \text{ KPa}$$

$$q_{adm} = 1209.26 \text{ KPa} * 0.101971 = 123.31 \frac{T}{m^2}$$

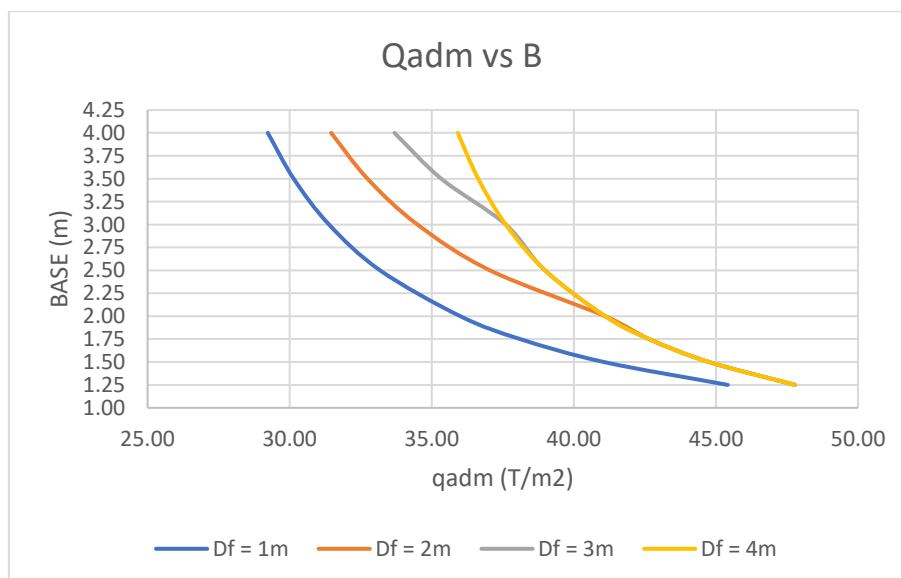
Donde “0.101971” corresponde a un valor de conversión de kilopascal (KPa) a Tonelada sobre metro cuadrado (T/m<sup>2</sup>).

- Para las curvas de capacidad admisible, en función del factor de seguridad FS=3, se tiene:

$$q_{adm} = \frac{123.31}{3} = 41.10 \frac{T}{m^2}$$

**Figura 66**

*Curvas de capacidad admisible, suelo C, zapata aislada, torre de transmisión*



Elaborado por: El Autor.

### 19.1.2 QA VS B, PARA VIGA DE CIMENTACIÓN

$$q_{adm} = \frac{N_{55}}{0.05} * K_d \rightarrow B \leq 1.2$$

- Ejemplo de cálculo, B=1.00 m, Df=1.20 m

$$K_d = 1 + 0.33 * \frac{Df}{B} = 1 + 0.33 * \frac{1.20}{1.00} = 1.396$$

$$K_d = 1.396 > 1.33 \therefore K_d = 1.33$$

$$q_{adm} = \frac{55}{0.05} * 1.33 = 1463 \text{ KPa}$$

$$q_{adm} = 1463 \text{ KPa} * 0.101971 = 149.18 \frac{T}{m^2}$$

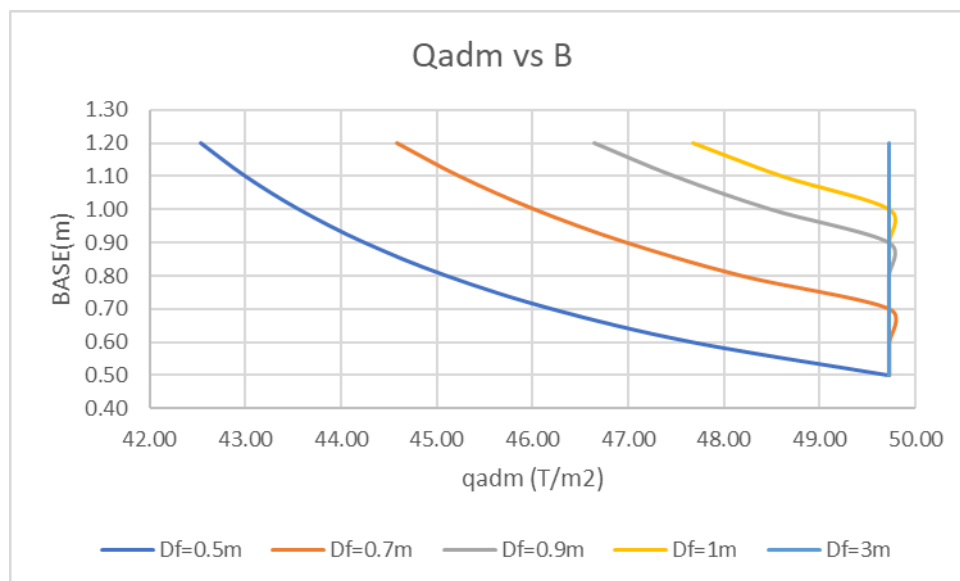
Donde “0.101971” corresponde a un valor de conversión de kilopascal (KPa) a Tonelada sobre metro cuadrado (T/m<sup>2</sup>).

- Para las curvas de capacidad admisible, en función del factor de seguridad FS=3, se tiene:

$$q_{adm} = \frac{149.18}{3} = 49.73 \frac{T}{m^2}$$

**Figura 67**

*Curvas de capacidad admisible, suelo C, viga de cimentación, Torre*



Elaborado por: El Autor.

### 19.1.3 QA VS B, PARA LOSA DE CIMENTACIÓN

$$q_{adm} = \frac{N_{55}}{0.08} * K_d$$

- Ejemplo de cálculo, B=4.50 m, Df=2.00 m

$$K_d = 1 + 0.33 * \frac{Df}{B} = 1 + 0.33 * \frac{2.00}{4.50} = 1.15$$

$$K_d \leq 1.33 \therefore K_d = 1.15$$

$$q_{adm} = \frac{55}{0.08} * 1.15 = 788.33 \text{ KPa}$$

$$q_{adm} = 788.33 \text{ KPa} * 0.101971 = 80.39 \frac{T}{m^2}$$

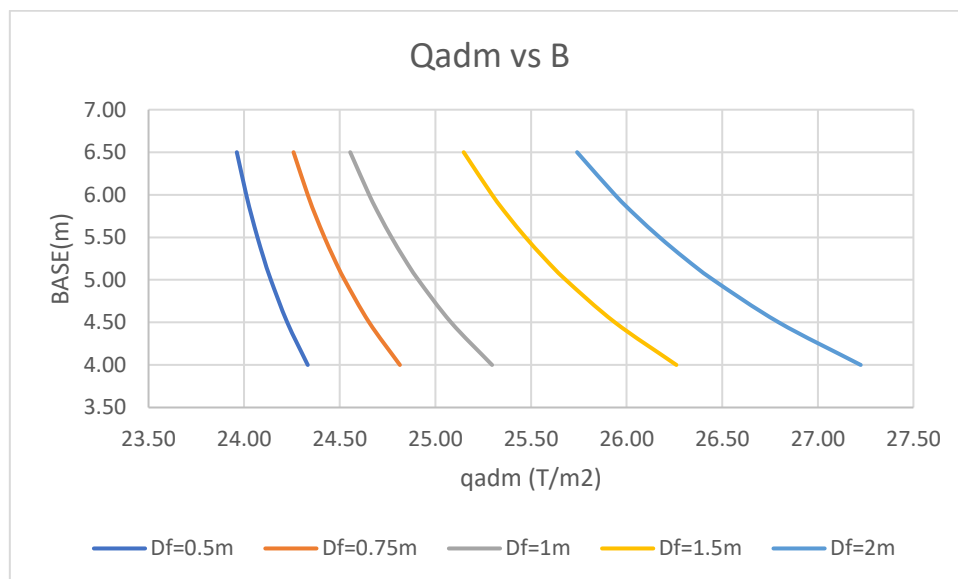
Donde “0.101971” corresponde a un valor de conversión de kilopascal (KPa) a Tonelada sobre metro cuadrado (T/m<sup>2</sup>).

- Para las curvas de capacidad admisible, en función del factor de seguridad FS=3, se tiene:

$$q_{adm} = \frac{70.68}{3} = 26.80 \frac{T}{m^2}$$

**Figura 68**

*Curvas de capacidad admisible, suelo C, losa de cimentación, torre*



Elaborado por: El Autor.

**NOTA:** Para la construcción de las curvas de capacidad admisible se adoptó un valor de FS (factor de seguridad) = 3, de acuerdo a lo recomendado por el Dr. Alva Jorge, el cual sugiere un valor que varía entre 2-4.

## **19.2 DISEÑO CIMENTACIONES SUPERFICIALES PARA TORRE DE TRANSMISIÓN**

### **19.2.1 ZAPATA AISLADA**

De las curvas de capacidad portante para zapata aislada (figura 66) se tomó para el diseño los valores correspondientes de  $B=L=2$  metros y una profundidad de desplante  $D_f=3.25$  m, para una capacidad admisible del suelo de  $41.10 \text{ Ton/m}^2$ , así mismo, se tomó la carga crítica de servicio correspondiente a la columna "A" del programa SAP2000, siendo esta de  $2.77 \text{ Ton}$  y la carga de servicio mayorada de  $3.36 \text{ Ton}$ . A continuación, se describe el proceso de diseño para la zapata aislada.

#### **- Datos para el diseño**

$P = 2.77 \text{ Ton}$  Carga de servicio D+L, obtenida de SAP2000

$P_u = 3.36 \text{ Ton}$  Carga de servicio mayorada  $1.2D+1.6L$ , obtenida de SAP2000

$q_{adm} = 41.10 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$  Capacidad admisible del suelo para  $B=2\text{m}$  y  $D_f=3.25 \text{ m}$

$B = L = 2 \text{ m}$

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

$f'_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$rec = 7.5 \text{ cm}$  Recubrimiento mínimo para estructuras en contacto con el suelo

#### **- Área de la cimentación**

$$A = B * L = 4 \text{ m}^2$$

#### **- Comprobación de esfuerzos**

$$q = \frac{P}{A} = \frac{3.36}{4}$$

$$q_u = 0.84 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$q_u \leq q_{adm} \therefore \text{Cumple}$$

Se tiene para el caso una distribución de esfuerzos uniforme de forma rectangular (figura 39) al contar únicamente con la carga de servicio vertical.

$$b_{columna} = 0.30 \text{ m}$$

$$h_{columna} = 0.30 \text{ m}$$

- **Corte Bidireccional (figura 40)**

$$v_u = \frac{V_U}{0.75 * b_o * d} \quad ; \text{Donde: } b_o = \text{perímetro de corte, } d = \text{altura útil}$$

$$V_U = P_u - q_u * A_c \quad ; \text{Donde: } A_c = \text{Área en planta por punzonamiento}$$

$$b_o = 2 * (b_{col} + h_{col} + 2d)$$

$$A_c = (d + h_{col})(d + b_{col})$$

$$V_c = 1.06 * \sqrt{f'c}$$

$$V_c = 10 * 1.06 * \sqrt{210} = 153.609 \text{ Ton/m}^2$$

$$v_u = V_c$$

$$V_c = \frac{P_u - q_u * A_c}{0.75 * b_o * d}$$

$$V_c = \frac{P_u - q_u(d + h_{col})(d + b_{col})}{0.75 * 2 * (b_{col} + h_{col} + 2d) * d}$$

$$d_{min} = 2.205 \text{ cm}$$

$$h = d_{min} + rec = 9.705 \text{ cm}$$

El espesor mínimo de una zapata de acuerdo a la NEC y la ACI es de 15 cm, por tanto, para nuestro diseño adoptamos un valor de 25 cm y recalculamos la altura útil de la zapata.

$$h = 25 \text{ cm}$$

$$d = h - rec = 17.5 \text{ cm}$$



- **Corte Unidireccional (figura 41)**

$$v_u = \frac{V_U}{0.75 * b * d} \quad ; \text{Donde: } b = \text{franja unitaria de corte,} \quad d = \text{altura útil}$$

$$V_U = q_u * b * l \quad ; \text{Donde: } l = \text{Distancia del extremo de la cara de la columna al borde de la cimentación.}$$

$$l = \frac{B - b_{col}}{2} - d = 0.675 \text{ m}$$

$$v_u = \frac{q_1 * b * l}{0.75 * b * d} = 3.561 \text{ Ton/m}^2$$

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

$$V_c = 10 * 0.53 * \sqrt{210} = 76.804 \text{ Ton/m}^2$$

$$v_u = 3.561 \leq V_c = 76.804$$

$$v_u \leq V_c \quad \therefore \text{Cumple}$$

- **Análisis de volcamiento**

Para este punto, se analiza el volcamiento de la torre a fin de ajustar la geometría de la cimentación (figura 69) para resistir las sollicitaciones, no solo por capacidad sino también por el tema de peso y empotramiento que hay que dar a los cimientos para que la torre no se volque. En las tablas 35, 36, 37, 38, 39 se presenta el análisis de volcamiento de acuerdo a diferentes ejes base (AB, DC, AD, BC) como se aprecia en la figura 70 para los cuales se espera el volcamiento de la torre en su estado más crítico, para ello, se obtiene las reacciones en la base de torre en cada pata del paquete computacional SAP2000 para la combinación de carga más desfavorable (Tabla 34), siendo esta:

$$1.2D+1L+1W0^\circ$$

Donde:

D: Carga muerta

L: Carga viva

W0°: Carga de viento para un ángulo de 0°

**Tabla 34**

*Reacciones de la torre en cada pata, para análisis de volcamiento*

Join Reactions			
CIMENTACIÓN	F1 (X), Ton.	F2 (Y), Ton	F3 (Z), Ton
1	-1.99	-1.13	-14.4
2	-2.89	1.66	20.99
3	-0.02	-0.53	3.29

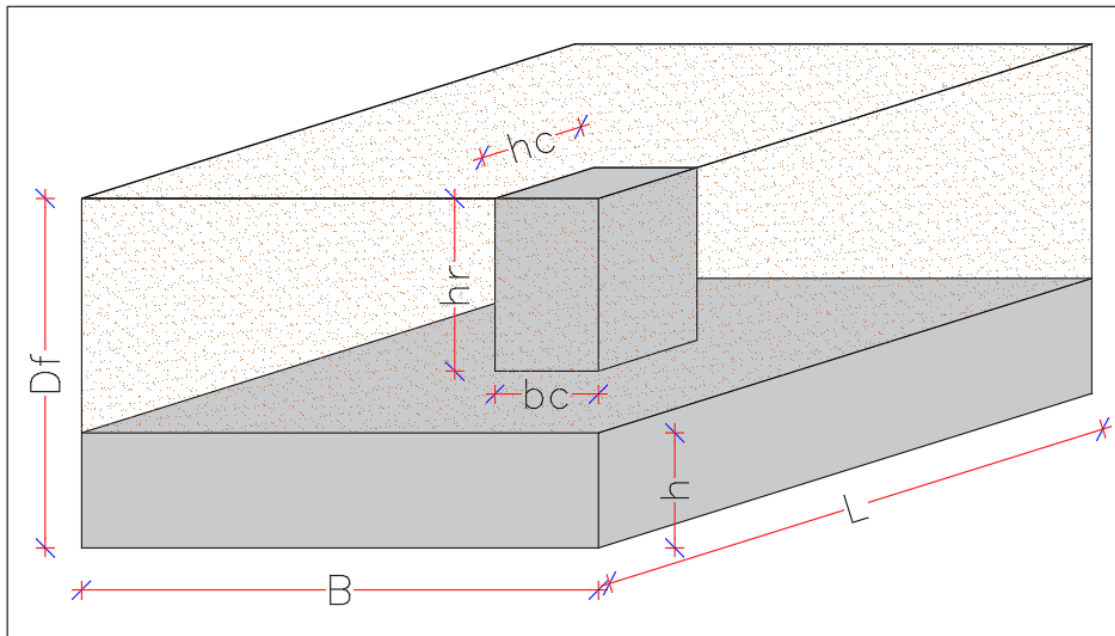
Elaborado por: El Autor.

- **Geometría de la cimentación**

- $B = 2\text{ m}$  → Ancho de la cimentación
- $L = 2\text{ m}$  → Largo de la cimentación
- $h = 0.25\text{ m}$  → Peralte de la zapata
- $Df = 3.25\text{ m}$  → Profundidad de desplante
- $h_{relleno} = 3.00\text{ m}$  → altura de relleno
- $bc = hc = 0.3\text{ m}$  → ancho de pedestal (columneta)

**Figura 69**

*Esquema 3D de la zapata aislada para el análisis de volcamiento*

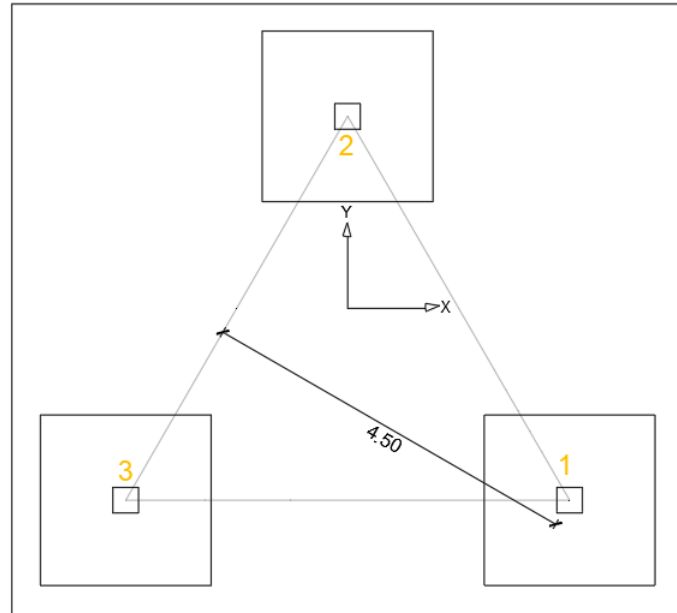


Elaborado por: El Autor.

- **Determinación de momento actuante “Ma”**

**Figura 70**

*Esquema en planta de cimentación aislada para el análisis de volcamiento*



Elaborado por: El Autor.

Momento actuante alrededor del eje 2-3

$$\text{Momento actuante} = \text{Pata 1(tracción)} * \text{brazo}$$

$$Ma = 14.4 * 4.50$$

$$Ma = 64.8 \text{ Ton} - m$$

- **Determinación de momento resistente “Mr”**

En lo referido a la determinación del momento resistente, se tiene:

- Peso específico del concreto = 2.4 T/m<sup>3</sup>
- Peso específico del suelo de relleno = 1.6 T/m<sup>3</sup>

Donde, el suelo utilizado para el relleno debe compactarse de acuerdo a la prueba Proctor estándar hasta alcanzar el 95% de compactación, en capas no mayores a 20 cm. Se describe a continuación el proceso de cálculo para determinar el momento resistente en la zapata aislada.

Peso total de columneta

$$W_{col} = bc * hc * (Df - h) * \gamma_{hormigón}$$

$$W_{col} = 0.30 * 0.30 * (3.25 - 0.25) * 2.4$$

$$W_{col} = 0.65 \text{ Ton}$$

#### Peso total de zapata

$$W_{zapata} = B * L * h * \gamma_{hormigón}$$

$$W_{zapata} = 2.00 * 2.00 * 0.25 * 2.4$$

$$W_{zapata} = 2.4 \text{ Ton}$$

#### Peso total de relleno

$$W_{relleno} = ((B * L) - (bc * hc)) * h_{relleno} * \gamma_{relleno}$$

$$W_{relleno} = ((2.00 * 2.00) - (0.3 * 0.3)) * 3.00 * 1.6$$

$$W_{relleno} = 18.77 \text{ Ton}$$

#### Momento resistente alrededor del eje 2-3

$$\text{Momento resistente} = (W_{col1} + W_{zap1} + W_{relleno1}) * brazo$$

$$Mr = (0.65 + 2.40 + 18.77) * 4.50$$

$$Mr = 98.17 \text{ Ton} - m$$

#### Factor de seguridad al volcamiento

$$FSV = \frac{\Sigma M_r}{\Sigma M_a} > 1.5$$

#### Donde:

FSV= Factor de seguridad al volcamiento

$\Sigma M_r$ = Sumatoria de momento resistentes

$\Sigma M_a$ = Sumatoria de momentos actuantes

$$FSV = \frac{98.17}{64.8} = 1.52$$

$$FSV > 1.5 \rightarrow \text{Cumple volcamiento}$$

La torre presenta fuerza de tracción en la dirección Z en la pata 1 (tabla 34), por lo tanto, a fin de evaluar el efecto de esta carga axial, se determina el factor de seguridad

al levantamiento, siendo esta la relación entre la fuerza axial de tracción y la fuerza vertical por peso propio de relleno, columna y zapata.

Fuerza axial total

$$W_{total} = W_{col} + W_{zapata} + W_{relleno}$$

$$W_{total} = 0.65 + 2.40 + 18.77$$

$$W_{total} = 21.82 \text{ Ton}$$

Fuerza axial a tracción: PATA 1= 14.4 Toneladas (tabla 34)

$$FS_{vertical} = \frac{21.82}{14.4}$$

$$FS_{vertical} = 1.52$$

$$FS_{vertical} > 1.5 \text{ Cumple}$$

- **Acero de refuerzo (figura 71)**

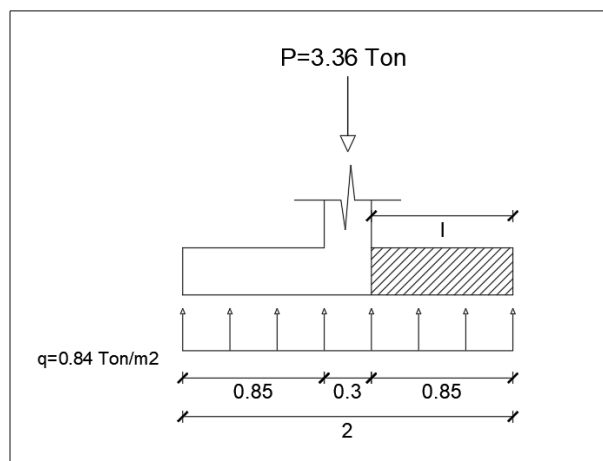
b=100 cm (ancho para 1 m de zapata)

h= 25 cm (espesor de zapata)

P=3.36 ton (carga mayorada de servicio 1.2D+1.6L, obtenida del programa SAP2000)

**Figura 71**

*Corte de zapata cuadrada, torre de transmisión*



Elaborado por: El Autor.

$$l = \frac{B - b_{col}}{2} = 0.85 \text{ m}$$

$$M_u = \frac{q * l^2}{2} = 0.303 \text{ Ton.m}$$

- Refuerzo principal

$$A_{s\text{calc}} = \frac{0.85 * f'c * b * d}{f'y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0.85 * 0.9 * f'c * b * d^2}} \right)$$

$$A_{s\text{calc}} = 0.46 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Acero mínimo por temperatura

$$A_{s\text{mintemp}} = 0.0018 * b * h$$

$$A_{s\text{mintemp}} = 4.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Acero mínimo por flexión

$$A_{s\text{min}} = \frac{14 * b * d}{f'y}$$

$$A_{s\text{min}} = 5.833 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El acero calculado es menor al mínimo requerido por flexión, por tanto, como mínimo se coloca el valor de  $A_s=4.167 \text{ cm}^2/\text{m}$ ; además, al tratarse de una zapata cuadrada con distribución de esfuerzos uniformes el armado para el eje x será igual al del eje y.

- Acero colocado

$$A_{var} = 1.131 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Para un } \phi 12 \text{ mm}$$

$$A_{s\text{col}} = A_{var} * cant$$

$$A_{s\text{col}} = 1.131 * 6 = 6.786 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s\text{col}} \geq A_{s\text{calc}} \leftrightarrow 6.786 \text{ cm}^2 \geq 5.833 \text{ cm}^2$$

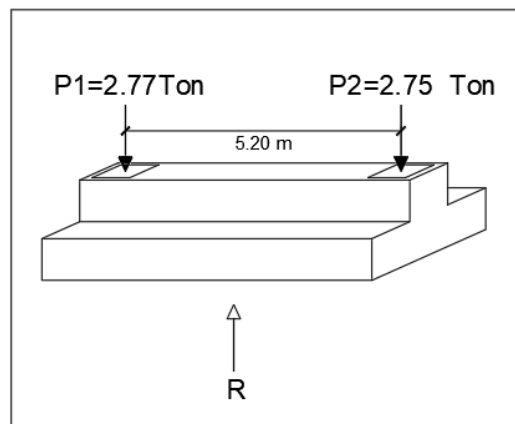
**1 $\phi$ 12mm@14cm**

### 19.2.2 VIGA DE CIMENTACIÓN

Para el caso se optó por el diseño de viga de cimentación en un sentido para lo cual, de las curvas de capacidad portante para viga de cimentación (figura 67) se tomó para el diseño los valores correspondientes de  $B=1.00$  metros y una profundidad de desplante  $D_f=3$ m, para una capacidad admisible del suelo de  $49.73 \text{ Ton/m}^2$ , así mismo, se tomó las cargas de servicio  $D+L$  (figura 72) y de servicio mayoradas  $1.2D+1.6L$  (figura 73) del programa SAP2000. A continuación, se describe el proceso de diseño de la viga de cimentación en una dirección.

**Figura 72**

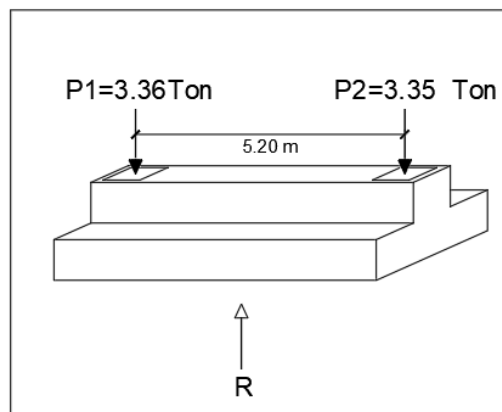
*Cargas de servicio  $D+L$ , SAP2000*



Elaborado por: El Autor.

**Figura 73**

*Cargas de servicio mayoradas  $1.2D+1.6L$ , SAP2000*



Elaborado por: El Autor.

- **Datos para el diseño**

$$q_{adm} = 49.73 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \quad \text{Capacidad admisible del suelo para } B=1.00\text{m y } D_f=3.00\text{m}$$

$$B = 1.00 \text{ m}$$

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

$$f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$rec = 7.5 \text{ cm} \quad \text{Recubrimiento m\u00ednimo para estructuras en contacto con el suelo}$$

$$L1 = 5.20 \text{ m}; L2 = \frac{b_{COL}}{2} = 0.15\text{m}$$

- **Dimensionamiento en planta**

$$R = \Sigma Pi(D + L) = P1 + P2 = 5.52 \text{ Ton}$$

$$Ru = \Sigma Pi(1.2D + 1.6L) = P1 + P2 = 6.71 \text{ Ton}$$

- Determinaci\u00f3n de longitud de la viga "L"

$$\Sigma MA = R * \frac{L}{2} \rightarrow L = \frac{2 * \Sigma MA}{R}$$

$$L = \frac{2 * (P1 * (L1 + L2) + P2 * L2)}{R}$$

$$L = 5.519 \text{ m}$$

$$X = L - (L1 + L2) = 0.169 \text{ m}$$

X=longitud de volado de la viga a fin de tener una presi\u00f3n uniforme, asegurando una e=0

- **Verificaci\u00f3n de esfuerzos**

$$q = \frac{Ru}{b * L} = \frac{6.71}{1.00 * 5.519}$$

$$q_{1y2} = 1.216 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$q_{1y2} \leq q_{adm} \therefore \text{Cumple}$$

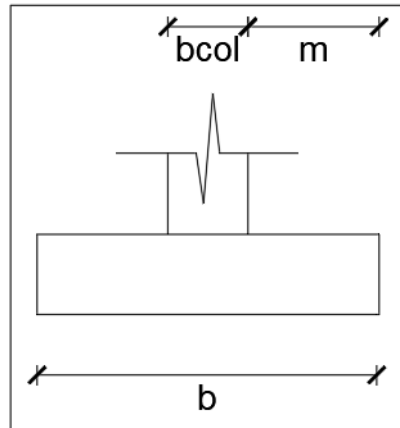
- **Dimensionamiento en elevaci\u00f3n**



En la figura 74, se presenta el esquema básico utilizado para la determinación de la altura útil de la zapata mediante la verificación por corte descrita a continuación.

**Figura 74**

*Esquema básico para análisis de corte en viga*



Elaborado por: El Autor.

- Verificación por corte

$$m = \frac{b - b_{col}}{2} * 100 = 35 \text{ cm}$$

Presión última unitaria (para 1 metro de ancho),  $b_o=1\text{m}$

$$q_{uni} = q * b_o = 1.216 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} ; \text{para } 1\text{m de ancho}$$

$$q_{uni} = 12.158 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

- Tensión cortante de diseño

$$v_u = \frac{V_U}{0.75 * b_o * d} \quad ; \text{Donde: } b_o = \text{franja unitaria}(1\text{m}), d = \text{altura útil}$$

$$V_U = q_{uni} * (m - d) \quad ; \text{Donde: } q_{uni} = \text{presión última unitaria}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} = 7.68 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$v_u = V_c$$

$$V_c = \frac{q_{uni} * (m - d)}{0.75 * b_o * 100 * d} \rightarrow d_{min} = 0.7234 \text{ cm}$$

De acuerdo el ACI y NEC la altura útil de diseño mínima es de 15 cm por tanto para el caso de viga de cimentación se adopta como altura  $d=15$  cm, obteniendo:

$$d = 15 \text{ cm}$$

$$h = d_{min} + rec = 22.5 \text{ cm}$$

- **Acero de refuerzo por flexión para la zapata,  $A_{sy}$**

$$q_{1y2} = 1.216 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$M_u = \frac{q * m^2}{2} = 0.074 \text{ Ton.m}$$

- Refuerzo principal

$$A_{s\text{calc}} = \frac{0.85 * f'c * b * d}{f'y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0.85 * 0.9 * f'c * b * d^2}} \right)$$

$$A_{s\text{calc}} = 0.131 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Acero mínimo por temperatura

$$A_{s\text{mintemp}} = 0.0018 * b * h$$

$$A_{s\text{mintemp}} = 4.05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Acero mínimo por flexión

$$A_{s\text{min}} = \frac{14 * b * d}{f'y}$$

$$A_{s\text{min}} = 5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**El acero calculado es menor al mínimo requerido, por tanto, como mínimo se coloca el acero mínimo por flexión  $A_{s\text{min}}=5$  cm<sup>2</sup>/m.**

- Acero colocado,  $A_{s\text{col}}$ .

$$A_{var} = 1.131 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Para un } \phi 12 \text{ mm}$$

$$A_{s\text{col}} = A_{var} * cant$$

$$A_{s\text{col}} = 1.131 * 5 = 5.655 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s\ col} \geq A_{s\ calc} \leftrightarrow 5.655\ cm^2 \geq 5\ m^2$$

**1 $\phi$ 12mm@20cm**

- **Análisis de volcamiento**

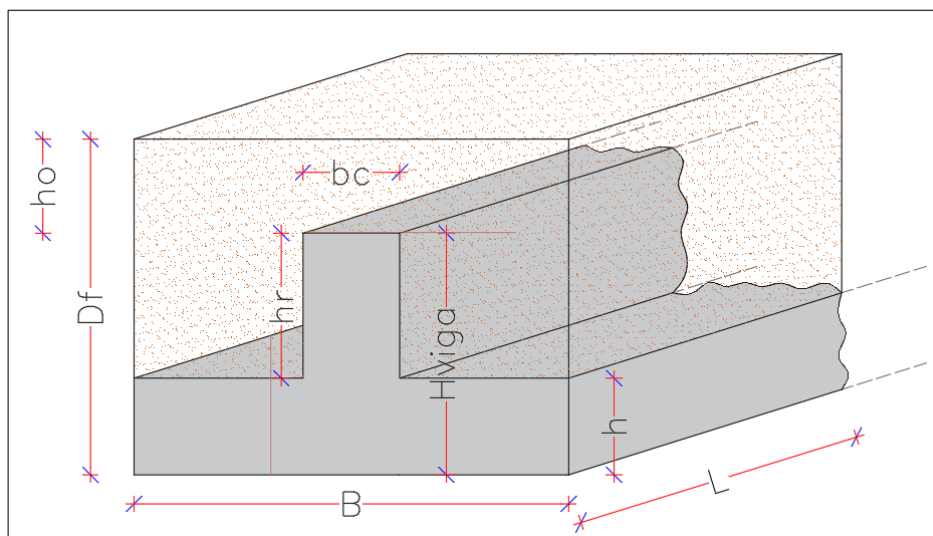
Para este punto, se analiza el volcamiento de la torre a fin de ajustar la geometría de la cimentación (figura 75) para resistir las solicitaciones, no solo por capacidad sino también por el tema de peso y empotramiento que hay que dar a los cimientos para que la torre no se volque. En las tablas 35, 36, 37, 38, 39 se presenta el análisis de volcamiento de acuerdo a diferentes ejes base (AB, DC, AD, BC) indicados en la figura 76, para los cuales se espera el volcamiento de la torre en su estado más crítico.

- **Geometría de la cimentación**

- $B = 1\ m$  → Ancho de zapata
- $L = 5.52\ m$  → Largo de viga
- $H_{viga} = 1.00\ m$  → Peralte de viga
- $B_{viga} = 0.30\ m$  → Ancho de viga
- $h = 0.225\ m$  → Peralte de la zapata
- $D_f = 3.00\ m$  → Profundidad de desplante
- $h_{relleno} = 2.775\ m$  → altura de relleno
- $bc = hc = 0.3\ m$  → ancho de pedestal

**Figura 75**

Esquema 3D de la viga de cimentación para el análisis de volcamiento

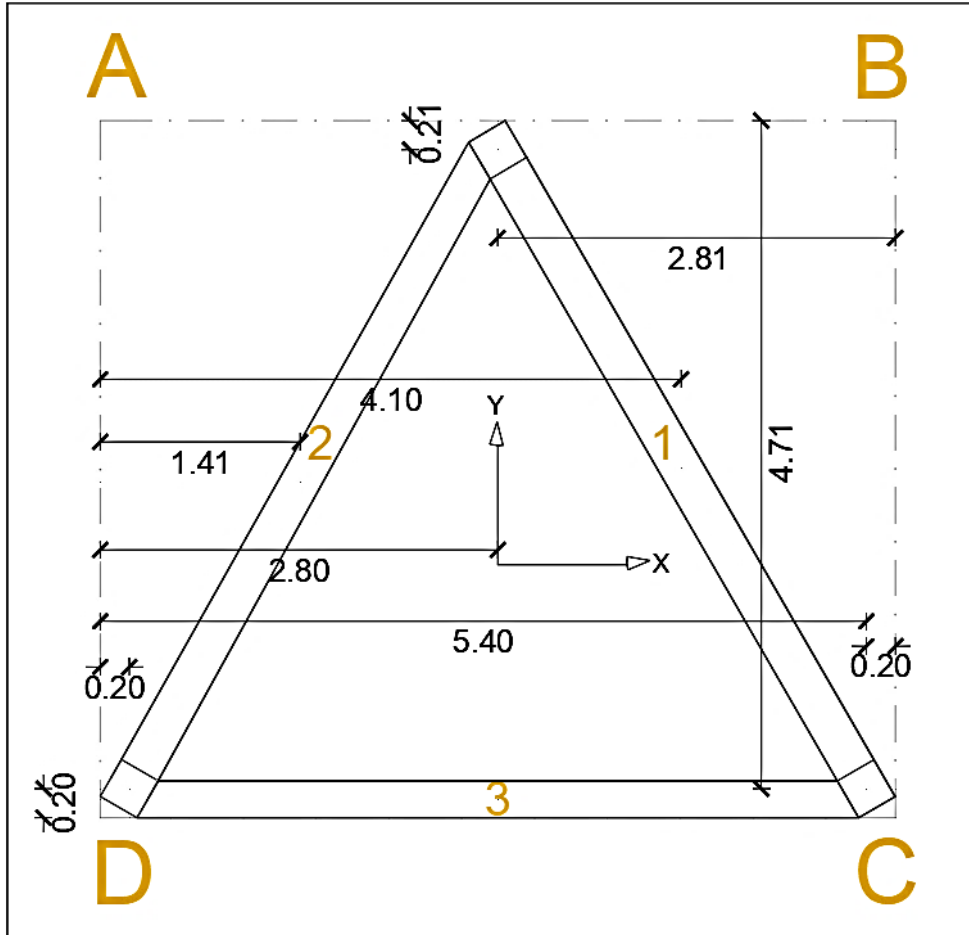


Elaborado por: El Autor.

- Determinación de momento resistente “Ma”

**Figura 76**

*Esquema en planta de viga de cimentación para el análisis de volcamiento*



Elaborado por: El Autor.

**Tabla 35**

*Momento actuante alrededor del eje x-x, respecto al plano AB*

CIMENTACIÓN	F2 (Y), Ton	Brazo, m	Ma, Ton-m	F3 (Z), Ton	Brazo, m	Ma, Ton-m
1	-1.13	3.00	-3.39	-14.4	4.71	-67.824
2	1.66	3.00	4.98	20.99	0.21	4.4079
3	-0.53	3.00	-1.59	3.295	4.71	15.51945
<b>Momento actuante total =</b>						<b>-47.89665</b>

Elaborado por: El Autor.

**Tabla 36***Momento actuante alrededor del eje x-x, respecto al plano DC*

CIMENTACIÓN	F2 (Y), Ton	Brazo, m	Ma, Ton-m	F3 (Z), Ton	Brazo, m	Ma, Ton-m
1	-1.13	3.00	-3.39	-14.4	0.2	-2.88
2	1.66	3.00	4.98	20.99	4.71	98.8629
3	-0.53	3.00	-1.59	3.295	0.2	0.659
<b>Momento actuante total =</b>						<b>96.6419</b>

Elaborado por: El Autor.

**Tabla 37***Momento actuante alrededor del eje x-x, respecto al plano AD*

CIMENTACIÓN	F1 (X), Ton.	Brazo, m	Ma, Ton-m	F3 (Z), Ton	Brazo, m	Ma, Ton-m
1	-1.99	3.00	-5.97	-14.4	5.4	-77.76
2	-2.89	3.00	-8.67	20.99	2.81	58.98
3	-0.02	3.00	-0.06	3.295	0.2	0.66
<b>Momento actuante total =</b>						<b>-32.819</b>

Elaborado por: El Autor.

**Tabla 38***Momento actuante alrededor del eje x-x, respecto al plano BC*

CIMENTACIÓN	F1 (X), Ton.	Brazo, m	Ma, Ton-m	F3 (Z), Ton	Brazo, m	Ma, Ton-m
1	-1.99	3.00	-5.97	-14.4	0.2	-2.88
2	-2.89	3.00	-8.67	20.99	2.81	58.98
3	-0.02	3.00	-0.06	3.295	5.4	17.79
<b>Momento actuante total =</b>						<b>59.195</b>

Elaborado por: El Autor.

$$M_{actuante_{max}} = 47.89 \text{ Ton} - m$$

- **Determinación de momento resistente “Mr”**

En lo referido a la determinación del momento resistente, se tiene:

- Peso específico del concreto = 2.4 T/m<sup>3</sup>
- Peso específico del suelo de relleno = 1.6 T/m<sup>3</sup>

Donde, el suelo utilizado para el relleno debe compactarse de acuerdo a la prueba Proctor estándar hasta alcanzar el 95% de compactación, en capas no mayores a 20 cm. Se describe a continuación el proceso de cálculo para determinar el momento resistente en la viga de cimentación.

Peso total de viga

$$W_{viga} = B_{viga} * (H_{viga} - h) * L * \gamma_{hormigón}$$

$$W_{viga} = 0.30 * (1.00 - 0.225) * 5.52 * 2.4$$

$$W_{viga} = 3.08 \text{ Ton}$$

Peso total de zapata

$$W_{zapata} = B * L * h * \gamma_{hormigón}$$

$$W_{zapata} = 1.00 * 5.52 * 0.225 * 2.4$$

$$W_{zapata} = 2.98 \text{ Ton}$$

Peso total de relleno

$$W_{relleno} = (V_{relleno} - V_{hormigón}) * \gamma_{relleno}$$

$$V_{relleno} = B * L * Df = 1.00 * 5.52 * 3.00 = 16.56 \text{ m}^3$$

$$V_{hormigón} = V_{zapata} + V_{viga} = B * L * h + B_{viga} * (H_{viga} - h) * L$$

$$V_{hormigón} = 1.00 * 5.52 * 0.225 + 0.3 * (1.00 - 0.225) * 5.52 = 2.5254 \text{ m}^3$$

$$W_{relleno \text{ total}} = (16.56 - 2.5254) * 1.6 = 22.455 \text{ Ton}$$

**Tabla 39**

*Momento resistente en viga de cimentación alrededor del eje x-x, respecto al plano AD*

<b>ELEMENTO</b>	<b>CARGA, Ton</b>	<b>Brazo, m</b>	<b>Mr, Ton-m</b>
Zapata 1	2.98	0.20	0.60
Zapata 2	2.98	4.71	14.04
Zapata 3	2.98	0.2	0.60
Viga1	3.08	0.20	0.62
Viga2	3.08	4.71	14.51
Viga3	3.08	0.20	0.62
Relleno 1	22.45536	0.20	4.49
Relleno 2	22.46	4.71	105.76
Relleno 3	22.46	0.2	4.49
<b>Momento resistente total =</b>			<b>145.72</b>

Elaborado por: El Autor.

$$M_{resistente} = 145.72 \text{ Ton} - m$$

- Factor de seguridad al volcamiento

$$FSV = \frac{145.72}{47.89} = 3$$

$$FSV > 1.5 \rightarrow \text{Cumple volcamiento}$$

La torre presenta fuerza de tracción en la dirección Z en la pata 1 (tabla 34), por lo tanto, a fin de evaluar el efecto que tiene la carga axial sobre las vigas, se determina el factor de seguridad al levantamiento, siendo esta la relación entre la fuerza axial resultante la fuerza vertical por peso propio de relleno y losa.

Fuerza axial total

$$W_{total} = W_{vigas} + W_{relleno}$$

$$W_{total} = 3 * (3.08 + 2.98 + 22.455)$$

$$W_{total} = 85.55 \text{ Ton}$$

Fuerza axial a tracción: PATA 1= 14.4 ton (tabla 34)

$$FS_{vertical} = \frac{85.55}{14.4}$$

$$FS_{vertical} = 5.94$$

$$FS_{vertical} > 1.5 \text{ Cumple}$$

- **Análisis de esfuerzos en la viga (figura 77)**

$$qx = q_1 * b = 1.216 * 1.00 = 1.216 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

**Figura 77**

Diagrama de momentos en viga de cimentación, torre



Nota. Los diagramas para el análisis de esfuerzo en la viga fueron obtenidos mediante el programa de análisis FTOOL. Elaborado por: El Autor.

$$M_{max} = 4.11 \text{ ton.m} \rightarrow \text{Momento crítico de la viga (FTOOL)}$$

Se propone para el análisis una altura de desplante de la cimentación de acuerdo a las curvas de capacidad admisible igual a  $d_f=1.00$  m, siendo esta considerada para el caso como la altura H de la viga.

$$H_{viga} = 100 \text{ cm}$$

$$B_{viga} = 30 \text{ cm}$$

$$D_{viga} = H - rec = 92.5 \text{ cm}$$

- Refuerzo principal

$$A_{scalc} = \frac{0.85 * f'c * B * D}{f'y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_{max}}{0.85 * 0.9 * f'c * B * D^2}} \right)$$

$$A_{s \text{ calc}} = 1.181 \text{ cm}^2$$

- Acero mínimo por flexión

$$A_{smin} = \frac{14 * B * D}{f'y}$$

$$A_{smin} = 9.25 \text{ cm}^2$$

**El acero calculado es menor al mínimo requerido, por tanto, como mínimo se coloca  $A_{smin}=9.25 \text{ cm}^2$ .**

- Acero colocado, en viga.

$$A_{var} = 1.131 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Para un } \phi 12 \text{ mm}$$

$$A_{scol} = A_{var} * cant$$

$$A_{scol} = 1.131 * 9 = 10.179 \text{ cm}^2$$

$$A_{scol} \geq A_{scalc} \leftrightarrow 10.179 \text{ cm}^2 \geq 9.25 \text{ cm}^2$$

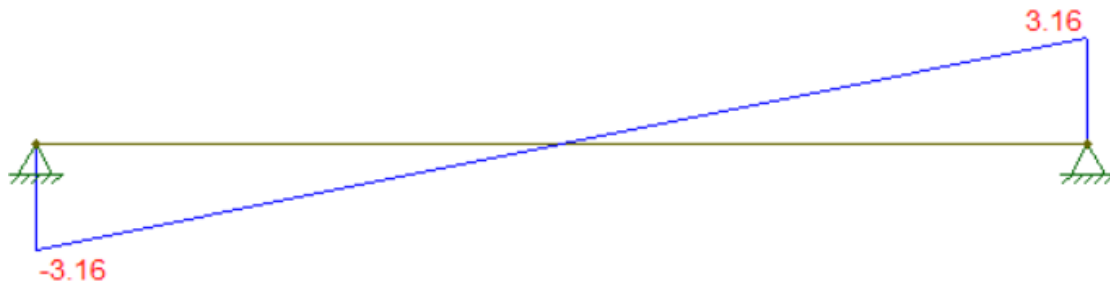
$$\mathbf{9\phi 12mm}$$

- Acero de refuerzo por corte en la viga (figura 78).



**Figura 78**

Diagrama de esfuerzos cortantes en viga, torre



Nota. Los diagramas para el análisis de esfuerzo en la viga fueron obtenidos mediante el programa de análisis FTOOL. Elaborado por: El Autor.

$$V_i = 3.16 \text{ ton}$$

$$V_{ui} = \frac{V_i}{0.75 * B * D} = 1.518 \leq V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} = 7.68 \therefore \text{Cumple}$$

$$V_{ui} \leq V_c \rightarrow \text{Estribos } \phi 8 @ \frac{D}{2} \text{ ó } @60\text{cm}$$

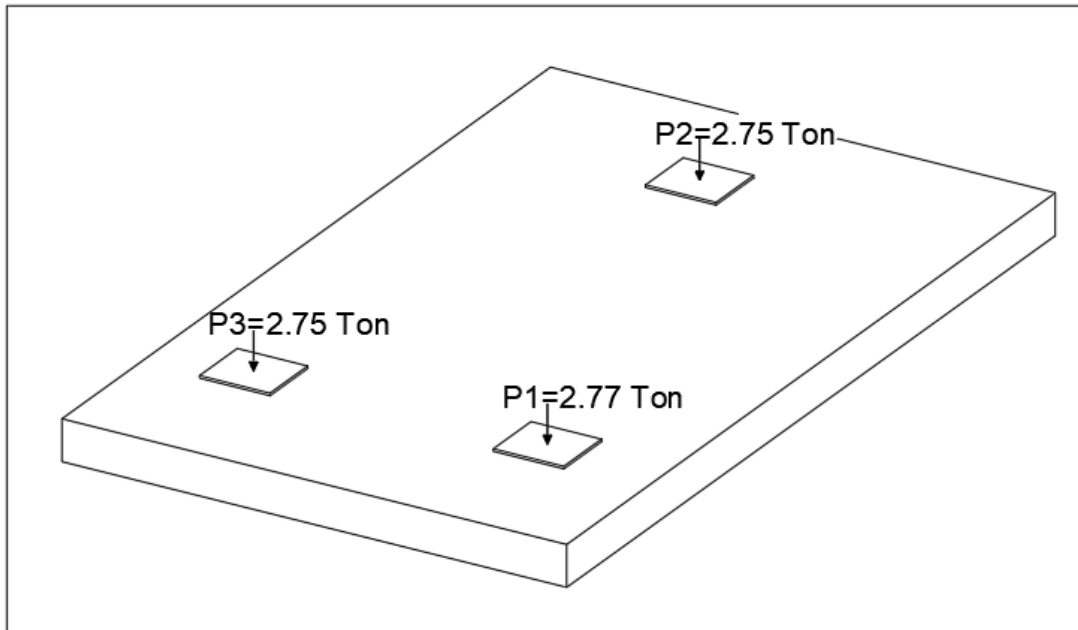
Para los estribos se opta por un diámetro de 10 mm @20 cm.

### 19.2.3 LOSA DE CIMENTACIÓN

Se optó para el diseño una losa de canto constante (espesor uniforme), además, un área de cimentación superior al área de construcción, para lo cual, de las curvas de capacidad portante para losa de cimentación (figura 68) se tomó para el diseño los valores correspondientes de  $B= 6.00$  metros y una profundidad de desplante  $D_f=1.00$  m, para una capacidad admisible del suelo de  $24.65 \text{ Ton/m}^2$ , así mismo, se tomó las cargas de servicio  $D+L$  (figura 79) respectiva de toda la planta de cimentaciones del programa SAP2000, siendo estas las mostradas en la siguiente figura. A continuación, se describe el proceso de diseño para losa de cimentación correspondiente a la torre de transmisión.

**Figura 79**

*Cargas de servicio D+L, losa de cimentación, torre de transmisión, SAP2000*



Elaborado por: El Autor.

- **Datos para el diseño**

$q_{adm} = 24.65 \frac{Ton}{m^2}$  Capacidad admisible del suelo para B=6.00m y Df=1.00m

$B = 6.00 \text{ m}$

$L = 6.70 \text{ m}$

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

$f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$rec = 7.5 \text{ cm}$  Recubrimiento mínimo para estructuras en contacto con el suelo

- **Dimensionamiento en planta (figura 80)**
- Ubicación de la resultante R, cargas de servicio D+L obtenidas de SAP2000

$$R = \sum P_i(D + L)$$

$$R = P_1 + P_2 + P_3 = 8.27 \text{ Ton}$$

- Centro de gravedad para una sección simétrica rectangular.

$$X_{cg} = \frac{B}{2} = 3.35 \text{ m} \quad ; \quad Y_{cg} = \frac{L}{2} = 3 \text{ m}$$

- Ubicación de la resultante.

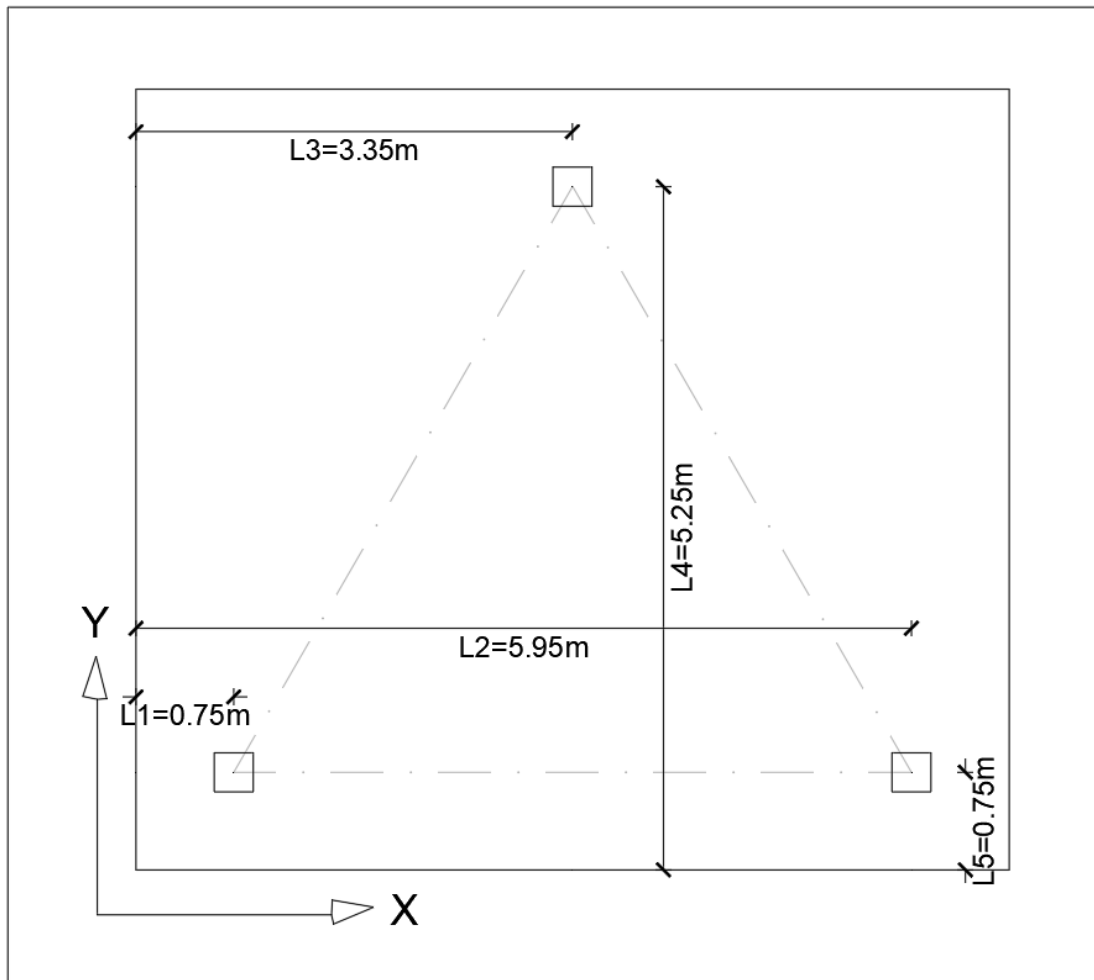
$$R * X_R = \sum P_i * x_i \rightarrow X_R$$

$$R * Y_R = \sum P_i * y_i \rightarrow Y_R$$

*xi, yi: distancia medida del brazo de palanca*

### Figura 80

*Planta arquitectónica de torre de transmisión para análisis de momento*



Elaborado por: El Autor.

$$X_R = \frac{L1 * P3 + L2 * P1 + L3 * P2}{R}$$

$$X_R = 3.356 \text{ m}$$

$$Y_R = \frac{L5(P1 + P3) + L4 * P2}{R}$$

$$Y_R = 2.246 \text{ m}$$

- Excentricidades de la resultante R respecto al centroide

$$e_x = |X_R - X_{cg}| = 0.006 \text{ m}$$

$$e_y = |Y_R - Y_{cg}| = 0.754 \text{ m}$$

- Comprobación de la resultante de acuerdo al núcleo central

$$e_x \leq \frac{B}{6} \rightarrow \frac{B}{6} = 1.117 \text{ m} \therefore 0.006 \text{ m} \leq 1.117 \text{ m}$$

$$e_y \leq \frac{L}{6} \rightarrow \frac{L}{6} = 1.00 \text{ m} \therefore 0.754 \text{ m} \leq 1.00 \text{ m}$$

Al cumplirse las condiciones descritas se dice que la resultante cae dentro del núcleo central, por tanto, los valores B y L de la losa de cimentación son los adecuados.

- **Análisis de presiones**

Para el análisis se determinó la presión de suelo bajo las columnas, bajo el centro de gravedad de la losa, además, se propuso los puntos P4 y P5 (figura 81) para el análisis de las franjas, para ello se cumple con la condición  $q \leq q_{adm}$ .

- Presión del suelo bajo el centro de gravedad  $X_{cg}$  y  $Y_{cg}$ .

$$q = \frac{R}{B * L} * \left( 1 + \frac{12 * e_y * Y_{cg}}{L^2} + \frac{12 * e_x * X_{cg}}{B^2} \right)$$

$$q_{cg} = 0.362 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

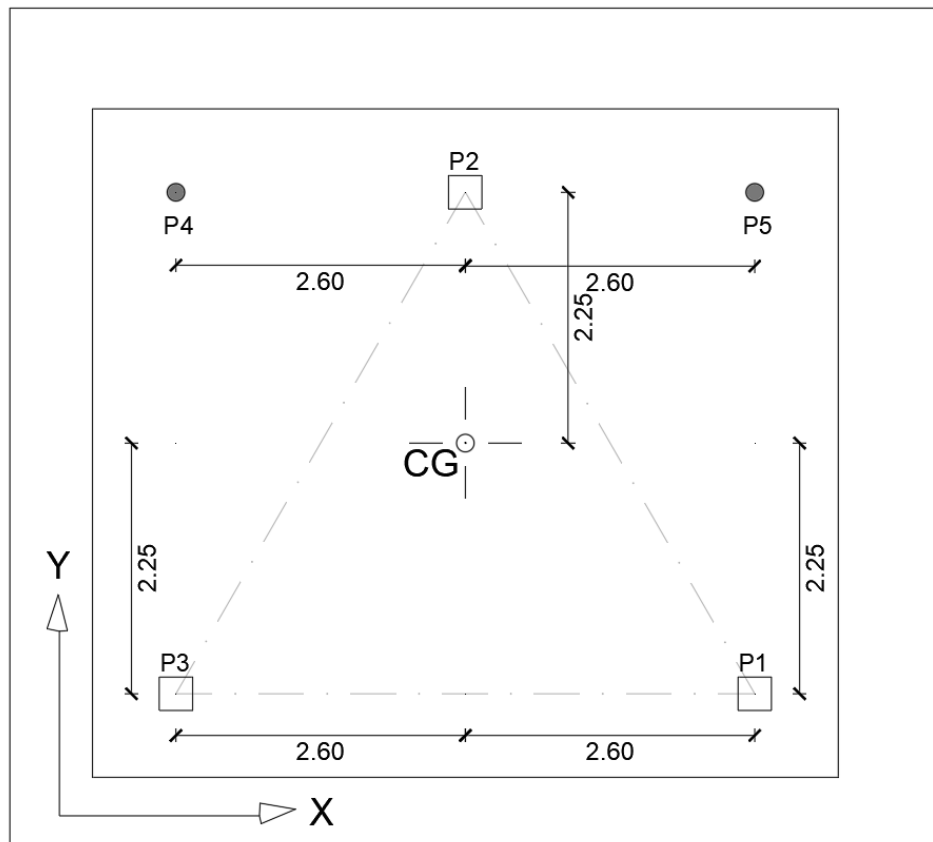
$$q_{cg} \leq q_{adm} \therefore \text{Cumple}$$

- Presiones del suelo bajo columnas

$$q = \frac{R}{B * L} * \left( 1 + \frac{12 * e_y * y}{B^2} + \frac{12 * e_x * x}{L^2} \right) \rightarrow x, y: \text{distancia respecto al CG.}$$

**Figura 81**

*Esquema en planta para análisis de presiones en torre*



Elaborado por: El Autor.

○  $x = 2.60 \text{ m} ; y = -2.25 \text{ m}$

$$q_1 = 0.09 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

○  $x = 0 \text{ m} ; y = 2.25 \text{ m}$

$$q_2 = 0.322 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

○  $x = -2.60 \text{ m} ; y = -2.25 \text{ m}$

$$q_3 = 0.089 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

○  $x = -2.60 \text{ m} ; y = 2.25 \text{ m}$

$$q_4 = 0.321 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

- $x = 2.60\text{ m}$  ;  $y = 2.25\text{ m}$

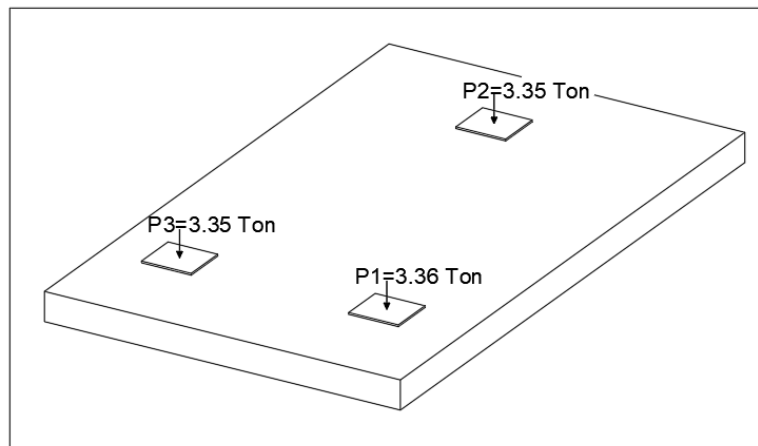
$$q_5 = 0.323 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$q_{1,2,3,4,5} \leq q_{adm} \therefore \text{Cumple}$$

- **Dimensionamiento en elevación de la losa**
- Verificación a corte por punzonamiento, se presenta las cargas mayoradas 1.2D+1.6L (SAP2000) (figura 82), y los tipos de columnas a evaluar de acuerdo a su ubicación (figura 83).

**Figura 82**

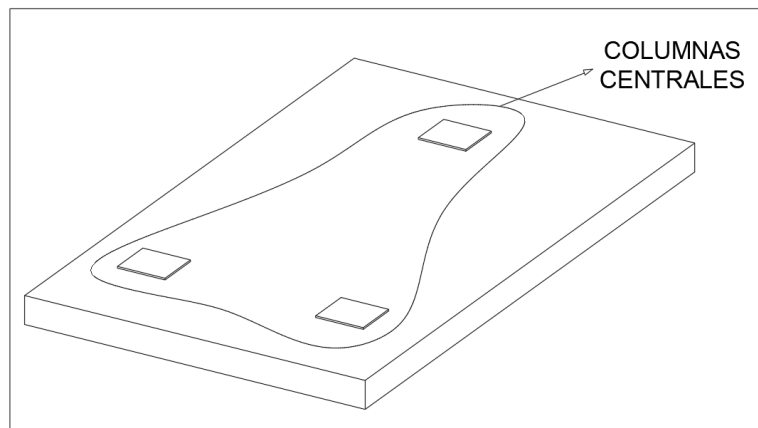
*Cargas de servicio mayoradas para torre 1.2D+1.6L, SAP2000*



Elaborado por: El Autor.

**Figura 83**

*Tipos de columnas de acuerdo a su ubicación en planta, torre*

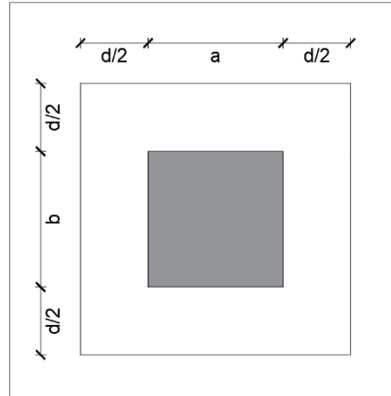


Elaborado por: El Autor.

a) Punzonamiento columna central. (figura 84)

**Figura 84**

*Columna central para análisis de punzonamiento en torre*



Elaborado por: El Autor.

$$h_{col} = a = 30 \text{ cm} \quad ; \quad b_{col} = b = 30 \text{ cm}$$

$$Ac = (a + d)(b + d)$$

$$bo = 2(a + d) + 2(b + d)$$

- Tensión cortante admisible

$$V_c = 1.06 * \sqrt{210} = 15.361 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- Columna 1, Pu=3.36 ton,  $q_1 = 0.09 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$

$$v_u = V_c$$

$$15.361 = \frac{3.36 * 1000 - 0.1 * 0.09 * (a + d)(b + d)}{0.75 * (2(a + d) + 2(b + d)) * d} \rightarrow d_{min} = 2.25 \text{ cm}$$

- Columna 2, 3, Pu=3.35 ton,  $q_2 = 0.322 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$

$$v_u = V_c$$

$$15.361 = \frac{3.35 * 1000 - 0.1 * 0.322 * (a + d)(b + d)}{0.75 * (2(a + d) + 2(b + d)) * d} \rightarrow d_{min} = 2.24 \text{ cm}$$

**El valor de canto mínimo calculado  $d_{min}=2.25$  cm, es menor al valor de diseño recomendado en el ACI 318, por tanto, como mínimo se utilizará la altura útil recomendada  $d=15$  cm.**

Por consiguiente, se describe la comprobación de la tensión cortante admisible según la expresión para la columna 1, utilizando el valor de canto útil adoptado.

$$H = d_{adop} + rec = 25 \text{ cm}$$

$$d_{adop} = H - rec = 17.5 \text{ cm}$$

$$d_{adop} \geq d_{min}$$

$$17.5 \text{ cm} \geq 15.00 \text{ cm} \rightarrow \text{Cumple}$$

- Columna 1,  $P_u=3.36$  ton,  $q_1 = 0.09 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$

$$V_u = \frac{P_u - q * A_c}{0.75 * (2(a + d_{adop}) + 2(b + d_{adop})) * d_{adop}}$$

$$V_u = \frac{3.36 * 1000 - 0.1 * 0.09 * (30 + 17.5)(30 + 17.5)}{0.75 * (2(30 + 17.5) + 2(30 + 17.5)) * 17.5}$$

$$V_u = 1.339 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$v_u = 1.339 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq V_c = 15.361 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \therefore \text{Cumple}$$

- **Análisis de volcamiento**

Para este punto, se analiza el volcamiento de la torre a fin de ajustar la geometría de la cimentación para resistir las solicitaciones, no solo por capacidad sino también por el tema de peso y empotramiento que hay que dar a los cimientos para que la torre no se volque. En las tablas 40, 41, 42, 43, 44, se presenta el análisis de volcamiento de acuerdo a diferentes ejes base (AB, DC, AD, BC) como se aprecia en la figura 85 para los cuales se espera el volcamiento de la torre en su estado más crítico, para ello, se obtiene las reacciones en la base de torre en cada pata del paquete computacional SAP2000 para la combinación de carga más desfavorable (Tabla 34), siendo esta: 1.2D+1L+1W0°

Donde:

D: Carga muerta



L: Carga viva

$W_0^\circ$ : Carga de viento para un ángulo de  $0^\circ$

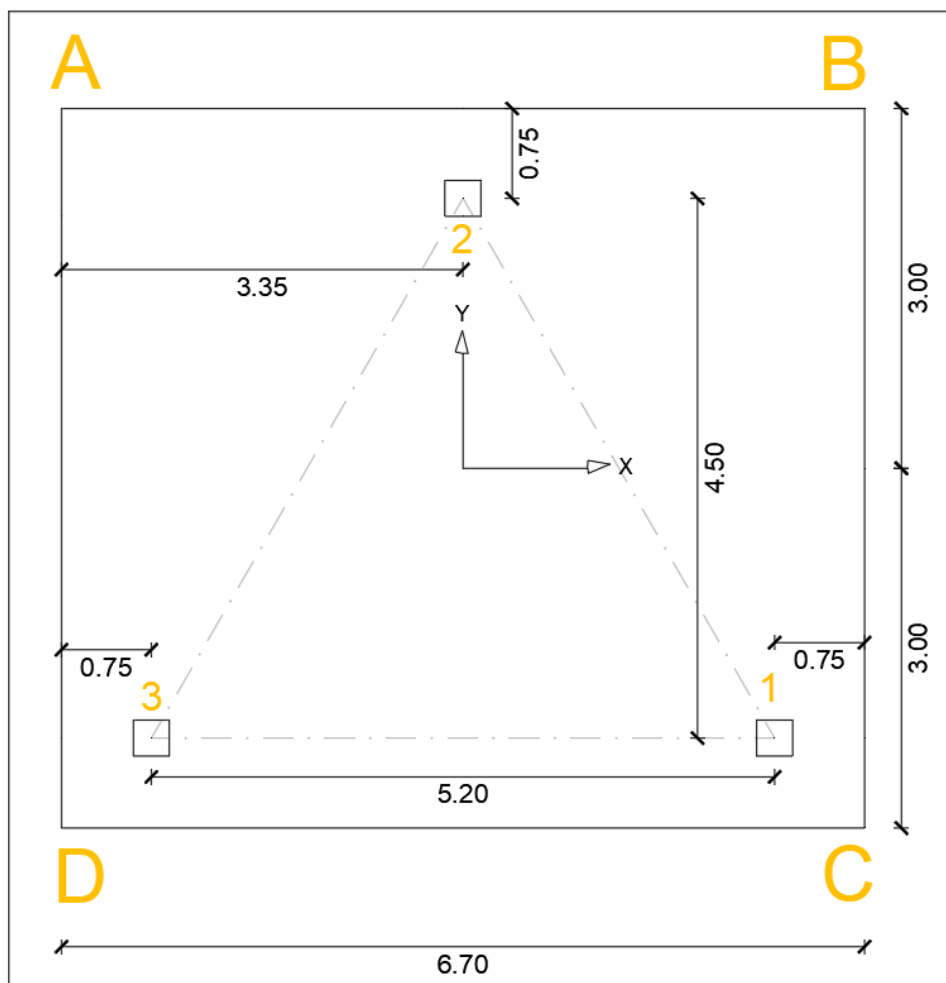
- **Geometría de la cimentación**

- $B = 6.00 \text{ m}$  → Ancho de losa
- $L = 6.70 \text{ m}$  → Largo de losa
- $h = 0.25 \text{ m}$  → Peralte de losa
- $D_f = 1.00 \text{ m}$  → Profundidad de desplante
- $h_{\text{relleno}} = 0.75 \text{ m}$  → altura de relleno
- $c = 0.3 \text{ m}$  → ancho de pedestal (columneta)

- **Determinación de momento actuante “Ma”**

**Figura 85**

Esquema en planta de losa de cimentación para el análisis de volcamiento



Elaborado por: El Autor.

**Tabla 40***Momento actuante alrededor del eje x-x, respecto al plano AB*

CIMENTACIÓN	F2 (Y), Ton	Brazo, m	Ma, Ton-m	F3 (Z), Ton	Brazo, m	Ma, Ton-m
1	-1.13	1.00	-1.13	-14.4	5.25	-75.6
2	1.66	1.00	1.66	20.99	0.75	15.7425
3	-0.53	1.00	-0.53	3.295	5.25	17.29875
<b>Momento actuante total =</b>						<b>-42.55875</b>

Elaborado por: El Autor.

**Tabla 41***Momento actuante alrededor del eje x-x, respecto al plano DC*

CIMENTACIÓN	F2 (Y), Ton	Brazo, m	Ma, Ton-m	F3 (Z), Ton	Brazo, m	Ma, Ton-m
1	-1.13	1.00	-1.13	-14.4	0.75	-10.8
2	1.66	1.00	1.66	20.99	5.25	110.1975
3	-0.53	1.00	-0.53	3.295	0.75	2.47125
<b>Momento actuante total =</b>						<b>101.86875</b>

Elaborado por: El Autor.

**Tabla 42***Momento actuante alrededor del eje x-x, respecto al plano AD*

CIMENTACIÓN	F1 (X), Ton.	Brazo, m	Ma, Ton-m	F3 (Z), Ton	Brazo, m	Ma, Ton-m
1	-1.99	1.00	-1.99	-14.4	5.95	-85.68
2	-2.89	1.00	-2.89	20.99	3.35	70.32
3	-0.02	1.00	-0.02	3.295	0.75	2.47
<b>Momento actuante total =</b>						<b>-17.792</b>

Elaborado por: El Autor.

**Tabla 43***Momento actuante alrededor del eje x-x, respecto al plano BC*

CIMENTACIÓN	F1 (X), Ton.	Brazo, m	Ma, Ton-m	F3 (Z), Ton	Brazo, m	Ma, Ton-m
1	-1.99	1.00	-1.99	-14.4	0.75	-10.80
2	-2.89	1.00	-2.89	20.99	3.35	70.32
3	-0.02	1.00	-0.02	3.295	5.95	19.61
<b>Momento actuante total =</b>						<b>74.222</b>

Elaborado por: El Autor.

$$M_{actuante_{max}} = 101.869 \text{ Ton} - m$$

- **Determinación de momento resistente “Mr”**

En lo referido a la determinación del momento resistente, se tiene:

- Peso específico del concreto = 2.4 T/m<sup>3</sup>
- Peso específico del suelo de relleno = 1.6 T/m<sup>3</sup>

Donde, el suelo utilizado para el relleno debe compactarse de acuerdo a la prueba Proctor estándar hasta alcanzar el 95% de compactación, en capas no mayores a 20 cm. Se describe a continuación el proceso de cálculo para determinar el momento resistente en la losa de cimentación.

**Peso total de zapata**

$$W_{losa} = B * L * h * \gamma_{hormigón}$$

$$W_{losa} = 6.00 * 6.70 * 0.25 * 2.4$$

$$W_{losa} = 24.12 \text{ Ton}$$

**Peso total de relleno**

$$W_{relleno} = ((B * L) - (\#_{col}(bc * hc))) * h_{relleno} * \gamma_{relleno}$$

$$W_{relleno} = ((6.00 * 6.70) - 3(0.3 * 0.3)) * 0.75 * 1.6$$

$$W_{relleno} = 47.92 \text{ Ton}$$

**Tabla 44**

*Momento resistente en losa de cimentación alrededor del eje x-x respecto al plano BC*

ELEMENTO	CARGA, Ton	Brazo, m	Mr, Ton-m
Losa	24.12	3.00	72.36
Relleno	47.92	3.00	143.75
<b>Momento resistente total =</b>			<b>216.11</b>

Elaborado por: El Autor.

$$M_{resistente} = 216.11 \text{ Ton} - m$$

- **Factor de seguridad al volcamiento**

$$FSV = \frac{216.11}{101.869} = 2.121$$

$$FSV > 1.5 \rightarrow \text{Cumple volcamiento}$$

La torre presenta fuerza de tracción en la dirección Z en la pata 1 (tabla 34), por lo tanto, a fin de evaluar el efecto que tiene la carga axial sobre la losa, se determina el factor de seguridad al levantamiento, siendo esta la relación entre la fuerza axial resultante y la fuerza vertical por peso propio de relleno y losa.

Fuerza axial total

$$W_{total} = W_{losa} + W_{relleno}$$

$$W_{total} = 24.12 + 47.92$$

$$W_{total} = 72.04 \text{ Ton}$$

Fuerza axial a tracción: PATA 1= 14.4 ton (tabla 34)

$$FS_{vertical} = \frac{72.04}{14.4}$$

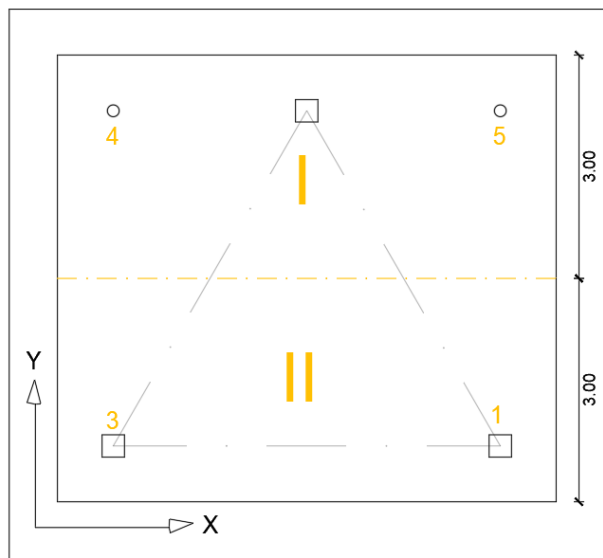
$$FS_{vertical} = 5.003$$

$$FS_{vertical} > 1.5 \text{ Cumple}$$

- **Análisis de franjas equivalentes de diseño (figura 55)**
- **Franjas Horizontales (figura 86)**

**Figura 86**

*Franjas horizontales tipo pata torre*



Elaborado por: El Autor.

- Franja I:  $B = 3.00 \text{ m}$ ,  $q_4 = 0.321 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$ ,  $q_5 = 0.323 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$

$$q_I = \frac{q_4 + q_5}{2} * 3.00 = 0.966 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

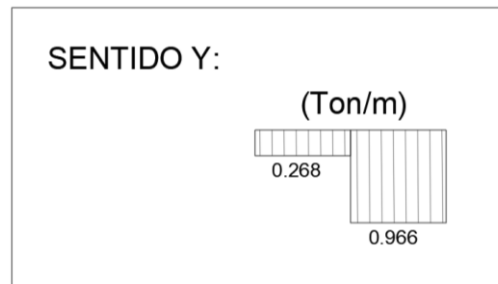
- Franja II:  $B = 3.00 \text{ m}$ ,  $q_1 = 0.09 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$ ,  $q_3 = 0.089 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$

$$q_{II} = \frac{q_1 + q_3}{2} * 3.00 = 0.268 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Se presenta a partir del análisis de esfuerzos para las franjas horizontales la figura 87, correspondiente a la franja equivalente de diseño.

**Figura 87**

*Franja equivalente para el diseño y-y*

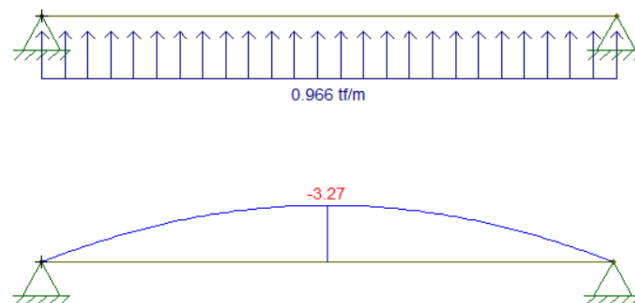


Elaborado por: El Autor.

- Diagrama de momentos franja I, II. (figura 88).

**Figura 88**

*Diagrama de esfuerzos para el análisis de las franjas horizontales I y II*



*Nota.* Los diagramas para el análisis de esfuerzo en la viga fueron obtenidos mediante el programa de análisis FTOOL. Elaborado por: El Autor.

Mmax=3.27 ton.m (momento crítico en franja)

- Refuerzo principal, b=3.00 m.

$$A_{s\text{calc}} = \frac{0.85 * f'c * b * d_{adop}}{f'y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_{max}}{0.85 * 0.9 * f'c * b * d_{adop}^2}} \right)$$

$$A_{s\text{calc}} = 4.99 \text{ cm}^2$$

- Acero mínimo por flexión

$$A_{s\text{min}} = \frac{14 * b * d_{adop}}{f'y}$$

$$A_{s\text{min}} = 17.50 \text{ cm}^2$$

- Acero colocado, en franja.

$$A_{var} = 1.539 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Para un } \phi 14 \text{ mm}$$

$$A_{col} = A_{var} * cant$$

$$A_{col} = 1.539 * 12 = 18.47 \text{ cm}^2$$

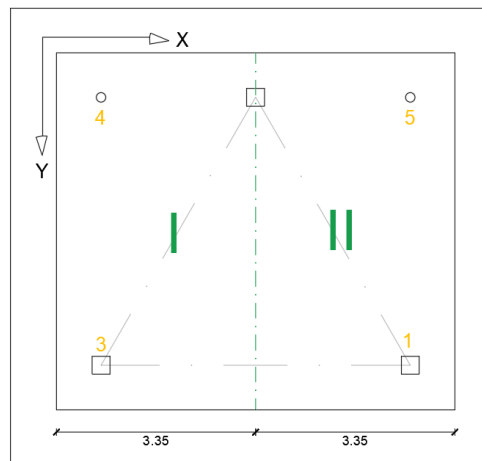
$$A_{s\text{col}} \geq A_{s\text{min}} \leftrightarrow 18.47 \text{ cm}^2 \geq 17.50 \text{ cm}^2$$

$$1\phi 14\text{mm}@25\text{cm}$$

- Franjas verticales (figura 89)

### Figura 89

Franjas verticales tipo para torre



Elaborado por: El Autor.

- Franja I:  $B = 3.35 \text{ m}$ ,  $q_3 = 0.089 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$ ,  $q_4 = 0.321 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$

$$q_I = \frac{q_3 + q_4}{2} * 3.35 = 0.692 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

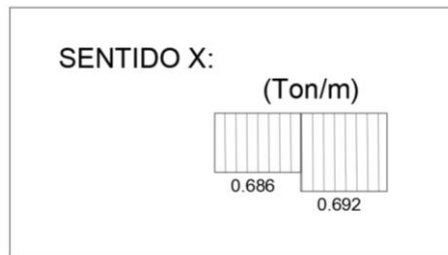
- Franja II:  $B = 3.35 \text{ m}$ ,  $q_1 = 0.09 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$ ,  $q_5 = 0.323 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$

$$q_{II} = \frac{q_1 + q_5}{2} * 3.35 = 0.686 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Se presenta a partir del análisis de esfuerzos para las franjas verticales la figura 90, correspondiente a la franja equivalente de diseño.

**Figura 90**

*Franja equivalente para el diseño x-x*

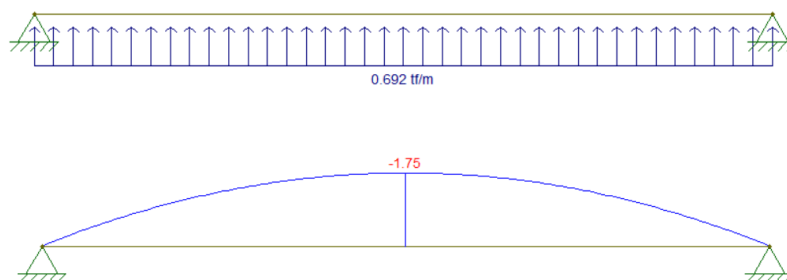


Elaborado por: El Autor.

- Diagrama de momentos franja I, II. (figura 91)

**Figura 91**

*Diagrama de esfuerzos para el análisis de las franjas verticales I y II*



*Nota.* Los diagramas para el análisis de esfuerzo en la viga fueron obtenidos mediante el programa de análisis FTOOL. Elaborado por: El Autor.

Mmax=1.75 ton.m (momento crítico en franja)

- Refuerzo principal, b=3.35 m.

$$A_{s\text{calc}} = \frac{0.85 * f'c * b * d_{adop}}{f'y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_{max}}{0.85 * 0.9 * f'c * b * d_{adop}^2}} \right)$$

$$A_{s\text{calc}} = 2.66 \text{ cm}^2$$

- Acero mínimo por flexión

$$A_{s\text{min}} = \frac{14 * b * d_{adop}}{f'y}$$

$$A_{s\text{min}} = 19.542 \text{ cm}^2$$

- Acero colocado, en franja.

$$A_{var} = 2.011 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Para un } \phi 16 \text{ mm}$$

$$A_{scol} = A_{var} * cant$$

$$A_{scol} = 2.011 * 10 = 20.106 \text{ cm}^2$$

$$A_{scol} \geq A_{smin} \leftrightarrow 20.106 \text{ cm}^2 \geq 19.542 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{1\phi 16\text{mm}@10\text{cm}}$$

## 20 CÁLCULO Y EVALUACIÓN DE LAS CIMENTACIONES PARA GALPÓN INDUSTRIAL CIMENTADO SOBRE SUELO TIPO E

Para el caso, se presenta los resultados para el suelo tipo E, tanto para la capacidad de carga del suelo (figura 92, 93, 94), como para el diseño de las cimentaciones superficiales, de acuerdo al procedimiento descrito en la sección 18 referida al Cálculo y evaluación de las cimentaciones para galpón industrial cimentado sobre suelo tipo C del presente proyecto, para lo cual, se adopta para los cálculos un N55=1, correspondiente al perfil de suelo tipo E

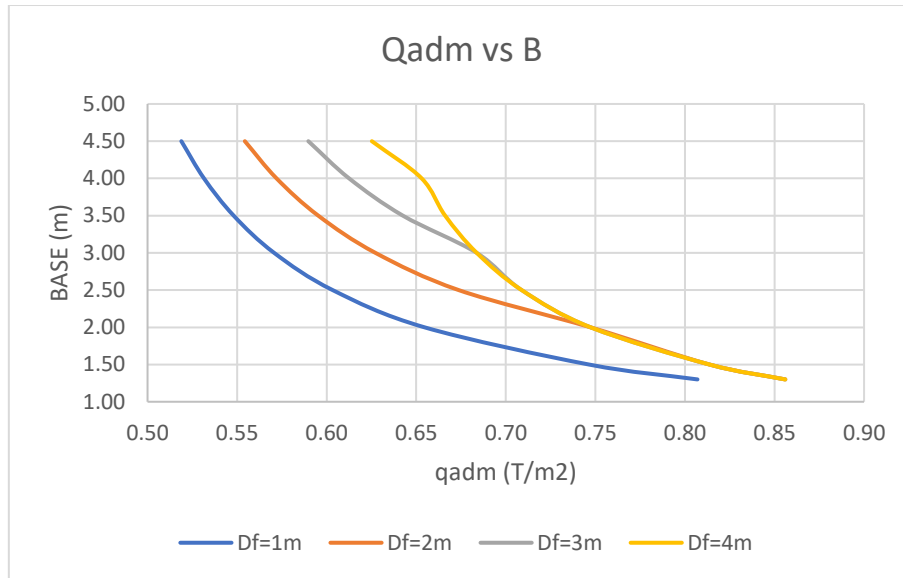


## 20.1 CURVAS DE CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO: TIPO E

### 20.1.1 QA VS B, PARA ZAPATA CUADRADA

Figura 92

Curvas de capacidad admisible, suelo E, zapata aislada, galpón, N55=1

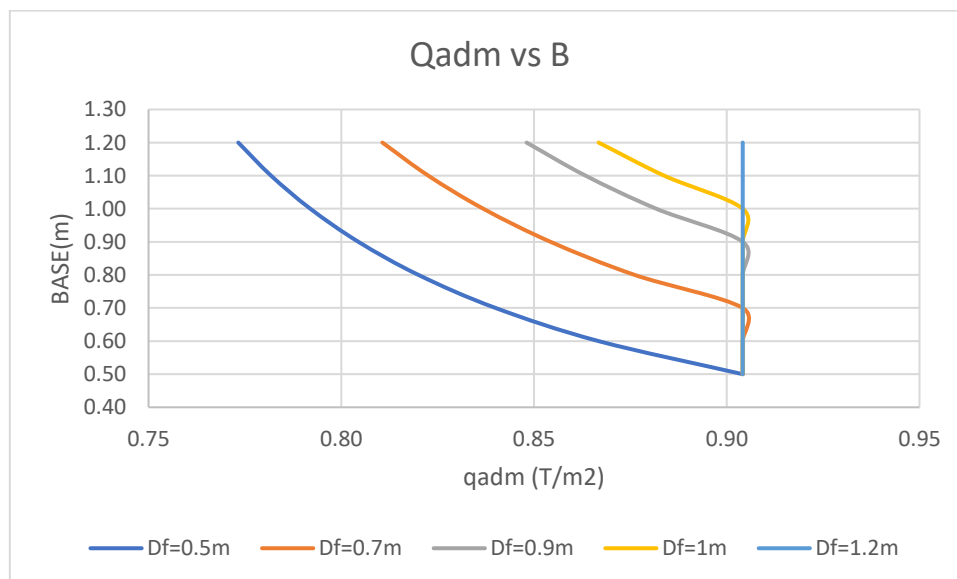


Elaborado por: El Autor.

### 20.1.2 QA VS B, PARA VIGA DE CIMENTACIÓN

Figura 93

Curvas de capacidad admisible, suelo tipo E, viga de cimentación, galpón, N55=1

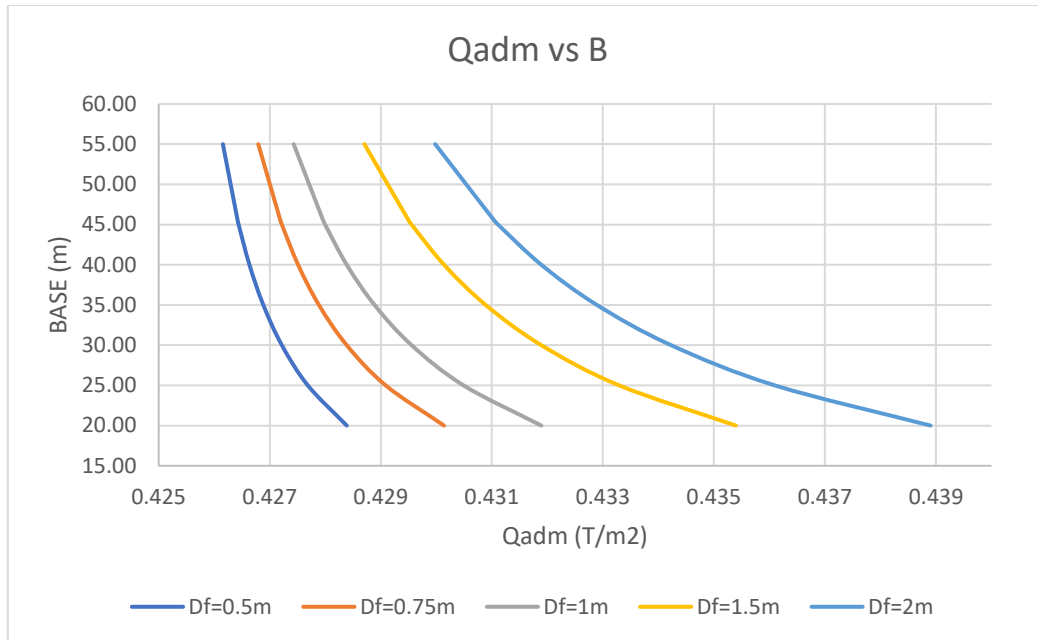


Elaborado por: El Autor.

### 20.1.3 QA VS B, PARA LOSA DE CIMENTACIÓN

**Figura 94**

*Curvas de capacidad admisible, suelo E, losa de cimentación galpón, N55=1*



Elaborado por: El Autor.

## 20.2 DISEÑO CIMENTACIONES SUPERFICIALES

### 20.2.1 ZAPATA AISLADA

De las curvas de capacidad portante para zapata aislada correspondientes al suelo tipo E (figura 92), se tomó para el diseño el valor de  $B=4.5$  m para una geometría cuadrada, para lo cual en la tabla 45 se presenta los parámetros de diseño y en la tabla 46 los resultados.

**Tabla 45**

*Parámetros de diseño para Zapata aislada galpón, N55=1*

DISEÑO ZAPATA AISLADA			
P=	47.52 Ton	1.2D+1.6L	SAP2000
N55=	1 s.u		TIPO E
B=	4.5 m		-
L=	4.5 m		-

Elaborado por: El Autor.

**Tabla 46**

*Análisis de esfuerzos para zapata aislada*

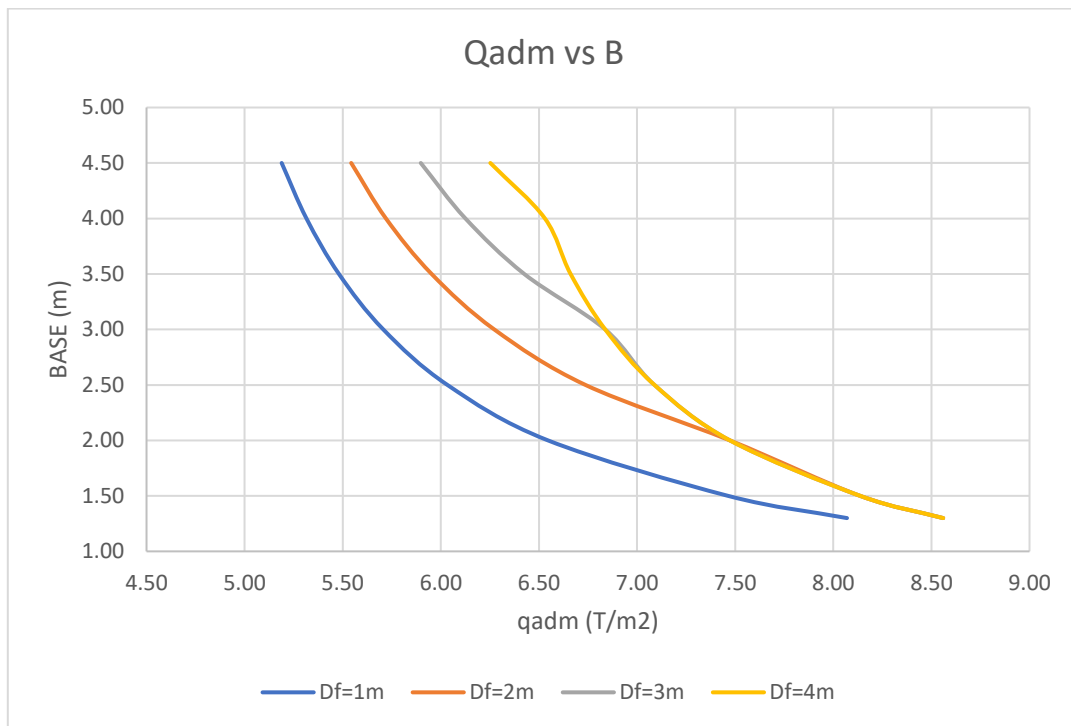
Df m	qadm Ton/m2	q1, q2 Ton/m2	Comprobación
1.00	0.52		
2.00	0.55	≤ 2.34	NO CUMPLE
3.00	0.59		
4.00	0.63		

Elaborado por: El Autor.

Para el galpón industrial, de acuerdo al análisis de esfuerzos se tiene que la capacidad portante del suelo tipo E para un  $N_{55spt}=1$  es inferior al esfuerzo producido en el suelo, por tanto, para el diseño se asume un mejoramiento de suelo incrementando el valor de  $N_{55spt}$  a 10, para lo cual se presenta, las Curvas de capacidad admisible (figura 95) y el diseño de la zapata aislada de acuerdo al nuevo valor de  $N_{spt}$  (tabla 47).

**Figura 95**

*Curvas de capacidad admisible, suelo E, zapata aislada, galpón,  $N_{55}=10$*



Elaborado por: El Autor.

**Tabla 47***Diseño de zapata aislada, N55=10*

<b>DISEÑO ZAPATA AISLADA</b>			
P=	47.52	Ton	1.2D+1.6L SAP2000
N55=	7	s.u	TIPO E
B=	3	m	-
L=	3	m	-
Df=	2	m	-
bcol=	0.5	m	-
hcol=	0.5	m	-

<b>Análisis de esfuerzos</b>		
qadm=	6.27	Ton/m <sup>2</sup>
qu=	5.28	Ton/m <sup>2</sup>
<b>qu ≤ qadm</b>		
<b>Corte bidireccional</b>		
f'c=	210	kg/cm <sup>2</sup>
dmin=	15.09	cm
hmin=	22.59	cm
<b>hadop=</b>	<b>25</b>	<b>cm</b>
<b>dadop=</b>	<b>17.5</b>	<b>cm</b>
<b>Corte unidireccional</b>		
Vc=	76.8	Ton/m <sup>2</sup>
vu=	43.24	Ton/m <sup>2</sup>
<b>vu ≤ Vc</b>		

<b>DISEÑO DE ACERO DE REFUERZO</b>		
Pu=	47.52	Ton
Mu=	4.125	Ton-m
b=	100	cm
h=	20	cm
f'c=	210	kg/cm <sup>2</sup>
f'y=	4200	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Acero a flexión</b>		
Ascalc=	6.522	cm <sup>2</sup> /m
<b>Acero mínimo</b>		
Asmin=	5.833	cm <sup>2</sup> /m
<b>Acero colocado</b>		
Ascol=	6.786	cm <sup>2</sup> /m
1Ø12@16.5 cm		

Elaborado por: El Autor.

## 20.2.2 VIGA DE CIMENTACIÓN

De las curvas de capacidad admisible para suelo tipo E, correspondiente a viga de cimentación (figura 93) se tiene como valor máximo  $q_{adm} = 0.9 \text{ Ton/m}^2$ , para el valor de  $N_{55} = 1$ , para lo cual en la tabla 48 se presenta los parámetros de diseño y en la tabla 49 los resultados.

**Tabla 48**

*Parámetros de diseño de viga de cimentación,  $N_{55} = 1$*

<b>DISEÑO VIGA DE CIMENTACIÓN</b>					
<b>CARGAS</b>					
	D+L		1.2D+1.6L		
P1=	17.92		Pu1=	21.6	
P2=	32.42	Ton	Pu2=	47.5	Ton
P3=	24.49		Pu3=	35.9	
P4=	10.6		Pu4=	15.3	
R=	82.43	Ton	Ru=	120	Ton

<b>Geometría en planta</b>		
L=	49.88	m
B=	1.1	m

Elaborado por: El Autor.

**Tabla 49**

*Análisis de esfuerzos para viga de cimentación*

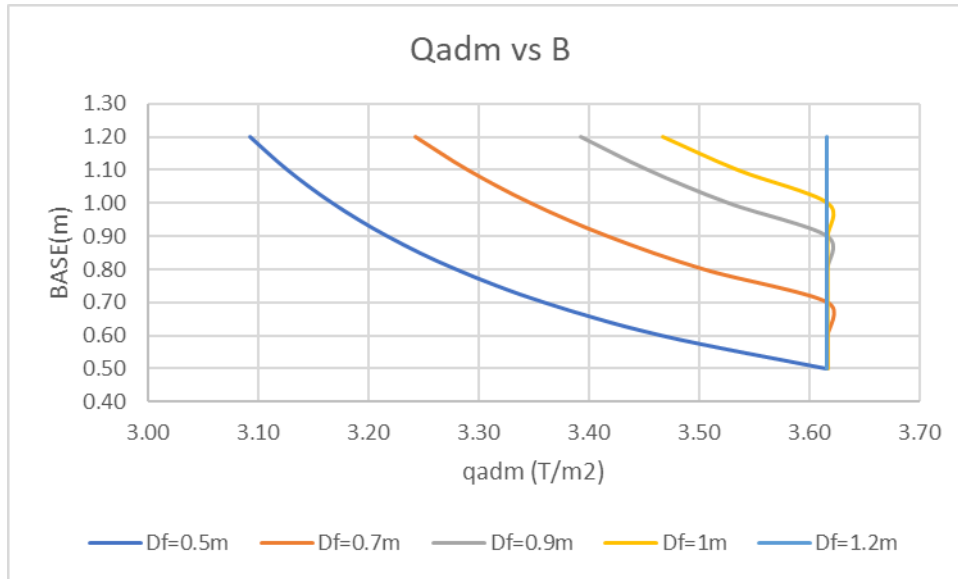
<b>B</b>	<b><math>q_{adm}</math> max</b>		<b><math>q_1, q_2</math></b>	<b>Comprobación</b>
<b>m</b>	<b>Ton/m<sup>2</sup></b>		<b>Ton/m<sup>2</sup></b>	
1.10	0.90	≤	2.192	NO CUMPLE

Elaborado por: El Autor.

Para el caso de la viga de cimentación, de acuerdo al análisis de esfuerzos se tiene que la capacidad portante del suelo tipo E para un  $N_{55spt} = 1$  es inferior al esfuerzo producido en el suelo, para ello, se asume un mejoramiento de suelo incrementando el valor de  $N_{55spt}$  a 4, para lo cual se presenta, las Curvas de capacidad admisible (figura 96) y el diseño de la viga de cimentación adecuado al nuevo valor de  $N_{spt}$  (tabla 50).

**Figura 96**

*Curvas de capacidad admisible, suelo E, viga de cimentación, galpón, N55=4*



Elaborado por: El Autor.

**Tabla 50**

*Diseño de viga de cimentación, N55=4*

<b>DISEÑO VIGA DE CIMENTACIÓN</b>		
N55=	4	s.u
<b>Geometría en planta</b>		
B=	1.1	m
L=	49.88	m
<b>Análisis de esfuerzos</b>		
qadm=	3.54	Ton/m <sup>2</sup>
q1, q2=	2.192	Ton/m <sup>2</sup>
<b>q1, q2 ≤ qadm</b>		
<b>Corte por flexión</b>		
f'c=	210	kg/cm <sup>2</sup>
dmin=	1.09	cm
dadop=	15	cm
hadop=	22.5	cm
<b>DISEÑO DE ACERO DE REFUERZO ZAPATA</b>		
Mu=	0.099	ton-m
b=	100	cm
d=	15	cm
f'c=	210	kg/cm <sup>2</sup>
f'y=	4200	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Acero a flexión</b>		

Ascalc=	0.174	cm <sup>2</sup> /m
<b>Acero mínimo</b>		
Asmin=	5	cm <sup>2</sup> /m
<b>Acero colocado</b>		
Ascol=	5.655	cm <sup>2</sup> /m
	1Ø12 @ 20 cm	
<b>DISEÑO DE ACERO DE REFUERZO VIGA</b>		
Mmax=	58.82	ton-m
H=	100	cm
B=	50	cm
D=	92.5	cm
<b>Acero a flexión</b>		
Ascalc=	17.61	cm <sup>2</sup>
<b>Acero mínimo</b>		
Asmin=	15.42	cm <sup>2</sup>
<b>Acero colocado</b>		
Ascol=	18.47	cm <sup>2</sup>
	12 Ø 14	
<b>Acero por corte</b>		
Vi=	25.69	ton/m <sup>2</sup>
Vui=	7.406	Ton/m <sup>2</sup>
Vc=	7.68	Ton/m <sup>2</sup>
<b>Vui ≤ Vc</b>		
	1 Ø 10 @ 45 cm	
Elaborado por: El Autor.		

### 20.2.3 LOSA DE CIMENTACIÓN

Se tiene de las curvas de capacidad portante para losa de cimentación (figura 94) el valor de  $q_{adm}=0.426$  Ton/m<sup>2</sup>, correspondientes de  $B= 45.5$  metros y una profundidad de desplante  $D_f=0.5$ m, para lo cual, se presenta en la tabla 51, 52, 53, 54, 55, los resultados de diseño de losa de cimentación cimentada sobre suelo tipo E.

**Tabla 51**

*Geometría y análisis de esfuerzos para losa de cimentación*

<b>DISEÑO LOSA DE CIMENTACIÓN</b>		
N55=	1	s.u
<b>Geometría en planta</b>		
B=	45.5	m
L=	35.22	m
Xcg=	17.61	m
Ycg=	22.75	m
<b>Condiciones de volteo</b>		
ex=	0.027	m

ey=	1.864	m
L/6=	5.87	m
B/6=	7.583	m
	$ex \leq L/6$	
	$ey \leq B/6$	
<b>CUMPLE</b>		
<hr/> <b>Análisis de presiones</b> <hr/>		
<b>Respecto al C.G.</b>		
q=	0.132	Ton/m <sup>2</sup>
qadm=	0.426	Ton/m <sup>2</sup>
<b>q ≤ qadm</b>		
<hr/> <b>Presiones bajo columnas</b> <hr/>		
<b>x, m</b>	<b>y, m</b>	<b>q, Ton/m<sup>2</sup></b>
-17.36	-22.5	0.08
-17.36	-16.5	0.086
-17.36	-10.5	0.093
-17.36	-3.5	0.101
-17.36	3.5	0.109
-17.36	10.5	0.117
-17.36	16.5	0.124
-17.36	22.5	0.131
0	22.5	0.132
0	-22.5	0.08
17.36	-22.5	0.081
17.36	-16.5	0.087
17.36	-10.5	0.094
17.36	-3.5	0.102
17.36	3.5	0.11
17.36	10.5	0.118
17.36	16.5	0.125
17.36	22.5	0.132
<b>q ≤ qadm</b>		
<hr/> <b>Corte por punzonamiento</b> <hr/>		
dmin=	15.68	cm
dadop=	42.5	cm
Vc=	15.361	Ton/m <sup>2</sup>
Vu=	42.5	Ton/m <sup>2</sup>
<hr/> Elaborado por: El Autor. <hr/>		

**Tabla 52**

*Análisis de esfuerzos para franjas horizontales*

<b>ANÁLISIS DE ARMADURA</b>		
<b>FRANJAS HORIZONTALES</b>		
qI=	0.428	T/m
qII=	0.748	T/m
qIII=	0.766	T/m



qIV=	0.768	T/m
qV=	0.713	T/m
qVI=	0.61	T/m
qVII=	0.522	T/m
qVIII=	0.26	T/m

Elaborado por: El Autor.

**Tabla 53**

*Armatura de acuerdo a franjas horizontales*

	FRANJA I, VIII	FRANJA II, VII	FRANJA III, VI	FRANJA IV, V
Mmax (ton-m)=	9.07	112.71	16.23	115.88
Ascalc (cm2)=	5.671	72.59	10.147	74.316
Asmin (cm2)=	49.583	85	92.083	99.167
Ascolc (cm2)=	50.8	103.67	103.67	103.67
	1Ø14mm@10.50cm	1Ø20mm@18cm	1Ø20mm@19.5cm	1Ø20mm@21cm

Elaborado por: El Autor.

**Tabla 54**

*Análisis de esfuerzos para franjas verticales*

<b>ANÁLISIS DE ARMADURA</b>		
<b>FRANJAS VERTICALES</b>		
qI=	0.941	T/m
qII=	1.837	T/m
qIII=	0.914	T/m

Elaborado por: El Autor.

**Tabla 55**

*Armatura para franjas verticales*

	FRANJA I, III	FRANJA II
Mmax (ton-m)=	2.71	43.26
Ascalc (cm2)=	1.688	27.045
Asmin (cm2)=	126.508	245.93
Ascolc (cm2)=	160.85	251.327
	1Ø16mm@21.5cm	1Ø20mm@21.5cm

Elaborado por: El Autor.

### 20.3 CÁLCULO Y EVALUACIÓN DE LAS CIMENTACIONES DE LA TORRE DE TRANSMISIÓN CIMENTADA SOBRE SUELO TIPO E

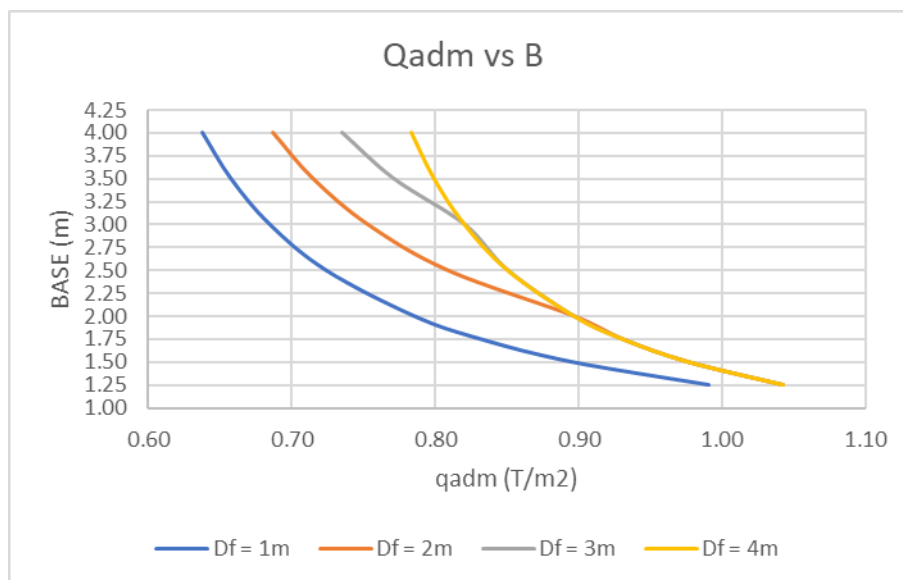
Para el caso, se presenta los resultados para el suelo tipo E, tanto para la capacidad de carga del suelo (figura 97, 98, 99), como para el diseño de las cimentaciones superficiales, de acuerdo al procedimiento descrito en la sección 19 referida al Cálculo y evaluación de las cimentaciones para torre de transmisión cimentado sobre suelo tipo C del presente proyecto, para lo cual, se adopta para los cálculos un  $N_{55}=1$ , correspondiente al perfil de suelo tipo E.

### 20.4 CURVAS DE CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO: TIPO E

#### 20.4.1 QA VS B, PARA ZAPATA CUADRADA

**Figura 97**

*Curvas de capacidad admisible, suelo E, zapata aislada, torre,  $N_{55}=1$*

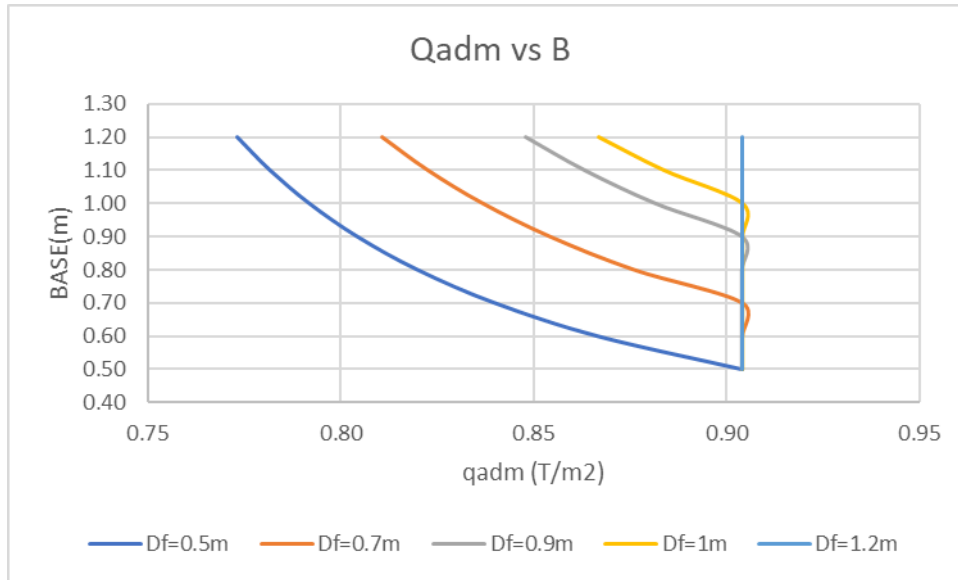


Elaborado por: El Autor.

### 20.4.2 QA VS B, PARA VIGA DE CIMENTACIÓN

**Figura 98**

*Curvas de capacidad admisible, suelo E, viga de cimentación, torre, N55=1*

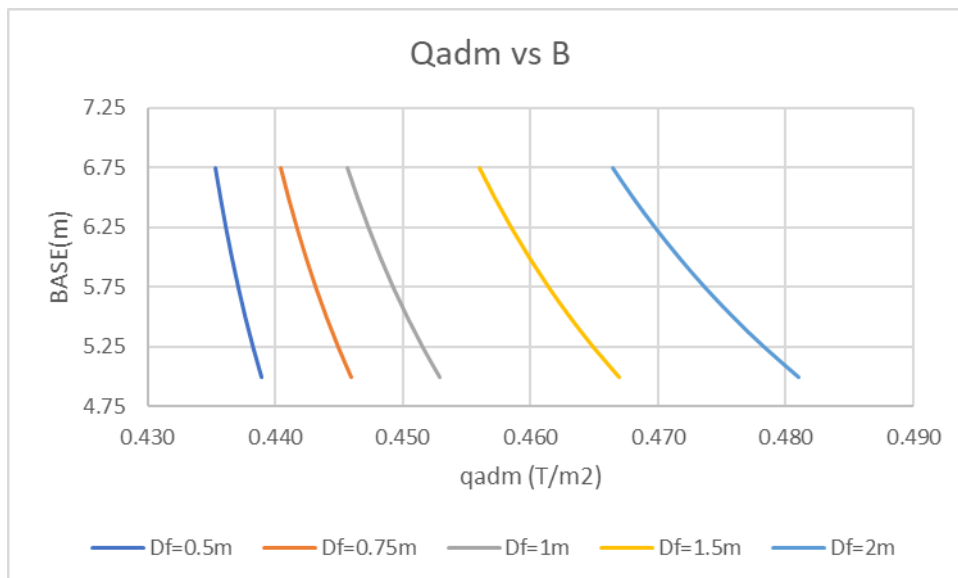


Elaborado por: El Autor.

### 20.4.3 QA VS B, PARA LOSA DE CIMENTACIÓN

**Figura 99**

*Curvas de capacidad admisible, suelo tipo E, losa de cimentación, torre, N55=1*



Elaborado por: El Autor.

## 20.5 DISEÑO CIMENTACIONES SUPERFICIALES

### 20.5.1 ZAPATA AISLADA

Se obtiene de las curvas de capacidad para zapatas aisladas (figura 97) el valor de  $q_{adm}=0.90$  Ton/m<sup>2</sup>, correspondientes de  $B= 2$  metros y una profundidad de desplante  $D_f=3.25$  m, para lo cual, se presenta en la tabla 56 los parámetros para el diseño y en la tabla 57 los resultados de zapata aislada cimentada sobre suelo tipo E.

**Tabla 56**

*Parámetros de diseño Zapata aislada torre, N55=1*

<b>DISEÑO ZAPATA AISLADA</b>			
P=	3.36	Ton	1.2D+1.6L SAP2000
N55=	1	s.u	TIPO E
B=	2	m	-
L=	2	m	-
Df=	3.25	m	-
bcol=	0.3	m	-
hcol=	0.3	m	-

Elaborado por: El Autor.

**Tabla 57**

*Diseño de zapata aislada para torre*

<b>Análisis de esfuerzos</b>		
$q_{adm}=$	0.90	Ton/m <sup>2</sup>
$q_u=$	0.84	Ton/m <sup>2</sup>
<b><math>q_u \leq q_{adm}</math></b>		
<b>Corte bidireccional</b>		
$f'_c=$	210	kg/cm <sup>2</sup>
$d_{min}=$	2.205	cm
$h_{min}=$	9.705	cm
<b>hadop=</b>	<b>25</b>	<b>cm</b>
<b>dadop=</b>	<b>17.5</b>	<b>cm</b>
<b>Corte unidireccional</b>		
$V_c=$	76.8	Ton/m <sup>2</sup>
$v_u=$	4.32	Ton/m <sup>2</sup>
<b><math>v_u \leq V_c</math></b>		
<b>DISEÑO DE ACERO DE REFUERZO</b>		
$P_u=$	3.36	Ton
$M_u=$	0.303	Ton-m
$b=$	100	cm
$h=$	20	cm
$f'_c=$	210	kg/cm <sup>2</sup>

$$f_y = \frac{4200 \text{ kg/cm}^2}{}$$

**Acero a flexión**

Ascalc

$$= \frac{0.646 \text{ cm}^2/\text{m}}{}$$

**Acero mínimo**

$$A_{smin} = 4.167 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**Acero colocado**

$$A_{scol} = 5.655 \text{ cm}^2/\text{m}$$

1Ø12mm@20cm

**VOLCAMIENTO**

$$M_r = 98.17 \text{ Ton-m}$$

$$M_a = 64.80 \text{ Ton-m}$$

$$F_{SV} = 1.51 \text{ S.U.}$$

$$F_{SV} > 1.5$$

CUMPLE

Elaborado por: El Autor.

## 20.5.2 VIGA DE CIMENTACIÓN

De las curvas de capacidad admisible para suelo tipo E (figura 98), correspondiente a viga de cimentación se tiene como valor máximo  $q_{adm} = 0.9 \text{ Ton/m}^2$ , para el valor de  $N_{55} = 1$ , para lo cual en la tabla 58 se presenta los parámetros de diseño y en la tabla 59 los resultados.

**Tabla 58**

*Parámetros para el diseño de viga de cimentación, torre,  $N_{55} = 1$*

<b>DISEÑO VIGA DE CIMENTACIÓN</b>					
<b>CARGAS</b>					
	D+L		1.2D+1.6L		
P1=	2.77		Pu1=	3.36	
P2=	2.75	Ton	Pu2=	3.35	Ton
R=	5.52	Ton	Ru=	6.71	Ton

**Geometría en planta**

$$L = 5.519 \text{ m}$$

$$B = 1 \text{ m}$$

Elaborado por: El Autor.

**Tabla 59**

*Análisis de esfuerzos para viga de cimentación*

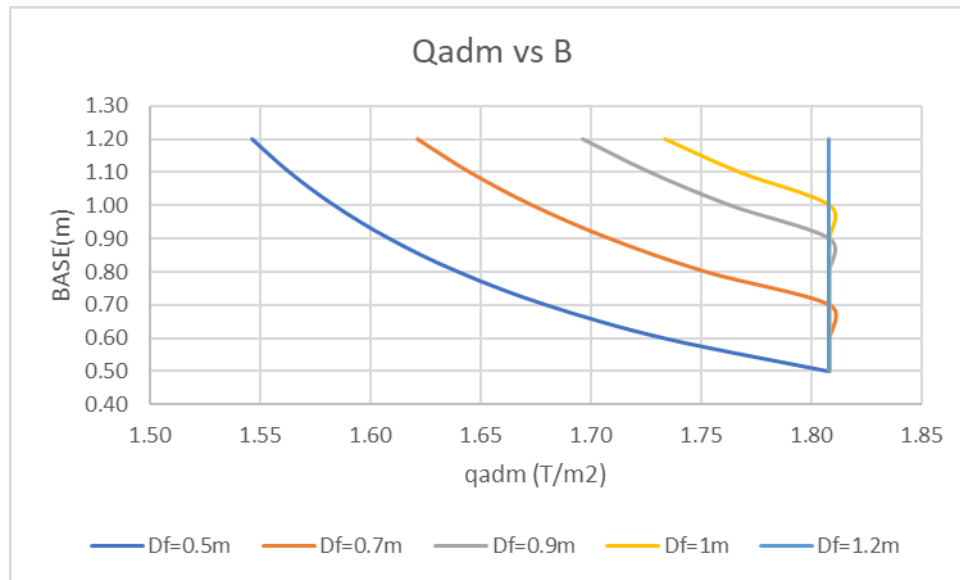
<b>B</b>	<b>q<sub>adm</sub> max</b>	<b>q<sub>1</sub>, q<sub>2</sub></b>	<b>Comprobación</b>
<b>m</b>	<b>Ton/m<sup>2</sup></b>	<b>Ton/m<sup>2</sup></b>	
1.00	0.90	≤ 1.216	NO CUMPLE

Elaborado por: El Autor.

Para el caso de la viga de cimentación, de acuerdo al análisis de esfuerzos se tiene que la capacidad portante del suelo tipo E para un  $N_{55spt}=1$  es inferior al esfuerzo producido en el suelo, para ello, se asume un mejoramiento de suelo incrementando el valor de  $N_{55spt}$  a 2, para lo cual se presenta, las Curvas de capacidad admisible (figura 100) y el diseño de la viga de cimentación adecuado al nuevo valor de  $N_{spt}$  (tabla 60).

**Figura 100**

*Curvas de capacidad admisible, suelo tipo E, viga de cimentación, torre,  $N_{55}=2$*



Elaborado por: El Autor.

**Tabla 60**

*Diseño de viga de cimentación torre,  $N_{55}=2$*

<b>DISEÑO VIGA DE CIMENTACIÓN</b>		
$N_{55} =$	2	s.u
<b>Geometría en planta</b>		
B=	1	m
L=	5.519	m
Df=	3	m
<b>Análisis de esfuerzos</b>		
$q_{adm} =$	1.58	Ton/m <sup>2</sup>
$q_1, q_2 =$	1.216	Ton/m <sup>2</sup>
<b><math>q_1, q_2 \leq q_{adm}</math></b>		
<b>Corte por flexión</b>		
$f'_c =$	210	kg/cm <sup>2</sup>
$d_{min} =$	0.72	cm
$d_{adop} =$	15	cm
$h_{adop} =$	22.5	cm

---

**DISEÑO DE ACERO DE  
REFUERZO ZAPATA**

---

Mu=	0.074	ton-m
b=	100	cm
d=	15	cm
f'c=	210	kg/cm <sup>2</sup>
f'y=	4200	kg/cm <sup>2</sup>

---

**Acero a flexión**

---

Ascalc=	0.131	cm <sup>2</sup> /m
---------	-------	--------------------

---

**Acero mínimo**

---

Asmin=	5	cm <sup>2</sup> /m
--------	---	--------------------

---

**Acero colocado**

---

Ascol=	5.655	cm <sup>2</sup> /m
1Ø12 @ 20 cm		

---

---

**DISEÑO DE ACERO DE  
REFUERZO VIGA**

---

Mmax=	4.11	ton-m
H=	100	cm
B=	30	cm
D=	92.5	cm

---

**Acero a flexión**

---

Ascalc=	1.181	cm <sup>2</sup>
---------	-------	-----------------

---

**Acero mínimo**

---

Asmin=	9.25	cm <sup>2</sup>
--------	------	-----------------

---

**Acero colocado**

---

Ascol=	10.18	cm <sup>2</sup>
9Ø12mm		

---

**Acero por corte**

---

Vi=	3.16	kg
Vui=	3.305	kg/cm <sup>2</sup>
Vc=	7.68	kg/cm <sup>2</sup>

---

**Vui ≤ Vc**

---

1 Ø 10 @ 45 cm

---

**VOLCAMIENTO**

---

Mr=	145.72	Ton-m
Ma=	96.64	Ton-m
FSV=	1.51	S.U

---

FSV>1.5

CUMPLE

---

Elaborado por: El Autor.

### 20.5.3 LOSA DE CIMENTACIÓN

De las curvas de capacidad para losa de cimentación (figura 99), se tiene el valor de  $q_{adm}=0.446$  Ton/m<sup>2</sup>, para  $B= 6.7$  metros y una profundidad de desplante  $D_f=1.00$ m, se presenta en la tabla 61 los resultados de diseño de losa de cimentación.

**Tabla 61**

*Diseño de losa de cimentación, torre, N55=1*

<b>DISEÑO LOSA DE CIMENTACIÓN</b>		
N55=	1	s.u
<b>Geometría en planta</b>		
B=	6.7	m
L=	6	m
Xcg=	3.35	m
Ycg=	3	m
<b>Condiciones de volteo</b>		
ex=	0.006	m
ey=	0.754	m
L/6=	1	m
B/6=	1.117	m
$ex \leq L/6$ $ey \leq B/6$		
<b>CUMPLE</b>		
<b>Análisis de presiones</b>		
<b>Respecto al C.G.</b>		
q=	0.362	Ton/m <sup>2</sup>
q <sub>adm</sub> =	0.446	Ton/m <sup>2</sup>
<b>q ≤ q<sub>adm</sub></b>		
<b>Presiones bajo columnas</b>		
x, m	y, m	q, Ton/m <sup>2</sup>
2.6	-2.25	0.09
0	2.25	0.322
-2.6	-2.25	0.089
-2.6	2.25	0.321
2.6	2.25	0.323
<b>q ≤ q<sub>adm</sub></b>		
<b>Corte por punzonamiento</b>		
d <sub>min</sub> =	2.25	cm
d <sub>adop</sub> =	17.5	cm
V <sub>c</sub> =	15.361	kg/cm <sup>2</sup>
V <sub>u</sub> =	1.339	kg/cm <sup>2</sup>
<b>VOLCAMIENTO</b>		
M <sub>r</sub> =	216.11	Ton-m



Ma=	101.87	Ton-m
FSV=	2.121	S.U
FSV>1.5		
CUMPLE		

<b>ANÁLISIS DE ARMADURA</b>		
<b>FRANJAS HORIZONTALES</b>		
qI=	0.966	T/m
qII=	0.268	T/m

<b>FRANJA I, II</b>	
<b>Mmax (ton-m) =</b>	3.27
<b>Ascalc (cm2) =</b>	4.99
<b>Asmin (cm2) =</b>	17.5
<b>Ascolc (cm2) =</b>	18.47
1Ø14mm@25cm	

<b>ANÁLISIS DE ARMADURA</b>		
<b>FRANJAS VERTICALES</b>		
qI=	0.323	T/m
qII=	0.686	T/m

<b>FRANJA I, II</b>	
<b>Mmax (ton-m) =</b>	1.75
<b>Ascalc (cm2) =</b>	2.66
<b>Asmin (cm2) =</b>	19.542
<b>Ascolc (cm2) =</b>	20.106
1Ø16mm@10cm	

Elaborado por: El Autor.

## CAPÍTULO V

### ANÁLISIS DE RESULTADOS

#### 21 ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS

Se presenta los cuadros comparativos (tabla 62, 63, 64, 65) de cantidades y costos totales tanto para los perfiles de suelo como para cada una de las estructuras metálicas livianas propuestas, desarrolladas con base única en los rubros netamente importantes para la construcción de las cimentaciones superficiales; en la sección de anexos se desglosa de manera detallada los presupuestos (Anexo 2, 3, 4, 5) de acuerdo al perfil de suelo y tipo de estructura, seguido del análisis de precios unitarios (Anexo 6) considerado para su elaboración.

## 21.1 SUELO TIPO C

### 21.1.1 GALPÓN

**Tabla 62**

*Cuadro comparativo de precios para suelo tipo C, galpón*

				ZAPATA AISLADA	VIGA DE CIMENTACIÓN	LOSA DE CIMENTACIÓN	
RUBRO.	UNID.	CANTIDADES	TOTAL	CANTIDADES	TOTAL	CANTIDADES	TOTAL
<b>OBRAS PRELIMINARES</b>							
Desbroce de capa vegetal	m3	320.50	408.22	320.50	408.22	320.50	408.22
Replanteo y nivelación con equipo topográfico	m2	1,602.51	4,038.44	1,602.51	4,038.44	1,602.51	4,038.44
Excavación cimientos, plintos	m3	507.15	6,883.61	176.20	2,391.54	913.43	12,398.10
Desalajo de escombros o de material excavado	m3	395.65	6,312.96	427.09	6,814.55	1,233.93	19,688.42
Relleno compactado.	m3	432.00	4,869.37	69.61	784.63	-	-
<b>ESTRUCTURA.</b>							
Replanteo H.S.140kg/cm2	m3	17.15	2,716.29	11.53	1,825.68	112.18	17,766.84
Zapata horm. Simple 210kg/cm2	m3	49.00	9,187.22	37.05	6,946.81	-	-
Hormigón en columneta fc=210 kg/cm2, inc. Encofrado y desencofrado	m3	9.00	2,671.48	-	-	-	-
Acero de refuerzo 12 - 20 mm	kg	3,296.47	11,087.28	7,405.55	24,907.68	12,680.74	42,650.15
Hormigón en viga de cimentación fc=210 kg/cm2, inc. Encofrado y desencofrado	m3	-	-	58.01	14,829.22	-	-
Hormigón en losa de cimentación e=50 cm, fc=210 kg/cm2, incluye encofrado y desencofrado	m3	-	-	-	-	801.26	180,770.87
<b>TOTAL</b>			<b>48,174.87</b>	<b>62,946.77</b>		<b>277,721.05</b>	

Elaborado por: El Autor.

### 21.1.2 TORRE

**Tabla 63**

*Cuadro comparativo de precios para suelo tipo C, Torre*

				ZAPATA AISLADA	VIGA DE CIMENTACIÓN	LOSA DE CIMENTACIÓN	
RUBRO.	UNID.	CANTIDADES	TOTAL	CANTIDADES	TOTAL	CANTIDADES	TOTAL
<b>OBRAS PRELIMINARES</b>							
Desbroce de capa vegetal	m3	8.04	10.24	8.04	10.24	40.20	10.24
Replanteo y nivelación con equipo topográfico	m2	40.20	101.31	40.20	101.31	43.01	101.31
Excavación cimientos, plintos	m3	39.84	540.75	51.58	700.05	21.11	583.83
Desalajo de escombros o de material excavado	m3	12.69	202.48	17.51	279.42	29.95	336.77
Relleno compactado.	m3	35.19	396.65	42.10	474.58	-	337.56
<b>ESTRUCTURA.</b>							
Replanteo H.S.140kg/cm2	m3	0.84	133.04	1.18	186.26	10.05	445.69
Zapata horm. Simple 210kg/cm2	m3	3.00	562.48	3.78	708.73	-	-
Hormigón en columneta fc=210 kg/cm2, inc. Encofrado y desencofrado	m3	0.81	240.43	-	-	-	-
Acero de refuerzo 12 - 20 mm	kg	146.29	492.03	404.15	1,359.31	-	721.65
Hormigón en viga de cimentación fc=210 kg/cm2, inc. Encofrado y desencofrado	m3	-	-	3.91	998.52	-	-
Hormigón en losa de cimentación e=50 cm, fc=210 kg/cm2, incluye encofrado y desencofrado	m3	-	-	-	-	214.56	2,267.38
<b>TOTAL</b>			<b>2,679.42</b>	<b>4,818.42</b>		<b>4,804.43</b>	

Elaborado por: El Autor.

## 21.2 SUELO TIPO E

### 21.2.1 GALPÓN

Tabla 64

Cuadro comparativo de precios para suelo tipo E, Galpón

				ZAPATA AISLADA	VIGA DE CIMENTACIÓN	LOSA DE CIMENTACIÓN	
RUBRO.	UNID.	CANTIDADES	TOTAL	CANTIDADES	TOTAL	CANTIDADES	TOTAL
<b>OBRAS PRELIMINARES</b>							
Desbroce de capa vegetal	m3	320.50	408.22	320.50	408.22	320.50	408.22
Replanteo y nivelación con equipo topográfico	m2	1,602.51	4,038.44	1,602.51	4,038.44	1,602.51	4,038.44
Excavación cimientos, plintos	m3	462.60	6,278.92	258.53	3,509.08	913.43	12,398.10
Desalojo de escombros o de material excavado	m3	783.10	12,495.05	579.03	9,238.97	1,233.93	19,688.42
Relleno compactado.	m3	315.00	7,779.65	69.61	1,719.19	-	-
Sub-base granular clase II, e= 50cm, inc. tendido, compactación	m3	90.00	2,222.76	82.34	2,033.45	-	-
<b>ESTRUCTURA.</b>							
Replanteo H.S.140kg/cm2	m3	12.60	1,995.64	11.53	1,825.68	112.18	17,766.84
Zapata horm. Simple 210kg/cm2	m3	40.50	7,593.52	37.05	6,946.81	-	-
Hormigón en columneta fc=210 kg/cm2, inc. Encofrado y desencofrado	m3	9.00	2,671.48	-	-	-	-
Acero de refuerzo 12 - 20 mm	kg	2,421.90	8,145.77	7,405.55	24,907.68	12,680.74	42,650.15
Hormigón en viga de cimentación fc=210 kg/cm2, inc. Encofrado y desencofrado	m3	-	-	58.01	14,829.22	-	-
Hormigón en losa de cimentación e=50 cm, fc=210 kg/cm2, incluye encofrado y desencofrado	m3	-	-	-	-	801.26	180,770.87
<b>TOTAL</b>			<b>53,629.45</b>	<b>69,456.74</b>		<b>277,721.05</b>	

Elaborado por: El Autor.

### 21.2.2 TORRE

Tabla 65

Cuadro comparativo de precios para suelo tipo E, Torre

				ZAPATA AISLADA	VIGA DE CIMENTACIÓN	LOSA DE CIMENTACIÓN	
RUBRO.	UNID.	CANTIDADES	TOTAL	CANTIDADES	TOTAL	CANTIDADES	TOTAL
<b>OBRAS PRELIMINARES</b>							
Desbroce de capa vegetal	m3	8.04	10.24	8.04	10.24	8.04	10.24
Replanteo y nivelación con equipo topográfico	m2	40.20	101.31	40.20	101.31	40.20	101.31
Excavación cimientos, plintos	m3	39.84	540.75	51.58	700.05	43.01	583.83
Desalojo de escombros o de material excavado	m3	12.69	202.48	59.62	951.22	21.11	336.77
Relleno compactado.	m3	35.19	396.65	42.10	1,039.85	29.95	337.56
Sub-base granular clase II, e= 40 cm, inc. Tendido y compactación	m3	-	-	6.72	165.97	-	-
<b>ESTRUCTURA.</b>							
Replanteo H.S.140kg/cm2	m3	0.84	133.04	1.18	186.26	2.81	445.69
Zapata horm. Simple 210kg/cm2	m3	3.00	562.48	3.78	708.73	-	-
Hormigón en columneta fc=210 kg/cm2, inc. Encofrado y desencofrado	m3	0.81	240.43	-	-	-	-
Acero de refuerzo 12 - 20 mm	kg	146.29	492.03	404.15	1,359.31	214.56	721.65
Hormigón en viga de cimentación fc=210 kg/cm2, inc. Encofrado y desencofrado	m3	-	-	1.39	354.31	-	-
Hormigón en losa de cimentación e=50 cm, fc=210 kg/cm2, incluye encofrado y desencofrado	m3	-	-	-	-	10.05	2,267.38
<b>TOTAL</b>			<b>2,679.42</b>	<b>5,577.25</b>		<b>4,804.43</b>	

Elaborado por: El Autor.

### 21.3 DEFINICIÓN DE CIMENTACIÓN ÓPTIMA

Este tipo de proyectos permiten un margen amplio para el diseño basado en distintos aspectos técnicos, siendo relevantes para el desarrollo del problema: el tipo de suelo y la carga que la estructura ejerce sobre la base, es así que, la geometría de cimentaciones como zapatas aisladas, vigas de cimentación y losas de cimentación se encuentran en función de estos aspectos. En la Tabla 66 se presenta el resumen técnico y económico para la elección de la cimentación óptima.

**Tabla 66**

*Análisis técnico económico general*

PERFIL	TIPO DE ESTRUCTURA	TIPO DE CIMENTACIÓN	GEOMETRÍA		DESPLANTE	MEJORAMIENTO DE SUELO	COSTO	DIFERENCIA DE COSTO, %
			B, m	L, m	Df, m			
C	GALPÓN	AISLADA	3.5	3.5	2	NO	48,174.87	100
		VIGA	1.1	49.88	1	NO	62,946.77	131
		LOSA	45.5	35.22	0.5	NO	277,721.05	576
	TORRE	AISLADA	2	2	3.25	NO	2,679.42	100
		VIGA	1	5.52	3	NO	4,818.42	180
		LOSA	6.7	6.7	1	NO	4,804.43	179
E	GALPÓN	AISLADA	3	3	2	SI	53,629.45	100
		VIGA	1.1	49.88	1	SI	69,456.74	130
		LOSA	45.5	35.22	0.5	NO	277,721.05	518
	TORRE	AISLADA	2	2	3.25	NO	2,679.42	100
		VIGA	1	2.52	3	SI	5,411.28	202
		LOSA	6.7	6	1	NO	4,804.43	179

Elaborado por: El Autor.

De la tabla 66 se desprende que para los perfiles de suelo tipo C y tipo E, tanto para el Galpón industrial como para la torre de transmisión en cuanto al aspecto costo beneficio, la cimentación óptima es la zapata aislada, debido a que, en cuanto a la viga de cimentación existe un incremento sobre el precio de la cimentación aislada superior al 30%, mientras que la losa de cimentación lo incrementa de 2 a 5 veces dependiendo del tipo de estructura.

Es entendible que el costo de las vigas de cimentación incremente en un 30% ya que al ser estructuras que soportan cargas relativamente pequeñas, no necesitan de un volumen grande de hormigón que soporte dichas reacciones, además, al tener luces superiores a 5 metros, el momento causado por el peso propio de la viga genera que las características físicas y geométricas tiendan a ser superiores para contrarrestar dicho momento lo que a su vez conlleva al incremento de material y por ende costo.

Así mismo, una losa de cimentación, la utilizamos como último recurso con la finalidad de soportar cargas realmente grandes, este proyecto presenta dos estructuras de

acero livianas, con luces superiores a 5m, con lo cual, las losas al tener como área de construcción al área bruta del proyecto los costos, en cuanto rubros como: excavación, hormigón y acero de refuerzo, presentan un incremento significativo, esto debido propiamente al tipo de estructura que se construye.

Si se trata a la torre de transmisión como una estructura especial, el análisis de volcamiento de la torre influye significativamente al momento de ajustar la geometría de la cimentación para que esta sea capaz de resistir las solicitaciones, no solo por capacidad, sino también por el tema de peso y empotramiento que hay que dar a los cimientos para que la torre no se volque.

Es por ello, que la zapata aislada al tener propiamente la función para soportar cargas pequeñas y ocupar un espacio entre luces relativamente económico, es la adecuada en lo referido al galpón industrial, resaltando la disminución principal de los costos en rubros como la excavación, hormigón en zapatas, replantillo y acero de refuerzo, mientras tanto, para la torre de transmisión, económicamente la zapata aislada debería ser la adecuada, pero, si nos fijamos en la profundidades de desplante excesivas para cubrir el volteo tanto para la zapata aislada como para la viga de cimentación, se tiene que, técnicamente la tipología de fundación óptima es la losa de cimentación la que además de cumplir sobradamente tanto por capacidad como por volteo, permiten tener una trabajabilidad adecuada manteniendo su desplante entre valores relativamente pequeños.

## CONCLUSIONES

Una vez cumplidos satisfactoriamente los objetivos del proyecto se puede concluir lo siguiente:

El uso de paquetes computacionales como SAP2000 permiten tener un análisis sistemático y ordenado de las estructuras, permitiendo castigarlas bajo la acción de diferentes combinaciones de cargas, disminuyendo los tiempos de ejecución de cálculos para el dimensionamiento y análisis de los elementos que componen una estructura, así mismo, nos permiten visualizar en tiempo real desplazamientos, modos de vibración, % de masa participativa y demás características, para ser adecuadas a las normativas vigentes para el diseño.

Los resultados del análisis estructural demuestran que para este tipo de estructuras reticulares livianas las cargas sísmicas no representan mayor influencia, a diferencia de las cargas de viento las cuales son las cargas críticas para este tipo de proyectos.

Se puede utilizar la normativa TIA/EIA 222, la cual establece los parámetros mínimos para el diseño de torres de transmisión bajo la acción de viento, debido a que dentro de la NEC-15 en la sección dirigida a cargas de viento se habla de forma general para todo tipo de estructura, sin embargo, estos parámetros pueden ser adecuados a la normativa vigente en el país.

Una vez obtenidas las curvas de capacidad admisible del suelo se puede obtener un margen tolerable para el diseño de los diferentes tipos de cimentaciones, adecuados a la profundidad de desplante y la geometría de la cimentación, además, de permitir ubicar de manera rápida la cimentación adecuada de acuerdo a la carga producto de la estructura.

De acuerdo a las ecuaciones empíricas de Bowless y Meyerhof , el perfil de suelo tipo C presenta una capacidad portante mucho mayor a la del suelo tipo E, se toma como ejemplo para su comparación al galpón industrial.

$$q_{adm} = 34.72 \frac{ton}{m^2} \rightarrow SUELO TIPO "C"$$

$$q_{adm} = 4.39 \frac{ton}{m^2} \rightarrow SUELO TIPO "E"$$

Este tipo de estructuras livianas cimentada sobre suelo tipo C, dentro del análisis de esfuerzos presenta una notable diferencia entre el esfuerzo provocado por la acción de las cargas y la capacidad portante, mientras que para suelo tipo E se tuvo que realizar el mejoramiento de suelo para el caso de zapata aislada y viga de cimentación, para con ello, superar el esfuerzo producido cumplir los requerimientos mínimos de esfuerzos, para ejemplificar lo mencionado se tiene los siguientes valores correspondientes a la zapata aislada para Galpón industrial.

$$q = 2.75 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}, \quad q_{adm} = 34.72 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \rightarrow \text{SUELO TIPO "C"}$$

$$q = 3.60 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}, \quad q_{adm} = 4.39 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \rightarrow \text{SUELO TIPO E}$$

La losa de cimentación resulta útil en cuanto a funcionalidad, sin embargo, en lo referido a costo beneficio, presenta un precio excesivo para estructuras tipo galpón en comparación a la zapata aislada la cual se definió como la óptima en cuanto a funcionalidad-costo.

Para la cimentación de la torre de transmisión, la resistencia al volteo y al levantamiento predominan en la determinación de la geometría y profundidad de desplante, puesto que las reacciones que se presentan en las patas habitualmente tienden a traccionar.

## RECOMENDACIONES

Es importante, en el paquete computacional comprender el tipo de proyecto a ejecutar, para lo cual, es necesario tener conocimientos acerca de análisis y diseño estructural, además, se debe tener prudencia al momento del ingreso de datos como son: materiales, elementos, cargas, geometría, etc. con la finalidad de evitar errores al momento de dar la orden de análisis al programa, de ser necesario se debe revisar toda la estructura o en su caso repetirla.

Durante el proceso análisis de capacidad de los elementos se debe verificar todos y cada uno de los elementos que componen la estructura, a fin de tener un rango 0-95% de capacidad de trabajo del elemento; de darse el caso de superar dicho rango se deberá reemplazar el elemento por uno de mayor capacidad que permita el trabajo adecuado de toda la estructura.

Es conveniente en el caso de la normativa, revisar tanto la bibliografía como los procesos indicados, para una correcta aplicación de la misma, ya que, si bien las normativas describen procesos y dan parámetros, depende del diseñador, el aplicar los correctos criterios y definir adecuadamente los procesos de acuerdo a las necesidades y el tipo de proyecto.

Si bien, las curvas de capacidad admisible nos permiten hacer uso de distintos valores profundidad de desplante y de base para la cimentación, se debe, tener criterio para su utilización, es decir, no se debe utilizar valores excesivos según el tipo de cimentación que se esté diseñando, ya que los valores excesivos pueden provocar principalmente traslape de cimentaciones, además, de incrementar costos por materia prima y mano de obra.

Para el perfil de suelo tipo E, se recomienda si el valor de  $N_{spt}$  es bajo, realizar un mejoramiento de suelo para incrementar las características portantes del suelo, teniendo en cuenta que la compactación se debe realizar en capas uniformes no mayores a 25 cm y la densidad medida en campo no debe ser menor al 95% de la densidad del ensayo Proctor posterior al mejoramiento de suelo.



En cuanto al proceso para diseñar las cimentaciones, se debe llevar un desarrollo pulcro y organizado, con la finalidad de poder apreciar cada uno de los aspectos que involucra el diseño, partiendo desde el dimensionamiento en planta hasta la colocación de acero para el refuerzo.

## REFERENCIAS

- Acebedo, F. (2018). *Diseño y cálculo de una torre metálica autosoportada de telecomunicaciones en Paterna (Valencia)*. [Tesis de grado, Universidad Politécnica de Valencia]  
[https://riunet.upv.es/bitstream/handle/10251/125744/48414811H\\_TFG\\_15621466544348090160740214647591.pdf?sequence=1](https://riunet.upv.es/bitstream/handle/10251/125744/48414811H_TFG_15621466544348090160740214647591.pdf?sequence=1)
- Aguirre, A. (2017). *Diseño de torre autosoportada triangular de 60 metros portadora de antenas*. [Tesis de grado, Universidad Nacional de Piura]  
<https://repositorio.unp.edu.pe/handle/UNP/1076>
- Alay Zambrano, L. (2016). *Estudio de deformaciones laterales debido al viento en torre telefónica auto-soportada de 48 metros, ubicada en la parroquia Chongón del cantón Guayaquil*. [Tesis de grado, Universidad de Guayaquil, Ecuador].  
<http://repositorio.ug.edu.ec/handle/redug/14954>
- Bowles Joseph, E. (1997). *Foundation Analysis and Design Fifth Edition*. McGraw-Hill.  
<http://faculty.tafreshu.ac.ir/file/download/course/1583678250-foundation-analysis-and-design-bowels-fifth-edition-part1-of-2.pdf>
- Braja Das, M. (2011). *Principles of Foundation Engineering*. (J. León, Trad.; 7.<sup>a</sup> ed.). Cengage Learning.
- Braja Das, M. (2013). *Fundamentals of Geotechnical Engineering*. (J. León, Trad.; 4.<sup>a</sup> ed.). Cengage Learning.
- Calderón, A. (2015). *Información geotécnica como elemento de análisis en la planeación y diseño de cimentaciones de Edificios*. [Tesis de grado, Universidad Internacional del Ecuador].  
<https://repositorio.uide.edu.ec/handle/37000/2148>
- Chagoyén, E., Negrín, A., Padrón, N., Cabrera, M., y López, L. (2009). Diseño Óptimo de Cimentaciones Superficiales Rectangulares Formulación. *Revista de la construcción*, 8(2), 60-71.  
<https://www.redalyc.org/pdf/1276/127619798006.pdf>

- Contreras, D. (2016). *Tipificación de naves de estructura de acero utilizadas para la industria*. [Tesis de grado, Universidad de Cuenca]  
<https://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/26167/1/TRABAJO%20DE%20TITULACION%20FINAL%2003-12-2016.pdf>
- Gouveia Goncales, F. (2019). *Diseño de placas base en torres de telecomunicaciones autosoportadas*. [Tesis de grado, Universidad Católica Andrés Bello, Caracas]  
<http://biblioteca2.ucab.edu.ve/anexos/biblioteca/marc/texto/AAU3516.pdf>
- Lárraga, B., y Guerrón B. (2018). *Cimentación Sobre Losa Vs Cimentación de Plintos Combinados sobre Micropilotes*. [Tesis de grado, Pontificia Universidad Católica del Ecuador]  
<http://repositorio.puce.edu.ec/handle/22000/14615>
- León Franco, B. (2018). *Diseño Geotécnico de Cimentaciones Superficiales*. [Tesis de grado, Universidad Central Marta Abreu, Cuba].  
<https://dspace.uclv.edu.cu/bitstream/handle/123456789/10679/Trabajo%20de%20Diploma%20Bibiana%20Leon.....pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Miranda Roque, A. (2017). *Diseño de cimentaciones de torre autosoportadas de telecomunicaciones del proyecto regional de banda ancha Fitel Cajamarca*. [Tesis de grado, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú].  
<https://repositorioslatinoamericanos.uchile.cl/handle/2250/2347914>
- Nij Patzán, J. (2009). *Guía práctica para el cálculo de capacidad de carga en cimentaciones superficiales, losas de cimentación, pilotes, pilas perforadas*. [Tesis de grado, Universidad de San Carlos de Guatemala]  
[http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/08/08\\_3004\\_C.pdf](http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/08/08_3004_C.pdf)
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). NEC Norma Ecuatoriana de la Construcción.  
<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- Olmedo Cueva, J. (2013). *Implementación de Programas Computacionales Para El Cálculo y Diseño De Cimentaciones Superficiales Aplicación Al Cálculo De Edificios*. [Tesis de grado, Universidad Central del Ecuador].  
<http://www.dspace.uce.edu.ec/handle/25000/1280>

- Olvera Varas, S. (2017). *Deformaciones laterales en las torres de telecomunicación bajo acción del viento*. [Tesis de grado, Universidad de Guayaquil, Ecuador].  
<http://repositorio.ug.edu.ec/handle/redug/32474>
- Orozco León, D. (2009). *Programa para el diseño y revisión de placas base y anclas para columnas de acero*. [Tesis de grado, Universidad de las Américas Puebla, México]  
[http://catarina.udlap.mx/u\\_dl\\_a/tales/documentos/lic/orozco\\_1\\_d/](http://catarina.udlap.mx/u_dl_a/tales/documentos/lic/orozco_1_d/)
- Ortiz Fuentes, L. (2018). *Análisis y diseño de un galpón metálico en el programa SAP2000, bajo las normas AISC-360 y NEC-15, ubicado en km 1 ½ vía Durán Jujan, en el cantón Durán, provincia del Guayas*. [Tesis de grado, Universidad de Guayaquil]  
<http://repositorio.ug.edu.ec/handle/redug/29313>
- Rodriguez Quintero, L. (2010). *Optimización de Cimentaciones Superficiales Aisladas En Suelos Cohesivos-Friccionantes*. [Tesis de grado, Universidad Central Marta Abreu, Cuba].  
<https://dspace.uclv.edu.cu/handle/123456789/6002?show=full>
- Ruiz, M. (2018). *Soluciones Para El Diseño y Construcción de Cimentaciones de Torres De Transmisión Eléctrica De Alta Tensión*. [Tesis de grado, Universidad de El Salvador]  
<https://ri.ues.edu.sv/id/eprint/16234/1/Soluciones%20para%20el%20dise%C3%B1o%20y%20construcci%C3%B3n%20de%20cimentaciones%20de%20torres%20de%20transmisi%C3%B3n%20el%C3%A9ctrica%20de%20Alta%20Tensi%C3%B3n.pdf>
- Sacalxot, W. (2005). *Cimentaciones para torres autosoportadas*. [Tesis de grado, Universidad de San Carlos de Guatemala]  
[https://www.construccionenacero.com/sites/construccionenacero.com/files/u11/ci\\_34\\_34120\\_pilotes\\_para\\_torres\\_autosoportadas.pdf](https://www.construccionenacero.com/sites/construccionenacero.com/files/u11/ci_34_34120_pilotes_para_torres_autosoportadas.pdf)

## **ANEXOS**

**ANEXO 1:** Coeficientes para cálculo de la fuerza de viento en antenas.

**ANEXO 2:** Presupuestos de cimentaciones para suelo tipo C, Galpón industrial.

**ANEXO 3:** Presupuestos de cimentaciones para suelo tipo C, torre de transmisión.

**ANEXO 4:** Presupuestos de cimentaciones para suelo tipo E, galpón industrial.

**ANEXO 5:** Presupuestos de cimentaciones para suelo tipo E, torre de transmisión.

**ANEXO 6:** Análisis de precios unitarios.

**ANEXO 1: COEFICIENTE PARA CALCULO DE LA FUERZA DE VIENTO EN ANTENAS**

ÁNGULO DEL VIENTO $\Theta$ (GRADOS)	$C_A$	$C_S$	$C_M$
0	0,00221	0,00000	0,00000
10	0,00220	0,00038	-0,000204
20	0,00210	0,00076	-0,000285
30	0,00195	0,00105	-0,000277
40	0,00170	0,00125	-0,000205
50	0,00140	0,00136	-0,000114
60	0,00107	0,00128	-0,000002
70	0,00080	0,00118	0,000130
80	0,00058	0,00112	0,000268
90	0,00034	0,00104	0,000390
100	0,00008	0,00100	0,000434
110	-0,00017	0,00095	0,000422
120	-0,00042	0,00089	0,000404
130	-0,00075	0,00082	0,000357
140	-0,00105	0,00078	0,000232
150	-0,00133	0,00070	0,000132
160	-0,00154	0,00058	0,000063
170	-0,00168	0,00038	0,000022
180	-0,00177	0,00000	0,000000
190	-0,00168	-0,00038	-0,000022
200	-0,00154	-0,00058	-0,000063
210	-0,00133	-0,00070	-0,000132
220	-0,00105	-0,00078	-0,000232
230	-0,00075	-0,00082	-0,000357
240	-0,00042	-0,00089	-0,000404
250	-0,00017	-0,00095	-0,000422
260	-0,00008	-0,00100	-0,000434
270	0,00034	-0,00104	-0,000390
280	0,00058	-0,00112	-0,000268
290	0,00080	-0,00118	-0,000130
300	0,00107	-0,00128	0,000002
310	0,00140	-0,00136	0,000114
320	0,00170	-0,00125	0,000205
330	0,00195	-0,00105	0,000277
340	0,00210	-0,00076	0,000285
350	0,00220	-0,00038	0,000204

## ANEXO 2: PRESUPUESTOS DE CIMENTACIONES PARA SUELO TIPO C GALPÓN INDUSTRIAL

### PRESUPUESTO CIMENTACIÓN AISLADA-SUELO C

N°	RUBRO.	UNID.	CANTIDADES	P. U.	TOTAL
<b>1 OBRAS PRELIMINARES</b>					
1,1	Desbroce de capa vegetal	m3	320.50	1.274	408.22
1,2	Replanteo y nivelación con equipo topográfico	m2	1,602.51	2.520	4,038.44
1,3	Excavación cimientos, plintos	m3	507.15	13.573	6,883.61
1,4	Desalojo de escombros o de material excavado	m3	395.65	15.956	6,312.96
1,5	Relleno compactado.	m3	432.00	11.272	4,869.37
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>22,512.60</b>
<b>2 ESTRUCTURA.</b>					
2,1	Replanteo H.S.140kg/cm2	m3	17.15	158.384	2,716.29
2,2	Zapata horm. Simple 210kg/cm2	m3	49.00	187.494	9,187.22
2,3	Hormigón en columneta fc=210 kg/cm2, inc. Encofrado y desencofrado	m3	9.00	296.831	2,671.48
2,4	Acero de refuerzo 12 - 20 mm	kg	3,296.47	3.363	11,087.28
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>25,662.27</b>
				<b>TOTAL SIN IVA</b>	<b>48,174.87</b>

### PRESUPUESTO VIGA DE CIMENTACIÓN-SUELO C

N°	RUBRO.	UNID.	CANTIDADES	P. U.	TOTAL
<b>1 OBRAS PRELIMINARES</b>					
1,1	Desbroce de capa vegetal	m3	320.50	1.274	408.22
1,2	Replanteo y nivelación con equipo topográfico	m2	1,602.51	2.520	4,038.44
1,3	Excavación cimientos	m3	176.20	13.573	2,391.54
1,4	Desalojo de escombros o de material excavado	m3	427.09	15.956	6,814.55
1,5	Relleno compactado.	m3	69.61	11.272	784.63
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>14,437.38</b>
<b>2 ESTRUCTURA.</b>					
2,1	Replanteo H.S.140kg/cm2	m3	11.53	158.384	1,825.68
2,2	Zapata horm. Simple 210kg/cm2	m3	37.05	187.494	6,946.81
2,3	Hormigón en viga de cimentación fc=210 kg/cm2, inc. Encofrado y desencofrado	m3	58.01	255.638	14,829.22
2,4	Acero de refuerzo 12 - 20 mm	kg	7,405.55	3.363	24,907.68
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>48,509.38</b>
				<b>TOTAL SIN IVA</b>	<b>62,946.77</b>

### PRESUPUESTO LOSA DE CIMENTACIÓN-SUELO C

N°	RUBRO.	UNID.	CANTIDADES	P. U.	TOTAL
<b>1 OBRAS PRELIMINARES</b>					
1,1	Desbroce de capa vegetal	m3	320.50	1.274	408.22
1,2	Replanteo y nivelación con equipo topográfico	m2	1,602.51	2.520	4,038.44
1,3	Excavación cimientos, plintos	m3	913.43	13.573	12,398.10
1,4	Desalojo de escombros o de material excavado	m3	1,233.93	15.956	19,688.42
1,5	Relleno compactado.	m3	-	11.272	-
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>36,533.19</b>
<b>2 ESTRUCTURA.</b>					
2,1	Replanteo H.S.140kg/cm2	m3	112.18	158.384	17,766.84
2,2	Hormigón en losa de cimentación e=50 cm, fc=210 kg/cm2, incluye encofrado y desencofrado	m3	801.26	225.610	180,770.87
2,3	Acero de refuerzo 12 - 20 mm	kg	12,680.74	3.363	42,650.15
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>241,187.86</b>
				<b>TOTAL SIN IVA</b>	<b>277,721.05</b>

## ANEXO 3: PRESUPUESTOS DE CIMENTACIONES PARA SUELO TIPO C TORRE DE TRANSMISIÓN

### PRESUPUESTO CIMENTACIÓN AISLADA-SUELO C

N°	RUBRO.	UNID.	CANTIDADES	P. U.	TOTAL
<b>1</b>	<b>OBRAS PRELIMINARES</b>				
1,1	Desbroce de capa vegetal	m3	8.04	1.274	10.24
1,2	Replanteo y nivelación con equipo topográfico	m2	40.20	2.520	101.31
1,3	Excavación cimientos, plintos	m3	39.84	13.573	540.75
1,4	Desalojo de escombros o de material excavado	m3	12.69	15.956	202.48
1,5	Relleno compactado.	m3	35.19	11.272	396.65
				<b>SUBTOTAL</b>	1,251.43
<b>2</b>	<b>ESTRUCTURA.</b>				
2,1	Replantillo H.S.140kg/cm2	m3	0.84	158.384	133.04
2,2	Zapata horm. Simple 210kg/cm2	m3	3.00	187.494	562.48
2,3	Hormigón en columneta $f_c=210$ kg/cm2, inc. Encofrado y desencofrado	m3	0.81	296.831	240.43
2,4	Acero de refuerzo 12 - 20 mm	kg	146.29	3.363	492.03
				<b>SUBTOTAL</b>	1,427.99
				<b>TOTAL SIN IVA</b>	2,679.42

### PRESUPUESTO VIGA DE CIMENTACIÓN-SUELO C

N°	RUBRO.	UNID.	CANTIDADES	P. U.	TOTAL
<b>1</b>	<b>OBRAS PRELIMINARES</b>				
1,1	Desbroce de capa vegetal	m3	8.04	1.274	10.24
1,2	Replanteo y nivelación con equipo topográfico	m2	40.20	2.520	101.31
1,3	Excavación cimientos	m3	51.58	13.573	700.05
1,4	Desalojo de escombros o de material excavado	m3	17.51	15.956	279.42
1,5	Relleno compactado.	m3	42.10	11.272	474.58
				<b>SUBTOTAL</b>	1,565.60
<b>2</b>	<b>ESTRUCTURA.</b>				
2,1	Replantillo H.S.140kg/cm2	m3	1.18	158.384	186.26
2,2	Zapata horm. Simple 210kg/cm2	m3	3.78	187.494	708.73
2,3	Hormigón en viga de cimentación $f_c=210$ kg/cm2, inc. Encofrado y desencofrado	m3	3.91	255.638	998.52
2,4	Acero de refuerzo 12 - 20 mm	kg	404.15	3.363	1,359.31
				<b>SUBTOTAL</b>	3,252.82
				<b>TOTAL SIN IVA</b>	4,818.42

### PRESUPUESTO LOSA DE CIMENTACIÓN-SUELO C

N°	RUBRO.	UNID.	CANTIDADES	P. U.	TOTAL
<b>1</b>	<b>OBRAS PRELIMINARES</b>				
1,1	Desbroce de capa vegetal	m3	8.04	1.274	10.24
1,2	Replanteo y nivelación con equipo topográfico	m2	40.20	2.520	101.31
1,3	Excavación cimientos, plintos	m3	43.01	13.573	583.83
1,4	Desalojo de escombros o de material excavado	m3	21.11	15.956	336.77
1,5	Relleno compactado.	m3	29.95	11.272	337.56
				<b>SUBTOTAL</b>	1,369.71
<b>2</b>	<b>ESTRUCTURA.</b>				
2,1	Replantillo H.S.140kg/cm2	m3	2.81	158.384	445.69
2,2	Hormigón en losa de cimentación $e=25$ cm, $f_c=210$ kg/cm2, incluye encofrado y desencofrado	m3	10.05	225.610	2,267.38
2,3	Acero de refuerzo 12 - 20 mm	kg	214.56	3.363	721.65
				<b>SUBTOTAL</b>	3,434.72
				<b>TOTAL SIN IVA</b>	4,804.43



## ANEXO 4: PRESUPUESTOS DE CIMENTACIONES PARA SUELO TIPO E, GALPÓN INDUSTRIAL

### PRESUPUESTO CIMENTACION AISLADA-SUELO E

N°	RUBRO.	UNID.	CANTIDADES	P. U.	TOTAL
<b>1</b>	<b>OBRAS PRELIMINARES</b>				
1,1	Desbroce de capa vegetal	m3	320.50	1.274	408.22
1,2	Replanteo y nivelacion con equipo topográfico	m2	1,602.51	2.520	4,038.44
1,3	Excavación cimientos, plintos	m3	462.60	13.573	6,278.92
1,4	Desalojo de escombros o de material excavado	m3	783.10	15.956	12,495.05
1,5	Relleno compactado, Sub base clase II	m3	315.00	24.697	7,779.65
1,6	Sub-base granular clase II, e= 50cm, inc. tendido, compactación	m3	90.00	24.697	2,222.76
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>33,223.04</b>
<b>2</b>	<b>ESTRUCTURA.</b>				
2,1	Replanteo H.S.140kg/cm2	m3	12.60	158.384	1,995.64
2,2	Zapata horm. Simple 210kg/cm2	m3	40.50	187.494	7,593.52
2,3	Hormigón en columneta fc=210 kg/cm2, inc. Encofrado y desencofrado	m3	9.00	296.831	2,671.48
2,4	Acero de refuerzo 12 - 20 mm	kg	2,421.90	3.363	8,145.77
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>20,406.41</b>
				<b>TOTAL SIN IVA</b>	<b>53,629.45</b>

### PRESUPUESTO VIGA DE CIMENTACION-SUELO E

N°	RUBRO.	UNID.	CANTIDADES	P. U.	TOTAL
<b>1</b>	<b>OBRAS PRELIMINARES</b>				
1,1	Desbroce de capa vegetal	m3	320.50	1.274	408.22
1,2	Replanteo y nivelacion con equipo topográfico	m2	1,602.51	2.520	4,038.44
1,3	Excavación cimientos	m3	258.53	13.573	3,509.08
1,4	Desalojo de escombros o de material excavado	m3	579.03	15.956	9,238.97
1,5	Relleno compactado, Sub base clase II	m3	69.61	24.697	1,719.19
1,6	Sub-base granular clase II, e= 50cm, inc. tendido, compactación	m3	82.34	24.697	2,033.45
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>20,947.36</b>
<b>2</b>	<b>ESTRUCTURA.</b>				
2,1	Replanteo H.S.140kg/cm2	m3	11.53	158.384	1,825.68
2,2	Zapata horm. Simple 210kg/cm2	m3	37.05	187.494	6,946.81
2,3	Hormigón en viga de cimentación fc=210 kg/cm2, inc. Encofrado y desencofrado	m3	58.01	255.638	14,829.22
2,4	Acero de refuerzo 12 - 20 mm	kg	7,405.55	3.363	24,907.68
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>48,509.38</b>
				<b>TOTAL SIN IVA</b>	<b>69,456.74</b>

### PRESUPUESTO LOSA DE CIMENTACIÓN-SUELO E

N°	RUBRO.	UNID.	CANTIDADES	P. U.	TOTAL
<b>1</b>	<b>OBRAS PRELIMINARES</b>				
1,1	Desbroce de capa vegetal	m3	320.50	1.274	408.22
1,2	Replanteo y nivelacion con equipo topográfico	m2	1,602.51	2.520	4,038.44
1,3	Excavación cimientos, plintos	m3	913.43	13.573	12,398.10
1,4	Desalojo de escombros o de material excavado	m3	1,233.93	15.956	19,688.42
1,5	Relleno compactado.	m3	-	-	-
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>36,533.19</b>
<b>2</b>	<b>ESTRUCTURA.</b>				
2,1	Replanteo H.S.140kg/cm2	m3	112.18	158.384	17,766.84
2,2	Hormigón en losa de cimentación e=50 cm, fc=210 kg/cm2, incluye encofrado y desencofrado	m3	801.26	225.610	180,770.87
2,3	Acero de refuerzo 12 - 20 mm	kg	12,680.74	3.363	42,650.15
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>241,187.86</b>
				<b>TOTAL SIN IVA</b>	<b>277,721.05</b>

## ANEXO 5: PRESUPUESTOS DE CIMENTACIONES PARA SUELO TIPO E, TORRE DE TRANSMISIÓN

### PRESUPUESTO CIMENTACIÓN AISLADA-SUELO E

N°	RUBRO.	UNID.	CANTIDADES	P. U.	TOTAL
<b>1 OBRAS PRELIMINARES</b>					
1,1	Desbroce de capa vegetal	m3	320.50	1.274	408.22
1,2	Replanteo y nivelacion con equipo topográfico	m2	1,602.51	2.520	4,038.44
1,3	Excavación cimientos, plintos	m3	462.60	13.573	6,278.92
1,4	Desalojo de escombros o de material excavado	m3	783.10	15.956	12,495.05
1,5	Relleno compactado, Sub base clase II	m3	315.00	24.697	7,779.65
1,6	Sub-base granular clase II, e= 50cm, inc. tendido, compactación	m3	90.00	24.697	2,222.76
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>33,223.04</b>
<b>2 ESTRUCTURA.</b>					
2,1	Replanteo H.S.140kg/cm2	m3	12.60	158.384	1,995.64
2,2	Zapata horm. Simple 210kg/cm2	m3	40.50	187.494	7,593.52
2,3	Hormigón en columneta fc=210 kg/cm2, inc. Encofrado y desencofrado	m3	9.00	296.831	2,671.48
2,4	Acero de refuerzo 12 - 20 mm	kg	2,421.90	3.363	8,145.77
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>20,406.41</b>
				<b>TOTAL SIN IVA</b>	<b>53,629.45</b>

### PRESUPUESTO VIGA DE CIMENTACIÓN-SUELO E

N°	RUBRO.	UNID.	CANTIDADES	P. U.	TOTAL
<b>1 OBRAS PRELIMINARES</b>					
1,1	Desbroce de capa vegetal	m3	320.50	1.274	408.22
1,2	Replanteo y nivelacion con equipo topográfico	m2	1,602.51	2.520	4,038.44
1,3	Excavación cimientos	m3	258.53	13.573	3,509.08
1,4	Desalojo de escombros o de material excavado	m3	579.03	15.956	9,238.97
1,5	Relleno compactado, Sub base clase II	m3	69.61	24.697	1,719.19
1,6	Sub-base granular clase II, e= 50cm, inc. tendido, compactación	m3	82.34	24.697	2,033.45
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>20,947.36</b>
<b>2 ESTRUCTURA.</b>					
2,1	Replanteo H.S.140kg/cm2	m3	11.53	158.384	1,825.68
2,2	Zapata horm. Simple 210kg/cm2	m3	37.05	187.494	6,946.81
2,3	Hormigón en viga de cimentación fc=210 kg/cm2, inc. Encofrado y desencofrado	m3	58.01	255.638	14,829.22
2,4	Acero de refuerzo 12 - 20 mm	kg	7,405.55	3.363	24,907.68
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>48,509.38</b>
				<b>TOTAL SIN IVA</b>	<b>69,456.74</b>

### PRESUPUESTO LOSA DE CIMENTACIÓN-SUELO E

N°	RUBRO.	UNID.	CANTIDADES	P. U.	TOTAL
<b>1 OBRAS PRELIMINARES</b>					
1,1	Desbroce de capa vegetal	m3	320.50	1.274	408.22
1,2	Replanteo y nivelacion con equipo topográfico	m2	1,602.51	2.520	4,038.44
1,3	Excavación cimientos, plintos	m3	913.43	13.573	12,398.10
1,4	Desalojo de escombros o de material excavado	m3	1,233.93	15.956	19,688.42
1,5	Relleno compactado.	m3	-	-	-
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>36,533.19</b>
<b>2 ESTRUCTURA.</b>					
2,1	Replanteo H.S.140kg/cm2	m3	112.18	158.384	17,766.84
2,2	Hormigón en losa de cimentación e=50 cm, fc=210 kg/cm2, incluye encofrado y desencofrado	m3	801.26	225.610	180,770.87
2,3	Acero de refuerzo 12 - 20 mm	kg	12,680.74	3.363	42,650.15
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>241,187.86</b>
				<b>TOTAL SIN IVA</b>	<b>277,721.05</b>

## ANEXO 6: ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

<b>RUBRO:</b> Desbroce de capa vegetal					
<b>DETALLE:</b> LIMPIEZA DE 0.20 m DE LA CAPA VEGETAL				<b>UNIDAD:</b> m3	
<b>EQUIPOS</b>					
<b>DESCRIPCION</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>TARIFA</b>	<b>COSTO HORA</b>	<b>RENDIMIENTO</b>	<b>COSTO</b>
	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C=A*B</b>	<b>R</b>	<b>D=C*R</b>
Herramienta menor (5% mo)	1.000	0.000	0.000	0.000	0.043
EPP (4% MO)					0.03462
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.078</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
<b>DESCRIPCION</b>		<b>JORNAL/HR</b>	<b>COSTO HORA</b>	<b>RENDIMIENTO unidades - hora</b>	<b>COSTO</b>
	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C=A*B</b>	<b>R</b>	<b>D=C*R</b>
Desbanque de plataforma Peones	2.000	3.830	7.660	0.113	0.866
<b>SUBTOTAL N</b>					<b>0.866</b>
<b>MATERIALES</b>					
<b>DESCRIPCION</b>		<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>PRECIO UNIT.</b>	<b>COSTO</b>
			<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C=A*B</b>
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>0.000</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
<b>DESCRIPCION</b>		<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>TARIFA</b>	<b>COSTO</b>
			<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C=A*B</b>
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.000</b>
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					<b>0.943</b>
<b>INDIRECTOS %</b>					25.00%
					0.236
<b>UTILIDAD %</b>					10.00%
					0.094
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					<b>1.274</b>
<b>VALOR OFERTADO</b>					<b>1.30</b>

<b>RUBRO:</b> Replanteo y nivelacion con equipo topográfico					
<b>DETALLE:</b> _____				<b>UNIDAD:</b> m2	
<b>EQUIPOS</b>					
<b>DESCRIPCION</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>TARIFA</b>	<b>COSTO HORA</b>	<b>RENDIMIENTO</b>	<b>COSTO</b>
	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C=A*B</b>	<b>R</b>	<b>D=C*R</b>
Herramienta menor (5% mo)	1.000	0.000	0.000	0.000	0.060
Equipo topográfico	1.000	3.750	3.750	0.100	0.375
EPP (4% MO)					0.04812
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.483</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
<b>DESCRIPCION</b>		<b>JORNAL/HR</b>	<b>COSTO HORA</b>	<b>RENDIMIENTO unidades - hora</b>	<b>COSTO</b>
	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C=A*B</b>	<b>R</b>	<b>D=C*R</b>
<b>Replanteo</b>					
Topografo	1.000	4.290	4.290	0.100	0.429
Cadenero	2.000	3.870	7.740	0.100	0.774
<b>SUBTOTAL N</b>					<b>1.20300</b>
<b>MATERIALES</b>					
<b>DESCRIPCION</b>		<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>PRECIO UNIT.</b>	<b>COSTO</b>
			<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C=A*B</b>
Mojones, 5% MO		U			0.0602
Piola, 5%MO		m			0.0602
Estacas, 5% MO		U			0.0602
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>0.180</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
<b>DESCRIPCION</b>		<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>TARIFA</b>	<b>COSTO</b>
			<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C=A*B</b>
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.000</b>

<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>		1.867
<b>INDIRECTOS %</b>	25.00%	0.467
<b>UTILIDAD %</b>	10.00%	0.187
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>		2.520
<b>VALOR OFERTADO</b>		2.50

<b>RUBRO:</b> Excavación cimientos, plintos					
<b>DETALLE:</b> ZAPATAS, VIGAS DE CIMENTACIÓN, LOSA DE CIMENTACIÓN				<b>UNIDAD:</b> m3	
<b>EQUIPOS</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C=A*B</b>	<b>R</b>	<b>D=C*R</b>
Herramienta menor (5% mo)	1.000	0.000	0.000	0.000	0.461
EPP (4% MO)					0.36896
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.830</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCION	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO unidades - hora	COSTO	
	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C=A*B</b>	<b>R</b>	<b>D=C*R</b>
<b>Excavación</b>					
Albañil	1.000	3.870	3.870	0.800	3.096
Peones	2.000	3.830	7.660	0.800	6.128
<b>SUBTOTAL N</b>					<b>9.224</b>
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C=A*B</b>	
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>0.000</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C=A*B</b>	
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.000</b>

<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>		10.054
<b>INDIRECTOS %</b>	25.00%	2.514
<b>UTILIDAD %</b>	10.00%	1.005
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>		13.573
<b>VALOR OFERTADO</b>		<b>13.60</b>

<b>RUBRO:</b> Desalojo de escombros o de material excavado					
<b>DETALLE:</b>				<b>UNIDAD:</b> m3	
<b>EQUIPOS</b>					
<b>DESCRIPCION</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>TARIFA</b>	<b>COSTO HORA</b>	<b>RENDIMIENTO</b>	<b>COSTO</b>
	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C=A*B</b>	<b>R</b>	<b>D=C*R</b>
Herramienta menor (5% mo)	1.000	0.000	0.000	0.000	0.147
Mini cargadora de ruedas	1.000	0.000	22.500	0.150	3.375
Volqueta	1.000	0.000	35.000	0.150	5.250
EPP (4%MO)					0.11722
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>8.889</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
<b>DESCRIPCION</b>		<b>JORNAL/HR</b>	<b>COSTO HORA</b>	<b>RENDIMIENTO</b> unidades - hora	<b>COSTO</b>
	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C=A*B</b>	<b>R</b>	<b>D=C*R</b>
<b>Maquinaria pesada</b>					
Chofer profesional	1.000	5.620	5.620	0.220	1.236
Ayudante de maquinaria	1.000	3.870	3.870	0.220	0.851
Peon	1.000	3.830	3.830	0.220	0.843
<b>SUBTOTAL N</b>					<b>2.930</b>
<b>MATERIALES</b>					
<b>DESCRIPCION</b>		<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>PRECIO UNIT.</b>	<b>COSTO</b>
			<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C=A*B</b>
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>0.000</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
<b>DESCRIPCION</b>		<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>TARIFA</b>	<b>COSTO</b>
			<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C=A*B</b>
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.000</b>

<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>		11.819
<b>INDIRECTOS %</b>	25.00%	2.955
<b>UTILIDAD %</b>	10.00%	1.182
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>		15.956
<b>VALOR OFERTADO</b>		<b>16.00</b>

<b>RUBRO:</b> Relleno compactado.					
<b>DETALLE:</b> CIMIENTOS, VIGA DE CIMENTACIÓN				<b>UNIDAD:</b> m3	
<b>EQUIPOS</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C=A*B</b>	<b>R</b>	<b>D=C*R</b>
Herramienta menor (5% mo)	1.000	0.000	0.000	0.000	0.383
EPP (4% MO)					0.30640
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.689</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCION	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO unidades - hora	COSTO	
	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C=A*B</b>	<b>R</b>	<b>D=C*R</b>
<b>Relleno</b> Peon	2.000	3.830	7.660	1.000	7.660
<b>SUBTOTAL N</b>					<b>7.660</b>
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C=A*B</b>	
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>0.000</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C=A*B</b>	
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.000</b>

<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>		8.349
<b>INDIRECTOS %</b>	25.00%	2.087
<b>UTILIDAD %</b>	10.00%	0.835
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>		11.272
<b>VALOR OFERTADO</b>		<b>11.25</b>

<b>RUBRO:</b> Sub-base granular clase II			<b>FECHA :</b>		
<b>DETALLE:</b> inc. Tendido, compactación			<b>UNIDAD:</b> m3		
<b>EQUIPOS</b>					
<b>DESCRIPCION</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>TARIFA</b>	<b>COSTO HORA</b>	<b>RENDIMIENTO</b>	<b>COSTO</b>
	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C=A*B</b>	<b>R</b>	<b>D=C*R</b>
Herramienta menor (5% mo)	1.000	0.000	0.000	0.000	0.231
Sapo apisonador	1.000	0.000	5.023	0.400	2.009
EPP (4% MO)					0.184
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>2.42408</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
<b>DESCRIPCION</b>		<b>JORNAL/HR</b>	<b>COSTO HORA</b>	<b>RENDIMIENTO</b> unidades - hora	<b>COSTO</b>
	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C=A*B</b>	<b>R</b>	<b>D=C*R</b>
Albañil	1.000	3.870	3.870	0.400	1.548
Peon	1.000	3.830	3.830	0.400	1.532
Operador de equipo liviano	1.000	3.830	3.830	0.400	1.532
<b>SUBTOTAL N</b>					<b>4.612</b>
<b>MATERIALES</b>					
<b>DESCRIPCION</b>		<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>PRECIO UNIT.</b>	<b>COSTO</b>
	<b>A</b>		<b>B</b>	<b>C=A*B</b>	
Sub-base granular Clase II		m3	1.000	13.500	13.500
Agua		m3	0.030	1.500	0.045
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>13.545</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
<b>DESCRIPCION</b>		<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>TARIFA</b>	<b>COSTO</b>
			<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C=A*B</b>
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.000</b>

<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>		20.581
<b>INDIRECTOS %</b>	15.00%	3.087
<b>UTILIDAD %</b>	5.00%	1.029
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>		24.697
<b>VALOR OFERTADO</b>		<b>25.00</b>



<b>RUBRO:</b> Replanto H.S.140kg/cm2					
<b>DETALLE:</b> e=7 CM DE REPLANTILLO PLINTO, VIGAS, LOSA				<b>UNIDAD:</b> m3	
<b>EQUIPOS</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C=A*B</b>	<b>R</b>	<b>D=C*R</b>
Herramienta menor (5% mo)	1.000	0.000	0.000	0.000	3.075
Concretera a gasolina	1.000	0.000	3.014	2.667	8.038
EPP (4% MO)					2.46004
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>13.573</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCION	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO unidades - hora	COSTO	
	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C=A*B</b>	<b>R</b>	<b>D=C*R</b>
<b>Hormigón</b>					
Albañil	2.000	3.870	7.740	2.667	20.643
Peon	4.000	3.830	15.320	2.667	40.858
<b>SUBTOTAL N</b>					<b>61.501</b>
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C=A*B</b>	
Cemento Portland Tipo I 50 kg	saco	4.000	7.860	31.440	
Arena	m3	0.301	14.000	4.214	
Ripio	m3	0.461	13.750	6.339	
Agua	m3	0.170	1.500	0.255	
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>42.248</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C=A*B</b>	
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.000</b>

<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>		117.322
<b>INDIRECTOS %</b>	25.00%	29.330
<b>UTILIDAD %</b>	10.00%	11.732
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>		158.384
<b>VALOR OFERTADO</b>		<b>160.0</b>

<b>RUBRO:</b> Zapata horm. Simple 210kg/cm2			<b>FECHA :</b>		
<b>DETALLE:</b> ZAPATAS			<b>UNIDAD:</b> m3		
<b>EQUIPOS</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C=A*B</b>	<b>R</b>	<b>D=C*R</b>
Herramienta menor (5% mo)	1.000	0.000	0.000	0.000	3.075
Concretera a gasolina	1.000	0.000	3.014	2.667	8.038
Vibrador electrico a gasolina	1.000	0.000	2.344	2.667	6.251
EPP (4% MO)					2.46004
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>19.824</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCION	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO unidades - hora	COSTO	
	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C=A*B</b>	<b>R</b>	<b>D=C*R</b>
<b>Hormigón</b>					
Albañil	2.000	3.870	7.740	2.667	20.643
Peon	4.000	3.830	15.320	2.667	40.858
<b>SUBTOTAL N</b>					<b>61.501</b>
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C=A*B</b>	
Cemento Portland 50 kg	saco	6.000	7.860	47.160	
Arena	m3	0.290	14.000	4.060	
Ripio	m3	0.442	13.750	6.078	
Agua	m3	0.175	1.500	0.263	
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>57.560</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C=A*B</b>	
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.000</b>

<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>		138.885
<b>INDIRECTOS %</b>	25.00%	34.721
<b>UTILIDAD %</b>	10.00%	13.888
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>		187.494
<b>VALOR OFERTADO</b>		<b>190.00</b>

<b>RUBRO:</b> Hormigón en columneta $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$ , inc. Encofrado y desencofrado					
<b>DETALLE:</b> COLUMNETA 50*50 cm			<b>UNIDAD:</b> m3		
<b>EQUIPOS</b>					
<b>DESCRIPCION</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>TARIFA</b>	<b>COSTO HORA</b>	<b>RENDIMIENTO</b>	<b>COSTO</b>
	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C=A*B</b>	<b>R</b>	<b>D=C*R</b>
Herramienta menor (5% mo)	1.000	0.000	0.000	0.000	6.527
Concreteira a gasolina	1.000	0.000	3.014	2.667	8.038
Vibrador electrico a gasolina	1.000	0.000	2.344	2.667	6.251
EPP (4% MO)					5.22127
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>26.036</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
<b>DESCRIPCION</b>		<b>JORNAL/HR</b>	<b>COSTO HORA</b>	<b>RENDIMIENTO</b> unidades - hora	<b>COSTO</b>
	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C=A*B</b>	<b>R</b>	<b>D=C*R</b>
<b>Hormigón</b>					
Albañil	2.000	3.870	7.740	2.667	20.643
Peón	4.000	3.830	15.320	2.667	40.858
<b>Encofrado</b>					
Albañil	1.000	3.870	3.870	4.568	17.678
Peón	2.000	3.830	7.660	4.568	34.991
<b>Desencofrado</b>					
Peón	2.000	3.830	7.660	2.136	16.362
<b>SUBTOTAL N</b>					<b>130.532</b>
<b>MATERIALES</b>					
<b>DESCRIPCION</b>		<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>PRECIO UNIT.</b>	<b>COSTO</b>
			<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C=A*B</b>
Cemento Portland Tipo I 50 kg		saco	6.000	7.860	47.160
Arena		m3	0.290	14.000	4.060
Ripio		m3	0.442	13.750	6.078
Agua		m3	0.175	1.500	0.263
Tabla de monte 2.40*0.4 m		U	8.333	0.500	4.167
Puntales 2m		U			0.527
Clavos		kg			0.527
Alambre galvanizado N16		kg			0.527
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>63.307</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
<b>DESCRIPCION</b>		<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>TARIFA</b>	<b>COSTO</b>
			<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C=A*B</b>
<b>SUBTOTAL P</b>					<b>0.000</b>

<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>		219.875
<b>INDIRECTOS %</b>	25.00%	54.969
<b>UTILIDAD %</b>	10.00%	21.987
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>		296.831
<b>VALOR OFERTADO</b>		<b>297.00</b>

**RUBRO:** Hormigón en viga de cimentación  $f_c=210$  kg/cm<sup>2</sup>, inc. Encofrado y desencofrado

**DETALLE:** VIGA 100X50 CM, ZAPATA  $e=22.5$  CM

**UNIDAD:** m<sup>3</sup>

**EQUIPOS**

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor (5% mo)	1.000	0.000	0.000	0.000	5.202
Concretera a gasolina	1.000	0.000	3.014	2.857	8.610
Vibrador electrico a gasolina	1.000	0.000	2.344	2.857	6.696
EPP (4% MO)					4.16149
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>24.670</b>

**MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO unidades - hora	COSTO	
	A	B	C=A*B	D=C*R	
<b>Hormigón</b>					
Albañil	2.000	3.870	7.740	2.857	22.113
Peón	4.000	3.830	15.320	2.857	43.769
<b>Encofrado</b>					
Albañil	1.000	3.870	3.870	2.339	9.050
Peón	2.000	3.830	7.660	2.339	17.913
<b>Desencofrado</b>					
Peón	2.000	3.830	7.660	1.461	11.192
<b>SUBTOTAL N</b>					<b>104.037</b>

**MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=A*B
Cemento Portland 50 kg	saco	6.000	7.860	47.160
Arena	m <sup>3</sup>	0.290	14.000	4.060
Ripio	m <sup>3</sup>	0.442	13.750	6.078
Agua	m <sup>3</sup>	0.175	1.500	0.263
Tabla de monte 2.40*0.3 m	U	6.094	0.500	3.047
Puntales 2m	U			0.270
Clavos	kg			0.270
Alambre galvanizado N16	kg			0.270
<b>SUBTOTAL O</b>				<b>61.416</b>

**TRANSPORTE**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
<b>SUBTOTAL P</b>				<b>0.000</b>

<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>		190.123
<b>INDIRECTOS %</b>	25.00%	47.531
<b>UTILIDAD %</b>	10.00%	19.012
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>		256.666
<b>VALOR OFERTADO</b>		<b>257.00</b>

<b>RUBRO:</b> Hormigón en losa de cimentación e=50 cm, fc=210 kg/cm <sup>2</sup> , incluye encofrado y desencofrado	<b>UNIDAD:</b> m <sup>3</sup>
<b>DETALLE:</b> LOSA DE CIMENTACIÓN e=0.50 m	

**EQUIPOS**

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor (5% mo)	1.000	0.000	0.000	0.000	4.239
Concreteira a gasolina	1.000	0.000	3.014	2.857	8.610
Vibrador electrico a gasolina	1.000	0.000	2.344	2.857	6.696
EPP (4% MO)					3.39087
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>22.936</b>

**MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO unidades - hora	COSTO	
	A	B	C=A*B	D=C*R	
<b>Hormigón</b>					
Albañil	2.000	3.870	7.740	2.857	22.113
Peon	4.000	3.830	15.320	2.857	43.769
<b>Encofrado</b>					
Albañil	1.000	3.870	3.870	1.334	5.163
Peon	2.000	3.830	7.660	1.334	10.218
<b>Desencofrado</b>					
Peon	2.000	3.830	7.660	0.458	3.508
<b>SUBTOTAL N</b>					<b>84.77172</b>

**MATERIALES**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=A*B
Cemento Portland 50 kg	saco	6.000	7.860	47.160
Arena	m <sup>3</sup>	0.290	14.000	4.060
Ripio	m <sup>3</sup>	0.442	13.750	6.078
Agua	m <sup>3</sup>	0.175	1.500	0.263
Tabla de monte 2.40*0.4 m	U	2.083	0.500	1.042
Puntales 2m	U			0.270
Clavos	kg			0.270
Alambre galvanizado N16	kg			0.270
<b>SUBTOTAL O</b>				<b>59.411</b>

**TRANSPORTE**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
<b>SUBTOTAL P</b>				<b>0.000</b>

<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>		167.118
<b>INDIRECTOS %</b>	25.00%	41.780
<b>UTILIDAD %</b>	10.00%	16.712
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>		225.610
<b>VALOR OFERTADO</b>		<b>225.60</b>

<b>RUBRO:</b> Acero de refuerzo 12 - 20 mm	<b>FECHA :</b>
<b>DETALLE:</b> _____	<b>UNIDAD:</b> kg

<b>EQUIPOS</b>
----------------

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C=A*B</b>	<b>R</b>	<b>D=C*R</b>
Herramienta menor (5% mo)	1.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0144
EPP (4% MO)					0.012
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.026</b>

<b>MANO DE OBRA</b>
---------------------

DESCRIPCION	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO unidades - hora	COSTO
	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C=A*B</b>	<b>D=C*R</b>
<b>Hierro</b>				
Fierrero	1.000	3.870	0.025	0.097
Peon	2.000	3.830	0.025	0.192
<b>SUBTOTAL N</b>				<b>0.288</b>

<b>MATERIALES</b>
-------------------

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C=A*B</b>
Alambre galvanizado N16	kg	0.500	2.540	1.270
Varrilla corrugada 12-20 mm	kg	1.000	0.907	0.90720
<b>SUBTOTAL O</b>				<b>2.177</b>

<b>TRANSPORTE</b>
-------------------

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C=A*B</b>
<b>SUBTOTAL P</b>				<b>0.000</b>

<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>		2.491
<b>INDIRECTOS %</b>	25.00%	0.623
<b>UTILIDAD %</b>	10.00%	0.249
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>		3.363
<b>VALOR OFERTADO</b>		<b>3.40</b>