

UNIVERSIDAD SAN PEDRO

FACULTAD DE INGENIERIA

PROGRAMA DE ESTUDIOS DE INGENIERÍA CIVIL



**Diseño de cimentación para un edificio de 7 pisos en el
barrio de Nicrupampa – Huaraz**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

Autor:

Albornoz Aguilar, Dan Harris

Asesor

Alfaro Rodríguez, Juan Manuel

Código ORCID: 0000 0001 5172 6061

Chimbote-Perú

2023

TÍTULO

Diseño de cimentación para un edificio de 7 pisos en el barrio de
Nirupampa – Huaraz

PALABRAS CLAVES:

TEMA	DISEÑO DE CIMENTACIÓN, SUELOS.
ESPECIALIDAD	MECANICA DE SUELOS.

KEY WORDS:

TOPIC	FOUNDATION DESIGN, FLOORS.
SPECIALTY	SOIL MECHANICS.

LINEA DE INVESTIGACIÓN:

LINEA DE INVESTIGACIÓN	ESTRUCTURAS
ÁREA	INGENIERÍA, TECNOLOGÍA.
SUB-ÁREA	INGENIERIA CIVIL
DISCIPLINA	INGENIERIA CIVIL

RESUMEN

El trabajo de investigación es de proponer un diseño de cimentación para un edificio de 7 pisos para el Barrio de Nicrupampa de la ciudad de Huaraz, es una investigación de nivel aplicativo. Para lo cual se realizara un Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) según la norma (E-0.50) el cual establece un mínimo de tres (03) calicatas para la investigación, con el EMS determinaremos las características y el tipo de suelo sobre el cual se va a diseñar, para luego proponer dos diferentes diseños de cimentación una de ellas es cimentaciones con zapatas aisladas y la otra es losa de cimentación para lo cual se utilizara el Reglamento Nacional de Edificaciones en el capítulo de Concreto Armado (E-0.60) y el capítulo de Diseño Sismorresistente” (E-0.30), para su respectivo diseño y con el uso del software del ETABS y SAFE verificar y determinar el mejor comportamiento estructural. La investigación determina que para la cimentación de la estructura se logró considerar para mejorar los controles de verificación mediante una viga de cimentación de 0.40 x 0,70m.

ABSTRAC

The research work is to propose a foundation design for a 7-story building for the Nicrupampa neighborhood of the city of Huaraz, it is an application-level research. For which a Soil Mechanics Study (EMS) will be carried out according to the standard (E-0.50) which establishes a minimum of three (03) pits for research, with the EMS we will determine the characteristics and type of soil on the which will be designed, and then propose two different foundation designs, one of them is foundations with isolated footings and the other is a foundation slab, for which the National Building Regulations will be used in the Reinforced Concrete chapter (E-0.60) and the chapter on Earthquake Resistant Design ”(E-0.30), for its respective design and with the use of ETABS and SAFE software to verify and determine the best structural behavior. The investigation determines that for the foundation of the structure it was possible to consider to improve the verification controls by means of a foundation beam of 0.40 x 0.70m.

ÍNDICE GENERAL

TÍTULO	i
PALABRAS CLAVES:	ii
RESUMEN	iii
ABSTRAC	iv
ÍNDICE GENERAL	v
I. INTRODUCCION	1
II. METODOLOGÍA	59
III. RESULTADOS	61
IV. ANALISIS Y DISCUSIÓN	124
V. CONCLUSIONES	126
VI. RECOMENDACIONES	127
VII. AGRADECIMIENTOS	128
VIII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	129
IX. ANEXOS	130
ANEXO 1:	131
<i>PANEL FOTOGRAFICO</i>	131
ANEXO 2:	134
<i>ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS (EMS)</i>	134
ANEXO 3:	153
<i>PLANOS</i>	153

ÍNDICE FIGURAS

<i>Figura N° 1: Curva Granulométrica de un suelo areno-limoso.....</i>	<i>09</i>
<i>Figura N° 2: Carta de Plasticidad de Suelos.....</i>	<i>14</i>
<i>Figura N° 3: Simbología de suelo granulares, referencia del RNE-2018.....</i>	<i>20</i>
<i>Figura N° 4: Simbología de Suelos finos y suelos altamente orgánicos, referencia del RNE-218.....</i>	<i>21</i>
<i>Figura N° 5: Esquema falla capacidad de Carga – Terzaghi.....</i>	<i>22</i>
<i>Figura N° 6: Cimentación cargas excéntricas – Terzaghi.....</i>	<i>25</i>
<i>Figura N° 7: Nivel freático por encima de la cimentación – Terzaghi.....</i>	<i>26</i>
<i>Figura N° 8: Nivel freático al nivel de la cimentación – Terzaghi.....</i>	<i>27</i>
<i>Figura N° 9: Nivel freático por debajo de la cimentación – Terzaghi.....</i>	<i>28</i>
<i>Figura N° 10: Esquema falla capacidad de carga - Meyerhof.....</i>	<i>29</i>
<i>Figura N° 11: Angulo resultante.....</i>	<i>31</i>
<i>Figura N° 12: Influencia de la profundidad de desplante en el valor de Nc.....</i>	<i>33</i>
<i>Figura N° 13: Valores de Nc según Skempton.....</i>	<i>33</i>
<i>Figura N° 14: Distinción entre el Dy el Df.....</i>	<i>34</i>
<i>Figura N° 15: Asentamiento Diferencia (RNE- E050).....</i>	<i>36</i>
<i>Figura N° 16: Modelo de zapata en Planta.....</i>	<i>38</i>
<i>Figura N° 17: Modelo de zapata elevación.....</i>	<i>39</i>
<i>Figura N° 18: Modelo de zapata en elevación, para verificar la distancia “d”.....</i>	<i>40</i>
<i>Figura N° 19: Modelo de zapata en elevación, para verificar la resistencia de aplastamiento.....</i>	<i>41</i>
<i>Figura N° 20: Modelación de zapata en elevación, para la verificación de adherencia y longitud de desarrollo.....</i>	<i>42</i>
<i>Figura N° 21: Modelación de zapata en elevación, para la verificación de adherencia y longitud de desarrollo Idh.....</i>	<i>42</i>
<i>Figura N° 22: Modelo de zapata en elevación, para el cálculo del área de acero.....</i>	<i>44</i>
<i>Figura N° 23: Modelamiento de zapata en elevación, de los esfuerzos de flexión.....</i>	<i>45</i>
<i>Figura N° 24: Modelamiento de zapata en elevación, de la carga P.....</i>	<i>45</i>
<i>Figura N° 25: Modelamiento de zapata en elevación, de la excentricidad $e=t/6$.....</i>	<i>46</i>
<i>Figura N° 26: Modelamiento de zapata en elevación, de la excentricidad $e>t/6$.....</i>	<i>47</i>
<i>Figura N° 27: Modelamiento de zapata en planta, de la excentricidad de dos ejes.....</i>	<i>47</i>
<i>Figura N° 28: Modelamiento de zapata en planta, zapata combinada.....</i>	<i>48</i>
<i>Figura N° 29: Modelamiento de zapata en planta, Centro de gravedad en una zapata combinada.....</i>	<i>49</i>
<i>Figura N° 30: Modelamiento de zapata en elevación, para una carga infinita Wn.....</i>	<i>50</i>
<i>Figura N° 31: Modelamiento de zapata en elevación, para una carga Q_{máx} y Q_{mín}.....</i>	<i>51</i>
<i>Figura N° 32: Modelamiento de esfuerzos en una zapata combinada con excentricidades.....</i>	<i>51</i>

<i>Figura N° 33: Modelamiento de zapata en planta, para área de cimentación.</i>	<i>52</i>
<i>Figura N° 34: Modelamiento de zapata en planta, para área de cimentación si $e=0$.</i>	<i>52</i>
<i>Figura N° 35: Modelamiento de zapata en planta, zapata conectada.</i>	<i>53</i>
<i>Figura N° 36: Modelamiento de zapata en elevación, zapata conectada corte A-A.</i>	<i>54</i>
<i>Figura N° 37: Modelamiento de zapata en planta y elevación, de una platea de cimentación corte A-A corte B-B.</i>	<i>55</i>
<i>Figura N° 38: Modelamiento de zapata en planta y elevación, de una platea de cimentación corte C-C corte D-D.</i>	<i>55</i>
<i>Figura N° 39: Plano del Primer piso.</i>	<i>69</i>
<i>Figura N° 40: Plano típico de los pisos superiores.</i>	<i>70</i>
<i>Figura N° 41: Secciones de Columnas.</i>	<i>70</i>
<i>Figura N° 42: Secciones de las Vigas.</i>	<i>71</i>
<i>Figura N° 43: Vista en planta de las grillas.</i>	<i>72</i>
<i>Figura N° 44: Modelado tridimensional de las grillas.</i>	<i>73</i>
<i>Figura N° 45: Asignando las propiedades del concreto.</i>	<i>73</i>
<i>Figura N° 46: Asignando las propiedades del acero.</i>	<i>74</i>
<i>Figura N° 47: Modelado de la columna C-1 (0.35x0.65m).</i>	<i>74</i>
<i>Figura N° 48: Modelado de la columna C-2 (0.50x0.50m).</i>	<i>75</i>
<i>Figura N° 49: Modelado de la columna C-3 (0.25x0.50m).</i>	<i>75</i>
<i>Figura N° 50: Modelado de la columna C-4 L(0.25x0.80m).</i>	<i>76</i>
<i>Figura N° 51: Modelado de la viga V-1 (0.25x0.50m).</i>	<i>76</i>
<i>Figura N° 52: Modelado de la viga V-2 (0.25x0.30m).</i>	<i>77</i>
<i>Figura N° 53: Modelado de losa aligerado en la dirección X-X de $e=20\text{cm}$.</i>	<i>77</i>
<i>Figura N° 54: Modelado de losa aligerado en la dirección Y-Y de $e=20\text{cm}$.</i>	<i>78</i>
<i>Figura N° 55: Modelado de losa de escalera de $e=20\text{cm}$.</i>	<i>78</i>
<i>Figura N° 56: Modelado de losa Maciza de $e=20\text{cm}$.</i>	<i>79</i>
<i>Figura N° 57: Modelado de placas de $e=15\text{cm}$.</i>	<i>79</i>
<i>Figura N° 58: Modelado tridimensional de edificio de siete niveles.</i>	<i>80</i>
<i>Figura N° 59: Características del proyecto.</i>	<i>81</i>
<i>Figura N° 60: Análisis sísmico estático.</i>	<i>82</i>
<i>Figura N° 61: Datos obtenidos del modelamiento.</i>	<i>83</i>
<i>Figura N° 62: Cálculo de la cortante en los pisos.</i>	<i>83</i>
<i>Figura N° 63: Resultado de las cortantes en la dirección X-X.</i>	<i>84</i>
<i>Figura N° 64: Resultado de las cortantes en la dirección Y-Y.</i>	<i>84</i>
<i>Figura N° 65: Resultados obtenidos del análisis sísmico estático del software Etabs 2016.</i>	<i>85</i>
<i>Figura N° 66: Análisis sísmico dinámico.</i>	<i>86</i>
<i>Figura N° 67: Espectro de diseño introducido al software Etabs 2016.</i>	<i>87</i>
<i>Figura N° 68: Se asignó modos de diseño.</i>	<i>87</i>
<i>Figura N° 69: Se asignó las propiedades del peso de la estructura.</i>	<i>88</i>
<i>Figura N° 70: Se asignó las cargas correspondientes a la estructura.</i>	<i>88</i>
<i>Figura N° 71: Se asignó las combinaciones de cargas al diseño.</i>	<i>90</i>

<i>Figura N° 72: Se asignó los diafragmas a la estructura.</i>	90
<i>Figura N° 73: Se asignó la rigidez a la estructura.</i>	91
<i>Figura N° 74: Se verificó la participación modal.</i>	91
<i>Figura N° 75: Resultados de la distorsión en la dirección X-X.</i>	92
<i>Figura N° 76: Resultados de la distorsión en la dirección Y-Y.</i>	93
<i>Figura N° 77: Grafico de la distorsión en la dirección X-X.</i>	93
<i>Figura N° 78: Grafico de la distorsión en la dirección Y-Y.</i>	94
<i>Figura N° 79: Exportación de datos del modelado al Safe.</i>	95
<i>Figura N° 80: Se importarán los datos al software safe.</i>	96
<i>Figura N° 81: Verificación de datos al software Safe.</i>	96
<i>Figura N° 82: Asignando las propiedades del concreto.</i>	97
<i>Figura N° 83: Asignando las propiedades del acero.</i>	97
<i>Figura N° 84: Definiendo la zapata de e=70cm.</i>	98
<i>Figura N° 85: Definiendo el rigidizador Stiff.</i>	99
<i>Figura N° 86: Pre dimensionamiento de las zapatas.</i>	100
<i>Figura N° 87: Modelado de zapatas.</i>	101
<i>Figura N° 88: Modelado de los rigidizadores.</i>	101
<i>Figura N° 89: Definiendo las propiedades del suelo.</i>	102
<i>Figura N° 90: Asignando las propiedades del suelo al modelado.</i>	102
<i>Figura N° 91: Se asignando el coeficiente de balasto.</i>	103
<i>Figura N° 92: Se asignó las restricciones al modelado.</i>	103
<i>Figura N° 93: Definiendo la Carga del suelo.</i>	104
<i>Figura N° 94: Se asignó la carga del suelo al modelo.</i>	104
<i>Figura N° 95: Se definió las cargas de servicio.</i>	106
<i>Figura N° 96: Se definió el combo de diseño.</i>	106
<i>Figura N° 97: Se configuro los parámetros con la norma peruana.</i>	107
<i>Figura N° 98: Se configuro diseño de combos.</i>	107
<i>Figura N° 99: Resultados de las presione del modelado.</i>	108
<i>Figura N° 100: Modelado de la viga V-2 (0.40x0.70m).</i>	109
<i>Figura N° 101: Dibujo de las vigas de cimentación.</i>	109
<i>Figura N° 102: Definiendo la carga para las vigas de cimentación.</i>	110
<i>Figura N° 103: Se asignó las cargas a la viga de cimentación.</i>	110
<i>Figura N° 104: Se asignó malla de elementos finitos a las zapatas.</i>	111
<i>Figura N° 105: Resultados de presión respecto al servicio1.</i>	112
<i>Figura N° 106: Resultados de presión respecto al servicio2.</i>	112
<i>Figura N° 107: Resultados de presión respecto al servicio3.</i>	113
<i>Figura N° 108: Resultados de presión respecto al servicio4.</i>	113
<i>Figura N° 109: Resultados de presión respecto al servicio5.</i>	114
<i>Figura N° 110: Resultados de la verificación por punzoamiento.</i>	114
<i>Figura N° 111: Se definió los dimensiones de las zapatas.</i>	115
<i>Figura N° 112: Se asignó los strip A.</i>	115
<i>Figura N° 113: Se asignó los strip B.</i>	116

<i>Figura N° 114: Se obtuvo el diseño de acero para la viga de cimentación del refuerzo longitudinal.....</i>	<i>116</i>
<i>Figura N° 115: Se obtuvo el diseño de acero para la viga de cimentación del refuerzo transversal.</i>	<i>117</i>
<i>Figura N° 116: Se obtuvo el diseño de acero de las zapatas, el refuerzo longitudinal.</i>	<i>117</i>
<i>Figura N° 117: Se obtuvo el diseño de acero de las zapatas, el refuerzo transversal.</i>	<i>118</i>
<i>Figura N° 118: Modelamiento del cimientto de la estructura.</i>	<i>119</i>
<i>Figura N° 119: Resultados de la presión del suelo con respecto al servicio1.</i>	<i>120</i>
<i>Figura N° 120: Resultados de la presión del suelo con respecto al servicio.</i>	<i>120</i>
<i>Figura N° 121: Modelamiento del rediseñado del cimientto de la estructura.</i>	<i>121</i>
<i>Figura N° 122: Resultados de la presión del suelo con respecto al servicio1.</i>	<i>121</i>
<i>Figura N° 123: Resultados de la presión del suelo con respecto al servicio2.</i>	<i>122</i>
<i>Figura N° 124: Resultados de la presión del suelo con respecto al servicio3.</i>	<i>122</i>
<i>Figura N° 125: Resultados de la presión del suelo con respecto al servicio4.</i>	<i>123</i>
<i>Figura N° 126: Resultados de la presión del suelo con respecto al servicio5.</i>	<i>123</i>

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla N° 1: Límites de Tamaño de Suelo.....</i>	<i>8</i>
<i>Tabla N° 2: Factores para Sc y Sy.....</i>	<i>23</i>
<i>Tabla N° 3: Tabla para los Factores Nc, Nq y Ny – Terzaghi.....</i>	<i>24</i>
<i>Tabla N° 4: Tabla de factores de capacidad de carga – Meyerhof.....</i>	<i>30</i>
<i>Tabla N° 5: Valores del factor Nc – Skempton.....</i>	<i>34</i>
<i>Tabla N° 6: Distorsión Angular.....</i>	<i>36</i>
<i>Tabla N° 7: Factores para las Longitudes de desarrollo.....</i>	<i>43</i>
<i>Tabla N° 8: Matriz de Consistencia.....</i>	<i>57</i>
<i>Tabla N° 9: Resultado del análisis granulométrico de las muestras realizadas.....</i>	<i>62</i>
<i>Tabla N° 10: Características del suelo de estudio.....</i>	<i>64</i>
<i>Tabla N° 11: Factores de capacidad de carga de la muestra.....</i>	<i>66</i>
<i>Tabla N° 12: Resultados de la capacidad admisible del suelo.....</i>	<i>67</i>
<i>Tabla N° 13: Tabla para el Coeficiente de Balasto.....</i>	<i>67</i>
<i>Tabla N° 15: Resultados de la participación modal.....</i>	<i>92</i>
<i>Tabla N° 16: Límites para la distorsión del entre piso.....</i>	<i>94</i>
<i>Tabla N° 17: Dimensiones de zapata de la alternativa N°01.....</i>	<i>118</i>

I. INTRODUCCION

ANTECEDENTES Y FUNDAMENTACIÓN CIENTÍFICA.

La ciudad de Huaraz, se encuentra en una zona altamente sísmica la cual se evidenció el 31 de mayo de 1970 con un terremoto de grado 7.9 en la escala de Richter, la cual trajo consecuencias devastadoras, en la actualidad las construcciones de los edificios son más de 6 pisos, su crecimiento urbanístico invasivo genera una preocupación latente cual es el tipo de diseño capaz de proporcionar a los edificios la sostenibilidad ante un sismo, actualmente existen diversos diseños de cimentación como son zapatas aisladas, zapatas combinadas, zapatas conectadas y también losas de cimentación con todas estas herramientas puestas en nuestro conocimiento es menester del ingeniero civil conocer y evaluar todas estas para un edificio en una determinada área geográfica para su mejor comportamiento estructural, para lo cual nos planteamos para el siguiente objetivo, proponer un diseño de cimentación para un edificio de 7 pisos en el barrio de Nicrupampa en el distrito de Independencia de la provincia de Huaraz departamento de Ancash. Se mencionan algunos trabajos y sus autores que contribuyeron en el presente trabajo.

El estudio de investigación realizado en la Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo por López 2013, para poder optar al grado de maestría en Ciencias e Ingeniería – con mención en ingeniería estructural denominada: Análisis de interacción sísmica Suelo-Estructura para reducir los esfuerzos en elementos estructurales de edificaciones regulares e irregulares con zapatas aisladas en la ciudad de Huaraz, consistió en el desarrollo de un estudio de carácter teórico, el cual utilizó como instrumento tablas que se elaboraron de forma conveniente para realizar el análisis y su respectiva interpretación de los datos presentes en las zapatas aisladas. A través de los modelos dinámicos para la interacción del suelo y la estructura (suelo-estructura) se pudo lograr reducir las fuerzas internas que actúan en los elementos estructurales respecto al modelo convencional del empotramiento en la base; de forma opuesta la acción de los desplazamientos laterales y los periodos vibración aumentaron, llegando a la

conclusión que al ocurrir un evento sísmico el suelo de fundación mediante la rigidez que presenta será el que absorba gran parte de la energía liberada. La investigación también concluye que la interacción suelo- estructura los desplazamientos producidos en los entrepisos y las fuerzas internas interactúan en función de los respectivos coeficientes de rigidez de los elementos, los cuales están actuando en función de las características de la edificación, del suelo de fundación y de las zapatas.

A nivel Nacional, (Pajares, 2010) Pontificia Universidad Católica del Perú, en su trabajo de tesis que elabora para la obtención de su título profesional de Ingeniero Civil que lleva por título: “Diseño de edificio de concreto armado de 6 niveles”, se enfoca principalmente en desarrollar la parte estructural de la edificación, así como realiza el pre dimensionamiento de los elementos, el análisis respectivo y finalmente el diseño en concreto

La investigación llega a concluir que de acuerdo a la estructuración que se consideró a la edificación se consigue que se mantengan los desplazamientos máximos controlados bajo los límites permisibles, que señala la norma E0-30 de diseño sismo-resistente de acuerdo a las instrucciones de un análisis dinámico.

JUSTIFICACION DE LA INVESTIGACIÓN

La cimentación de una edificación es de vital importancia para que ésta pueda resistir y mantenerse estable y segura a lo largo de su vida útil. Los resultados del estudio llenan un vacío existente en la selección de un diseño apropiado de cimentación, en el presente proyecto permitirá la selección de un diseño de cimentación, entre zapatas aisladas y una platea de cimentación en el barrio de Nicrupampa de la ciudad de Huaraz

Al realizar los diseños de cimentación de la estructura entre ambas propuestas se podrá optimizar el funcionamiento de la estructura.

La siguiente investigación se justifica académicamente por que permitirá determinar un mejor diseño de cimentación la cual volverá más rápido la elección

el tipo de cimentación para el área geográfica presentada con las características propias del suelo de estudio.

Los gastos de diseñar son mayores por la labor de buscar un diseño eficiente para el buen funcionamiento de la estructura, siendo así el desgaste de energía y el tiempo para el análisis de las cimentaciones, es así que determinaremos el mejor diseño de cimentación para el presente tipo de suelo y así poder tener una opción más rápida para la elección del tipo de diseño de cimentación para un edificio de 7 pisos.

Por lo expuesto la idea de investigación tiene la intención de poder diseñar específicamente edificaciones de 7 pisos, en suelos con las características particulares de esta área geográfica, para así determinar la mejor cimentación de la estructura. La presente investigación se ubica en el barrio de Nicrupampa, distrito de Independencia, provincia de Huaraz, departamento de Ancash.

PROBLEMA

Nuestro país tiene por característica tener una sismicidad elevada, una de las más activas del mundo debido a su ubicación geográfica dentro del cinturón de fuego de Pacífico, el territorio peruano está sobre la placa sudamericana la cual sufre un fenómeno activo de subducción de la placa oceánica debajo de la placa continental o sudamericana. Los procesos sísmicos en el Perú son constantes a lo largo del tiempo, y se registra información que se puede rescatar desde un tiempo aproximado de la conquista del Perú por parte de España, se reporta por ejemplo la ocurrencia del primer terremoto de gran magnitud y trascendencia sucedido en la ciudad de los reyes, Lima, en el año de 1687 y que causó una gran destrucción de la magnificencia de las edificaciones coloniales de la metrópoli limeña una de las mejores arquitecturas de la América del Sur, pese a este desastre se logró reconstruir, poco más de medio siglo la ciudad de Lima tuvo que enfrentar los efectos de otro gran sismo, este ocurrió en el año de 1746 frente a las costas de Lima lo que trajo consigo el posterior efecto de tsunami sobre la costa limeña. El último sismo ocurrido en la capital del Perú de gran magnitud fue el ocurrido en el año de 1940 que tuvo como consecuencias fatales el número de 179 muertos y

también más de 3,500 personas heridas, respecto a los daños materiales se consideraron cuantiosos y tardaron décadas en ser reconstruidos. La ciudad de Lima, así como las ciudades del norte del Perú se encuentran en un periodo que los sismólogos lo denominan “silencio sísmico”, se denomina así al periodo entre un gran sismo y otro, es decir solo se registran sismos de baja intensidad. Los periodos de silencio sísmico promedio suelen ser de entre 50 a 60 años, por lo que Lima ya supero ese tiempo y se espera que ocurra un gran sismo en la ciudad capital. El Instituto Geofísico del Perú, mediante las declaraciones de su director Hernando Tavera señala que se han venido analizando los silencios sísmicos en el sur y centro del país, y que están sirviendo como indicadores para la ocurrencia de futuros sismos de elevada magnitud. En un contexto de crecimiento urbano constante que en su mayoría se realiza sin planificación ni control es que aparece el peligro de un inminente desastre debido a que está latente la amenaza natural, y no se está preparado, además se tiene una gran vulnerabilidad en las edificaciones del Peru. La ocurrencia de estos fenómenos naturales a dado lugar para que se pueda implementar una norma que pueda aportar los criterios mínimos para reducir la vulnerabilidad de las edificaciones ante eventos naturales sísmicos, la norma en cuestión es la norma de diseño sismo resistente, que se publicó en el año 1967 en esta primera edición contenía los parámetros de diseño con una baja exigencia respecto a la seguridad. La norma se ha ido adaptando a los tiempos de nuevos conocimientos científicos y métodos que permiten que las nuevas estructuras consideren nuevos registros de análisis a nivel nacional. El proceso de evolución de la norma proporciona un tema de “reforzamiento estructural” que constantemente y continua su investigación con el objeto de tener mejoras de los parámetros para el diseño de una estructura que pueda soportar los esfuerzos que producen los sismos en una edificación y permitan salvaguardar las vida de los usuarios.

En la ciudad de Huaraz la cual está situado sobre un lugar donde la presencia de agua es latente como también en muchos lugares la capacidad portante es mínima, como por ejemplo la Napa Freática para el área de estudio es de N.A.P. =1.5 – 3.0 metros y la capacidad portante es de 1.0 – 1.5 Kg/cm³ según los estudios

realizados y presentados en el congreso “VIII CONGRESO NACIONAL DE ESTUDIANTES DE INGENIERIA CIVIL” llevado a cabo en el año 2000, Ica, en el cual detalla la microzonificación realizado a la ciudad de Huaraz, con lo cual deja un vacío en el diseño de una cimentación adecuada para una edificación en el área de estudio.

Es en este contexto que la presente investigación plantea como problema:

¿Cuál es el diseño de cimentación apropiado para un edificio de 7 pisos en el barrio de Nicrupampa en la ciudad de Huaraz?

MARCO TEORICO

Generalidades:

Se analizó a través de tres estudios de mecánica suelos, para obtener las características físicas del suelo, donde se plantea un diseño de un edificio de 7 pisos para la cual se utilizó el RNE E050 y E060 para el diseño de las estructuras, las cuales se determinó una cimentación apropiada para el tipo de suelo.

Dicho proyecto de investigación se realizó en el barrio de Nicrupampa en el distrito de Independencia, Provincia Huaraz, Departamento de Ancash.

Mecánica de suelos:

Se considera que la mecánica de los suelos es una parte de la ciencia que estudia lo concerniente a todas las propiedades, características y comportamiento de las partículas de los suelos individuales o agrupadas que están sometidas a diferentes tipos de fuerzas. (Braja,1999)

El uso de las leyes de la mecánica y de la hidráulica para la aplicación en la ingeniería civil viene a ser otro aspecto de la mecánica de suelos. esta aplicación permite dar solución a problemas ingenieriles existentes in situ y que se intervienen con sedimentos y con otras acumulaciones de partículas sólidas que no están consolidadas, estas partículas son el resultado de un fenómeno de desintegración mecánica o efectos de descomposición química de las rocas madres, las cuales pueden tener materia orgánica o no en su composición (TERZAGHI).

Cuando nos referimos a la mecánica de los suelos podemos considerar:

- Comportamiento de los suelos bajo efecto de cargas, que se basa en la simplificación de la teoría actual.
- Estudios de las propiedades físicas y mecánicas de suelos
- El conocimiento teórico y empírico debe aplicarse en la resolución de los problemas prácticos de la ingeniería.

Un adecuado estudio del suelo, es el primer paso en el diseño de una edificación la cual nos ayudará a determinar las características físicas del suelo de fundación y en base con los resultados proponer el mejor y económico diseño para la cimentación y su adecuada interacción suelo-estructura así como también garantizar previamente la seguridad que presenta la edificación ante un evento sísmico de considerable magnitud.

Estudios de mecánica de suelos:

Un estudio de suelos consta de una exploración interna del suelo, la cual nos permite conseguir resultados de gran precisión del cómo están compuestas, ordenas y son las diferentes capas o estratos inferiores del suelo en estudio. Para que los resultados del estudio de suelos sean confiables y exacto deben ser cuidadosamente realizado mediante los procedimientos establecidos por los métodos o normas de exploración (Moncada, 1988).

Es necesario conocer la estratigrafía y las propiedades que posee el suelo para que el proyectista va a realizar el diseño de la cimentación de una obra civil como es una edificación de 6 niveles, además se debe contar que debemos tener muestras para realizar las respectivas pruebas o ensayos en un laboratorio de mecánica de suelos.

Para realizar un estudio de mecánica de suelos es necesario realizar actividades y procedimientos en 3 etapas:

- Reconocimiento de la superficie del terreno
- Exploración preliminar - inicial
- Exploración detallada (excavación y muestreo)

Suelo:

Suelo, es un término utilizado según el campo donde se interpreta, para nuestro proyecto se utilizará el termino suelo al material granular llamado agregado no cementado compuesto por granos minerales y con materia orgánica en descomposición con el líquido y gases, ambos están ocupando espacios vacíos y son parte del volumen del suelo, así como las partículas sólidas. (Braja,1999)

Tamaño de las partículas de suelo:

Las partículas del suelo varían de diferentes tamaños en un gran rango, por lo general se les llama: gravas, arenas, limos o arcillas, según el tamaño que predomina de las partículas (Braja,1999).

Gravas: son partículas de roca, principalmente de cuarzo y feldespato y otros.

Arena: es una masa que se conforma generalmente por partículas de cuarzos y feldespato y otros granos minerales.

Limo o arcilla; sus partículas son microscópicas y son parte del suelo (grano muy fino) y otros minerales.

A continuación, se muestra las diferentes organizaciones con sus descripciones de límites de tamaño.

Tabla N° 1: Límites de Tamaño de Suelo.

Nombre de la Organización	Tamaño de las partículas en milímetros			
	Grava	Arena	Limo	Arcilla
MIT (Massachusetts Institute of Technology)	> 2.0	2.0 a 0.06	0.06 a 0.002	< 0.002
USDA (United States Department of Agriculture)	> 2.0	2.0 a 0.05	0.05 a 0.002	< 0.002
AASHTO American Association of State Highway and Transportation	76.2 a 2.0	2.0 a 0.075	0.075 a 0.002	< 0.002
SUCS Sistema Unificado de Clasificación de Suelos	76.2 a 4.75	4.75 a 0.075	Limos y arcillas < 0.075	

Fuente: los límites de tamaño de los suelos separados (Braja,1999)

Actualmente el SUCS ha sido aceptado en forma universal, así como para la ASTM (American Society for Testing and Materials).

PARÁMETROS PARA IDENTIFICAR UN SUELO:

Los parámetros que permiten identificar un determinado suelo son los que tienen dependencia de la naturaleza de las diferentes partículas que componen el suelo a identificar, pero no dependen de sus partículas agregadas o compactadas. Para poder determinarlas no es necesario que las muestras de suelo sean inalteradas, sino que puede servir con que sea una muestra representativa de los componentes. Entre los parámetros más importantes tenemos: _

1) GRANULOMETRIA:

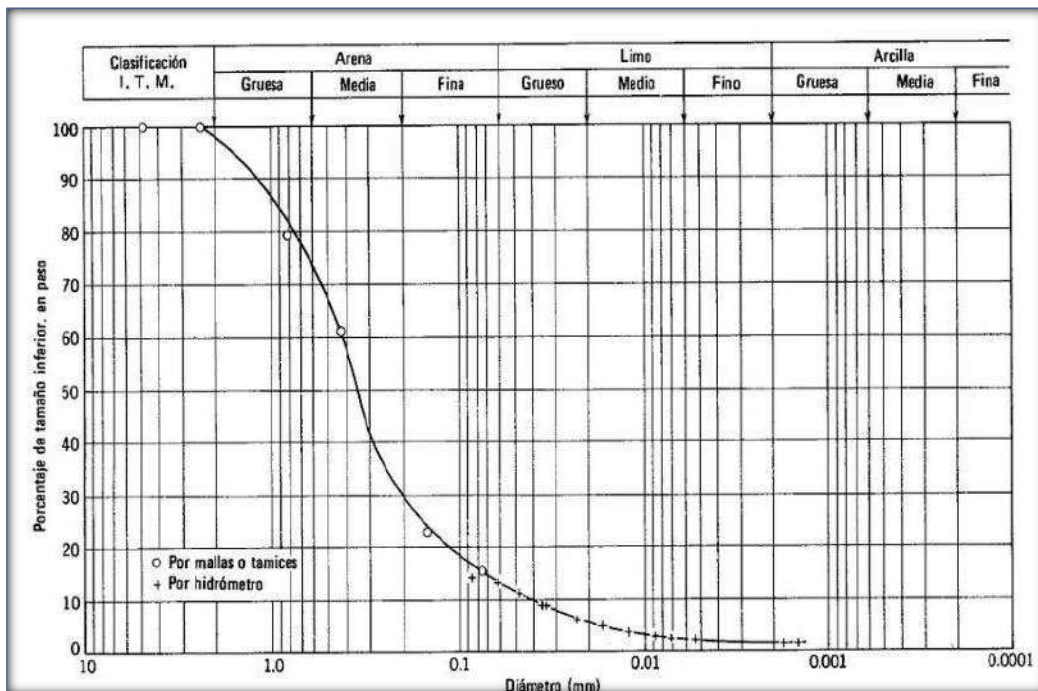
La granulometría, es el primer paso de la investigación para identificar el tipo de suelo sobre el cual se va a cimentar, teniendo presente el suelo más favorable es el suelo bien graduado, el cual alberga una amplia gama de tamaños.

Para lo cual se aplicará el ensayo referido a la NTP 339.128 así como la norma técnica ASTM D422

a) **Representación de la distribución Granulométrica (Curva granulométrica)**

Un suelo natural cualesquiera se componen por lo general por una serie de distintos tamaños de partículas: desde las gravas, las arenas, los limos hasta las arcillas. Es así que la distribución granulométrica señala cual es la proporción de cada fracción o tamaño de partículas. Se representa gráficamente por una curva que se forma por la relación del diámetro de la partícula “G” con el porcentaje del peso de los granos de menor tamaño “G”. Para representarla gráficamente se hace uso de la escala logarítmica en el eje de las abscisas (tamaños). (Juárez & Rico,2011)

FIGURA N° 01: Curva granulométrica de un suelo areno-limoso.



b) **Coefficiente de Uniformidad:**

Este coeficiente fue propuesto originalmente por Allen Hazen con la siguiente formula:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Donde:

D_{60} y D_{10} : representan los tamaños de partículas al 60% y 10% respectivamente del suelo con granos más finos que un tamaño promedio de la distribución acumulativa de la curva. (NTP 339.134,1999)

Por tanto, el coeficiente de uniformidad será mayor cuando el suelo presenta menor uniformidad en sus granos.

Si tenemos el valor de $D_{10} = D_{60}$ estaríamos frente a un suelo que tiene todas sus partículas con el mismo tamaño, este suelo también se puede considerar que tiene un $C_u = 1.0$

Para un suelo real el Coeficiente de uniformidad se encuentra entre un valor de 2 hasta el 100, un suelo bastante uniforme y un suelo de granulometría bastante variada respectivamente. (Juárez & Rico,2011)

c) Coeficiente de Graduación o Coeficiente de Curvatura:

El coeficiente de graduación es posible definirse también como coeficiente de curvatura de un determinado suelo y se determina utilizando la siguiente formula:

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

Donde D_{60} , D_{30} y D_{10} : **representan los tamaños de las** partículas de 60%, 30% y 10% de un suelo con partículas más finas que el diámetro específico de la distribución acumulativa (NTP 339.134,1999)

Para un suelo real el Coeficiente de graduación se encuentra entre un valor de 1 hasta el 3 para los suelos que presentan una buena gradación y un gran margen de diámetros y apreciables cantidades para cada diámetro intermedio. (Juárez & Rico,2011)

La plasticidad de un suelo

Cuando un suelo tiene la capacidad de soportar las deformaciones rápidas en tiempos relativamente cortos y sin tener un rebote elástico que afecte a su variación volumétrica de forma apreciable sin desmoronarse es cuando se reconoce la plasticidad del suelo como una propiedad importante. (Juárez & Rico, 2011)

La plasticidad de un suelo es una propiedad que se utiliza para identificar si un suelo es limoso o arcilloso, esto se realiza mediante la determinación de los límites Atterberg, los cuales a continuación mencionaremos.

a) El Límite Plástico (LP):

Representa el límite que presenta un suelo y diferencia entre los estados plásticos y semisólidos, a los cuales Atterberg llamo "Límite Plástico". (Juárez & Rico, 2011).

Se expresa en porcentaje y representa el contenido de humedad que tiene el suelo, para determinarlo se debe realizarlo cuando el suelo este entre su estado plástico y su estado semisólido. De forma arbitraria se define como el más bajo contenido de humedad que tiene el suelo cuando ha sido rolado en elementos o hilos de 3.20 mm o 1/8" sin que este hilo se haya fracturado. (NTP-339-129, 1999)

Es común que una arcilla tenga un contenido de humedad que corresponde a su límite plástico

b) Límite Líquido (L.L.)

El límite o frontera que existe para separar el estado plástico y estado semilíquido es denominado por Atterberg como Límite Líquido (Juárez & Rico, 2011).

Este límite consiste en la cantidad de humedad que se expresa en porcentaje, en el instante que el suelo tiene un estadio entre el estado plástico y estado líquido. De forma arbitraria se denota como el contenido de humedad cuando

el surco que separa las dos mitades de una masa de suelo se logra cerrar en toda su extensión de su fondo que tiene una longitud de 13 milímetros o media pulgada, considerando después de caer 25 veces la copa desde 1.0 centímetros de altura de forma constante a razón de dos caídas por cada segundo (N.T.P. 339.129, 1999). Es en este instante que se ha de considerar que el suelo conocido como arcilla tiene el contenido de humedad similar al límite líquido.

c) El Índice de plasticidad (I.P)

Corresponde al rango o intervalo del contenido de humedad que posee un suelo para que presente un comportamiento plástico.

De forma numérica viene a ser la diferencia que hay entre dos límites: plásticos y líquido. (N.T.P. 339.129, 1999).

Y se representa mediante la formular siguiente:

$$\text{Índice de plasticidad} = \text{Limite liquido} - \text{Limite plástico}$$

Este índice nos da a conocer el intervalo de las humedades que posee un suelo para que este se comporte como una masa solida plástica.

Peso específico relativo:

Es la relación que existe entre las partículas sólidas (G_s); específicamente viene a ser la relación existente que hay entre dos pesos: del aire de un volumen del suelo y del aire de ese mismo volumen, pero cuando este último se encuentra sumergido en agua destilada esta relación de pesos debe considerarse efectuarse a la misma temperatura (N.T.P. 339.131, 1999)

Estará dado por la fórmula:

$$G_s = \text{Peso específico} \left(\frac{T_x}{T_x} \text{ } ^\circ\text{C} \right) = \frac{M_o}{M_o + (M_a - M_b)}$$

Donde:

G_s = Peso específico (relativo solo de granos solidos).

M_o = la masa en gramos de material seco(secado en horno).

M_a = la masa en gramos de picnometro saturado de agua a una temperatura T_x

M_b = la masa en gramos de picnometro saturado de agua y material a una temperatura T_x

T_x = temperatura en grados centigrados cuando se determina M_b

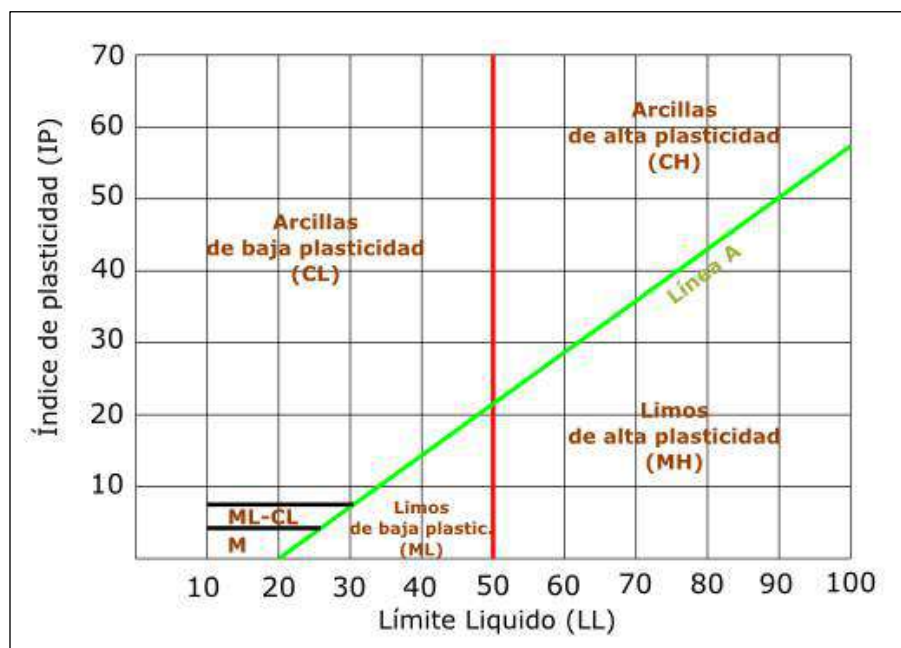
Clasificación de suelos:

Sistema Unificado de Clasificación de Suelos:

Se determina a través del cribado de la malla 200, se considera partículas gruesas a las que son mayores diámetros que dicho tamiz y se considera partículas finas a las que tienen diámetros inferiores al tamaño de este tamiz. Un suelo es considerado grueso si más del 50% de sus partículas son gruesas, y fino, si más de la mitad de sus partículas en peso son finas.

También es necesario conocer la tabla de plasticidad para poder agrupar correctamente los tipos de suelos existentes que a continuación se presenta:

Figura N°2: Carta de la plasticidad de los suelos



Fuente:<https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/b/bb/Graficauscs.png>

Suelos Granulares:

a) Gravas:

Están representada por la letra (G) de su término en inglés (gravel), son partículas que provienen de la desintegración de las rocas y que sus diámetros le permiten pasar por el tamiz de 3" o 75 milímetros. Al mismo tiempo se dividen de la siguiente forma:

- Grava gruesa; es la que pasa la malla 3pulg. (75mm) y es retenida en la malla de 3/4pulg. (19mm).
- Grava fina; es la que pasa la malla 3/4pulg. (19mm) y el material se retiene en el tamiz N° (7.45mm).

b) Arenas:

Están representadas por la letra (S) de su término en inglés (sand), son partículas que provienen de la desintegración de las rocas y que sus diámetros le permiten pasar por el tamiz de N° 4 (4.75mm) y a su vez estas partículas se

quedan retenidas en el tamiz estándar N° 200 (75- μm) con las siguientes sub divisiones:

- Gruesa; es la que pasa la malla N° 4 (4.75mm) y es retenida en la malla N° 10 (2mm).
- Media; es la que pasa la malla N° 10 (2mm) y es retenida en la malla N° 40 (425- μm)
- Fina; es la que pasa la malla N° 40 (425- μm) y es retenida en la malla N° 200 (75- μm).

Los Suelos granulares presentan además esta subdivisión:

Suelo granular GRUPO GW / SW :

Es el suelo que de manera directa se aprecia no contener materiales finos en su composición además de su partículas son bien gradadas, se presenta por la letra “W” de su terminología en inglés (well graded).

Características:

- Su contenido de material fino no debe ser superior al 5% de su peso.
- Coeficiente de uniformidad (Cu), se ha mayor o igual que 4. En caso de la arena debe ser mayor o igual a 6.
- Debe presentar un Cc (coeficiente de curvatura) con un valor que se encuentre entre el rango de 1 hasta 3

Suelo granular GRUPO GP / SP:

Es el suelo o material que se no posee partículas finas, presenta una mala gradación, se representa por la letra “P” de su terminología en inglés (poorly graded).

Características:

- Su contenido de material fino no debe ser superior al 5% de su peso.
- Coeficiente de uniformidad (Cu), no cumple con los requisitos para GW y SW.
- Coeficiente de curvatura (Cc), no cumple con los requisitos para GW y SW.

Suelo granular GRUPO GM / SM:

Es un material que contiene gran cantidad de partículas finas con características no plásticas, se presenta por la letra “M” de su terminología del idioma sueco Mo y Mjala.

Características:

- El contenido de finos debe ser mayor del 12% en peso.
- La plasticidad varía entre nulo y media,.
- SU IP debe ser menor de

Suelo granular GRUPO GC / SC:

Es un material que contiene gran cantidad de partículas finas con características no plásticas, su símbolo es “C” de su terminología en inglés “Clay”.

Características:

- Su contenido de material fino deberá ser superior al 12% de su peso.
- La plasticidad varía entre media y alta,
- Su IP debe ser mayor a 1

Simbología doble:

Cuando los contenidos finos comprendidos entre el 5% y 12%, y el material no se encuentra en el rango de estos grupos se le designara un símbolo que se compone de 2 letras: GW-G

Los suelos Finos:

Corresponde los suelos que se conforman por partículas que pasan por la malla N°200 y entre ellos tenemos:

a) La arcilla:

Es aquel suelo que sus partículas pasan por el tamiz #200 /75- μm , que tiene comúnmente su límite plástico similar a su contenido de humedad por lo que exhibe una plasticidad dentro del rango de contenido de humedad y que tiene una gran resistencia cuando está seco.

Para condiciones de clasificación, la arcilla se distingue como un suelo fino o de grano fino, el cual tiene un índice plástico superior al valor de 4, y se ubica dentro de un gráfico de índice plástico versus límite líquido en o sobre la línea "A".

b) Los limos:

Son suelos que están compuestos por partículas que pasan por el tamiz N° 200 (75 μm), y tienen la característica de presentar baja plasticidad o nula plasticidad, además este tipo de suelo posee baja o nula resistencia cuando es secado al aire. Para fines de clasificación los limos se consideran como suelos de grano fino o también la parte fina de un suelo que tiene un IP inferior a 4, o también referenciando al gráfico de IP vs LP debe ubicarse por debajo de la línea "A".

Estos suelos finos se agrupan dando lugar a los siguientes grupos:

➤ **Limos inorgánicos (M)**

Están representada por la letra (M) de su término (sueco mo y mjala).

➤ **Arcilla inorgánica ©**

Están representada por la letra © de su término en inglés (clay).

➤ **Limos y arcillas orgánicas (O)**

La arcilla orgánica:

Esta arcilla orgánica es considerada como tal cuando existe materia orgánica suficiente que influye sobre las propiedades del suelo. Esta arcilla tiene la característica de presentar un límite líquido después del secado al horno menor al 75% del valor antes del secado.

✓ Limo Orgánica:

Este tipo de limo orgánica es considerado como tal cuando existe materia orgánica suficiente que influye sobre las propiedades del suelo. Este limo también tiene la característica de presentar un límite líquido después del secado al horno menor al 75% del valor antes del secado.

Este grupo de Limos y arcilla orgánicas, están representada por la letra (O) de su término en inglés (organic).

Los tres grupos de suelos finos se dividen dependiendo del su límite líquido (LL):

- Si el $LL < 50\%$, entonces estamos frente a un suelo de compresibilidad baja o media que se le agrega a su simbología la letra “L” del término en inglés (Low compressibility).
- Si el $LL > 50\%$, entonces estamos frente a un suelo de compresibilidad alta y se le agrega a su simbología la letra “H” del término en inglés (High compressibility).

En base a esta característica tenemos los siguientes sub divisiones

Grupo CL:

Suelos comprendidos en la zona por encima de la línea “A” además cumplen con el $LL < 50\%$ y tienen un índice de plasticidad mayor a 7%.

Grupo CH:

Suelos comprendidos en la zona por encima de la línea “A” además cumplen con el $LL > 50\%$.

Grupo ML:

Suelos comprendidos en la zona por debajo de la línea "A" además cumplen con el LL <50% y la porción sobre la línea A tienen un índice de plasticidad menor a 4%.

En este grupo se encuentra el limo inorgánico y el polvo de roca madre material con límite líquido inferior a 30%

Sedimentos limosos de origen eólico, con $25\% < LL < 35\%$

Grupo MH:

Suelos comprendidos en la zona por debajo de la línea "A" además cumplen con el LL >50%.

Grupo OL y OH:

Corresponden los suelos orgánicos que se ubican cercanos a la línea "A"

Simbología doble:

Cuando los contenidos finos no caen claramente en uno de los grupos se usará el símbolo doble. Ejemplo ML-CL y MH-CH.

Suelos Altamente Orgánicos:

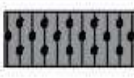


Están representada por la letra (Pt) de su término en inglés (peat), corresponde a un suelo que se compone de tejido vegetal en sus distintos estados de descomposición, presenta comúnmente un olor característico a orgánico, su consistencia es esponjosa, tiene color oscuro cercano al negro, y es su textura amorfa (fibrosa).

El límite líquido, de los suelos altamente orgánicos se encuentra en el rango de 300 a 500, y se ubican en la carta de plasticidad por debajo de la Línea A su índice de plasticidad está generalmente en el rango de 100 a 200.

Simbología de suelos:








La simbología está dada en el RNE el cual se describe a continuación:

Figura N° 3: Simbología de suelo granulares, referencia del RNE-2018.

DIVISIONES MAYORES		SIMBOLO		DESCRIPCIÓN
		SUCS	GRÁFICO	
SUELOS GRANULARES	GRAVA Y SUELOS GRAVOSOS	GW		<i>Grava bien graduada</i>
		GP		<i>Grava mal graduada</i>
		GM		<i>Grava limosa</i>
		GC		<i>Grava arcillosa</i>
	ARENA Y SUELOS GRAVOSOS	SW		<i>Arena bien graduada</i>
		SP		<i>Arena mal graduada</i>
		SM		<i>Arena limosa</i>
		SC		<i>Arena arcillosa</i>

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones

Figura N°4: Simbología de Suelos finos y suelos altamente orgánicos, referencia del RNE-218

DIVISIONES MAYORES		SIMBOLO		DESCRIPCIÓN
		SUCS	GRÁFICO	
SUELOS FINOS	LIMOS Y ARCILLAS (LL < 50)	ML		<i>Limo inorgánico de baja plasticidad.</i>
		CL		<i>Arcilla inorgánica de baja plasticidad</i>
		OL		<i>Limo orgánico o arcilla orgánica de baja plasticidad.</i>
	LIMOS Y ARCILLAS (LL > 50)	MH		<i>Limo inorgánico de alta plasticidad.</i>
		CH		<i>Arcilla inorgánica de alta plasticidad</i>
		OH		<i>Limo orgánico o arcilla orgánica de alta plasticidad.</i>
SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS		Pt		<i>Turba y otros suelos altamente orgánicos.</i>

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones

A. La capacidad de carga de un suelo

Esta propiedad mecánica del suelo que se denota con “ q_d ”, viene a definirse por el valor de la presión última (momento de falla por corte que presenta el suelo). La determinación de la capacidad de carga podemos hallarla mediante fórmulas que hacen uso de parámetros hallados in situ y que se han normalizado en la mecánica de suelos. la fórmula es la siguiente:

que ha sido aceptada por la mecánica de los suelos

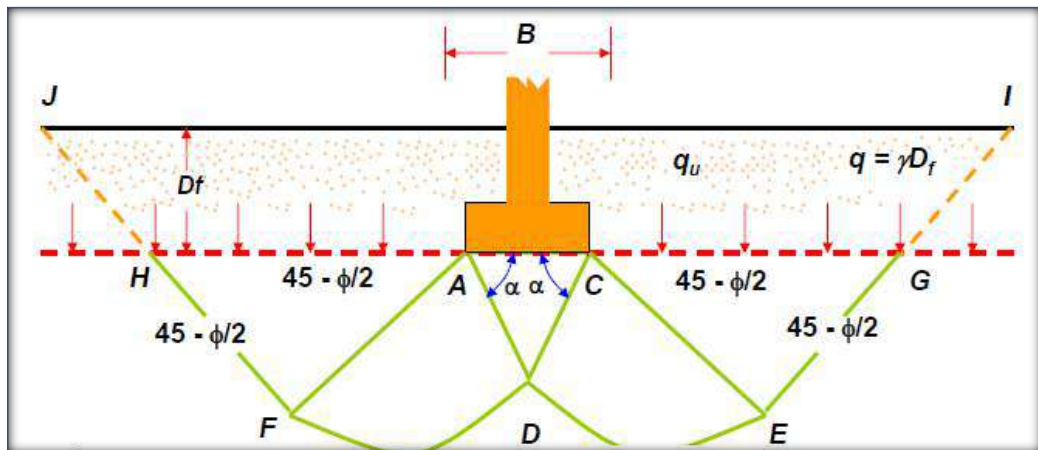
La teoría de Terzaghi:

Concepto:

Terzaghi obtuvo máxima que se puede transmitir el cimientto al terreno natural. (Rico & Castillo,1999).

$$q_c = cN_c + qD_fN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$$

Figura N° 5: Esquema falla capacidad de Carga – Terzaghi.



$$q_c = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$$

Donde se determina los siguiente:

El término, cN_c representa lo cohesión del terreno.

El término, qD_fN_q representa la sobre carga.

El término, $\frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$ representa el peso volumétrico donde B es el ancho del cimiento.

Y los Términos, N_c, N_q, N_γ son factores adimensionales que están en función del angulo de fricción del suelo ϕ

En Donde $q = \gamma D_f$, la expresión quedaría de la siguiente manera

$$q_c = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$$

Factores de capacidad de carga:

$$N_q = \frac{e^{(\frac{3\pi}{2}-\phi')\tan\phi'}}{2\cos^2(45 + \frac{\phi'}{2})}$$

$$N_c = \cot\phi^2(N_\gamma - 1)$$

$$N_\gamma = 0.5\tan\phi' \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2(\phi')} - 1 \right)$$

En donde:

$$K_{p\gamma} = (8\phi'^2 + 4\phi' + 3.8)\tan^2(60 + \frac{\phi'}{2})$$

Si ϕ es cero

Entonces tenemos $N_q = 1$, $N_c = 5.71$, $N_\gamma = 0$

Ecuación General de la Capacidad de Carga

$$q_u = cN_cS_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma S_\gamma$$

En la tabla N° 02 se muestran los valores para S_c y S_γ .

Tabla N° 2: Factores para S_c y S_γ .

FACTOR	FRANJA		
	FRANJA	CIRCULAR	CUADRADA
S_c	1.0	1.3	1.3
S_γ	1.0	0.6	0.8

Fuente: los límites de tamaño de suelos separados- (Braja,1999)

Se presenta en la tabla N° 03 se muestran los valores para Nc, Nq y Ny.

Tabla N° 3: Tabla para los Factores Nc, Nq y Ny – Terzaghi.

ϕ	Nc	Nq	Ny	ϕ	Nc	Nq	Ny
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	14.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

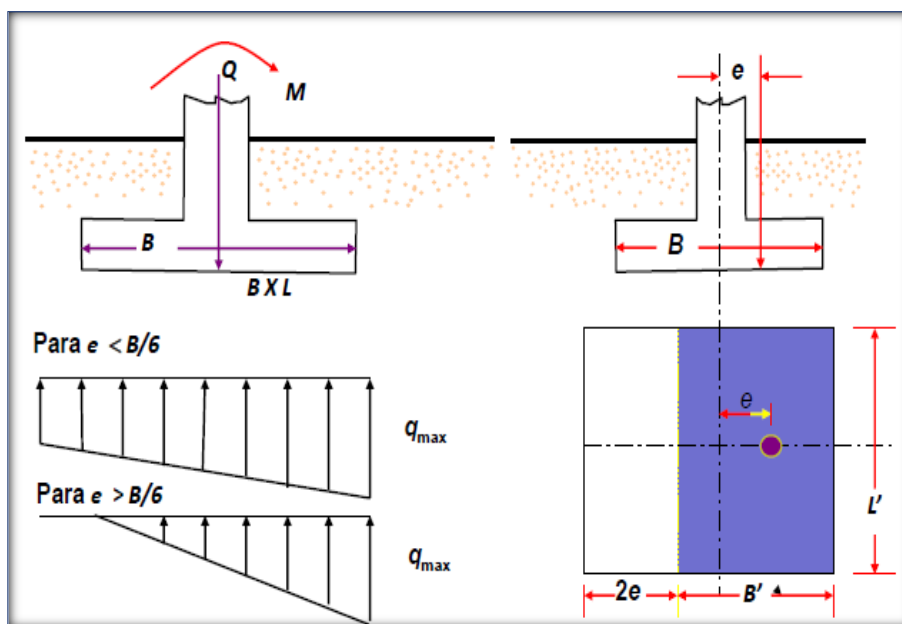
Fuente: Tabla de para Nc, Nq y Ny – Terzaghi (1943)- (Calderón,)

Condiciones:

a) Cimentaciones excéntricas:

Las cimentaciones excéntricas, es cuando se presentan cargas sobre un lado de la cimentación, para ellos se debe de considerar ciertas condiciones para el diseño en este caso importante es la capacidad portante del suelo

Figura N° 6: Cimentación cargas excéntricas – Terzaghi.



CASO I:

Para una excentricidad “e” < B/6, se tiene:

$$e = \frac{M}{Q}$$

Donde se tendrá:

$$q_{max} = \frac{Q}{BL} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_{min} = \frac{Q}{BL} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

CASO II:

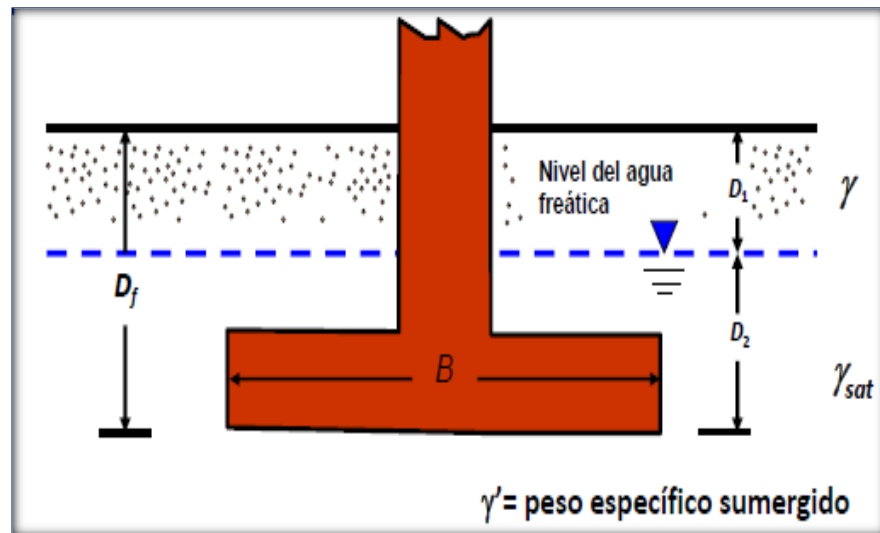
Para una excentricidad “e” > B/6 se tiene:

$$q_{max} = \frac{4Q}{3L(B - 2e)}$$

b) Cimentaciones con presencia de nivel freático:

CASO I:

Figura N° 7: Nivel freático por encima de la cimentación – Terzaghi.



El caso I presenta las características mostradas en el cual el nivel freático se encuentra sobre la cimentación, para lo cual se tiene un peso específico sumergido la cual será igual al peso específico saturado menos el peso específico del terreno sin saturar, donde tendremos las siguientes condiciones:

Condición N° 01: $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$

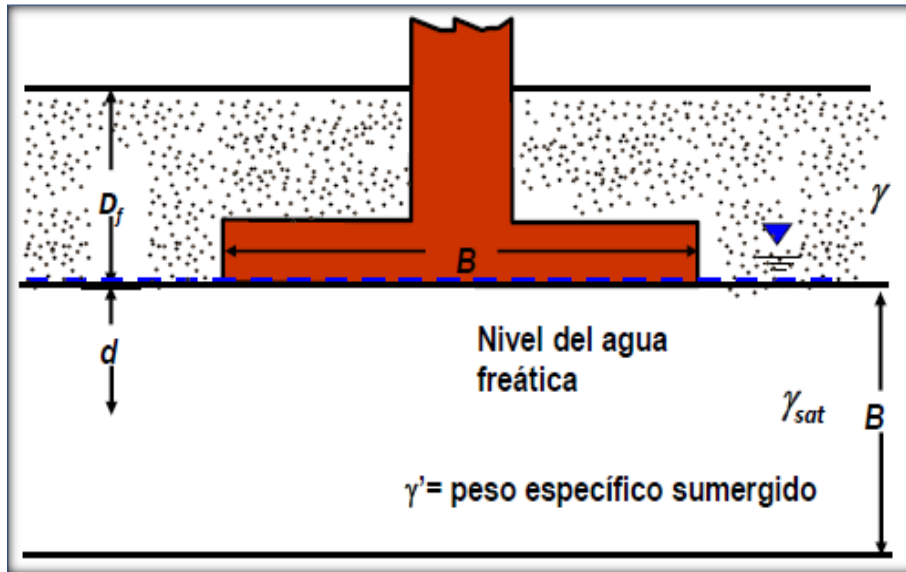
Condición N° 02: $q^* = \gamma D_1 + \gamma' D_2$

Formula se tendrá:

$$q_u = cN_c S_c + q^* N_q + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma S_\gamma$$

CASO II:

Figura N° 8: Nivel freático al nivel de la cimentación – Terzaghi.



El caso **II** presenta las características mostradas en el cual el nivel freático se encuentra al nivel del desplante de la cimentación, para lo cual se tiene un peso específico sumergido, donde tendremos las siguientes condiciones:

Condición N° 01: $\gamma' = \gamma$

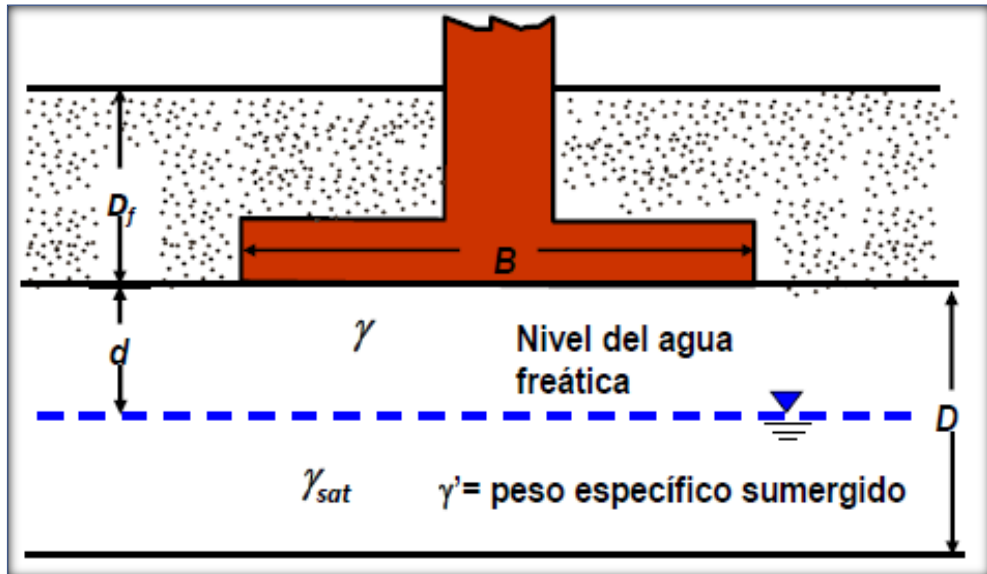
Condición N° 02: $q^* = \gamma' D_2$

Formula se tendrá:

$$q_u = cN_c S_c + q^* N_q + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma S_\gamma$$

CASO III:

Figura N° 9: Nivel freático por debajo de la cimentación – Terzaghi.



El caso III presenta las características mostradas en el cual el nivel freático se encuentra debajo de la cimentación, para lo cual se tiene un peso específico promedio la cual será igual al peso específico del nivel de agua saturado menos el peso específico del terreno sin saturar, donde tendremos las siguientes condiciones:

Condición N° 01:

Se presenta dos casos.

Caso a: cuando $d < B$ usar: $\gamma_{prom} = \gamma \frac{d}{B} + \gamma'(1 - \frac{d}{B})$

Caso b: cuando $d > B$ usar: $\gamma_{prom} = \gamma$

Condición N° 02:

$$q^* = \gamma_{prom} D_2$$

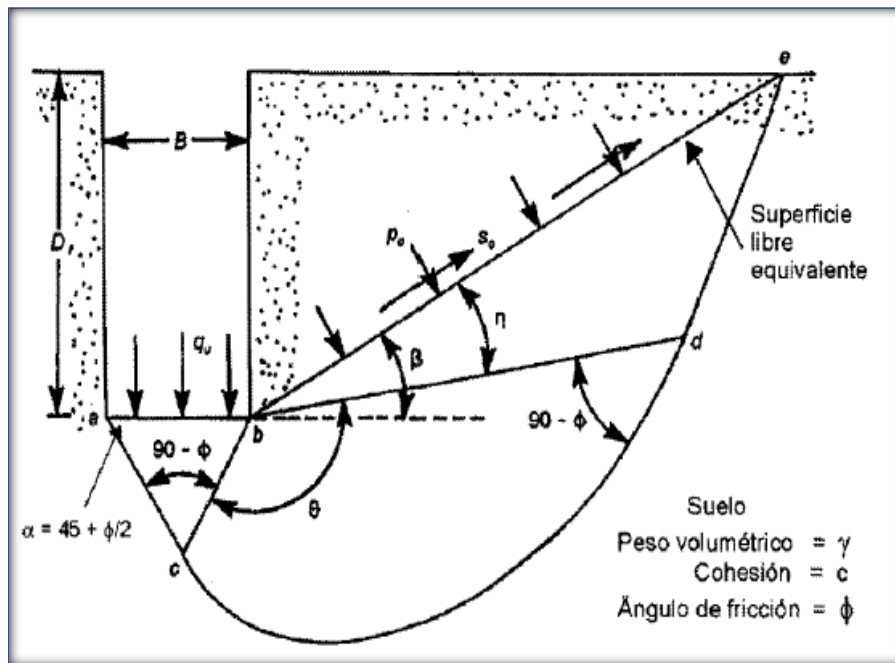
Formula se tendrá:

$$q_u = cN_c S_c + q^* N_q + \frac{1}{2} \gamma_{prom} B N_\gamma S_\gamma$$

Teoría de Meyerhof:

Meyerhof (1951.1963), realiza una contribución muy importante sobre la capacidad de carga del suelo, esta contribución fue considerar cargas externas al terreno de la cimentación por arriba del nivel de desplante del cimiento. (Rico & Castillo,1999).

Figura N° 10: Esquema falla capacidad de carga - Meyerhof



Fuente:<https://html.scribdassets.com/1p52jkhda84y9fkq/images/1-c3a4351129.png>

Donde se determina los siguiente:

La zona de **abc**, corresponde a esfuerzos mínimos – considerar estado activo de Rankine

La zona **bcd**, corresponde a esfuerzos cortante radial (limitado por arco espiral logarítmica)

La zona **bdef**, corresponde a zona de transición para esfuerzos de corte radial hasta el estado plástico-pasivo

Del grafico anterior de deduce la fórmula:

$$q_u = c' \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

Donde:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q + 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1.4\phi)$$

A continuación se presentan los valores de N_q , N_c , N_γ :

Tabla N° 4: Tabla de factores de capacidad de carga – Meyerhof.

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	26	22.25	11.85	8.00
1	5.38	1.09	0.00	27	23.94	13.20	9.46
2	5.63	1.20	0.10	28	25.80	14.72	11.19
3	5.90	1.31	0.02	29	27.86	16.44	13.24
4	6.19	1.43	0.04	30	30.14	18.40	15.67
5	6.49	1.57	0.07	31	32.67	20.63	18.56
6	6.81	1.72	0.11	32	35.49	23.18	22.02
7	7.16	1.88	0.15	33	38.64	26.09	26.17
8	7.53	2.06	0.21	34	42.16	29.44	31.15
9	7.92	2.25	0.28	35	46.12	33.30	37.15
10	8.35	2.47	0.37	36	50.59	37.75	44.43
11	8.80	2.71	0.47	37	55.59	42.92	53.27
12	9.28	2.97	0.60	38	61.35	48.93	64.07
13	9.81	3.26	0.74	39	67.87	55.96	77.33
14	10.37	3.59	0.92	40	75.31	64.20	93.69
15	10.98	3.94	1.13	41	83.86	73.90	113.99
16	11.63	4.34	1.38	42	93.71	85.38	139.32
17	12.34	4.77	1.66	43	105.11	99.02	171.00
18	13.00	5.26	2.00	44	118.37	115.31	211.41
19	13.93	5.80	2.40	45	133.88	134.88	262.74
20	14.83	6.40	2.87	46	152.10	158.51	328.73
21	15.82	7.07	3.42	47	173.64	187.21	414.32
22	16.88	7.82	4.07	48	199.26	222.31	526.44
23	18.05	8.66	4.82	49	229.93	265.51	674.91
24	19.32	9.60	5.72	50	266.89	319.07	873.84
25	20.72	10.66	6.77				

Fuente: Tablas Factores de capacidad de carga (Meyerhof,1951)

Factores:

a) Forma:

s: coeficiente de forma

$$S_C = 1 + 0.2K_P \frac{B}{L}, \quad \text{Cualquier } \phi$$

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0.2K_P \frac{B}{L}, \quad \phi > 10$$

$$S_q = S_\gamma = 1, \quad \phi = 10$$

b) Profundidad:

d: coeficiente de profundidad:

$$d_C = 1 + 0.2\sqrt{K_P} \frac{D}{B}, \quad \text{Cualquier } \phi$$

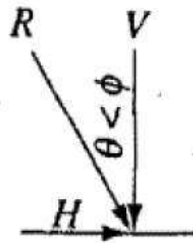
$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{K_P} \frac{D}{B}, \quad \phi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1, \quad \phi = 10$$

c) Inclinación:

i: coeficiente de inclinación de carga

Figura N° 1: Angulo resultante.



$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^1, \quad \text{Cualquier } \phi$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2, \quad \phi > 10$$

$$i_\gamma = 0, \quad \phi = 10$$

Donde:

θ = ángulo de la resultante R medido con respecto a la vertical sin signo; $\theta = 0$ todos los factores de inclinación son 1

$$k_p = \tan^2(45 + \phi/2)$$

Dando como resultado las siguientes formulas:

➤ **Inclinación:**

i: el coeficiente para inclinación de carga

(considerando carga vertical entonces i=1

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\alpha}{\phi}\right)^2$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\alpha}{90^\circ}\right)^2$$

➤ **Forma:**

s: coeficiente de forma

$$S_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L} \cdot \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0.1 \frac{B}{L} \cdot \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

➤ **Profundidad:**

d: coeficiente de profundidad:

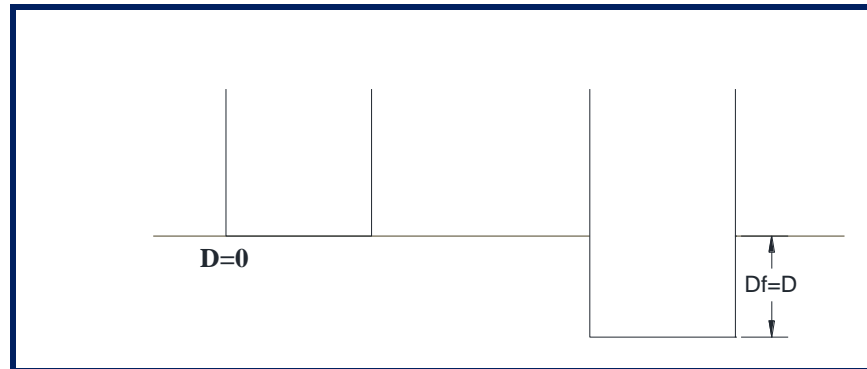
$$d_c = S_\gamma = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \cdot \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$d_c = d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \cdot \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

Teoría de Skempton:

La teoría de Skempton considera la profundidad de penetración de la cimentación en el estrato de apoyo “D”. (Rico & Castillo,1999).

Figura N° 2: Influencia de la profundidad de desplante en el valor de N_c .



Skempton plantea que:

$$q_c = cN_c + \gamma D_f$$

Para lo cual plantea que el factor N_c no es independiente de D_f , el cual está dado por la relación D/B .

Donde :

- D : profundidad de cimiento embebido en estrato resistente del suelo
- B : dimensión de cimiento (ancho)

Figura N° 3: Valores de N_c según Skempton.

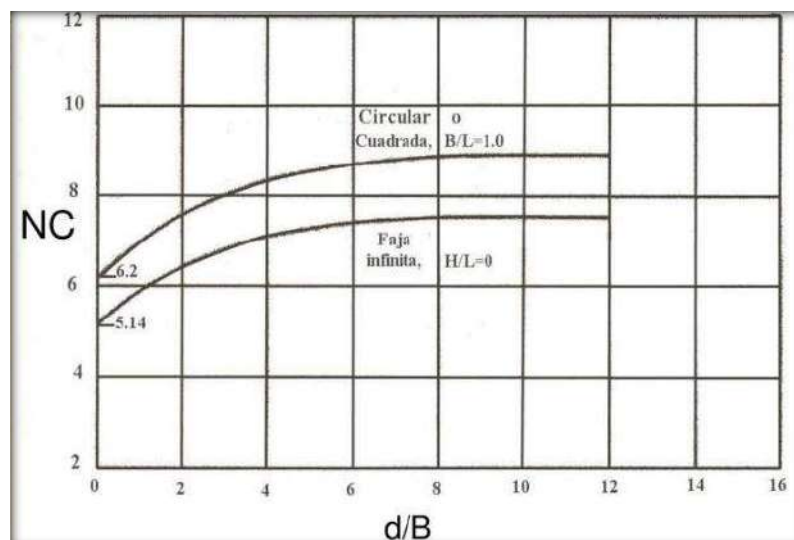


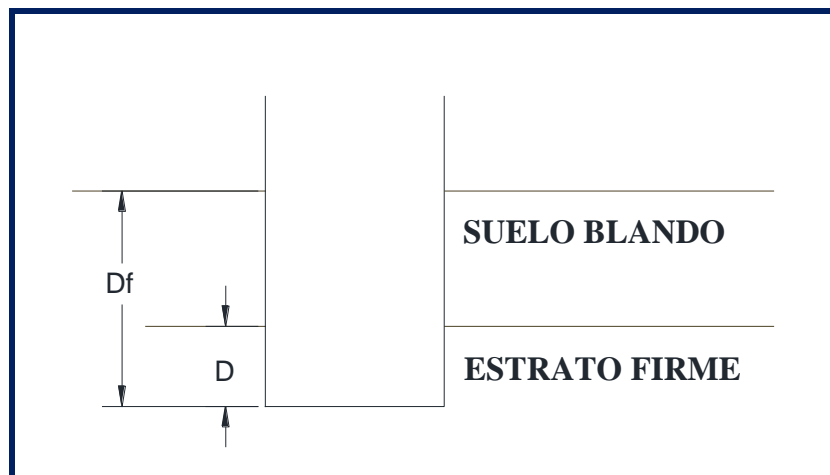
TABLA N°05

Tabla N° 5: Valores del factor N_c – Skempton.

D/B	N_c Cuadrada	N_c Continuo
0.00	6.2	5.14
0.25	6.7	5.60
0.5	7.1	5.90
0.75	7.4	6.2
1.00	7.7	6.40
1.50	8.10	6.802
2.00	8.40	7.00
2.50	8.60	7.20
3.00	8.80	7.40
4	9.00	7.50
>4	9.0	7.50

A continuación, se detalla la diferencia entre D y D_f .

Figura N° 4: Distinción entre el D_f y el D.



REQUISITOS FUNDAMENTALES:

Son los requisitos necesarios para establecer para poder satisfacer una cimentación.

➤ **Tener un factor de seguridad (FS)**

El factor de seguridad debe ser mayor de 2 contra la falla por resistencia al esfuerzo cortante.

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

q= carga de la superestructura por área unitaria de la cimentación

El factor de seguridad debe ser por lo menos 3 en todos los casos

➤ **Tener un Asentamiento tolerable**

❖ **Según Terzaghi:**

El asentamiento promedio admisible de las cimentaciones de una edificación convencional será:

$$S_{adm} = 25mm$$

➤ **Según la Norma E – 050:**

En el artículo 19.1 El asentamiento Diferencial no debe ocasionar una distorsión mayor que la indicada en la tabla 8 del RNE. Que a continuación se muestra.

En el caso de suelos granulares el asentamiento diferencial se puede estimar como el 75% del asentamiento total.

Figura N° 5: Asentamiento Diferencia (RNE- E050).

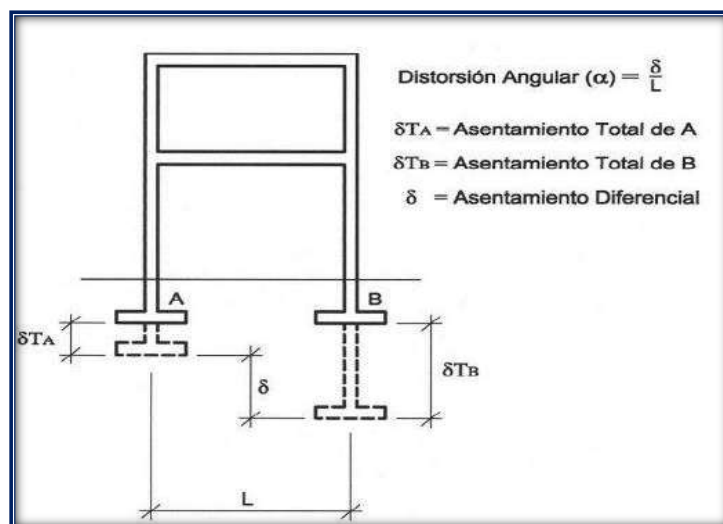


Tabla N° 6: Distorsión Angular.

DISTORSIÓN ANGULAR=α	
A=δ/L	DESCRIPCIÓN
1/150	Límite en el que se debe esperar daño estructural en edificios convencionales.
1/250	Límite en que la pérdida de verticalidad de edificios altos y rígidos puede ser visible.
1/300	Límite en que se debe esperar dificultades con puentes grúas.
1/300	Límite en que se debe esperar las primeras grietas en paredes.
1/500	Límite seguro para edificios en los que no se permiten grietas.
1/500	Límite para cimentaciones rígidas circulares o para anillos de cimentación de estructuras rígidas, altas y esbeltas.
1/650	Límite para edificios rígidos de concreto cimentados sobre un solado con espesor aproximado de 1.20m.
1/750	Límite donde se esperan dificultades en maquinaria sensible a asentamientos.

Fuente: Tabla N° 8 distorsión Angular $=\alpha$ (Norma E-050)

La cimentación:

Al conjunto de distintos elementos estructurales que tienen como función transmitir las cargas de la edificación o los elementos apoyados al suelo se le denomina “cimentación”.

Estos elementos distribuyen las cargas de forma tal que no debe superar el esfuerzo admisible del terreno, ni tampoco que se generen cargas zonales.

Los elementos estructurales que componen la cimentación será proporcionalmente de mayor dimensión que las columnas o muros, esto a razón de que la resistencia del suelo es por lo general menor que el concreto, con ello se reducirá y equilibrará los esfuerzos transmitidos al suelo, (Harmsen, 2005).

Criterios para elegir el tipo de cimentación:

Esfuerzo permisible transmitido:

Los esfuerzos que genera estructura debe ser menor del esfuerzo admisible que soporta el suelo, para poder evitar asentamiento. (ALVA,1998)

1) El FS por capacidad portante(FS=factor de seguridad):

Se deberá estimar cual es la capacidad portante del terreno para así mantener un factor de seguridad de (2-4), para poder controlar el asentamiento. (ALVA,1998)

2) Movimientos permisibles:

Es el criterio más importante del diseño, como que movimiento puede tolerar la estructura y como predecir el movimiento de la estructura (ALVA,1998)

Cimentaciones superficiales:

Según (Harmsen, 2005), se identifica como una cimentación superficial o también cimentación poco profunda al elemento que tiene una profundidad no mayor a dos veces su ancho.

A continuación, se describen tipos de cimentación superficial:

Zapatas aisladas:

Son elementos estructurales cuadrados o rectangulares, soportan las cargas de una columna que reciben de las estructuras superiores al suelo a través de las zapatas aisladas (ORTEGA, 2015).

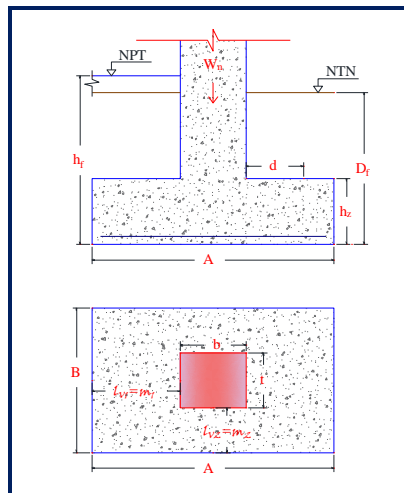
1. Zapata aislada y centrada:

Diseño:

a) Dimensionamiento en planta:

Se deberá considerar las cargas de servicio, por lo que no se deberá factorar las cargas.

Figura N° 6: Modelo de zapata en Planta.



$$A_{zap} = \frac{P}{\sigma_n}$$

De la Cuál se tiene que:

$$T = \sqrt{A_z} + \frac{(b - t)}{2}$$

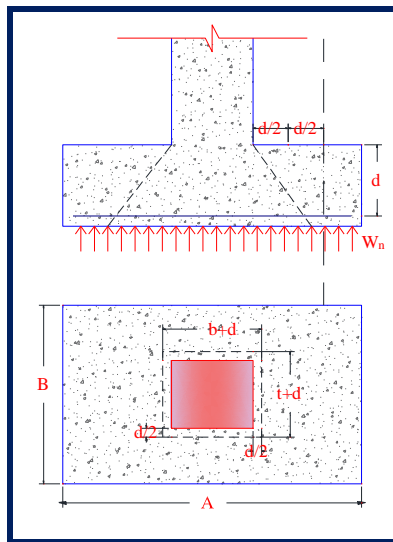
$$S = \sqrt{A_z} + \frac{(b + t)}{2}$$

b) Dimensionamiento en elevación:

Para determinar el peralte efectivo la estructura deberá soportar el corte por punzonamiento, para lo cual se deberá trabajar con las cargas factoradas.

Cortante por Punzonamiento

Figura N° 7 Modelo de zapata elevación.



Se verifica la distancia “d/2” de la cara de la columna

$$W_{nu} = \frac{P_u}{A_{zap}}$$

$$V_u = P_u - W_{nu}(b + d)x(t + d)$$

V_u = Cortante por punzamiento actuante

V_c = Resistencia al cortante por punzamiento en el concreto

$$V_c = 0.27 \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_0 d \leq 1.06 \sqrt{f'_c} b_0 d \text{ (Kg y cm)}$$

donde:

$$\beta_c = \frac{D_{mayor}}{D_{menor}}, \beta_c \leq 2 \rightarrow V_c = 1.06 \sqrt{f'_c} b_0 d$$

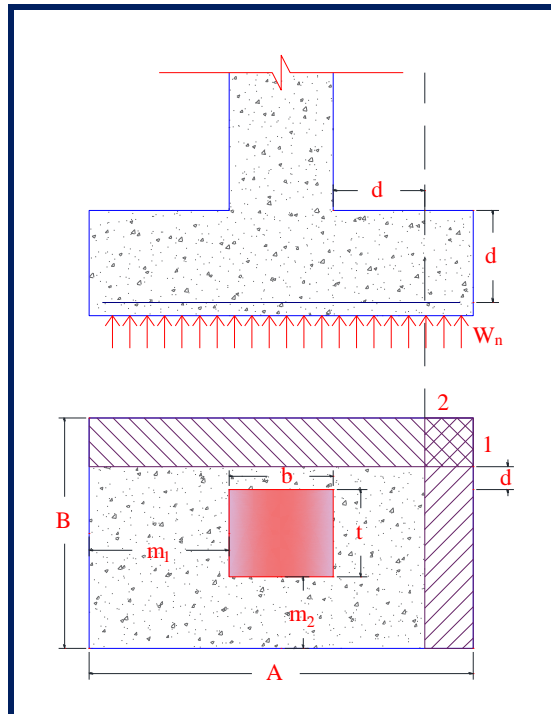
$b_0 = 2(b+d) + (t+d)$ (perímetro de los planos de falla)

Debe cumplir:

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

Cortante por Flexión:

Figura N° 8: Modelo de zapata en elevación, para verificar la distancia “d”.



Se verifica la distancia “d” de la cara a la columna.

$$V_{C1-1} = \frac{q_n A (m - d)}{A d} = \frac{q_n (m - d)}{d}$$

$$V_{C2-2} = \frac{q_n B (m - d)}{B d} = \frac{q_n (m - d)}{d}$$

V_{uc} = Esfuerzo permisible de corte por flexión

$$V_{uc} = \phi 0.53 \sqrt{f' c} b_w d \quad \phi = 0.85$$

Debe de Cumplir:

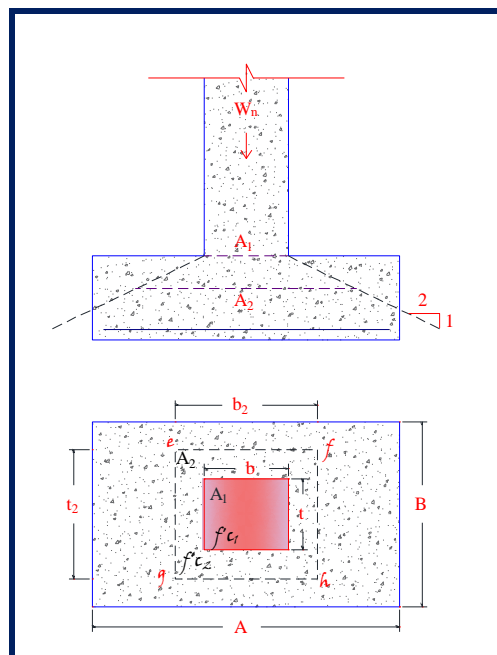
$$V_c \leq V_{uc}$$

c) **Verificación por transferencia de esfuerzos:**

La transferencia a las zapatas de las cargas y de los momentos en la base de las columnas se realizan por apoyo sobre: el concreto reforzado y/o dowells. No se debe superar la resistencia de aplastamiento del concreto cuando se aplica el esfuerzo de contacto entre la zapata y columna.

Se considera para columna un $\phi=0.85 f'_c$ para la resistencia de aplastamiento del concreto.

Figura N° 9: Modelo de zapata en elevación, para verificar la resistencia de aplastamiento.



$$\text{Para la zapata: } \phi (0.85 f'_c) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}, \text{ siendo } \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

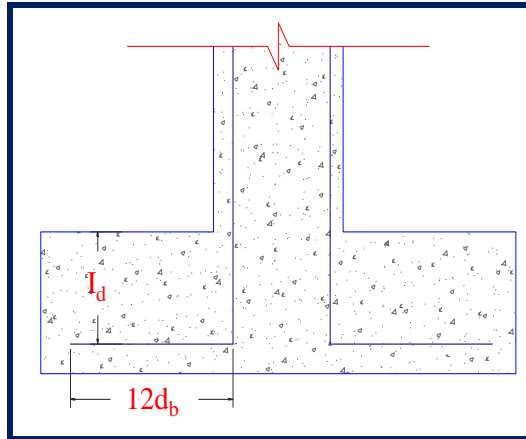
A_1 = el área o zona cargada de esfuerzos

A_2 = el área mayor en zapata, similar a las dimensiones de columnas $A \times B$

$\phi = 0.70$ (valor considerado en columna con estribos)

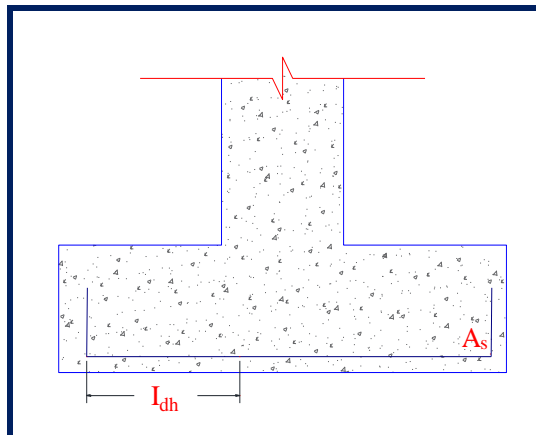
d) Verificación de adherencia y longitud de desarrollo

Figura N° 20: Modelación de zapata en elevación, para la verificación de adherencia y longitud de desarrollo.



$$I_d \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.24f_y}{d_b \sqrt{f'c}} \\ (0.043f_y)d_b \\ 20cm \end{array} \right\}$$

Figura N° 21: Modelación de zapata en elevación, para la verificación de adherencia y longitud de desarrollo I_{dh} .



$$\left[\frac{f_y}{1.1 \sqrt{f'c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s \lambda}{(cb + Ktr)} \right] db$$

El término $\left(\frac{cb+Ktr}{db}\right)$ no debe tomarse mayor a 2.5 y

$$Ktr = \frac{Atr fyt}{10sn}$$

Donde:

n: cantidad de varillas empalmadas en splitting(plano de hendimiento)

cb: mínima distancia entre:

- centro de varilla hacia la superficie del concreto.
- El medio de la separación entre varilla y varilla
- Se debe considerar varillas superiores a las que están sobre 300mm o más de concreto fresco

Ktr=0, Si es simplificación del diseño, pese a tener refuerzo transversal

A continuación, se presenta factores que limitan las longitudes o empalmes en tracción.

Tabla N° 7: Factores para las Longitudes de desarrollo.

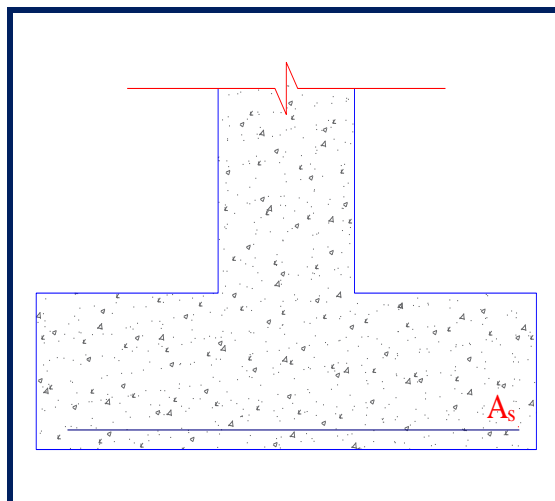
Factor	Condiciones	Valor
ψ_t	- Barras superiores	1.3
	- Otras barras	1.2
ψ_e	- Barras con tratamiento superficial epóxico y recubrimiento menor que 3db o espaciamiento libre menor que 6 db	1.5
	- Otras barras con tratamiento superficial epóxico.	1.2
	- Barras sin tratamiento superficial	1.0
ψ_s	- Barras de $\frac{3}{4}$ y menores.	0.8
	- Barras mayores de $\frac{3}{4}$	1.0
λ	- Concreto liviano.	1.3
	- Concreto de peso normal.	1.0

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E 0.60

Nota: el producto: ψ_t, ψ_s no necesita considerarse mayor

e) Cálculo del área de acero:

Figura N° 22: Modelo de zapata en elevación, para el cálculo del área de acero.



$$M_u = \frac{W_u S L_v^2}{2}$$

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

$$a = \frac{A_s f_y}{(0.85) f'_c b}$$

Donde:

A_s : Área total del acero.

a : Área del acero para la parte central.

f_y : Esfuerzo fluencia del acero.

f'_c : Resistencia del Concreto.

ϕ : 0.90

Zapata aislada excéntrica:

CASOS:

1) La excentricidad del elemento con $e < T/6$

En este caso corresponde que el esfuerzo de compresión que se ejerce en elemento sea mayor que el esfuerzo a flexión.

Figura N° 10: Modelamiento de zapata en elevación, de los esfuerzos de flexión.

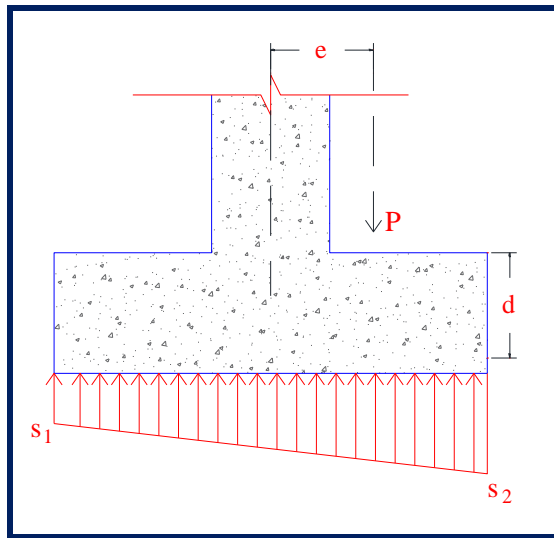
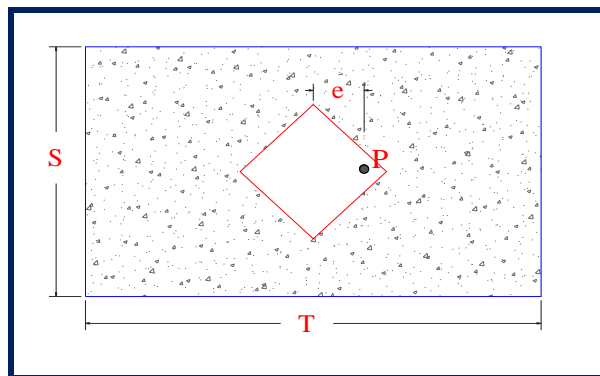


Figura N° 11: Modelamiento de zapata en elevación, de la carga P.



$$\sigma_{1,2} = \frac{P}{A_z} \pm \frac{M_C}{I}$$

Donde:

$$\frac{P}{A_z} > \frac{M_C}{I}$$

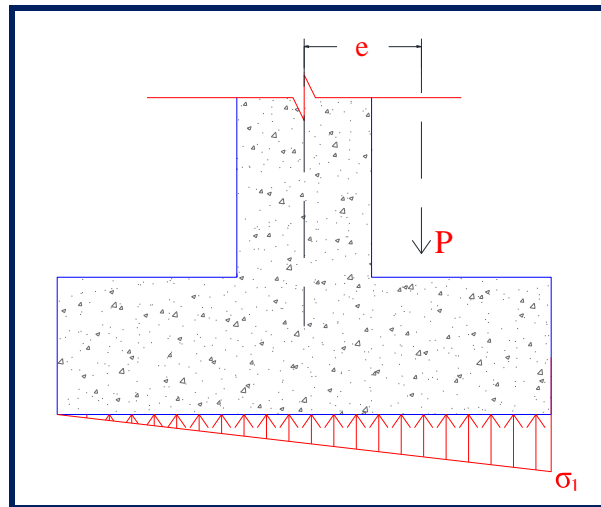
$$\sigma_1 = \sigma_{max} = \frac{P}{A_z} + \frac{P_e(T/2)}{ST^3/12}$$

$$\sigma_1 = \frac{P}{A_z} + \frac{6P_e}{ST^2}$$

$$\sigma_2 = \sigma_{min} = \frac{P}{A_z} + \frac{6P_e}{ST^2}$$

2) La excentricidad del elemento con $e = T/6$

Figura N° 12: Modelamiento de zapata en elevación, de la excentricidad $e=t/6$.

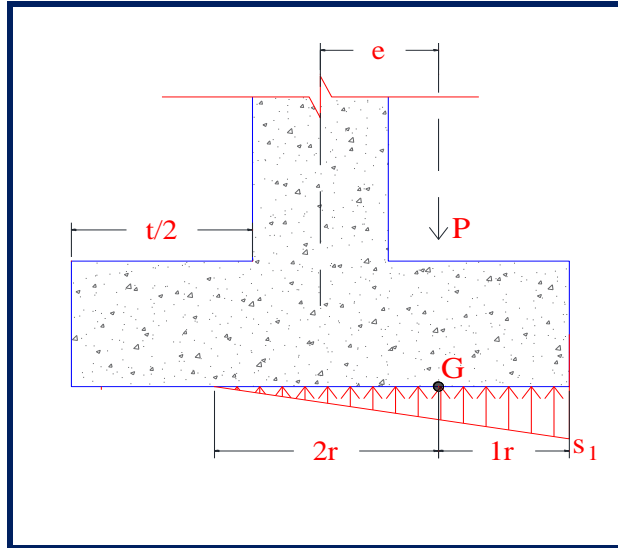


$$\frac{M_C}{I} = \frac{P_{ec}}{I} = \frac{P(\frac{T}{6})(\frac{T}{2})}{S(\frac{T^3}{12})} = \frac{P}{ST} = \frac{P}{A_z}$$

$$\sigma_1 = 2 \frac{P}{A_z}, \sigma_2 = 0$$

3) La excentricidad del elemento con $e > T/6$

Figura N° 13: Modelamiento de zapata en elevación, de la excentricidad $e > t/6$.



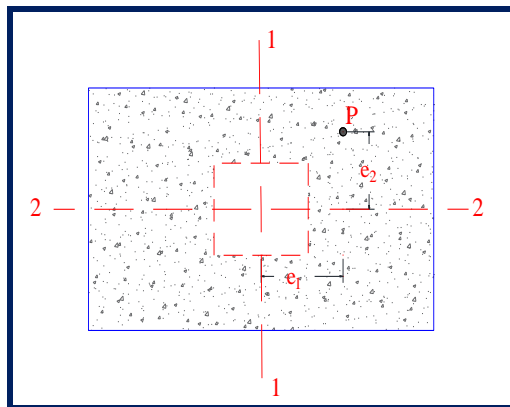
$$r = T/2 - e$$

$$P = 1/2(3r)\sigma_1 S$$

$$\sigma_1 = \frac{2P}{3rS} = \frac{2P}{3\left(\frac{T}{2} - e\right)}$$

4) Excentricidad alrededor de dos ejes (Carga Biaxial)

Figura N° 14: Modelamiento de zapata en planta, de la excentricidad de 2 ejes.



$$\sigma_{max} = \frac{P}{A_z} + \frac{P_{e1}c_1}{I_1} + \frac{P_{e2}c_2}{I_2}$$

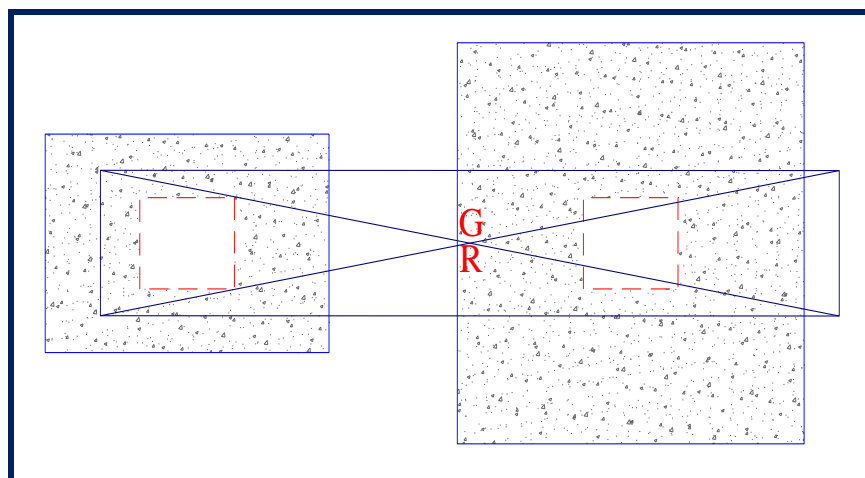
1) Zapatas combinadas:

Son zapatas las cuales albergan a dos o más columnas, se utiliza cuando las distancia entre columnas son cortas o cuando la capacidad portante del suelo es baja como también, resultando una zapata de gran área la cual ocasiona que estas se traslapan. (Harmsen, 2005).

a. Para columnas próximas entre sí

Cuando se presenta esta condición, necesariamente se debe utilizar este tipo de zapatas aisladas, pueden traslaparse y también pueden resultar tener proporciones muy elevadas, resultando costosas

Figura N° 15: Modelamiento de zapata en planta, zapata combinada.

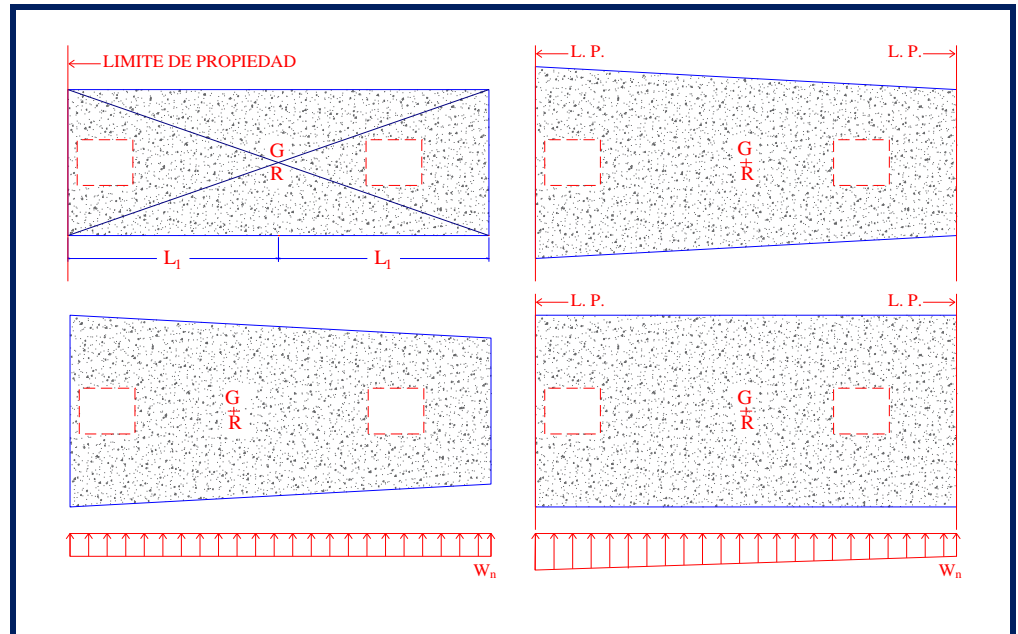


Se recomienda en este caso, que se ha de hacer coincidir el punto de aplicación de las cargas actuantes con el centro de gravedad de una zapata combinada para lograr que la reacción en ella sea uniformemente repartida en el terreno.

b. Para columnas exteriores próximas a límite de propiedad

Se recomienda en este caso, que para fijar las dimensiones de la zapata teniendo en cuenta el punto “G”, de tal forma que se logre tener una reacción uniformemente repartida en el terreno.

Figura N° 16: Modelamiento de zapata en planta, Centro de gravedad en una zapata combinada.



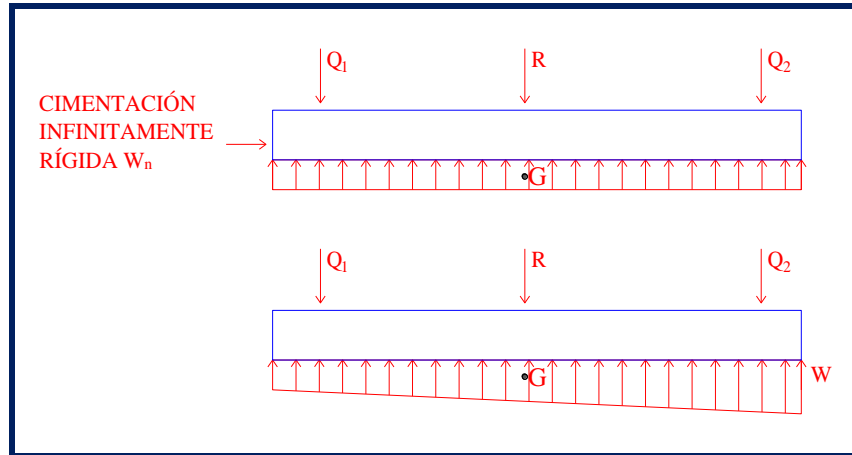
Cuando se diseña una zapata combinada se utiliza el método convencional:

Usando el Método Rígido :

Se debe plantear las hipótesis siguientes:

- La zapata presenta rigidez infinita
- La deflexión de la zapata no influye en la distribución de presiones
- Considerar que el terreno distribuye en línea recta su presión o se posiciona sobre una superficie completamente plana.

Figura N° 17: Modelamiento de zapata en elevación, para una carga infinita W_n .

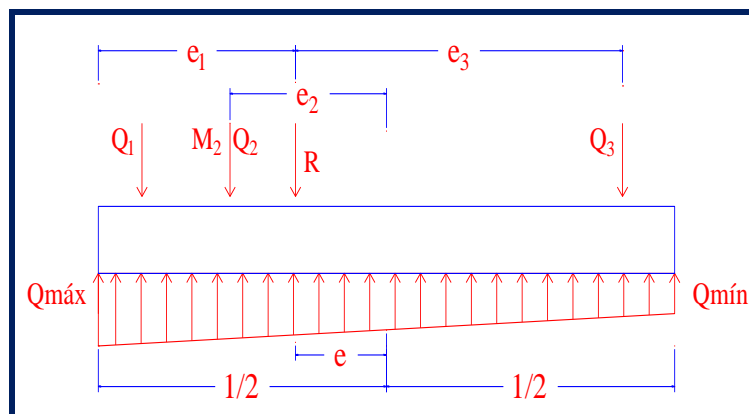


c. Procedimiento para el diseño de zapatas combinadas por método convencional:

Se tiene las siguientes consideraciones:

- Definir la posición y su magnitud de la resultante de cargas actuantes “R”.
- $$R = \sum Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots$$
- Ha de considerarse el efecto del momento si la columna se ve sometida a momentos flexionantes.
 - Definir como se distribuyen las presiones
 - Definir las dimensiones de la cimentación (ancho)
 - Elaborar el diagrama de esfuerzos cortantes.
 - Elaborar el diagrama de los momentos flectores
 - Realizar el diseño de la cimentación idealizando esta como una viga continua
 - Realizar el diseño de la cimentación de forma transversal equivalente a una zapata aislada

Figura N° 18: Modelamiento de zapata en elevación, para una carga Qmáx y Qmín.



$$e = \frac{Q_1 e_1 + Q_2 e_2 - Q_3 e_3 - M_3}{R}$$

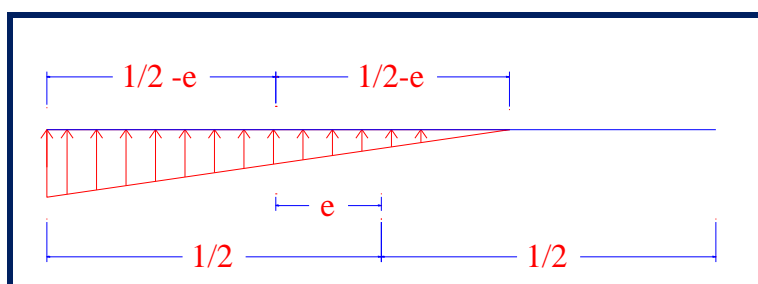
Sí $e \leq \frac{L}{6}$

$$q_{1,2} = \frac{R}{L} (1 \pm 6e/L)$$

Sí $e \geq \frac{L}{6}$

$$q_{1,2} = \frac{2R}{3(\frac{1}{2} - e)}$$

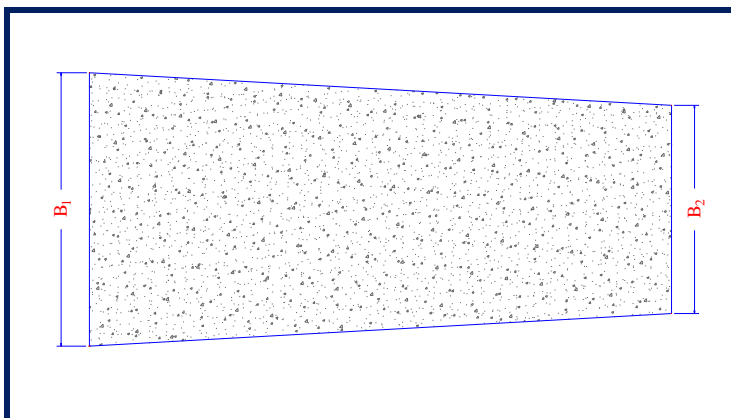
Figura N° 19: Modelamiento de esfuerzos en una zapata combinada con excentricidades.



Determinación del ancho de la cimentación

$$B_1 = q_1 / \sigma_n = \frac{t/m}{t/m^2} \rightarrow (m)$$

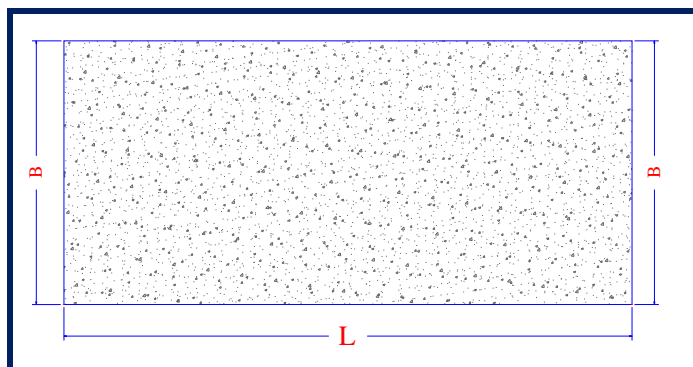
Figura N° 20: Modelamiento de zapata en planta, para área de cimentación.



q está expresando en t/ unidad de longitud de la cimentación

Si $e = 0$

Figura N° 21: Modelamiento de zapata en planta, para área de cimentación si $e=0$.



Las zapatas conectadas

Este tipo de zapata se forma cuando reúnes zapatas excéntricas con zapatas interiores, esa unión se logra con el uso de una viga rígida la cual permite tener el control de la rotación de la zapata excéntrica y que corresponde a la columna perimetral. Si se aprecia desde un punto de vista estructural se estaría ante dos zapatas aisladas: una excéntrica (al límite de la propiedad) la que se diseña condicionada a la presión uniformemente repartida al terreno que produce el momento de flexión por la carga de dicha columna y de la fuerza resultante de las

presiones que no coinciden es resistido por la viga rígida que se encarga de unir las columnas que conforman la zapata conectada.

Para logara una compatibilidad entre el modelo estructural que se idealiza y la viga de conexión esta última debe ser bastante rígida. La viga de conexión no debe de apoyarse en el terreno o que se ubica que por debajo del elemento de conexión para no soporte su peso propio. Generalmente ha de usarse anchos entre 30 o 40 centímetros, siendo esta consideración de importancia baja para el análisis estructural (Morales , 2000)

Dimensionando la viga de conexión

$$h = \frac{L_1}{7}$$

$$b = \frac{P_1}{31.L_1} \geq \frac{h}{2}$$

donde:

L_1 = distancia entre columnas: interior y exterior

P_1 = la carga ultima total de columna exterior

Dimensionando la zapata exterior

Figura N° 225: Modelamiento de zapata en planta, zapata conectada.

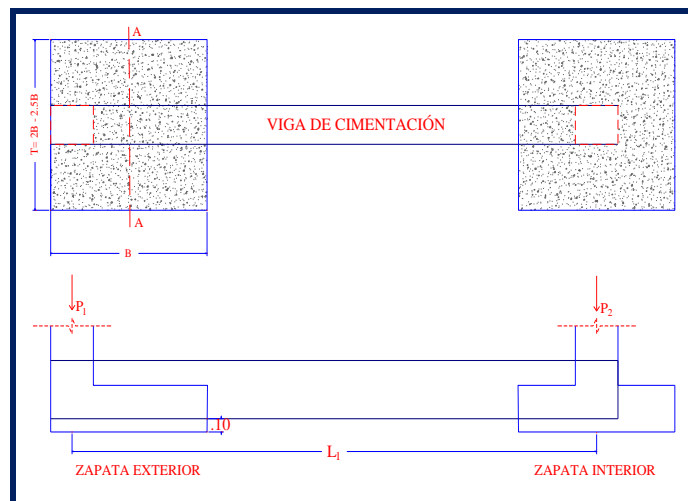
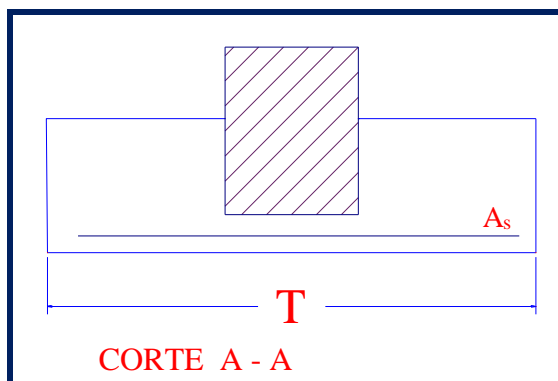


Figura N° 23: Modelamiento de zapata en elevación, zapata conectada corte A-A.



Se debe tomar en cuenta que al ser exterior realizará la transferencia de su carga hacia la viga rígida, para ello la zapata actúa como una losa maciza en voladizo para los dos lados de la viga de conexión

Es recomendable que se dimensione en planta teniendo en consideración que existe una dimensión transversal con un valor de 2 o en algunos casos hasta 2.5 veces la longitud que tiene en la dirección que se produce la excentricidad. Según (Morales, 2000)

Losa de cimentación:

Es un elemento estructural conformado por concreto y se utiliza como elemento de conexión entre columnas que están alineadas con el suelo de la base. Puede ser utilizada donde la capacidad de carga es muy baja y/o que las cargas que soportan las columnas sean elevadas tanto que ocupan más del 50% de la zona que se aprecia cubierta por cimentaciones convencionales. Según (Ortega, 2015)

Figura N° 24: Modelamiento de zapata en planta y elevación, de una platea de cimentación corte A-A corte B-B.

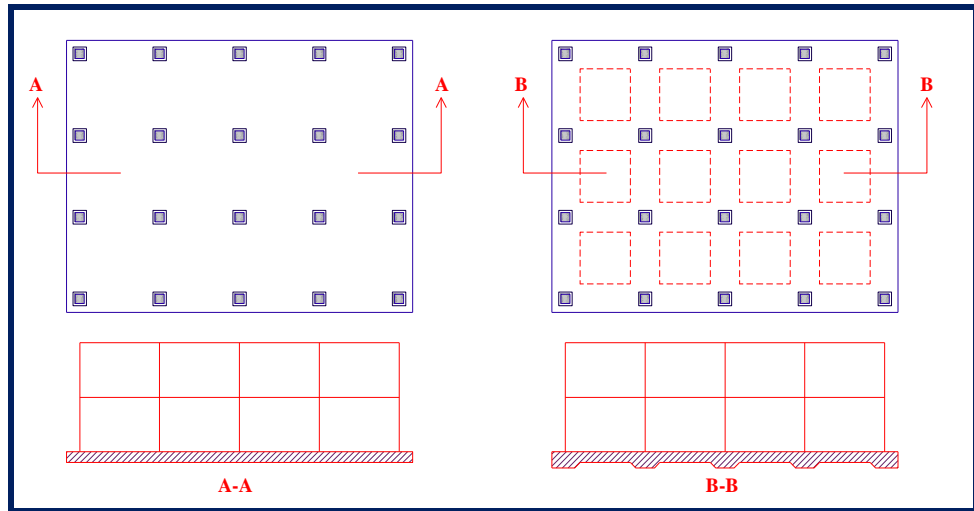
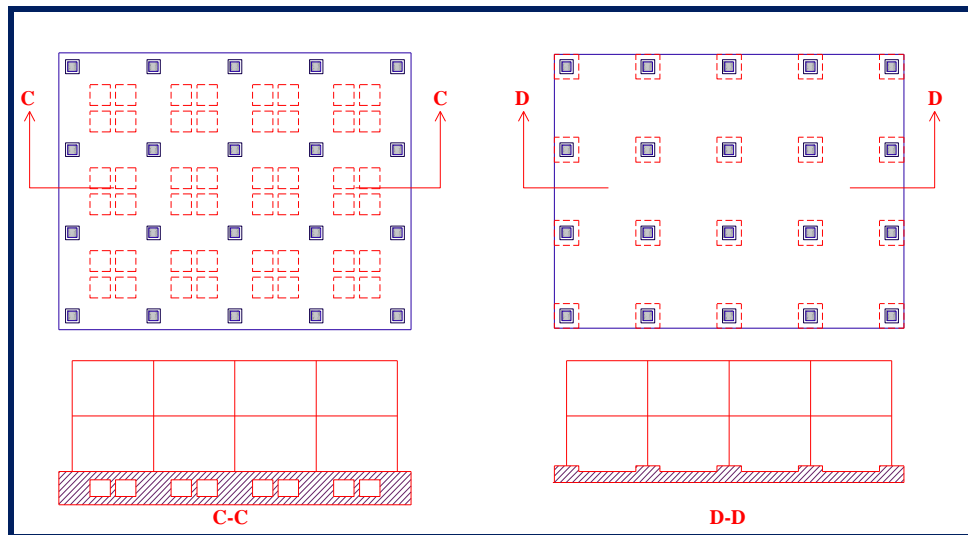


Figura N° 25: Modelamiento de zapata en planta y elevación, de una platea de cimentación corte C-C corte D-D.



Consideraciones:

Las columnas están distanciadas a un espacio igual entre unas y otras y tanto en sentido X-X como en el sentido Y-Y, la variación de las dimensiones de las columnas no debe ser superior a 20%.

$$q = R \left(\frac{1}{A} \pm \frac{e_x X}{I_y} \pm \frac{e_y Y}{I_x} \right)$$

Donde :

R : carga de columnas

A : el área de losa

El momento de inercia considerado para “X” e “Y”.

$$I_x = \frac{LB^3}{12}; I_y = \frac{BL^3}{12}$$

Donde:

$I_x ; I_y$: Momento de inercia en x e Y (en planta de losa)

$e_x ; e_y$: la excentricidad vertical

1.1. VARIABLES:

Tabla N° 8: La matriz de consistencia de las variables de estudio.

Variables de estudio	La definición conceptual	La definición operacional	Dimensiones
Diseño de Cimentación para edificio de 7 pisos.	Proceso de análisis de los elementos estructurales que componen la llamada cimentación siendo esta definida como el agrupamiento de elementos diversos estructurales que tiene por objeto primordial la transmisión de las cargas actuantes del edificio o de los elementos como columnas que ellas descansa sobre el suelo de forma que se haga con una distribución uniforme y que no supere la capacidad admisible del terreno ni tampoco se generen cargas zonales	La cimentación es el diseño de las estructural las cuales se diseñarán utilizando el siguiente proceso: 1. Determinar el tipo de Suelo. 2. Diseñar las estructuras, utilizando el RNE.	Tipo de suelo. Tipos de Diseños. Diseño Conveniente.

1.2. HIPÓTESIS

Con los criterios técnicos estructurales se podrá diseñar una cimentación apropiada para un edificio de 7 pisos en el barrio de Nicrupampa en la Ciudad de Huaraz.

OBJETIVOS

Nuestra investigación tiene como objetivo general : Proponer un diseño de cimentación para un edificio de 7 pisos en el barrio de Nicrupampa.

Para lo cual desarrollaremos los siguientes objetivos específicos

- Determinar el tipo de suelo que existe en el barrio de Nicrupampa en la ciudad de Huaraz.
- Analizar los diferentes diseños de una cimentación para un edificio de 7 pisos en el barrio de Nicrupampa en la ciudad de Huaraz.
- Verificar el diseño más apropiado de cimentación para un edificio de 7 pisos en el barrio de Nicrupampa en la ciudad de Huaraz.

II. METODOLOGÍA

Tipo y Diseño de Investigación.

Tipo de Investigación:

Por el tipo de análisis de los datos, la Investigación es de nivel Descriptivo, con los datos obtenidos permiten realizar una propuesta de diseño de cimentación.

La investigación es cuantitativa, porque los datos obtenidos son numerales, obtenidos a través de los ensayos de laboratorio, para obtener y calcular los diseños de cimentación se hizo de distinto software como es el Etabs y Safe.

Diseño de Investigación:

El diseño es descriptivo porque describe las características del suelo del barrio de Nicrupampa la parte teórica acerca del tipo de suelo y diseñar una de cimentación verificando el mejor comportamiento estructural con ayuda de softwares como el Etabs y Safe

Población y Muestra.

Población:

Para la presente investigación, la población está ubicada en la Av. Las Flores N° 421 en el barrio de Nicrupampa –Independencia – Huaraz.

Muestra:

La muestra está constituida por tres (3) estudios de suelo que se realizarán en el lugar de estudio.

Técnicas e Instrumentos de Investigación.

Técnicas:

La técnica utilizada fue la observación directa, del análisis de los datos resultantes del software (Safe), los cuales se tomaron de del diseño de cimentación de las estructuras.

Instrumentos:

Los instrumentos de recolección de datos en toda la investigación fueron plantillas elaboradas en Excel y posteriormente introducida al Sotware.

Las plantillas utilizadas:

- Plantilla de pre dimensionamiento de estructuras.
- Ensayos de granulometría.
- Contenido de Humedad.
- Ensayo de corte directo.
- Capacidad Portante.

III. RESULTADOS

En este capítulo se da a conocer los resultados de los estudios de mecánica de suelos, como los diseños de cimentación tanto de zapatas aisladas como zapatas combinadas y losa de cimentación.

Estudio de mecánica de suelos (EMS):

Muestra:

a) CALICATAS:

A continuación, se detallan, las muestras obtenidas para el presente estudio:

Tabla N° 07 : calicatas de estudio

Calicata	Profundidad (m) a cielo abierto	Muestras extraídas
C -01	3.00m	1
C-02	3.00m	1
C-03	3.00m	1

b) NIVEL FREÁTICO

Hasta los niveles de exploración no se encontró la presencia de nivel freático en la zona de estudio.

Ensayos de laboratorio:

Se han realizados 3 exploraciones a cielo abierto, de las calicatas C-01, C-02 y C-03, las cuales se han sido procesadas en el laboratorio de Suelos de la Universidad San Pedro, dando como resultados lo siguiente:

A) Contenido de humedad:

➤ Muestra N° 01:

Para la muestra se obtuvo un resultado de un promedio de, 17.44%

➤ Muestra N° 02:

Para la muestra se obtuvo un resultado de un promedio de, 15.86%

➤ Muestra N° 03:

Para la muestra se obtuvo un resultado de un promedio de, 4.66%

B) Análisis granulométrico:

Se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla N° 9: Resultado del análisis granulométrico de las muestras realizadas.

<i>Calicata</i>	<i>Granulometría</i>		
	<i>% que pasa</i>		
	<i>N° 10</i>	<i>N° 40</i>	<i>N° 200</i>
<i>M - 1</i>	95.90%	84.50%	63.90%
<i>M - 2</i>	96.30%	87.20%	67.00%
<i>M - 3</i>	84%	57%	32%

Fuente: Ensayos de Laboratorio USP – Albornoz -2023

C) Límites de consistencia:

Las muestras arrojaron una plasticidad 0, con lo que demuestra un suelo NO PLASTICO.

D) CLASIFICACIÓN AASHTO:

➤ Muestra N° 01:

Limo orgánico de baja plasticidad arenoso **ML**

- Muestra N° 02:
Limo orgánico de baja plasticidad arenoso **ML**

- Muestra N° 03:
Arena limosa **SM**

CORTE DIRECTO

- Muestra N° 01:
Angulo de fricción interna de 22.06°
Una cohesión de **0.299 Kg/cm²**
- Muestra N° 02:
Angulo de fricción interna de 18.91°
Una cohesión de **0.322 Kg/cm²**
- Muestra N° 03:
Angulo de fricción interna de 17.35°
Una cohesión de **0.375 Kg/cm²**

Determinación de la capacidad portante

Con los datos obtenidos en el laboratorio del Estudio de Mecánica de Suelos las cuales fueron tres (03) muestras se procedió a realizar el cálculo de la capacidad portante para lo cual se utilizó el método de Terzaghi.

Se cálculo un promedio de los resultados obtenidos de las muestras las cuales se detallan a continuación.

Tabla N° 10: Características del suelo de estudio. C-1

Características del Suelo		
Estrato de Apoyo	: ML	Limo orgánico de baja plasticidad.
Ángulo de fricción Interna	: 22.06 °	0.385 rad
Cohesión	: 0.29 Kg/cm²	C= 2.90 Ton/m ²
Peso unitario de suelo SOBRE el nivel de fundación	: 1.80 gr/cm³	g = 0.0018 Kg/cm ³
Peso unitario de suelo BAJO el nivel de fundación	: 1.60 gr/cm³	g = 0.0016 Kg/cm ³
Profundidad de Calicata	: 3.00m	Df = 300.00 cm
Ancho de cimentación	: 0.60 m	
Largo de cimentación	: 1.00m	
Factor de seguridad	: 3.00	

Fuente: Ensayos de Laboratorio USP – Alborno -2023

Tabla N° 11: Características del suelo de estudio. C-2

Características del Suelo		
Estrato de Apoyo	: ML	Limo orgánico de baja plasticidad.
Ángulo de fricción Interna	: 18.91 °	0.330 rad
Cohesión	: 0.32 Kg/cm²	C= 3.20 Ton/m ²
Peso unitario de suelo SOBRE el nivel de fundación	: 1.80 gr/cm³	g = 0.0018 Kg/cm ³
Peso unitario de suelo BAJO el nivel de fundación	: 1.60 gr/cm³	g = 0.0016 Kg/cm ³
Profundidad de Calicata	: 3.00m	Df = 300.00 cm
Ancho de cimentación	: 0.60 m	
Largo de cimentación	: 1.00m	
Factor de seguridad	: 3.00	

Fuente: Ensayos de Laboratorio USP – Alborno -2023

Tabla N° 12: Características del suelo de estudio. C-3

Características del Suelo		
Estrato de Apoyo	: SM	Arena limosa de baja plasticidad.
Ángulo de fricción Interna	: 17.35 °	0.303 rad
Cohesión	: 0.37 Kg/cm²	C= 3.70 Ton/m ²
Peso unitario de suelo SOBRE el nivel de fundación	: 1.80 gr/cm³	g = 0.0018 Kg/cm ³
Peso unitario de suelo BAJO el nivel de fundación	: 1.60 gr/cm³	g = 0.0016 Kg/cm ³
Profundidad de Calicata	: 1.30m	Df = 130.00 cm
Ancho de cimentación	: 0.60 m	
Largo de cimentación	: 1.00m	
Factor de seguridad	: 3.00	

Fuente: Ensayos de Laboratorio USP – Alborno -2023

Con la formula:

$$q_{ult} = C N_c S_c + g D_f N_q S_q + \frac{1}{2} g B N_g S_g$$

Donde:

q_{ult} : capacidad de carga ultima

N_q, N_c, N_g, tanΘ : factores de Carga

S_q, S_c y S_g : factores de forma

Con el ángulo de fricción interna se obtuvo los siguientes datos.

Tabla N° 12: Factores de capacidad de carga de la muestra.

Los factores de capacidad de carga de los elementos			
	C - 1	C - 2	C - 3
N q	16.443	16.443	16.443
N c	27.86	27.86	27.86
N γ	13.237	13.237	13.237
N q / N c	0.59	0.59	0.59
tanΘ	0.405	0.343	0.312

Fuente: Ensayos de Laboratorio USP – Alborno -2023

Se utilizaron las siguientes formulas según método de Terzaghi:

$$\mathbf{S q:} = 1 + (B/L) \tan\Theta$$

$$\mathbf{S c:} = (N q / N c) (B/L)$$

$$\mathbf{S g:} = 1 - 0.4 (B/L)$$

Tabla N° 13: Factores de forma de la muestra.

Los factores de forma de carga de los elementos			
	C - 1	C - 2	C - 3
Sq	1.405	1.343	1.312
S c	0.354	0.354	0.354
S g	0.760	0.760	0.760

Fuente: Ensayos de Laboratorio USP – Alborno -2023

Se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla N° 14: Resultados de la capacidad admisible del suelo.

Capacidad admisible de las muestras de suelos			
	C - 1	C - 2	C - 3
q ult	52.89 tn/m ²	50.75 tn/m ²	49.72 tn/m ²
q ult	5.29 kg/cm ²	5.07 kg/cm ²	4.97 kg/cm ²
q adm	1.76 kg/cm ²	1.69 kg/cm ²	1.66 kg/cm ²

Para realizar el modelamiento estructural se trabajo con el promedio de la capacidad admisible.

Tabla N° 15: promedio de la capacidad admisible del suelo.

	C - 1	C - 2	C - 3
q adm	1.76 kg/cm ²	1.69 kg/cm ²	1.66 kg/cm ²
promedio		1.70 kg/cm ²	

MODELAMIENTO ESTRUCTURAL:

Características de la edificación:

Arquitectura:

La edificación está destinada para una vivienda multifamiliar la cual consta de 7 pisos más con una azotea en el último nivel,

- El Primer piso está dividido en dos departamentos y cada uno está dividido de la siguiente manera un dormitorio principal con baño propio, dos dormitorios simples con un baño compartido una sala comedor una cocina y una lavandería.
- Se tiene también un espacio de estacionamiento en la parte frontal y en la parte posterior se tiene un espacio para jardinería.
- Para los pisos superiores se tiene la siguiente división; por piso existen dos departamentos los cuales a su vez están cada uno está dividido de la siguiente manera un dormitorio principal con baño propio, dos dormitorios simples con un baño compartido una sala comedor, una cocina y una lavandería.
- Cuenta con una escalera y un ascensor para el tránsito vertical de la edificación.

Estructura:

La estructura está formada por elementos estructurales verticales y horizontales, las cuales a continuación se detallan:

- Se tiene columnas de diferentes dimensiones:
 - C-1, es una columna rectangular de 0.35x0.65m.
 - C-2, es una columna cuadrada de 0.50x0.50m.
 - C-3, es una columna rectangular de 0.25x0.50m.
 - C-4, es una columna en L cuyas dimensiones son de e= de 0.25m y de 0.80m por lado
- Se tiene una viga principal y una viga secundaria:

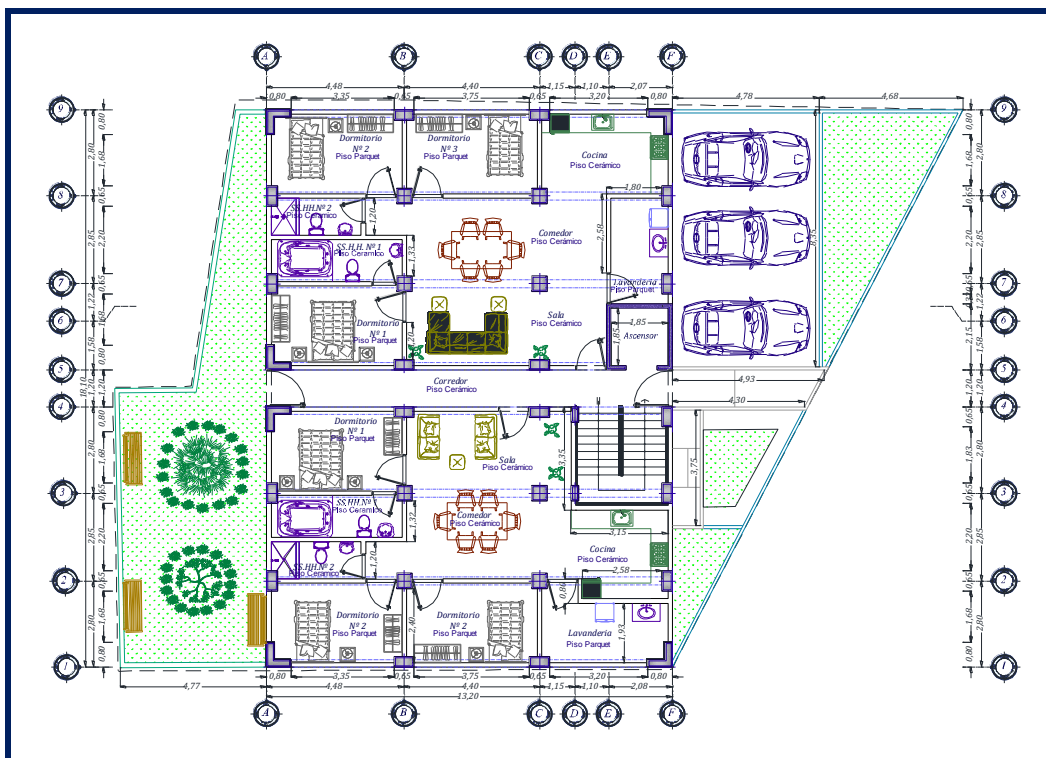
VP-01, es una viga principal de 0.25x0.50m

VS-01, es una viga secundaria de 0.25x0.50m

- El espesor de la losa aligerada es de 20 centímetros en todos los pisos del edificio
- Respecto a los materiales se utilizó en toda la edificación un concreto convencional con una resistencia a la compresión de 210 kg/cm² y acero de refuerzo corrugado con una fluencia de $F_y = 4200$ kg/cm²
- Se analizó la estructura haciendo uso de cargas equivalentes también cargas vivas y muertas que posteriormente se detallaran.

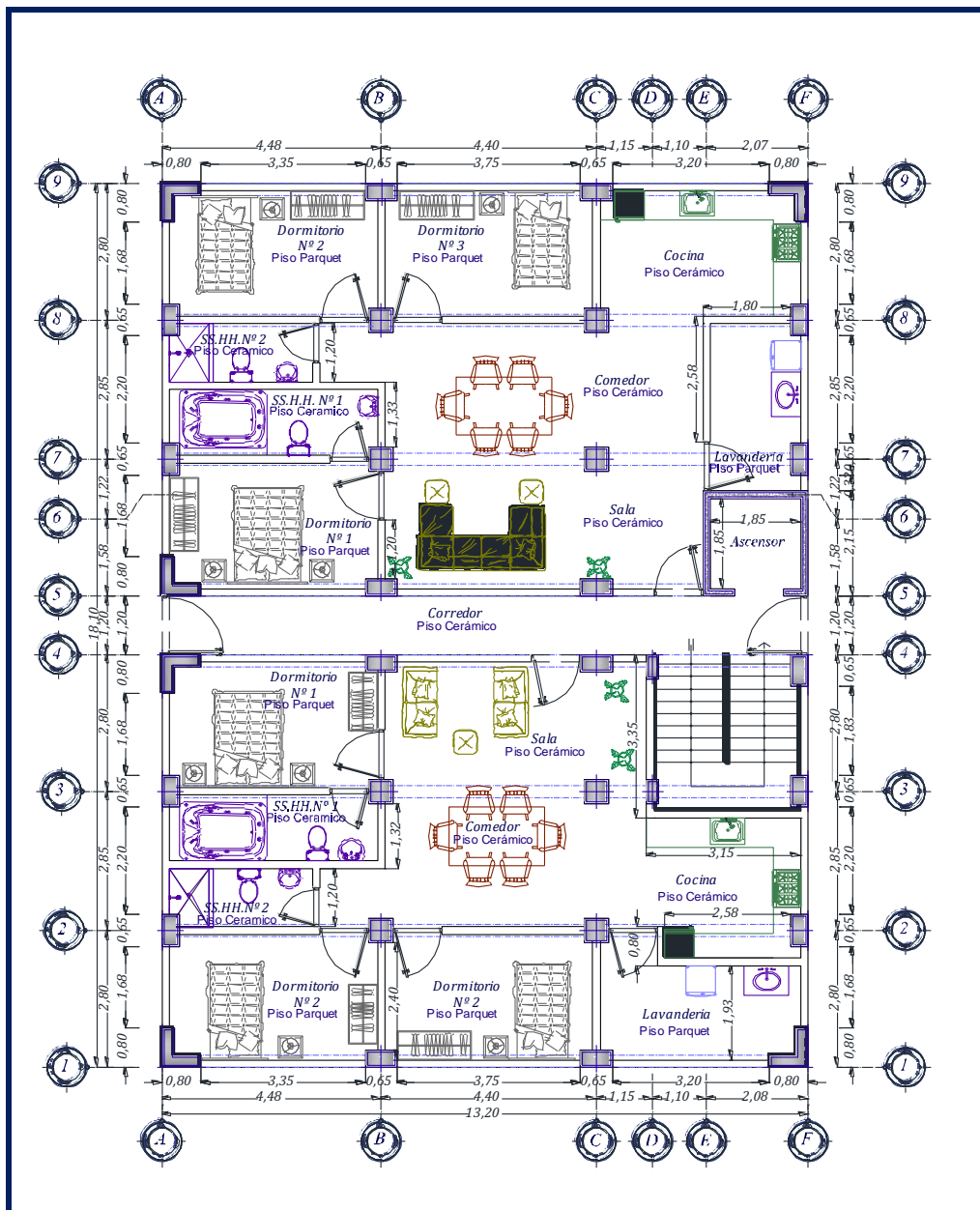
Se muestra a continuación las vistas de las distribuciones de los ambientes de la edificación en planos en planta:

Figura N° 26: Plano del Primer piso.



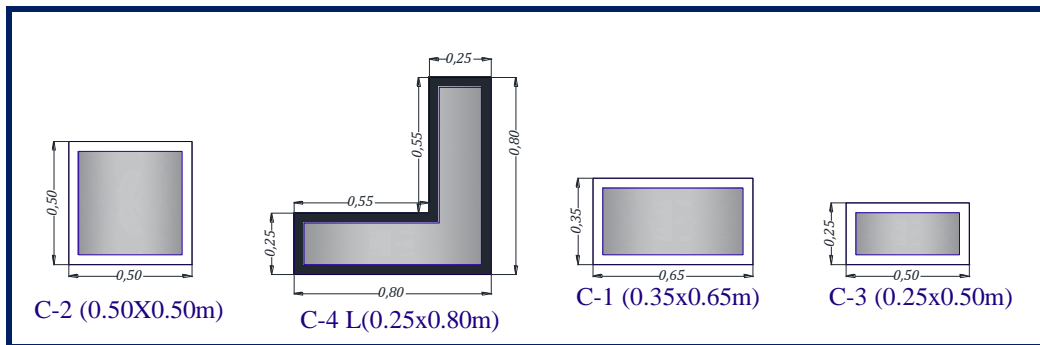
Fuente: Elaboración Propia

Figura N° 4027: Plano típico de los pisos superiores.



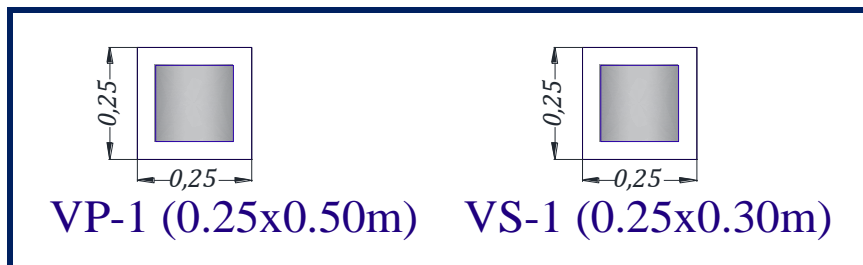
Fuente: Elaboración Propia

Figura N° 28: Secciones de Columnas.



Fuente: Elaboración Propia

Figura N° 29: Secciones de las Vigas.



Fuente: Elaboración Propia

Parámetros para el modelamiento:

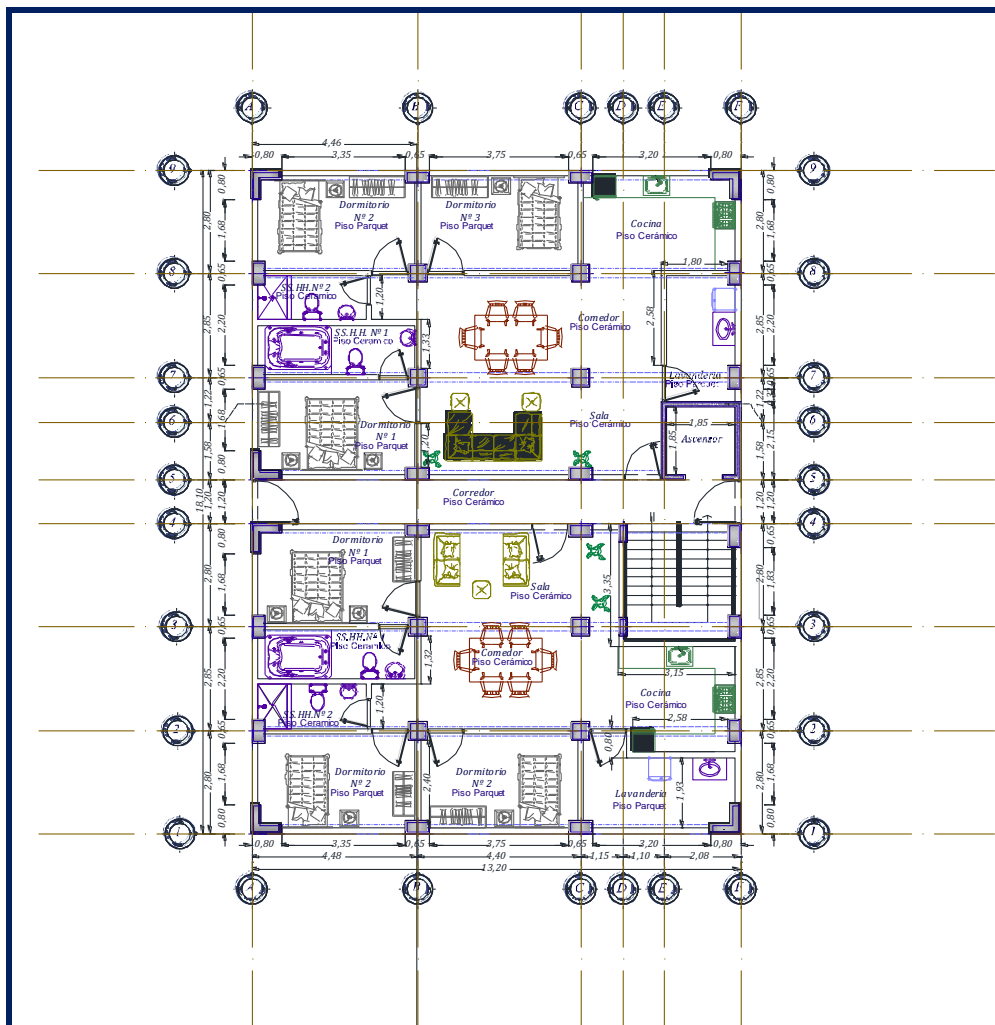
- Altura típica de entrepiso : 2.80 m
- Resistencia a la Compresión del Concreto : 210 Kg/cm²
- Fluencia del Acero : 4200 Kg/cm²
- Carga Muerta : 490 Kg/cm²
- Carga Viva : 200 Kg/cm²
- Factor de Zonificación : 0.35
- Coeficiente de Suelo S2 : 1.15
- Factor de Ampliación Sísmica : 2.50

A. Modelamiento de la edificación con el software Etabs 2016:

Para poder realizar el diseño de la cimentación es necesario realizar primero el modelado de la estructura, así como el análisis estático y el análisis dinámico para lo cual nos apoyaremos en el software Etabs 2016, respetando los parámetros del Reglamento Nacional de Edificaciones, a continuación, se describe el proceso del modelado realizado por el investigador.

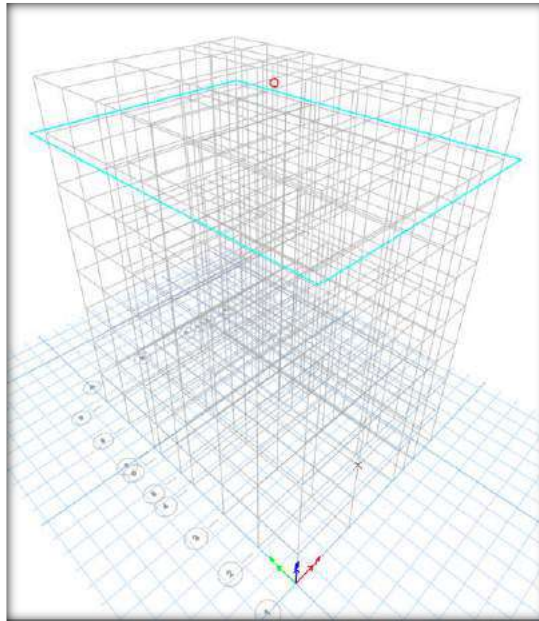
El primer paso es la asignación de las grillas la cual nos apoyaremos con el plano en planta para luego generarlo en el Etabs 2016.

Figura N° 30: Vista en planta de las grillas.



Fuente: Elaboración Propia

Figura N° 31: Modelado tridimensional de las grillas.



Se procedió a definir los materiales de los elementos estructurales, en los cuales se tiene que asignar las propiedades de cada material.

Figura N° 32: Asignando las propiedades del concreto.

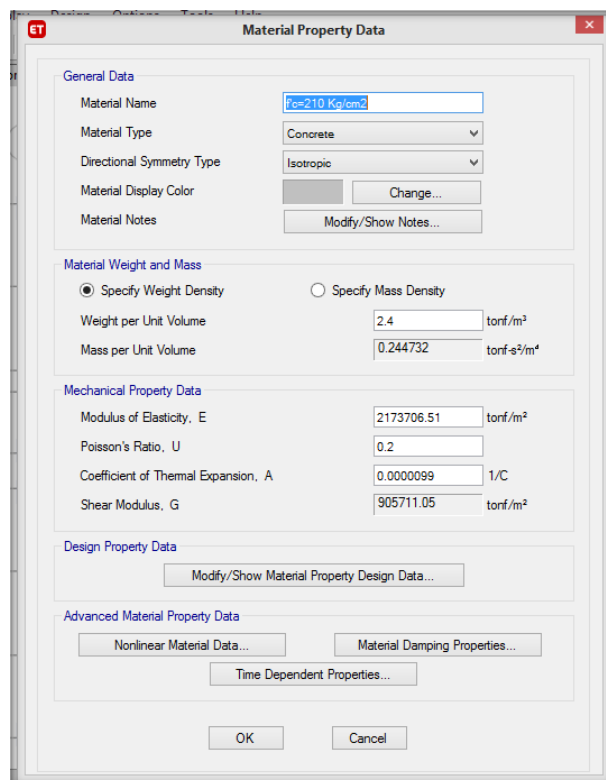
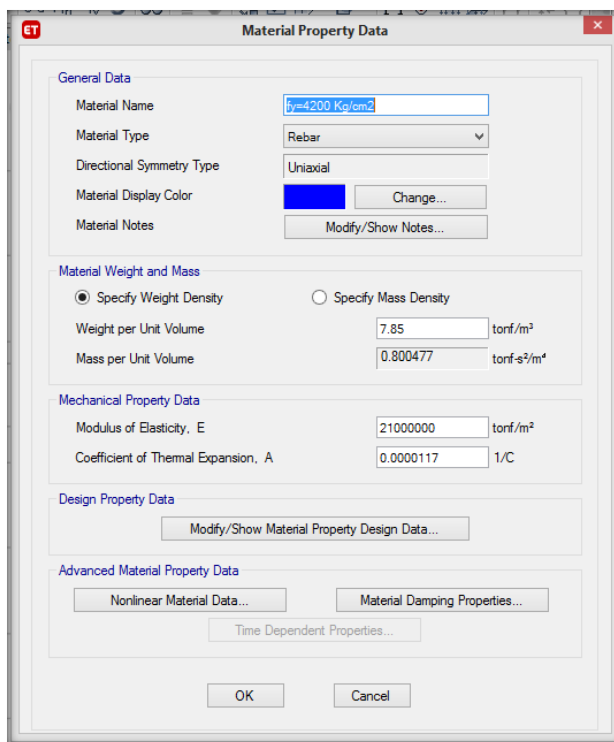


Figura N° 33: Asignando las propiedades del acero.



Se procedió a definir las secciones las cuales se muestran a continuación, previamente se realizó anteriormente un pre dimensionamiento de los elementos estructurales.

Figura N° 34: Modelado de la columna C-1 (0.35x0.65m)



Figura N° 35: Modelado de la columna C-2 (0.50x0.50m).

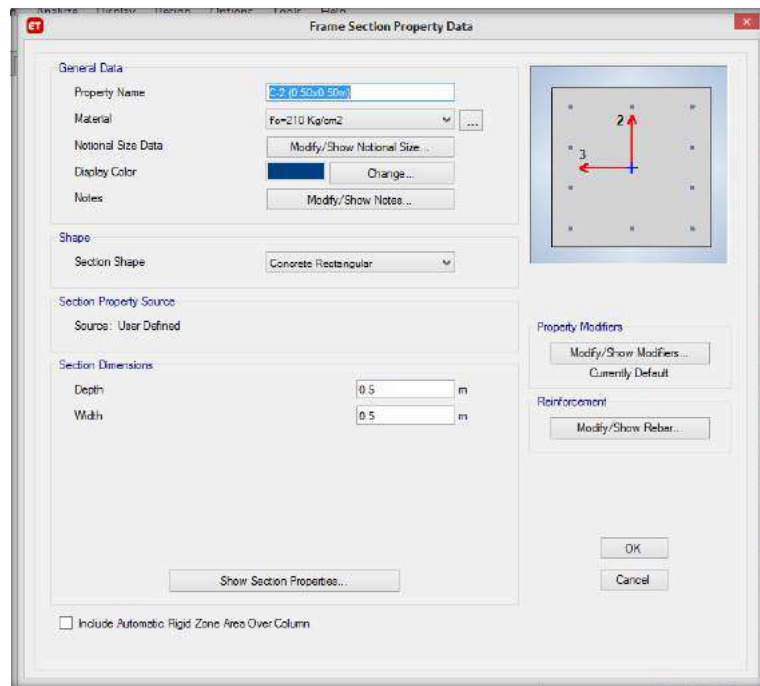


Figura N° 36: Modelado de la columna C-3 (0.25x0.50m).



Figura N° 50: Modelado de la columna C-4 L(0.25x0.80m).

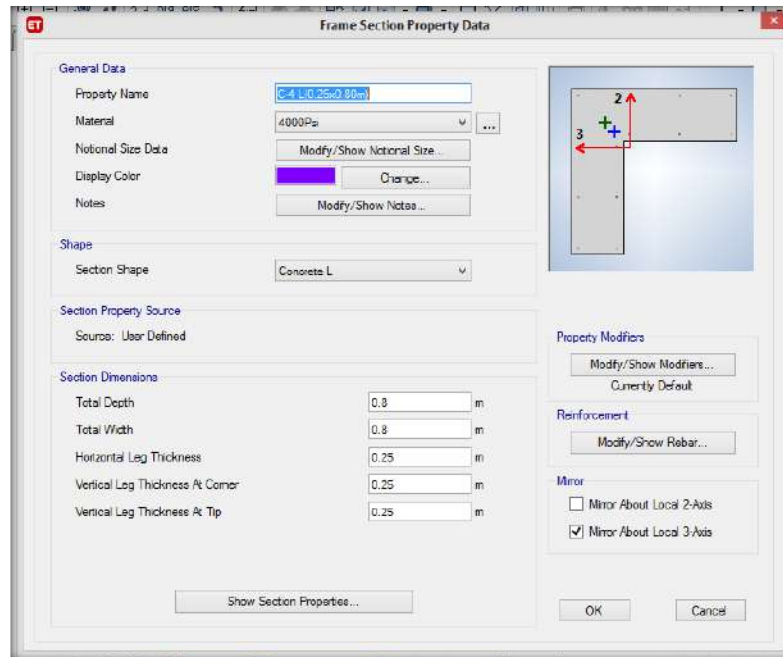


Figura N° 51: Modelado de la viga V-1 (0.25x0.50m).

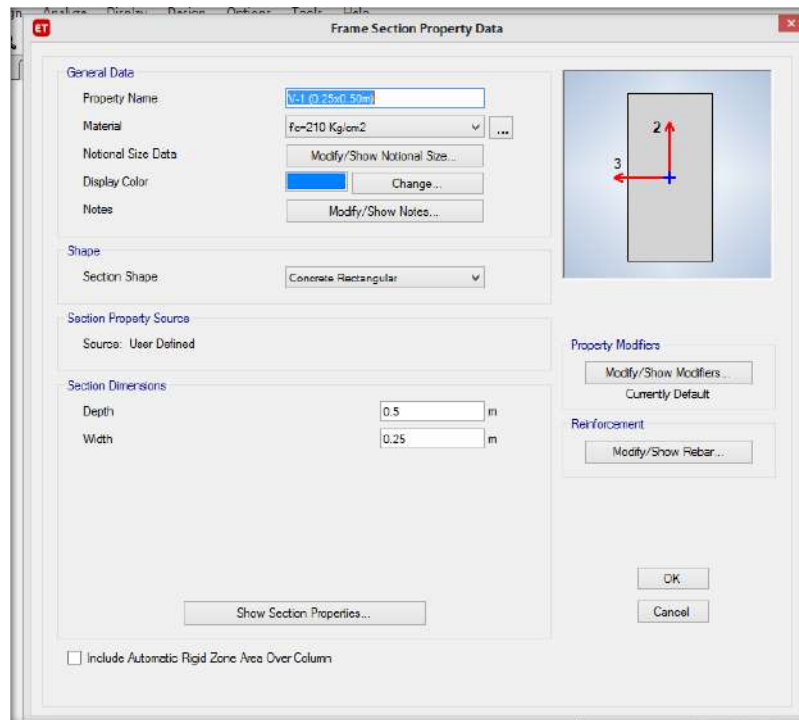


Figura N° 37: Modelado de la viga V-2 (0.25x0.30m).

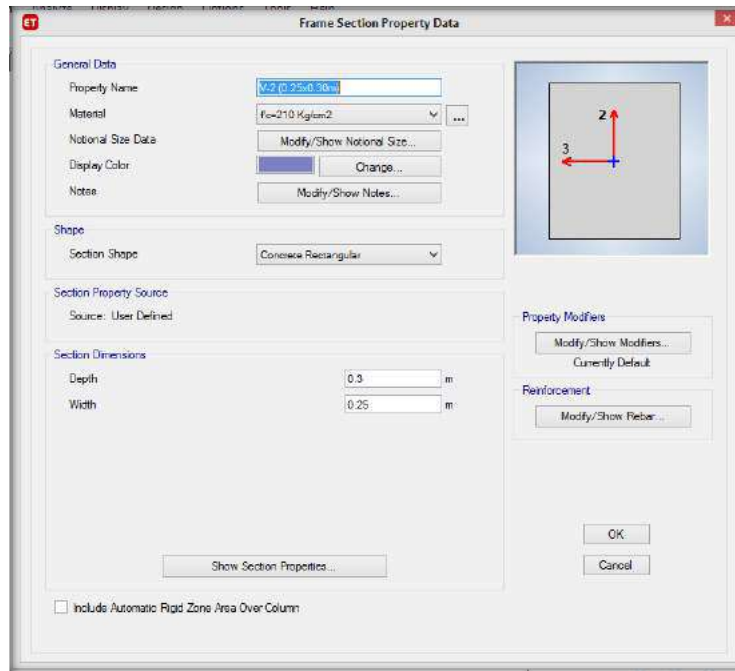


Figura N° 38: Modelado de losa aligerado en la dirección X-X de e=20cm.

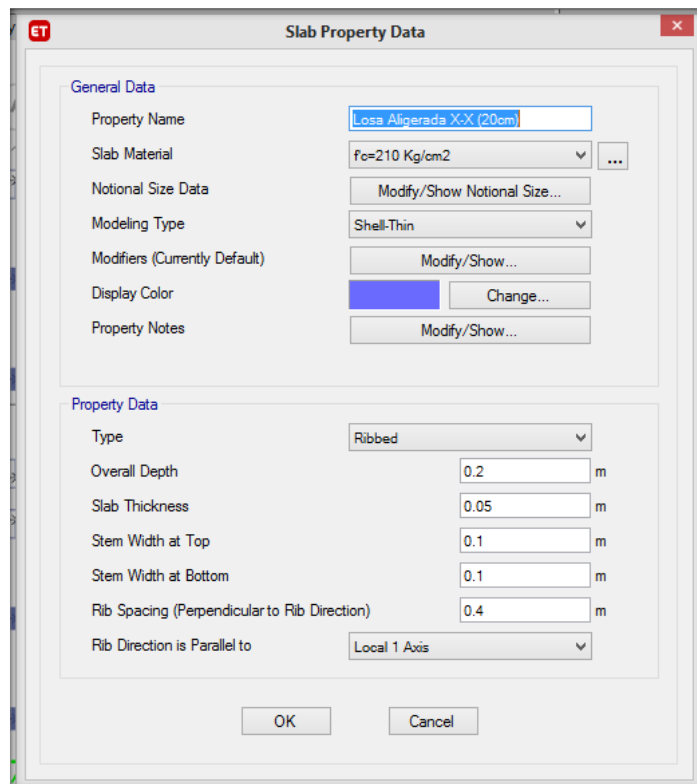


Figura N° 39: Modelado de losa aligerado en la dirección Y-Y de e=20cm.

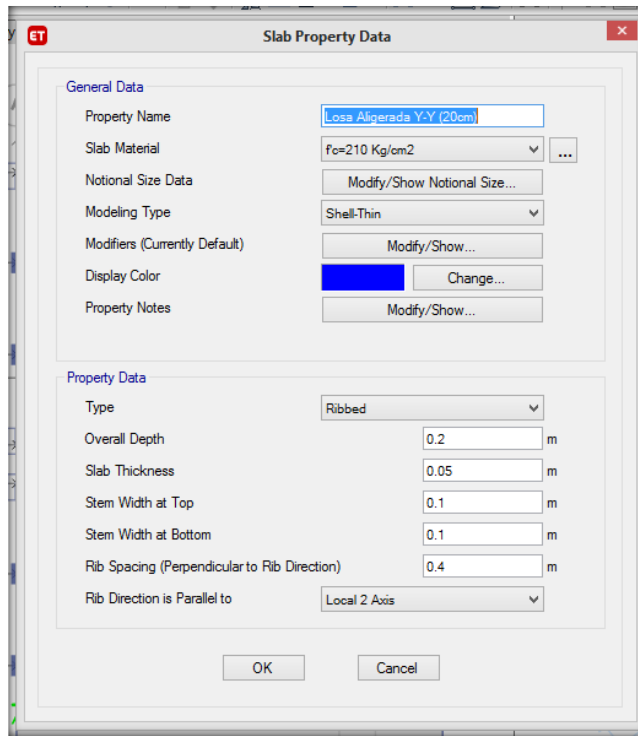


Figura N° 40: Modelado de losa de escalera de e=20cm.

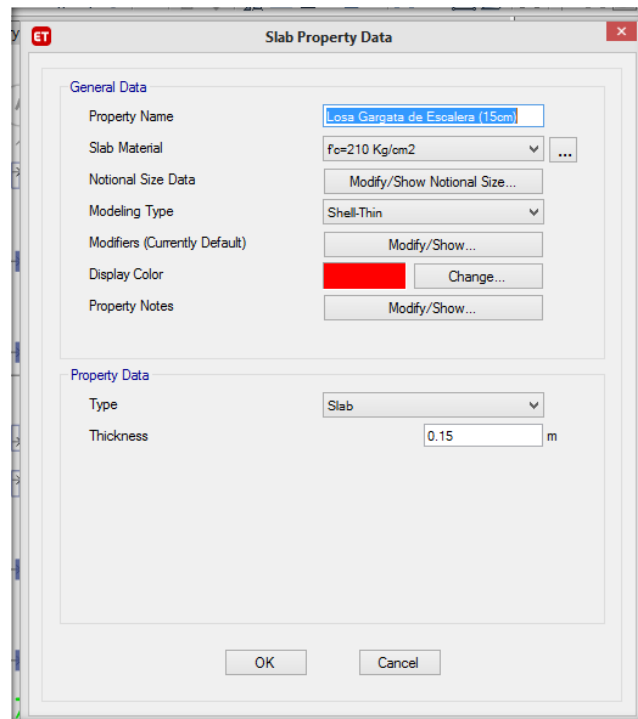


Figura N° 41: Modelado de losa Maciza de e=20cm.

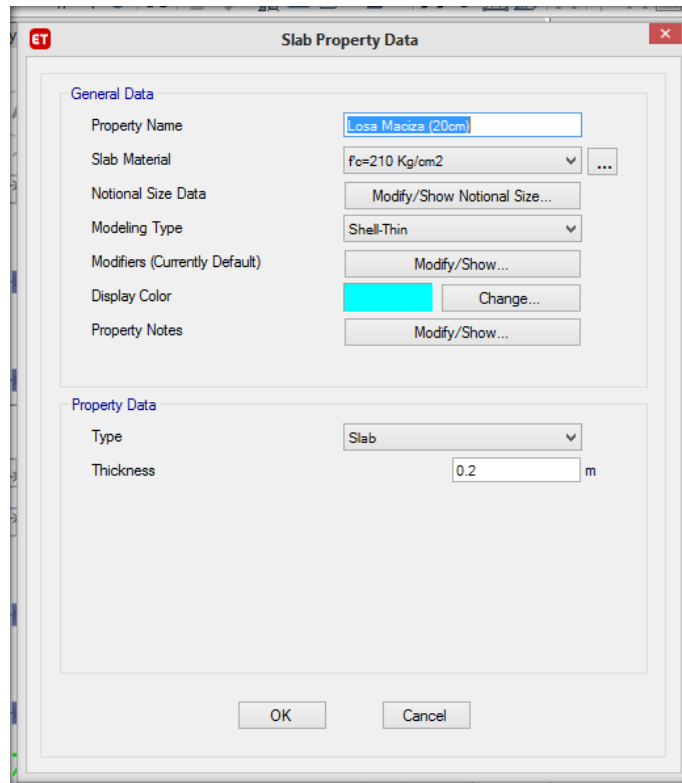


Figura N° 42: Modelado de placas de e=15cm.

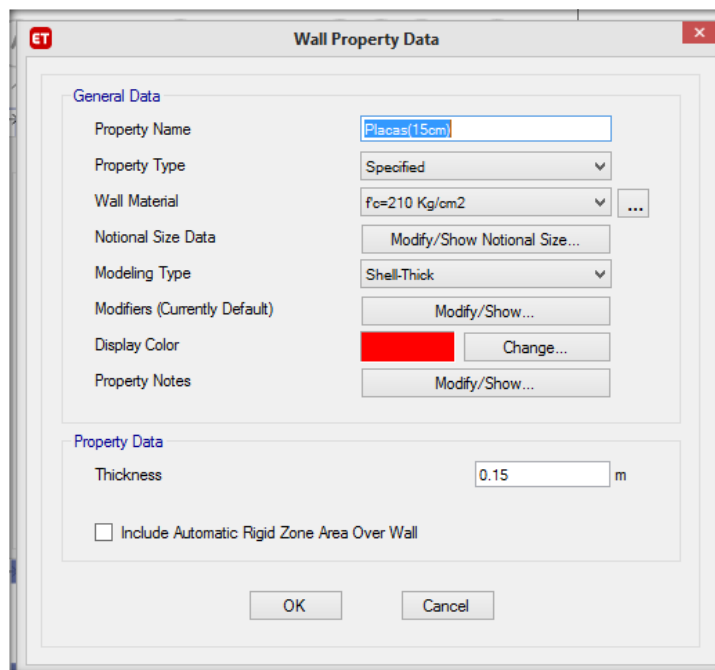
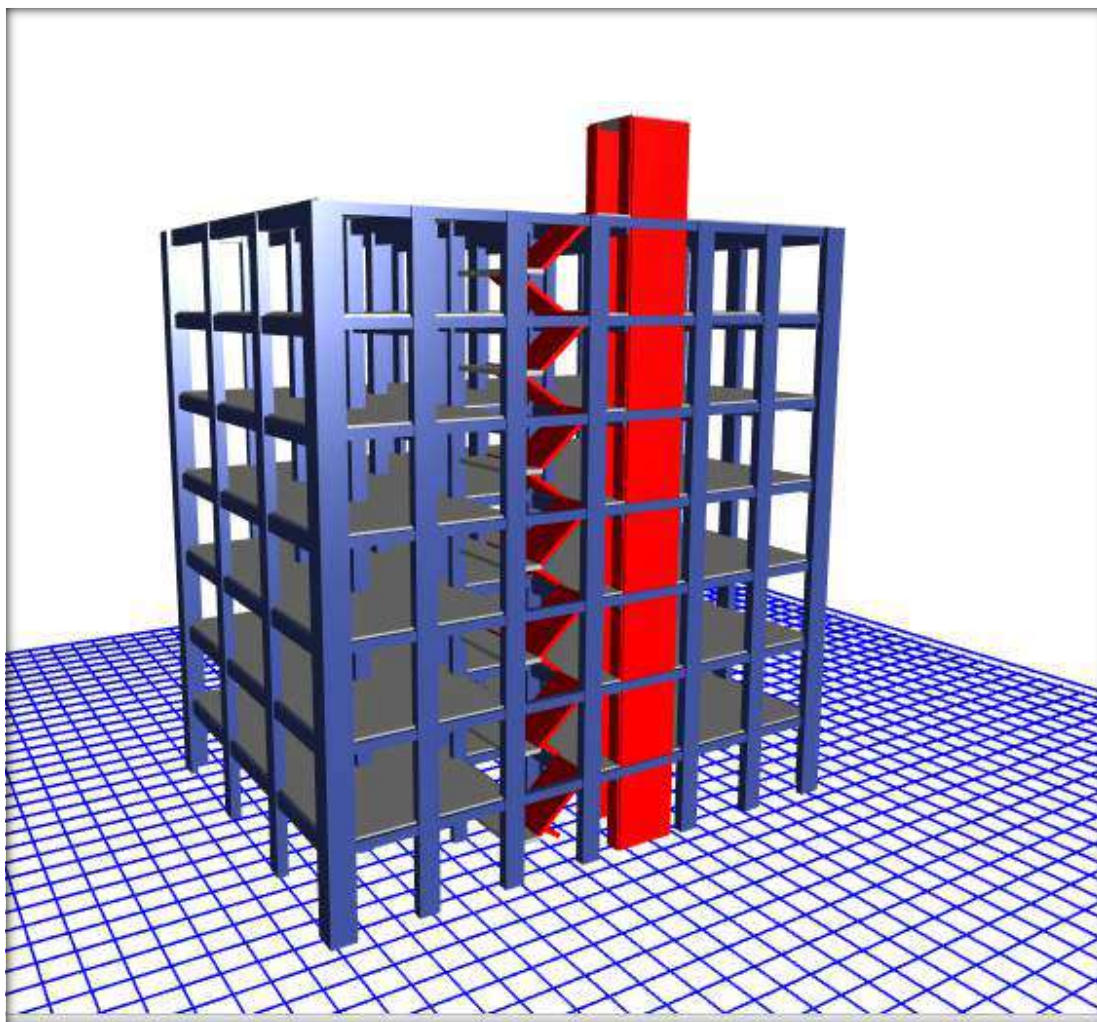


Figura N° 43: Modelado tridimensional de edificio de siete niveles.



Se realizó el espectro de diseño, para lo cual nos ayudamos de un Excel en la cual consideramos los siguientes datos:

- Parámetro de Sitio: por pertenecer a la zona 3 de riesgo sísmico, tendrá una aceleración de 0.35.
- Condiciones Categoría de la Edificación: Se categoriza como Edificación común ©, con el factor U de 1.0.
- Sistema Estructural: De acuerdo a los elementos estructurales que se usarán, pertenece al Sistema Estructural de Concreto Armado de Pórticos, cuyo Coeficiente de Reducción Sísmica es $R=8$ (Longitudinal, pórticos).
- No presenta irregularidades.

A continuación, se presenta el cuadro en el cual se detallan las características del proyecto.

Figura N° 44: Características del proyecto.

2.4.- CARÁCTERÍSTICAS DEL PROYECTO

Tabla N°1 (NORMA E030-2014/DS-003-2018)

FACTOR DE ZONA "Z"	ZONA	Z
	ZONA 3	0.35

Tabla N°3 y N°4 (NORMA E030-2014/DS-003-2018)

FACTOR DE SUELO "S"	TIPO	DESCRIPCION	S	TP	TL
	S2	Suelos Intermedios	1.15	0.60	2.00

Tabla N°5 (NORMA E030-2014/DS-003-2018)

FACTOR DE USO "U"	CATEGORIA	U	OBSERVACIONES
	"C" Edificaciones Comunes	1.00	Revisar tabla N°6 E030-2018

Tabla N°7 (NORMA E030-2014/DS-003-2018)

FACTOR DE SISTEMA ESTRUCTURAL "R"	DIRECCION	SISTEMA ESTRUCTURAL	RO
	DIR X-X	Pórticos de Concreto Armado	8
	DIR Y-Y	Pórticos de Concreto Armado	8

Tabla N°8 (NORMA E030-2014/DS-003-2018)

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA				Ia Dir X-X	Ia Dir Y
<i>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando</i>	<input type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y		1.00	1.00
<i>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil</i>	<input type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y		1.00	1.00
<i>Irregularidad Extrema de Rigidez</i>	<input type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y		1.00	1.00
<i>Irregularidad Extrema de Resistencia</i>	<input type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y		1.00	1.00
<i>Irregularidad de Masa o Peso</i>	<input type="checkbox"/> AMBAS DIRECCIONES			1.00	1.00
<i>Irregularidad Geométrica Vertical</i>	<input type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y		1.00	1.00
<i>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes</i>	<input type="checkbox"/> AMBAS DIRECCIONES			1.00	1.00
<i>Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes</i>	<input type="checkbox"/> AMBAS DIRECCIONES			1.00	1.00
<i>Tener en cuenta las restricciones de la tabla N° 10</i>		<i>Se toma el valor mas critico</i>		1.00	1.00

Tabla N°9 (NORMA E030-2014/DS-003-2016)

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA				Ip Dir X-X	Ip Dir Y
<i>Irregularidad Torsional</i>	<input type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y		1.00	1.00
<i>Irregularidad Torsional Extrema</i>	<input type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y		1.00	1.00
<i>Esquinas Entrantes</i>	<input type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y		1.00	1.00
<i>Discontinuidad del Diafragma</i>	<input type="checkbox"/> AMBAS DIRECCIONES			1.00	1.00
<i>Sistemas no Paralelos</i>	<input type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y		1.00	1.00
<i>Tener en cuenta las restricciones de la tabla N° 10</i>		<i>Se toma el valor mas critico</i>		1.00	1.00

RESUMEN				
Datos	Factores	Datos	Dir X-X	Dir Y-Y
Z	0.35	RO	8	8
U	1.00	RO	1.00	1.00
S	1.15	Ip	1.00	1.00
TP	0.60	R	8	8
TL	2.00	g	9.81 m/s2	

A continuación, se describe los cálculos realizados para el análisis del sismo estático como son los periodos de vibración y el cálculo basal para la cortante una vez obtenido se comparará con lo realizado en el modelado en base al software del Etabs 2016.

Figura N° 60: Análisis sísmico estático.

Para el Periodo Fundamental de Vibración: Según RNE - 2018

Donde:

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

hn= altura del edificio 22.4

Ct= Sistema Estructural 35

T= 0.64

$T < T_p \rightarrow C = 2.5$

$T_p < T < T_L \rightarrow C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T}\right)$ $T > T_L \rightarrow C = 2.5 \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$

TP 0.60

TL 2.00

T= 0.64

→ T = 0.536 =>

Con Etabs T= 0.536

→ C= 2.50

Para la Cortante Basal: Según RNE - 2018

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

donde:

- v: cortante basal
- z: factor debido a la zona
- u: factor debido al uso de la edificación
- c: factor aplicación sísmica
- s: factor debido al tipo de suelo
- R: Factor de Reducción

Condición: $\frac{C}{R} \geq 0.125$

C / R x= 0.3125 CUMPLE!!!

C / R y= 0.3125 CUMPLE!!!

Medrado de cargas por Sismo

Ppiso = 100% CM + X % CV

X = Cat. A y B 50%

Cat. C 25%

Techo 25%

	Peso (ton)
Azotea	4.98
Piso 7	136.36
Piso 6	170.93
Piso 5	170.93
Piso 4	170.93
Piso 3	170.93
Piso 2	170.93
Piso 1	170.93
Σ=Peso Edf.	1166.95

Vx=	0.1258 P	Vy=	0.1258 P
Vx=	146.780 Tn	Vy=	146.780 Tn

p: peso de la edificación

Fuente; elaboración propia

Figura N° 61: Datos obtenidos del modelamiento.

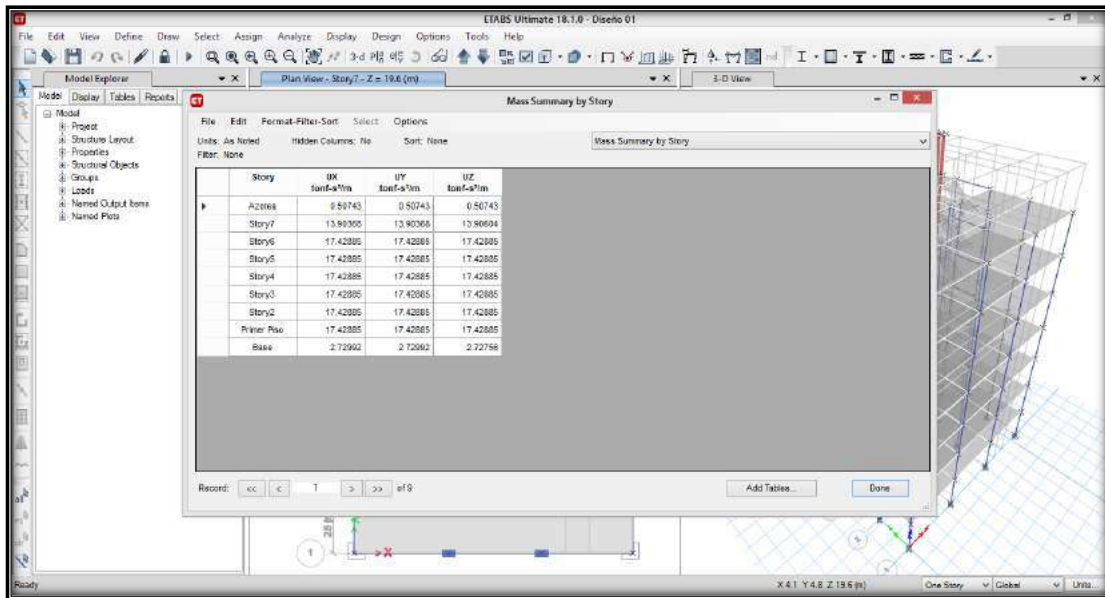


Figura N° 45: Cálculo de la cortante en los pisos.

Distribución de Cortante basal sobre los pisos Según RNE - 2018

Las fuerzas horizontales en cualquier nivel i , correspondientes a la dirección considerada, se calculan mediante:

$$F_i = \alpha_i V$$

Donde n es el número de pisos del edificio, K es un exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración de la estructura (T), en la dirección considerada, que se calcula de acuerdo a:

a) Para T menor igual a 0.5 segundos: $K=1.0$

b) Para T mayor que 0.5 segundos: $k=(0.75+0.5T) \leq 2.0$

$$\alpha_i = \frac{P_i (h_i)^k}{\sum_{i=1}^n P_i (h_i)^k C_t} =$$

CÁLCULO DE LA FUERZA EN CADA PISO

Como : $T = 0.54 \text{ seg} < 0.50 \text{ seg}$

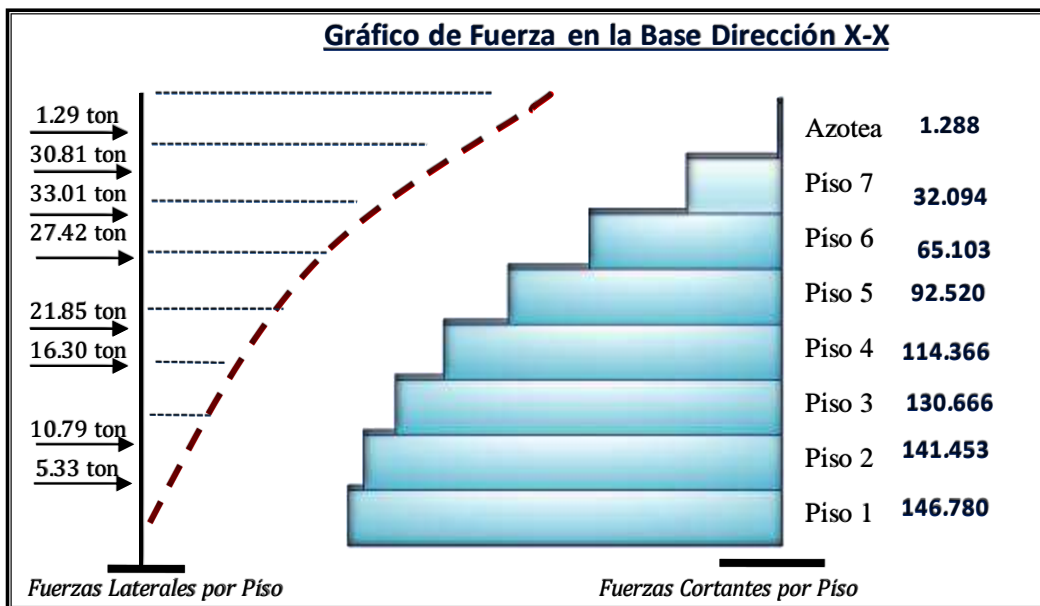
$k = 1.018$

NIVEL	Peso (ton)	$h(m)$	$P_i (h_i)^k$	α_i	Fix	Fiy
Azotea	4.98	22.4	117.893	0.009	1.288	1.288
Piso 7	136.36	19.6	2819.731	0.210	30.806	30.806
Piso 6	170.93	16.8	3021.306	0.225	33.009	33.009
Piso 5	170.93	14	2509.506	0.187	27.417	27.417
Piso 4	170.93	11.2	1999.557	0.149	21.846	21.846
Piso 3	170.93	8.4	1491.922	0.111	16.300	16.300
Piso 2	170.93	5.6	987.382	0.073	10.787	10.787
Piso 1	170.93	2.8	487.570	0.036	5.327	5.327
Σ=Peso Edf.	1,166.95	$\Sigma P_i (h_i)^k$	13434.869	1.000	146.780	146.780

Si Cumple!!!

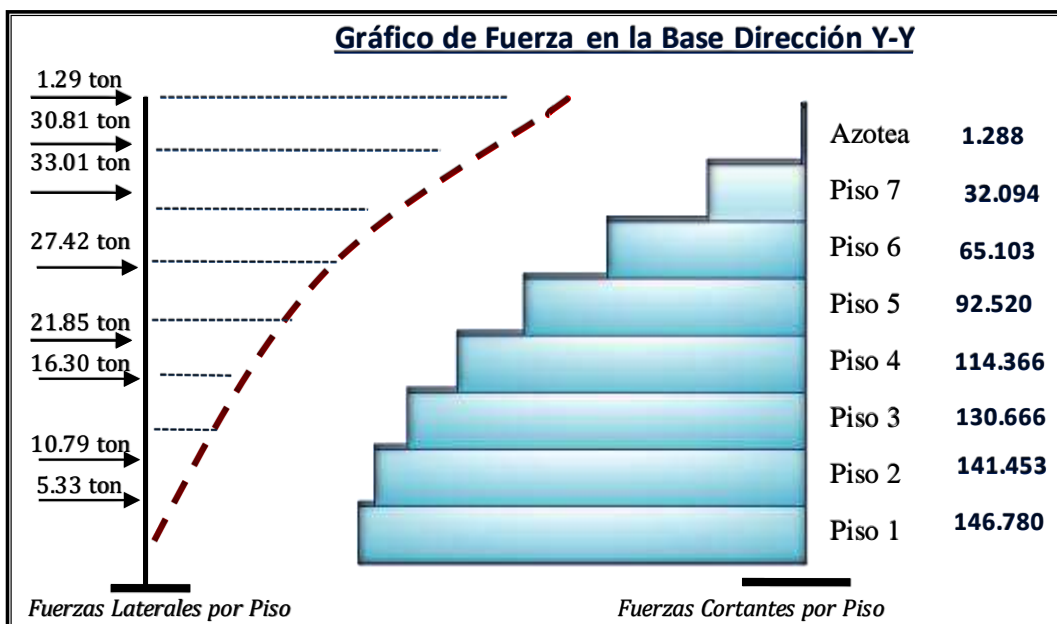
Fuente; elaboración propia

Figura N° 46: Resultado de las cortantes en la dirección X-X.



Fuente; elaboración propia

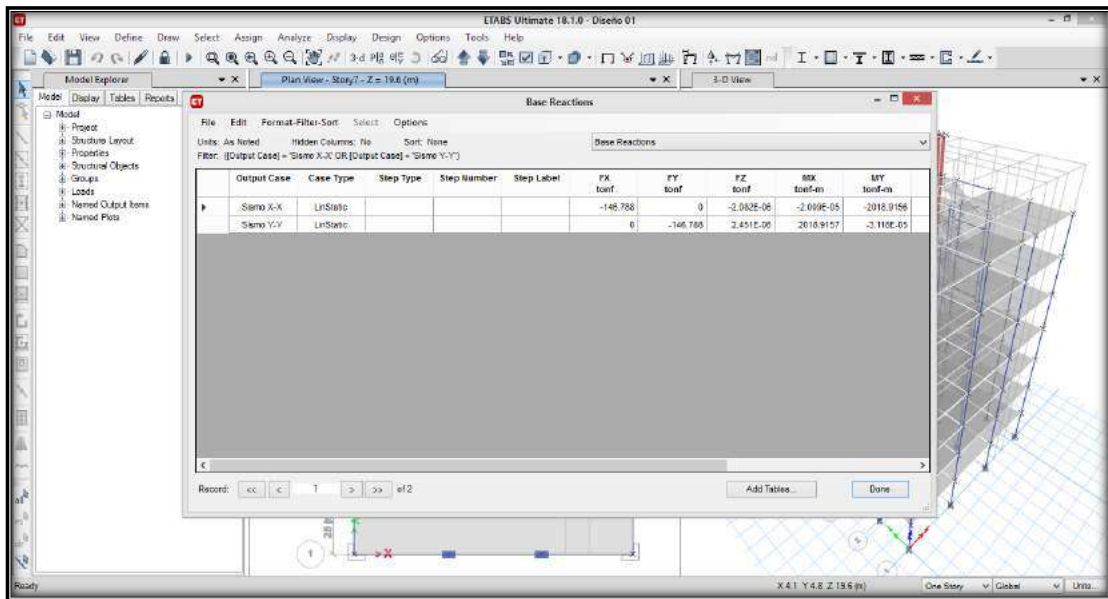
Figura N° 47: Resultado de las cortantes en la dirección Y-Y.



Fuente; elaboración propia

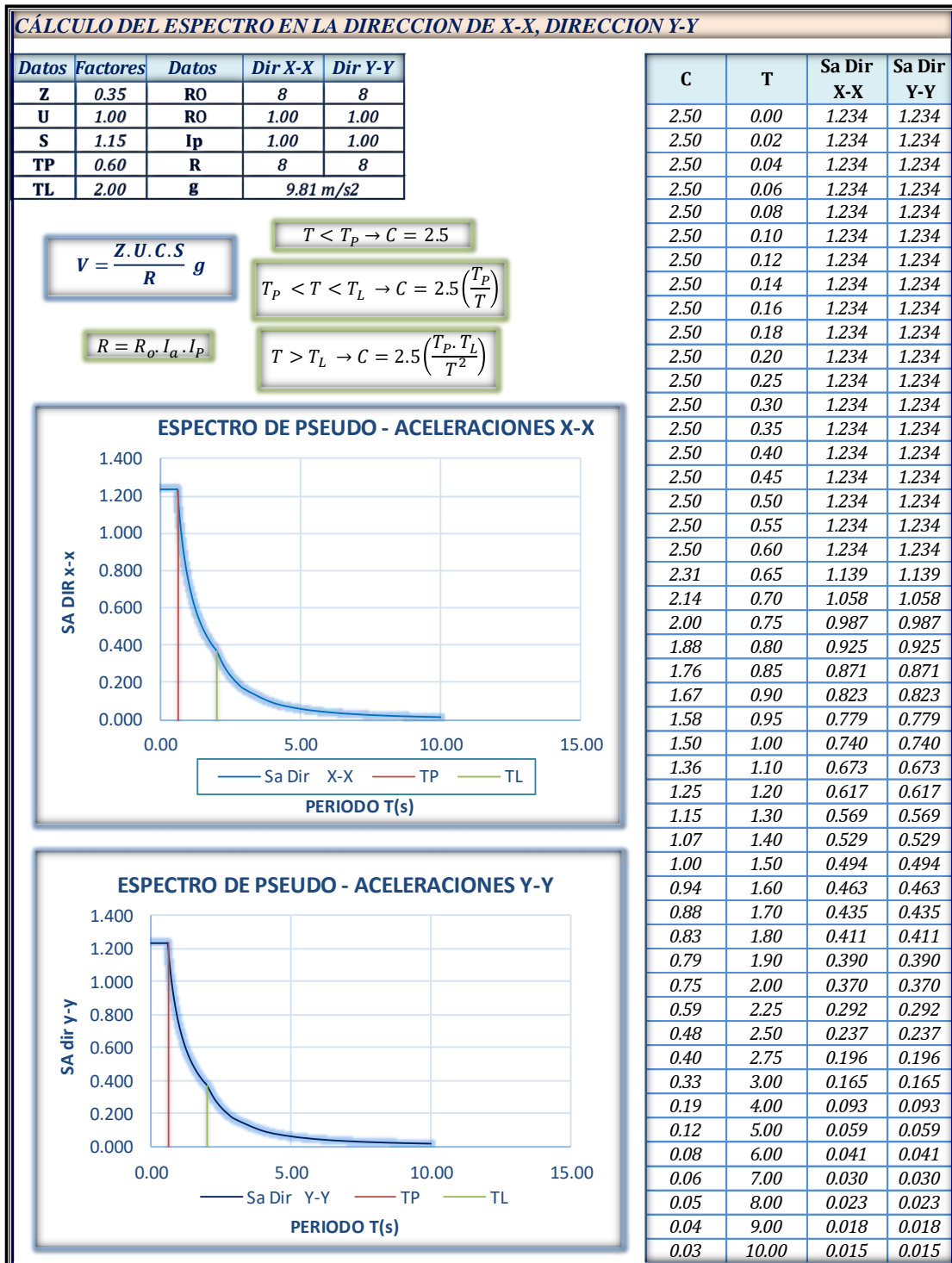
Una vez obtenido las fuerzas de la base en ambas direcciones se procedió a corroborar con las del modelo en el software del Etabs 2016.

Figura N° 48: Resultados obtenidos del análisis sísmico estático del software Etabs 2016.



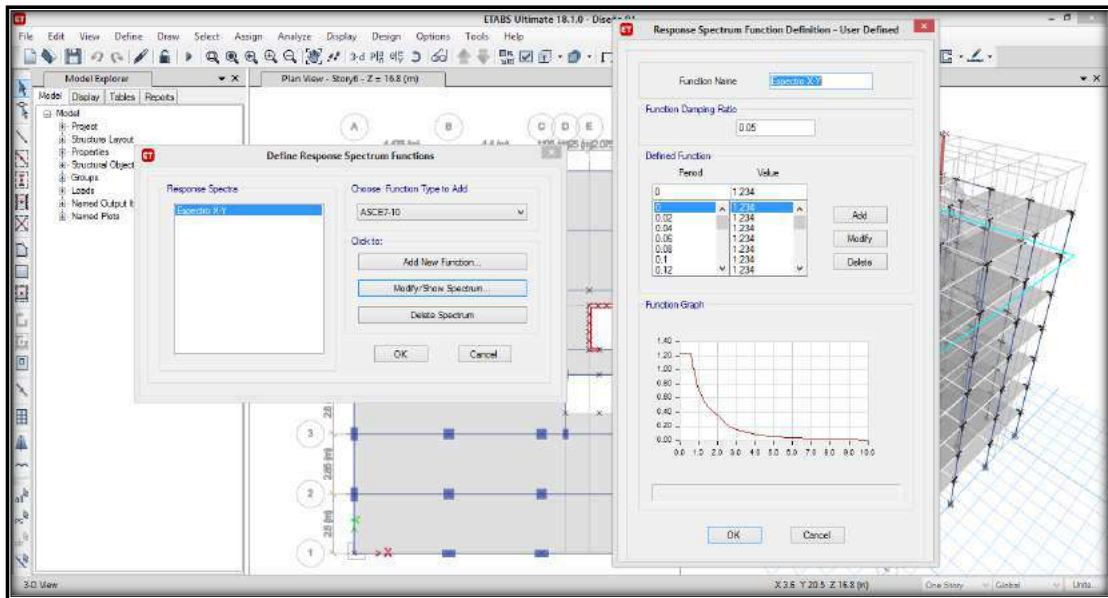
Como se puede observar que la cortante del modelado coincide con nuestro diseño en nuestro Excel con lo cual se demuestra que nuestro análisis estático es el correcto. Con los datos obtenidos del análisis sísmico estático se procedió a realizar el diseño del espectro en la dirección X-X e Y-Y, para lo cual con ayuda de un Excel se pudo obtener teniendo en cuenta las características de la estructura, para introducirlas al software y así poder crear el Espectro de diseño en la dirección X-X como en Y-Y, a continuación, se presenta una tabla en donde se describe el espectro de Diseño.

Figura N° 66: Análisis sísmico dinámico.



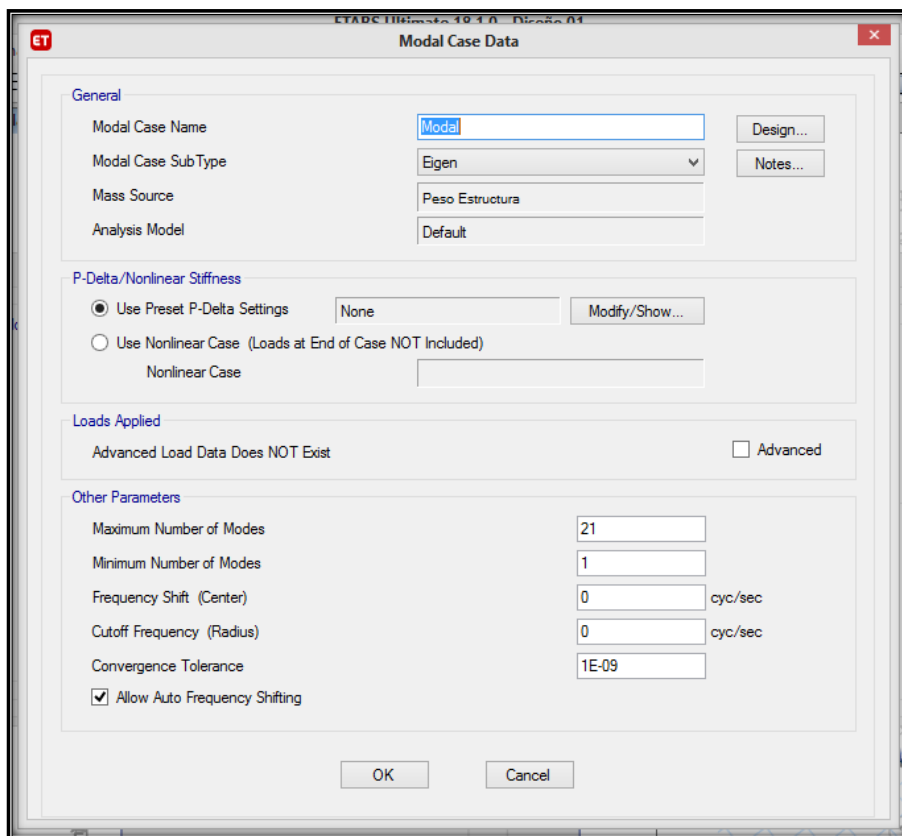
Fuente; elaboración propia

Figura N° 49: Espectro de diseño introducido al software Etabs 2016.



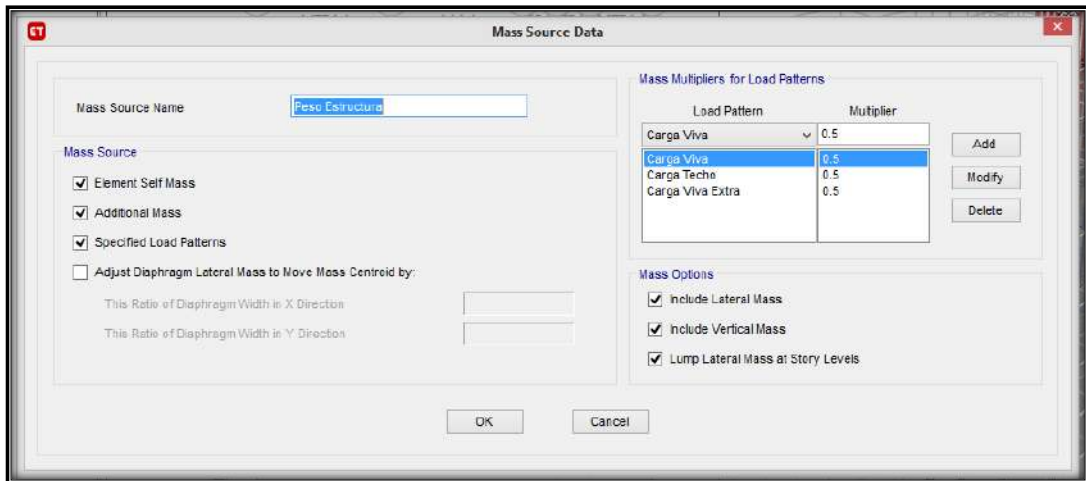
Fuente; elaboración propia

Figura N° 50: Se asignó modos de diseño.



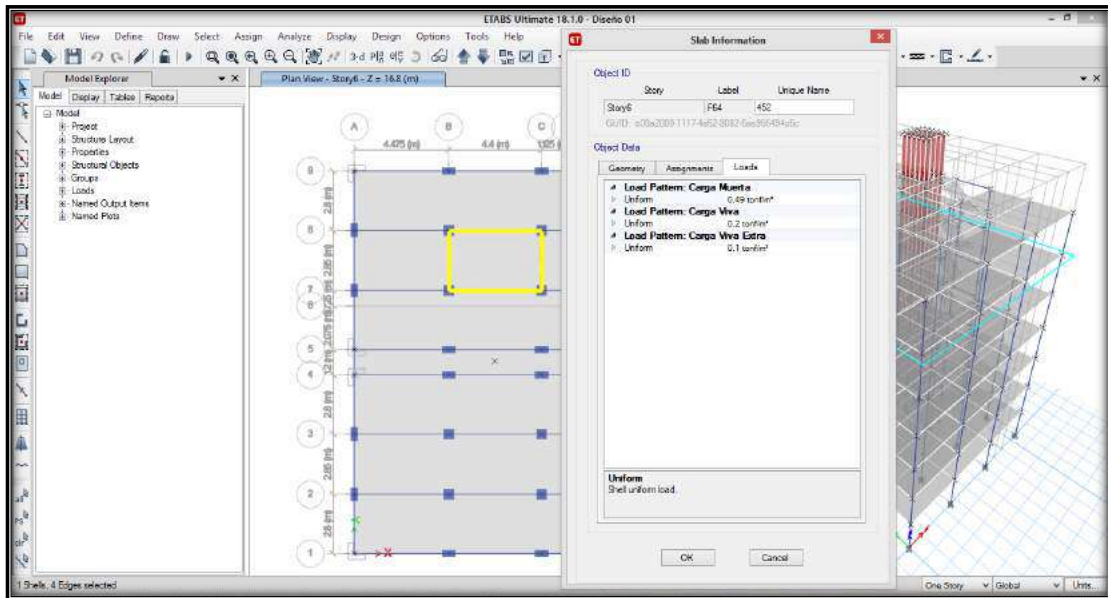
Fuente; elaboración propia

Figura N° 51: Se asignó las propiedades del peso de la estructura.



Fuente; elaboración propia

Figura N° 70: Se asignó las cargas correspondientes a la estructura.



Fuente; elaboración propia

Se adicionará las combinaciones de carga las cuales son las siguientes:

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

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

$$U = 0.9 CM \pm CS$$

Donde:

U : Resistencia Requerida o Resistencia Ultima.

CM : Carga Muerta.

CV : Carga Viva.

CS : Carga Sismo.

De las mismas combinaciones se tiene las siguientes:

Combo 1:

$$U= 1.4CM + 1.7CV$$

Combo 2:

$$U= 1.4CM + 1.7CV \text{ (Carga Viva extra)}$$

Combo 3:

$$1.25 (CM + CV) + CSX$$

Combo 4:

$$1.25 (CM + CV) - CSX$$

Combo 5:

$$1.25 (CM + CV) + CSY$$

Combo 6:

$$1.25 (CM + CV) - CSY$$

Combo 7:

$$0.9 CM + CSX$$

Combo 8:

$$0.9 CM - CSX$$

Combo 9:

$$0.9 CM + CSY$$

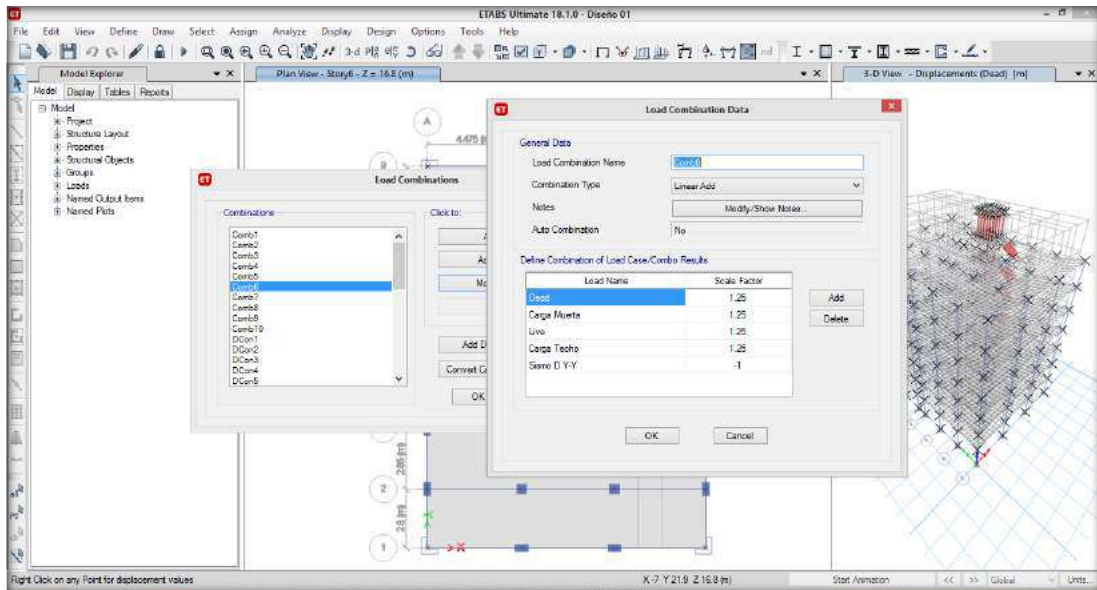
Combo 10:

$$0.9 CM - CSY$$

Envolvente:

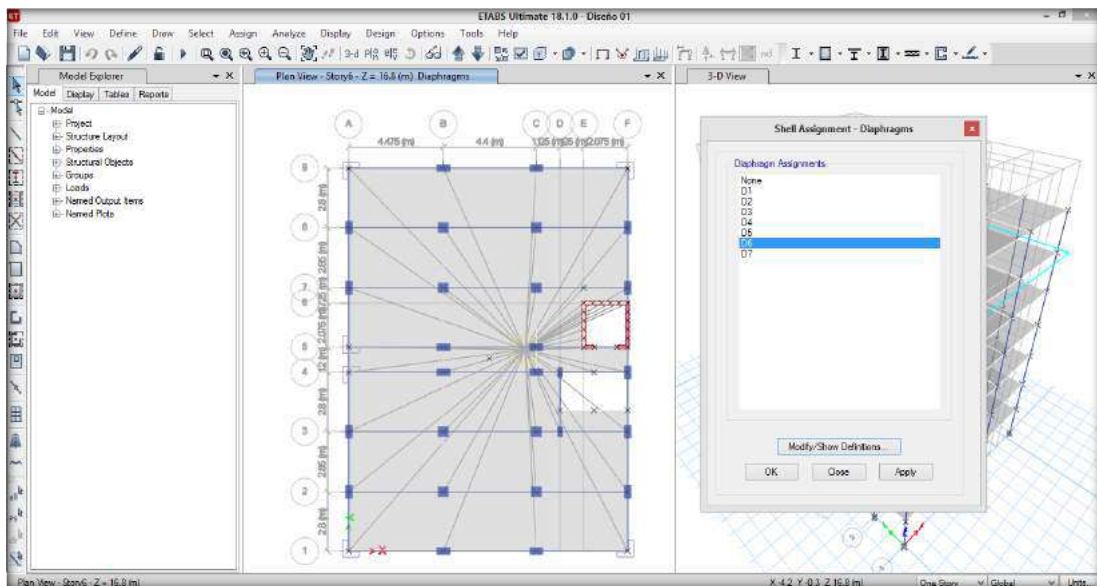
Será todas las combinaciones hechas (Combos del 1 al 10), las que se ingresan al proceso de modelamiento.

Figura N° 52: Se asignó las combinaciones de cargas al diseño.



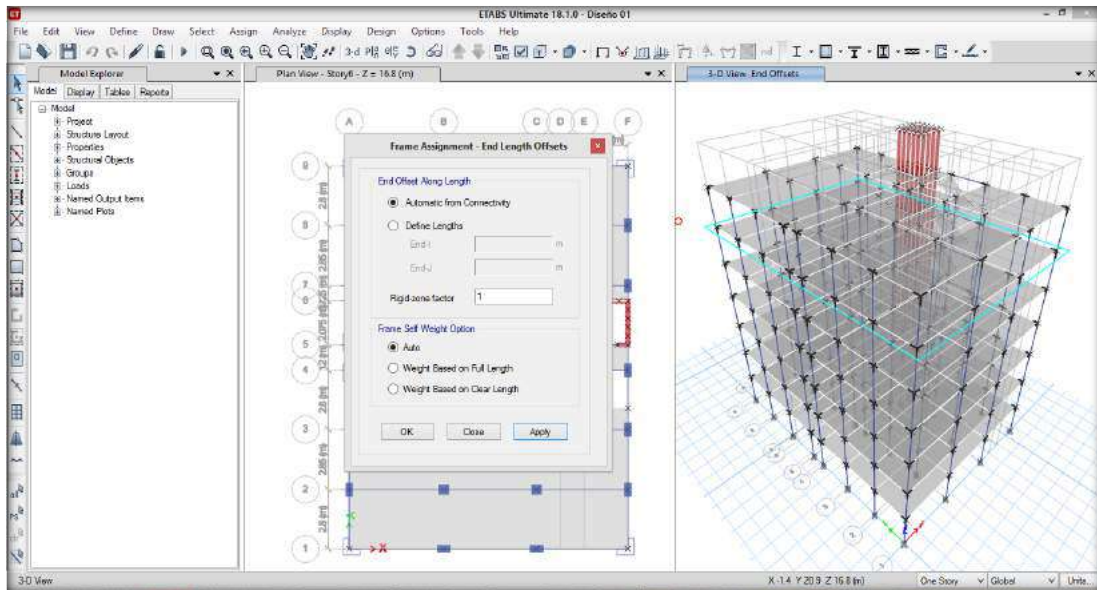
Fuente; elaboración propia

Figura N° 53: Se asignó los diafragmas a la estructura.



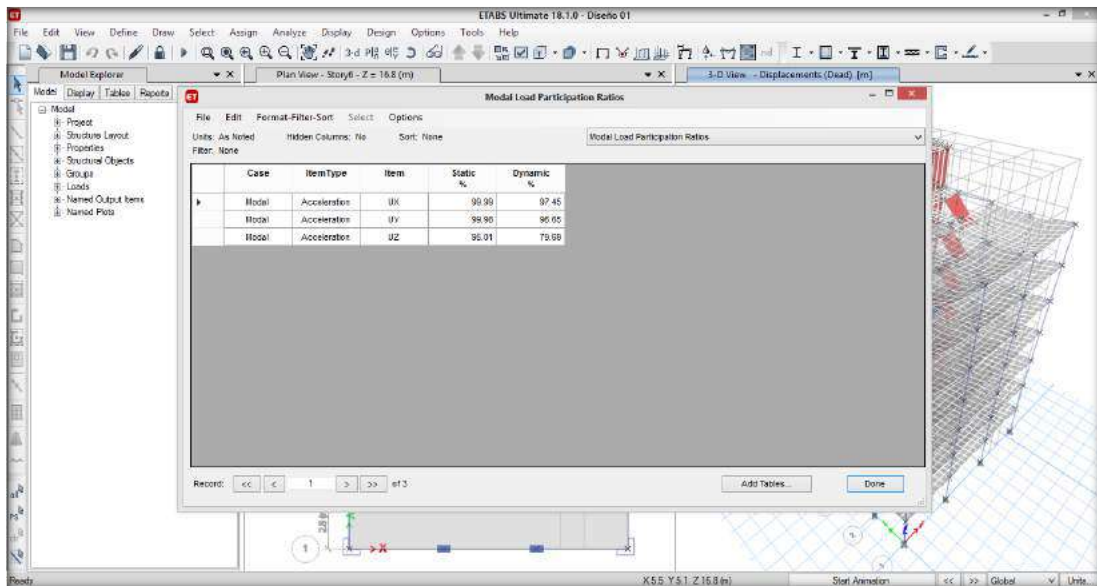
Fuente; elaboración propia

Figura N° 54: Se asignó la rigidez a la estructura.



Fuente; elaboración propia

Figura N° 55: Se verifico la participación modal.



Fuente; elaboración propia

Los Modos de Vibración:

los modos de vibración pueden determinar por un procedimiento de análisis de considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas. En cada dirección se consideran aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total, pero se toma en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

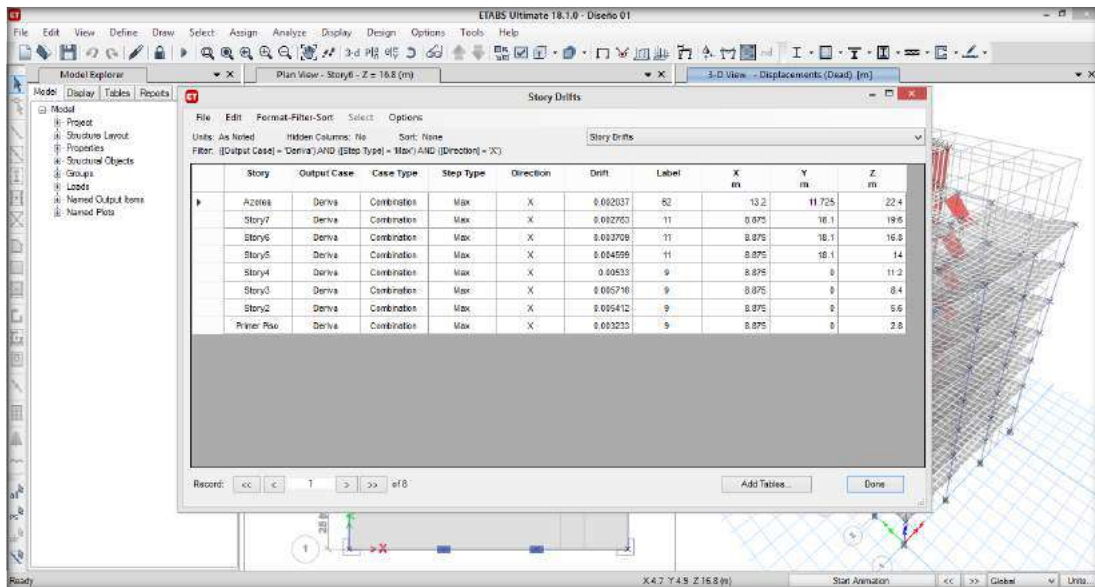
Tabla N° 16: Resultados de la participación modal.

Case	ÍtemType	Ítem	Static %	Dynamic %	Observación (mín. 90%)
Modal	Acceleración	UX	99.99	97.45	Si Cumple
Modal	Acceleración	UY	99.98	96.65	Si Cumple
Modal	Acceleración	UZ	0	0	

Fuente; elaboración propia

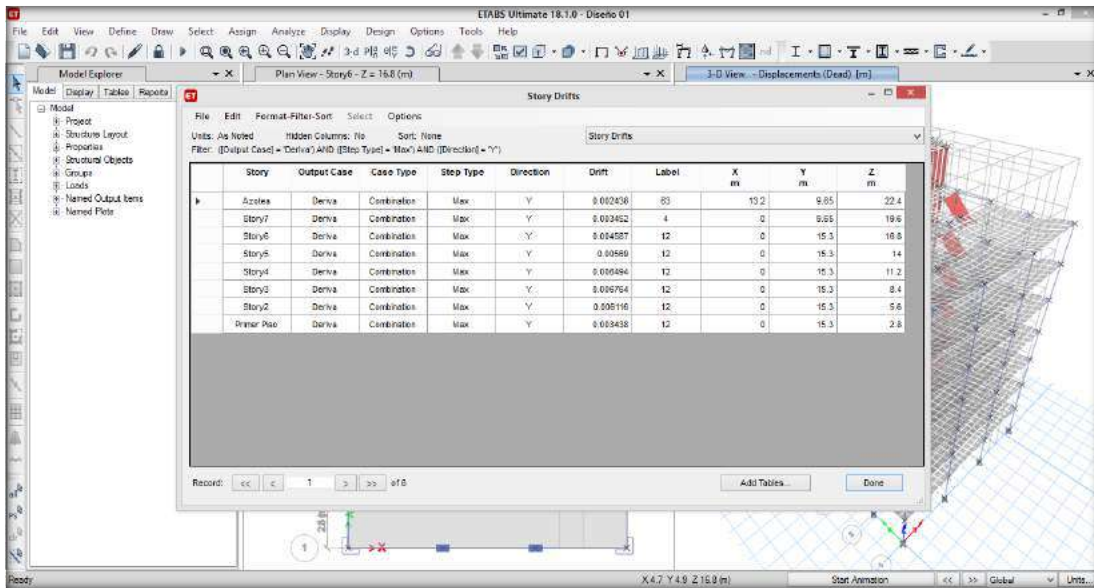
Se verifico las distorsiones en cada piso y los resultados óptimos fueron los siguientes:

Figura N° 56: Resultados de la distorsión en la dirección X-X.



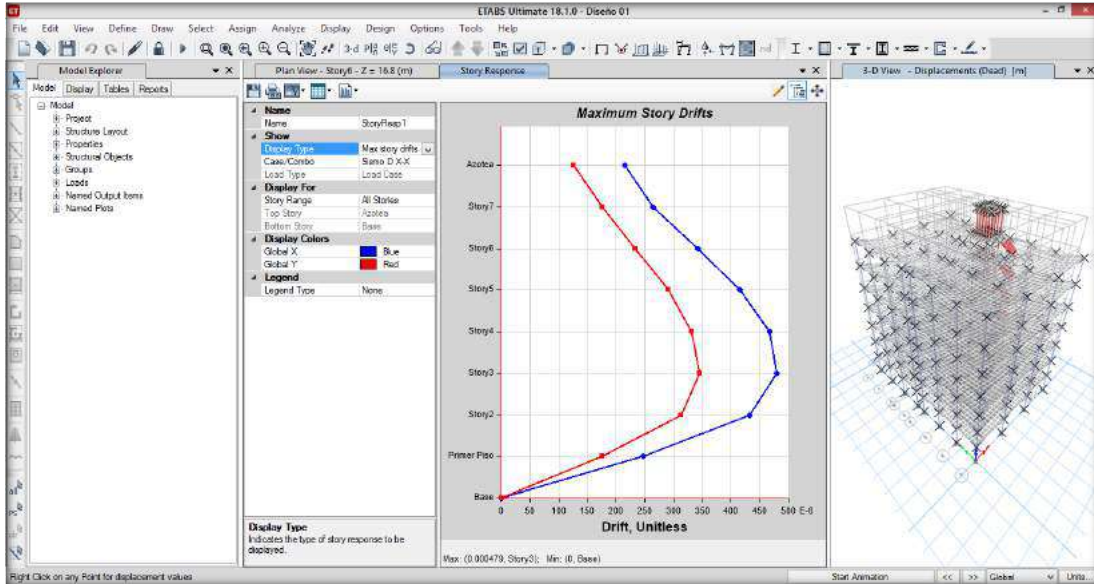
Fuente; elaboración propia

Figura N° 57: Resultados de la distorsión en la dirección Y-Y.



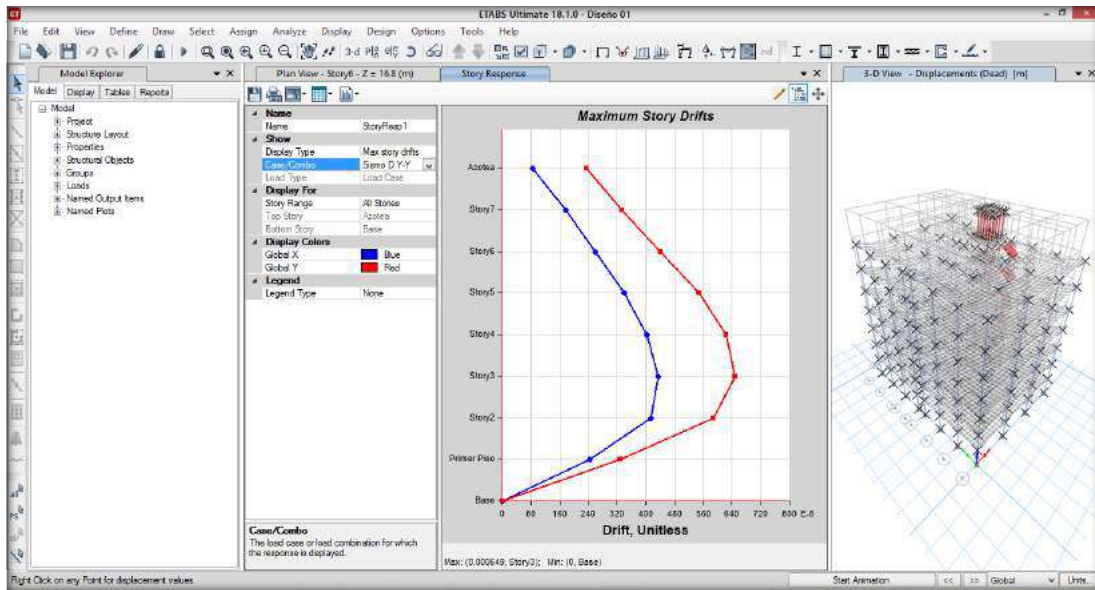
Fuente; elaboración propia

Figura N° 58: Grafico de la distorsión en la dirección X-X.



Fuente; elaboración propia

Figura N° 78: Grafico de la distorsión en la dirección Y-Y.



Se verifico las distorsiones por piso en al cual, según el RNE, estipula lo siguientes:

Tabla N° 17: Límites para la distorsión del entre piso.

<i>Material Predominante</i>	<i>($\Delta i / h_{ei}$)</i>
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.001
Edificio de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Fuente: Reglamento nacional de edificaciones

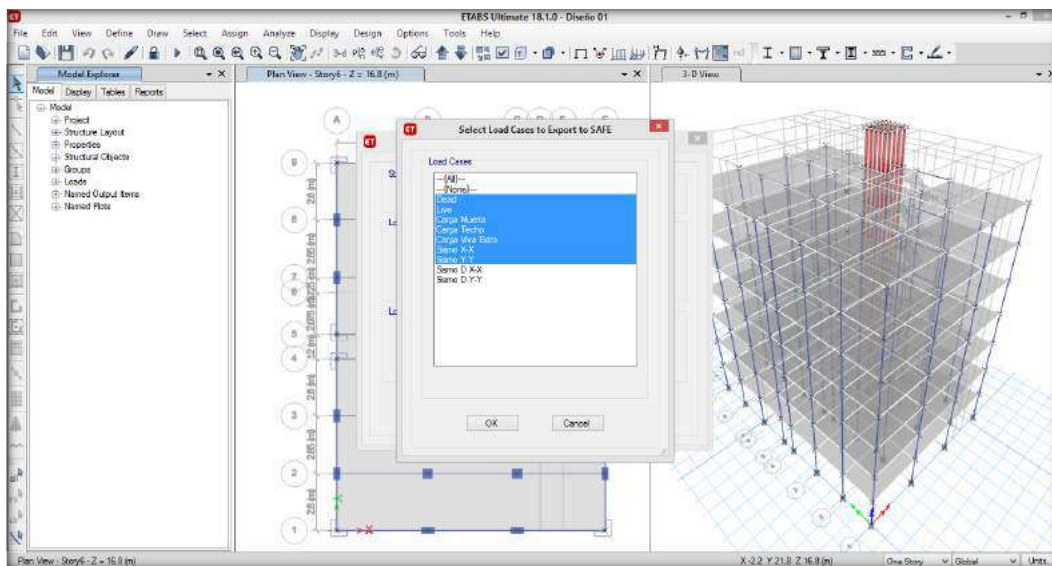
En la cual las distorsiones están dentro de los parámetros establecidos como se evidencia en las figuras N° 35 y N° 36

Modelamiento de la cimentación con el software SAFE 2016:

Una vez modelado la estructura se procedió a diseñar la cimentación para lo cual se exporto los datos obtenidos del Etabs 2016, para luego diseñar dos alternativas las cuales fueron las siguientes:

Se exportarán los datos obtenidos en el modelado con ayuda del software Etabs 2016

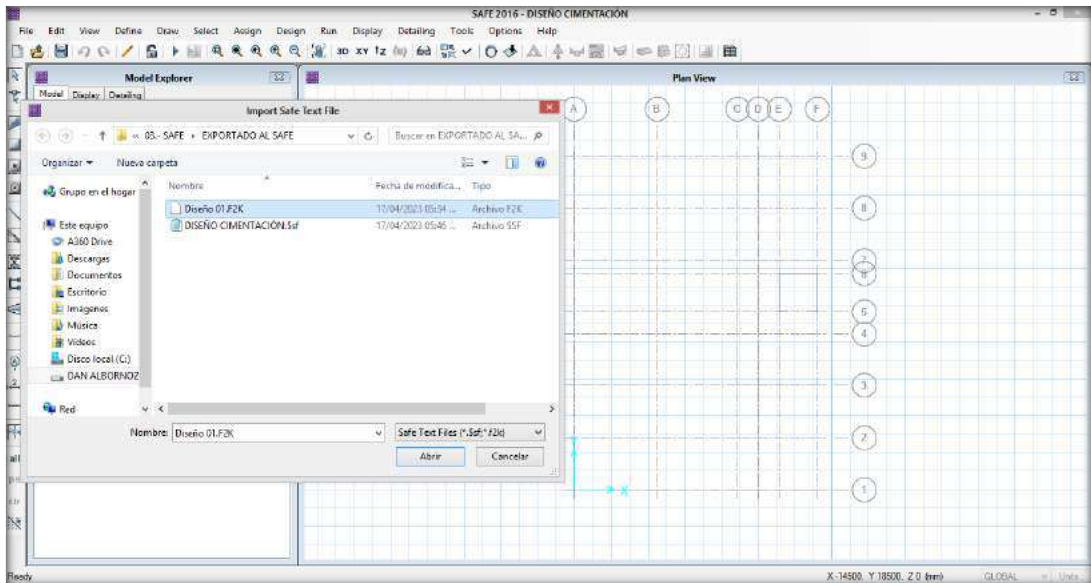
Figura N° 59: Exportación de datos del modelado al Safe.



Fuente; elaboración propia

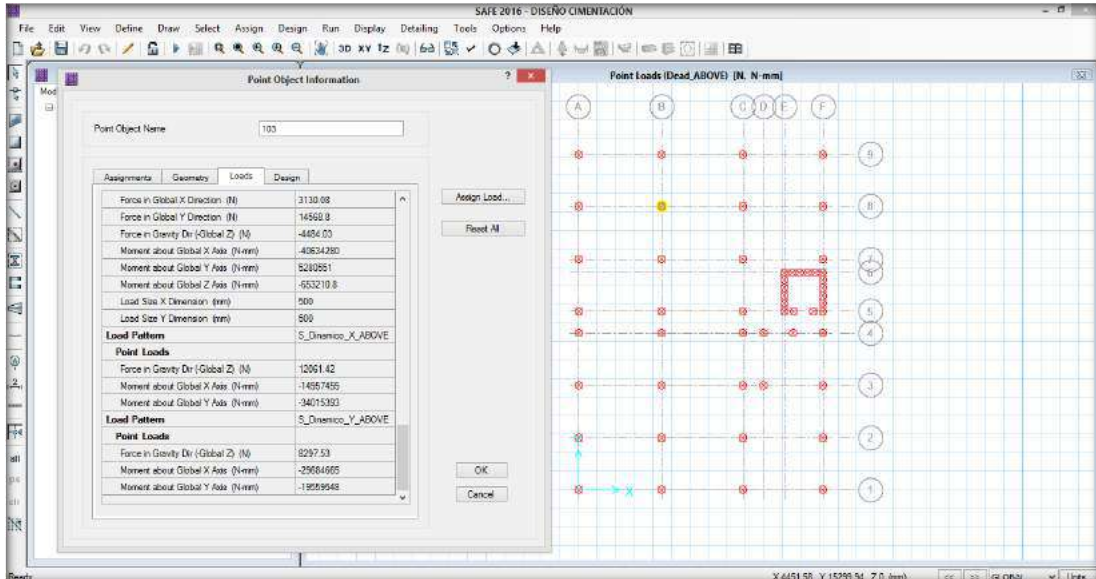
Importaran los datos obtenidos del Etabs 2016.

Figura N° 80: Se importarán los datos al software safe.



Se verificó que las cargas exportadas estaban correctamente exportadas al software Safe 2016.

Figura N° 81: Verificación de datos al software Safe.



Se procedió a definir los materiales de los elementos estructurales, en los cuales se tiene que asignar las propiedades de cada material.

Figura N° 60: Asignando las propiedades del concreto.

Material Property Data

General Data

Material Name: f'c=210 Kg/cm2

Material Type: Concrete

Material Display Color: [Blue] Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight

Weight per Unit Volume: 2.4E-03 kgf/cm3

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 217370.66 kgf/cm2

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 9.9E-06 1/C

Shear Modulus, G: 90571.11 kgf/cm2

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 210 kgf/cm2

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor: []

Modulus of Rupture for Cracked Deflections

Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)

User Specified []

OK Cancel

Fuente; elaboración propia

Figura N° 61: Asignando las propiedades del acero.

Material Property Data

General Data

Material Name: fy=4200 Kg/cm2

Material Type: Rebar

Material Display Color: [Cyan] Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight

Weight per Unit Volume: 7.849E-03 kgf/cm3

Uniaxial Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2039432.38 kgf/cm2

Other Properties for Rebar Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 4200 kgf/cm2

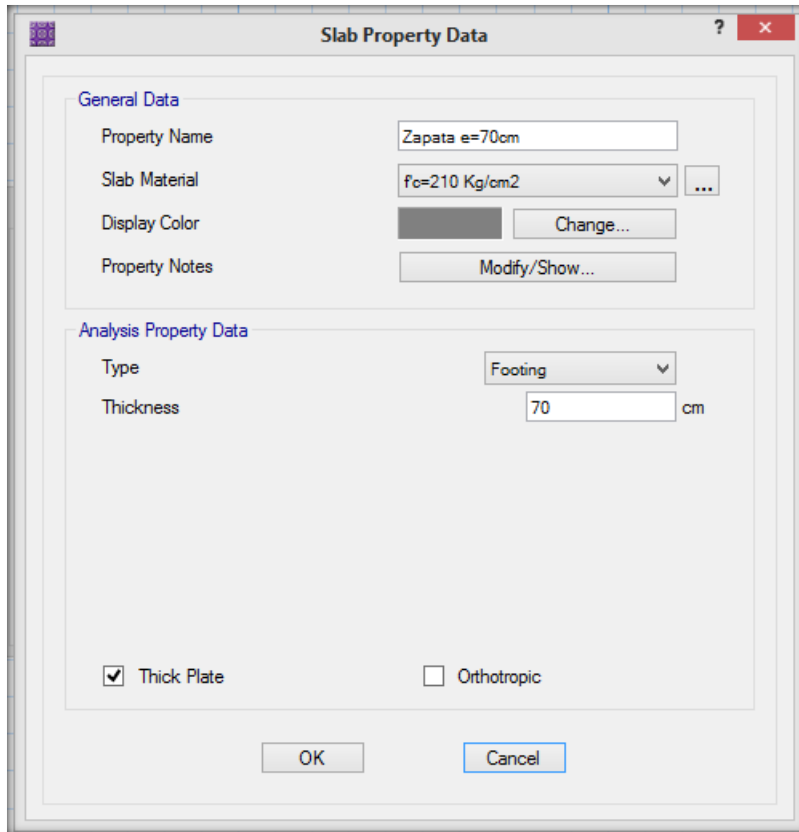
Minimum Tensile Stress, Fu: 6327.63 kgf/cm2

OK Cancel

Fuente; elaboración propia

Se procedió a definir las secciones las cuales se muestran a continuación, previamente se realizó anteriormente un pre dimensionamiento de los elementos estructurales
Se procedió a dibujar las zapatas de 2.00x2.00m para las columnas de (0.50x0.50m) y zapatas de 1.50x1.50m para las demás columnas del proyecto.

Figura N° 62: Definiendo la zapata de e=70cm.



Fuente; elaboración propia

Se procedió a definir el rigidizador para el diseño de las zapatas el cual tendrá las siguientes características.

Figura N° 63: Definiendo el rigidizador Stiff.

The image shows a software dialog box titled "Slab Property Data". It is organized into two main sections: "General Data" and "Analysis Property Data".

- General Data:**
 - Property Name: Stiff
 - Slab Material: fc=210 Kg/cm2
 - Display Color: A red color swatch with a "Change..." button.
 - Property Notes: A "Modify/Show..." button.
- Analysis Property Data:**
 - Type: Stiff
 - Thickness: 100 cm

At the bottom of the dialog, there are two checkboxes: "Thick Plate" (checked) and "Orthotropic" (unchecked). "OK" and "Cancel" buttons are located at the bottom right.

Fuente; elaboración propia

Se procede a dibujar las zapatas de (2.30x2.30m) para las columnas centrales, zapatas de (1.50x1.50m) para las columnas excéntricas, zapatas de (1.80x1.80m) para las columnas excéntricas y (2.10x2.10m) para la zapata del ascensor del proyecto a continuación, se presenta el pre dimensionamiento de las zapatas.

Figura N° 64: Pre dimensionamiento de las zapatas.

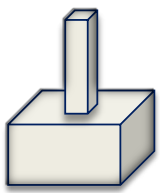
ZAPATAZ PARA COLUMNA CENTRAL:
 Usaremos la siguiente fórmula: $A_{za} \geq \frac{P_{servicio}}{k * q_a}$

Peso de Servicio P= 95.40 Tn
 Capacidad Admisible: qa= 32.50 Ton/m2
 Tipo de Suelo Suelo= Intermedio
 K= 0.80

Área de la Zapata: BL= 3.67 m2
 B= 2.30 m
 L= 2.30 m

Altura ó espesor de la zapata aproximados Hzap= 0.50 m

Área de la Zapata propuesta 5.29 m2 ok



Tipo de suelo	K	Hzap
Blando o Flexible	0.70	---
Intermedio	0.80	0.5
Muy Rígido	0.90	0.4
Roca Dura	1.00	0.4

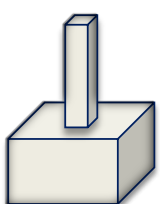
ZAPATAZ PARA COLUMA EXCENTRICAS:
 Usaremos la siguiente fórmula: $A_{za} \geq \frac{P_{servicio}}{k * q_a}$

Peso de Servicio P= 54.67 Tn
 Capacidad Admisible: qa= 32.50 Ton/m2
 Tipo de Suelo Suelo= Intermedio
 K= 0.80

Área de la Zapata: BL= 2.10 m2
 B= 1.50 m
 L= 1.50 m

Altura ó espesor de la zapata aproximados Hzap= 0.50 m

Área de la Zapata propuesta 2.25 m2 ok



Tipo de suelo	K	Hzap
Blando o Flexible	0.70	---
Intermedio	0.80	0.5
Muy Rígido	0.90	0.4
Roca Dura	1.00	0.4

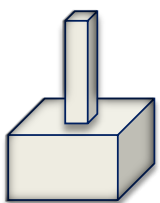
ZAPATAZ PARA COLUMA ESQUINERA:
 Usaremos la siguiente fórmula: $A_{za} \geq \frac{P_{servicio}}{k * q_a}$

Peso de Servicio P= 75.28 Tn
 Capacidad Admisible: qa= 32.50 Ton/m2
 Tipo de Suelo Suelo= Intermedio
 K= 0.80

Área de la Zapata: BL= 2.90 m2
 B= 1.80 m
 L= 1.80 m

Altura ó espesor de la zapata aproximados Hzap= 0.50 m

Área de la Zapata propuesta 3.24 m2 ok



Tipo de suelo	K	Hzap
Blando o Flexible	0.70	---
Intermedio	0.80	0.5
Muy Rígido	0.90	0.4
Roca Dura	1.00	0.4

Fuente; elaboración propia

Figura N° 65: Modelado de zapatas.

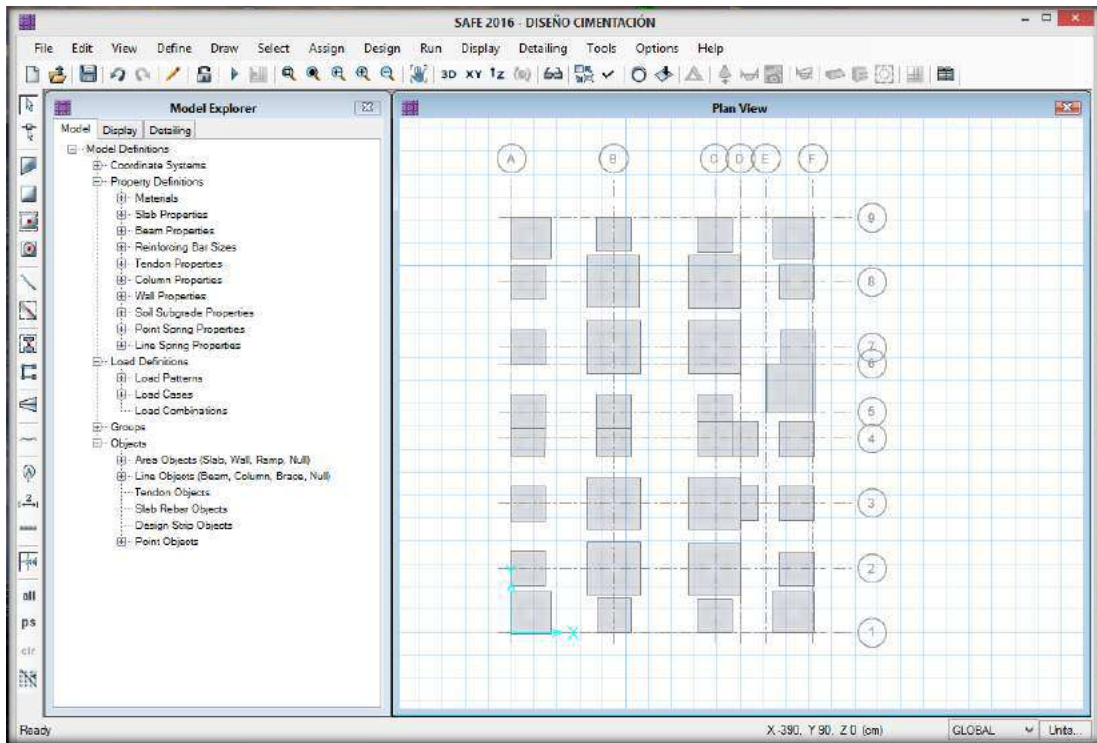
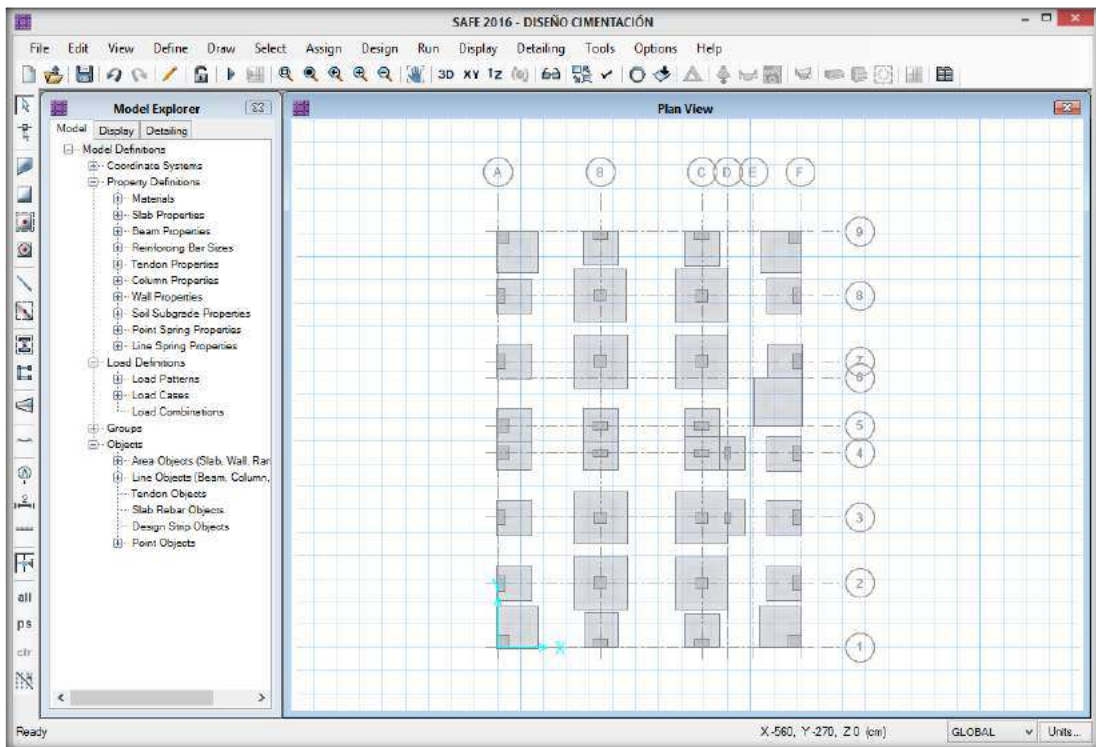


Figura N° 66: Modelado de los rigidizadores.



Se definió las propiedades del suelo al modelado para lo cual se calculó el coeficiente de balasto el cual es de 6.5 Kg/cm³ el cual se indica en la Tabla, N°14: Cálculos para el diseño de cimentación.

Figura N° 67: Definiendo las propiedades del suelo.

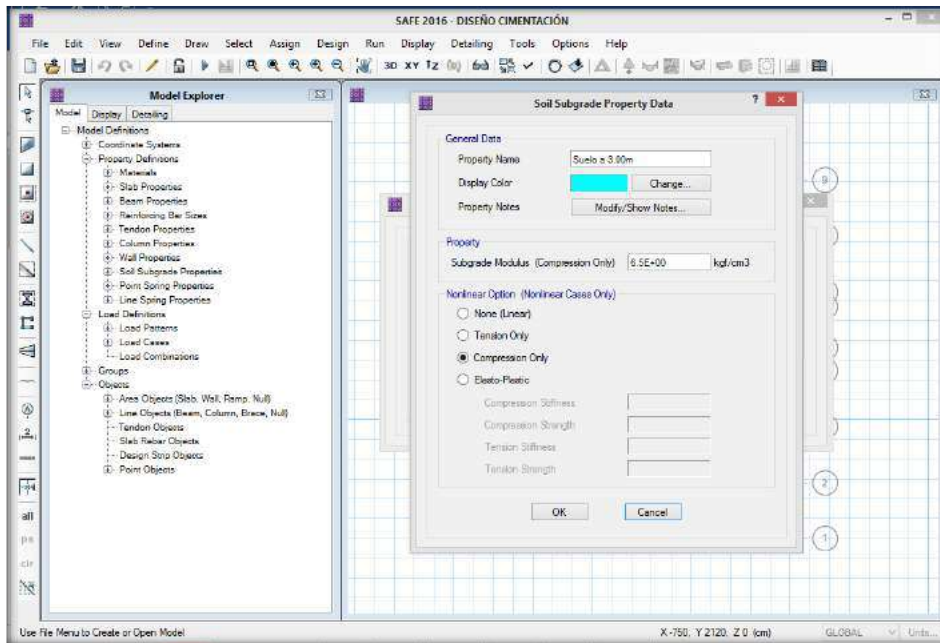


Figura N° 90 Asignando las propiedades del suelo al modelado.

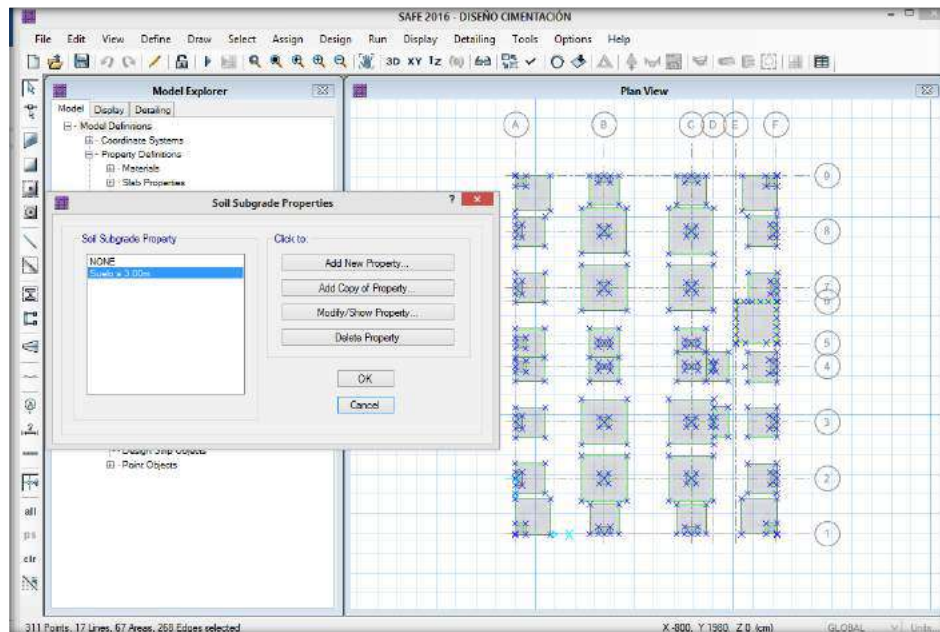


Figura N° 91: Se asignando el coeficiente de balasto.

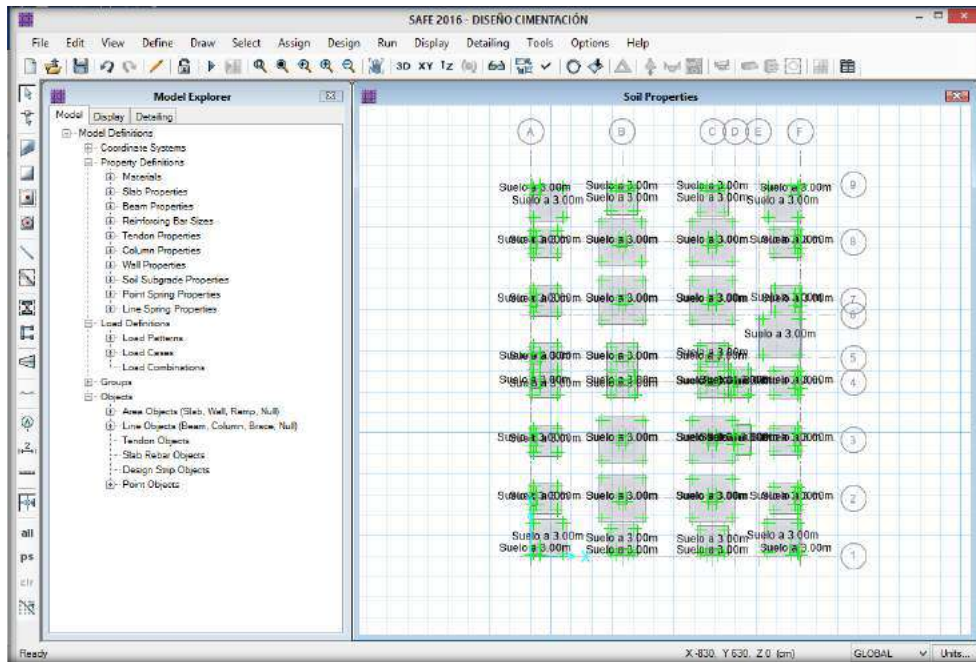
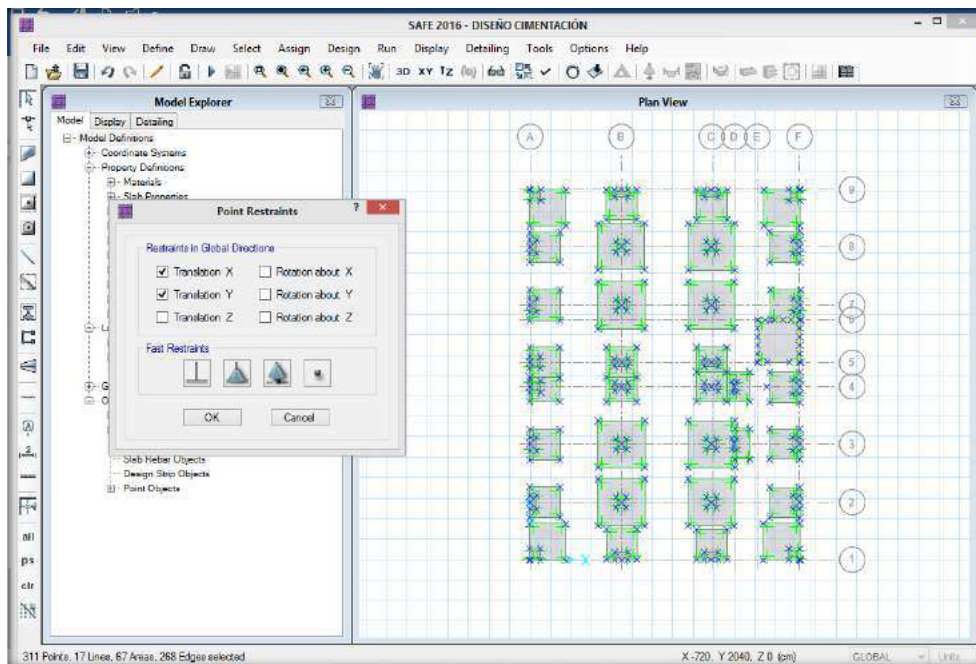
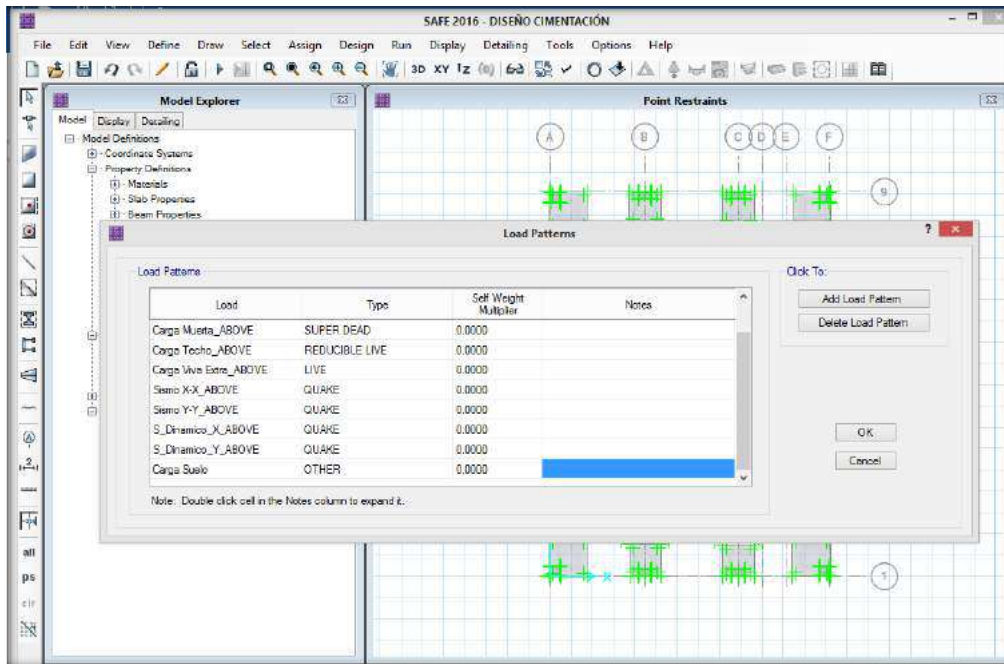


Figura N° 68: Se asignó las restricciones al modelado.



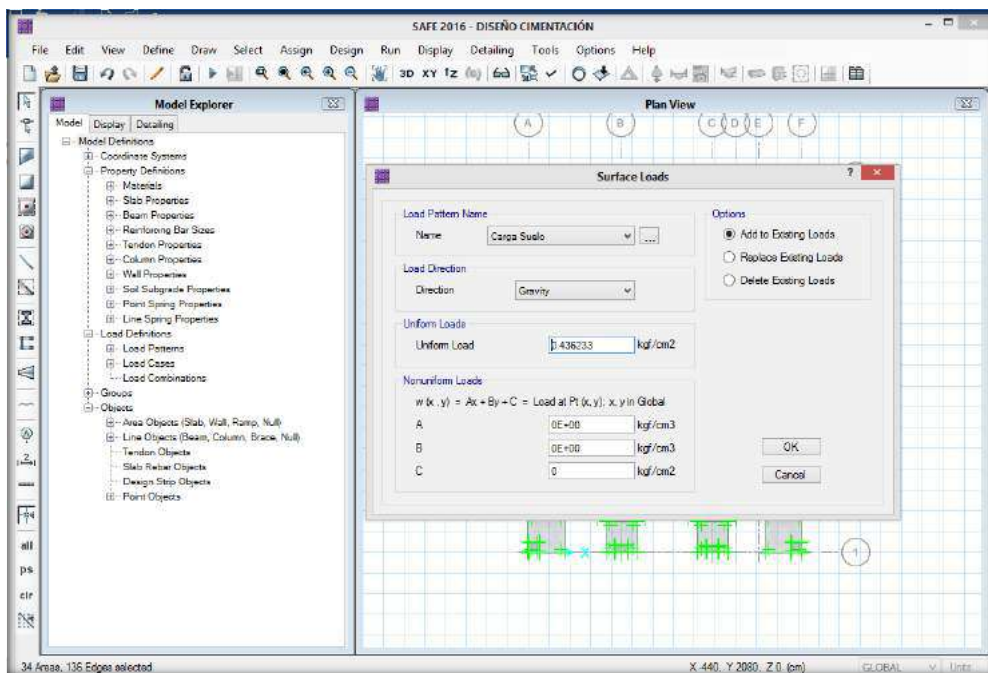
Se asignó la carga del peso del suelo al modelado para lo cual se calculó la carga es de 4362.33 Kg/m² él cual se indica en la Tabla, N°14: Cálculos para el diseño de cimentación.

Figura N° 69: Definiendo la Carga del suelo.



Fuente; elaboración propia

Figura N° 94: Se asignó la carga del suelo al modelo.



Fuente; elaboración propia

Crear patrones de servicio

Servicio 1:

Carga Muerta + Carga Viva + Carga Suelo

Para la carga sísmico se podrá reducir la carga sísmica al 80%

Servicio 2:

Carga Muerta + Carga Viva + Carga Suelo +(0.8) Carga de Sismo DinámicoX

Servicio 3:

Carga Muerta + Carga Viva + Carga Suelo +(-0.8) Carga de Sismo DinámicoX

Servicio 4:

Carga Muerta + Carga Viva + Carga Suelo +(0.8) Carga de Sismo DinámicoY

Servicio 5:

Carga Muerta + Carga Viva + Carga Suelo +(-0.8) Carga de Sismo DinámicoY

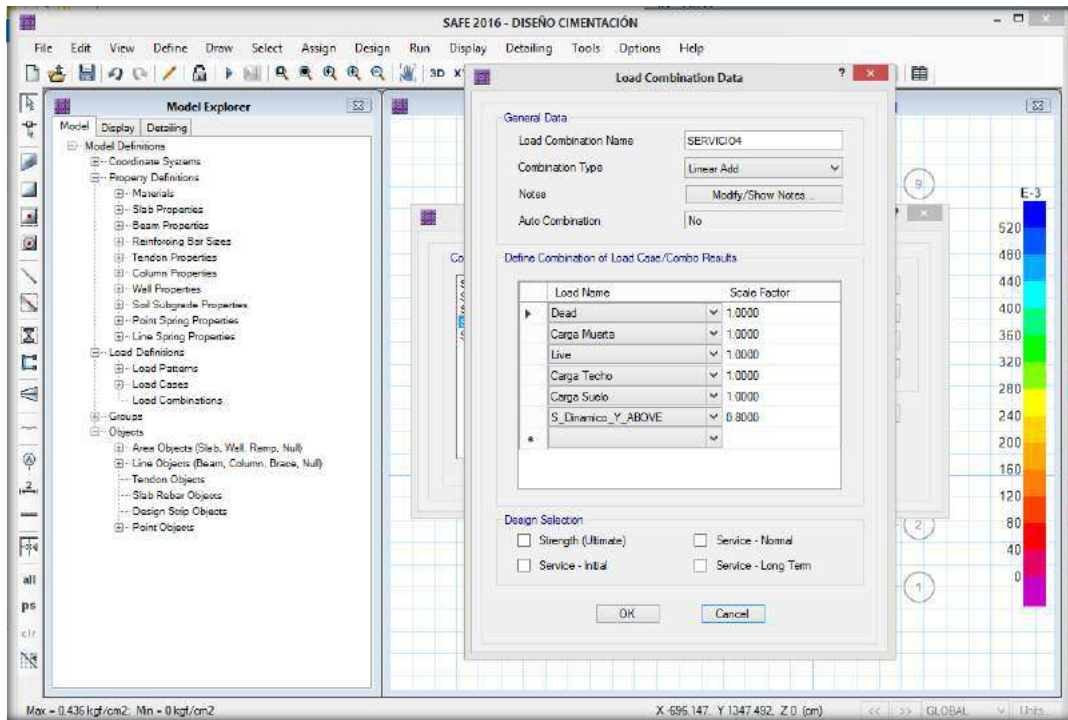
Así mismo de crear el combo de diseño:

Combo de Diseño:

1.4 Carga Muerta + 1.7 Carga Viva

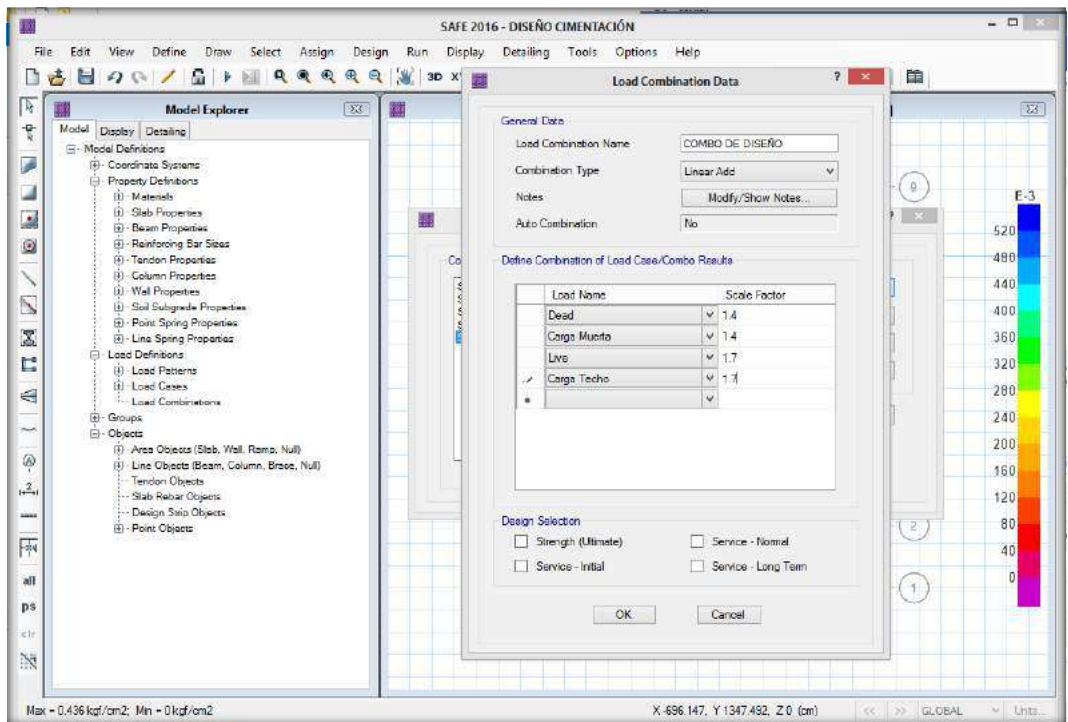
Todas esas condiciones de servicio se ingresar al modelado para poder verificar las presiones de la zapata en el suelo de estudio ya si poder definir las cargas que es capaz de soportar el suelo

Figura N° 95: Se definió las cargas de servicio.



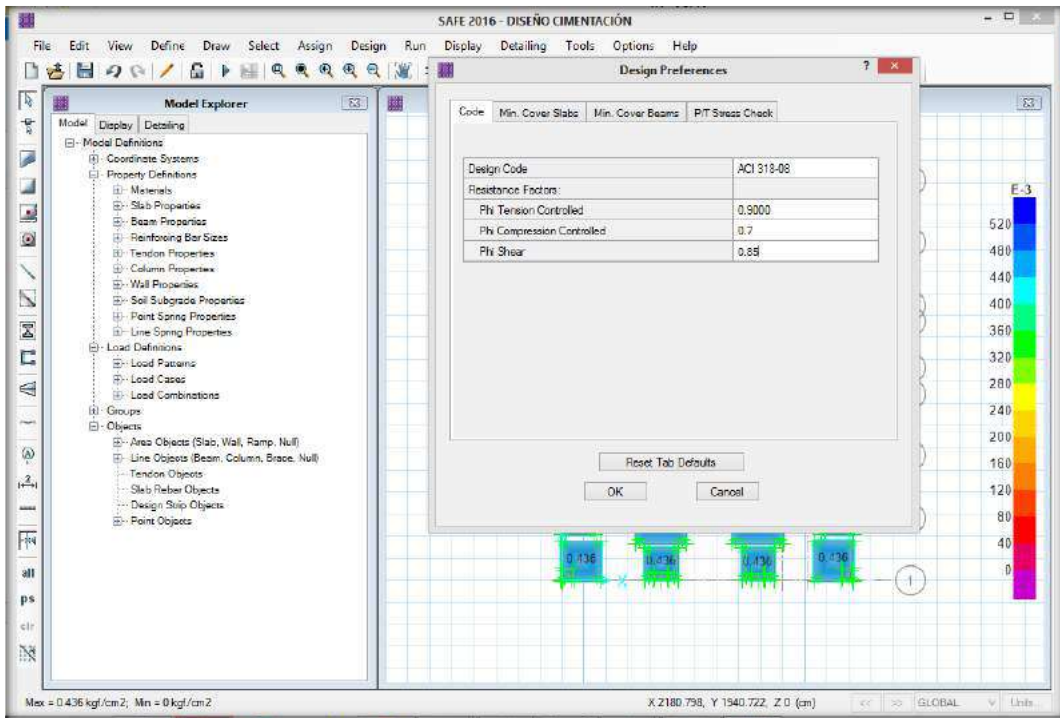
Fuente; elaboración propia

Figura N° 70: Se definió el combo de diseño.



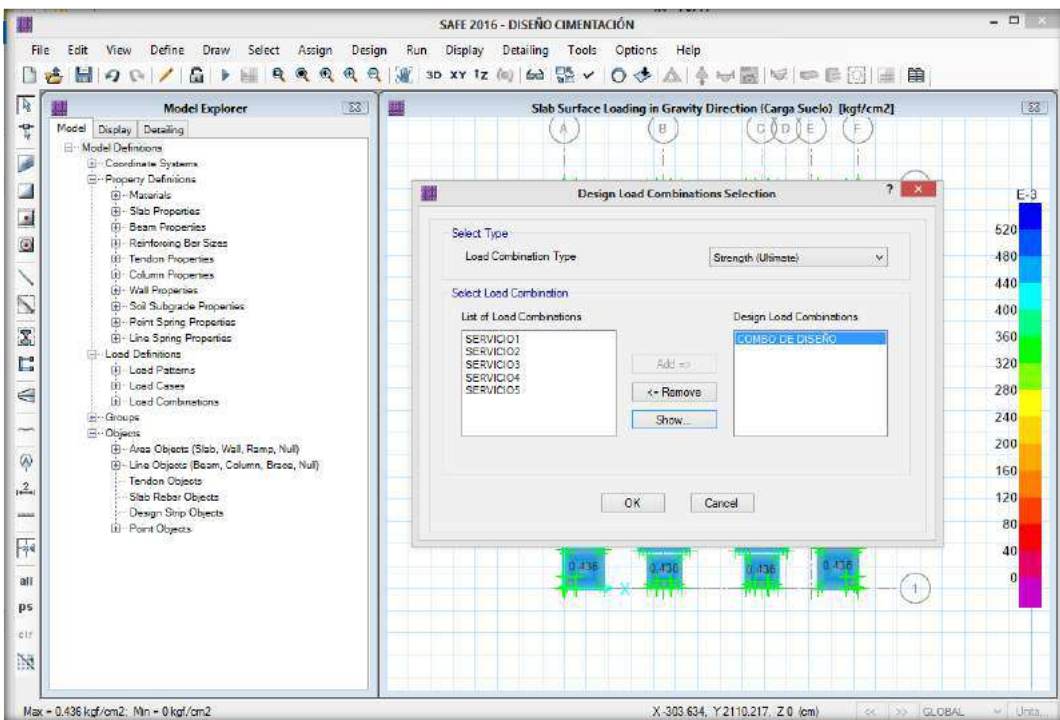
Fuente; elaboración propia

Figura N° 71: Se configuro los parámetros con la norma peruana.



Fuente; elaboración propia

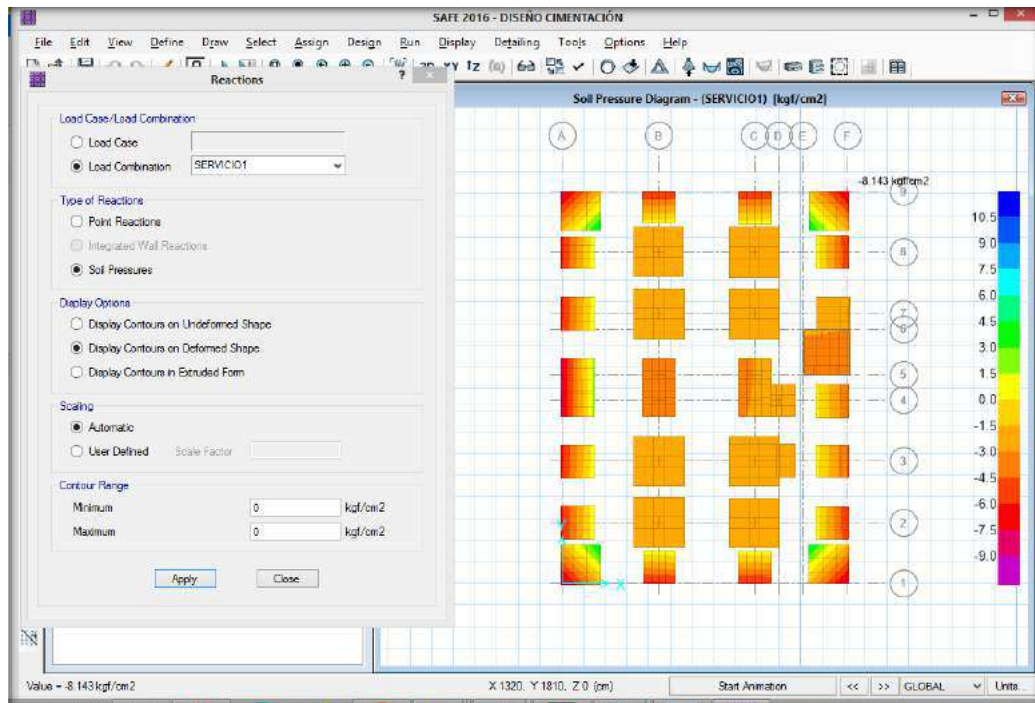
Figura N° 72: Se configuro diseño de combos.



Fuente; elaboración propia

Se procedió a correr el programa para verificar las dimensiones de la zapata y así verificar para las cargas de servicio 1 con la capacidad admisible $q_{adm}=1.70 \text{ Kg/cm}^2$, Y para las cargas de servicio 2 al servicio 5 se verificará con el 30% más de para la capacidad admisible $1.3*q_{adm}= 2.21 \text{ Kg/cm}^2$.

Figura N° 73: Resultados de las presiones del modelado.



Fuente; elaboración propia

Se puede apreciar que para el patrón de servicio 1 las presiones sobre pasan la capacidad admisible $q_{adm}=1.70 \text{ Kg/cm}^2$, llegando a 8.14 Kg/cm^2 , por tal motivo se deberá mejorar el diseño de cimentación, a continuación de presenta las dos alternativas de solución planteadas para la estructura planteada.

ALTERNATIVA N°01:

Como primera alternativa se optó por diseñar las vigas de cimentación a la estructura, las cuales dimensiones de (0.40x0.70m). obteniendo los siguientes resultados.

Figura N° 74: Modelado de la viga V-2 (0.40x0.70m).

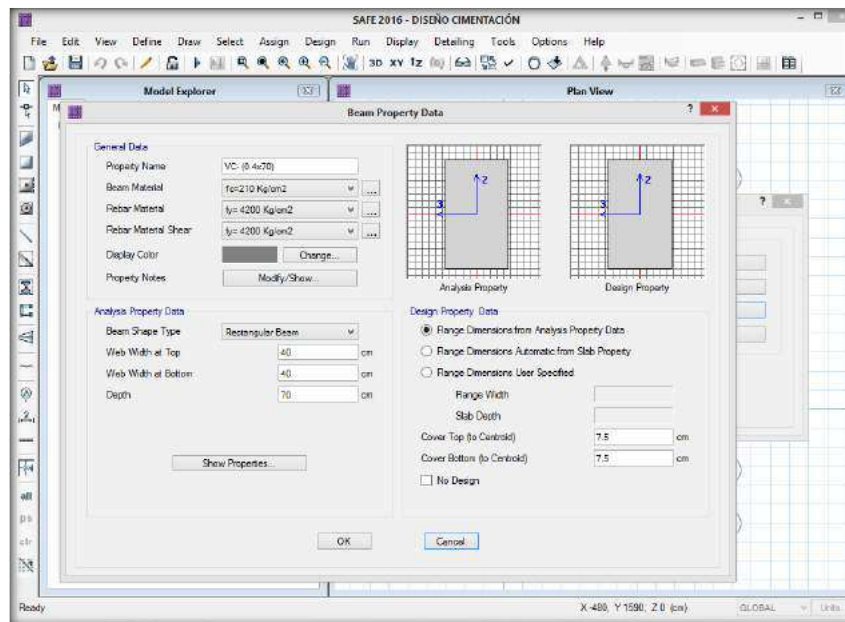


Figura N° 75: Dibujo de las vigas de cimentación

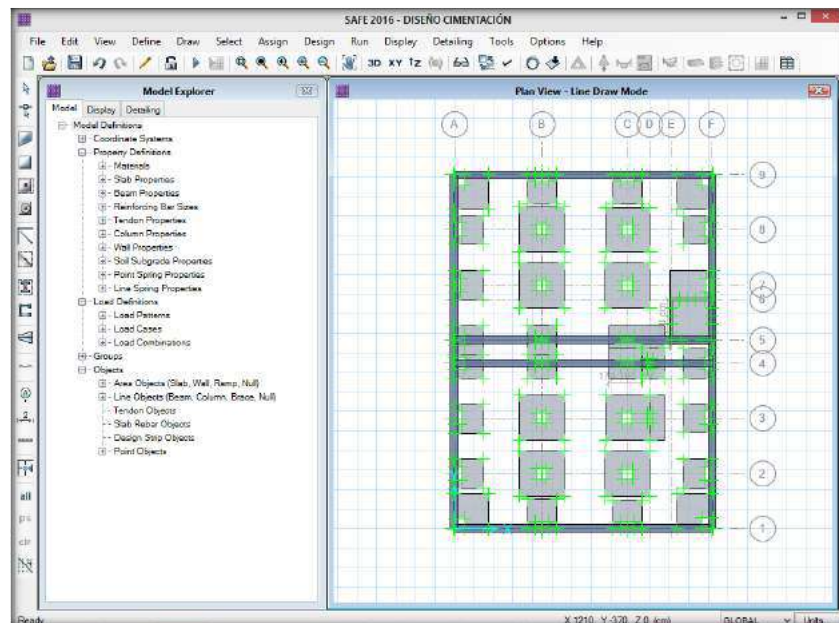


Figura N° 76: Definiendo la carga para las vigas de cimentación.

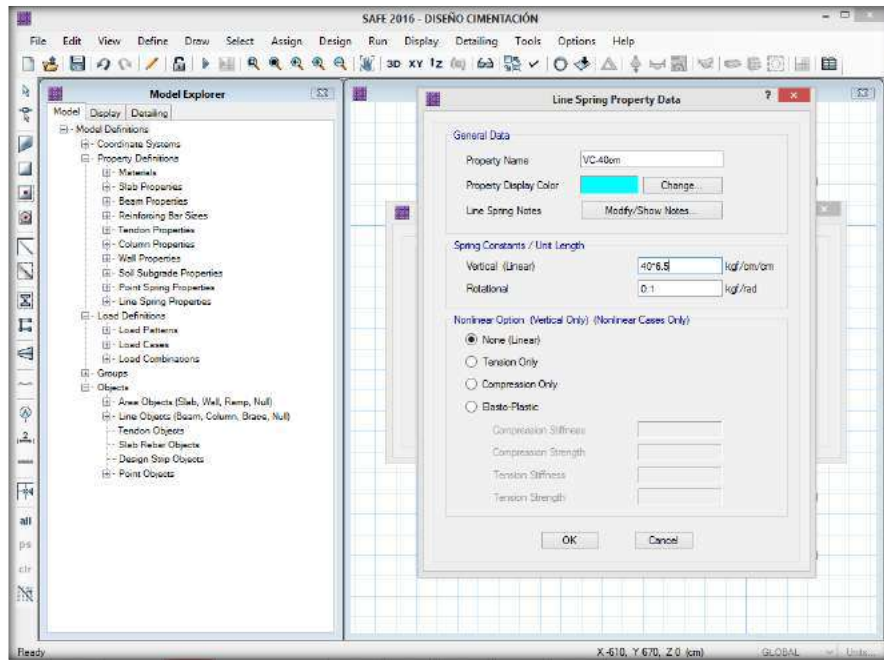


Figura N° 77: Se asignó las cargas a la viga de cimentación.

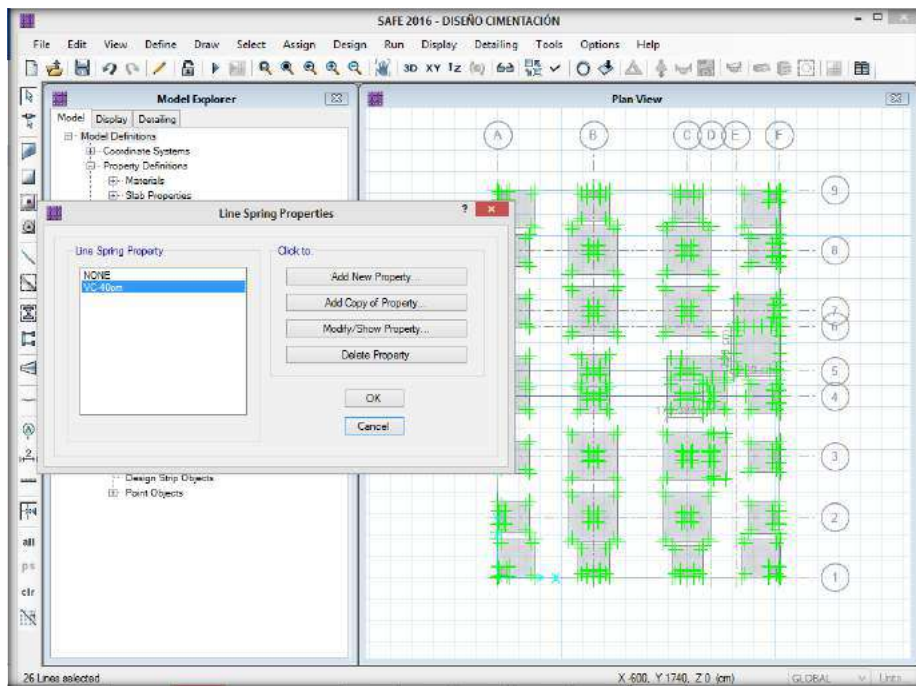
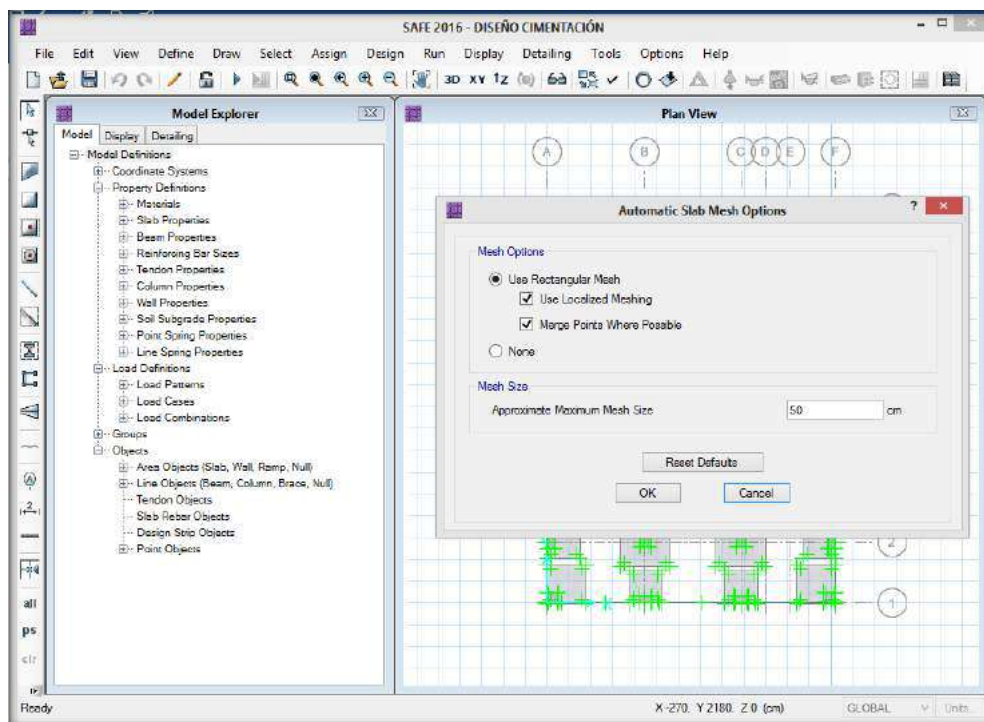


Figura N° 78: Se asignó malla de elementos finitos a las zapatas.



Se procedió a correr el programa para verificar las dimensiones de la zapata y así verificar para las cargas de servicio 1 con la capacidad admisible $q_{adm}=1.70 \text{ Kg/cm}^2$, Y para las cargas de servicio 2 al servicio 5 se verificará con el 30% más de para la capacidad admisible $1.3*q_{adm}= 2.21 \text{ Kg/cm}^2$.

Se verifico las presiones en cada servicio y se comprobó lo siguiente:

Servicio 1, la presión máxima es de, 2.807 Kg/cm^2 .

Servicio 2, la presión máxima es de, 3.773 Kg/cm^2 .

Servicio 3, la presión máxima es de, 2.431 Kg/cm^2 .

Servicio 4, la presión máxima es de, 3.964 Kg/cm^2 .

Servicio 5, la presión máxima es de, 2.476 Kg/cm^2 .

Se realizó la verificación de punzonamiento siendo resultados favorables, con estas verificaciones realizadas se comprobó que el diseño cumple con todas las verificaciones y se procederá al diseño de acero.

Figura N° 79: Resultados de presión respecto al servicio1.

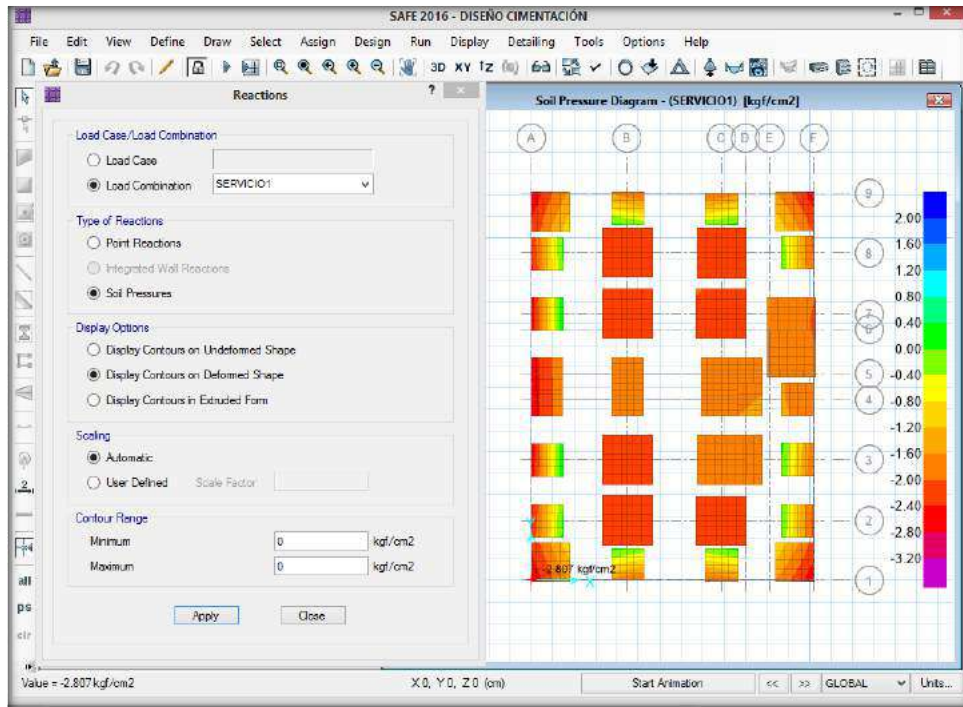


Figura N° 80: Resultados de presión respecto al servicio2.

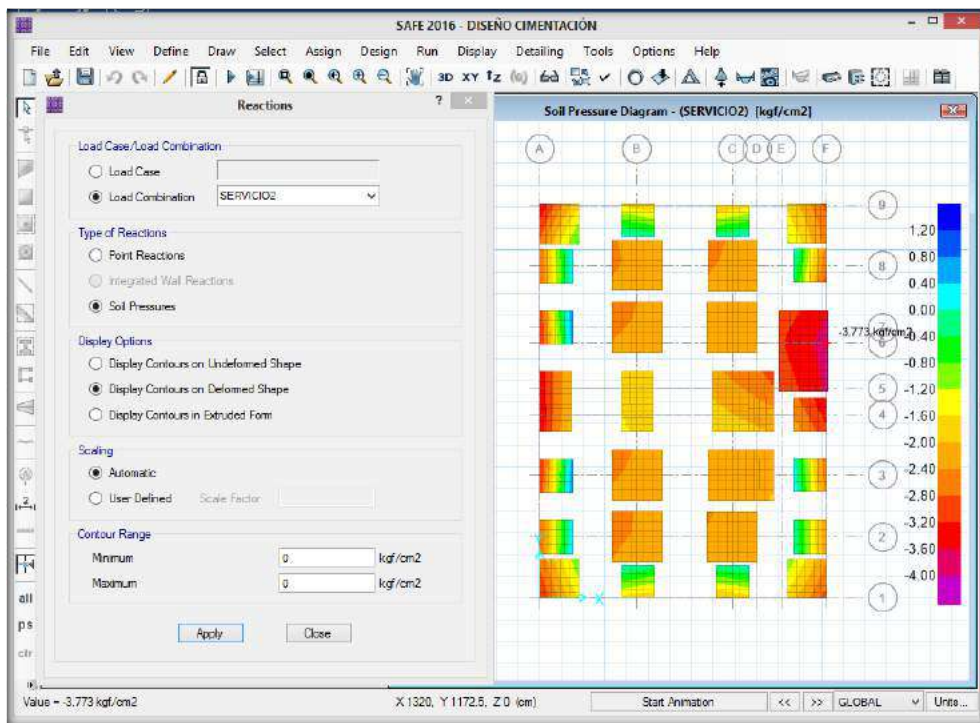


Figura N° 107: Resultados de presión respecto al servicio3.

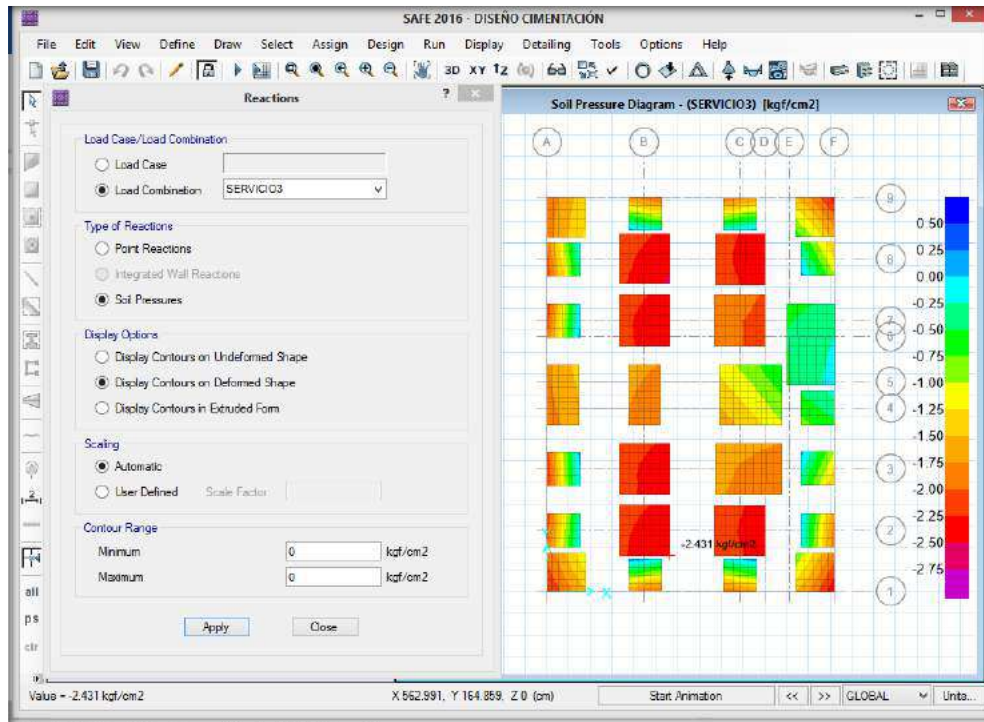


Figura N° 81: Resultados de presión respecto al servicio4.

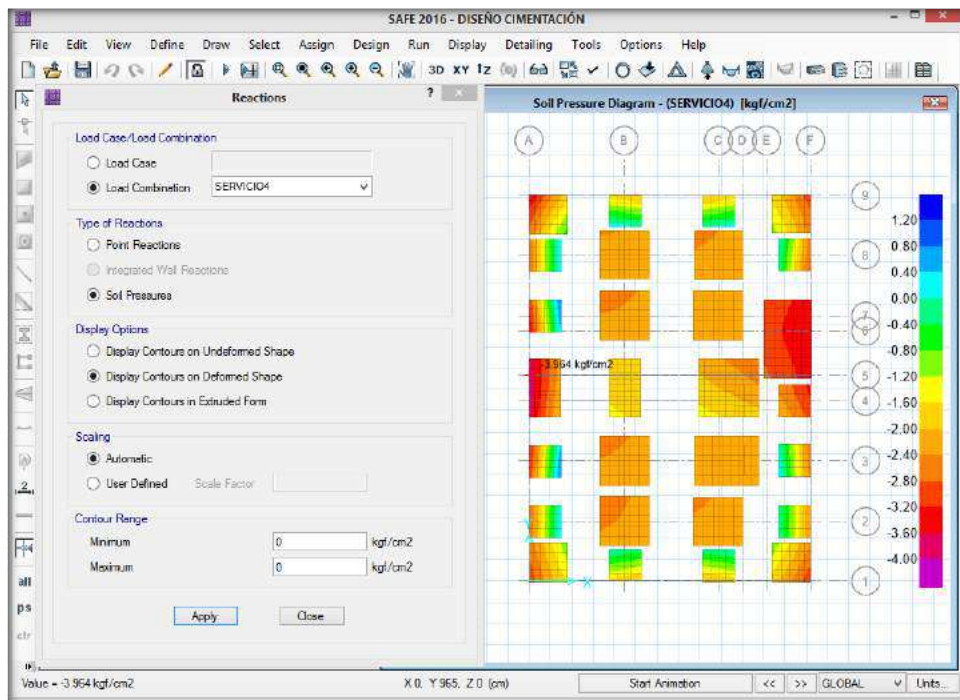


Figura N° 109: Resultados de presión respecto al servicio5.

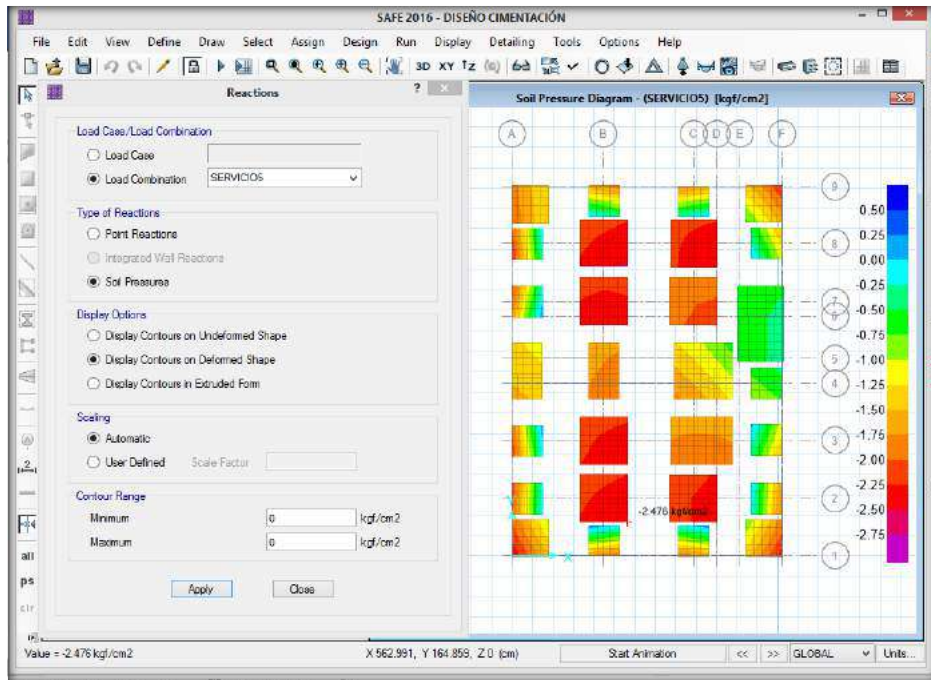
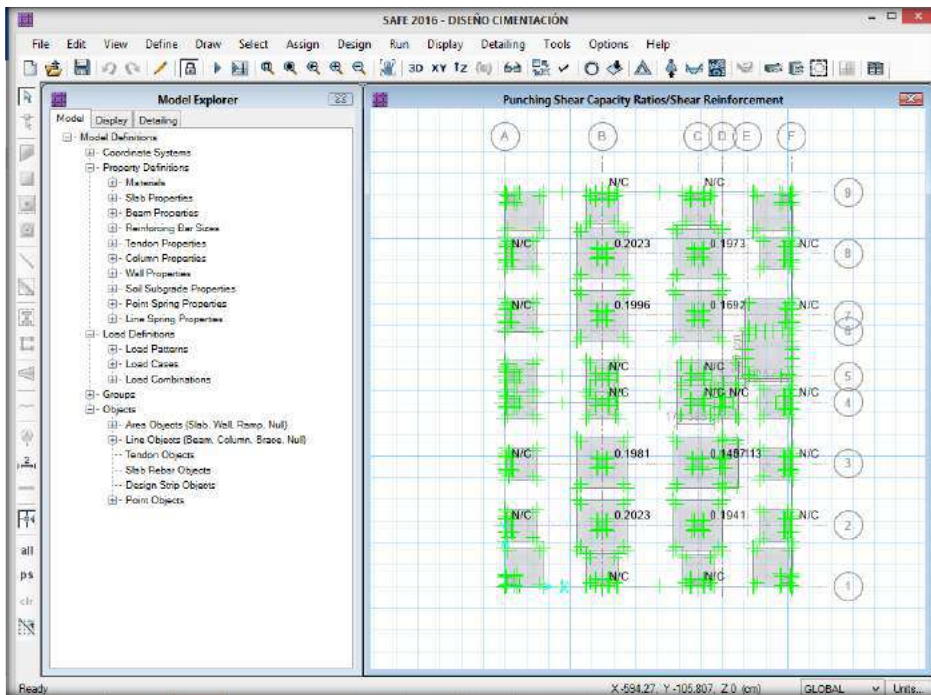


Figura N° 82: Resultados de la verificación por punzonamiento.



Una vez realizado las verificaciones se procedió al diseño del acero.

Figura N° 83: Se definió las dimensiones de las zapatas.

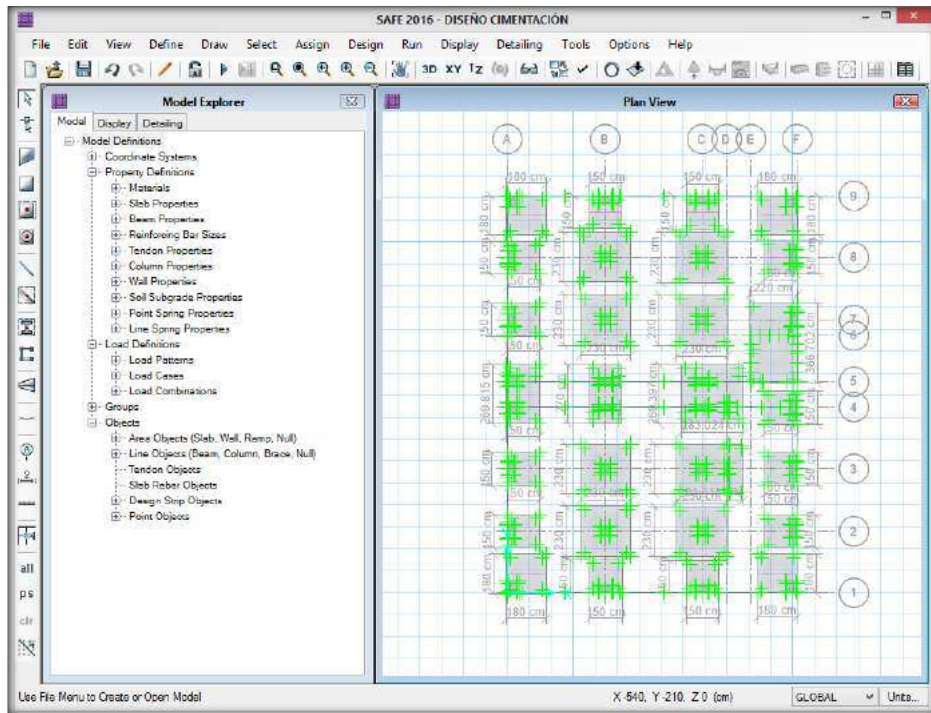


Figura N° 84: Se asignó los strip A.

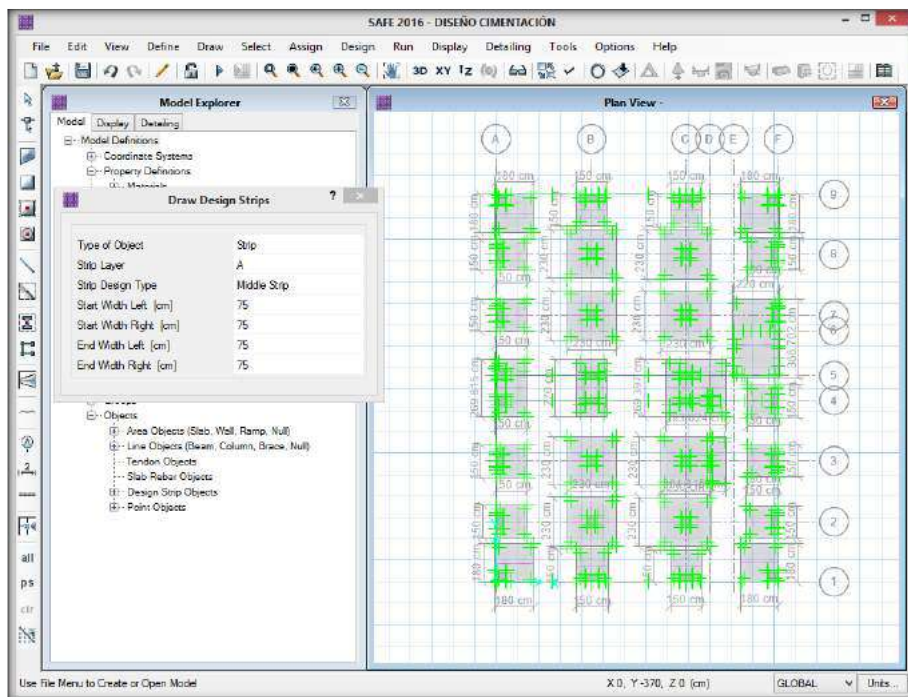


Figura N° 85: Se asignó los strip B.

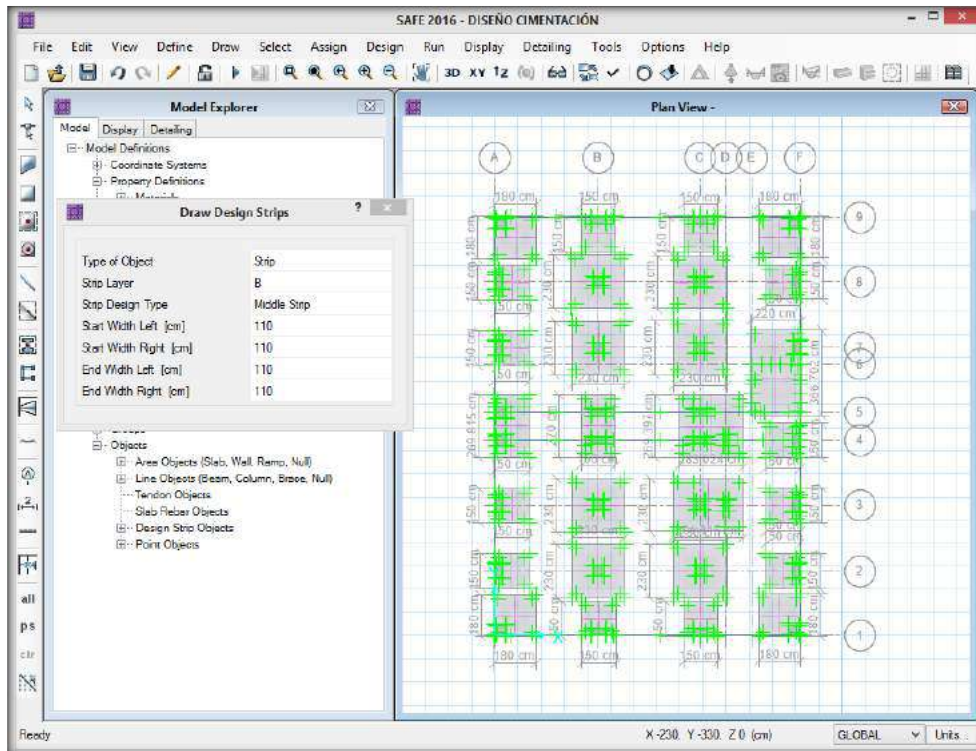
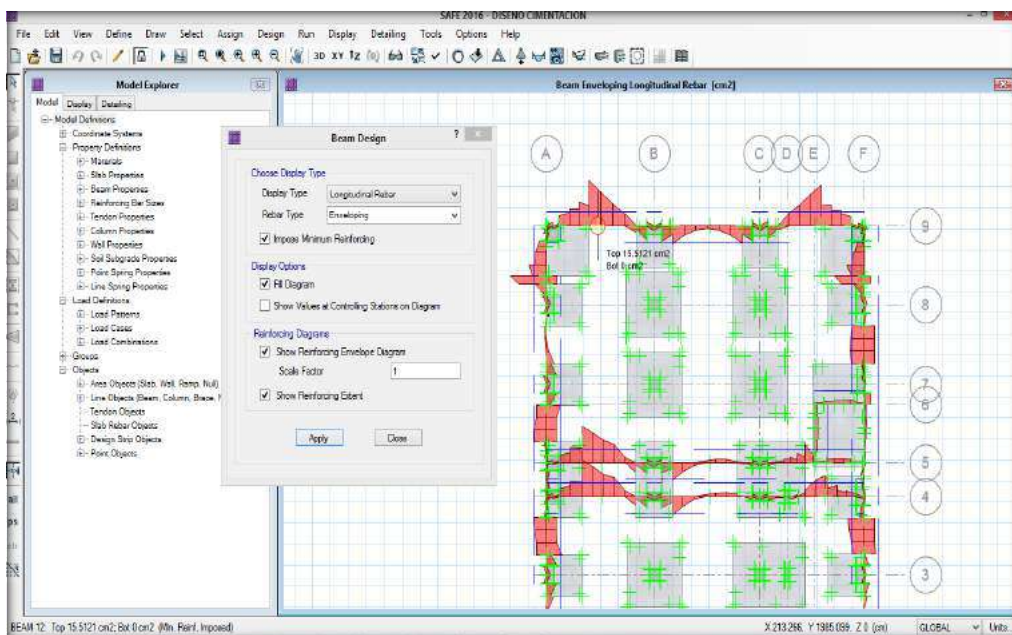


Figura N° 86: Se obtuvo el diseño de acero para la viga de cimentación del refuerzo longitudinal.



Se obtuvo el diseño de acero para la viga de cimentación del refuerzo longitudinal.

Figura N° 87: Se obtuvo el diseño de acero para la viga de cimentación del refuerzo transversal.

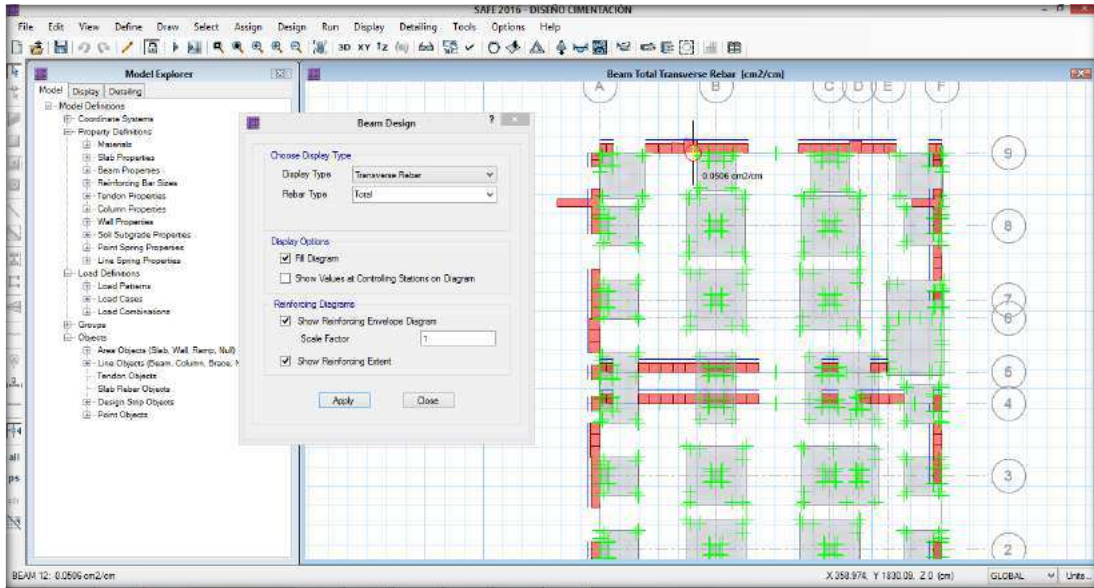


Figura N° 88: Se obtuvo el diseño de acero de las zapatas, el refuerzo longitudinal.

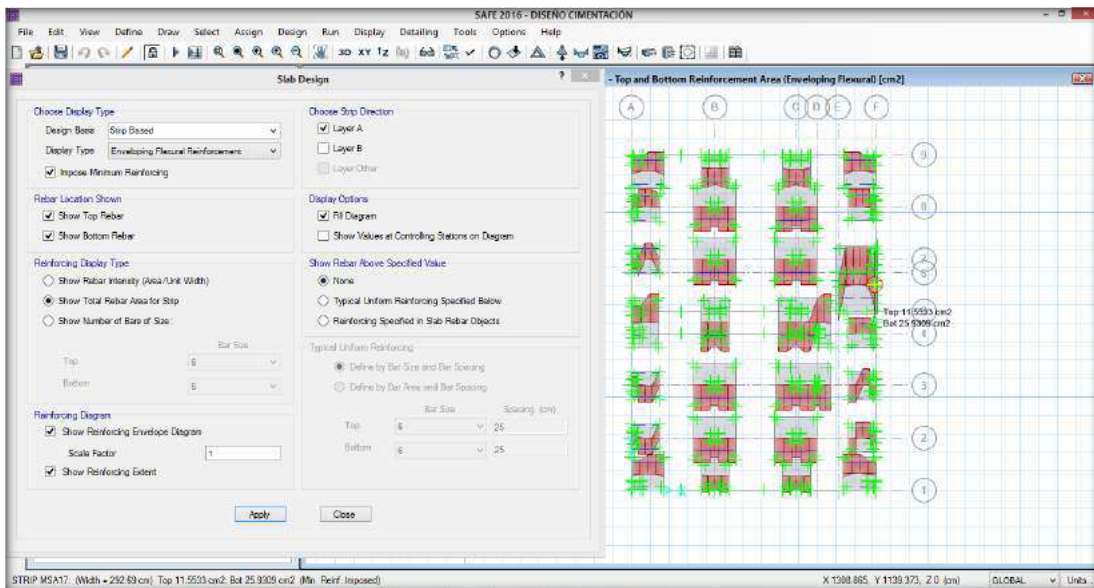
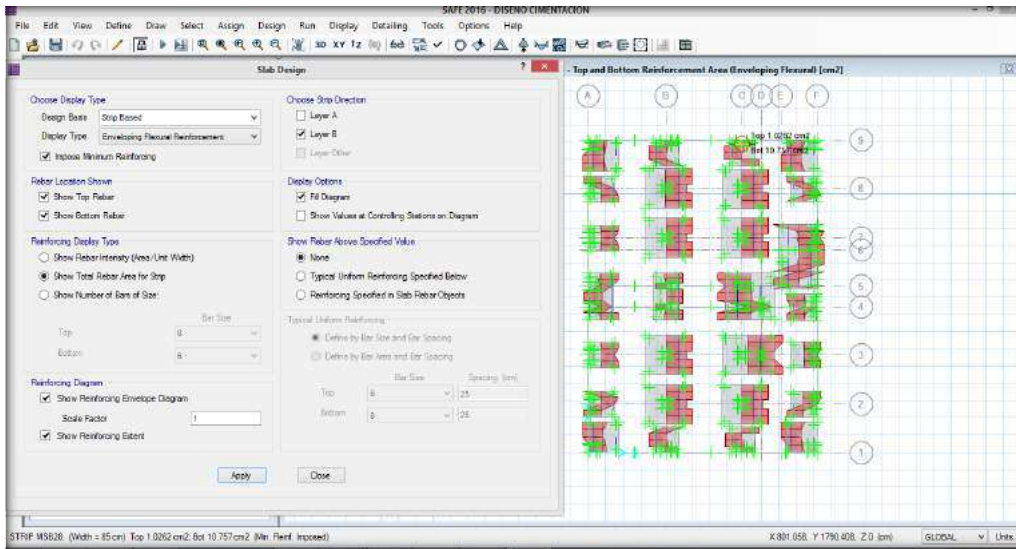


Figura N° 897: Se obtuvo el diseño de acero de las zapatas, el refuerzo transversal.



Fuente; elaboración propia

A continuación, se presenta las dimensiones de las zapatas, así como de la viga de cimentación con su acero de refuerzo.

Tabla N° 18: Dimensiones de zapata de la alternativa N°01.

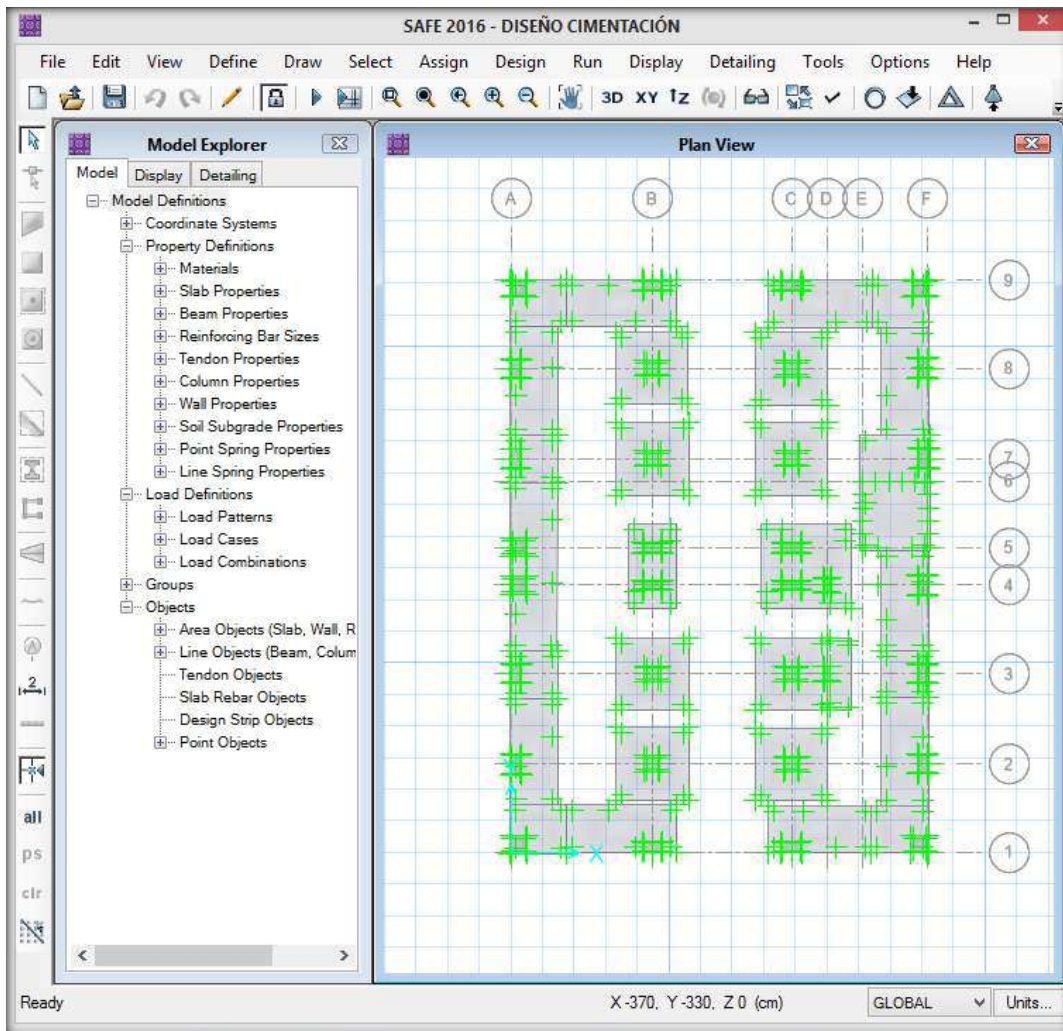
Tipo	Cant.	Peralte H	Dimensiones		Distribución del acero	
			A	B	A	B
Z-1	7.00	0.70	2.30	2.30	Ø 5/8" @ 0.25m	Ø 1/2" @ 0.25m
Z-2	1.00	0.70	3.00	2.30	Ø 5/8" @ 0.25m	Ø 1/2" @ 0.25m
Z-3	12.00	0.70	1.50	1.50	Ø 5/8" @ 0.25m	Ø 1/2" @ 0.2m
Z-4	4.00	0.70	1.80	1.80	Ø 5/8" @ 0.25m	Ø 1/2" @ 0.2m
Z-5	1.00	0.70	2.20	6.70	Ø 5/8" @ 0.25m	Ø 1/2" @ 0.25m
Z-6	2.00	0.70	1.50	2.70	Ø 5/8" @ 0.2m	Ø 1/2" @ 0.2m
Z-7	1.00	0.70	2.85	2.70	Ø 5/8" @ 0.25m	Ø 0.5" @ 0.25m

Fuente; elaboración propia

A) ALTERNATIVA N°02:

Como segunda alternativa se optó por aumentar las dimensiones de las zapatas después de varios intentos se optó por el siguiente diseño. Obteniendo los siguientes resultados.

Figura N° 90: Modelamiento del cimiento de la estructura.



Fuente; elaboración propia

Figura N° 91: Resultados de la presión del suelo con respecto al servicio1.

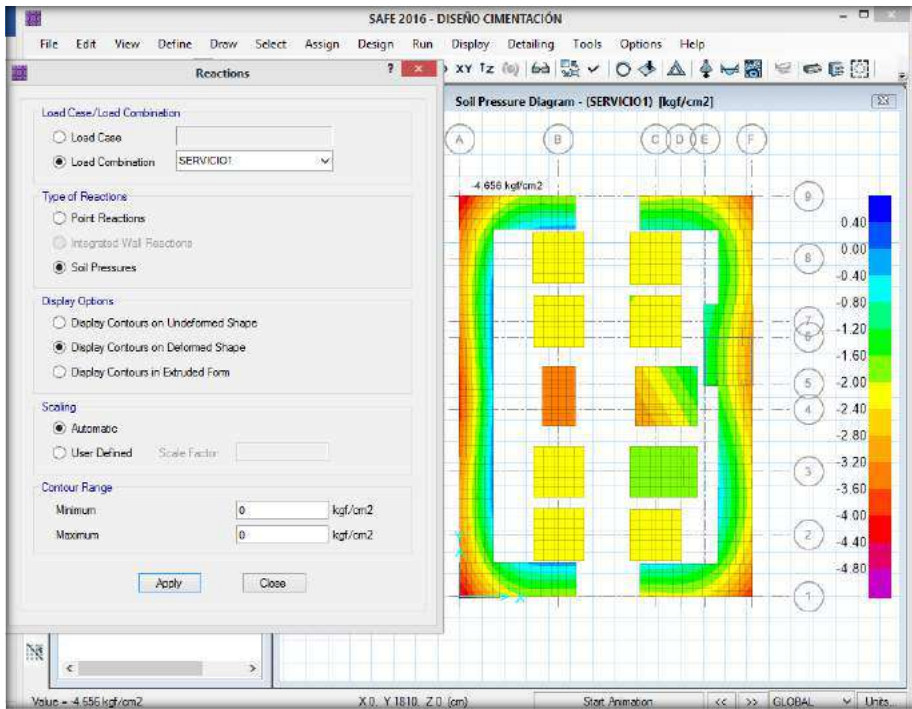
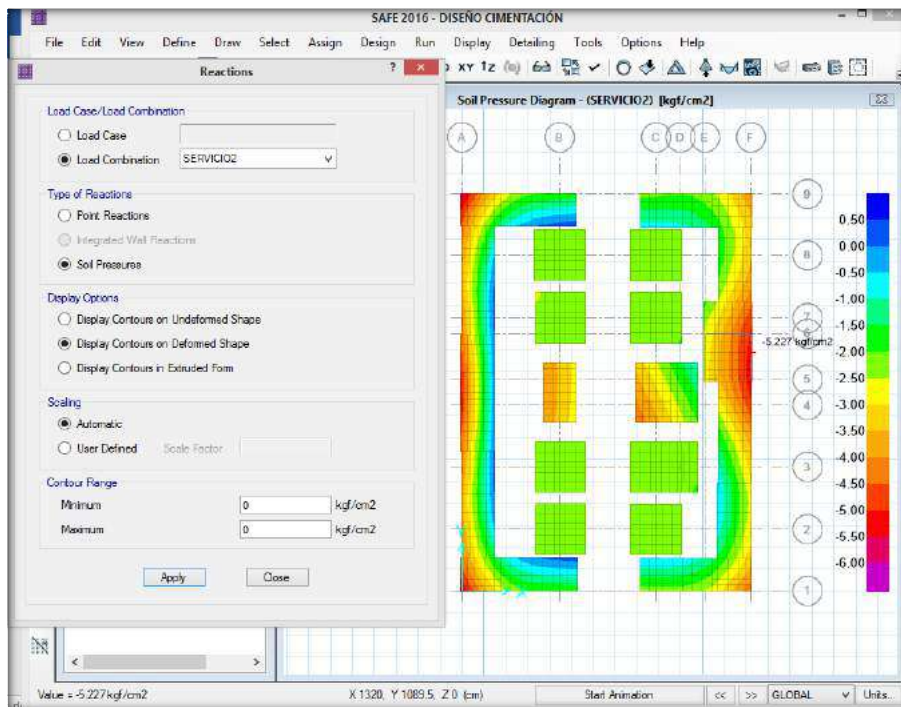


Figura N° 92: Resultados de la presión del suelo con respecto al servicio.



Se puede observar que la estructura no soporta le presiones del servicio 1 y 2, por tal motivo se tendrá que rediseñar para conseguir una mejor distribución de las presiones de la estructura.

Figura N° 93: Modelamiento del rediseñado del cimiento de la estructura.

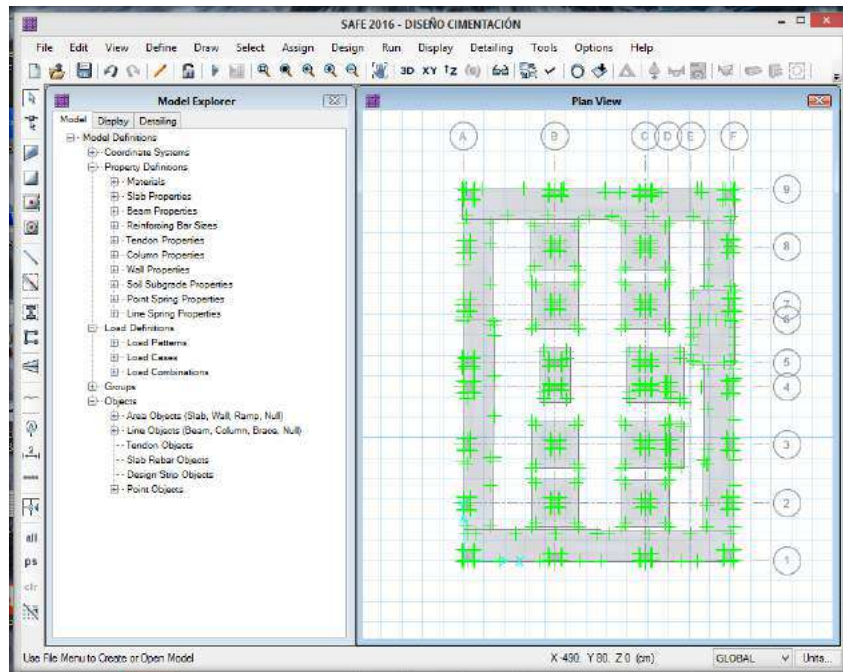


Figura N° 94: Resultados de la presión del suelo con respecto al servicio1.

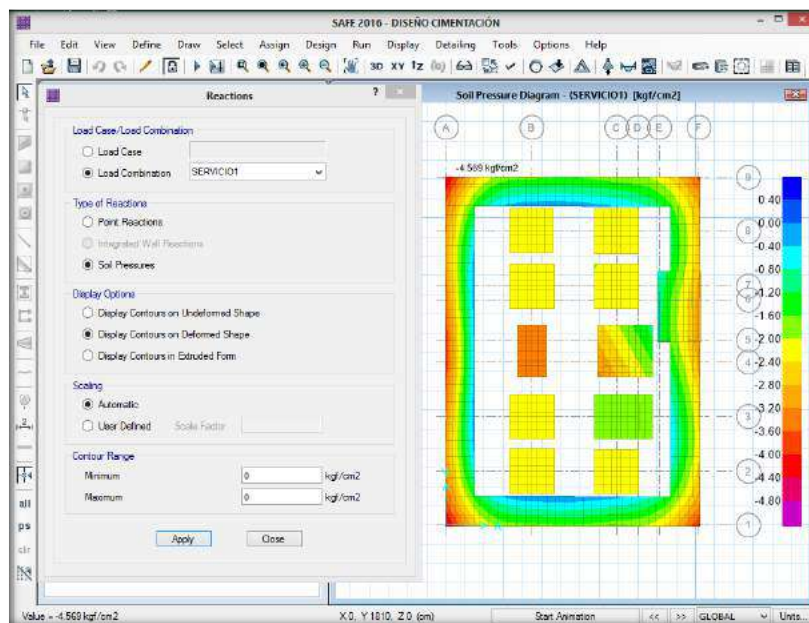


Figura N° 95: Resultados de la presión del suelo con respecto al servicio2.

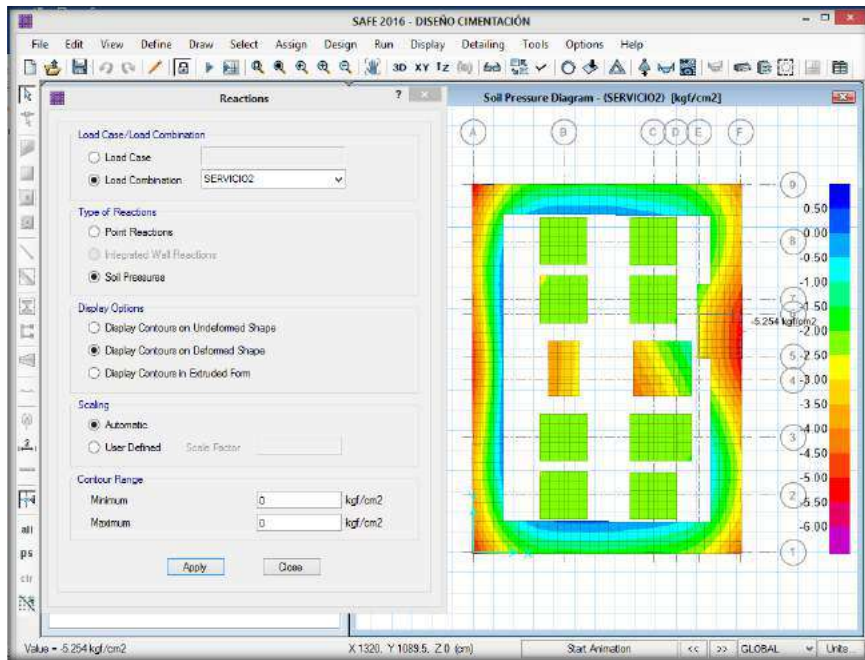


Figura N° 96: Resultados de la presión del suelo con respecto al servicio3.

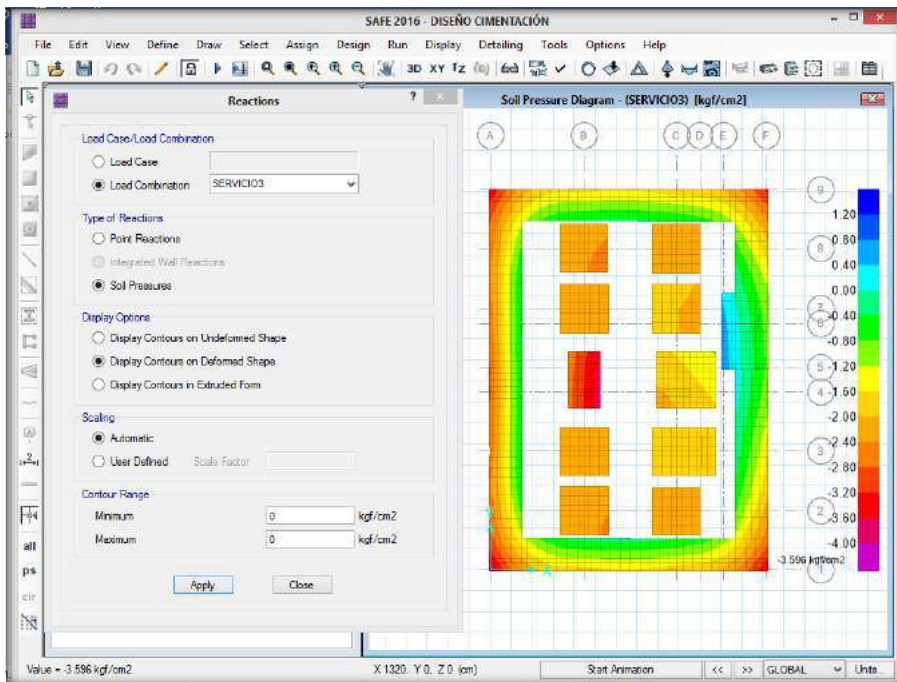


Figura N° 125: Resultados de la presión del suelo con respecto al servicio4.

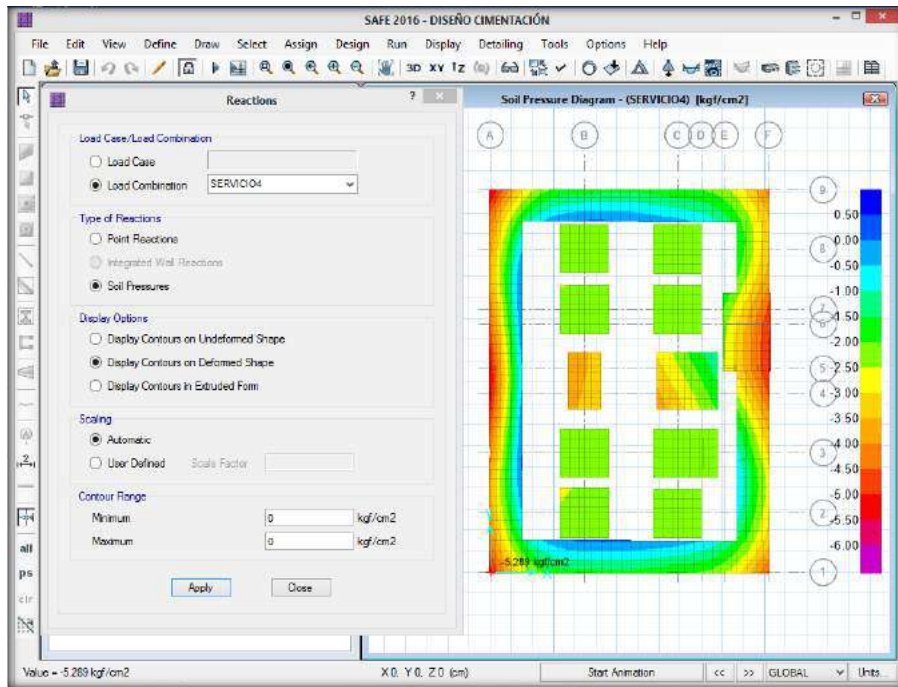
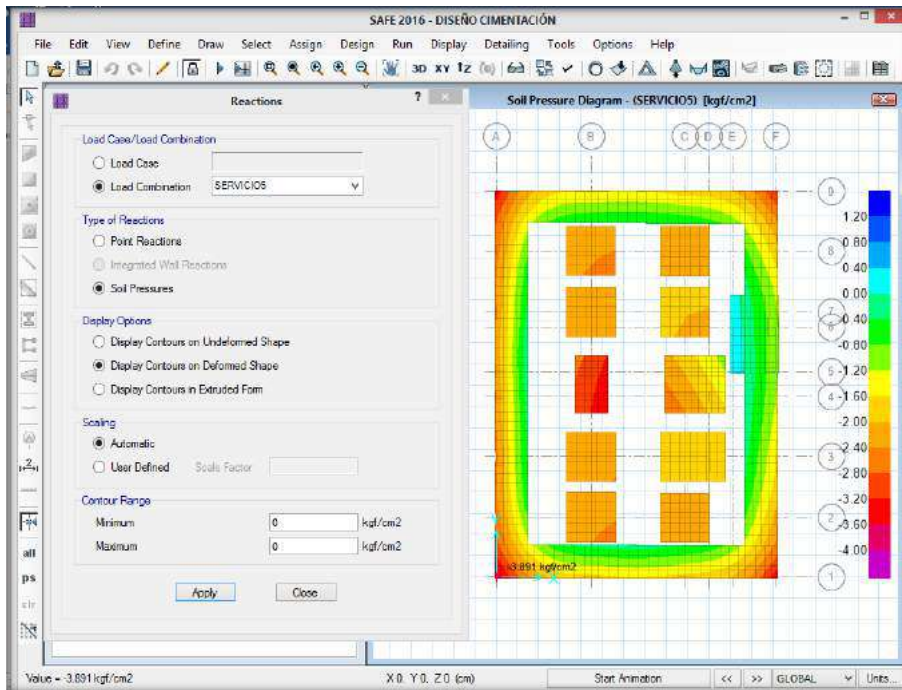


Figura N° 97: Resultados de la presión del suelo con respecto al servicio5.



Como se observa en las figuras N°122, 123 y 124 las presiones del suelo no están dentro de los parámetros establecidos.

IV. ANALISIS Y DISCUSIÓN

- En base al modelamiento estructural realizado de la estructura planteada con características propias se realizó respetando los parámetros establecidos en el RNE-2018, para el diseño de la super estructura con ayuda del software Etabs 2016.
- El diseño de la cimentación se realizó con ayuda del software Safe 2016, se optó por realiza un pre dimensionamiento preliminar como punto de partida, una vez realizado el modelamiento de la cimentación se procedió a las verificaciones correspondientes como son las presiones y el punzonamiento para lo cual se calculó la capacidad admisible, la cual su calculado en base a tres (03) muestras extraídas in situ, las cuales se realizó el estudio de mecánica de suelos en el laboratorio de la Universidad San Pedro. Obteniendo una capacidad admisible de 1.70 Kg/cm² y un factor amplificado de 2.21 Kg/cm². Para las cargas de servicio por sismo, en la cual se verifico que el modelado del pre dimensionamiento de la cimentación no cumplía con los parámetros establecidos, para lo cual se planteó dos alternativas de solución las cuales arrojaron los siguientes resultados:

Alternativa N°01, Se verifico las presiones en cada servicio y se comprobó lo siguiente:

Servicio 1, la presión máxima es de, 2.807 Kg/cm².

Servicio 2, la presión máxima es de, 3.773 Kg/cm².

Servicio 3, la presión máxima es de, 2.431 Kg/cm².

Servicio 4, la presión máxima es de, 3.964 Kg/cm².

Servicio 5, la presión máxima es de, 2.476 Kg/cm².

Se realizó la verificación de punzonamiento el cual se tuvo que cambiar el peralte de la zapata de 50 a 70 cm para poder cumplir con la verificación por punzonamiento.

Alternativa N°02, Se verifico las presiones en cada servicio y se comprobó lo siguiente:

Servicio 1, la presión máxima es de, 4.589 Kg/cm².

Servicio 2, la presión máxima es de, 5.254 Kg/cm².

Servicio 3, la presión máxima es de, 3.595 Kg/cm².

Servicio 4, la presión máxima es de, 5.289 Kg/cm².

Servicio 5, la presión máxima es de, 3.891 Kg/cm².

Se realizó la verificación de punzonamiento el cual se tuvo que cambiar el peralte de la zapata de 50 a 70 cm para poder cumplir con la verificación por punzonamiento.

- Como consecuencia de los resultados obtenidos se concluye que la alternativa de diseño N°01 es la apropiada para la estructura planteada con las características expuestas.

V. CONCLUSIONES

- En primer lugar, se debe tomar en cuenta que el modelamiento de la estructura cumpla con los parámetros de control que dispone la norma E.030 de diseño sísmo resistente.
- El objetivo primordial de un buen diseño de una estructura que cumpla los parámetros establecidos y así poder garantizar una estructura sólida y sobre todo segura ante un eventual sismo, recordando siempre que nuestro país ya ha tenido experiencias en esta.
- Se concluye que para la cimentación de la estructura fue optar por una viga de cimentación de (0.40x0.70m) la cual mejoro con todos los controles de verificación siendo la más apropiada para la estructura.

VI. RECOMENDACIONES

- En primer lugar, se debe tomar en cuenta que el modelamiento de la estructura cumpla con los parámetros de control que dispone la norma E.030 de diseño sismo resistente.
- Es importante la metodología de exportación de los datos de análisis del sismo dinámico del software del Etabs 2016 al software del Safe 2016, la cual es de suma importancia para poder realizarla se obtuvo por el método del ing. Alberto Astorayme Valenzuela.
- Es importante señalar que cada diseño de cimentación tiene características particulares, por tal motivo es importante cuando se va a diseñar estructuras de clase A realizar el Estudio de Mecánica de Suelo para definir correctamente las características del suelo, siendo muy necesario también la obtención del coeficiente de balasto en el laboratorio.

VII. AGRADECIMIENTOS

Primero, deseo dedicar este presente trabajo de investigación a mis dos hijos y a mi esposa los cuales son el motor y motivo de seguir luchando por nuestras metas.

Agradecer a toda mi familia, que siempre estuvo y está presente brindándome su cariño, amor y confianza con el fin de ayudarme en mis objetivos así mismo a todas aquellas personas que me brindaron su apoyo para poder seguir y a pesar de las adversidades, cumplir con mi objetivo.

A la Universidad San Pedro por abrirme las puertas de su seno científico para poder estudiar y culminar esta hermosa carrea profesional, así mismo a los docentes y compañeros de cada área por su apoyo y dedicación.

Gracias.

VIII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alva, J., Scaletti, y otros (1998). Cimentación de concreto Armado en Edificaciones. Primer congreso Nacional de Ingeniería Estructural y construcciones 1998.
- Barrenechea S., W. (2014). Concreto Armado II, Universidad Nacional de Ingeniería – Facultad de Ingeniería Civil.
- Harmsen, T. (2010), Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Tercera Edición PUCP.
- Morales M., R.,(2006). Diseño en Concreto Armado. Lima Perú.
- Ortega G., J. (2009), Concreto Armado II con Reglamento del ACI-98.
- Velásquez. S. 2004. *Apuntes clase del curso Sistema de Información Geográfica (SIG)*. CATIE 2004.

IX. ANEXOS

ANEXO 1:

PANEL FOTOGRAFICO



Figura 125: Se observa la calicata excavada, en la cual se aprecia la estratigrafía del suelo



Figura 126: Se aprecia la calicata N° 01 en la cual la profundidad es de 3.00m. de profundidad



Figura 127: Se observa la calicata N° 02 excavada, en la cual se aprecia la estratigrafía del suelo



Figura 128: Se aprecia el material excavado de la calicata N° 03

ANEXO 2:

ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS (EMS)

ANEXO 2-1: *CONTENIDO DE HUMEDAD - CALICATA Nº 01.*

ANEXO 2-2: *CONTENIDO DE HUMEDAD - CALICATA Nº 02.*

ANEXO 2-3: *CONTENIDO DE HUMEDAD - CALICATA Nº 03.*

ANEXO 2-4: *ANALISIS GRANULOMETRICO - CALICATA Nº 01.*

ANEXO 2-5: *ANALISIS GRANULOMETRICO - CALICATA Nº 02.*

ANEXO 2-6: *ANALISIS GRANULOMETRICO - CALICATA Nº 03.*

ANEXO 2-7: *REGISTRO DE EXCAVACIÓN - CALICATA Nº 01.*

ANEXO 2-8: *REGISTRO DE EXCAVACIÓN - CALICATA Nº 02.*

ANEXO 2-9: *REGISTRO DE EXCAVACIÓN - CALICATA Nº 03.*

ANEXO 2-10: *ENSAYO DE CORTE DIRECTO - CALICATA Nº 01.*

ANEXO 2-11: *ENSAYO DE CORTE DIRECTO - CALICATA Nº 02.*

ANEXO 2-12: *ENSAYO DE CORTE DIRECTO - CALICATA Nº 03.*

ANEXO 2-13: *CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO - CALICATA Nº 01.*

ANEXO 2-14: *CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO - CALICATA Nº 02.*

ANEXO 2-15: *CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO - CALICATA Nº 03*



CONTENIDO DE HUMEDAD

(ASTM D-2216)

SOLICITA : ALBORNOZ AGUILAR DAN HARRIS
TESIS : DISEÑO DE CIMENTACIÓN PARA UN EDIFICIO DE 7 PISOS EN EL BARRIO DE
NICRUPAMPA - HUARAZ
MATERIAL : C-1
LUGAR : INDEPENDENCIA-HUARAZ-ANCASH
FECHA : 22/03/2023

ENSAYO N°	M-1	M-2
Peso de tara + MH	785.00	675.00
Peso de tara + MS	700.00	600.00
Peso de tara	215.00	168.00
Peso del agua	85.00	75.00
MS	485.00	432.00
Contenido de humedad (%)	17.53	17.36
Promedio de humedad (%)	17.443	

NOTA : La muestra fue traída y realizado por el interesado en este Laboratorio.

UNIVERSIDAD SAN PEDRO
CHIMBOTE

Ing. Miguel Solar Jara
DIRECTOR
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



CONTENIDO DE HUMEDAD

(ASTM D-2216)

SOLICITA : ALBORNOZ AGUILAR DAN HARRIS
TESIS : DISEÑO DE CIMENTACIÓN PARA UN EDIFICIO DE 7 PISOS EN EL BARRIO DE
NICRUPAMPA – HUARAZ
MATERIAL : C-2
LUGAR : INDEPENDENCIA-HUARAZ-ANCASH
FECHA : 22/03/2023

ENSAYO Nº	M-1	M-2
Peso de tara + MH	625.00	780.00
Peso de tara + MS	740.00	700.00
Peso de tara	195.00	204.00
Peso del agua	85.00	80.00
MS	545.00	496.00
Contenido de humedad (%)	15.60	16.13
Promedio de humedad (%)	15.663	

NOTA : La muestra fue traída y realizado por el interesado en este Laboratorio.

UNIVERSIDAD SAN PEDRO
CHIMBOTE
Ing. Miguel Solar Jara
DIRECTOR
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



CONTENIDO DE HUMEDAD

(ASTM D-2216)

SOLICITA : ALBORNOZ AGUILAR DAN HARRIS
TESIS : DISEÑO DE CIMENTACIÓN PARA UN EDIFICIO DE 7 PISOS EN EL BARRIO DE
NICRUPAMPA – HUARAZ
MATERIAL : C-3
LUGAR : INDEPENDENCIA-HUARAZ-ANCASH
FECHA : 22/03/2023

ENSAYO N°	M-1	M-2
Peso de tara + MH	915.00	725.00
Peso de tara + MS	885.00	701.00
Peso de tara	210.00	206.00
Peso del agua	30.00	24.00
MS	675.00	493.00
Contenido de humedad (%)	4.44	4.87
Promedio de humedad (%)	4.656	

NOTA : La muestra fue traída y realizado por el interesado en este Laboratorio.

UNIVERSIDAD SAN PEDRO
CHIMBOTE
Ing. Miguel Solar Jara
DIRECTOR
Reserva Previsional de Ingeniería Civil



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO
(ASTM D422)

SOLICITA : ALBORNOZ AGUILAR DAN HARRIS
 TESIS : DISEÑO DE CIMENTACIÓN PARA UN EDIFICIO DE 7 PISOS EN EL BARRIO DE NICRUPAMPA – HUARAZ
 MUESTRA : TERRENO NATURAL
 LUGAR : INDEPENDENCIA-HUARAZ-ANCASH
 FECHA : 22/03/2023

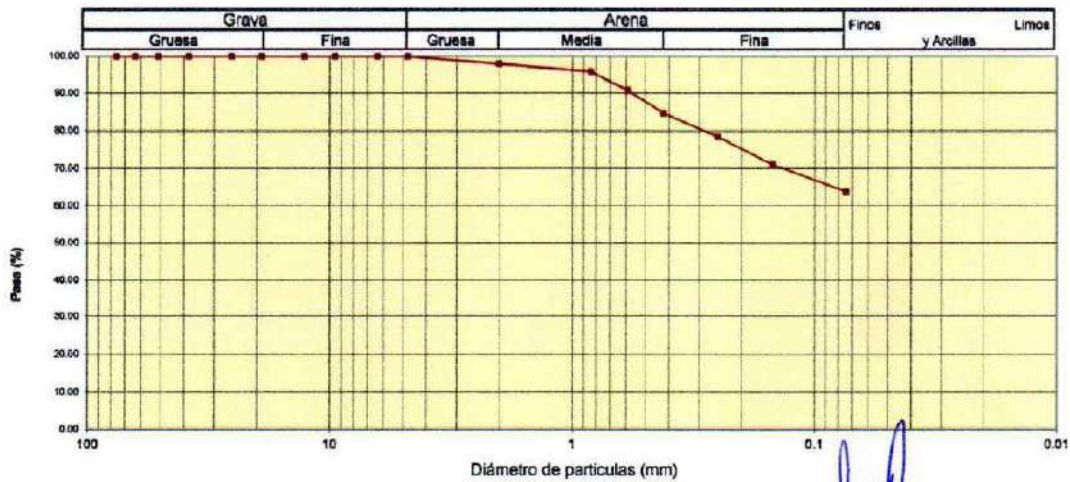
Peso Seco Inicial	485	gr.
Peso Seco Lavado	175.0	gr.
Peso perdido por lavado	310.0	gr.

CALICATA - 1
M - 1
PROF. 3.00

Tamiz(Apertura)		Peso	Retenido	Retenido	Pasante	Clasificación AASHTO
N°	(mm)	Retenido(gr.)	Parcial(%)	Acumulado(%)	(%)	
4 1/2"	114.30	0.0	0.0	0.0	100.0	Material limoso-arenoso Pobre a malo como subgrado A-4 Suelo limoso
4"	101.60	0.0	0.0	0.0	100.0	
3 1/2"	88.90	0.0	0.0	0.0	100.0	
3"	76.20	0.0	0.0	0.0	100.0	Valor del índice de grupo (IG):
2"	50.80	0.0	0.0	0.0	100.0	
1 1/2"	38.10	0.0	0.0	0.0	100.0	Clasificación (S.U.C.S.)
1"	25.40	0.0	0.0	0.0	100.0	
3/4"	19.00	0.0	0.0	0.0	100.0	Suelo de partículas finas. Limo baja plasticidad arenoso ML
3/8"	9.50	0.0	0.0	0.0	100.0	
N° 4	4.75	10.0	2.1	2.1	97.9	Pasa tamiz N° 4 (%) : 100.0
N° 10	2.000	10.0	2.1	4.1	95.9	Pasa tamiz N° 200 (%) : 63.9
N° 20	0.840	25.0	5.2	9.3	90.7	D50 (mm) :
N° 40	0.425	30.0	6.2	15.5	84.5	D30 (mm) :
N° 60	0.250	30.0	6.2	21.6	78.4	D10 (mm) :
N° 140	0.106	35.0	7.2	28.9	71.1	Cu
N° 200	0.075	35.0	7.2	36.1	63.9	Cc
< 200		310.0	63.9	100.0	0.0	
Total		485.0			100.0	

Límite líquido LL	0
Límite plástico LP	0
Índice plasticidad IP	0

CURVA GRANULOMÉTRICA



UNIVERSIDAD SAN PEDRO
CHIMBOTE
Ing. Miguel Solar Jara
DIRECTOR
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO
(ASTM D422)

SOLICITA : ALBORNOZ AGUILAR DAN HARRIS
 TESIS : DISEÑO DE CIMENTACIÓN PARA UN EDIFICIO DE 7 PISOS EN EL BARRIO DE NICRUPAMPA – HUARAZ
 MUESTRA : TERRENO NATURAL
 LUGAR : INDEPENDENCIA-HUARAZ-ANCASH
 FECHA : 22/03/2023

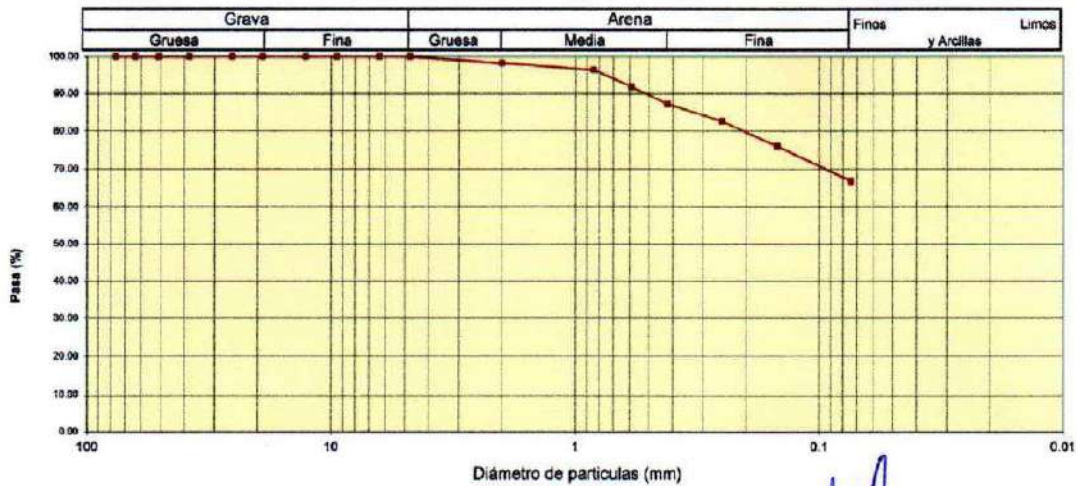
Peso Seco Inicial	545	gr.
Peso Seco Lavado	180.0	gr.
Peso perdido por lavado	365.0	gr.

CALICATA - 2
M - 1
PROF : 3.00

Tamiz(Abertura)		Peso	Retenido	Retenido	Pasante	Clasificació AASHTO
Nº	(mm)	Retenido(gr.)	Parcial(%)	Acumulado(%)	(%)	
4 1/2"	114.30	0.0	0.0	0.0	100.0	Material limoso-arenoso Pobre a malo como subgrado A-4 Suelo limoso
4"	101.60	0.0	0.0	0.0	100.0	
3 1/2"	88.90	0.0	0.0	0.0	100.0	
3"	76.20	0.0	0.0	0.0	100.0	
2"	50.80	0.0	0.0	0.0	100.0	
1 1/2"	38.10	0.0	0.0	0.0	100.0	Valor del índice de grupo (IG):
1"	25.40	0.0	0.0	0.0	100.0	Clasificación (S.U.C.S.)
3/4"	19.00	0.0	0.0	0.0	100.0	Suelo de partículas finas.
3/8"	9.50	0.0	0.0	0.0	100.0	Limo bajo plasticidad arenoso ML.
Nº 4	4.76	10.0	1.8	1.8	98.2	Pasa tamiz Nº 4 (%) : 100.0
Nº 10	2.000	10.0	1.8	3.7	96.3	Pasa tamiz Nº 200 (%) : 67.0
Nº 20	0.840	25.0	4.6	8.3	91.7	D60 (mm) :
Nº 40	0.425	25.0	4.6	12.8	87.2	D30 (mm) :
Nº 60	0.250	25.0	4.6	17.4	82.6	D10 (mm) :
Nº 140	0.106	35.0	6.4	23.9	76.1	Cu
Nº 200	0.075	50.0	9.2	33.0	67.0	Cc
< 200		365.0	67.0	100.0	0.0	
Total		545.0			100.0	

Límite líquido LL	0
Límite plástico LP	0
Índice plasticidad IP	0

CURVA GRANULOMÉTRICA



UNIVERSIDAD SAN PEDRO
 CHIMBOTE
 Ing. Miguel Solar Jara
 DIRECTOR
 Escuela Profesional de Ingeniería Civil



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO
(ASTM D422)

SOLICITA : ALBORNOZ AGUILAR DAN HARRIS
 TESIS : DISEÑO DE CIMENTACIÓN PARA UN EDIFICIO DE 7 PISOS EN EL BARRIO DE NICRUPAMPA – HUARAZ
 MUESTRA : TERRENO NATURAL
 LUGAR : INDEPENDENCIA-HUARAZ-ANCASH
 FECHA : 22/03/2023

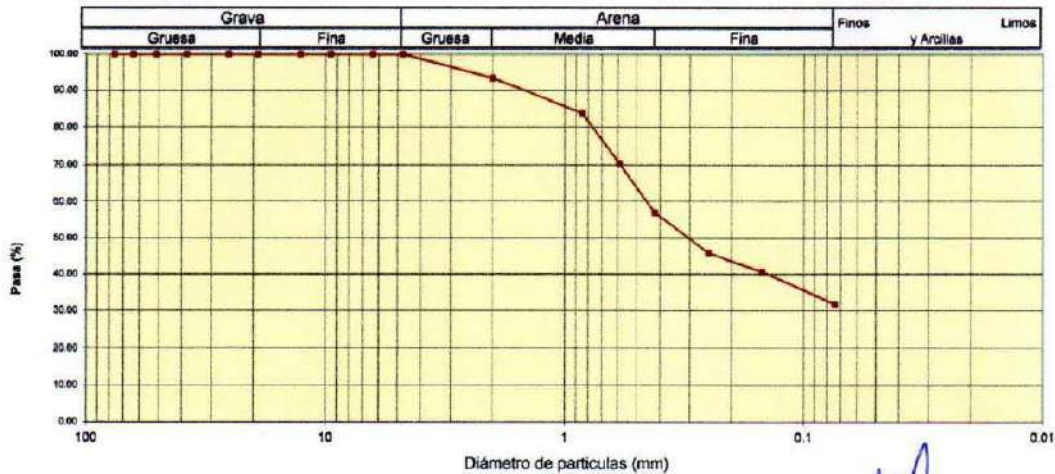
Peso Seco Inicial	675	gr.
Peso Seco Lavado	460.0	gr.
Peso perdido por lavado	215.0	gr.

CALICATA - 3
M - 1
PROF : 3.00

Tamiz(Apertura)	Peso Retenido(gr.)	Retenido Parcial(%)	Retenido Acumulado(%)	Pasante (%)	Clasificación AASHTO
N° 4 1/2"	114.30	0.0	0.0	100.0	Material granular Excelente a bueno como subgrado A-2-4 Grava y arena arcillosa o limosa
4"	101.60	0.0	0.0	100.0	
3 1/2"	88.90	0.0	0.0	100.0	
3"	76.20	0.0	0.0	100.0	
2"	50.80	0.0	0.0	100.0	
1 1/2"	38.10	0.0	0.0	100.0	
1"	25.40	0.0	0.0	100.0	
3/4"	19.00	0.0	0.0	100.0	
3/8"	9.50	0.0	0.0	100.0	
N° 4	4.76	45.0	6.7	93.3	
N° 10	2.000	65.0	9.6	83.7	Clasificación (S.U.C.S.)
N° 20	0.840	90.0	13.3	70.4	Suelo de partículas gruesas: Suelo de partículas gruesas con finos (suelo sucio).
N° 40	0.425	90.0	13.3	57.0	Arena limosa SM
N° 60	0.260	75.0	11.1	45.9	Pasa tamiz N° 4 (%) : 100.0
N° 140	0.106	35.0	5.2	59.3	Pasa tamiz N° 200 (%) : 31.9
N° 200	0.075	60.0	8.9	68.1	D90 (mm) : 0.46
< 200		215.0	31.9	100.0	D30 (mm) :
Total	675.0			100.0	D10 (mm) :
					Cu
					Cc

Límite líquido LL	0
Límite plástico LP	0
Índice plasticidad IP	0

CURVA GRANULOMÉTRICA




UNIVERSIDAD SAN PEDRO
CHIMBOTE
Ing. Miguel Solar Jara
DIRECTOR
Magister Profesional de Ingeniería Civil



REGISTRO DE EXCAVACIÓN

SOLICITA	ALBORNOZ AGUILAR DAN HARRIS		
TESIS	DISEÑO DE CIMENTACIÓN PARA UN EDIFICIO DE 7 PISOS EN EL BARRIO DE NICRUPAMPA – HUARAZ		
UBICACIÓN	INDEPENDENCIA-HUARAZ-ANCASH	NIVEL FREÁTICO (m.)	N.P
FECHA	23/03/2023	MÉTODO DE EXCAVACIÓN	Cielo abierto
CALICATA	C - 1	TAMAÑO DE EXCAVACIÓN	1.00 x 1.00 x3.00

MUESTRA		PROFUNDIDAD			CARACTERÍSTICAS
Simbolo	Grafico	En Mts.	Muestra	Densidad	
LOSA DE CONCRETO		0.10	M - 1		De -0.00 a -0.10 Losa de concreto
CANTO RODADO		0.70	M - 2		De -0.10 a -0.70 piedra over con cantorodado, material inorganico
ML		3.00	M - 1		De -0.70 a -3.00 Limos inorgánicos y arenas muy finas, limos limpios, arenas finas, limosas o arcillosa, o limos arcillosos con ligera plásticidad.en estado saturado


UNIVERSIDAD SAN PEDRO
CHIMBOTE

Ing. Miguel Solar Jara
DIRECTOR
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



REGISTRO DE EXCAVACIÓN

SOLICITA	ALBORNOZ AGUILAR DAN HARRIS		
TESIS	DISEÑO DE CIMENTACIÓN PARA UN EDIFICIO DE 7 PISOS EN EL BARRIO DE NICRUPAMPA - HUARAZ		
UBICACIÓN	INDEPENDENCIA-HUARAZ-ANCASH	NIVEL FREÁTICO (m.)	N.P
FECHA	23/03/2023	MÉTODO DE EXCAVACIÓN	Cielo abierto
GALICATA	C - 2	TAMAÑO DE EXCAVACIÓN	1.00 x 1.00 x3.00

MUESTRA		PROFUNDIDAD			CARACTERÍSTICAS
Símbolo	Gráfico	En Mts.	Muestra	Densidad	
LOSA DE CONCRETO		0.10	M - 1		De -0.00 a -0.10 Losa de concreto
CANTO RODADO		0.70	M - 2		De -0.10 a -0.70 piedra over con cantorodado, material inorganico
ML		3.00	M - 1		De -0.70 a -3.00 Limos inorgánicos y arenas muy finas, limos limpios, arenas finas, limosas o arcillosa, o limos arcillosos con ligera plásticidad. En estado saturado.

UNIVERSIDAD SAN PEDRO
CHIMBOTE
Ing. Miguel Solar Jara
DIRECTOR
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



REGISTRO DE EXCAVACIÓN

SOLICITA	ALBORNOZ AGUILAR DAN HARRIS		
TESIS	DISEÑO DE CIMENTACIÓN PARA UN EDIFICIO DE 7 PISOS EN EL BARRIO DE NICRUPAMPA – HUARAZ		
UBICACIÓN	INDEPENDENCIA-HUARAZ-ANCASH	NIVEL FREÁTICO (m.)	N.P
FECHA	23/03/2023	MÉTODO DE EXCAVACIÓN	Cielo abierto
CALICATA	C - 3	TAMAÑO DE EXCAVACIÓN	1.00 x 1.00 x3.00

MUESTRA		PROFUNDIDAD			CARACTERÍSTICAS
Símbolo	Grafico	En Mts.	Muestra	Densidad	
LOSA DE CONCRETO		0.10	M - 1		De -0.00 a -0.10 Losa de concreto
CANTO RODADO		0.70	M - 2		De -0.10 a -0.70 piedra over con cantorodado, material inorganico
SM		3.00	M - 1		De -0.70 a -3.00 Arenas limosas, mezclas de arena y limo. de color beige oscuro , no presenta plasticidad, sin gravas de grano y textura fina a media, de compactad compacto y en estado ligeramente humedo.

UNIVERSIDAD SAN PEDRO
CHIMBOTE

Ing. Miguel Solar Jara
DIRECTOR
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



ENSAYO DE CORTE DIRECTO
(ASTM D-3080, AASHTO T236, MTC E 123-2000)

SOLICITA : ALBORNOZ AGUILAR DAN HARRIS
 TESIS : DISEÑO DE CIMENTACIÓN PARA UN EDIFICIO DE 7 PISOS EN EL BARRIO DE NICRUPAMPA – HUARAZ
 LUGAR : INDEPENDENCIA-HUARAZ-ANCASH
 FECHA : 22/03/2023

NOMBRE DE MUESTRA = C-1 PROFUNDIDAD = 3.00 mts
 TIPO DE MUESTRA = REMOLDEADA NO DRENADA

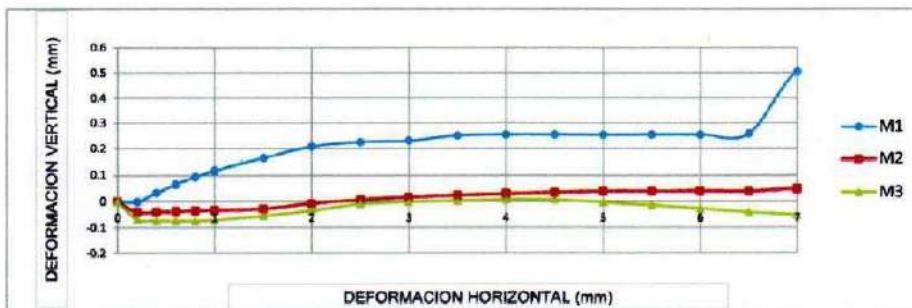
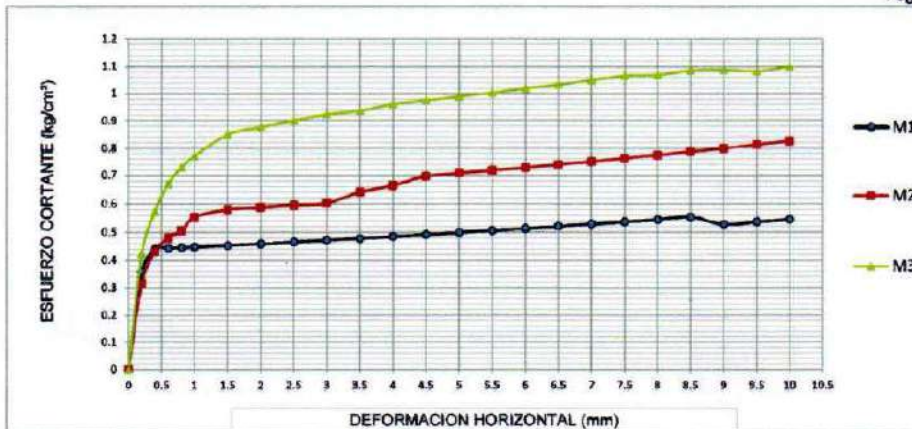
DIMENSIONES DE LA MUESTRA	
Diámetro	50.80 mm
Altura	25.1 mm
Área	20.2683 cm ²
Volumen	50.8734 cm ³

DIMENSIONES DE LA MUESTRA	
Peso	100.1 gr
Peso Unitario Húmedo	1.97 gr/cm ³
Contenido de Humedad	17.44 %
Peso Unitario Seco	1.68 gr/cm ³

UNIVERSIDAD SAN PEDRO
CHIMBOTE
Ing. Miguel Solar Jara
DIRECTOR
Escuela Profesional de Ingeniería Civil

VELOCIDAD DE DEFORMACION = 0.50 mm/min

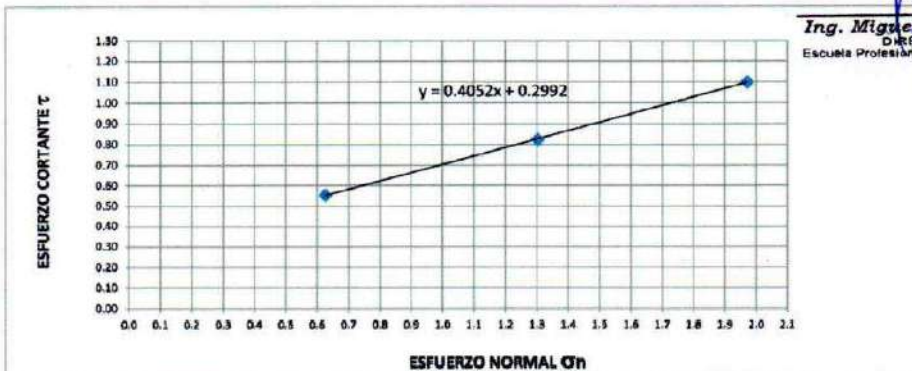
DEFORMIMETRO DE LONGITUD HORIZONTAL mm	LECTURA DE CARGA HORIZONTAL			DEFORMACION VERTICAL			FUERZA DE CORTE HORIZONTAL			CORREC. ÁREA cm ²	ESFUERZO CORTANTE t		
	M-01	M-02	M-03	M-01	M-02	M-03	M-01	M-02	M-03		M-01	M-02	M-03
	Div.			mm			kg				kg/cm ²		
0.20	2.958	4.52	4.705	0.000	-0.04	-0.07	4.313	5.601	5.754	20.17	0.214	0.278	0.285
0.40	4.437	6.78	5.646	0.034	-0.04	-0.07	5.533	7.466	6.53	20.07	0.276	0.372	0.325
0.60	5.916	7.91	9.41	0.066	-0.04	-0.07	6.753	8.398	9.635	19.96	0.338	0.421	0.483
0.80	5.916	8.475	9.41	0.094	-0.04	-0.07	6.753	8.864	9.635	19.86	0.340	0.446	0.485
1.00	5.916	8.475	11.29	0.117	-0.03	-0.07	6.753	8.864	11.19	19.76	0.342	0.449	0.566
1.50	5.916	8.475	13.17	0.165	-0.03	-0.06	6.753	8.864	12.74	19.51	0.346	0.454	0.653
2.00	5.916	8.475	14.12	0.208	-0.01	-0.04	6.753	8.864	13.52	19.25	0.351	0.460	0.702
2.50	5.916	9.04	14.12	0.226	0.008	-0.01	6.753	9.33	13.52	19	0.355	0.491	0.711
3.00	5.916	9.04	14.12	0.231	0.018	0.00	6.753	9.33	13.52	18.75	0.360	0.498	0.721
3.50	5.916	9.04	14.12	0.251	0.025	0.003	6.753	9.33	13.52	18.49	0.365	0.505	0.731
4.00	5.916	9.04	14.12	0.255	0.032	0.007	6.753	9.33	13.52	18.24	0.370	0.512	0.741
4.50	5.916	9.605	14.12	0.255	0.036	0.007	6.753	9.796	13.52	17.99	0.375	0.545	0.751
5.00	5.916	9.605	14.12	0.254	0.041	0.00	6.753	9.796	13.52	17.73	0.381	0.553	0.762
5.50	5.916	9.605	14.12	0.255	0.041	-0.02	6.753	9.796	13.52	17.48	0.386	0.560	0.773
6.00	5.177	9.605	14.12	0.255	0.042	-0.03	6.143	9.796	13.52	17.23	0.357	0.569	0.784
6.50	5.177	10.17	14.12	0.259	0.041	-0.04	6.143	10.26	13.52	16.98	0.362	0.604	0.796
7.00	5.177	13.56	13.64	0.505	0.050	-0.05	6.143	13.06	13.13	16.72	0.367	0.781	0.785
7.50	5.177	15.82	13.64	0.507	0.046	-0.07	6.143	14.92	13.13	16.47	0.373	0.906	0.797
8.00	5.177	16.05	13.64	0.507	0.028	-0.09	6.143	15.11	13.13	16.22	0.379	0.932	0.809
8.50	5.177	16.05	13.64	0.503	0.039	-0.10	6.143	15.11	13.13	15.97	0.385	0.946	0.822
9.00	5.177	16.05	13.64	0.502	0.041	-0.11	6.143	15.11	13.13	15.72	0.391	0.961	0.835
9.50	5.177	16.95	13.64	0.502	0.034	-0.13	6.143	15.85	13.13	15.47	0.397	1.025	0.849
10.00	5.177	16.95	13.64	0.495	0.036	-0.14	6.143	15.85	13.13	15.22	0.404	1.042	0.863
10.50	5.177	18.42	13.64							14.97			
11.00	5.177	18.42	13.64							14.72			
11.50	5.177	18.42	13.64							14.48			



MUESTRA	M1	M2	M3
Carga Vertical(kg)	10	20	30
Área en Corte(cm ²)	15.97	15.35	15.22
σ_n (kg/cm ²)	0.63	1.30	1.97
τ (kg/cm ²)	0.5540	0.83	1.10

Cohesión	0.299 kg/cm ²
Ángulo de fricción interna	22.06 °

UNIVERSIDAD SAN PEDRO
CHIMBOTE
Ing. Miguel Solar Jara
DIRECTOR
Escuela Profesional de Ingeniería Civil





SOLICITA : Albornoz Aguilar, Dan Harris
TESIS : Diseño de cimentación para un edificio de 7 pisos en el barrio de Nicrupampa – Huaraz
LUGAR : Nicrupampa – Huaraz - Ancash
FECHA : 08/06/2023

CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO

Cohesión	C =	0.29
Angulo de fricción	ϕ =	22.06 °
Peso Unitario de suelo sobre nivel de fundación	γ_s =	1.8
Peso unitario del suelo bajo nivel de fundación	γ =	1.6
Ancho de cimentación	B =	0.6
Largo de cimentación	L =	1
Profundidad de la cimentación	Df =	3
Factor de seguridad	FS =	3

$$Q_{ult} = C N_c S_c + \gamma D_f N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma B N_g S_g$$

Factores de capacidad de carga

Nq	16.443
Nc	27.860
Ng	13.237
Nq/Nc	0.590
tan ϕ	0.405

Factores de forma

Sq = 1 + (B/L)*tan ϕ
Sc = (Nq/Nc)*(B/L)
Sg = 1 - 0.4*(B/L)
Sq = 1.405
Sc = 0.354
Sg = 0.760

Reemplazando en la formula se tiene:

$$Q_{ult} = 52.89 \text{ tn/m}^2$$

$$Q_{ult} = 5.29 \text{ kg/cm}^2$$

Profundidad de suelo 3.00

$$Q_{adm} = 1.76 \text{ kg/cm}^2$$

UNIVERSIDAD SAN PEDRO
CHIMBOTE
Ing. Miguel Solar Jara
DIRECTOR
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



ENSAYO DE CORTE DIRECTO
(ASTM D-3080, AASHTO T236, MTC E 123-2000)

SOLICITA : ALBORNOZ AGUILAR DAN HARRIS
 TESIS : DISEÑO DE CIMENTACIÓN PARA UN EDIFICIO DE 7 PISOS EN EL BARRIO DE NICRUPAMPA – HUARAZ
 LUGAR : INDEPENDENCIA-HUARAZ-ANCASH
 FECHA : 22/03/2023

NOMBRE DE MUESTRA = C-2 PROFUNDIDAD = 3.00 mts
 TIPO DE MUESTRA = REMOLDEADA NO DRENADA

DIMENSIONES DE LA MUESTRA	
Diámetro	50.80 mm
Altura	25.1 mm
Área	20.2683 cm ²
Volumen	50.8734 cm ³

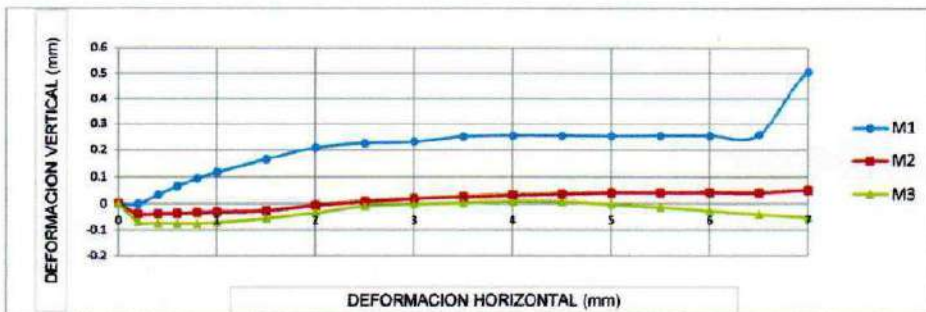
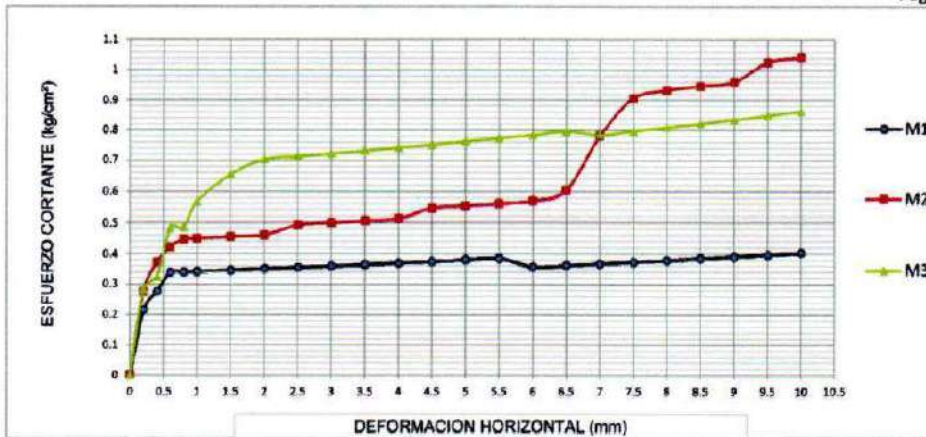
DIMENSIONES DE LA MUESTRA	
Peso	96.5 gr
Peso Unitario Húmedo	1.94 gr/cm ³
Contenido de Humedad	15.86 %
Peso Unitario Seco	1.67 gr/cm ³

VELOCIDAD DE DEFORMACION = 0.50 mm/min

DEFORMIMETRO DE LONGITUD HORIZONTAL	LECTURA DE CARGA HORIZONTAL			DEFORMACION VERTICAL			FUERZA DE CORTE HORIZONTAL			CORREC. ÁREA	ESFUERZO CORTANTE τ		
	M-01	M-02	M-03	M-01	M-02	M-03	M-01	M-02	M-03		M-01	M-02	M-03
	mm			mm			kg				cm ²	kg/cm ²	
0.20	2.958	4.52	4.705	0.000	-0.04	-0.07	4.313	5.601	5.754	20.17	0.214	0.278	0.285
0.40	4.585	6.78	5.646	0.034	-0.04	-0.07	5.655	7.466	6.53	20.07	0.282	0.372	0.325
0.60	6.212	7.91	9.41	0.056	-0.04	-0.07	6.997	8.398	9.635	19.96	0.351	0.421	0.483
0.80	6.212	8.475	9.41	0.094	-0.04	-0.07	6.997	8.864	9.635	19.86	0.352	0.446	0.485
1.00	6.212	8.475	11.29	0.117	-0.03	-0.07	6.997	8.864	11.19	19.76	0.354	0.449	0.566
1.50	6.212	8.475	13.17	0.165	-0.03	-0.06	6.997	8.864	12.74	19.51	0.359	0.454	0.653
2.00	6.212	8.475	14.12	0.208	-0.01	-0.04	6.997	8.864	13.52	19.25	0.363	0.460	0.702
2.50	6.212	9.04	14.12	0.226	0.008	-0.01	6.997	9.33	13.52	19	0.368	0.491	0.711
3.00	6.212	9.04	14.12	0.231	0.018	0.00	6.997	9.33	13.52	18.75	0.373	0.498	0.721
3.50	6.212	9.04	14.12	0.251	0.025	0.003	6.997	9.33	13.52	18.49	0.378	0.505	0.731
4.00	6.212	9.04	14.12	0.255	0.032	0.007	6.997	9.33	13.52	18.24	0.384	0.512	0.741
4.50	6.212	9.605	14.12	0.255	0.036	0.007	6.997	9.796	13.52	17.99	0.389	0.545	0.751
5.00	6.212	9.605	14.12	0.254	0.041	0.00	6.997	9.796	13.52	17.73	0.395	0.553	0.762
5.50	6.212	9.605	14.12	0.255	0.041	-0.02	6.997	9.796	13.52	17.48	0.400	0.560	0.773
6.00	5.916	9.605	14.12	0.255	0.042	-0.03	6.753	9.796	13.52	17.23	0.392	0.569	0.784
6.50	5.916	10.17	14.12	0.259	0.041	-0.04	6.753	10.26	13.52	16.98	0.398	0.604	0.796
7.00	5.916	13.56	13.64	0.505	0.050	-0.05	6.753	13.06	13.13	16.72	0.404	0.781	0.785
7.50	5.916	15.82	13.64	0.507	0.046	-0.07	6.753	14.92	13.13	16.47	0.410	0.906	0.797
8.00	5.916	16.05	13.64	0.507	0.028	-0.09	6.753	15.11	13.13	16.22	0.416	0.932	0.809
8.50	5.916	16.05	13.64	0.503	0.039	-0.10	6.753	15.11	13.13	15.97	0.423	0.946	0.822
9.00	5.916	16.05	13.64	0.502	0.041	-0.11	6.753	15.11	13.13	15.72	0.430	0.961	0.835
9.50	5.916	16.95	13.64	0.502	0.034	-0.13	6.753	15.85	13.13	15.47	0.437	1.025	0.849
10.00	5.916	16.95	13.64	0.495	0.036	-0.14	6.753	15.85	13.13	15.22	0.444	1.042	0.863
10.50	5.916	18.42	13.64							14.97			
11.00	5.916	18.42	13.64							14.72			
11.50	5.916	18.42	13.64							14.48			

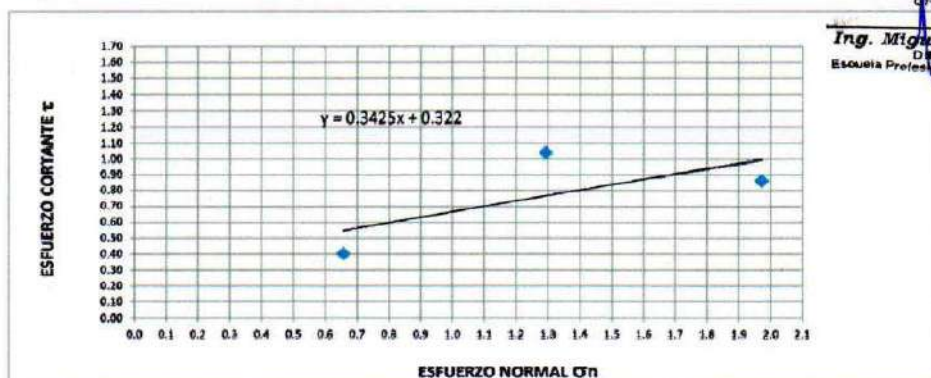
UNIVERSIDAD SAN PEDRO
CHIMBOTE

Ing. Miguel Solar Jara
DIRECTOR
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



MUESTRA	M1	M2	M3
Carga Vertical(kg)	10	20	30
Área en Corte(cm ²)	15.22	15.47	15.22
σ_n (kg/cm ²)	0.66	1.29	1.97
τ (kg/cm ²)	0.4040	1.04	0.86

Cohesión	0.322 kg/cm ²
Ángulo de fricción interna	18.91 °



UNIVERSIDAD SAN PEDRO
CONCRETE

Ing. Miguel Solar Jara
DIRECTOR
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



SOLICITA : Albornoz Aguilar, Dan Harris
TESIS : Diseño de cimentación para un edificio de 7 pisos en el barrio de Nicrupampa – Huaraz
LUGAR : Nicrupampa - Huaraz - Ancash
FECHA : 08/06/2023

CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO

Cohesión	C =	0.32
Angulo de fricción	ϕ =	18.91 °
Peso Unitario de suelo sobre nivel de fundación	g_s =	1.8
Peso unitario del suelo bajo nivel de fundación	g =	1.6
Ancho de cimentación	B =	0.6
Largo de cimentación	L =	1
Profundidad de la cimentación	Df =	3
Factor de seguridad	FS =	3

$$q_{ult} = \frac{CN_cSc + gDfNqSq + 1/2gBNgSg}{FS}$$

Factores de capacidad de carga

Nq	16.443
Nc	27.860
Ng	13.237
Nq/Nc	0.590
tan ϕ	0.343

Factores de forma

$$Sq = 1 + (B/L) \cdot \tan\phi$$

$$Sc = (Nq/Nc) \cdot (B/L)$$

$$Sg = 1 - 0.4 \cdot (B/L)$$

Sq =	1.343
Sc =	0.354
Sg =	0.760

Reemplazando en la formula se tiene:

$$Q_{ult} = 50.75 \text{ tn/m}^2$$

$$Q_{ult} = 5.07 \text{ kg/cm}^2$$

Profundidad de suelo 3.00

$$Q_{adm} = 1.69 \text{ kg/cm}^2$$

UNIVERSIDAD SAN PEDRO
CHIMBOTE
Ing. Miguel Solar Jara
DIRECTOR
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



ENSAYO DE CORTE DIRECTO
(ASTM D-3080, AASHTO T236, MTC E 123-2000)

SOLICITA : ALBORNOZ AGUILAR DAN HARRIS
 TESIS : DISEÑO DE CIMENTACIÓN PARA UN EDIFICIO DE 7 PISOS EN EL BARRIO DE NICRUPAMPA – HUARAZ
 LUGAR : INDEPENDENCIA-HUARAZ-ANCASH
 FECHA : 22/03/2023

TIPO DE EXPLORACIÓN = CIELO ABIERTO
 NOMBRE DE MUESTRA = C-3 PROFUNDIDAD = 3.00 mts
 TIPO DE MUESTRA = REMOLDEADA NO DRENADA

DIMENSIONES DE LA MUESTRA	
Diámetro	50.80 mm
Altura	25.1 mm
Área	20.2683 cm ²
Volumen	50.8734 cm ³

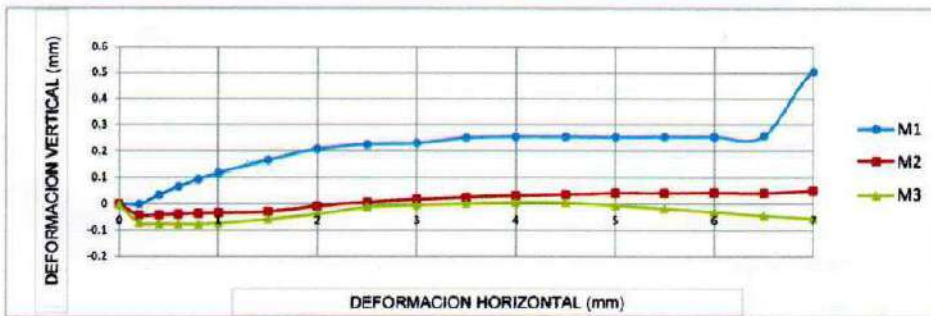
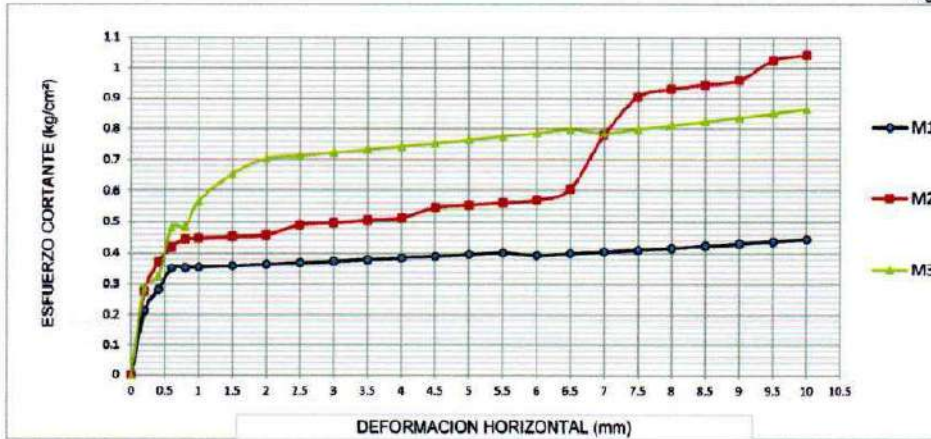
DIMENSIONES DE LA MUESTRA	
Peso	90.8 gr
Peso Unitario Húmedo	1.78 gr/cm ³
Contenido de Humedad	4.4 %
Peso Unitario Seco	1.71 gr/cm ³

VELOCIDAD DE DEFORMACION = 0.50 mm/min

UNIVERSIDAD SAN PEDRO
CHIMBOTE

 Ing. Miguel Solar Jara
DIRECTOR
 Escuela Profesional de Ingeniería Civil

DEFORMIMETRO DE LONGITUD HORIZONTAL	LECTURA DE CARGA HORIZONTAL			DEFORMACION VERTICAL			FUERZA DE CORTE HORIZONTAL			CORREC. ÁREA	ESFUERZO CORTANTE		
	M-01	M-02	M-03	M-01	M-02	M-03	M-01	M-02	M-03		M-01	M-02	M-03
	Div.			mm			kg				kg/cm ²		
mm										cm ²			
0.20	6.5	5.5	8.1	0.000	-0.04	-0.07	7.235	6.41	8.554	20.17	0.359	0.318	0.424
0.40	8.45	8.25	11.7	0.034	-0.04	-0.07	8.843	8.678	11.52	20.07	0.441	0.432	0.574
0.60	8.45	9.35	13.95	0.066	-0.04	-0.07	8.843	9.586	13.38	19.96	0.443	0.480	0.670
0.80	8.45	9.9	15.3	0.094	-0.04	-0.07	8.843	10.04	14.49	19.86	0.445	0.506	0.730
1.00	8.45	11	16.2	0.117	-0.03	-0.07	8.843	10.95	15.24	19.76	0.448	0.554	0.771
1.50	8.45	11.44	17.82	0.165	-0.03	-0.06	8.843	11.31	16.57	19.51	0.453	0.580	0.849
2.00	8.45	11.44	18.18	0.208	-0.01	-0.04	8.843	11.31	16.87	19.25	0.459	0.588	0.876
2.50	8.45	11.44	18.45	0.226	0.008	-0.01	8.843	11.31	17.09	19	0.465	0.595	0.900
3.00	8.45	11.44	18.72	0.231	0.018	0.00	8.843	11.31	17.32	18.75	0.472	0.603	0.923
3.50	8.45	12.1	18.72	0.251	0.025	0.003	8.843	11.85	17.32	18.49	0.478	0.641	0.936
4.00	8.45	12.43	18.99	0.255	0.032	0.007	8.843	12.13	17.54	18.24	0.485	0.665	0.961
4.50	8.45	12.96	18.99	0.255	0.036	0.007	8.843	12.56	17.54	17.99	0.492	0.698	0.975
5.00	8.45	12.96	18.99	0.254	0.041	0.00	8.843	12.56	17.54	17.73	0.499	0.709	0.989
5.50	8.45	12.96	18.99	0.255	0.041	-0.02	8.843	12.56	17.54	17.48	0.506	0.719	1.003
6.00	8.45	12.96	18.99	0.255	0.042	-0.03	8.843	12.56	17.54	17.23	0.513	0.729	1.018
6.50	8.45	12.96	18.99	0.259	0.041	-0.04	8.843	12.56	17.54	16.98	0.521	0.740	1.033
7.00	8.45	12.96	18.99	0.505	0.050	-0.05	8.843	12.56	17.54	16.72	0.529	0.751	1.049
7.50	8.45	12.96	18.99	0.507	0.046	-0.07	8.843	12.56	17.54	16.47	0.537	0.763	1.065
8.00	8.45	12.96	18.72	0.507	0.028	-0.09	8.843	12.56	17.32	16.22	0.545	0.774	1.068
8.50	8.45	12.96	18.72	0.503	0.039	-0.10	8.843	12.56	17.32	15.97	0.554	0.787	1.084
9.00	7.8	12.96	18.45	0.502	0.041	-0.11	8.307	12.56	17.09	15.72	0.528	0.799	1.087
9.50	7.8	12.96	18	0.502	0.034	-0.13	8.307	12.56	16.72	15.47	0.537	0.812	1.081
10.00	7.8	12.96	18	0.495	0.036	-0.14	8.307	12.56	16.72	15.22	0.546	0.825	1.099
10.50	7.8	12.1	17.82							14.97			
11.00	7.8	12.1	17.55							14.72			
11.50	7.8	12.1	17.1							14.48			

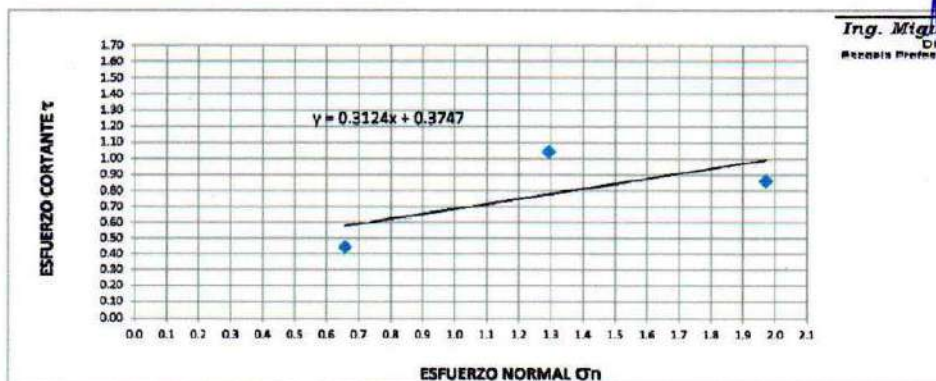


MUESTRA	M1	M2	M3
Carga Vertical(kg)	10	20	30
Área en Corte(cm ²)	15.22	15.47	15.22
σ_n (kg/cm ²)	0.66	1.29	1.97
τ (kg/cm ²)	0.4440	1.04	0.86

Cohesión	0.375 kg/cm ²
Angulo de fricción interna	17.35 °

UNIVERSIDAD SAN PEDRO
CHIMBOTE

Ing. Miguel Espinoza
DIRECTOR
Resolvido Profesional de Ingeniería Civil





SOLICITA : Albornoz Aguilar, Dan Harris
TESIS : Diseño de cimentación para un edificio de 7 pisos en el barrio de Nicrupampa – Huaraz
LUGAR : Nicrupampa – Huaraz - Ancash
FECHA : 08/06/2023

CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO

Cohesión	C =	0.37
Angulo de fricción	Ø =	17.35 °
Peso Unitario de suelo sobre nivel de fundación	g _s =	1.8
Peso unitario del suelo bajo nivel de fundación	g =	1.6
Ancho de cimentación	B =	0.6
Largo de cimentación	L =	1
Profundidad de la cimentación	D _f =	1.3
Factor de seguridad	FS =	3

$$q_{ult} = \frac{1}{2} g B N_g S_g + C N_c S_c + g D_f N_q S_q +$$

Factores de capacidad de carga

N _q	16.443
N _c	27.860
N _g	13.237
N _q /N _c	0.590
tanØ	0.312

Factores de forma

S _q = 1 +(B/L)*tanØ
S _c = (N _q /N _c)*(B/L)
S _g = 1-0.4*(B/L)
S _q = 1.312
S _c = 0.354
S _g = 0.760

Remplazando en la formula se tiene:

$$Q_{ult} = 49.72 \text{ tn/m}^2$$

$$Q_{ult} = 4.97 \text{ kg/cm}^2$$

Profundidad de suelo 3.00

$$Q_{adm} = 1.66 \text{ kg/cm}^2$$

UNIVERSIDAD SAN PEDRO
CHIMBOTE

Ing. Miguel Solar Jara
DIRECTOR
Escuela Profesional de Ingeniería Civil

ANEXO 3:

PLANOS