



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

**Diseño sísmico estructural del pabellón de la Facultad de Ciencias  
Médicas de la Universidad César Vallejo – Trujillo.**

TESIS PARA OBTENER EL TITULO PROFESIONAL DE:

Ingeniero Civil

**AUTORES:**

Manzanares García, Víctor Hugo (ORCID: 0000-0003-2822-3102)

Vargas Machuca Gutiérrez, Diego Sebastián (ORCID: 0000-0002-2489-0277)

**ASESORES:**

Mg. Ing. Villar Quiroz, Josualdo Carlos (ORCID: 0000-0003-3392-9580)

Mg. Ing. Cerna Rondón, Luis Aníbal (ORCID:0000-0001-7643-7848)

**LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:**

Diseño Sísmico Estructural

TRUJILLO – PERÚ

2020

## **Dedicatoria**

*A mi padre Victor Hugo Manzanares Peña y a mi madre Morfilia García Cortéz, quiénes con su apoyo, consejos, amor, confianza, comprensión e inmenso sacrificio, me brindaron el apoyo incondicional y fueron los principales pilares en mi formación profesional. Pusieron en mi las bases de responsabilidad y deseos de superación.*

*A mi hermana Selene Manzanares García quien estuvo a mi lado apoyándome en los momentos difíciles, brindándome su fortaleza y amor en cada etapa de mi vida académica.*

*A mis abuelos quienes después de mis padres fueron las personas que más se preocuparon por mí, con su amor y sabiduría me enseñaron cosas importantes para afrontar la vida y me encaminaron por el buen sendero.*

*A mis amigos, con quienes compartí conocimientos alegría y tristezas, ellos me brindaron el apoyo moral y la confianza necesaria para el logro de mis objetivos.*

**Manzanares García Víctor Hugo.**

*A Luz Gutiérrez, mi adorada madre, porque nunca  
habrá manera de devolverle tanto que ha hecho por mí  
desde incluso antes de nacer. A ella, por ser mi ejemplo,  
mi incondicional y mi amor invaluable.*

*A Carlos Vargas Machuca, mi estimado padre,  
por brindarme siempre sus conocimientos, apoyarme  
desinteresadamente y compartir mi pasión por las estructuras.  
A él, por tener siempre una sonrisa para mí.*

*A Lesly Becerra y Micaela Vargas Machuca, mi preciada familia,  
por ser mi motivación e inspiración de mis ideales, porque sus  
muestras de amor son detonantes de mi felicidad y esfuerzo.  
A ellas, porque me ayudaron a encontrar el lado dulce de la vida.*

*A Andrea y Alex, mis queridos hermanos, por siempre estar  
presentes llenando de grandeza mi vida, por afrontar conmigo  
los buenos y malos momentos. A ellos, por hacerme sentir  
orgullosos de tenerlos a mi lado.*

*A Víctor Gutiérrez y María Guerrero, mis amados abuelos,  
por llevarme siempre en sus oraciones e interceder por mí.  
A ellos, por ayudarme a aprender de mis errores, compartir  
conmigo su sabiduría y brindarme siempre su aliento.*

*A mi querido equipo de Frescos 2, a los que estuvieron y  
los que están, por ser mi apoyo desmedido en las duras pruebas  
durante toda mi carrera. A ellos, por regalarme su valiosa  
amistad y ayudarme a encontrar un balance profesional.*

**Vargas Machuca Gutiérrez Diego Sebastián.**

## **Agradecimiento**

### **A NUESTRO PADRE CELESTIAL Y LA VIRGEN SANTÍSIMA:**

Por ser los forjadores de nuestro camino, nuestros acompañantes, los que siempre nos levantan de nuestros continuos tropiezos y creadores de las personas que más amamos.

### **A NUESTRO ASESORES:**

Ing. Villar Quiróz Josualdo Carlos e Ing. Cerna Rondón Luis Aníbal que a través de su experiencia y conocimientos tuvieron la paciencia de guiarnos acertadamente durante el desarrollo de nuestro proyecto de investigación.

### **A NUESTROS DOCENTES:**

Por habernos brindado su tiempo, amistad, dedicación y paciencia para la realización y entendimiento de cada una de las etapas correspondientes al presente trabajo de investigación.

A todos nuestros compañeros de estudio que de alguna u otra manera estuvieron a nuestro lado brindándonos en todo momento su apoyo moral

# ÍNDICE

<b>Carátula</b>	<b>i</b>
Dedicatoria	ii
Agradecimiento	iii
<b>Índice</b>	<b>v</b>
Índice de tablas	x
Índice de figuras	xi
Índice de ecuaciones	xiv
Resumen	xvi
Abstract	xvii
<b>I. INTRODUCCIÓN</b>	<b>1</b>
1.1. Realidad problemática	1
1.2. Planteamiento del problema	9
1.3. Justificación	10
1.4. Hipótesis	11
1.5. Objetivos	11
1.5.1. Objetivo general	11
1.5.2. Objetivos específicos	12
<b>II. MARCO TEÓRICO</b>	<b>12</b>
2.1. Antecedentes	12
2.2. Bases teóricas	18
2.2.1. Estudio de mecánica de suelos	18
2.2.2. Diseño arquitectónico	18
2.2.3. Estructuración y sismorresistencia.	19
2.2.4. Peso y cargas	20

<b>2.2.5. Predimensionamiento de elementos estructurales</b>	<b>22</b>
2.2.5.1. Losas o Diafragmas	22
2.2.5.2. Vigas	23
2.2.5.3. Columnas	25
2.2.5.4. Muros de corte o Placas	25
2.2.5.5. Cimentación	26
<b>2.2.6. Análisis sísmico</b>	<b>27</b>
2.2.6.1. Factores de análisis de la norma de sismorresistencia.	27
2.2.6.2. Análisis estático o de fuerzas equivalentes	37
2.2.6.3. Análisis dinámico modal espectral	38
<b>2.2.7. Diseño estructural de concreto armado</b>	<b>39</b>
2.2.7.1. Consideraciones de diseño	40
<b>III. METODOLOGÍA</b>	<b>44</b>
<b>3.1. Enfoque, tipo y diseño de investigación.</b>	<b>44</b>
<b>3.2. Operacionalización de variables.</b>	<b>45</b>
3.2.1. Variables.	45
3.2.2. Matriz de clasificación de variables	46
3.2.3. Matriz de operacionalización de variables	46
<b>3.3. Población, muestra y muestreo</b>	<b>46</b>
3.3.1. Población	46
3.3.2. Muestra y muestreo	46
3.3.2.1. Técnica de muestreo:	46
3.3.2.2. Tamaño de muestra:	47
<b>3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad</b>	<b>47</b>
3.4.1. Técnica de recolección de datos	47
3.4.2. Instrumentos de recolección de datos	48
3.4.3. Validación del instrumento de recolección de datos.	50
3.4.4. Confiabilidad de los instrumentos de recolección de datos.	50

<b>3.5. Procedimientos:</b>	<b>51</b>
<b>3.6. Método de análisis de datos.</b>	<b>55</b>
3.6.1. Técnicas de análisis de datos	<b>55</b>
<b>3.7. Aspectos éticos:</b>	<b>56</b>
<b>3.8. Desarrollo del proyecto de investigación.</b>	<b>56</b>
<b>3.8.1. Dimensión 1. Estudio de Mecánica de suelos</b>	<b>56</b>
<b>3.8.2. Dimensión 2. Diseño arquitectónico.</b>	<b>56</b>
<b>3.8.3. Dimensión 3. Predimensionamiento</b>	<b>59</b>
3.8.3.1. Predimensionamiento de losa maciza.	60
3.8.3.2. Predimensionamiento de vigas.	60
3.8.3.3. Predimensionamiento de Columnas.	62
3.8.3.4. Predimensionamiento de placas.	65
<b>3.8.4. Dimensión 4. Metrado de Cargas.</b>	<b>66</b>
3.8.4.1. Metrado de cargas del Bloque 1.	66
3.8.4.2. Metrado de cargas del Bloque 2.	67
<b>3.8.5. Dimensión 5. Análisis sísmico.</b>	<b>67</b>
3.8.5.1. Propiedades de los materiales.	69
3.8.5.2. Parámetros para el análisis según la E.030.	70
3.8.5.3. Factores de irregularidades.	70
3.8.5.4. Espectro de Pseudoaceleraciones para el Bloque 1 y 2.	70
3.8.5.5. Peso sísmico.	72
3.8.5.6. Períodos de los modos de vibración de la estructura.	72
3.8.5.7. Derivas de entrepiso.	76
3.8.5.8. Desplazamientos en centro de masa.	77
<b>3.8.6. Dimensión 6. Diseño estructural.</b>	<b>78</b>
3.8.6.1. Diseño de losa maciza.	78
3.8.6.2. Diseño de vigas.	82
3.8.6.3. Diseño de Columnas.	92
3.8.6.4. Diseño de Placas.	97
3.8.6.5. Diseño de escalera.	110

3.8.6.6. Diseño de Cimentación.	113
<b>IV. RESULTADOS</b>	<b>124</b>
<b>4.1. Estudio de Mecánica de Suelos</b>	<b>124</b>
<b>4.2. Diseño arquitectónico</b>	<b>125</b>
4.2.1. Planos	<b>125</b>
<b>4.3. Predimensionamiento.</b>	<b>133</b>
4.3.1. Predimensionamiento de losa maciza.	133
4.3.2. Predimensionamiento de vigas.	133
4.3.3. Predimensionamiento de columnas.	133
4.3.4. Predimensionamiento de placas.	134
<b>4.4. Metrado de Cargas.</b>	<b>135</b>
<b>4.5. Análisis sísmico.</b>	<b>136</b>
4.5.1. Factores de irregularidades.	136
4.5.2. Derivas máximas de entrepiso.	137
4.5.3. Desplazamientos del centro de masa.	138
4.5.4. Participación Modal.	139
4.5.5. Cortante dinámica de entrepiso.	141
4.5.6. Factor de amplificación del sismo estático y dinámico.	142
4.5.7. Verificación del factor de reducción sísmica.	142
4.5.8. Junta de separación sísmica.	143
<b>4.6. Diseño estructural.</b>	<b>144</b>
4.6.1. Diseño de losa maciza.	144
4.6.2. Diseño de vigas.	146
4.6.3. Diseño de columnas.	147
4.6.4. Diseño de placas	148
4.6.5. Diseño de escalera.	149
4.6.6. Diseño de cimentación.	150
<b>V. DISCUSIÓN</b>	<b>152</b>

<b>VI. CONCLUSIONES</b>	<b>157</b>
<b>VII. RECOMENDACIONES</b>	<b>158</b>
<b>REFERENCIAS</b>	<b>159</b>
<b>ANEXOS</b>	<b>165</b>
<b>Anexo 1. Declaratoria de autenticidad (autores)</b>	<b>165</b>
<b>Anexo 2. Declaratoria de autenticidad (asesor)</b>	<b>166</b>
<b>Anexo 3.</b>	<b>167</b>
Anexo 3.1: Matriz de operacionalización de variable	167
Anexo 3.2: Indicadores de variables	168
<b>Anexo 4. Instrumentos de recolección de datos</b>	<b>170</b>
Anexo 4.1. Ficha Técnica de datos: Estudio de Mecánica de Suelos	170
Anexo 4.2. Guía de Observación N° 01: Metrado de Cargas	171
Anexo 4.3. Guía de Observación N° 02: Análisis sísmico	172
Anexo 4.4. Ficha de resumen llena.	172
Anexo 4.5. Guía de observación N°1 llena.	173
4.5.1 Metrado de cargas – Bloque 1	173
4.5.2. Metrado de cargas – Bloque 2	175
Anexo 4.6. Guía de observación N°2 llena.	<b>177</b>
<b>Anexo 5. Planos</b>	<b>178</b>
Anexo 5.1. Arquitectura de piso típico.	178
Anexo 5.2. Elevación Frontal.	179
Anexo 5.3. Elevación Posterior.	180
Anexo 5.4. Elevación Lateral izquierda y derecha.	181
<b>Anexo 6. Documentos</b>	<b>182</b>
Anexo 6.1. Informe técnico: Estudio de mecánica de suelos.	182
<b>Anexo 7. Análisis de similitud con el programa Turnitin</b>	<b>185</b>
<b>Anexo 8. Análisis de similitud con el programa Turnitin</b>	<b>186</b>

## Índice de tablas

Tabla 1. Sobrecargas de ambientes según su uso. ....	21
Tabla 2. Peraltes para losas aligeradas según la luz libre. ....	22
Tabla 3. Peraltes de losa maciza. ....	23
Tabla 4. Deformación de una viga sometida a flexión. ....	24
Tabla 5. Predimensionamiento de columnas. ....	25
Tabla 6. Factores de zona. ....	28
Tabla 7. Perfiles de los suelos. ....	30
Tabla 8. Factor de suelo. ....	30
Tabla 9. Periodos que definen el factor de amplificación. ....	30
Tabla 10. Factor de uso (U) según la categoría de la edificación. ....	32
Tabla 11. Coeficiente básico de Reducción. ....	33
Tabla 12. Factor de irregularidades en altura. ....	34
Tabla 13. Factor de irregularidades en planta. ....	36
Tabla 14. Restricciones de irregularidades. ....	37
Tabla 15. Ecuación general de diseño por resistencia última. ....	40
Tabla 16. Factor de reducción de resistencia. ....	41
Tabla 17. Matriz de clasificación de variable. ....	46
Tabla 18. Instrumentos y Validación. ....	49
Tabla 19. Ambientes del Bloque 1. ....	57
Tabla 20. Ambientes del Bloque 2. ....	58
Tabla 21. Predimensionamiento de losa maciza – Bloque 1 y 2. ....	60
Tabla 22. Áreas tributarias del Bloque 1. ....	63
Tabla 23. Áreas tributarias del Bloque 2. ....	64
Tabla 24. Carga Muerta del Bloque 1. ....	66
Tabla 25. Carga Viva del Bloque 1. ....	66
Tabla 26. Carga Muerta del Bloque 2. ....	67
Tabla 27. Carga Viva del Bloque 2. ....	67
Tabla 28. Propiedades mecánicas del concreto y acero estructural. ....	69

Tabla 29. Factores sísmicos para el espectro de respuesta. ....	70
Tabla 30. Factor de amplificación sísmica y aceleración espectral. ....	70
Tabla 31. Determinación del peso sísmico en el software Etabs. ....	72
Tabla 32. Cargas axiales, cortantes y momentos en Columna 1E – Bloque 1.....	93
Tabla 33. Combinaciones de carga para la Columna 1E – Bloque 1. ....	94
Tabla 34. Pn, M33, M22 para diagrama de interacción (Col. 1E – Bloque 1).....	94
Tabla 35. Cargas axiales, cortantes y momentos en Placa 2E – Bloque 1. ....	98
Tabla 36. Combinaciones de carga para la Placa 2E – Bloque 1.....	98
Tabla 37. Pn, M33, M22 para diagrama de interacción (PL 2E – Bloque 1).....	99
Tabla 38. Cargas axiales, cortantes y momentos en Placa 2D – Bloque 2. ....	105
Tabla 39. Combinaciones de carga para la Placa 2D – Bloque 2. ....	105
Tabla 40. Pn, M33, M22 para diagrama de interacción (PL 2D – Bloque 2) ....	105
Tabla 41. Ficha Técnica de datos de EMS.....	124
Tabla 42. Espesor de losa maciza en Bloque 1 y 2.....	133
Tabla 43. Peralte y base de vigas del Bloque 1 y 2.....	133
Tabla 44. Secciones de columnas del Bloque 1.....	133
Tabla 45. Secciones de columnas del Bloque 2.....	134
Tabla 46. Longitud de placa del Bloque 1 y 2.....	134
Tabla 47. Cargas muertas y vivas del Bloque 1 y 2. ....	135
Tabla 48. Pesos sísmicos del Bloque 1 y 2.....	135
Tabla 49. Verificación de Irregularidades en altura y planta.....	136
Tabla 50. Derivas de entrepiso del Bloque 1.....	137
Tabla 51. Derivas de entrepiso del Bloque 2.....	137
Tabla 52. Desplazamientos laterales en Centro de Masa – Bloque 1.....	138
Tabla 53. Desplazamientos laterales en Centro de Masa – Bloque 2.....	138
Tabla 54. Participación modal – Bloque 1. ....	139
Tabla 55. Participación modal – Bloque 2. ....	140
Tabla 56. Cortante dinámica de entrepisos – Bloque 1.....	141
Tabla 57. Cortante dinámica de entrepisos – Bloque 2.....	141
Tabla 58. Factor de amplificación del sismo estático y dinámico del Bloque 1 y 2..	142
Tabla 59. Verificación del factor de reducción sísmica – Bloque 1 y 2.....	142

Tabla 60. Matriz de operacionalización de variables.....	167
Tabla 61. Indicadores de variables.....	168
Tabla 62. Ficha técnica de estudio de mecánica de suelos.....	170
Tabla 63. Guía de Observación N° 01: Metrado de Cargas.....	171
Tabla 64. Guía de Observación N° 02: Análisis sísmico.....	172
Tabla 65. Ficha de resumen llena.....	172
Tabla 66. Guía de observación N°1: Cargas muertas del Bloque 1.....	173
Tabla 67. Guía de observación N°1: Cargas vivas del Bloque 1.....	174
Tabla 68. Guía de observación N°1. Cargas muertas del Bloque 2.....	175
Tabla 69. Guía de observación N°1: Cargas vivas del Bloque 2.....	176
Tabla 70. Guía de observación N° 2 llena.....	177

## Índice de figuras

Figura 1. Diseño arquitectónico – Piso 1, Pabellón de Facultad de Ciencias.....	19
Figura 2. Deformación de una viga sometida a flexión.....	24
Figura 3. Factores normativos de un espectro de respuesta.....	28
Figura 4. Zonificación sísmica del territorio peruano.....	29
Figura 5. Diagrama Periodo fundamental – Factor de amplificación sísmica.....	31
Figura 6. Diseño de investigación.....	45
Figura 7. Gráfico lineal de derivas.....	55
Figura 8. Distribución de vigas del Bloque 1.....	60
Figura 9. Distribución de vigas del Bloque 2.....	61
Figura 10. Distribución de Columnas del Bloque 1.....	63
Figura 11. Distribución de Columnas del Bloque 2.....	64
Figura 12. Estructuración final del Bloque 1.....	68
Figura 13. Estructuración final del Bloque 2.....	68
Figura 14. Modelación tridimensional del Bloque 1 y 2.....	69
Figura 15. Espectro inelástico de pseudo aceleraciones X-X.....	71
Figura 16. Espectro inelástico de pseudo aceleraciones Y-Y.....	72

Figura 17. Modo de vibración 1 – Bloque 1.....	73
Figura 18. Modo de vibración 2 – Bloque 1.....	73
Figura 19. Modo de vibración 3 – Bloque 1.....	74
Figura 20. Modo de vibración 1 – Bloque 2.....	74
Figura 21. Modo de vibración 2 – Bloque 2.....	75
Figura 22. Modo de vibración 3 – Bloque 2.....	75
Figura 23. Derivas de entrepiso del Bloque 1.....	76
Figura 24. Deriva de entrepiso del Bloque 2. ....	77
Figura 25. Desplazamientos en centro de masa del Bloque 1. ....	77
Figura 26. Desplazamientos en centro de masa del Bloque 2. ....	78
Figura 27. Deformada de la losa maciza del Bloque 1 por carga última. ....	79
Figura 28. DMF de SAFE para las franjas en X-X (Bloque 1). ....	79
Figura 29. DMF de SAFE para las franjas en Y-Y (Bloque 1) ....	80
Figura 30. Deformada de la losa maciza del Bloque 2 por carga última. ....	80
Figura 31. DMF de SAFE para las franjas en X-X (Bloque 2) ....	81
Figura 32. DMF de SAFE para las franjas en Y-Y (Bloque 2) ....	81
Figura 33. Diagrama de momento flector (viga eje 2 - piso 3 - Bloque 1) ....	83
Figura 34. Momentos últimos máximos (viga eje 2 - piso 3 - Bloque 1) ....	83
Figura 35. Acero longitudinal de viga eje 2 - piso 3 - Bloque 1.....	84
Figura 36. DMF y DMR de viga eje 2 - piso 3 - Bloque 1. ....	85
Figura 37. Diagrama de cortante de viga eje 2 - piso 3 - Bloque 1.....	85
Figura 38. Diagrama de momento flector (viga eje D - piso 3 - Bloque 2).....	88
Figura 39. Momentos últimos máximos (viga eje D - piso 3 - Bloque 2).....	88
Figura 40. Acero longitudinal de viga eje D - piso 3 - Bloque 2.....	89
Figura 41. DMF y DMR de viga eje D - piso 3 - Bloque 2.....	89
Figura 42. Diagrama de cortante de viga eje D - piso 3 - Bloque 2.....	90
Figura 43. Columna 1E – Bloque 1. ....	92
Figura 44. Distribución de acero de columna 1E – Bloque1.....	93
Figura 45. Diagrama de interacción M 3-3 (Col. 1E – Bloque1) ....	95
Figura 46. Diagrama de interacción M 2-2 (Col. 1E – Bloque 1) ....	95
Figura 47. Placa 2E – Bloque 1.....	97

Figura 48. Distribución de acero de Placa 2E – Bloque 1. ....	98
Figura 49. Diagrama de interacción M 3-3 (PL 2E – Bloque1) .....	99
Figura 50. Diagrama de interacción M 2-2 (PL 2E – Bloque1) .....	100
Figura 51. Placa 2D – Bloque 2.....	104
Figura 52. Distribución de acero de Placa 2D – Bloque 2. ....	104
Figura 53. Diagrama de interacción M 3-3 (PL 2D – Bloque 2).....	106
Figura 54. Diagrama de interacción M 2-2 (PL 2D – Bloque 2).....	106
Figura 55. Diagrama de momentos flectores en el tramo de la escalera. ....	111
Figura 56. Área de acero calculado del software Etabs para el tramo de escalera. ....	111
Figura 57. Cortantes actuantes para el tramo de escalera.....	112
Figura 58. Modelo estructural de la platea de cimentación – Bloque 1. ....	113
Figura 59. Presiones del suelo sometido a cargas de servicio – Bloque 1.....	114
Figura 60. Presiones del suelo sometido a cargas de sismo antihorario – Bloque 1. .....	114
Figura 61. Presiones del suelo sometido a cargas de sismo horario – Bloque 1. ...	115
Figura 62. Distribución de momentos flectores en dirección X-X y Y-Y por cargas últimas. (Bloque 1) .....	116
Figura 63. Diseño de platea de cimentación por elementos finitos – Refuerzo Y-Y (Inferior $\emptyset$ 5/8” @.20).....	117
Figura 64. Diseño de platea de cimentación por elementos finitos – Refuerzo Y-Y (Superior $\emptyset$ 5/8” @.20 + adicionales) .....	117
Figura 65. Diseño de platea de cimentación por elementos finitos – Refuerzo X-X (Inferior $\emptyset$ 5/8” @.20 + adicionales).....	118
Figura 66. Diseño de platea de cimentación por elementos finitos – Refuerzo X-X (Superior $\emptyset$ 3/4” @.20) .....	118
Figura 67. Modelo estructural de la platea de cimentación – Bloque 2. ....	119
Figura 68. Presiones del suelo sometido a cargas de servicio – Bloque 2.....	119
Figura 69. Presiones del suelo sometido a cargas de sismo antihorario – Bloque 2. .....	120
Figura 70. Presiones del suelo sometido a cargas de sismo horario – Bloque 2. ...	120
Figura 71. Distribución de momentos flectores en dirección X-X y Y-Y por cargas	

últimas. (Bloque 2) .....	121
Figura 72. Diseño de platea de cimentación por elementos finitos – Refuerzo X-X (superior $\varnothing$ 3/4" @.15).....	122
Figura 73. Diseño de platea de cimentación por elementos finitos – Refuerzo X-X (Inferior $\varnothing$ 5/8" @.20 + adicionales).....	122
Figura 74. Diseño de platea de cimentación por elementos finitos – Refuerzo Y-Y (Inferior $\varnothing$ 5/8" @.20 + adicionales).....	123
Figura 75. Diseño de platea de cimentación por elementos finitos – Refuerzo Y-Y (Superior $\varnothing$ 3/4" @.15) .....	123
Figura 76. Diseño de Losa maciza – Bloque 1.....	144
Figura 77. Diseño de Losa maciza – Bloque 2.....	145
Figura 78. Diseño final de viga eje 2 - piso 3 - Bloque 1. ....	146
Figura 79. Diseño final de viga eje D - piso 3 - Bloque 2.....	147
Figura 80. Diseño final de columna 1E – Bloque 1.....	147
Figura 81. Diseño final de placa 2E – Bloque 1.....	148
Figura 82. Diseño final de placa 2D – Bloque 2. ....	149
Figura 83. Diseño final de escalera. ....	149
Figura 84. Diseño final de platea de cimentación – Bloque 1.....	150
Figura 85. Diseño final de platea de cimentación – Bloque 2.....	151

## Índice de ecuaciones

Ecuación 1. Longitud de placa. ....	26
Ecuación 2. Área de zapata. ....	27
Ecuación 3. Primera condición para definir el factor de amplificación sísmica.....	31
Ecuación 4. Segunda condición para definir el factor de amplificación sísmica.....	31
Ecuación 5. Tercera condición para definir el factor de amplificación sísmica.....	31
Ecuación 6. Factor de reducción de las fuerzas.....	37
Ecuación 7. Cortante basal. ....	38
Ecuación 8. Periodo fundamental de la estructura. ....	38
Ecuación 9. Aceleración espectral. ....	39

Ecuación 10. Capacidad por flexión. ....	41
Ecuación 11. Capacidad por corte. ....	42
Ecuación 12. Aporte cortante del concreto.....	42
Ecuación 13. Aporte cortante del acero. ....	42
Ecuación 14. Capacidad por corte. ....	43

## Resumen

La presente investigación se realizó en Trujillo; en la Universidad César Vallejo. Se cumplió con el objetivo de realizar un adecuado diseño sísmico estructural del Pabellón de la Facultad de Ciencias Médicas de dicha institución académica. Para el desarrollo de la tesis se usó un diseño cuantitativo – no experimental, transversal, descriptivo simple; el muestreo fue no probabilístico por juicio de expertos y la recolección de datos se hizo por medio de la técnica de la observación y el análisis documental usando instrumentos como guías de observación y fichas técnicas de datos. Hoy en día la facultad de ciencias médicas de la UCV de la sede de Trujillo no cuenta con una estructura adecuada en la que se impartan los conocimientos de manera satisfactoria, hay necesidad de ambientes más grandes y mejor equipados.

Para el diseño del pabellón de ciencias médicas se consideraron dos bloques y se usó un sistema de muros estructurales, las edificaciones fueron diseñadas en modelos tridimensionales usando el programa Etabs a través del cual se realizó el análisis sísmico obteniéndose unas derivas máximas de 0.00672 en el sentido X y 0.00628 en el sentido Y. En el diseño de los elementos estructurales se aplicó el método de resistencia última y cumpliendo con los criterios de la Norma E.060 se obtuvieron como resultados que las resistencias nominales de cada elemento sean mayores a las resistencias últimas. Se logró que Las derivas de la edificación sean menores a 0.007; cumpliendo con los criterios de la norma E.030 así mismo se logró que la capacidad de resistencia del acero distribuido y el concreto en los elementos estructurales sean mayores a la demanda sísmica.

Palabras claves: Diseño estructural, análisis sísmico, sismorresistencia.

## **Abstract**

This research was conducted in Trujillo; at the Universidad César Vallejo. The objective of carrying out an adequate seismic structural design of the Pavilion of the Faculty of Medical Sciences of this academic institution was fulfilled. For the development of the thesis it was used a quantitative design - non-experimental, transversal, simple descriptive; the sampling was not probabilistic by experts' judgment and the data collection was made by means of the technique of observation and documental analysis using instruments such as observation guides and data technical cards. Today the Faculty of Medical Sciences of the UCV in Trujillo does not have an adequate structure in which knowledge is imparted in a satisfactory way, there is a need for larger and better equipped environments.

For the design of the medical sciences pavilion, two blocks were considered and a system of structural walls was used. The buildings were designed in three-dimensional models using the Etabs program through which the seismic analysis was carried out, obtaining maximum drifts of 0.00672 in the X direction and 0.00628 in the Y direction. In the design of the structural elements, the ultimate resistance method was applied and, complying with the criteria of the E.060 Standard, the results were that the nominal resistances of each element were greater than the ultimate resistances. It was achieved that the drifts of the building are less than 0.007; fulfilling the criteria of the E.030 norm, it was also achieved that the resistance capacity of the steel distributed and the concrete in the structural elements are greater than the seismic demand.

**Keywords:** Structural design, seismic analysis, seismic resistance.

## I. INTRODUCCION

### 1.1. Realidad problemática

Una de las áreas más importantes de la ingeniería civil es la de estructuras. Éstas ejercen el mismo papel que desempeñan tanto el sistema óseo como el muscular de los seres vertebrados, es así que se le define como la parte resistente en una construcción que provee rigidez y solidez para que junto con otros sistemas se logre un fin satisfactorio. Para el diseño estructural de las edificaciones es muy importante seguir tres etapas implícitas las cuales son la estructuración, el análisis estructural y el dimensionamiento; éstas ayudaran a que la infraestructura tenga un comportamiento favorable frente a las fuerzas a la que sea sometida. (Colina y Ramírez, 2000)

En España y en muchos otros países se han encontrado que los principales problemas con respecto al diseño estructural sísmico de las edificaciones, corresponden a las asimetrías y alteraciones bruscas de dimensiones, masas, rigideces y flexibilidades. Mayormente los diseños estructurales no son los más adecuados, un ejemplo de ello es que los edificios son desarrollados con configuraciones de planta muy complejas, las cuales son muy sensibles a los complejos torsionales; así mismo otro de las grandes dificultades del diseño estructural sísmico es que con frecuencia se ejecutan escalonamientos en los volúmenes de edificio, lo cual es la principal causa de cambios bruscos de masa y rigidez. (ZIGURAT GLOBAL INSTITUTE OF TECNOLGY, 2019)

Chile es un país cuyas edificaciones cuentan con un diseño estructural sísmico muy avanzado, los expertos han elaborado una normativa muy estricta (Norma NCh 433) que con pocas excepciones se cumple con rigurosidad, es por esto que rara vez se desploma o colapsa un edificio. Chile es una nación que ha sufrido eventos sísmicos muy intensos, un

ejemplo de ello es el terremoto severo que sufrió el año 2010; se sabe que su territorio se encuentra justo en la interacción de las placas de Nazca y de Sudamérica lo cual provoca una liberación considerable de energía. Estos sucesos han provocado que el país realice estudios muy profundos y detallados, lo cual ha traído como consecuencias positivas que sus diseños estructurales y análisis sísmicos sean especializados; esto garantiza la estabilidad de sus estructuras. (Zamorano, 2015)

Ecuador es uno de los tantos países en el que sus edificaciones no cuentan con diseños estructurales sísmicos adecuados; sumado a ello, no existe un estricto control de la calidad de materiales. Según los expertos; Ecuador cuenta con una buena norma sismoresistente, sin embargo, esta no se cumple de manera rigurosa, ello se vio reflejado en el sismo de gran intensidad que ocurrió en el año 2016 en donde debido a los malos diseños y cálculos sísmicos realizados muchas de las estructuras sufrieron daños severos o colapsaron. La gran problemática de este país es que los diseños estructurales quedan a cargo de maestros de obra los cuales no tienen criterios técnicos adecuados para la construcción. Generalmente las edificaciones presentan un déficit de resistencia o una ductilidad escasa. (Zibell, 2016).

En el Perú, parámetros como el predimensionamiento, análisis y diseño de elementos estructurales; no son tomados con la debida importancia, debido a ello es que no se ha logrado mejorar en su totalidad la construcción de sus edificaciones y es por esta razón que la mayoría de construcciones existentes son informales. En la mayoría de los edificios construidos no se han aplicado diseños estructurales sísmicos adecuados, es evidente que en el país no se considera imprescindible el uso idóneo de mecánica de suelos, no se realiza un buen control de la calidad de los materiales y sobre todo no se respetan los requerimientos de la norma técnica peruana. (Ayala, 2017)

Trujillo es una ciudad en la que se han incrementado considerablemente el número de edificios de gran altura, sobre todo en zonas de alta sismicidad y lamentablemente se evidencia un déficit en la calidad del diseño estructural y una carencia de un buen análisis sísmico en la mayoría de las edificaciones. A pesar de contar con una guía de diseño sísmico resistente dispuesta en la Normativa Técnica Peruana es evidente que los sistemas estructurales tradicionales usados en la construcción de los edificios no poseen la ductilidad necesaria para hacerle frente a las fuerzas sísmicas de gran magnitud por lo que es necesario contar con distintas alternativas que eviten daños de las estructuras. (Alva y Castro, 2017)

La variable Diseño Sísmico estructural está principalmente regido por la norma Técnica peruana de Diseño sismorresistente E.030, así mismo las normas de Cargas E.020, de Suelos E.050 y de concreto E.060 son guías complementarias que también rigen El Diseño estructural de una edificación.

(Mayhua, 2018) encontró que el Perú es un país que presenta deficiencias en la estructuración y en el diseño y ello ha sido reflejado en los tres últimos sismos acontecidos (Ancash 1970, Ático 2001 y Pisco 2007); eventos en donde las estructuras colapsaron o sufrieron serios daños. Estos sismos fueron calificados como moderados lo cual evidencia aún más que el diseño estructural sísmico utilizado para las edificaciones es muy pobre, adicional a esto se ha comprobado que los daños en las estructuras se debieron a irregularidades geométricas de las estructuras, falta de distribución estratégica de los elementos, cimentaciones no adecuadas, baja calidad del suelo sobre el que estaban edificadas, baja calidad de materiales y sobre todo técnicas constructivas inadecuadas. Este hecho demuestra que el Perú tiene una gran necesidad de mejorar la calidad de sus estructuras y esto lo conseguirá

reforzando la formación de ingenieros civiles estructurales para que de este modo los diseños estructurales y cálculos sísmicos realizados sean los más adecuados.

(Sánchez y Josue, 2015) encontró que en Colombia más del 80% de las estructuras presentan problemas en su configuración estructural y estructuración sísmica y debido a ello se suma a la lista de países que no cuentan con edificaciones cuyos diseños estructurales y sísmicos hayan sido los más adecuados, se sabe que sus estructuras han sido desarrolladas de forma heterogénea, debido a que su normativa de sismo resistencia fue creada a partir del año 1984. Por otro lado, aunque en la actualidad se cuenta con la normatividad (NSR – 2010), una de los aspectos que impiden que se realicen diseños estructurales sísmicos adecuados son las malas condiciones socioeconómicas de algunos habitantes lo que provoca que las edificaciones se construyan sin parámetros normativos. Muchos de los edificios del país son diseñadas sobre zonas de alto riesgo sísmico y para empeorar dicha situación gran parte de los profesionales realizan diseños estructurales y cálculos sísmicos muy deficientes desarrollando procesos constructivos con ciertas irregularidades: las edificaciones tienen una elevada masa, no son lo suficientemente rígidas y lo suficientemente dúctiles y son asimétricas y complejas.

(Blanco, 2012) encontró que en Venezuela con gran frecuencia en un diseño estructural existen muchas irregularidades de alturas de entresijos, que provocan cambios bruscos de rigidez; así mismo hay presencia de irregularidades en planta, de masa, rigidez y resistencia; los cuales originan torsión originando esfuerzos originales difíciles de evaluar. En este país y en muchos otros las normas para el diseño sismorresistente no son aplicadas en las construcciones informales, lo cual trae como consecuencia una considerable elevación de la

vulnerabilidad de las estructuras. Lamentablemente los esquemas arquitectónicos – estructurales se alejan de los esquemas simples, reiteradamente se encuentran edificaciones en las que se observan pesos muy grandes en las partes superiores y las estructuras no son lo suficientemente sólidas, el sentido común indica que conforme se eleva la construcción se debe ir aligerando el peso; por lo general el daño severo o colapso de estructuras durante un sismo intenso se debe a la falla de elementos cuya ductilidad y resistencia no son suficientes.

Es claro que en muchos países gran parte de las edificaciones construidas carecen de buenos diseños estructurales y de buenos cálculos sísmicos requeridos para evitar daños frente a las fuerzas sísmicas. Por lo general estos países no se rigen a los parámetros de sus Normativas técnicas y ello se evidencia en las irregularidades de sus diseños y procesos constructivos; con frecuencia los edificios muestran una mala disposición de los elementos estructurales lo cual los hace menos resistentes y menos dúctiles, volviéndolos vulnerables frente a fuerzas externas.

La Municipalidad Distrital del Porvenir ejecutó en el año 2013 el Proyecto “Mejoramiento del servicio educativo de la I.E. NMR 80028 Francisco de Zela en el distrito del Porvenir, provincia de Trujillo, Departamento de La Libertad”. Dicho proyecto consta de tres zonas funcionales: Módulo A, Módulo B y Módulo C. El Módulo A a su vez está dividido en Módulo A – 1, Módulo A – 2, Módulo A – 3 y Escaleras, mientras que el Módulo C (destinado como cafetín) está dividido en Módulo C – 1 y Módulo C – 2. El proyecto fue diseñado con la ayuda del programa ETABS y el material que se utilizó es de concreto Armado. Con respecto a los sistemas estructurales se empleó para el eje “X” un sistema de pórticos de concreto armado y para el eje “Y” un sistema de albañilería confinada. Los Módulos constan de tres niveles, y fueron destinados para Aulas, laboratorios, centros de cómputo y servicios higiénicos. Las Normas

utilizadas para el Diseño estructural y Análisis sísmicos fueron la E.020, E.030, E.050, E.060 y la E.070. Se realizó un análisis dinámico a través de un modelo tridimensional en el que se encontró que los desplazamientos de todos los módulos (Desplazamientos máximos para el Módulo A – 1; 0.006087 para X y 0.000478 para Y. Desplazamientos máximos para el Módulo A – 2; 0.005954 para X y 0.000498 para Y. Desplazamientos máximos para el Módulo A – 3; 0.006709 para X y 0.000647 para Y. Desplazamientos máximos para Escalera; 0.004071 para X y 0.002301 para Y) tanto en el eje X como en el Y eran menores a 0.007, lo que indica que los datos están dentro de lo permisible. Se concluyó que el proyecto cumple con los requisitos mínimos establecidos en la Norma de Diseño Sismorresistente E.030, en lo que se refiere a desplazamientos y capacidad de resistencia de los elementos.

La asociación Civil de la Universidad Católica de Trujillo Benedicto XVI con RUC 20440135171 a principios del año 2020 ejecutó un proyecto de diseño y construcción de un edificio de tres niveles destinado a desempeñarse como pabellón de estudios. La edificación fue diseñada con un sistema dual, consta de un diseño geométrico rectangular en el cual fueron distribuidos placas en forma de L en las cuatro esquinas, 10 columnas distribuidas proporcionalmente en el eje “Y” y 7 vigas dispuestas en sentido del eje “X”. los cálculos sísmico estructurales se realizaron a través de un modelamiento tridimensional en el programa ETABS, y siguiendo los requerimientos de la Norma Técnica E.020, E.030 y E.060 se obtuvo como resultado una deriva máxima de 0.002169 en el eje X – X y 0.002521 en el eje Y - Y; estos valores se encuentran dentro del límite permisible (0.007) y constatan que la edificación tendrá un comportamiento satisfactorio frente a fuerzas sísmicas. En este proyecto se observa una simplicidad geométrica, una adecuada simetría y una configuración estructural idónea con elementos estructurales continuos verticalmente, estos criterios son los que ayudan a que un

edificio sea más rígido, dúctil y resistente.

La educación universitaria se ha renovado en los últimos años, con mayores exigencias y parámetros supervisados por la Superintendencia Nacional de Educación Superior Universitaria (SUNEDU), uno de los requerimientos es el buen diseño estructural de infraestructura de las universidades en las que se dictan las carreras profesionales, por motivo que muchas de ellas no cuentan con las formalidades que realmente se requieren en un centro de educación de nivel superior y aun así, operan de acuerdo a sus posibilidades, perjudicando al futuro profesional. Este cambio demandó que las áreas administrativas de las universidades modifiquen y mejoren las infraestructuras de sus sedes para cumplir con las condiciones básicas de calidad para la obtención del Licenciamiento y poder brindar el servicio educativo de calidad satisfactoriamente.

La universidad César Vallejo, actualmente licenciada y bajo los requerimientos de mejora continua en la educación de calidad, incrementó en su plan estratégico, los ámbitos que se necesitan para mantener el licenciamiento vigente y operar sin restricciones, uno de estas estrategias ha sido ir apostando en el diseño de sus facultades, tanto en lo estructural y en lo arquitectónico, como parte de los servicios que se brinda a los estudiantes, pero esta consigna aún no se cumple en la Facultad de Ciencias Médicas, la cual actualmente no cuenta con los ambientes adecuados para el desarrollo de las carreras profesionales que se dictan, como medicina. Siendo este un factor que influye negativamente en la calidad de educación que otorga la facultad, limitada a pabellones de un solo nivel, espacios reducidos que no brindan las facilidades con las que debe contar la carrera profesional.

Esta problemática se dio a causa de los cambios que los administrativos decidieron en conjunto, con el fin de mejorar la educación en la

universidad, acorde a las exigencias que propone la SUNEDU, como parte de ello, se tuvo que reubicar los ambientes y otorgar nueva infraestructura a las facultades en las sedes para lograr cumplir lo ordenado por la entidad. Se le asignó a la Facultad de Ciencias Médicas un área independiente que no estaba destinada para el funcionamiento de las escuelas; ante ello surge la necesidad de inversión de un buen proyecto de construcción de infraestructura cumpliendo con los requerimientos de diseño sísmico estructural necesarios para que la escuela profesional pueda brindar la educación con un alto estándar de calidad.

Por otro lado, otro causante de la necesidad de construir una edificación con diseño sismo resistente es la demanda que ejerce la carrera de medicina y nutrición, incrementándose año tras año la cantidad de alumnos de manera considerable; ante esta situación se requiere una adecuada y amplia infraestructura con actualización en tecnologías y laboratorios que permitan a los estudiantes realizar investigaciones profundas y novedosas en el campo de las ciencias médicas. Así mismo, el desarrollo y estudio de estas carreras son muy relevantes en la desfavorable situación que afrontamos actualmente a nivel global por la pandemia del COVID-19, que pone a las comunidades en estado de emergencia por la fuerte pérdida de habitantes, el decrecimiento económico y la vulnerabilidad que adquieren las personas que se exponen fácilmente, necesitando profesionales como doctores altamente capacitados en el campo de la medicina, que hayan sido formados en universidades que cumplan con los requerimientos adecuados, obteniendo sus títulos que signifiquen calidad y profesionalismo.

La presente investigación abarca la realización de los estudios de mecánica de suelos en el terreno del proyecto, el diseño arquitectónico del edificio, el análisis estructural de la edificación y con ello determinar

los esfuerzos para el diseño sísmico estructural de la estructura, utilizando el Reglamento Nacional de Edificaciones, conocimientos de análisis de estructuras y concreto armado, así como también criterios de sismo resistencia y software aplicados para el cálculo estructural.

Esta edificación funcionará como el pabellón de la Facultad de Ciencias Médicas en la Universidad César Vallejo, y así se busca mejorar la enseñanza y los recursos de las escuelas. La necesidad de construir dicha infraestructura se fundamenta en que actualmente no se cuenta con los ambientes adecuados para brindar los servicios de educación adecuados para el estudiante, por lo que la investigación es relevante para la formación de la carrera profesional.

La Facultad de Ciencias Médicas, cuya operación está vigente, requiere el diseño y la construcción de la edificación por la demanda y el estándar que ejercen las carreras de dichas especialidades. La falta de infraestructura en la facultad generaría bajo nivel en la educación brindada y como consecuencia del ello, escasez de rendimiento profesional por parte de sus egresados, así como también la pérdida de trayectoria y credibilidad de la universidad.

Por otro lado, un bajo nivel de conocimiento al realizar cada etapa del proyecto de investigación, se presentaría errores tanto en el cálculo estructural como en el diseño aplicado para el edificio, consecuentemente se producirían fallas en la estructura al momento de su ejecución. Esto provocaría en la posteridad pérdidas materiales, económicas y tiempo.

## **1.2. Planteamiento del problema**

¿Cuál es el diseño sísmico estructural del pabellón de la Facultad de Ciencias Médicas en la Universidad César Vallejo – Trujillo, 2020?

### **1.3. Justificación**

El presente proyecto se realiza con la necesidad de presentar una idea de diseño sísmico estructural de una edificación que en un futuro cercano pueda ser ejecutado y llevado a la realidad para que este sea usado como el pabellón de ciencias médicas de la Universidad César Vallejo. Este proyecto beneficiará a la gran cantidad de estudiantes y profesores de las carreras pertenecientes al rubro de las ciencias médicas, ya que con la existencia de un pabellón implementado adecuadamente; la educación será de calidad, los egresados serán más competentes y a su vez el prestigio de la Universidad mejorará.

Se realizará un diseño sísmico estructural de un pabellón de la facultad de ciencias médicas a fin de mostrar cuáles son los parámetros fundamentales de diseño para la apropiada configuración estructural de la edificación, la adecuada distribución de los elementos estructurales como vigas, columnas y placas que mejoren el comportamiento de una edificación y cuáles son los criterios idóneos para el diseño de concreto armado que proporcione resistencia y ductilidad a la estructura. Dichos procesos se realizarán siguiendo las disposiciones de la Norma Peruana.

En la actualidad esta casa de estudios cuenta con estructuras de espacios no muy amplios e inadecuados en los que funcionan los laboratorios y aulas de la Facultad de ciencias médicas, esto evidentemente no ha tenido un diseño planeado; ya que ante el aumento considerable de estudiantes que se da cada año, la Universidad se vio obligada a adaptar salones de estudio de manera improvisada, este aspecto provoca un impacto negativo en el aprendizaje de los estudiantes ya que la educación no es satisfactoria cuando se da en espacios no favorables y no implementados adecuadamente. Es por esta razón que en esta investigación ante las necesidades identificadas de la

Universidad César Vallejo se realizará un óptimo diseño sísmico estructural de un edificio que contribuya a dar una educación de calidad.

Para el desarrollo de este proyecto , con respecto a lo metodológico; en primer lugar se obtendrá un estudio de suelos de un terreno cercano al lugar del proyecto con el fin de extraer datos necesarios para el diseño de cimentación como la capacidad portante del terreno y el coeficiente de balasto, en lo que respecta al diseño arquitectónico se realizará con el programa AutoCAD siguiendo lo dispuesto en la Norma Técnica Peruana y finalmente para el análisis de datos se usará un modelamiento tridimensional elaborado en el programa ETABS, con lo cual se determinará el comportamiento de la estructura y se hallaran las fuerzas y momentos que darán cabida al buen diseño de concreto armado de las estructuras. Para estos procesos se utilizarán los parámetros de las Normas E.020, E.030, E.050, 060.

#### **1.4. Hipótesis**

El diseño sísmico estructural del pabellón de la Facultad de Ciencias Médicas de la Universidad César Vallejo, cumple con el límite máximo de derivas de entrepiso; las cuales están condicionadas a ser menores a 0.007 según la norma E.030; y obedece a los criterios de diseño de la Norma E.060.

#### **1.5. Objetivos**

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

Realizar el Diseño Sísmico Estructural del Pabellón de la Facultad de Ciencias Médicas de la Universidad César Vallejo en la ciudad de Trujillo - 2020.

### 1.5.2. Objetivos específicos

- Obtener el estudio de mecánica de suelos de un terreno cercano al lugar del proyecto.
- Realizar el diseño arquitectónico de la edificación utilizando criterios básicos de diseño y el RNE.
- Realizar el predimensionamiento de los elementos estructurales del pabellón de Ciencias Médicas.
- Realizar el metrado de cargas muertas y vivas actuantes sobre los distintos elementos estructurales de la edificación.
- Realizar el análisis sísmico de la edificación siguiendo los requerimientos de la Norma Técnica E.030.
- Realizar el diseño de los elementos estructurales teniendo en cuenta los parámetros establecido en la Norma Técnica E.060.

## II. MARCO TEÓRICO

### 2.1. Antecedentes

#### ***“Diseño Estructural de un Hotel de 7 niveles con Sistema Dual, Distrito y Provincia de Otuzco – La Libertad – 2019”***

(Lozano y Morillo, 2019). Realizar el análisis estructural de la edificación (p.16). Para la realización del análisis sismo resistente se efectuó un modelamiento tridimensional del edificio haciendo uso del software ETABS y SAFE, para este proceso fue necesario primero obtener el predimensionamiento de los elementos estructurales, buscando siempre que dichos elementos ayuden al sistema estructural a cumplir con los requerimientos de la norma E.030 (p.xi). En la modelación de la estructura, la cual fue separada en dos bloques, se establecieron sus respectivos parámetros sísmicos de diseño y la asignación de cargas; obteniendo a partir de ello en el primer bloque derivas máximas de 0.00436 en el eje X y 0.00293 en el eje Y, mientras que en el segundo

bloque las derivas resultantes máximas fueron 0.00291 en el eje X y 0.00522 en el eje Y; por otro lado se determinó que el primer bloque no presentó irregularidades ni en altura, ni en planta caso contrario con el segundo bloque que presentó irregularidad por esquina entrante (p.55,56). Esto determinó que la edificación presenta derivas menores a 0.007 lo cual indica que la estructura está dentro de los parámetros indicados en la norma técnica E.030 (p.159).

La presente investigación aportó que es necesario que las derivas de una edificación obtenidas del análisis sísmico siempre sean menores a 0.007, este es un parámetro estipulado por la Norma E.030 y al cumplirla se logrará que la edificación se comporte de manera satisfactoria frente a las demandas de las fuerzas sísmicas; si las derivas son mayores a 0.007 se debe replantear la estructuración.

#### ***“Diseño estructural de edificio multifamiliar de concreto armado”***

(Salazar y Guillen, 2020). Realizar el análisis y diseño estructural de un edificio de vivienda multifamiliar de concreto armado (p2). Para lograr un buen diseño sísmico estructural se utilizó un sistema de muros estructurales, esto debido a que las cortantes obtenidas por las demandas sísmicas son considerables y es necesario contrarrestarlas con placas distribuidas de forma estratégica, pues sin presencia de ellas los desplazamientos laterales serían muy elevados. Para este sistema se utilizó como coeficiente de reducción sísmica “6”, el cual se comprobó después de realizarse el análisis de datos (p.22). como resultados del análisis sísmico se halló que las columnas del edificio absorben un 1.1% de la cortante sísmica, mientras que las placas absorben el 98.9% (p.24). Se concluye que cuando una edificación está sometida a grandes fuerzas sísmicas, es necesario incluir elementos estructurales como placas ya que estas absorben en gran porcentaje las cortantes y por tanto limitan los desplazamientos (p.89)

El presente trabajo resalta que un criterio muy utilizado para el diseño estructural de una edificación que es sometida a grandes demandas sísmicas es incluir muros de cortes en ambas direcciones de forma estratégica, debido a que estos elementos proporcionan gran rigidez lateral y reducen los desplazamientos, en dicha investigación se pudo observar que las placas han tomado un 98% del cortante sísmico lo que significa que los desplazamientos horizontales se limitan.

### ***“Diseño Estructural de un Edificio de Concreto Armado de siete Pisos”***

(Morocho, 2016). Analizar y Diseñar un edificio de concreto armado destinado a viviendas, siguiendo los criterios y lineamientos establecidos por el Reglamento Nacional de edificaciones (p.1). Para realizar el análisis sísmico se elaboró un modelo Pseudo tridimensional haciendo uso del programa SAP 2000, después de realizar el análisis de datos se comparó el 80% del cortante estático y el cortante dinámico total con el fin de determinar si se necesita un factor de amplificación (p.ii). Como datos se obtuvieron una cortante estática de 412 Tn en el sentido X y 218 Tn en el sentido Y, mientras que en el cortante dinámico se obtuvieron 299 Tn en el sentido X y 147 Tn en el sentido Y; después de realizada la comparación se determinó que el 80% de la cortante estática (329.8 Tn en sentido X y 174.7 Tn en el sentido Y) es mayor a la cortante dinámica por lo tanto se necesita un factor de amplificación de 1.10 en X y 1.19 en Y (p.22). Finalmente se concluyó que la gravedad debe ser multiplicada por el factor de amplificación para así obtener las nuevas demandas sísmica de diseño estructural. (p.86).

La presente investigación aporta que después de realizado el análisis sísmico se deben realizar una comparación entre el 80% de la cortante estática y el 100% de la cortante dinámica, si el cociente entre ambos resulta mayor que la unidad, se obtendrá un factor de amplificación el cual será multiplicado por la aceleración de la gravedad y así se

obtendrán las nuevas demandas sísmicas con que las que se realizará el diseño estructural.

***“Diseño Estructural de un edificio de concreto armado de cinco pisos y tres sótanos ubicado en el distrito de Barranco”***

(Afuso, 2017). Efectuar el análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de concreto armado con tres sótanos ubicado en la Avenida San Martín 457 – 461 (p.3). Para el desarrollo de este proyecto; con el apoyo del Etabs; se realizó un modelamiento en 3D con el fin de realizar el análisis sísmico y obtener las cargas sísmicas de los elementos estructurales del edificio, dicho proceso se hizo cumpliendo los requerimientos de la Norma E.030; así mismo se realizó un metrado de los elementos para calcular las cargas de gravedad siguiendo las especificaciones de la Norma E.020; finalmente se hizo el diseño en concreto armado de las losas aligeradas, losas macizas, vigas, columnas, placas, zapatas, muros de sótano y escaleras (p.3). De acuerdo a los resultados de la investigación se obtuvieron derivas máximas de entrepiso de 0.00624 en el eje X y 0.00355 en el eje Y, logrando derivas menores a 0.007. Así mismo estos datos son compatibles con los períodos de vibración del edificio; 0.36s para el eje X, 0.29s para el eje Y, y 0.19 para eje Z, los dos primeros períodos gobiernan la traslación, mientras que el tercero gobierna la rotación; (p.31). Se concluyó que la edificación cuenta con una adecuada rigidez lateral en ambas direcciones, cumpliendo de esta manera con los requerimientos de la Norma E.030 (p.100).

El presente trabajo menciona que, si en el análisis sísmico de un edificio los dos primeros modos de vibración gobiernan la traslación y el tercer modo la rotación, significa que la estructuración tiene una rigidez adecuada; además es importante que los períodos fundamentales de un

edificio sean mínimos pues ello daría a entender que los desplazamientos provocados por el sismo son menores.

***“Análisis y diseño estructural de una edificación en concreto armado de 5 pisos y 1 semisótano”***

(Choquehuanca, 2017). Plantear un modelo estructural que cumpla con la normativa vigente (p.2). Para el desarrollo de este objetivo fue necesario hacer una revisión de los criterios de la funcionalidad y de la arquitectura del edificio con los cuales se realizó una adecuada distribución de los espacios y de los elementos estructurales, para la estructuración se tuvieron en cuenta características como la simetría, la continuidad de los elementos estructurales, colocación de pesos elevados en las primeras plantas, deformaciones limitadas e inclusión de líneas sucesivas de resistencia (p.7,8). Como resultado de la aplicación de los criterios mencionados se logró que la edificación no presente irregularidades, ello se vio reflejado en que el cálculo tanto de las irregularidades en planta “Ip” como de las irregularidades en altura “Ia” sea 1 (p.12,13). Usando un criterio de estructuración basado en la simetría, la continuidad y la simplicidad se logró que la edificación no presente irregularidades ni en planta ni en altura (p.132)

La presente investigación aportó que una buena distribución de los espacios y de los elementos estructurales de una edificación permiten que los cálculos de “Ip” e “Ia” resulten 1, lo que significa que no hay presencia de irregularidades en el edificio; es por ello que al diseñar la configuración arquitectónica y estructural de una edificación es muy importante tener en cuenta criterios como la simetría, la continuidad y simplicidad que ayuden a que la edificación evite irregularidades y contribuya además a tener una adecuada respuesta frente a sismos.

***Diseño de un edificio de concreto armado de 6 pisos con semisótano para un hotel –restaurant–ubicado en el distrito de nuevo Chimbote, provincia Santa”***

(Guevara y Vera, 2013). Realizar el análisis y diseño estructural de un edificio de seis pisos y un semisótano destinado para el uso de un hospedaje ubicado en el distrito de Nuevo Chimbote (p.2). Los cálculos referentes al comportamiento del edificio se realizaron con la ayuda del ETABS; el análisis sísmico y dinámico se efectuó de acuerdo a los parámetros de la Norma E.030 y de ello se obtuvieron datos como derivas y desplazamientos en centro de masa, así mismo para el diseño de columnas, vigas y placas se empleó el Diseño por resistencia, en el cual se tomaron en cuenta las diferentes combinaciones de carga viva, carga muerta y cargas sísmicas (p.V,VI). Para el diseño de los diferentes elementos estructurales del edificio se le dotó a cada sección la capacidad resistente adecuada con el fin de que la estructura no falle frente a la acción de todas las cargas; los resultados finales de las resistencias cumplieron con el criterio básico de la Norma E.060;  $R_u \leq \phi R_n$  (p.41,42). Se concluyó que los elementos estructurales tienen una capacidad de resistencia adecuada en el que sus valores son lo suficientemente elevados para resistir las cargas sísmicas; proporcionado una buena estabilidad a la edificación (p.85).

Esta investigación nos aporta que un criterio importante de la Norma E.060 que se debe cumplir en el diseño de los elementos estructurales es que la resistencia nominal; multiplicada por un factor de seguridad; siempre debe ser mayor a la resistencia última ( $R_u \leq \phi R_n$ ); esto quiere decir que cada componente de un edificio debe contar con una capacidad de resistencia elevada con el fin de que puedan comportarse de manera adecuada frente a las demandas sísmicas.

## **2.2. Bases teóricas**

### **2.2.1. Estudio de mecánica de suelos**

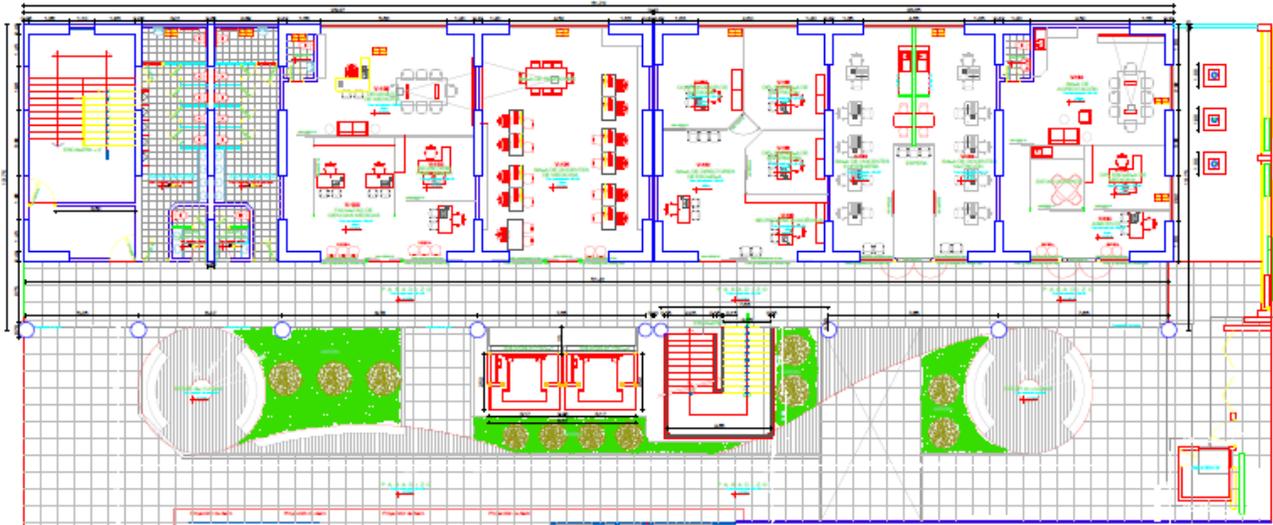
Los EMS tienen la finalidad de brindar la seguridad de permanencia y estabilidad de las estructuras. Es de carácter obligatorio la realización del estudio en edificaciones que al operar alberguen gran número de personas como: colegios, universidades, hospitales, auditorios, etc. (RNE. E-050 Suelos y cimentaciones. 2006. 223-224p.)

Al ejecutarse el estudio de suelos, nos proporciona el valor de la carga límite del terreno para posteriormente calcular la capacidad portante o admisible. Así como también el coeficiente de balasto, valores que se requieren para el diseño de la cimentación y puedan resistir los esfuerzos transmitidos al terreno y no fallen por cortante en el suelo o asentamientos diferenciales. (Rodríguez, 2018).

### **2.2.2. Diseño arquitectónico**

El diseño y el espacio, materializado físicamente toma participación significativamente en la vida social. El espacio arquitectónico sin un objetivo específico, no justifica ningún sentido. (Caballero, 2016). En el diseño arquitectónico es fundamental el criterio que tome el proyectista, basándose en el objetivo común para la cual está destinada la construcción, además de la estética.

Figura 1. Diseño arquitectónico – Piso 1, Pabellón de Facultad de Ciencias.



### 2.2.3. Estructuración y sismorresistencia.

Las edificaciones en el Perú responden a los sismos tomando en consideración: la resistencia ante sismos leves sin daños, resistencia ante sismos moderados con alguna posibilidad de daños, resistencia ante sismos severos con alguna posibilidad de daño en los elementos estructurales y otra muy distante de un colapso de la edificación. Algunos criterios para la configuración de las estructuras sismo resistentes son: la simplicidad y simetría, la resistencia y ductilidad, uniformidad y continuidad de la estructura, la rigidez lateral, la cimentación y el diseño del concreto armado. (Blanco, 1991).

La configuración estructural que se considera en zonas de alta demanda sísmica, está sujeta a la simetría entre los elementos estructurales a considerar en el proyecto, con el motivo de reducir la excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez y evitar vibraciones de torsión. Cabe recalcar que los diseños arquitectónicos tienen gran influencia en la estructuración que se le asigna al proyecto.

#### **2.2.4. Peso y cargas**

La fuerza de inercia producido por el sismo es directamente proporcional a la masa. Por lo que influye positivamente que el edificio sea menos pesado posible. Así mismo no exceder los revestimientos proyectados y considerar los elementos de la tabiquería necesarios. (Cruz y Dieguez, 2015).

El peso en la edificación, no distribuido de manera adecuada entre los pisos y plantas existentes, podrían generar efectos de torsión, fallas en la estructura e incumplimiento de la norma. Las cargas a considerar en el Perú para el análisis y diseño estructural están reglamentadas bajo el RNE en la norma E-020 Cargas.

Carga Muerta: Peso de materiales por servicio, tabiquería y elementos soportados por la estructura incluyendo el peso propio y las cargas impuestas. El cálculo de las cargas muertas se determinará bajo un metrado de cargas.

Carga Viva: Peso de los usuarios, materiales, mobiliario y demás elementos móviles que soporta la edificación. (RNE. E.020 Cargas. Lima. 2006. 200p).

Tabla 1. Sobrecargas de ambientes según su uso.

OCUPACION O USO	CARGAS REPARTIDAS (kgf/m <sup>2</sup> )	OCUPACION O USO	CARGAS REPARTIDAS (kgf/m <sup>2</sup> )
<b>Almacenaje</b>	500	<b>Instituciones penales</b>	
<b>Baños</b>	300	Celdas y habitaciones	200
		Zona publica	De acuerdo a lugares de asamblea
<b>Bibliotecas</b>		Corredor y escalera	400
Salas de lectura	300		
Sala almacenaje con estante móvil	750	<b>Lugares de asamblea</b>	
Corredor y escaleras	400	Con asiento fijo	300
		Con asiento movil	400
<b>Centro de educacion</b>		Salon de baile, restaurante, museo, gimnasio y vestíbulos de teatro y cine	400
Aulas	250	Graderías y tribuna	500
Talleres	350	Corredor y escalera	500
Auditorio, gimnasio	De acuerdo a lugares de asamblea		
Laboratorio	300	<b>Oficinas</b>	
Corredor y escalera	400	Exceptuando salas de archivo y computación	250
		Salas de archivo	500
<b>Garajes</b>		Salas de computacion	250
Parqueo vehiculos de pasajeros	250	Corredor y escalera	400
<b>Hospitales</b>		<b>Teatros</b>	
Salas operación, laboratorios y zona de servicio	300	Vestidores	200
Cuartos	200	Cuarto de proyeccion	300
Corredor y escalera	400	Escenario	750
		Zona pública	De acuerdo a lugares de asamblea
<b>Hoteles</b>			
Cuartos	200	<b>Tiendas</b>	500
Salas publicas	De acuerdo a lugares de asamblea	Corredor y escalera	500
Almacenaje y servicios	500		
Corredor y escalera	400	<b>Viviendas</b>	200
		Corredor y escalera	200

Fuente: Norma E.020 Cargas.

## 2.2.5. Predimensionamiento de elementos estructurales

Disponiendo de la estructuración del sistema, el pre dimensionamiento consiste en dar unas posibles dimensiones a los elementos estructurales, éstas medidas terminarán por definirse en el proceso de análisis sísmico. (Quispe, 2015).

### 2.2.5.1. Losas o Diafragmas

Elementos que acogen directamente las cargas de la edificación (carga viva y carga muerta) para transmitirlo a los demás elementos estructurales hasta llegar al nivel de fondo de cimentación. Pueden clasificarse por:

- Dirección del refuerzo: Losas direccionales y losas unidireccionales.
- Distribución interna del concreto armado: Losa Aligerada, losa maciza y losa nervada. (PUNGAÑA, 2015).

El predimensionamiento en losas aligeradas, se determinará teniendo en cuenta que el peralte de la losa incluye los 5 cm de concreto en la parte superior, con los siguientes criterios:

Tabla 2. Peraltes para losas aligeradas según la luz libre.

Peralte (cm)	Luz libre (m)
17 cm	Luces menores de 4m
20 cm	Luces entre 4m y 5m
25 cm	Luces entre 5m y 6m
30 cm	Luces entre 6m y 7m

Fuente: Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado (Blanco, 1991).

Para losas macizas se podrá disponer un valor aproximado, considerando un espesor de 5cm menos a lo dispuesto para losas aligeradas.

Tabla 3. Peraltes de losa maciza.

Peralte (cm)	Luz libre (m)
12 o 13 cm	Luces menores de 4m
15 cm	Luces entre 4m y 5m
20 cm	Luces entre 5m y 6m
25 cm	Luces entre 6m y 7m

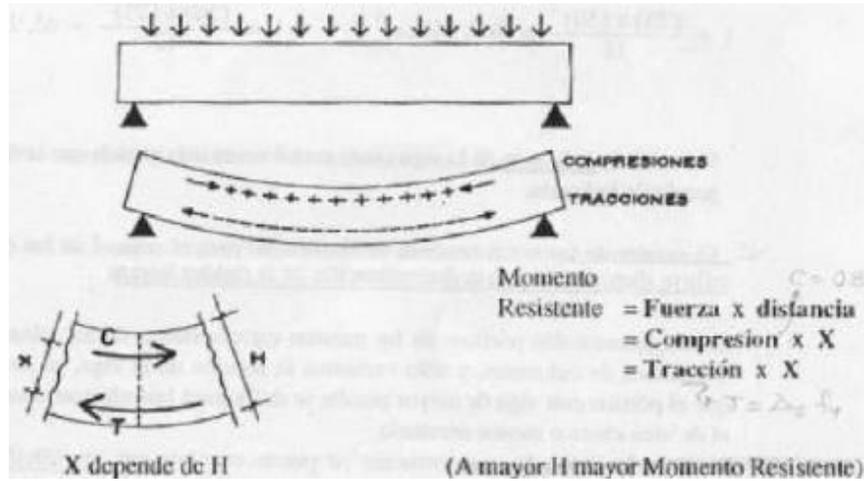
Fuente: Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. (Blanco, 1991).

#### **2.2.5.2. Vigas**

Elementos que tienen como función recibir las cargas de los diafragmas para transmitir las a las columnas o muros. Así como también de resistir los esfuerzos producidos por sismo dando rigidez lateral. Las vigas pueden ser peraltadas, cuando sobresalen por algún extremo del espesor de la losa o vigas chatas cuando la dimensión del peralte, es igual que el espesor de la losa. (Cruz y Dieguez, 2015)

Las vigas son sometidas a cargas distribuidas uniformes, generando deformación por flexión, al deformarse produce tracción en la zona inferior y compresión en la zona superior. (Blanco, 1991).

Figura 2. Deformación de una viga sometida a flexión.



Fuente: Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. (Blanco, 1991).

El predimensionamiento de vigas peraltadas generalmente se calculan a 1/10 o 1/12 de la luz libre. Según la norma E.060 Concreto Armado, con criterios de sismoresistencia el ancho mínimo debe ser 25cm, variando entre 0.30h a 050h. (Morocho, 2016).

Tabla 4. Deformación de una viga sometida a flexión.

Luz libre (m)	Dimensiones b x h (cm)
$L_n \leq 5.5$	25x50, 30x50
$L_n \leq 6.5$	25x60, 30x60, 40x60
$L_n \leq 7.5$	25x70, 30x70, 40x70, 50x70
$L_n \leq 8.5$	30x75, 40x75, 30x80, 40x80
$L_n \leq 9.5$	30x85, 30x90, 40x85, 40x90

Fuente: Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. (Blanco, 1991).

### 2.2.5.3. Columnas

Son elementos estructurales que son sometidos principalmente a compresión, pero a causa de su funcionalidad en el sistema también son sometidos a flexión, corte y torsión. Las columnas fallan por fluencia del acero en la fibra a tensión, aplastamiento del concreto en la fibra a compresión y por pandeo. (Morales, 2006).

Se pueden clasificar geoméricamente en circulares, cuadradas o rectangulares, así como también pueden presentarse en forma de polígonos irregulares. Las vigas transmiten momentos a las columnas, haciendo que trabaje a flexo compresión, y reciben las cargas axiales de los niveles de la edificación. Es recomendable el ancho mínimo de 25cm. (Cruz y Dieguez, 2015).

Su predimensionamiento se puede calcular bajo estas consideraciones:

Tabla 5. Predimensionamiento de columnas.

Criterio	Ubicación en planta	Área
Placas en 2 direcciones	Centrales	$A=P(\text{servicio})/(0.45f'c)$
Placas en 2 direcciones	Excéntricas y esquineras	$A=P(\text{servicio})/(0.35f'c)$
Sistema aporticado y luces menores a 7m	Centrales, excéntricas y esquineras	$A_{\text{min}}=1000 \text{ o } 2000\text{cm}^2$
Luces mayores a 7m y 8m	Centrales, excéntricas y esquineras	$H_{\text{columna}}=0.70 \text{ o } 0.80 h_{\text{viga}}$

Fuente: Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. (Blanco, 1991).

### 2.2.5.4. Muros de corte o Placas

Son muros de concreto armado cuya longitud supera en gran magnitud a su ancho, dotadas de gran rigidez en la dirección más predominante por lo que absorben las fuerzas producidas por el sismo. Al ser de gran longitud en comparación con las columnas, las placas manifiestan

deformaciones por cortante. La falta de simetría en la estructuración de un sistema con muros estructurales, podría generar excentricidad entre el Centro de masa y el Centro resistente, lo cual generarían grandes esfuerzos por torsión.

El predimensionamiento se puede estimar con la igualdad de la suma de resistencia al corte de los muros estructurales con la cortante basal generada por el sismo en las direcciones “x” y “y”. (Cruz y Dieguez, 2015).

Ecuación 1. Longitud de placa.

$$L_{x,y} = \frac{V_{basal\ x,y}}{\phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * t * 0.80}$$

Donde:

$L_{x,y}$ = Longitud mínima de placa en x/y.

$\phi=0.85$

$V_{basal\ x,y}$ = Cortante basal en X, Y (Análisis Estático).

t= Ancho de placa,  $t_{min}=15\text{cm}$  (E.060) y zona de alta sismicidad  $t_{min}=20\text{cm}$ .

$f'c$ = Esfuerzo de resistencia a la compresión del concreto.

#### **2.2.5.5. Cimentación**

Son los elementos estructurales que acogen toda la carga de la infraestructura y lo transmite al terreno, de modo que la presión producida no exceda la resistencia del suelo. De acuerdo al reglamento nacional se clasifican en superficiales y profundas.

Todos los tipos de zapatas, vigas de cimentación y las losas o plateas de cimentación abarcan las superficiales, mientras que en las profundas tenemos los micropilotes, pilotes y caissons. (Cruz y Dieguez, 2015).

Su predimensionamiento se puede estimar con el peso total soportado por la columna a cimentar entre la capacidad portante del terreno. (Oviedo, 2016).

Ecuación 2. Área de zapata.

$$A_z = \frac{P}{\sigma_z}$$

Donde:

$A_z$  = Área de la zapata.

$P$  = Peso total.

$\sigma_z$  = Capacidad admisible del terreno.

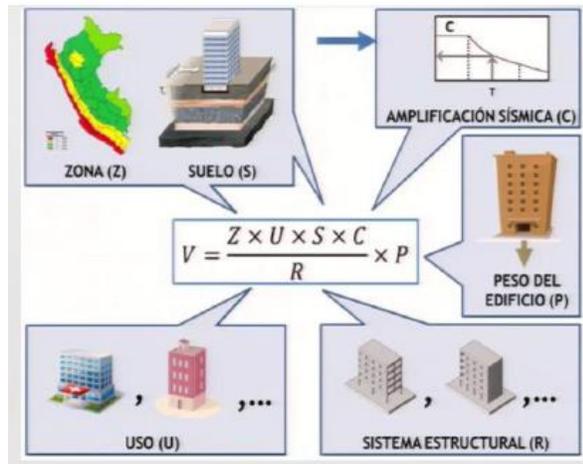
### 2.2.6. Análisis sísmico

El Reglamento Nacional de Edificaciones nos especifica dos tipos de análisis estructurales para cumplir con los criterios de sismorresistencia.

#### 2.2.6.1. Factores de análisis de la norma de sismorresistencia.

Nuestro reglamento nacional, en el capítulo de estructuras, contiene la norma E.030 Diseño sismorresistente, que se fundamenta en el análisis para el diseño sísmico en el Perú y brinda criterios de sismicidad y factores para el espectro de respuesta, que representa el accionar sísmico ( $V_{\text{basal}}$ ) dependiendo de la zona sísmica ( $Z$ ), el perfil del suelo ( $S$ , TP, TL), uso de la edificación ( $U$ ), el sistema estructural ( $R$ ), las características dinámicas de la edificación ( $T$ ,  $C$ ) y el peso.

Figura 3. Factores normativos de un espectro de respuesta.



Fuente: Ing. A. Muñoz.

a) Zonificación:

Todo el territorio peruano está dividido en la norma, bajo criterios de movimientos sísmicos, capacidad de atenuación del sismo con respecto a su distancia epicentral y espaciamiento.

El factor de zona (Z), es la máxima aceleración en el suelo, con una probabilidad de ser excedido en 50 años.

Tabla 6. Factores de zona.

Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.1

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030 Diseño sismorresistente. (2018).

Figura 4. Zonificación sísmica del territorio peruano.



Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030 Diseño sismorresistente. (2018).

b) Factores de geotecnia:

La norma clasifica a los suelos en función a su velocidad promedio de propagación en las ondas por corte ( $V_s$ ) o el promedio resultante de los ensayos de penetración estándar (SPT). Este criterio se mide a los 30m superiores del estrato de suelo desde el nivel de fondo de cimentación.

Tabla 7 Perfiles de los suelos.

Perfil	$\bar{V}_s$	$\bar{N}_{60}$	$\bar{S}_u$
S <sub>0</sub>	> 1500 m/s	-	-
S <sub>1</sub>	500 m/s a 1500 m/s	> 50	> 100 kPa
S <sub>2</sub>	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S <sub>3</sub>	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S <sub>4</sub>	Clasificación basada en el EMS		

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030 Diseño sismorresistente. (2018).

Tabla 8. Factor de suelo.

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

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030 Diseño sismorresistente. (2018).

Tabla 9. Periodos que definen el factor de amplificación.

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

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030 Diseño sismorresistente. (2018).

c) Factor de amplificación sísmica:

Valor que representa la aceleración estructural en función a la aceleración del terreno, se define este factor con las siguientes expresiones.

Ecuación 3. Primera condición para definir el factor de amplificación sísmica.

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

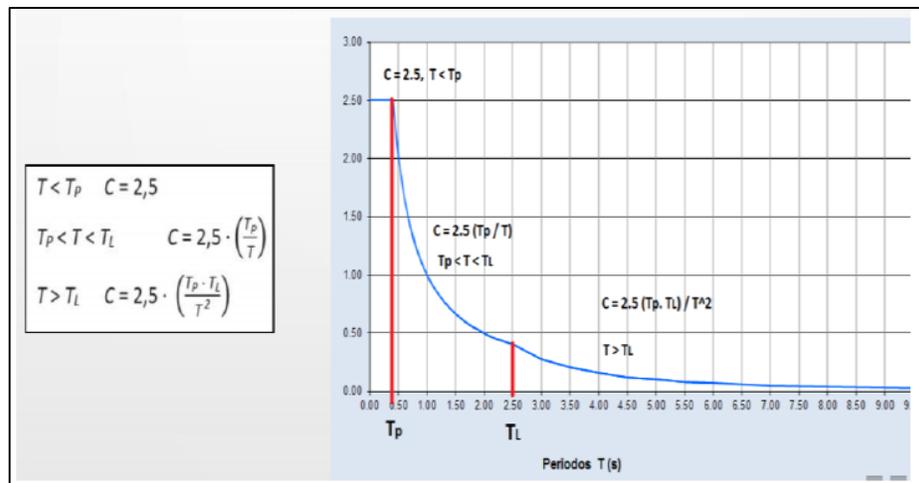
Ecuación 4. Segunda condición para definir el factor de amplificación sísmica.

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

Ecuación 5. Tercera condición para definir el factor de amplificación sísmica.

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

Figura 5. Diagrama Periodo fundamental – Factor de amplificación sísmica.



Fuente: Ing. Carlos Córdoba

d) Categoría y factor de uso en la edificación:

La norma peruana categoriza las edificaciones según el uso que se le va a dar a lo largo de su operación. El factor de uso (U), se otorga de acuerdo al uso proyectado, en edificios con aisladores sísmicos, el valor será directamente  $U=1$ . A criterio actual de la norma, las nuevas edificaciones definidas como A1, debe tener aislamiento sísmico en la base cuando se sitúen en zona sísmica 3 y 4, para las zonas 1 y 2, el requerimiento de aislamiento sísmico queda en función de la entidad y el valor de U será de 1.5. Para estas edificaciones el proyectista debe disponer a la estructura rigidez contra acciones laterales.

Tabla 10. Factor de uso (U) según la categoría de la edificación.

Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1.</li> <li>- Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones.</li> <li>- Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía.</li> <li>- Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua.</li> <li>- Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades.</li> <li>- Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos.</li> <li>- Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.</li> </ul>	1.5

B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas.  También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1.3
C Edificaciones comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falta no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1.0
D Edificaciones temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030 Diseño sismorresistente. (2018).

e) Sistemas estructurales y coeficiente de reducción sísmica:

El factor de reducción sísmica está en función del sistema estructural que se consideró en la edificación, Cuando en la dirección de análisis, la estructura presente más de un sistema estructural, se considera el  $R_o$  menor según corresponda.

Tabla 11. Coeficiente básico de Reducción.

<b>Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES</b>	
Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción $R_o$ (*)
<b>Acero:</b>	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6

Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
<b>Concreto Armado</b>	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
<b>Albañilería Armada y Confinada.</b>	3
<b>Madera (Por esfuerzos admisibles)</b>	7

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030 Diseño sismorresistente. (2018).

f) Irregularidades estructurales de la edificación ( $I_a$  y  $I_p$ ):

Las irregularidades que pueden presentar las estructuras y que están definidas por la norma E.030, son irregularidades en planta y altura. Para identificar estas irregularidades la norma modificada el 2018, nos presenta ciertos criterios a los que asigna un valor referencial, lo cual se considera el menor factor, caso contrario, la estructura al ser regular, se considera un factor de 1.

Tabla 12. Factor de irregularidades en altura.

<b>Tabla N° 8 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA</b>	Factor de Irregularidad $I_a$
<p><b>Irregularidad de Rigidez - Piso Blando</b> Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p>	0.75
<p><b>Irregularidades de Resistencia - Piso Débil</b> Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	

<p><b>Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N° 10)</b>          Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.          Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p>	0.50
<p><b>Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver tabla N°10)</b>          Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a las fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0.90
<p><b>Irregularidad de Masa o Peso</b>          Se tiene Irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el artículo 23, es mayor que 1.5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0.90
<p><b>Irregularidad Geométrica Vertical</b>          La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1.3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0.80
<p><b>Discontinuidad de los Sistemas Resistentes</b>          Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento.</p>	0.60
<p><b>Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes (Ver Tabla N°10)</b>          Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25% de la fuerza cortante total.</p>	0.60

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma  
 E.030 Diseño sismorresistente. (2018).

Tabla 13. Factor de irregularidades en planta.

<b>Tabla N° 9</b> <b>IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA</b>	<b>Factor de Irregularidad Ip</b>
<p><b>Irregularidad Torsional</b>                      Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (<math>\Delta_{max}</math>) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (<math>\Delta_{prom}</math>). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.</p>	<p>0.75</p>
<p><b>Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla N° 10)</b>                      Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (<math>\Delta_{max}</math>) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (<math>\Delta_{prom}</math>). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.</p>	<p>0.6</p>
<p><b>Esquinas Entrantes</b>                      La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta.</p>	<p>0.9</p>
<p><b>Discontinuidad del diafragma</b>                      La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma.                      También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con área neta resistente menor que 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta</p>	<p>0.85</p>
<p><b>Sistemas no paralelos</b>                      Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10% de la fuerza cortante del piso</p>	<p>0.9</p>

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030 Diseño sismorresistente. (2018).

Tabla 14. Restricciones de irregularidades.

Tabla N° 10 CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 Y A2	4, 3 Y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 Y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030 Diseño sismorresistente. (2018).

El factor de reducción de las fuerzas sísmicas (R) se calcula con la siguiente expresión:

Ecuación 6. Factor de reducción de las fuerzas.

$$R = R_o \cdot I_a \cdot I_p$$

#### 2.2.6.2. Análisis estático o de fuerzas equivalentes

Se realiza el análisis mediante fuerzas actuantes en el centro de masa de cada nivel en la edificación. Se aplica para edificios regulares, con una altura no mayor a 30 metros y para las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería confinada menor a 15m de altura, así sean irregulares. (RNE. Norma E.030 Diseño Sismorresistente. Lima. 2017. 25p).

El accionar sísmico total en la base de la estructura en la dirección de análisis se estimar mediante la siguiente expresión:

Ecuación 7. Cortante basal.

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

El periodo de vibración fundamental de una estructura, la norma específica estimarlo con la siguiente expresión:

Ecuación 8. Periodo fundamental de la estructura.

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

Donde:

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

$C_T$ : Coeficiente para estimar el periodo fundamental de vibración.

$C_T=35$ , En edificios conformado por sistemas aporticados.

$C_T=45$ , En edificios conformado por sistemas duales.

$C_T=60$ , En edificios conformado por sistemas de albañilería, muros estructurales o de ductilidad limitada.

### **2.2.6.3. Análisis dinámico modal espectral**

Los cálculos dinámicos que se efectúan determinan la respuesta de un modelo que se genera por las cargas actuantes de forma repentina o en función del tiempo. El análisis dinámico modal espectral determina la respuesta del modelamiento a través de la acumulación de participación de cada modo de vibración en el entorno de las cargas. (Abreu y Estrada, 2015)

Se realiza el análisis para cualquier tipo de edificación o mayor de 30 metros, ya sea regular o irregular, mediante las aceleraciones que se generan para cada periodo de la edificación, a estas aceleraciones se les denomina espectros de respuesta.

El periodo natural o modo de vibración de una estructura son definidos mediante procesos de análisis considerando las propiedades de rigidez y masas de los elementos, los modos de vibración son considerados 3 para cada diafragma en análisis.

- Aceleración espectral:  
Se estima el espectro inelástico de pseudo aceleraciones con la siguiente expresión:

Ecuación 9. Aceleración espectral.

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \times g$$

### 2.2.7. Diseño estructural de concreto armado

El concreto armado es la unión de concreto y acero, el primer componente tiene la propiedad de resistencia alta a la compresión, mientras que el segundo componente proporciona alta resistencia en tracción. Esta combinación se usa para la construcción de elementos estructurales como columnas, vigas, losas, etc. (McCorpac y Brown, 2011).

Uno de los objetivos del diseño estructural es de proporcionar ductilidad a los elementos para desarrollar un alto nivel en disipar energía, con factores de carga y factores de reducción de resistencia adoptados por el ACI en el proceso de diseño. (Prieto, 2015).

En los sismos de magnitudes bajas, el concreto armado mantiene su comportamiento elástico lineal, si la magnitud del sismo aumenta, origina cambios dinámicos que alteran la respuesta de la estructura, bajo los diversos tipos de sistemas estructurales y materiales actúan diferentes. (Ordóñez, 2015).

### 2.2.7.1. Consideraciones de diseño

Para el diseño por resistencia última tenemos la ecuación general:

Tabla 15. Ecuación general de diseño por resistencia última.

Ec. General	Acción Última $\leq$ Capacidad nominal reducida
Para flexión	$M_u \leq \phi M_n$
Para cortante	$V_u \leq \phi V_n$
Para axial	$P_u \leq \phi P_n$

- Combinaciones de carga:

Las resistencias de diseño de los elementos estructurales se estiman con las siguientes ecuaciones que establece la norma E.060.

Combinaciones de carga
$U = 1.4CM + 1.7 CV$
$U = 1.25(CM+CV) + FE(CS)$
$U = 0.9CM + FE(CS)$

Donde:

U: Carga última.

CM: Carga Muerta.

CV: Carga Viva.

CS: Carga por sismo.

FE: Factor escala asignado por la cortante estática y la cortante dinámica.

- Factores de reducción de resistencia:

Tabla 16 .Factor de reducción de resistencia.

Solicitaciones del elemento	Factor de reducción ( $\Phi$ )
Flexión pura	0.90
Cortante y torsion	0.85
Flexo-compresión	0.70

Fuente: RNE – Norma E.060 Concreto

- Resistencia de diseño:  
Capacidad en flexión:  
Se calcula con la siguiente expresión:

Ecuación 10. Capacidad por flexión.

$$\Phi M_n = \Phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

Donde:

Mn: Momento nominal.

As: Área del acero longitudinal.

fy: Esfuerzo de fluencia del acero.

d: Peralte efectivo.

a: Profundidad del bloque equivalente de compresión.

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

b: Ancho de la sección.

$\Phi$ : 0.90 factor de reducción para flexión.

- Capacidad en corte:  
Se calcula con la siguiente expresión:

Ecuación 11. Capacidad por corte.

$$\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s$$

Donde:

$V_n$ : Resistencia nominal por corte.

$V_c$ : Resistencia cortante que aporta el concreto.

$V_s$ : Resistencia cortante que aporta el acero.

$\Phi$ : 0.85 factor de reducción para corte.

El cálculo del aporte de la cortante del concreto se efectúa con la siguiente ecuación.

Ecuación 12. Aporte cortante del concreto.

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

Donde:

$f'c$ : Resistencia a compresión del concreto.

$b$ : Ancho de la sección.

$d$ : Peralte efectivo.

El aporte de la cortante del acero, cuando se proyectan estribos perpendiculares al eje del elemento se efectúa con la siguiente ecuación.

Ecuación 13. Aporte cortante del acero.

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

Donde:

Av: Área de estribos al hacer un corte transversal a la sección.

S: Espaciamiento de estribos.

fy: Esfuerzo de fluencia del acero.

d: Peralte efectivo.

La cortante última (Vu) se determina en una sección a un “d” de distancia desde la cara del apoyo. Si Vu excede  $\Phi V_c$  se utilizarán los estribos con un espaciamiento correcto.

La resistencia por cortante, no será mayor que el cálculo de la siguiente expresión:

Ecuación 14. Capacidad por corte.

$$\phi V_n = \phi (2.63 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d)$$

Capacidad a flexo-compresión:

Los elementos que están sometidos a flexo-compresión son los muros estructurales y las columnas, dado que su sección con un As determinado ejerce varias combinaciones de momentos y cargas axiales que hacen que el elemento falle. El diseño consta de construir el diagrama de interacción según las propiedades de la sección transversal, donde se representan las resistencias entre  $\phi P_n$  y  $\phi M_n$ . Si la carga axial es menos que  $0.1(f'_c)(A_g)$ , se podría considerar solo flexión. (Morocho, 2016).

### III. METODOLOGÍA

#### 3.1. Enfoque, tipo y diseño de investigación.

##### 3.1.1. Enfoque de investigación.

En la recolección de datos de la investigación se asignará un valor numérico bajo ciertos criterios, es por ello que nuestras dimensiones también serán de un valor numérico, lo que define que el enfoque de la presente investigación es CUANTITATIVO.

##### 3.1.2. Tipo de investigación.

Se determinó el tipo de la investigación en 3 clases:

**3.1.2.1. Por el propósito.** Según Cabezas y otros (2018), la investigación que procede a la aplicación directa y no al descubrimiento de una teoría se define como APLICADA, porque depende de los aportes dados anteriormente.

**3.1.2.2. Por el diseño.** Según Cabezas y otros (2018), nos dice que la investigación al no pretender manipular nuestra variable intencionalmente, se desea observar los cambios en el contexto natural, por lo que define como NO EXPERIMENTAL.

**3.1.1.3 Por el nivel.** Según Cabezas y otros (2018), menciona que la investigación se centraliza en describir, explicar e interpretar minuciosamente lo que sucede respecto a nuestra variable, por eso se define como DESCRIPTIVA.

##### 3.1.3. Diseño de investigación.

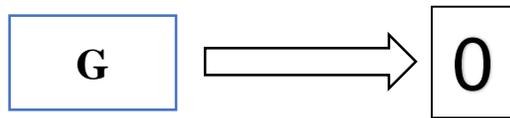
El diseño de la presente investigación que se identifica es:

Cuantitativa - No experimental, transversal, descriptivo simple.

Se utilizará la recolección de datos en bases y análisis numéricos para probar nuestra hipótesis, por lo que se definiría como CUANTITATIVA, en la investigación no se manipulará nuestra variable en forma intencionada, se adoptará las dimensiones de acuerdo al tiempo y los datos se recolectaran en un solo momento por lo que se define como NO EXPERIMENTAL TRANSVERSAL y se recogerá la información de forma directa para definir nuestras decisiones en la investigación, por lo que se define como DESCRIPTIVA SIMPLE.

Nuestra única variable es medible en el presente contexto, primeramente, observando a través de la situación en la que se encuentra para acceder a una recolección de datos, posteriormente analizarlos para sustentar resultados positivos acorde a la realidad.

Figura 6. Diseño de investigación.



G: Grupo o muestra

O: Observación.

## 3.2. Operacionalización de variables.

### 3.2.1. Variables.

**Diseño sísmico estructural:** Es un proceso que proporciona una completa descripción de un modelo, dicha descripción está referida a las características de los elementos estructurales tales como vigas, columnas, placas, conexiones, apoyo, etc. En el proceso de diseño se deben tener en cuenta aspectos importantes como la especificación de fuerzas de diseño, la elección de técnicas de cálculo, la selección de una

determinada tipología estructural y de un material de adecuada resistencia. La finalidad de estos pasos y operaciones que se realizan durante el proceso de diseño es obtener un sistema estructural óptimo y rígido capaz de soportar las fuerzas sísmicas de alta intensidad. (Barbat, Oller y Vielma, 2005; p.103).

### 3.2.2. Matriz de clasificación de variables

Tabla 17. Matriz de clasificación de variable.

VARIABLES	CLASIFICACION				
	Relación	Naturaleza	Escala de Medición	Dimensión	Forma de Medición
Diseño sísmico estructural	Independiente	Cuantitativa Continua.	Razón	Multidimensional	Indirecta

### 3.2.3. Matriz de operacionalización de variables

(Ver anexo 3.1)

## 3.3. Población, muestra y muestreo

### 3.3.1. Población

Toda el área de la Facultad de Ciencias Médicas de la Universidad César Vallejo – Trujillo, 2020.

### 3.3.2. Muestra y muestreo

#### 3.3.2.1. Técnica de muestreo:

Se consideró un muestreo no probabilístico, por juicio de expertos. Puesto que para el área destinada para el pabellón no se realizaron métodos estadísticos, sino que se usaron criterios racionales. El área tomada en cuenta se consideró en función a las especificaciones dadas por la Facultad de Ciencias Médicas en coordinación con el área de logística.

### **3.3.2.2. Tamaño de muestra:**

La muestra será un área de 870 m<sup>2</sup> que se encuentra en la Facultad de Ciencias Médicas de la Universidad César Vallejo, en la que se proyectará un edificio con fines de habilitar infraestructura necesaria para su uso.

## **3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad:**

### **3.4.1. Técnica de recolección de datos**

La observación y el análisis documental son procedimientos de gran importancia dentro de la investigación científica, ya que brindan información confiable de la cual se obtienen datos con veracidad de un hecho. (Cabezas y otros, 2018).

La primera técnica a utilizar en el proyecto de investigación es el análisis documental, el cual permite realizar búsquedas retrospectivas en determinados documentos para así encontrar y extraer los datos y nociones más relevantes necesarios para el desarrollo del proyecto. La segunda técnica a utilizar es la observación directa, que por su nivel de participación es PARTICIPANTE, porque hay involucración total con el objetivo de la investigación; por la forma de registrar la conducta es DIRECTA al haber contacto personal con el tema de investigación y por la planificación de la observación es ESTRUCTURADA porque se dispone de una estandarización para analizar la variable del proyecto.

Se recopilarán algunos datos de un estudio de mecánica de suelos mediante el análisis documental; dicho estudio debe haberse realizado dentro de un radio no mayor a 500 metros con respecto al lugar del proyecto. Así mismo mediante la observación se obtendrá información del

terreno de estudio en la Facultad de Ciencias Médicas; de los criterios, valores numéricos, fórmulas y registros del RNE, el código ACI 318 y métodos de cálculo para el diseño arquitectónico y diseño de sismorresistencia.

### **3.4.2. Instrumentos de recolección de datos**

En la recopilación de datos se utilizarán una ficha técnica de datos y algunas guías de observación como instrumentos del proyecto de investigación, así como también hojas técnicas de cálculo y software de análisis y diseño estructural.

- Ficha Técnica de datos: Formato que abarca la extracción de datos necesarios (tipo de suelo; coeficiente de balasto, capacidad portante) de un estudio de mecánica de suelos realizado anteriormente. (Ver anexo 4.1)
  
- Guía de observación N° 01: Formato que abarca la determinación del peso propio del edificio y las respectivas sobrecargas estipuladas en la norma E.020 para los ambientes de la edificación. (Ver anexo 4.2)
  
- Guía de observación N° 02: Formato constituido por los valores requeridos para el coeficiente estático y el espectro de respuesta, estipulados en la norma E.030. (Ver anexo 4.3)
  
- Hojas técnicas de cálculo (Office Excel): Hojas de cálculos en el que se procesaran datos para la obtención del predimensionamiento de los elementos estructurales, cálculo de derivas de entrepiso, desplazamientos en centro de masa, porcentaje de masas participativa, cortantes estáticas y dinámicas.

Tabla 18. Instrumentos y Validación.

<b>Etapas de la investigación (Dimensiones)</b>	<b>Instrumentos</b>	<b>Validación</b>
Estudio de mecánica de suelos	Datos de laboratorio	Normas ASTM
	Ficha Técnica de datos	RNE E.050 Suelo y cimentaciones
Diseño arquitectónico	Software AutoCAD	RNE A.010 Condiciones generales de diseño RNE A.040 Educación Resolución Viceministerial N° 017-2015-MINEDU.
Predimensionamiento	Hoja técnica de cálculo.	RNE E.060 Concreto Armado Juicio de expertos.
	Tablas y gráficos de predimensionamiento de elementos estructurales.	
Metrado de Cargas	Guía de observación N° 01	RNE E.020 Cargas.
	Hoja técnica de cálculo.	
Análisis sísmico	Guía de observación N° 02	RNE E.030 Diseño sismorresistente Juicio de Expertos.
	Hoja técnica de cálculo.	
	Software Etabs	
Diseño estructural	Hoja técnica de cálculo.	RNE E.060 Concreto Armado
	Software Etabs	Código ACI 318-19
	Software Safe	Juicio de expertos.

### **3.4.3. Validación del instrumento de recolección de datos.**

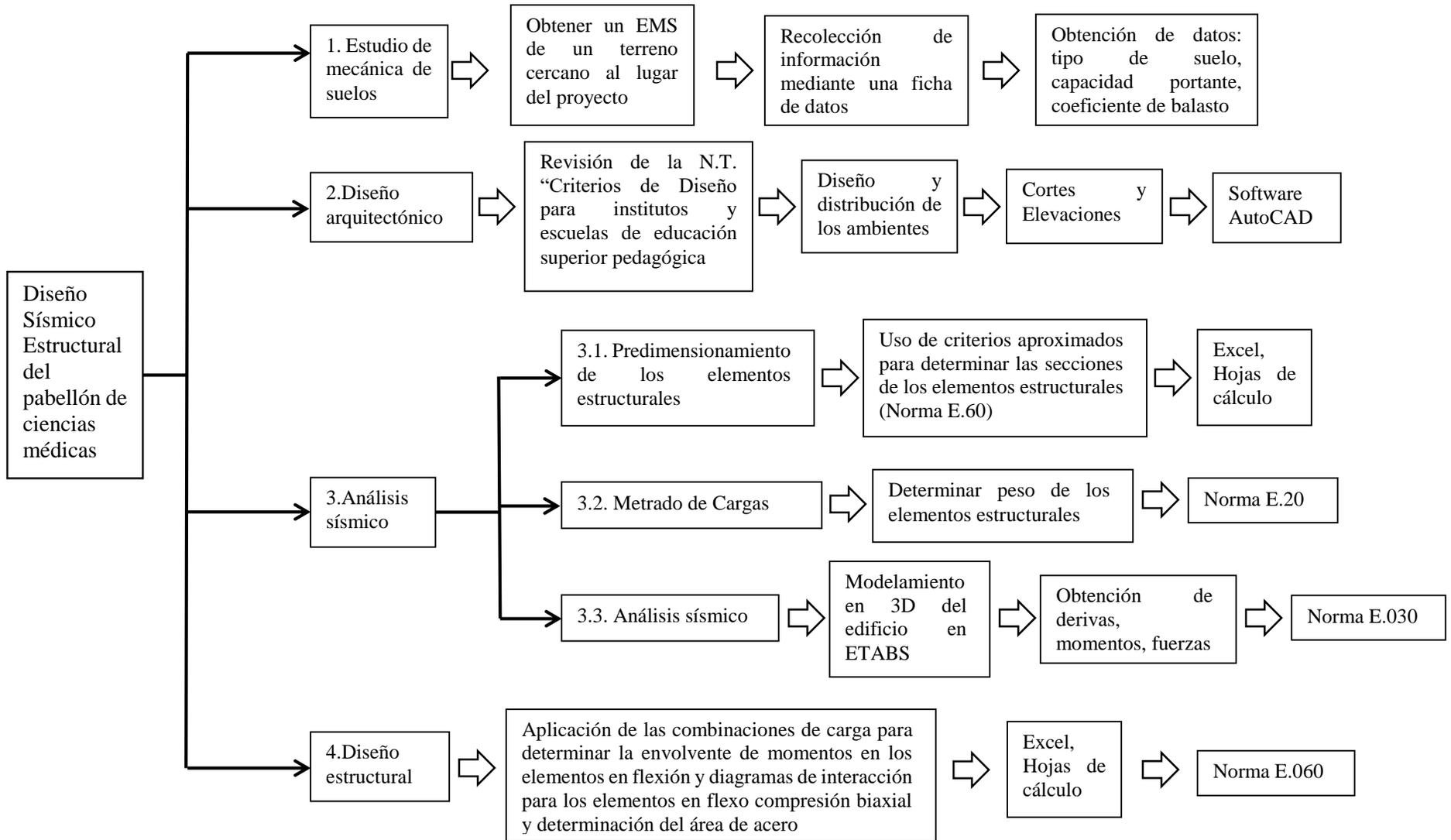
Los instrumentos de recolección de datos toman validez bajo criterios certificados y normativos, en este contexto se medirá a través del Reglamento Nacional de Edificaciones, las normas ASTM y el código ACI, por otro lado, para los criterios evaluados por juicio de expertos se ejecutará con la asesoría y aprobación a cargo del Ing. Luis Aníbal Cerna Rondón; Especialista en estructuras con CIP 123512.

### **3.4.4. Confiabilidad de los instrumentos de recolección de datos.**

La confiabilidad de los instrumentos utilizados en la recopilación de datos se detalla de la siguiente manera:

- Los estudios geotécnicos se aplicarán bajo lo requerido en las normas ASTM y E.050 Suelos y cimentaciones, por lo que su confiabilidad estará dada por el informe certificado del laboratorio de suelos.
  
- La confiabilidad del diseño arquitectónico estará establecida por el Reglamento Nacional de Edificaciones en el capítulo III de Arquitectura, así como también por la Resolución Viceministerial del MINEDU.
  
- El análisis sísmico y diseño estructural, será ejecutado con los criterios establecidos en las normas E.030 Diseño sismorresistente, E.060 Concreto Armado y el código ACI 318-19, lo que sustenta la confiabilidad del proceso a realizar, para la confiabilidad de las resultantes que se obtendrán de la investigación, se dispondrá de asesoría del Ing. Especialista en estructuras.

### 3.5. Procedimientos:



El proyecto de investigación se realizará en 4 fases:

**Primera fase:** Estudios básicos de ingeniería.

- Se gestionará el alcance de un estudio de mecánica de suelos realizado en un área que se encuentre dentro de un radio no mayor a 500 metros con respecto al terreno a utilizar en el proyecto (zonas colindantes a la Av. Larco).
- Se verificará el informe de los estudios realizados en dicho estudio de suelos, para verificar que cumplan con los parámetros para cada ensayo, con la finalidad de acreditar los datos que posteriormente se requieran para la investigación.
- Seguidamente se elaborará una ficha técnica para sintetizar la información del estudio de mecánica de suelos, en la que se determinarán datos importantes para la investigación (capacidad portante del suelo, módulo de sub rasante, tipo de suelo, etc.), que son necesarios para el análisis y diseño de la cimentación del proyecto.
- Después de su elaboración, se llenará la ficha técnica con los datos requeridos.
- Se solicitará el plano perimétrico del terreno de la Facultad de Ciencias Médicas para delimitar la zona de estudio.
- Se verificará que la información gestionada, esté acorde a lo que se requiere para la investigación.

**Segunda fase:** Elaboración del diseño arquitectónico del edificio.

- Se determinará las dimensiones del terreno para delimitar el área útil sobre el cual se diseñará el edificio. Dichas dimensiones se plasmarán en el software AutoCAD.
- Se plantearán los ambientes necesarios e indispensables para el funcionamiento satisfactorio de un pabellón de ciencias médicas: baños,

oficinas, laboratorios, aulas, estantes de alumnos, aulas de computación, salas de asistencia médicas, consultorios de simulación, pasadizos, almacenes, vestidores, etc.

- En el software AutoCAD, se realizarán los planos de distribución de los ambientes planteados, este proceso se hará escogiendo las medidas adecuadas y óptimas de cada ambiente siguiendo los parámetros del RNE y la Resolución Viceministerial del MINEDU.
- Después de diseñar todos los ambientes de cada planta, se distribuirá de manera simétrica y estratégica las vigas, columnas y placas con la finalidad de evitar irregularidades.
- Se realizarán los cortes y elevaciones de la edificación con el fin de detallar los ambientes diseñados.

**Tercera fase:** Análisis sísmico estructural de la edificación.

- Se ejecutará el predimensionamiento de los elementos estructurales de acuerdo a la distribución arquitectónica del proyecto.
- Al determinar las posibles dimensiones de los elementos estructurales del edificio, se procederá a realizar los metrados por carga muerta de acuerdo a las propiedades mecánicas de las secciones y carga viva del edificio de acuerdo a lo estipulado en la norma E.020 Cargas.
- Sucesivamente se realizará el modelo estructural en el software Etabs, considerando las secciones determinadas por el predimensionamiento, los criterios de sismorresistencia definidos en la norma E.030 para determinar la cortante en la base y las pseudoaceleraciones, las cargas calculadas en el metrado de cargas y las combinaciones de carga estipuladas en la norma E.060.
- En el modelo plasmado en Etabs, se realizará el análisis estático lineal del edificio, considerando las fuerzas por sismo y gravitacionales para obtener las derivas de entre piso, así como también se realizará el análisis dinámico

modal espectral, considerando las pseudoaceleraciones a través del espectro de respuesta y modos de vibración.

- Se realizará la comparación de cortante estática y dinámica para definir si requiere escalar el espectro con fines de diseño.
- Se determinarán los esfuerzos y deformaciones que ejerce la estructura para el modelo planteado en el software, posteriormente se evaluarán las distorsiones angulares con la norma de sismo resistencia hasta verificar su cumplimiento que requiere el modelo para pasar a la etapa de diseño.

#### **Cuarta fase:** Diseño sísmico estructural del Edificio.

- Teniendo las dimensiones reales de los elementos estructurales, se procederá a realizar el diseño de las estructuras del edificio bajo el método de resistencia última, considerando los criterios de ACI 318-19. la norma E.060 y apoyándonos en una hoja de cálculo. Para el diseño de los diafragmas y cimentaciones de ambas estructuras se hará uso del software Safe.
- Se tomarán los momentos máximos de la envolvente para el diseño por flexión, así como las cortantes para el diseño por corte en las vigas.
- Los elementos que no aportan rigidez lateral a las edificaciones, se diseñarán por acciones últimas de cargas de gravedad.
- Para el diseño por flexo compresión de columnas y muros de corte, se realizarán por diagramas de interacción, comparando las fuerzas resistentes y las actuantes en las distintas combinaciones de diseño.
- Los cálculos de los elementos estructurales se realizarán respetando las cuantías mínimas y máximas.
- Se plasmarán los armados finales para cada tipo de elemento utilizando criterios técnicos acorde a los cálculos.

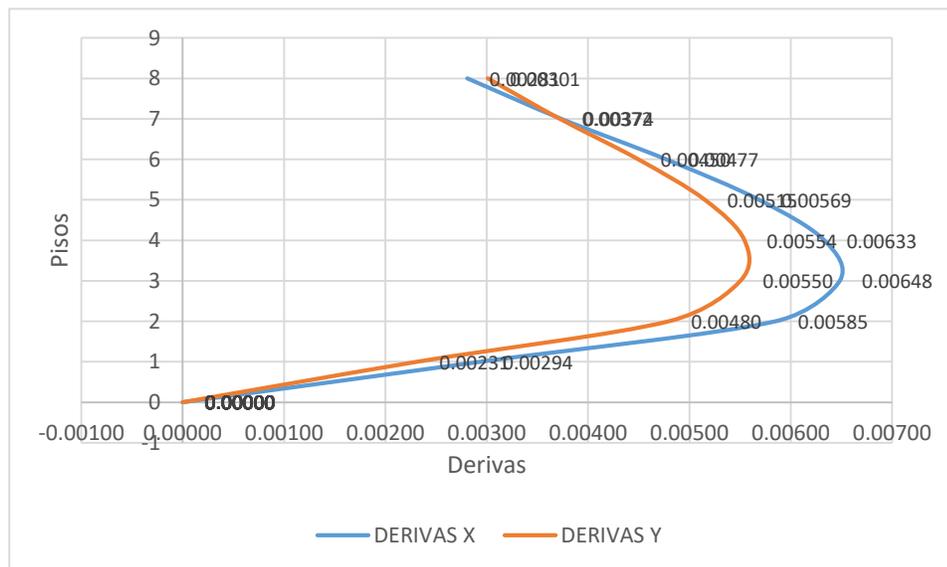
### 3.6. Método de análisis de datos.

#### 3.6.1. Técnicas de análisis de datos

La presente investigación es de diseño no experimental y transversal porque solo se realizará el estudio en un solo período de tiempo, por lo tanto, se utilizará la técnica de estadística descriptiva, cuyos instrumentos a aplicar son gráficos estadísticos.

Para la presente investigación se utilizarán tablas y gráficos lineales con los que plasmaremos el detallado de acero de las secciones, el control de derivas y cortantes, así como también los diagramas de interacción en los elementos de columnas y muros de corte.

Figura 7. Gráfico lineal de derivas.



### **3.7. Aspectos éticos:**

La ética es un aspecto de alta importancia para el profesional, ya que proporciona credibilidad en lo que se ejecuta, es por ello que la presente investigación se ha orientado de varios proyectos de investigación, tesis de alto nivel y artículos de fuentes confiables para su posterior redacción y revisión de jurados. Es por ello que la ética y la moral deben ir en conjunto, las cuales se plasman y se reflejan en este estudio, citando correctamente al Manual ISO 690 y 690-2, además de analizar la similitud de la investigación con el programa turnitin. (Ver anexo 7).

### **3.8. Desarrollo del proyecto de investigación.**

#### **3.8.1. Dimensión 1. Estudio de Mecánica de suelos**

Se obtuvo un estudio de mecánica de suelos realizado en la Urbanización San Andrés II Etapa – Víctor Larco Herrera – Trujillo (Ver anexo 6.1). Cabe mencionar que el terreno en el que se realizó el estudio se encuentra aproximadamente a unos 400 metros con respecto al área en el que se diseñó el pabellón de ciencias médicas. El estudio de mecánica de suelos obtenido fue realizado por el laboratorio Huertas Ingenieros S.A.C, y de su documento redactado se extrajeron datos necesarios para el diseño sísmico estructural como lo son: Tipo de suelo (Arena Uniforme), Capacidad portante ( $q_{adm} = 3.52 \text{ kg/cm}^2$ ), Coeficiente de Balasto ( $K_s = 2.8 \text{ kg/cm}^2$ ). (Ver Anexo 4.4)

#### **3.8.2. Dimensión 2. Diseño arquitectónico.**

Se realizó el diseño arquitectónico del pabellón de Ciencias médicas de la Universidad César Vallejo siguiendo los criterios de la Norma Técnica “Criterios de Diseño para institutos y escuelas de educación superior pedagógica” y de las normas de arquitectura del RNE. Haciendo el uso del Software AutoCAD se diseñó una edificación de 8 pisos, en el cual se distribuyeron los distintos ambientes indispensables para un pabellón de ciencias médicas (Ver Anexo 5.1, 5.2, 5.3 y 5.4).

En el diseño de los diversos ambientes se respetaron los criterios de simplicidad, simetría, uniformidad y continuidad, ya que ello es fundamental para que el comportamiento del edificio sea el más adecuado.

Para esta fase se determinó en primer lugar los ambientes del pabellón de ciencias médicas con sus respectivas áreas.

Tabla 19. Ambientes del Bloque 1.

Ambientes	Largo (m)	Ancho (m)	Área (m <sup>2</sup> )
<b>Primer piso al Octavo piso</b>			
Escalera	5.15	5.57	28.70
Descanso	5.15	4.93	25.38
Baños	6.442	10.50	67.64
Pasadizo	28.005	3.03	84.72
<b>Primer piso</b>			
Oficina 1. V-100	8.783	10.50	92.22
Medio baño. V-100	1.375	2.15	2.96
Oficina 2. V-101	7.65	10.50	80.33
<b>Segundo piso</b>			
Lab. de anatomía. V-200	8.783	10.50	92.22
Lab. de anatomía. V-201	7.65	10.50	80.33
<b>Tercer piso</b>			
Lab. clínico. V-300	8.783	10.50	92.22
Lab. de bioquímica. V-301	7.65	10.50	80.33
Depósito. V-301	1.39	2.05	2.84
<b>Cuarto piso</b>			
Patología. V-400	8.783	10.50	92.22
Lab. de física. V-401	7.65	10.50	80.33
<b>Quinto piso</b>			
Consultorios de simulación. V-500	8.783	10.50	92.22
Trauma shock, asistencia médica inmediata. V-501	7.65	10.50	80.33
Medio baño. V-501	1.23	1.98	2.44

Sexto piso			
Aula interactiva. V-600	8.783	10.50	92.22
Aula. V-601	7.65	10.50	80.33
Pasadizo	28.005	3.03	84.72
Septimo piso			
Aula interactiva. V-700	8.783	10.50	92.22
Aula. V-701	7.65	10.50	80.33
Pasadizo	28.005	3.03	84.72
Octavo piso			
Aula interactiva. V-800	8.783	10.50	92.22
Aula. V-801	7.65	10.50	80.33
Techo	28.005	13.53	378.77

Tabla 20. Ambientes del Bloque 2.

Ambientes	Largo (m)	Ancho (m)	Área (m2)
Primer piso al Octavo piso			
Pasadizo	22.95	3.03	69.42
Primer piso			
Oficina 3. V-102	7.65	10.50	80.33
Oficina 4. V-103	7.65	10.50	80.33
Oficina 5. V-104	7.65	10.50	80.33
Medio baño. V-104	1.375	2.15	2.96
Segundo piso			
Lab. de fisiología. V-202	7.65	10.50	80.33
Lab. de microbiología y Parasitología. V-203	7.65	10.50	80.33
Lab. de biología. V-204	7.65	10.50	80.33
Depósito. V-204	1.39	2.12	2.95
Tercer piso			
Lab. de farmacología. V-302	7.65	10.50	80.33
Depósito. V-302	1.39	2.05	2.84
Lab. de química. V-303	7.65	10.50	80.33
Lab. de histología, embriología y genética. V-304	7.65	10.50	80.33

Cuarto piso			
Vestidores. V-402	4.196	4.70	19.73
Almacén. V-402	3.454	4.70	16.24
Centro de simulación. V-402	7.65	10.50	80.33
Sala debriefing-1 y 2. V-403	7.65	10.50	80.33
Aula con cámara-1 y 2 conectadas a E.S. V-404	7.65	10.50	80.33
Quinto piso			
Quirófano 1 y 2. V-502	7.65	10.50	80.33
Neonatología, sala de partos. V-503	7.65	10.50	80.33
Hospitalización pediátrico. V-504	7.65	10.50	80.33
Sexto piso			
Aula. V-602	7.65	10.50	80.33
Aula. V-603	7.65	10.50	80.33
Aula. V-604	7.65	10.50	80.33
Septimo piso			
Aula. V-702	7.65	10.50	80.33
Aula. V-703	7.65	10.50	80.33
Aula. V-704	7.65	10.50	80.33
Octavo piso			
Aula. V-802	7.65	10.50	80.33
Aula. V-803	7.65	10.50	80.33
Estancia alumnos	7.65	10.50	80.33
Techo	22.95	13.53	310.40

Una vez determinados los ambientes, se dispuso a realizar el diseño de los planos arquitectónicos del pabellón de ciencias médicas, mostrados en el capítulo de resultados (4.2.1).

### 3.8.3. Dimensión 3. Predimensionamiento

Haciendo el uso del Software Excel se realizó el predimensionamiento de cada elemento estructural. El edificio fue tomado en dos bloques por lo que se realizó dos estructuraciones en las que se consideraron vigas, columnas, placas y lozas macizas. Para el predimensionamiento se aplicaron los criterios de la norma E.060, y a través de determinadas fórmulas se obtuvieron las medidas de las secciones de los elementos estructurales, cabe mencionar que se consideró un  $f'c$  de 280 kg/m<sup>2</sup>.

### 3.8.3.1. Predimensionamiento de losa maciza.

Para determinar la altura de la losa maciza ( $h_L$ ) se escoge la luz más crítica existente entre dos apoyos y se divide entre el valor de 40.

Tabla 21. Predimensionamiento de losa maciza – Bloque

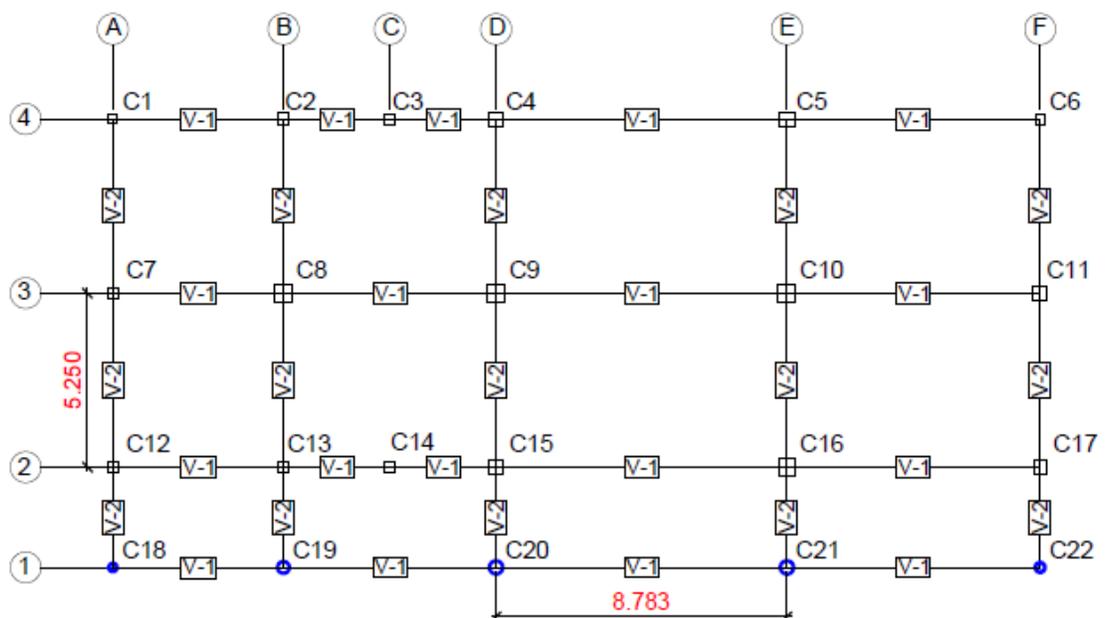
Bloque 1		Bloque 2	
Luz : $L_n = 8.783$ m		Luz : $L_n = 7.65$ m	
Fórmula	Resultado	Fórmula	Resultado
$h_L = \frac{L_n}{40}$	$h_L = 0.22$ m	$h_L = \frac{L_n}{40}$	$h_L = 0.19$ m
	$h_L = 0.25$ m		$h_L = 0.20$ m

### 3.8.3.2. Predimensionamiento de vigas.

Para determinar el peralte y la base de una viga se escoge la luz más crítica existente entre dos apoyos y se divide entre un factor determinado por la categoría de la edificación.

#### Predimensionamiento de vigas del Bloque 1

Figura 8. Distribución de vigas del Bloque 1.



## Predimensionamiento de vigas V-1 y V-2

### Datos

Luz :  $L_n (V-1) = 8.78 \text{ m}$   
 $L_n (V-2) = 5.25 \text{ m}$   
 Factor por categoría de edificación :  $F = 11$

Fórmula - Peralte (hv)

$$h_v = \frac{L_n}{F}$$

Fórmula - Base (b)

$$b \leq \frac{h_v}{2}$$

Resultado de V-1 (X-X)

$h_v = 0.80 \text{ m}$   
 $h_v = 0.80 \text{ m}$

$b = 0.40 \text{ m}$   
 $b = 0.40 \text{ m}$

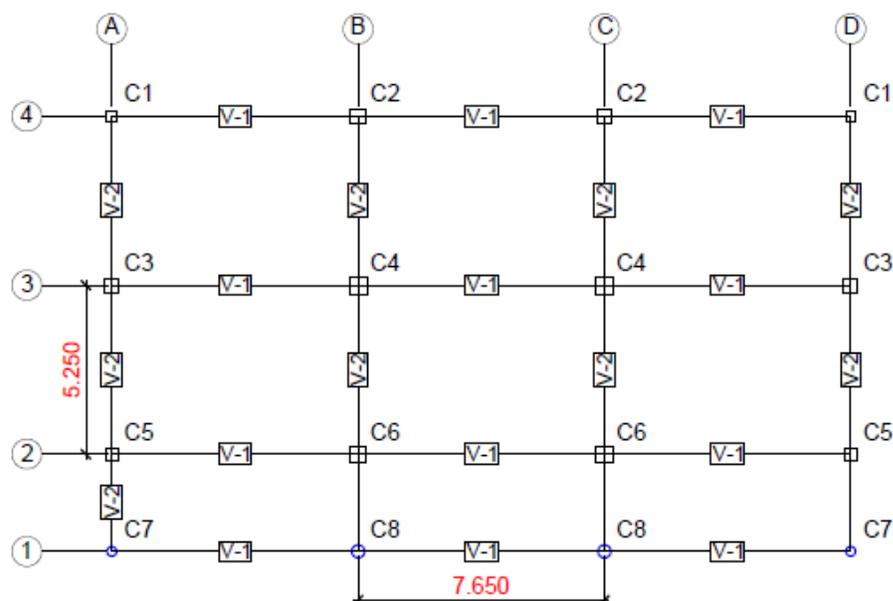
Resultado de V-2 (Y-Y)

$h_v = 0.48 \text{ m}$   
 $h_v = 0.5 \text{ m}$

$b = 0.24 \text{ m}$   
 $b = 0.25 \text{ m}$

## Predimensionamiento de vigas del Bloque 2.

Figura 9. Distribución de vigas del Bloque 2.



### Predimensionamiento de vigas V-1 y V-2

#### Datos

Luz	:	Ln (V-1) = 7.65 m
		Ln (V-2) = 5.25 m
Factor por categoría de edificación	:	F = 11

#### Fórmula - Peralte (hv)

$$hv = \frac{Ln}{F}$$

#### Fórmula - Base (b)

$$b \leq \frac{hv}{2}$$

#### Resultado de V-1 (X-X)

$$\begin{aligned} hv &= 0.70 \text{ m} \\ hv &= 0.70 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b &= 0.35 \text{ m} \\ b &= 0.35 \text{ m} \end{aligned}$$

#### Resultado de V-2 (Y-Y)

$$\begin{aligned} hv &= 0.48 \text{ m} \\ hv &= 0.5 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b &= 0.24 \text{ m} \\ b &= 0.25 \text{ m} \end{aligned}$$

### 3.8.3.3. Predimensionamiento de Columnas.

#### Datos

Área tributaria	:	At = x m <sup>2</sup>
Peso Unitario de Piso	:	Pup = 1 Tn/m <sup>2</sup>
Peso Unitario de Azotea	:	Pua = 0.8 Tn/m <sup>2</sup>
Resistencia del concreto	:	f'c = 280 Kg/cm <sup>2</sup>
Número de Pisos	:	N = 8
Azotea	:	n = 1

#### Columna céntrica

$$Ac = \frac{P}{0.45 f'c}$$

$$P = At (Pup \times N + Pua \times n)$$

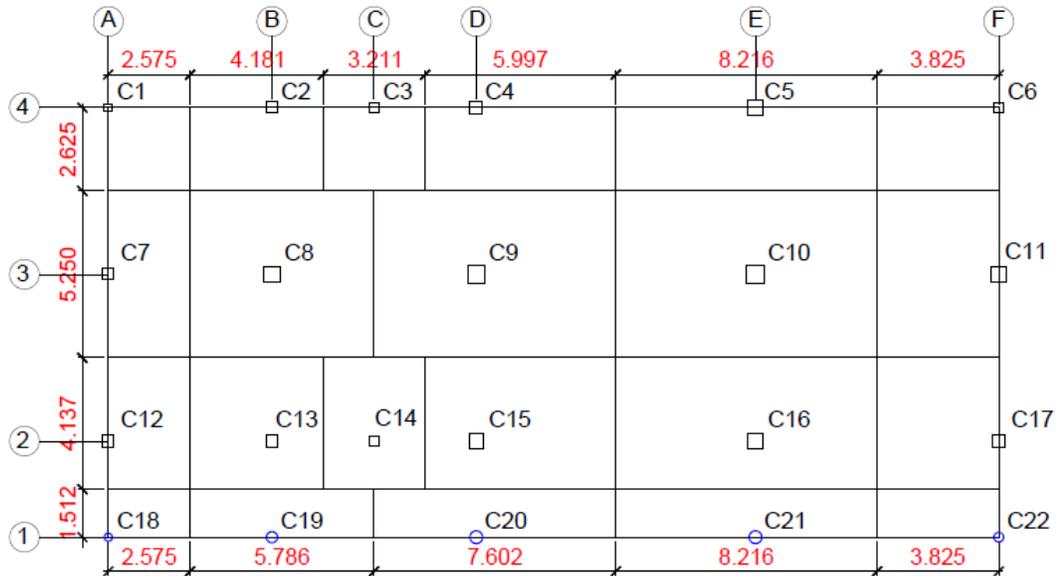
#### Columna excéntrica y esquinera

$$Ac = \frac{P}{0.35 f'c}$$

$$P = At (Pup \times N + Pua \times n)$$

## Predimensionamiento de Columnas del Bloque 1.

Figura 10. Distribución de Columnas del Bloque 1.



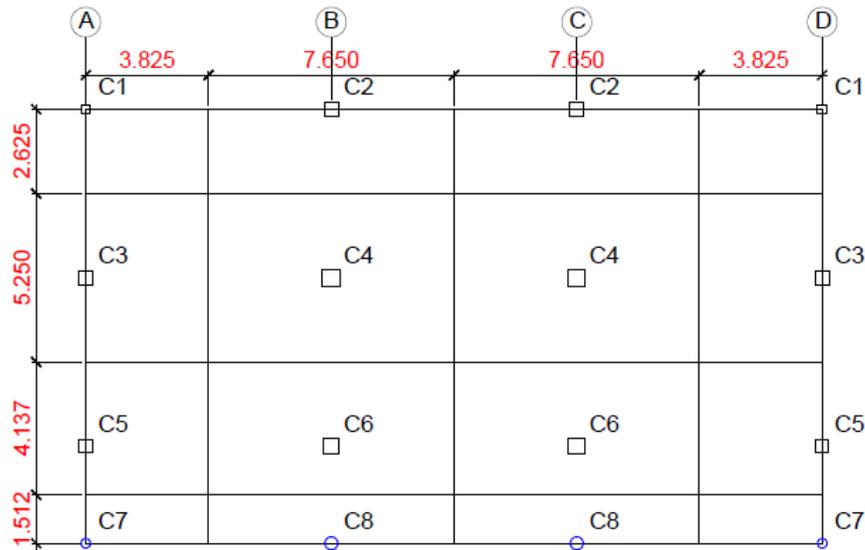
Determinación de las áreas tributarias

Tabla 22. Áreas tributarias del Bloque 1.

Col.	Tipo	Área tributaria (m <sup>2</sup> )	Col.	Tipo	Área tributaria (m <sup>2</sup> )
C1	esquinera	6.76	C12	excéntrica	10.65
C2	excéntrica	10.98	C13	céntrica	17.30
C3	excéntrica	8.43	C14	céntrica	13.28
C4	excéntrica	15.74	C15	céntrica	24.81
C5	excéntrica	21.57	C16	céntrica	33.99
C6	esquinera	10.04	C17	excéntrica	15.82
C7	excéntrica	13.52	C18	esquinera	3.89
C8	céntrica	30.38	C19	excéntrica	8.75
C9	céntrica	39.91	C20	excéntrica	11.49
C10	céntrica	43.13	C21	excéntrica	12.42
C11	excéntrica	20.08	C22	esquinera	5.78

## Predimensionamiento de Columnas del Bloque 2.

Figura 11. Distribución de Columnas del Bloque 2.



Determinación de las áreas tributarias

Tabla 23. Áreas tributarias del Bloque 2.

Columnas	Tipo	Área tributaria (m <sup>2</sup> )
C1	esquinera	10.04
C2	excéntrica	20.08
C3	excéntrica	20.08
C4	céntrica	40.16
C5	excéntrica	15.82
C6	céntrica	31.65
C7	esquinera	5.78
C8	excéntrica	11.57

Identificado el tipo de columna de todos los elementos y obtenidas sus respectivas áreas tributarias se procede a remplazar los datos en las fórmulas correspondientes, para así determinar las secciones de las columnas. Los datos obtenidos se encuentran en el capítulo de resultados. (4.3.3).

### 3.8.3.4. Predimensionamiento de placas.

Para determinar la longitud de placas es necesario determinar los factores sísmicos con los cuales se hallará la cortante basal. El peso sísmico de la estructura se obtiene de la suma de cargas muertas y vivas totales.

#### Cortante basal

Datos		Fórmula
Zona	: Z = 0.45	$V_{xy} = \frac{ZUCS \times P}{R}$
Uso	: U = 1.5	
Amplificación sísmica	: C = 2.5	Resultado
Suelo	: S = 1.1	$V_{xy} = 0.3094 P \quad Tn$
Sistema estructural	: R = 6	
Peso del Bloque 1	P1 = 3862.93 Tn	$V_{xy1} = 1195.09 \quad Tn$
Peso del Bloque 2	P2 = 3114.67 Tn	$V_{xy2} = 963.60 \quad Tn$

#### Longitud de Placa

##### Datos

Resistencia del concreto	: f'c = 280 Kg/cm <sup>2</sup>
Espesor de placa	: t = 40 cm
Factor de reducción	: Ø = 0.85

##### Fórmula

$$L_{xy} = \frac{V_{xy}}{\text{Ø} \times 0.53 \sqrt{f'c} \times t}$$

##### Resultado

Bloque 1

$$L_{xy} 1 = 39.63 \text{ m}$$

Bloque 2

$$L_{xy} 2 = 31.96 \text{ m}$$

### 3.8.4. Dimensión 4. Metrado de Cargas.

Para la obtención del metrado de cargas muertas, se multiplicó el volumen de cada elemento estructural del edificio por un peso unitario determinado en el anexo 1 de la Norma E.020. Para la obtención de las cargas vivas, se multiplicó el área de cada uno de los ambientes del edificio que, dependiendo del uso u ocupación, se les asignaron cargas repartidas determinadas en la tabla 1 de la Norma E.020.

#### 3.8.4.1. Metrado de cargas del Bloque 1.

Tabla 24. Carga Muerta del Bloque 1.

Piso: 1-8	Carga Muerta
Elemento Estructural	Carga parcial (Tn)
Losa maciza	168.03
Acabados	35.01
Viga V-1	86.03
Viga V-2	20.29
C1 – C22	27.91
Muro de albañilería	94.52
Total	431.78

Piso: Techo	Carga Muerta
Elemento Estructural	Carga parcial (Tn)
Losa maciza	168.03
Acabados	35.01
Total	203.04

Piso 1-8 = 3156.71 Tn

Techo = 203.04 Tn

PM = 3359.75 Tn

Tabla 25. Carga Viva del Bloque 1.

Ambientes	Cargas (tn)
Primer piso	112.71
Segundo piso	112.71
Tercer piso	112.71
Cuarto piso	112.71
Quinto piso	112.71
Sexto piso	104.08
Septimo piso	104.08
Octavo piso	104.08
Techo	35.01

8 pisos	763.10
Techo	35.01

### 3.8.4.2. Metrado de cargas del Bloque 2.

Tabla 26. Carga Muerta del Bloque 2.

Piso: 1-8	Carga Muerta
Elemento Estructural	Carga parcial (Tn)
Losa maciza	148.99
Acabados	31.04
Viga V-1	53.98
Viga V-2	16.23
C1 – C8	23.58
Muro de albañilería	83.81
Total	357.63

Piso: Techo	Carga Muerta
Elemento Estructural	Carga parcial (Tn)
Losa maciza	148.99
Acabados	31.04
Total	180.03

Piso 1-8 = 2597.22 Tn

Techo = 180.03 Tn

PM = 2777.25 Tn

Tabla 27. Carga Viva del Bloque 2.

Ambientes	Cargas (tn)
Primer piso	100.06
Segundo piso	100.06
Tercer piso	100.06
Cuarto piso	91.09
Quinto piso	100.06
Sexto piso	88.01
Septimo piso	88.01
Octavo piso	92.03
Techo	31.04

8 pisos	659.33
Techo	31.04

### 3.8.5. Dimensión 5. Análisis sísmico.

Para el análisis sísmico se utilizó el Software Etabs en cual se realizó la modelación tridimensional del pabellón. Debido a que el edificio tiene una longitud de 50.96 metros de largo se optó por insertar una junta total de 10 cm lo que conllevó a diseñar dos estructuras, se dispuso este proceso para evitar las componentes torsionales. (Ver capítulo 4.5.8)

Figura 12. Estructuración final del Bloque 1.

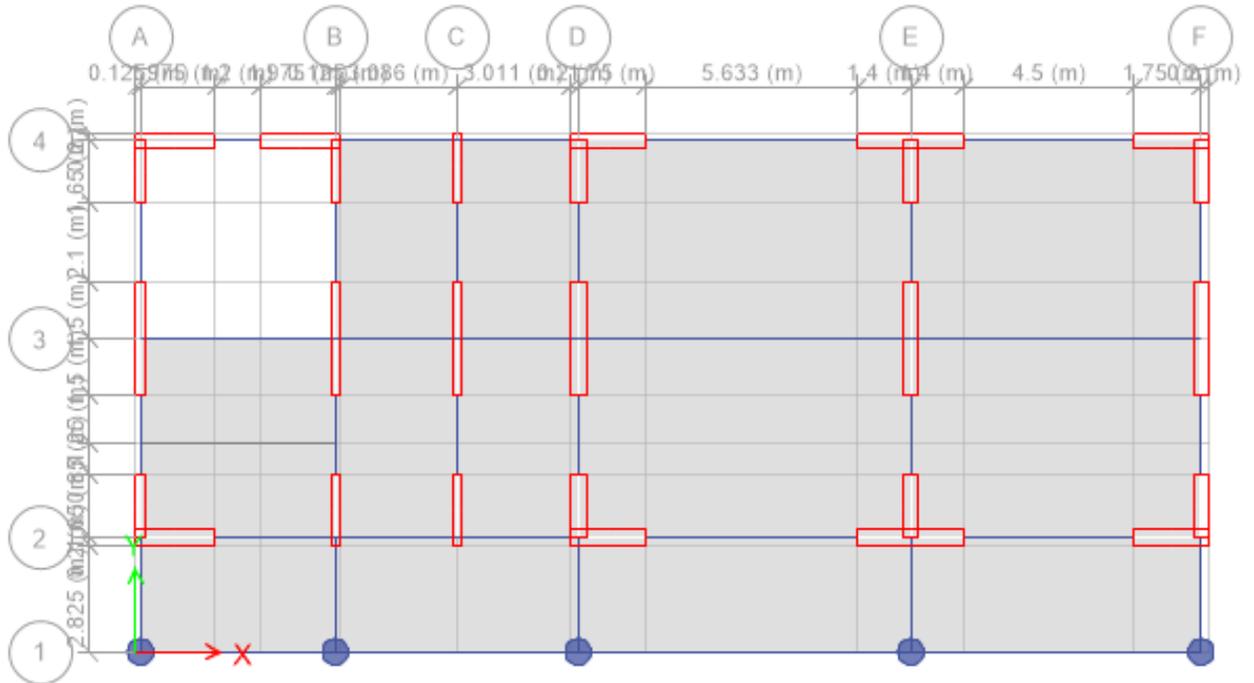


Figura 13. Estructuración final del Bloque 2.

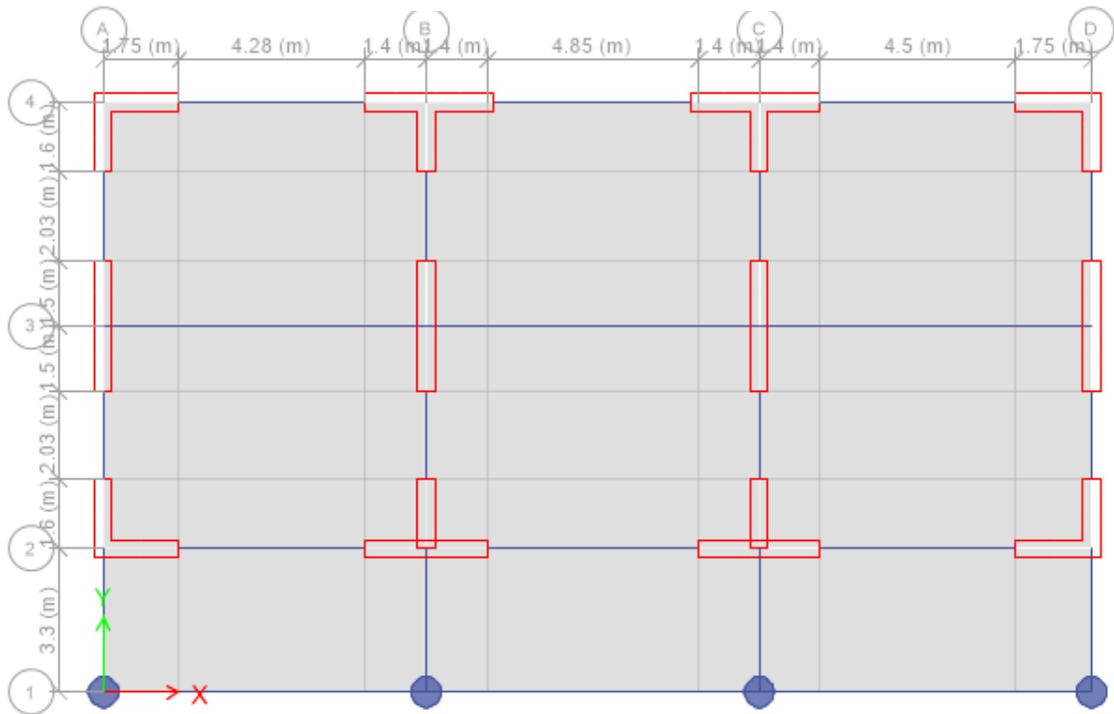
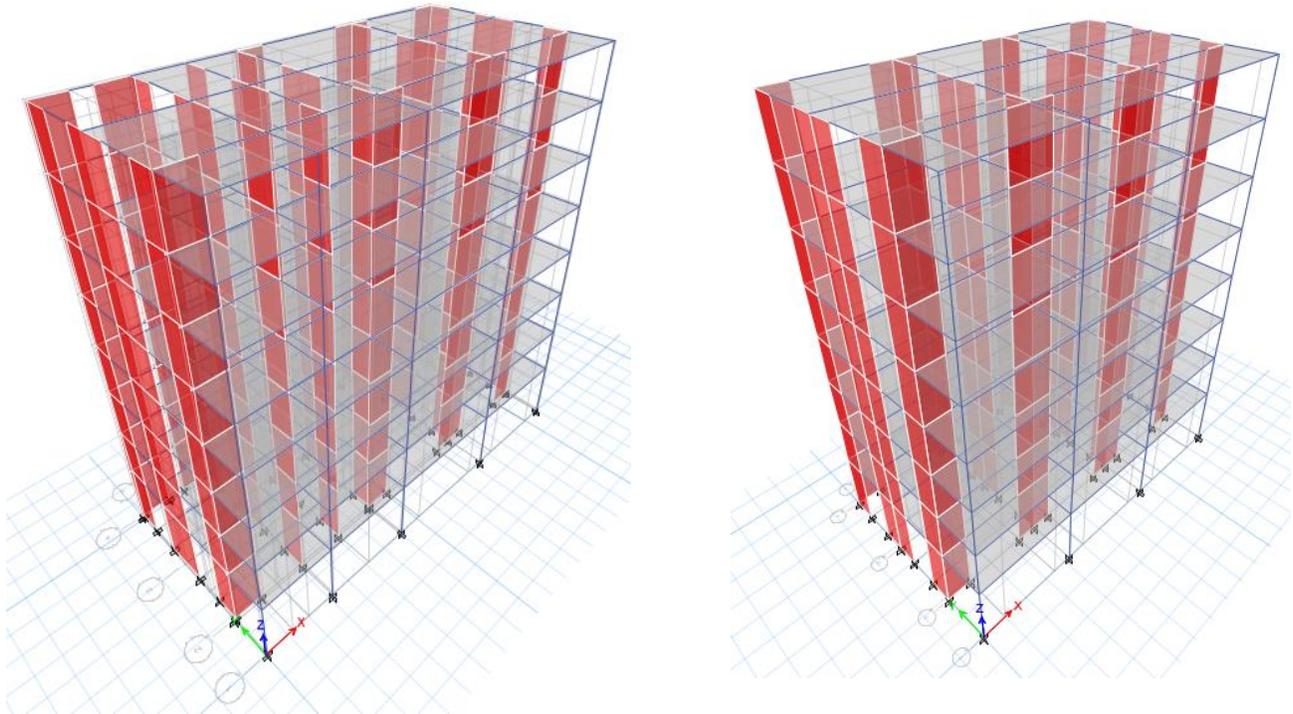


Figura 14. Modelación tridimensional del Bloque 1 y 2.



### 3.8.5.1. Propiedades de los materiales.

Para la estructuración de los Bloques 1 y 2 se consideraron las siguientes propiedades del concreto y acero estructural

Tabla 28. Propiedades mecánicas del concreto y acero

<b>Concreto Reforzado</b>	
Resistencia compresión ( $f'_c$ )	280 kg/cm <sup>2</sup>
Peso específico ( $\gamma_c$ )	2400 kg/cm <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad ( $E_c$ )	250998.008 kg/cm <sup>2</sup>
Moódulo de poisson ( $\mu$ )	0.15
<b>Acero de Refuerzo</b>	
Resistencia a la fluencia ( $f'_y$ )	4200 kg/cm <sup>2</sup>
Peso específico ( $\gamma_s$ )	7800 kg/cm <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad ( $E$ )	2100000 kg/cm <sup>2</sup>

### 3.8.5.2. Parámetros para el análisis según la E.030.

Se consideró un sistema de muros estructurales para el modelamiento inicial en ambos edificios, por lo que la norma de diseño sismo resistente brinda unos factores para determinar el coeficiente basal. El factor de reducción sísmica ( $R_{x-y}$ ) se asume inicialmente como 6, el cual será verificado al final de la etapa de análisis estructural. (Ver anexo 4.6)

Tabla 29. Factores sísmicos para el espectro de respuesta.

DATOS	FACTORES	DATOS	DIR X-X	DIR Y-Y
Z	0.45	$R_o$	6	6
U	1.5	$I_a$	1	1
S	1.1	$I_p$	1	1
TP	1	$R_{x-y}$	6	6
TL	1.6	Config.	Regular	Regular

### 3.8.5.3. Factores de irregularidades.

Para ambos edificios y direcciones de análisis, se realizó la verificación de irregularidades en planta y altura. Se concluyó con que ambas edificaciones no cuentan con irregularidades ni en el sentido X ni el sentido Y. Tanto " $I_a$ " como " $I_p$ " resultaron 1, por lo que el factor de reducción "6" no se verá afectado. Las verificaciones se encuentran en el capítulo de resultados (4.5.1).

### 3.8.5.4. Espectro de Pseudoaceleraciones para el Bloque 1 y 2.

Se determinó el periodo fundamental de la estructura según la norma E.030 y se calculó el factor de amplificación sísmica (C).

Tabla 30. Factor de amplificación sísmica y aceleración espectral.

ESPECTRO DE PSEUDOACELERACIONES		
T(s)	C	$S_a$ X-Y ( $m/s^2$ )
0.00	2.50	3.03
0.20	2.50	3.03
0.40	2.50	3.03
0.60	2.50	3.03

0.70	2.14	2.60
0.80	1.88	2.28
1.00	1.50	1.82
1.20	1.25	1.52
1.40	1.07	1.30
1.60	0.94	1.14
1.80	0.83	1.01
2.00	0.75	0.91
2.20	0.62	0.75
2.40	0.52	0.63
2.60	0.44	0.54
2.80	0.38	0.46
3.00	0.33	0.40
3.20	0.29	0.36
3.40	0.26	0.32
3.60	0.23	0.28
3.80	0.21	0.25
4.00	0.19	0.23
4.20	0.17	0.21
4.50	0.15	0.18

Figura 15. Espectro inelástico de pseudo aceleraciones X-X.

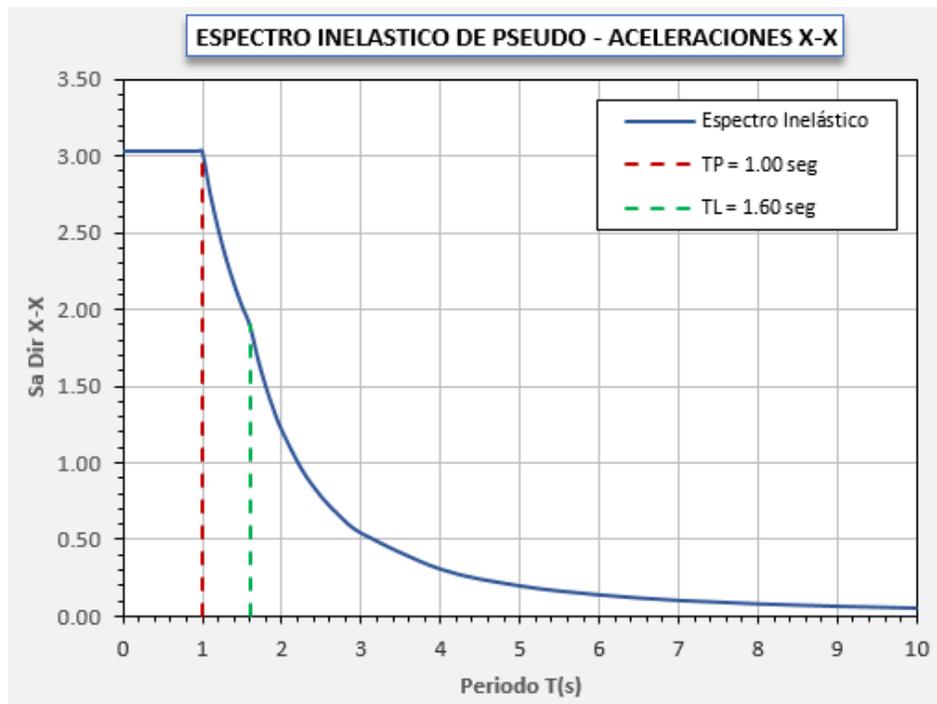
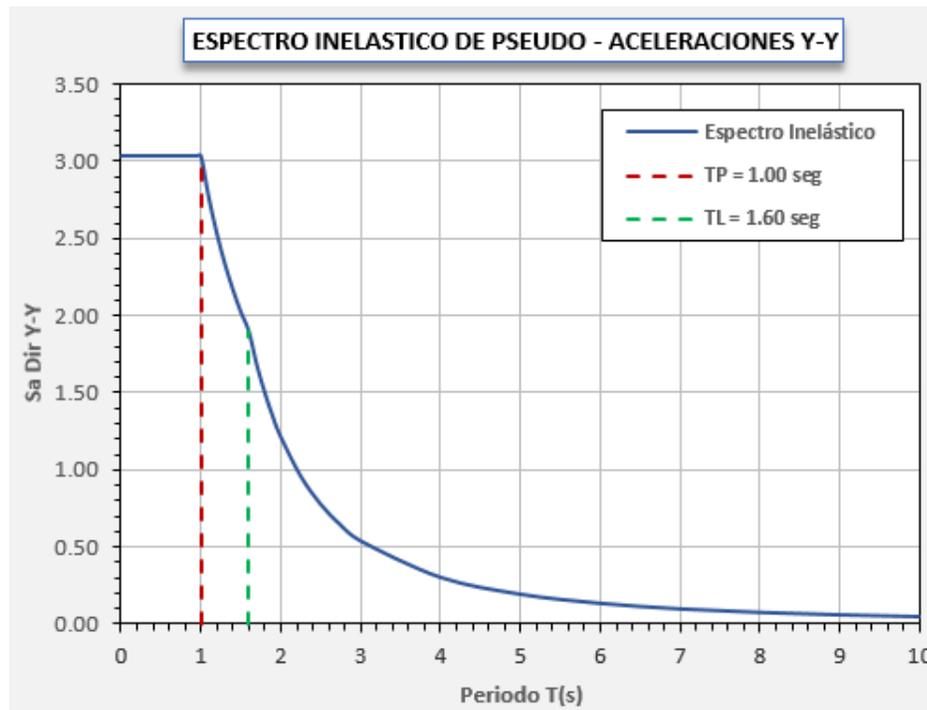


Figura 16. Espectro inelástico de pseudo aceleraciones Y-Y.



### 3.8.5.5. Peso sísmico.

La estimación del peso sísmico se realizó según la norma de diseño sismorresistente. Para una edificación de categoría A2, 100% de la carga muerta más 50% de la carga viva de la suma de todos los pisos típicos del edificio más el 25% de la carga viva del Techo.

Tabla 31. Determinación del peso sísmico en el software Etabs.

Patrón de carga	Multiplicador
Carga Muerta	1
Carga viva de "n" pisos	0.5
Carga viva de Techo	0.25

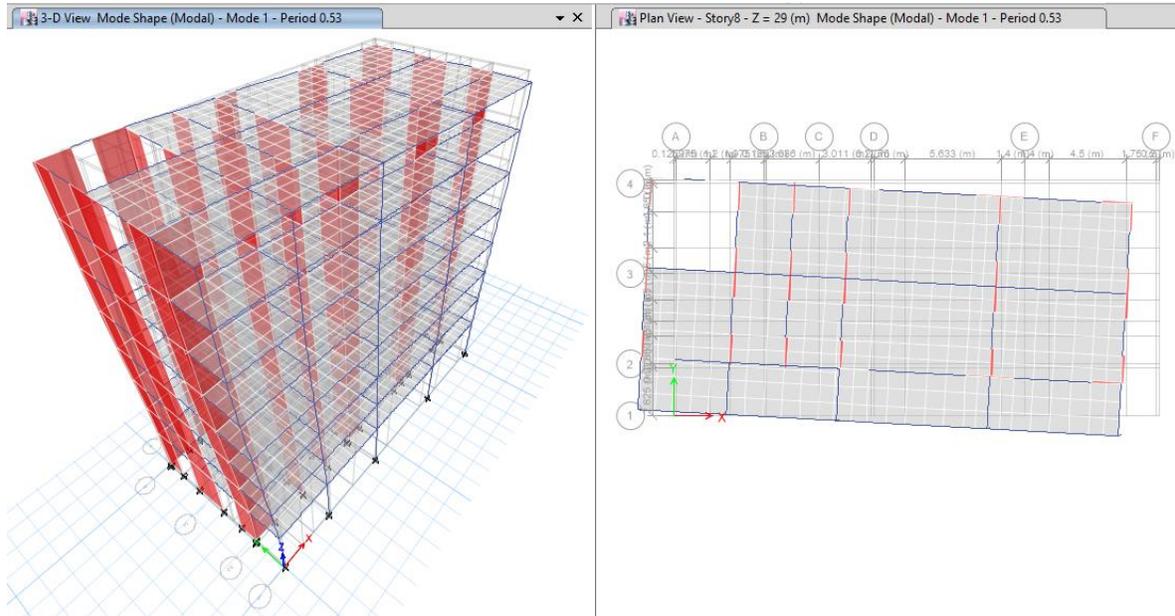
### 3.8.5.6. Períodos de los modos de vibración de la estructura.

Los modos de vibración que muestran si el comportamiento de una estructura es el adecuado son los tres primeros. Se determinó que el modo 1 y 2 gobiernan la traslación y que el modo 3 gobierna la rotación; ello significa que la estructuración propuesta es adecuada.

## Períodos de los modos de vibración del Bloque 1.

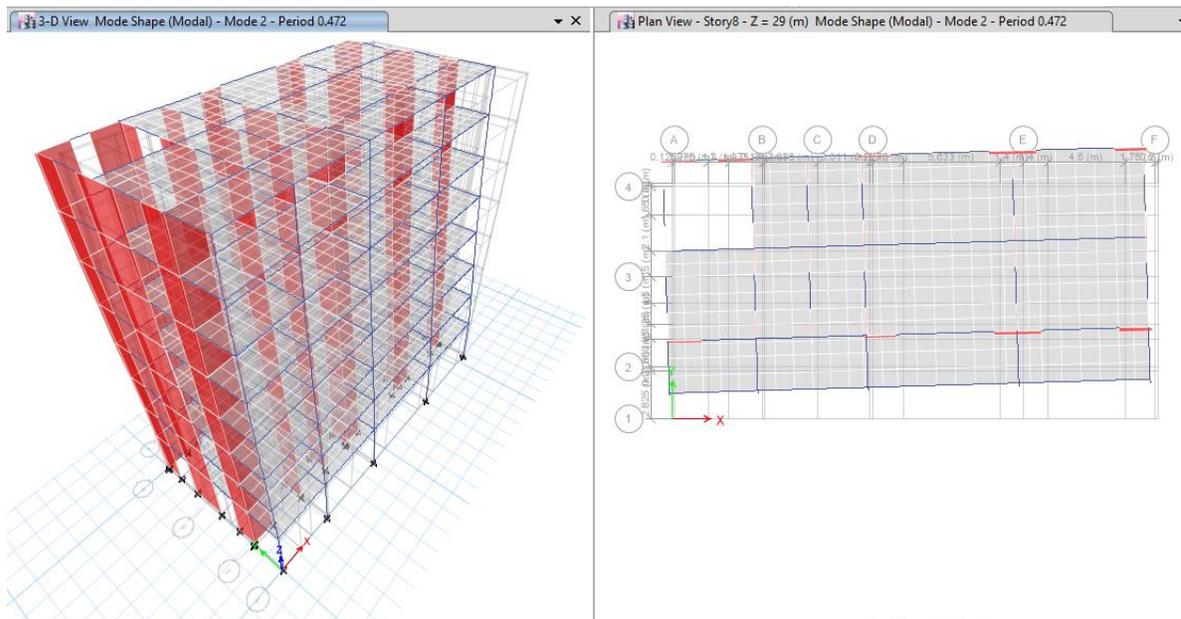
**Periodo Modo 1 – Traslación X-X=0.53 seg.**

Figura 17. Modo de vibración 1 – Bloque 1.



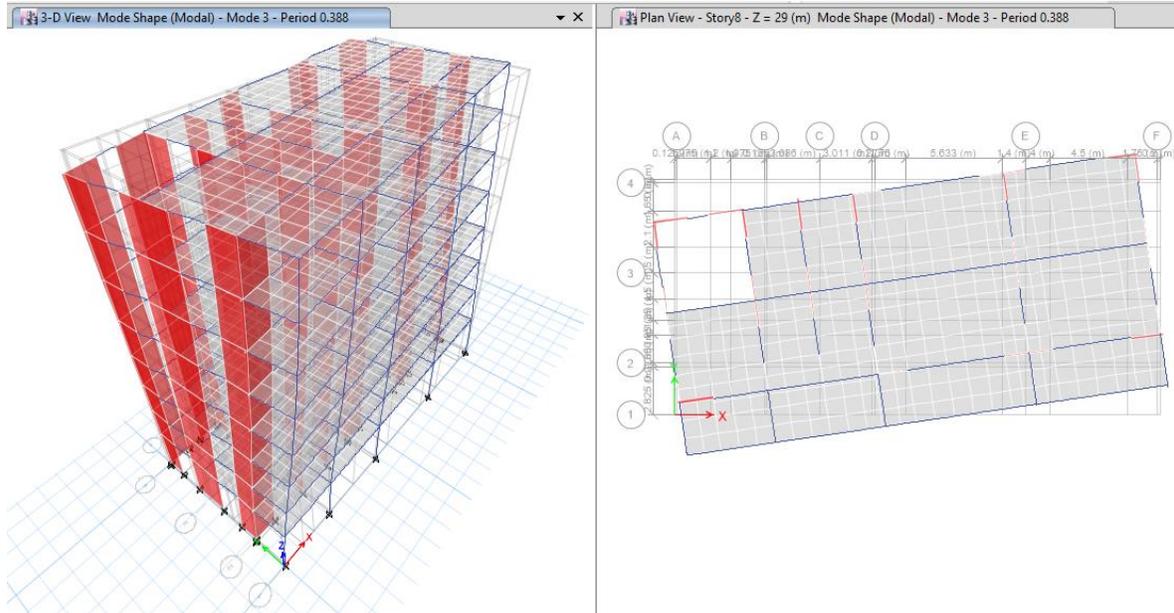
**Periodo Modo 2 – Traslación Y-Y=0.472 seg.**

Figura 18. Modo de vibración 2 – Bloque 1.



### Período Modo 3 – Rotación Z-Z=0.388 seg

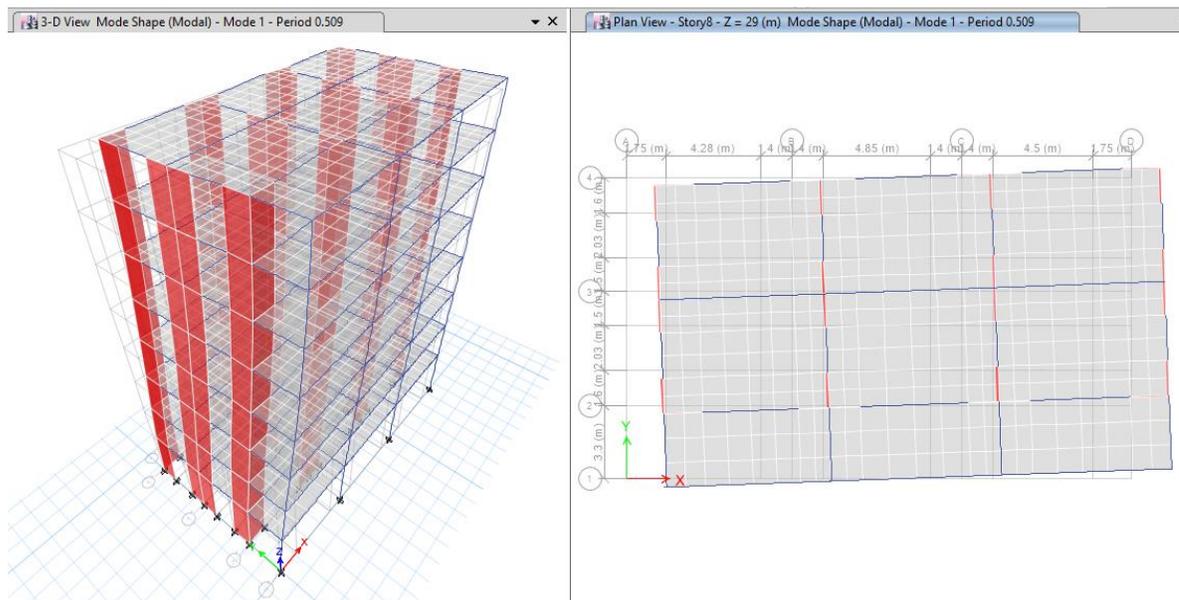
Figura 19. Modo de vibración 3 – Bloque 1.



### Períodos de los modos de vibración del Bloque 2.

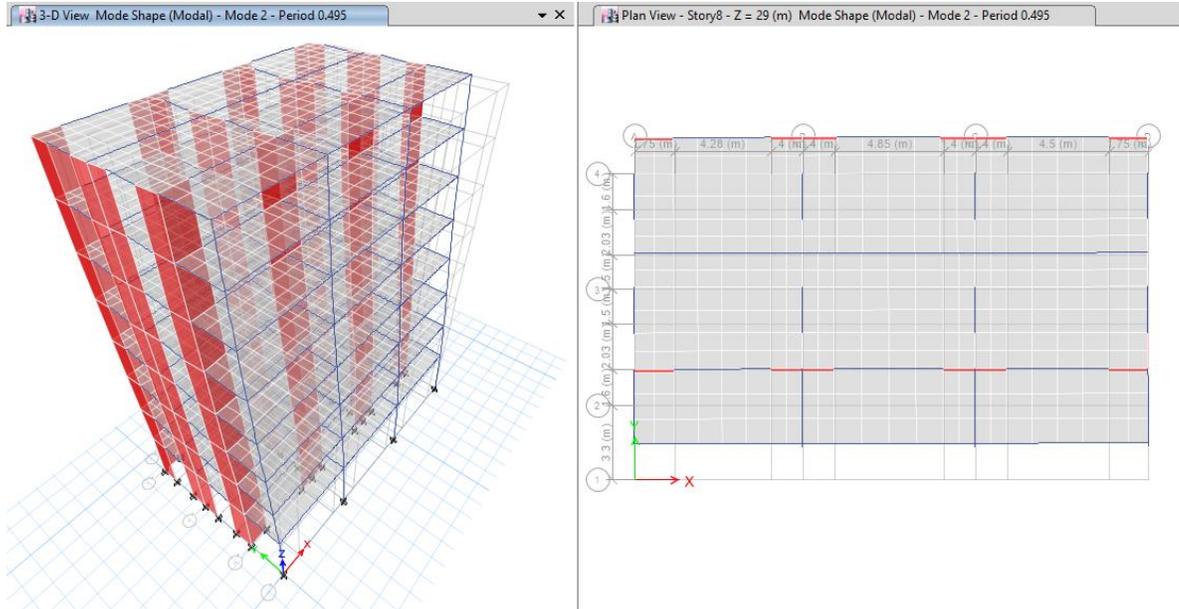
#### Período Modo 1 – Traslación X-X=0.509 seg.

Figura 20. Modo de vibración 1 – Bloque 2.



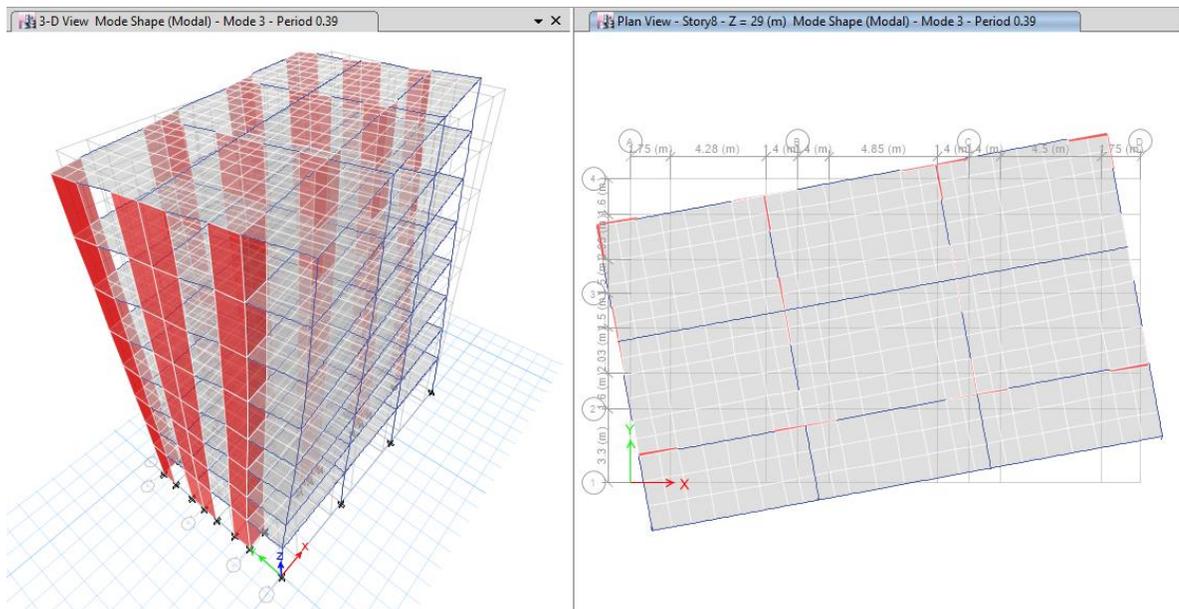
**Periodo Modo 2 – Traslación Y-Y=0.495 seg.**

Figura 21. Modo de vibración 2 – Bloque 2.



**Periodo Modo 3 – Rotación Z-Z=0.39 seg.**

Figura 22. Modo de vibración 3 – Bloque 2.



Una vez realizado el análisis sísmico de la estructura, Se pidió al programa Etabs que arroje los resultados de las derivas de entrepiso de ambos Bloques y se verificó que los datos obtenidos son menores a 0.007 por lo que se cumple con la Norma E.030. También se obtuvieron desplazamientos del centro de masa menores a 2cm, ratios de masa participativa modal, Cortantes estáticas y cortantes Dinámicas. Se realizó una comparación entre el 80% de la V estática y el 100% de la cortante dinámica en ambos bloques y se determinó que en el bloque 1 y 2 se necesita un factor de amplificación en ambos sentidos, el cual amplificó el espectro de respuesta con fines de diseño. Así mismo se verificó el factor "R" encontrándose que las placas absorben un 97% del cortante total del pabellón. (Ver capítulo 4.5.2, 4.5.3, 4.5.4, 4.5.5, 4.5.6 y 4.5.7).

### 3.8.5.7. Derivas de entrepiso.

Figura 23. Derivas de entrepiso del Bloque 1.

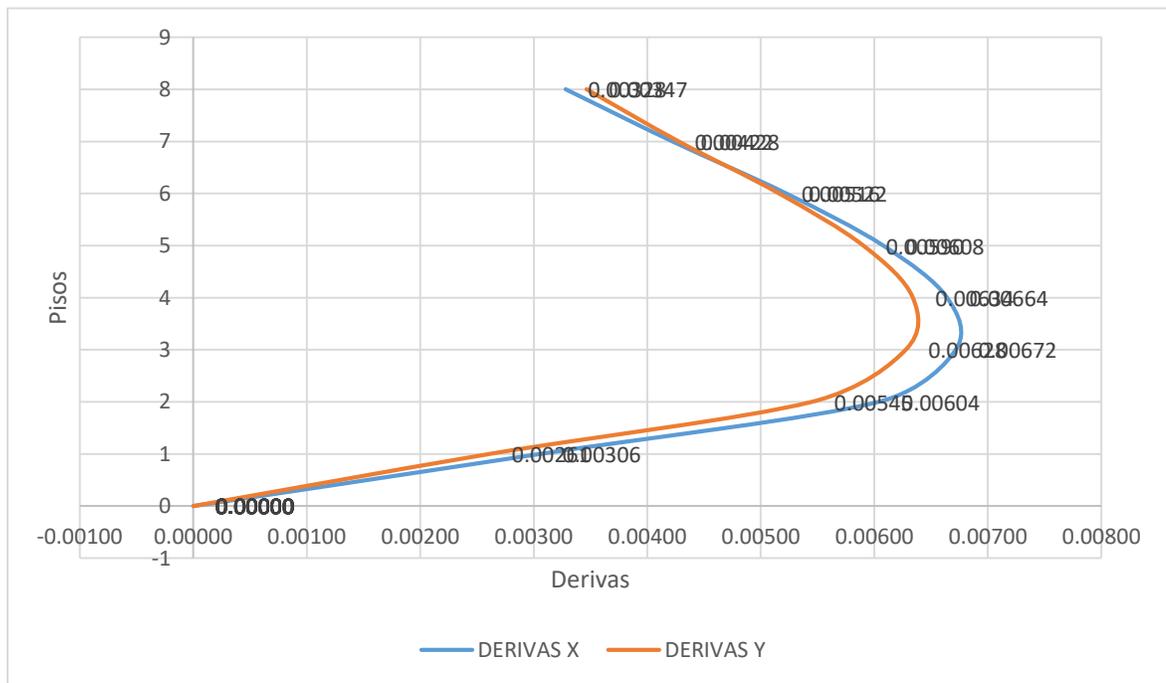
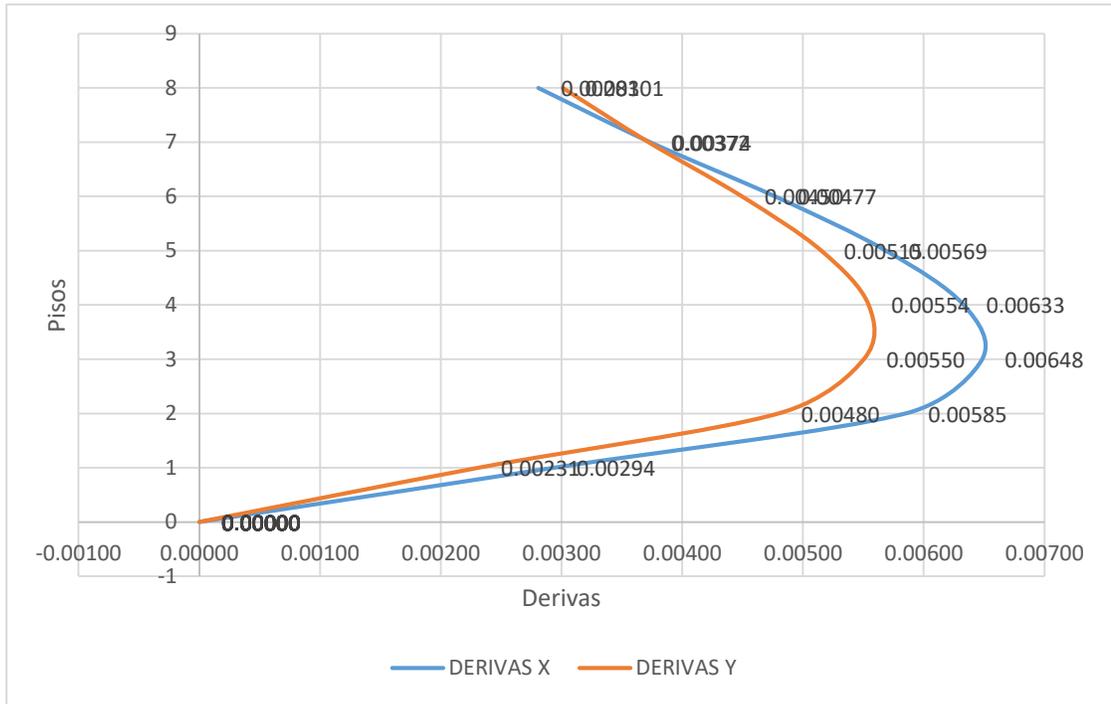


Figura 24. Deriva de entrepiso del Bloque 2.



**3.8.5.8. Desplazamientos en centro de masa.**

Figura 25. Desplazamientos en centro de masa del Bloque 1.

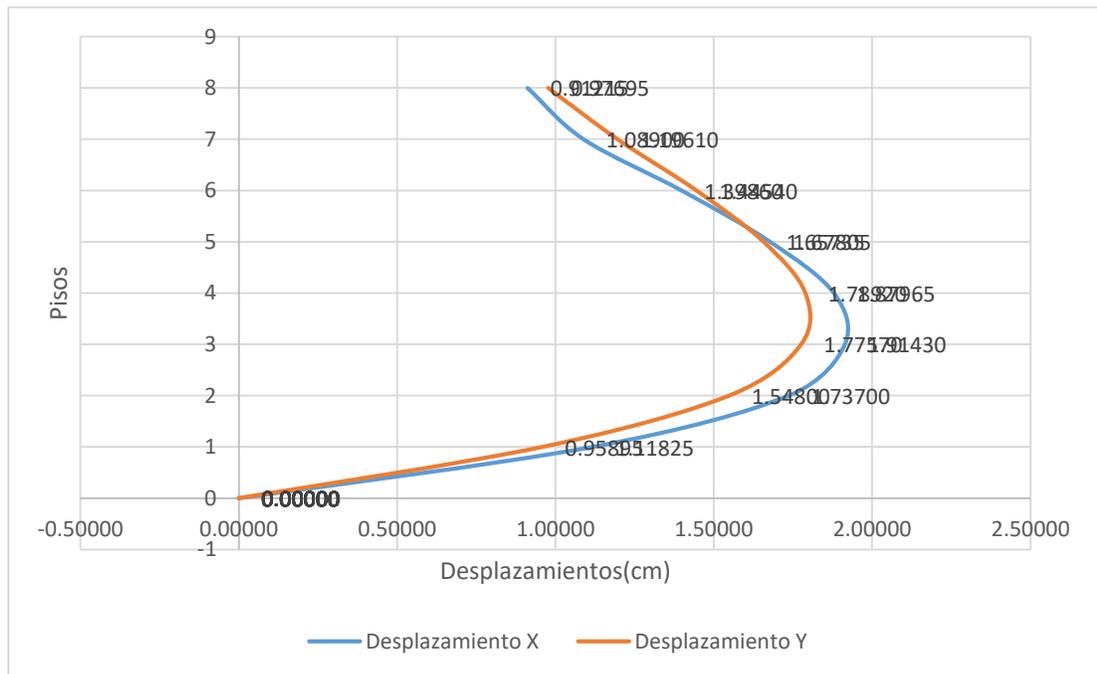
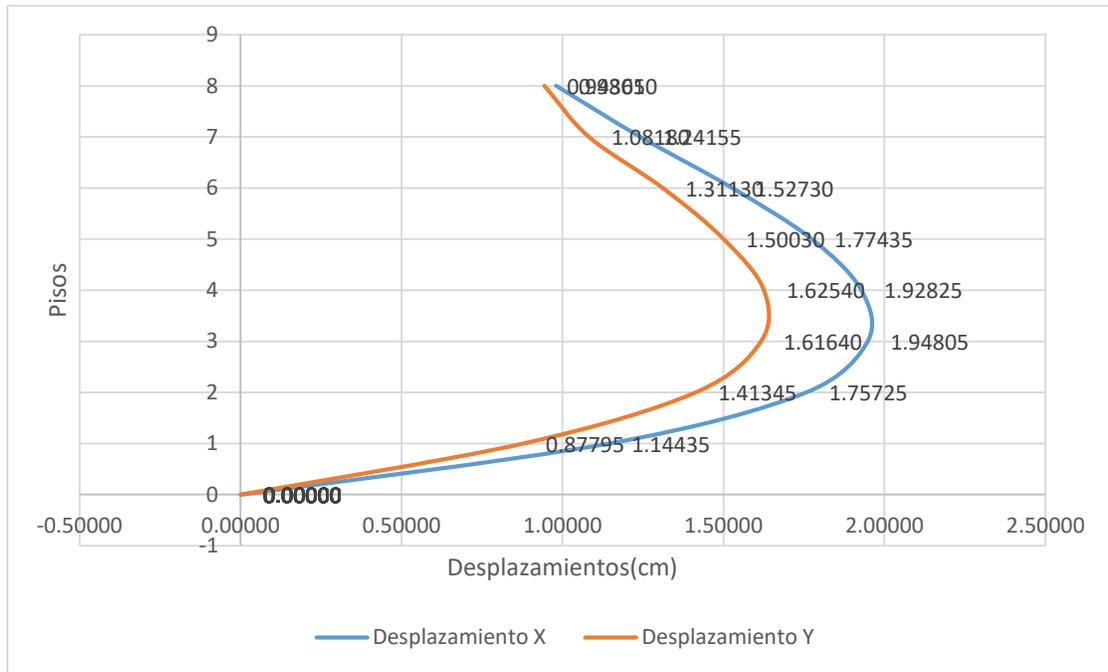


Figura 26. Desplazamientos en centro de masa del Bloque 2.



### 3.8.6. Dimensión 6. Diseño estructural.

En este proceso se aplicó el método de resistencia última. En el caso de las losas macizas, vigas, escaleras y platea de cimentación se utilizó un diseño por flexión y corte; Mientras que para columnas y placas se usó un diseño por flexocompresión y cortante. Finalmente se cumplió con:  $R_u \leq \phi R_n$ .

#### 3.8.6.1. Diseño de losa maciza.

En la configuración estructural se consideró losas macizas en todos los pisos por el uso que gobierna la edificación. Se realizó el diseño por franjas en ambas direcciones colocando 2 capas, para lo que se estimó correr la cuantía mínima propuesta por la norma y distribuir 2/3 en la capa superior y 1/3 en la capa inferior del refuerzo.

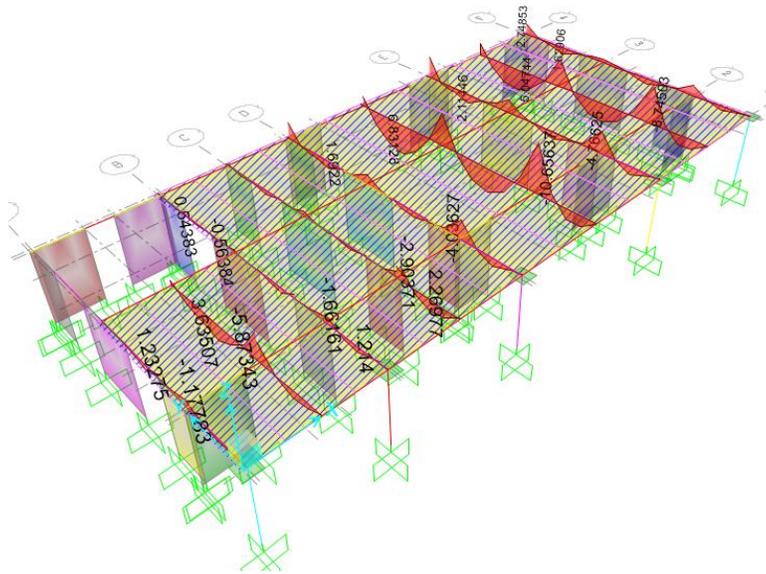
$$A_{\text{mín}} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.60 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

$$A_{\text{Sup.}} = 3.60/3 = 1.2 \text{ cm}^2, \text{ consideramos } \Phi 3/8" @ 40 \text{ cm}.$$

$$A_{\text{Inf.}} = 3.60 \times 2/3 = 2.4 \text{ cm}^2, \text{ consideramos } \Phi 3/8" @ 30 \text{ cm}.$$



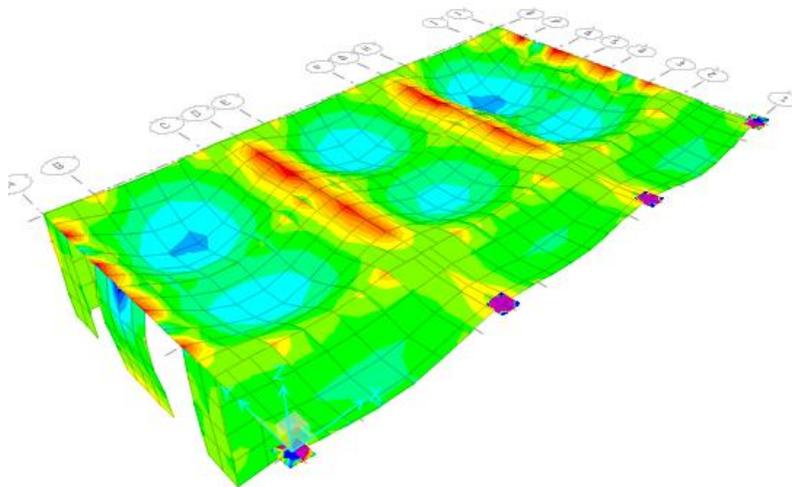
Figura 29. DMF de SAFE para las franjas en Y-Y (Bloque 1)



Con los momentos últimos calculados del análisis en Safe, se determinó el refuerzo requerido para las losas macizas considerando el armado mínimo y el refuerzo donde se requiere para determinar el armado final plasmado en el capítulo de resultados (4.6.1).

### Diseño losa maciza 1era Planta – Bloque 2.

Figura 30. Deformada de la losa maciza del Bloque 2 por carga última.



La losa maciza se analizará en dos direcciones y su diseño se realizará por franjas como simplemente apoyada, las cargas actuantes serán exportadas desde el software Etabs. Con la cuantía mínima dotamos al elemento de un momento resistente de  $\Phi M_n=2.27$  tn.m, en caso de momentos actuantes superiores se incrementará la cuantía para incrementar la resistencia.

Figura 31. DMF de SAFE para las franjas en X-X (Bloque 2)

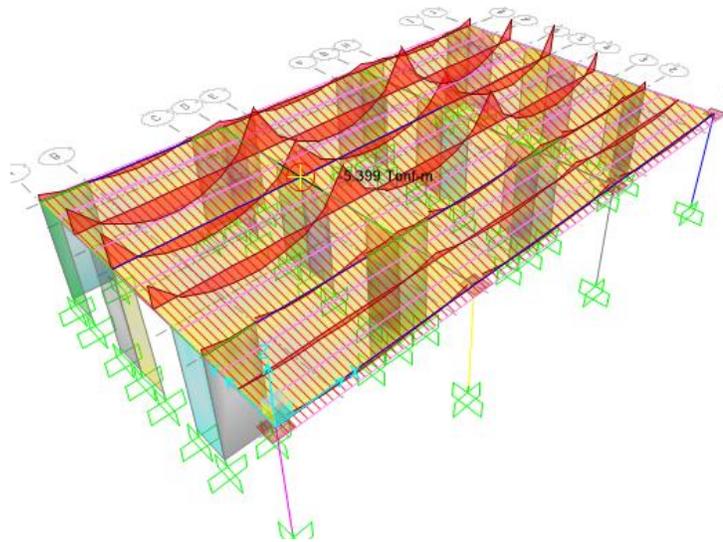
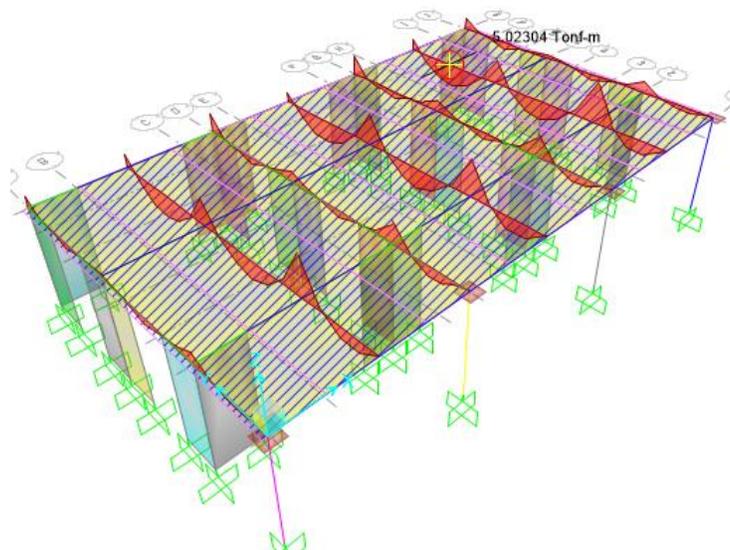


Figura 32. DMF de SAFE para las franjas en Y-Y (Bloque 2)



Con los momentos últimos calculados del análisis en Safe, determinamos el refuerzo requerido para las losas macizas considerando el armado mínimo y el refuerzo donde se requiere para determinar el armado final plasmado en el capítulo de resultados (4.6.1).

### 3.8.6.2. Diseño de vigas.

Se escogió como primer ejemplo de diseño – viga eje 2 – piso 3 – Bloque 1, ya que ésta viga es la que tiene mayor demanda de esfuerzos sísmicos (sentido X-X). Se trabajó con el Momento último máximo de la viga.

#### Diseño por flexión de la viga eje 2 – piso 3 – Bloque 1

Datos generales

h	=	80	cm
b	=	40	cm
d	=	72	cm
f'c	=	280	kg/cm <sup>2</sup>
f'y	=	4200	kg/cm <sup>2</sup>

#### Cuantía mecánica

$$W = 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times Mu}{\phi \times f'c \times b \times d^2}}$$

$$\phi = 0.9$$

$$\begin{aligned} *Mu1 &= 79.64 \text{ Tn.m} \\ W1 &= 0.169 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} *Mu2 &= 53.80 \text{ Tn.m} \\ W2 &= 0.110 \end{aligned}$$

#### Cuantía de acero

$$\rho = W \times \frac{f'c}{f'y}$$

$$\rho1 = 0.0113$$

$$\rho2 = 0.0073$$

#### Área de acero

$$A_s = \rho \times b \times d$$

$$As1 = 32.52 \text{ cm}^2$$

$$As2 = 21.15 \text{ cm}^2$$

#### Cuantía balanceada

$$\rho_b = 0.85 B_1 \times \frac{f'c}{f'y} \times \left( \frac{6000}{6000 + f'y} \right)$$

$$B1 = 0.85$$

$$\rho_b = 0.028 \text{ cm}^2$$

### Cuantía mínima

$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f'y}$$

$$\rho_{\min} = 0.0028$$

### Cuantía máxima

$$\rho_{\max} = 0.75x\rho_b$$

$$\rho_{\max} = 0.0213$$

### Acero mínimo

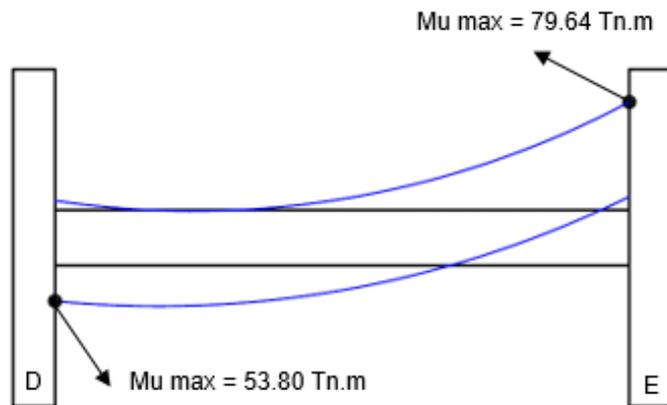
$$A_s \min = 8.03 \text{ cm}^2$$

### Acero máximo

$$A_s \max = 61.20 \text{ cm}^2$$

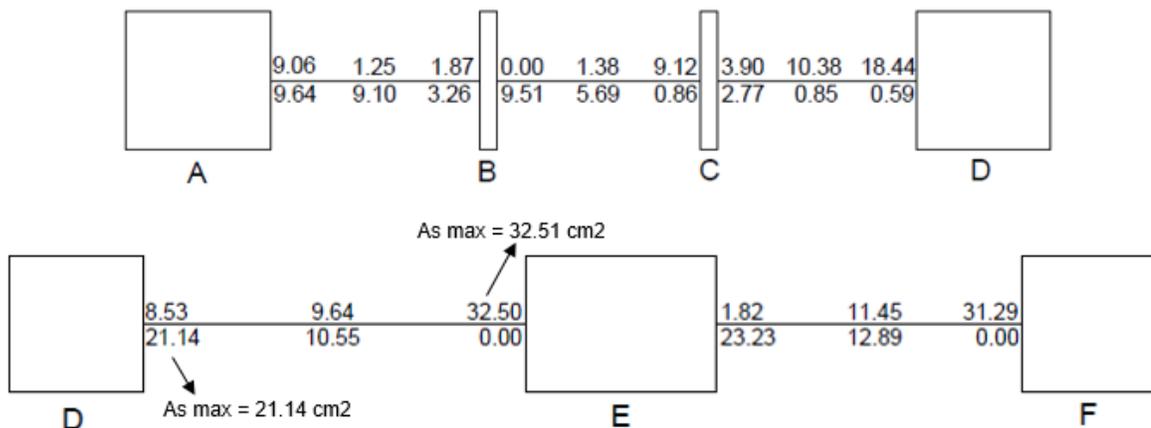
### Momento último máximo

Figura 33. Diagrama de momento flector (viga eje 2 - piso 3 - Bloque 1)



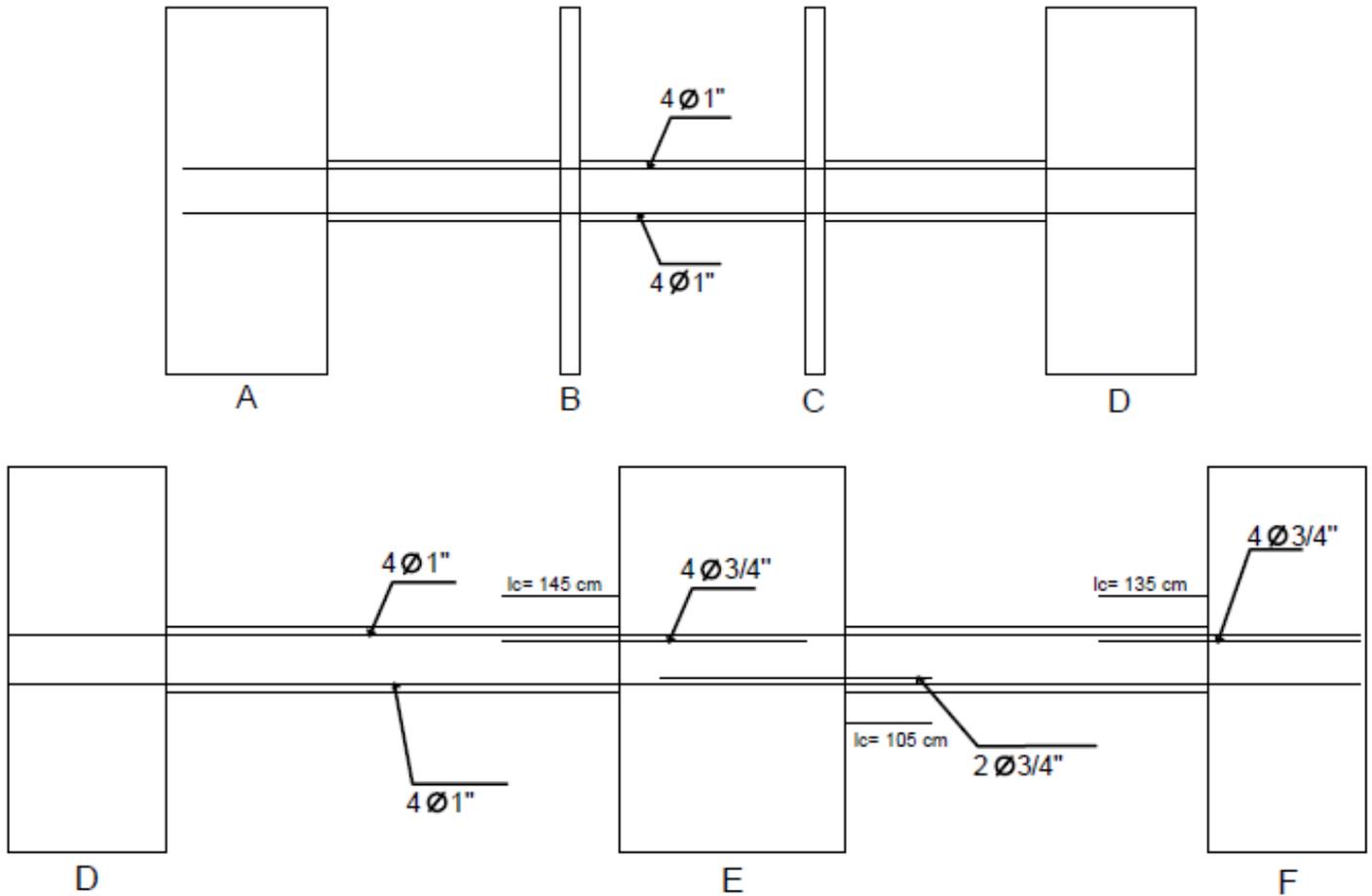
### Áreas de acero determinadas en el Software Etabs

Figura 34. Momentos últimos máximos (viga eje 2 - piso 3 - Bloque 1)



## Distribución propuesta de acero para refuerzo longitudinal

Figura 35. Acero longitudinal de viga eje 2 - piso 3 - Bloque 1.



### Determinar la longitud de corte (Lc)

Determinar el momento resistente para ello se debe hallar "a" y "Mn"

Valor de "a"

$$a = \frac{f'y \cdot A_s}{0.85f'cxb}$$

$$A_s = 20.4 \text{ cm}^2$$

$$a = 9.00$$

Momento nominal

$$M_n = f'y \cdot A_s \cdot (d - a/2)$$

$$M_n = 57.83 \text{ Tn.m}$$

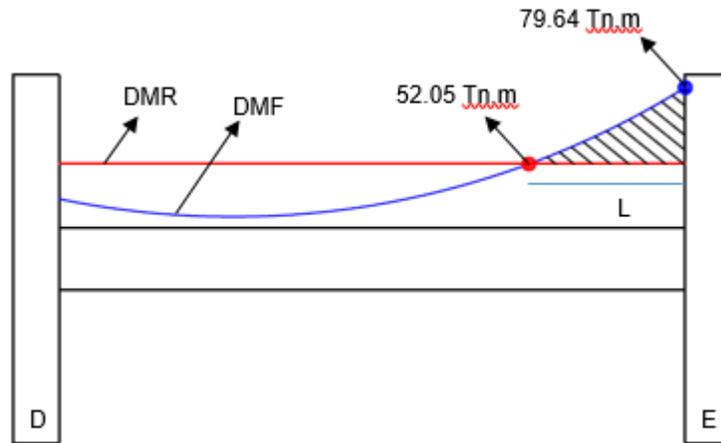
Momento resistente

$$M_r = \phi M_n$$

$$\phi = 0.9$$

$$M_r = 52.05 \text{ Tn.m}$$

Figura 36. DMF y DMR de viga eje 2 - piso 3 - Bloque 1.

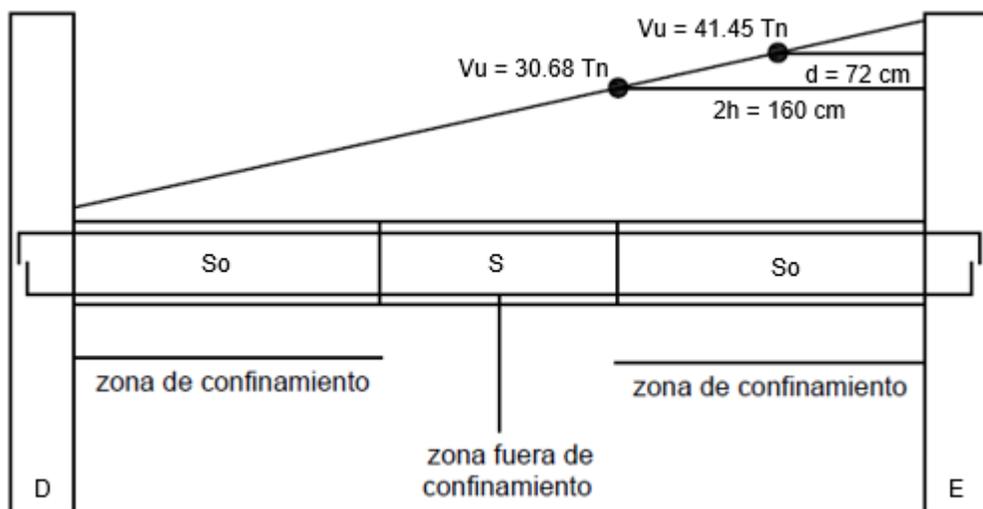


Longitud de corte es igual a:  $L + d$

Para el ejemplo:  $L = 0.71 \text{ m}$  y  $d = 0.72$ ; entonces  $L_c = 1.43 \text{ m}$  el cual redondeándolo quedaría en  $L_c = 1.45$ .  $L$  es obtenido del programa Etabs.

### Diseño por corte de la viga eje 2 – piso 3 – Bloque 1

Figura 37. Diagrama de cortante de viga eje 2 - piso 3 - Bloque 1.



Para la zona "So" (elegir menor)

Para la zona "S"

$$\begin{aligned} *d/4 &= 18 \text{ cm} \\ *10x \text{ } \emptyset \text{ B L. menor} &= 25.5 \text{ cm} \\ *24x \text{ } \emptyset \text{ B de estribo} &= 22.8 \text{ cm} \\ *20 \text{ cm} & \end{aligned}$$

$$S = 0.5d = 36 \text{ cm}$$

Por temas de conservación como valores finales de "So" y "S" se eligieron 10 cm y 20 cm respectivamente.


$$\emptyset 3/8" \quad 1 @ 0.05\text{m}, 16 @ 0.10\text{m} \text{ y Rsto } @ 0.20\text{m}$$

### Cortante de concreto

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$V_c = 25.54 \text{ Tn}$$

### Cortante de acero de estribos en zona de confinamiento

$$V_s = \frac{A_v \times f'_y \times d}{S}$$

$$\begin{aligned} A_v &= 2 \times 0.71 \\ S_o &= 10 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$V_s = 42.94 \text{ Tn}$$

### Cortante de acero de estribos fuera de zona de confinamiento

$$V_s = \frac{A_v \times f'_y \times d}{S}$$

$$\begin{aligned} A_v &= 2 \times 0.71 \\ S &= 20 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$V_s = 21.47 \text{ Tn}$$

### Cortante último en zona de confinamiento

$$V_u = \phi(V_c + V_s)$$

$$\emptyset = 0.85$$

$$V_u = 58.21 \text{ Tn}$$

### Cortante último fuera de zona de confinamiento

$$V_u = \phi(V_c + V_s)$$

$$\emptyset = 0.85$$

$$V_u = 39.96 \text{ Tn}$$

Comprobación de

$$V_u \leq \phi V_n$$

Cortante último en zona  
de confinamiento

Cortante último fuera de  
zona de confinamiento

$$41.45 \leq 58.21 \text{ Tn}$$

$$30.68 \leq 39.96 \text{ Tn}$$

Los valores obtenidos cumplen con la condición.

El diseño final será plasmado en el capítulo de resultados (4.6.2).

Como segundo ejemplo se diseñó la viga eje D – piso 3 – Bloque 2  
(Sentido Y-Y)

### Diseño por flexión de la viga eje D – piso 3 – Bloque 2.

Datos generales

h	=	50	cm
b	=	25	cm
d	=	42	cm
f'c	=	280	kg/cm <sup>2</sup>
f'y	=	4200	kg/cm <sup>2</sup>

#### Cuantía mecánica

$$W = 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695xMu}{\phi_x f' c x b x d^2}}$$

$$\phi = 0.9$$

$$\begin{aligned} *Mu_1 &= 20.40 \text{ Tn.m} \\ W_1 &= 0.209 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} *Mu_2 &= 19.76 \text{ Tn.m} \\ W_2 &= 0.202 \end{aligned}$$

#### Cuantía de acero

$$\rho = W_x \frac{f' c}{f' y}$$

$$\rho_1 = 0.014$$

$$\rho_2 = 0.0135$$

### Área de acero

$$A_s = \rho x b x d$$

$$A_{s1} = 14.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = 14.13 \text{ cm}^2$$

### Cuantía mínima

$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f'y}$$

$$\rho_{\min} = 0.0028$$

Acero mínimo

$$A_{s \min} = 3 \text{ cm}^2$$

### Cuantía balanceada

$$\rho_b = 0.85 B_1 x \frac{f'c}{f'y} x \left( \frac{6000}{6000 + f'y} \right)$$

$$B_1 = 0.85$$

$$\rho_b = 0.028 \text{ cm}^2$$

### Cuantía máxima

$$\rho_{\max} = 0.75 x \rho_b$$

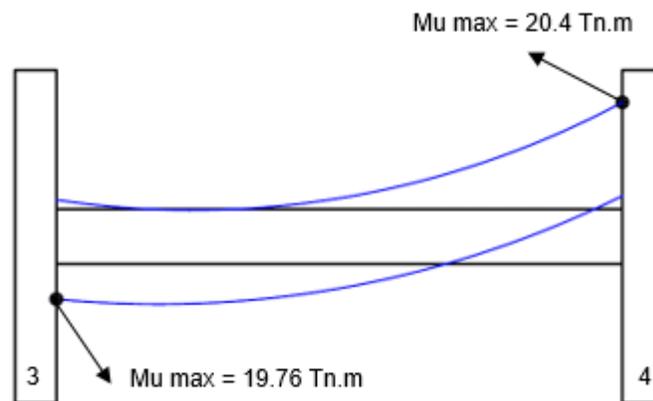
$$\rho_{\max} = 0.028$$

Acero máximo

$$A_{s \max} = 22.84 \text{ cm}^2$$

### Momento último máximo

Figura 38. Diagrama de momento flector (viga eje D - piso 3 - Bloque 2)



Áreas de acero determinadas en el Software Etabs

Figura 39. Momentos últimos máximos (viga eje D - piso 3 - Bloque 2)

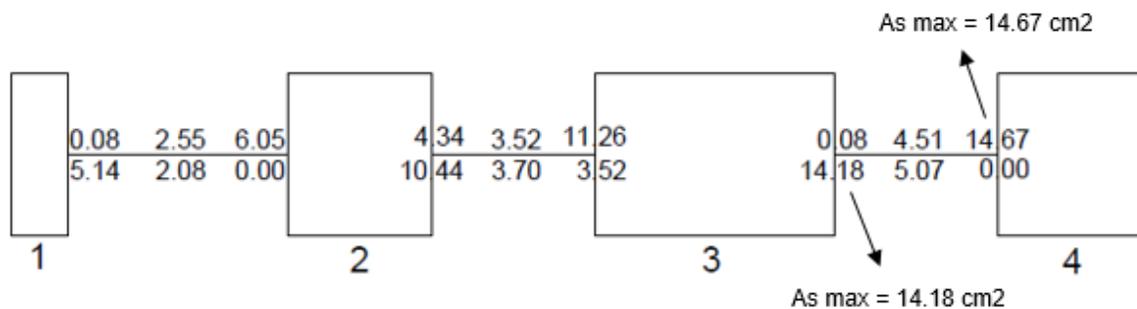
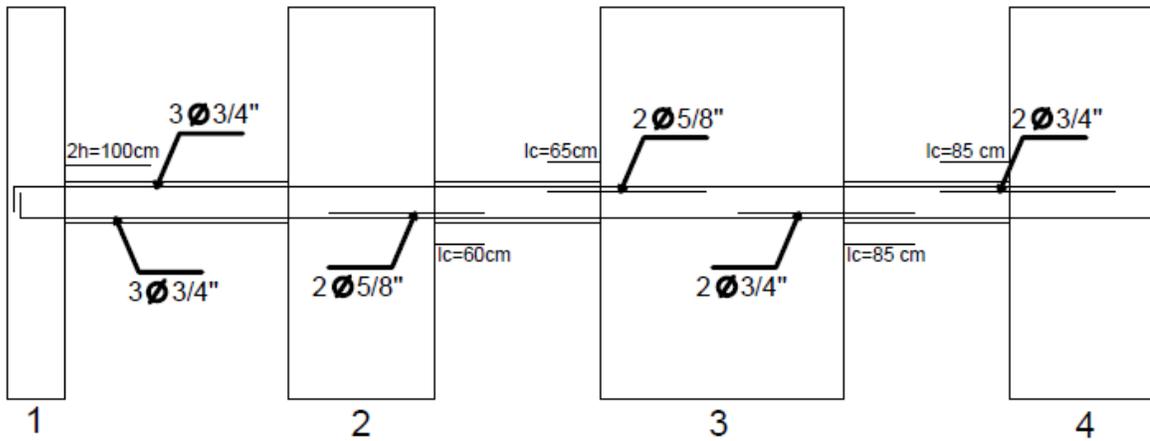


Figura 40. Acero longitudinal de viga eje D - piso 3 - Bloque 2.



**Determinar la longitud de corte (Lc)**

Determinar el momento resistente para ello se debe hallar "a" y "Mn"

Valor de "a"

$$a = \frac{f'y \cdot As}{0.85f'cxb}$$

As = 8.52 cm<sup>2</sup>

a = 6.01

Momento nominal

$$Mn = f'y \cdot As \cdot (d - a/2)$$

Mn = 13.95 Tn.m

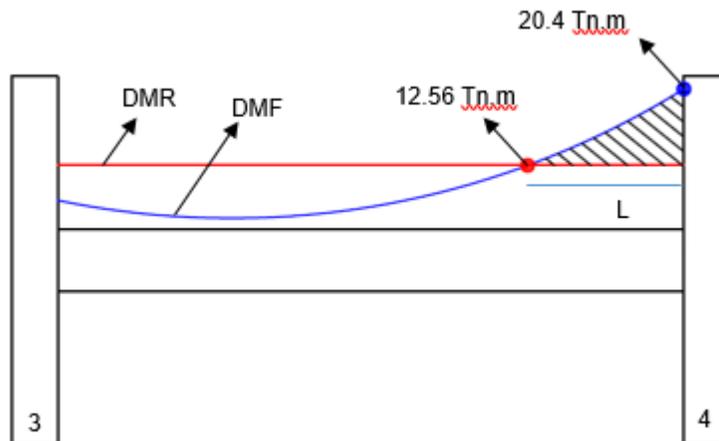
Momento resistente

$$Mr = \phi Mn$$

$\phi = 0.9$

Mr = 12.56 Tn.m

Figura 41. DMF y DMR de viga eje D - piso 3 - Bloque 2



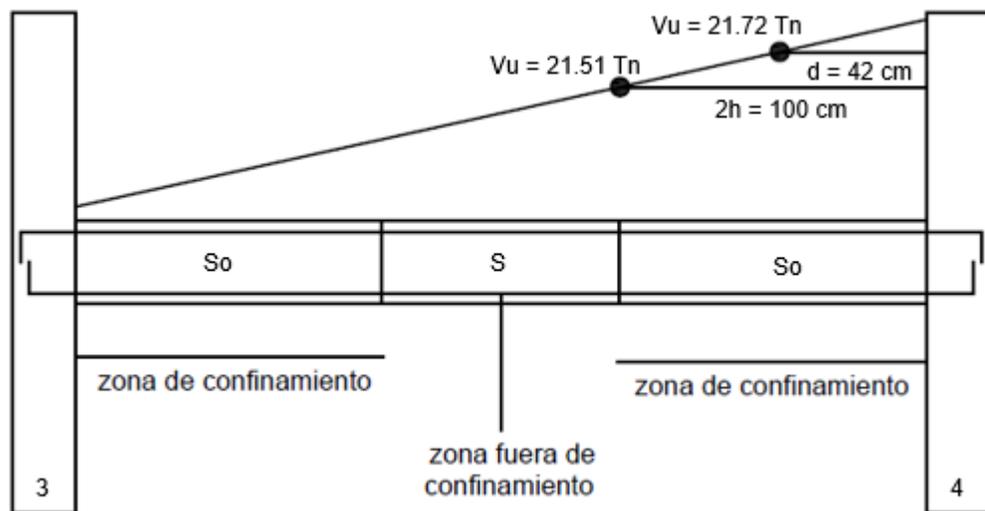
Longitud de corte es igual a:  $L + d$

Para el ejemplo:  $L = 0.41 \text{ m}$  y  $d = 0.42$ ; entonces  $L_c = 0.83 \text{ cm}$  el cual redondeándolo quedaría en  $L_c = 0.85$ .  $L$  es obtenido del programa Etabs.

### Diseño por corte de la viga eje D – piso 3 – Bloque 2

Cumplir con la siguiente condición  $V_u \leq \phi V_n$

Figura 42. Diagrama de cortante de viga eje D - piso 3 - Bloque 2.



Para la zona "So" (elegir menor)

- \* $d/4 = 10.5 \text{ cm}$
- \* $10x \text{ } \emptyset \text{ B L. menor} = 19 \text{ cm}$
- \* $24x \text{ } \emptyset \text{ B de estribo} = 22.8$
- \* $20 \text{ cm}$

Para la zona "S"

$$S = 0.5d = 21 \text{ cm}$$

Por temas de conservación como valores finales de "So" y "S" se eligieron 10 cm y 15 cm respectivamente

  $\emptyset 3/8'' \quad 1 @ 0.05\text{m}, 10 @ 0.10\text{m} \text{ y Rsto } @ 0.15\text{m}$

### Cortante de concreto

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$V_c = 9.31 \text{ Tn}$$

### Cortante de acero de estribos en zona de confinamiento

$$V_s = \frac{A_v \times f'_y \times d}{S}$$

$$A_v = 2 \times 0.71$$

$$S = 10 \text{ cm}$$

$$V_s = 25.05 \text{ Tn}$$

### Cortante de acero de estribos fuera de zona de confinamiento

$$V_s = \frac{A_v \times f'_y \times d}{S}$$

$$A_v = 2 \times 0.71$$

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

$$V_s = 16.70 \text{ Tn}$$

### Cortante último en zona de confinamiento

$$V_u = \phi(V_c + V_s)$$

$$\phi = 0.85$$

$$V_u = 29.21 \text{ Tn}$$

### Cortante último fuera de zona de confinamiento

$$V_u = \phi(V_c + V_s)$$

$$\phi = 0.85$$

$$V_u = 22.11 \text{ Tn}$$

Comprobación de

$$V_u \leq \phi V_n$$

Cortante último en zona de confinamiento

$$21.72 \leq 29.21 \text{ Tn}$$

Cortante último fuera de zona de confinamiento

$$21.51 \leq 22.11 \text{ Tn}$$

Los valores obtenidos cumplen con la condición.

El diseño final será plasmado en el capítulo de resultados (4.6.2).

### 3.8.6.3. Diseño de Columnas.

Criterios de la Norma E.060.

- Cuantías mínimas y máximas para el refuerzo longitudinal:  
 $\rho_{min} \geq 1\%$   
 $\rho_{max} \geq 6\%$   
 $1\% \leq \rho \leq 3\%$  económico
- El espacio entre las barras longitudinales no deberá ser menor a 4 cm para evitar problemas de cangrejas ni mayor a 15 cm para el evitar problemas de pandeo.
- En columnas zunchadas el espaciamiento de los helicoides no será menor a 2.5 cm ni mayor a 7.5 cm.
- Se utilizarán estribos de 3/8" de diámetro con un recubrimiento de 4cm.

Ejemplo de diseño – columna 1E (Bloque 1)

Se detallará el diseño por flexocompresión para refuerzo longitudinal y cuantía volumétrica para confinamiento, de la columna que se encuentra en la intersección del eje 1 y el eje E del primer bloque.

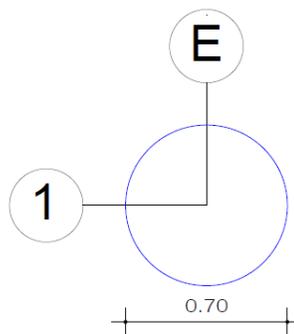


Figura 43. Columna 1E – Bloque 1.

Para el diseño de la columna 1E se tomará un 1% de cuantía. Y a partir de la distribución realizada se dibujará el diagrama de interacción para determinar si su resistencia es mayor a la demanda sísmica.

## Diseño por flexocompresión de Columna 1E – Bloque 1

Área de la columna circular

$$A = \frac{\pi_x D^2}{4}$$

Acero longitudinal

Cuantía mínima

$$\rho \geq 1\% = 38.48 \text{ cm}^2$$

$$D \text{ (diámetro)} = 70 \text{ cm}$$

$$A = 3848.45 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset \text{ Barra a usar} = 2.84 \text{ cm}^2 \text{ (3/4")}$$

$$N^\circ \text{ de barras a usar} = 13.55 = 14.00 \text{ barras}$$

$$\text{Área de acero total (Ast)} = 39.76 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán 14 barras longitudinales de 3/4"

### PLANTA

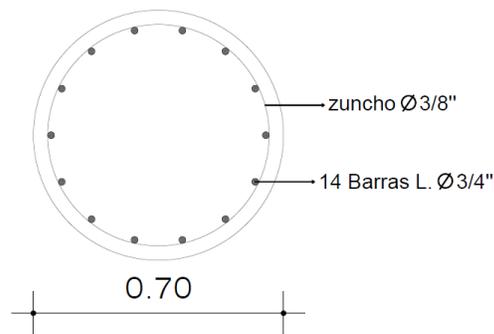


Figura 44. Distribución de acero de columna 1E – Bloque1.

Tabla 32. Cargas axiales, cortantes y momentos en Columna 1E – Bloque 1.

Story	Column	Load Case/Combo	P	V2	V3	M2	M3
Story1	C6	MUERTA	-119.2936	0.2333	-0.0593	-0.2091	0.3715
Story1	C6	VIVA	-28.1871	0.0691	-0.1168	-0.2172	0.1132
Story1	C6	SISMO XX	26.8876	8.1169	0.4364	1.4047	22.0986
Story1	C6	SISMO YY	146.9006	1.0299	4.3645	14.7238	2.7814

Tabla 33. Combinaciones de carga para la Columna 1E – Bloque 1.

COMBOS	COMBINACIONES DE DISEÑO		
	P	M2	M3
U=1.4CM+1.7CV	214.93	-0.66	0.71
U=1.25(CM+CV)+SISXX	211.24	0.87	22.70
U=1.25(CM+CV)-SISXX	157.46	-1.94	-21.49
U=0.9CM+SISXX	134.25	1.22	22.43
U=0.9CM-SISXX	80.48	-1.59	-21.76
U=1.25(CM+CV)+SISYY	331.25	14.19	3.39
U=1.25(CM+CV)-SISYY	37.45	-15.26	-2.18
U=0.9CM+SISYY	254.26	14.54	3.12
U=0.9CM-SISYY	-39.54	-14.91	-2.45

### Diagrama de interacción

Tabla 34. Pn, M33, M22 para diagrama de interacción (Col. 1E – Bloque 1)

P	M33				M22			
	0°		180°		90°		270°	
	phiPn	phiMn	phiPn	phiMn	phiPn	phiMn	phiPn	phiMn
1	640.51	0.00	640.51	0.00	640.51	0.00	640.51	0.00
2	640.51	14.93	640.51	-14.93	640.51	15.09	640.51	-15.09
3	640.51	27.01	640.51	-27.01	640.51	27.44	640.51	-27.44
4	631.34	39.64	631.34	-39.64	630.00	39.89	630.00	-39.89
5	563.12	50.66	563.12	-50.66	559.39	51.05	559.39	-51.05
6	486.56	59.46	486.56	-59.46	482.76	59.70	482.76	-59.70
7	404.22	65.36	404.22	-65.36	398.80	65.68	398.80	-65.68
8	314.34	68.56	314.34	-68.56	308.99	68.83	308.99	-68.83
9	254.34	71.00	254.34	-71.00	248.93	70.60	248.93	-70.60
10	193.17	70.18	193.17	-70.18	187.00	69.58	187.00	-69.58
11	120.27	63.33	120.27	-63.33	116.18	62.96	116.18	-62.96
12	38.78	49.10	38.78	-49.10	37.44	48.51	37.44	-48.51
13	-39.58	31.21	-39.58	-31.21	-39.06	31.29	-39.06	-31.29
14	-116.41	10.47	-116.41	-10.47	-114.20	11.07	-114.20	-11.07
15	-150.22	0.00	-150.22	0.00	-150.22	0.00	-150.22	0.00

Figura 45. Diagrama de interacción M 3-3 (Col. 1E – Bloque1)

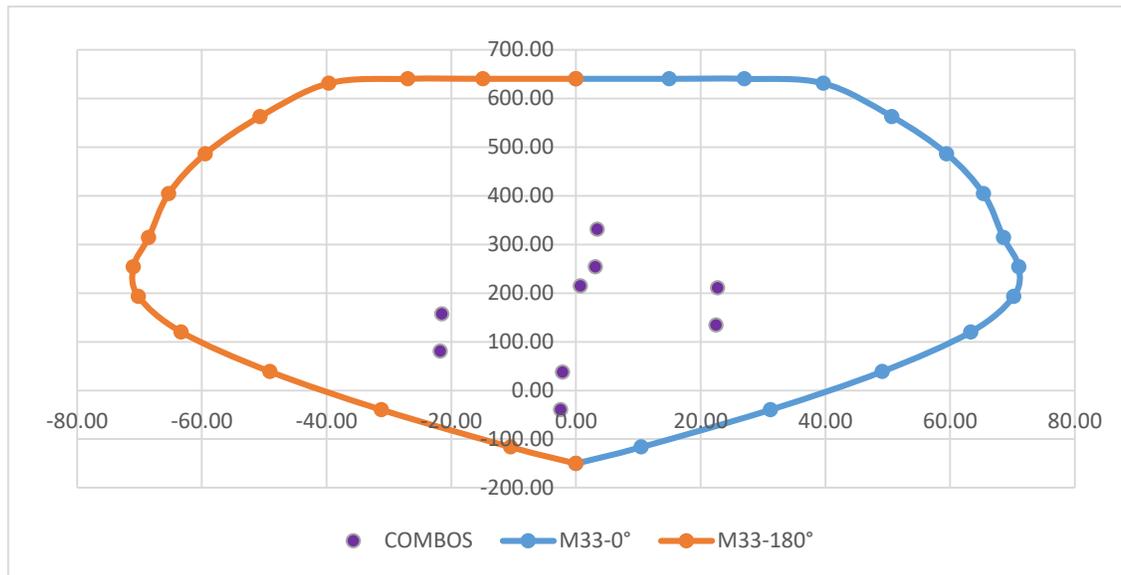
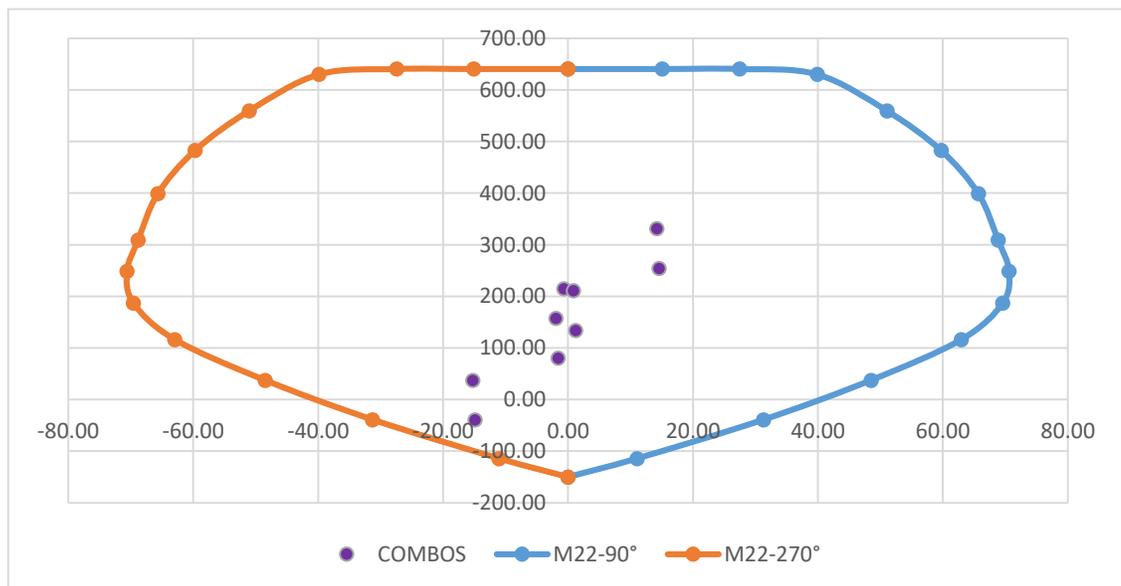


Figura 46. Diagrama de interacción M 2-2 (Col. 1E – Bloque 1)



Se puede observar que todos los puntos P y M; obtenidos del análisis sísmico; se encuentran dentro del diagrama; lo que significa que el refuerzo cumple con el diseño por flexocompresión.

## Diseño de confinamiento de Columna 1E – Bloque 1

Área de la sección  
dentro del refuerzo

$$A_c = \frac{\pi \times D_c^2}{4}$$

$$D_c = 62 \text{ cm}$$

$$A_{ch} = 3019.07 \text{ cm}^2$$

Área de sección  
total de columna

$$A_g = \frac{\pi \times D_g^2}{4}$$

$$D_g = 70 \text{ cm}$$

$$A_g = 3848.45 \text{ cm}^2$$

Cuantía Volumétrica

$$\rho_s = 0.45 \times \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f'_y}$$

$$A_g = 3848.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{ch} = 3019.07 \text{ cm}^2$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_y = 4200 \text{ kg/cm}^3$$

$$\rho_s = 0.00824$$

Espaciamiento entre helicoides

$$s = \frac{4as(D_c - d_b)}{(D_c^2)\rho_s}$$

$$D_c = 62$$

$$d_b = 0.95 \text{ cm}$$

$$as = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$\rho_s = 0.00824$$

$$s = 5.47 \text{ cm}$$

$$s = 5 \text{ cm}$$

El diseño final de la columna circular se mostrará en el capítulo de resultados (4.6.3)

### 3.8.6.4. Diseño de Placas.

Criterios de la Norma E.060

- Cuantías mínimas para el refuerzo horizontal ( $\rho_h$ ) y vertical ( $\rho_v$ ):

$$\rho_h \geq 0.0025 \quad \rho_v \geq 0.0025$$

- El espaciamiento del refuerzo horizontal y vertical por corte no debe ser mayor a tres veces el espesor de la placa ni mayor a 40 cm.
- Cuando el espesor de la placa sea mayor a 20 cm se distribuirá el fierro en 2 capas para el refuerzo vertical y horizontal por corte.
- El peralte efectivo ( $d$ ) en una placa es igual al 80% de su longitud.
- El cociente entre  $M_n/M_{ua}$  no deberá ser mayor a  $R$

Diseño por flexocompresión y corte de la placa que se encuentra en la intersección del eje 2 y el eje E del primer bloque

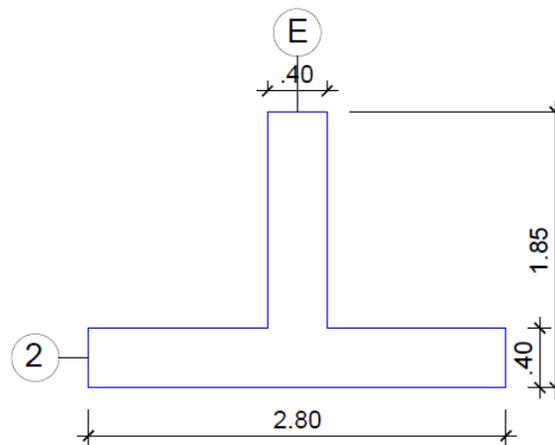


Figura 47. Placa 2E – Bloque 1.

#### Diseño por flexocompresión de la Placa 2E – Bloque 1.

Se propuso la distribución de un acero tentativo en el cual se hicieron uso de cuatro núcleos de borde, tres a los extremos y uno en el centro.

Figura 48. Distribución de acero de Placa 2E – Bloque 1.

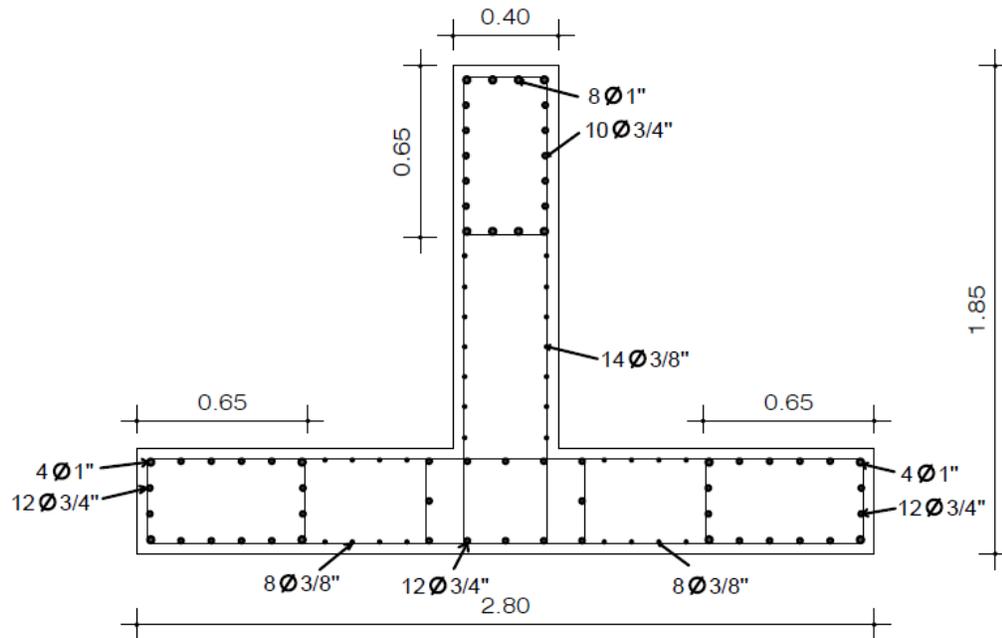


Tabla 35. Cargas axiales, cortantes y momentos en Placa 2E – Bloque 1.

Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	P17	MUERTA	Bottom	-384.23	2.10	-0.88	0.68	-6.76	5.41
Story1	P17	VIVA	Bottom	-91.37	0.68	-0.31	0.23	-2.57	1.83
Story1	P17	SISMO XX	Bottom	112.48	189.21	7.12	58.11	41.61	942.12
Story1	P17	SISMO YY	Bottom	302.11	14.85	82.49	6.33	451.79	81.17

Tabla 36. Combinaciones de carga para la Placa 2E – Bloque 1.

COMBOS	P	V2	V3	T	M2	M3
	ton	ton	ton	ton-m	ton-m	ton-m
1.4CM+1.7CV	693.25	4.10	-1.75	1.33	-13.83	10.68
1.25(CM+CV)+SISXX	706.98	192.69	5.64	59.24	29.95	951.17
1.25(CM+CV)-SISXX	482.02	-185.74	-8.60	-56.98	-53.27	-933.07
0.9CM+SISXX	458.29	191.11	6.33	58.72	35.53	946.99
0.9CM-SISXX	233.33	-187.32	-7.91	-57.50	-47.69	-937.25
1.25(CM+CV)+SISYY	896.61	18.32	81.01	7.46	440.13	90.22
1.25(CM+CV)-SISYY	292.39	-11.37	-83.98	-5.20	-463.45	-72.12
0.9CM+SISYY	647.92	16.74	81.70	6.94	445.71	86.04
0.9CM-SISYY	43.70	-12.95	-83.29	-5.72	-457.87	-76.30

## Diagrama de interacción

Tabla 37. Pn, M33, M22 para diagrama de interacción (PL 2E – Bloque 1)

P	M33				M22			
	0°		180°		90°		270°	
	phiPn	phiMn	phiPn	phiMn	phiPn	phiMn	phiPn	phiMn
1	2802.55	-1.78	2802.55	-1.78	2802.55	61.74	2802.55	61.74
2	2802.55	304.40	2802.55	-306.64	2527.11	452.46	2802.55	-188.77
3	2802.55	468.85	2802.55	-471.25	1851.80	661.91	2802.55	-308.89
4	2802.55	610.40	2802.55	-612.76	1189.60	786.07	2802.55	-421.90
5	2637.67	727.36	2636.76	-729.51	1024.41	808.73	2802.55	-527.06
6	2436.52	824.70	2434.96	-826.42	841.33	823.40	2802.55	-625.95
7	2177.99	908.82	2166.87	-911.75	633.44	831.22	2681.86	-724.17
8	1450.16	1007.95	1436.59	-1008.33	389.83	835.09	2530.67	-823.59
9	834.64	1052.16	831.72	-1051.82	212.83	863.62	2505.19	-910.63
10	610.91	1119.79	608.28	-1118.83	87.14	872.17	2479.71	-997.67
11	271.30	1100.27	269.06	-1098.70	-61.72	821.85	2454.22	-1084.71
12	-57.25	933.70	-56.85	-932.08	-245.01	668.05	2428.74	-1171.75
13	-314.97	711.19	-312.82	-710.62	-452.33	473.85	1484.81	-989.66
14	-589.08	424.32	-587.48	-422.68	-633.57	271.52	369.40	-658.54
15	-914.51	2.42	-914.51	2.42	-914.51	-84.15	-914.51	-84.15

Figura 49. Diagrama de interacción M 3-3 (PL 2E – Bloque1)

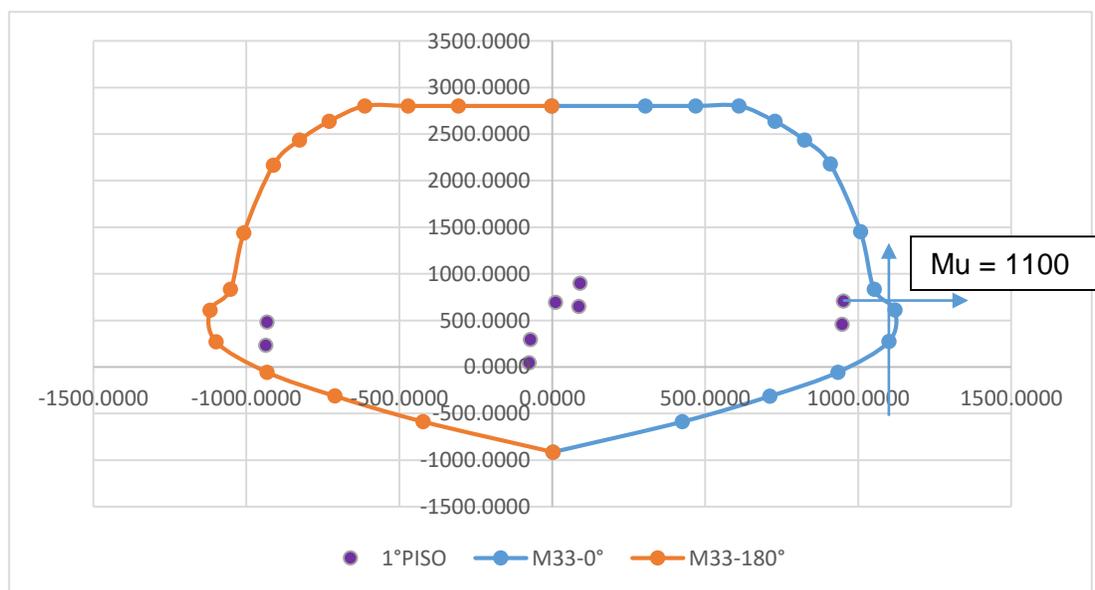
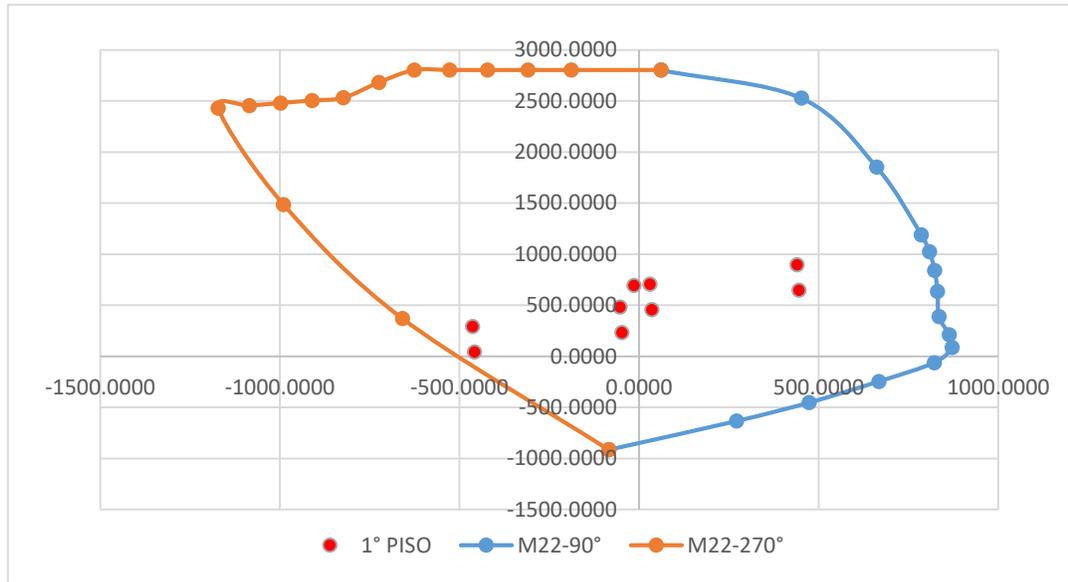


Figura 50. Diagrama de interacción M 2-2 (PL 2E – Bloque1)



Se puede observar que todos los puntos P y M; obtenidos del análisis sísmico; se encuentran dentro del diagrama; lo que significa que el refuerzo cumple con el diseño por flexocompresión.

### Diseño por corte

#### Datos

Longitud de muro (Lm)	=	2.8	m
Espesor de placa (em) (b)	=	0.4	m
Área en base de placa (Acw)	=	1.12	m <sup>2</sup>
Peralte efectivo (d)	=	2.24	m
Resistencia del concreto (f'c)	=	280	kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia del concreto (f'y)	=	4200	kg/cm <sup>2</sup>

#### Momento Nominal

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

$$M_u = 1100 \text{ Tn}$$

$$\phi = 0.7$$

$$M_n = 1571.43 \text{ Tn.m}$$

#### Cortante última de diseño

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

$$V_{ua} = 192.69 \text{ Tn}$$

$$M_{ua} = 951.17 \text{ Tn.m}$$

$$\phi = 0.85$$

$$V_u = 318.34 \text{ Tn}$$

$$V_u/\phi = 374.52 \text{ Tn}$$

Condición

$$\left( \frac{Mn}{Mua} \right) \leq R$$

$$\begin{aligned} Mn/Mu &= 1.65 \\ 1.65 &\leq 6 \\ R &= 6 \end{aligned}$$

### Cortante Máximo que aporta el concreto

$$V_{cmax} = Acw (\alpha_c \sqrt{f'c})$$

Condición para coeficiente  $\alpha_c$

$$V_c \text{ max} = 99.33 \text{ Tn}$$

- \* 0.8 para  $(hm/lm) \leq 1.5$
- \* 0.53 para  $(hm/lm) \geq 2.0$
- \* varía entre 0.8 y 0.53 para  $(hm/lm)$  entre 1.5 y 2.0

$$hm/lm = 10.36 \text{ m}$$

### Cortante que aporta el concreto

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} \times b \times d$$

$$V_c = 79.46 \text{ Tn}$$

$$\begin{aligned} \text{Condición : } V_c \text{ max} &\geq V_c \\ 99.33 &\geq 79.46 \text{ cumple} \end{aligned}$$

### Cortante máximo que aporta el acero

$$V_s \text{ max} = 2.1 \sqrt{f'c} \times bw \times d$$

$$V_s \text{ max} = 314.85 \text{ Tn}$$

### Cortante que aporta el acero

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

$$V_s = 295.06 \text{ Tn}$$

Condición

$$\begin{aligned} V_s \text{ max} &\geq V_s \\ 314.85 &\geq 295.06 \text{ cumple} \end{aligned}$$

### Acero mínimo para refuerzo horizontal y vertical

Condición

$$\text{donde : } Vu \leq 0.27 \sqrt{f'c} \times Acw$$

- a)  $\rho_h > 0.002$   
 b)  $\rho_v > 0.0015$

$$\begin{aligned} V_u &\leq 50.60 \text{ Tn} \\ 318.343 &\leq 50.60 \text{ Tn} \quad \text{No aplica} \end{aligned}$$

la cuantía mínima no aplica por lo tanto se usa las siguientes ecuaciones

### Refuerzo horizontal

#### Resistencia "Vs"

$$V_s = A_{cw} \times \rho_h \times f'_y$$

Despejamos

$$\rho_h = \frac{V_s}{A_{wc} \times f'_y}$$

$$\rho_h = 0.00627$$

Elección de barras para refuerzo horizontal

$$\begin{aligned} D_b (\varnothing) &= 1/2'' \\ \text{Área} &= 1.29 \text{ cm} \\ \text{N}^\circ \text{ de capas} &= 2 \end{aligned}$$

Acero requerido

$$A_s \text{ req.} = b \times 1 \text{ m} \times \rho_h$$

$$A_s \text{ req.} = 25.09 \text{ cm}^2$$

Determinar separación de estribos "S"

$$S = \frac{A_s \text{ colocado}}{A_s \text{ requerido}}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ col.} &= 2.58 \text{ cm}^2 \\ A_s \text{ req.} &= 25.09 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

$$S = 0.103 \text{ m} = 0.1 \text{ m}$$

#### Vn máximo

$$V_n \text{ max} = 2.6 \sqrt{f'_c} \times A_{cw}$$

$$V_n \text{ max} = 487.27 \text{ tn}$$

#### Vn real

$$V_n = V_s + V_c$$

$$V_n \text{ real} = 374.52 \text{ Tn}$$

Condición

$$\begin{aligned} V_n \text{ max} &\geq V_n \text{ real} \\ 487.27 &\geq 374.52 \quad \text{cumple} \end{aligned}$$

## Refuerzo Vertical

### Cuantía vertical

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

$$\rho_v = -0.0123 \geq 0.0025 \text{ no aplica}$$

$$\rightarrow \rho_v = 0.0025$$

Elección de barras

$$\begin{aligned} D_b (\varnothing) &= 3/8'' \\ \text{Área} &= 0.71 \text{ cm} \\ \text{N}^\circ \text{ de capas} &= 2 \end{aligned}$$

Acero requerido

$$\text{As req.} = b \times 1 \times \rho_h$$

$$\text{As req.} = 10.00 \text{ cm}^2$$

Separación de estribos "S"

$$S = \frac{\text{As colocado}}{\text{As requerido}}$$

$$\begin{aligned} \text{As col.} &= 1.42 \text{ cm}^2 \\ \text{As req.} &= 10.00 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

$$S = 0.142 \text{ m} = 0.125 \text{ m}$$

Espaciamientos de estribos de 3/8" en los núcleos de borde

$$\begin{aligned} * 10 \text{ veces el } \varnothing B. \text{ Longitudinal de} & \\ \text{menor diámetro} &= 19 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} * \text{ Menor dimensión de sección} & \\ \text{transversal del elemento de borde} &= 40 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} * 250 \text{ mm} &= 25 \text{ cm} \end{aligned}$$

Escoger menor

$$\begin{aligned} S &= 19 \text{ cm} \\ S &= 17.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

El diseño final de la Placa se mostrará en el capítulo de resultados (4.6.4)

Diseño por flexocompresión y corte de la placa que se encuentra en la intersección del eje 2 y el eje D del segundo bloque.

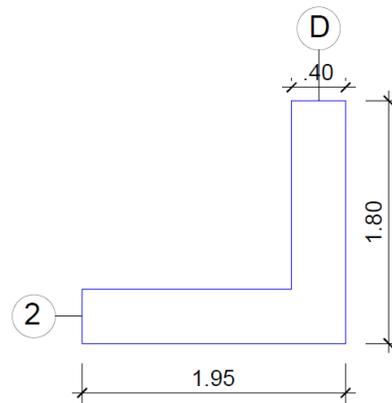


Figura 51. Placa 2D – Bloque 2

### Diseño por flexocompresión de la Placa 2D – Bloque 2.

Se propuso la distribución de un acero tentativo en el cual se hicieron uso de tres núcleos de borde, dos a los extremos y uno en el centro. Con esta distribución se procedió a elaborar el diagrama de interacción.

Figura 52. Distribución de acero de Placa 2D – Bloque 2.

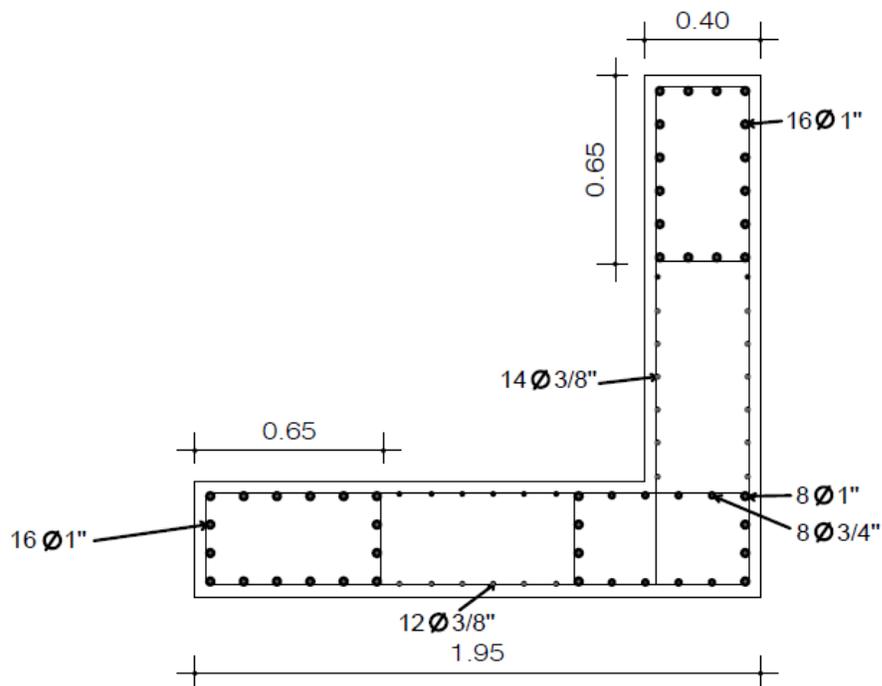


Tabla 38. Cargas axiales, cortantes y momentos en Placa 2D – Bloque 2.

Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	P12	MUERTA	Bottom	-228.24	2.78	-0.19	0.87	-4.06	2.75
Story1	P12	VIVA	Bottom	-48.84	1.31	0.01	0.44	-1.76	1.23
Story1	P12	ESTATICO XX	Bottom	-253.37	102.26	34.15	53.85	245.91	538.06
Story1	P12	ESTATICO YY	Bottom	264.70	23.42	70.89	40.31	389.59	201.93

Tabla 39. Combinaciones de carga para la Placa 2D – Bloque 2.

COMBOS	P	V2	V3	T	M2	M3
	ton	ton	ton	ton-m	ton-m	ton-m
1.4CM+1.7CV	402.56	6.12	-0.24	1.97	-8.68	5.93
1.25(CM+CV)+SISXX	92.97	107.37	33.93	55.48	238.63	543.03
1.25(CM+CV)-SISXX	599.72	-97.14	-34.37	-52.21	-253.18	-533.09
0.9CM+SISXX	-47.96	104.76	33.98	54.63	242.25	540.53
0.9CM-SISXX	458.78	-99.75	-34.32	-53.06	-249.56	-535.59
1.25(CM+CV)+SISYY	611.05	28.54	70.67	41.95	382.31	206.90
1.25(CM+CV)-SISYY	81.65	-18.31	-71.11	-38.68	-396.86	-196.96
0.9CM+SISYY	470.11	25.93	70.72	41.10	385.93	204.40
0.9CM-SISYY	-59.29	-20.92	-71.06	-39.53	-393.24	-199.46

### Diagrama de interacción

Tabla 40. Pn, M33, M22 para diagrama de interacción (PL 2D – Bloque 2)

P	M33				M22			
	0°		180°		90°		270°	
	phiPn	phiMn	phiPn	phiMn	phiPn	phiMn	phiPn	phiMn
1	2342.21	-53.35	2342.21	-53.35	2342.21	42.91	2342.21	42.91
2	2342.21	218.52	2177.66	-434.42	2162.55	386.90	2342.21	-198.37
3	2342.21	341.09	1709.11	-637.22	1691.84	562.16	2342.21	-307.83
4	2342.21	456.43	1292.01	-767.00	1213.66	684.95	2342.21	-408.40
5	2300.94	564.05	1127.05	-806.01	1036.12	720.41	2342.21	-504.29
6	2161.27	664.62	946.75	-836.08	856.87	746.53	2216.69	-594.68
7	2006.36	764.10	740.63	-860.32	652.62	767.61	2075.25	-684.90
8	1831.85	865.35	499.09	-880.43	412.43	786.43	1913.66	-776.87
9	1804.49	1004.30	325.57	-925.05	236.97	827.77	1905.29	-902.13
10	1801.63	1149.88	175.48	-944.22	109.17	842.96	1899.60	-1005.11
11	1748.55	1225.26	15.52	-899.55	-41.50	802.58	1893.91	-1108.08
12	1522.27	1186.04	-183.99	-741.59	-237.71	656.86	1610.89	-1057.04
13	844.48	985.49	-424.51	-528.58	-462.59	468.97	914.47	-872.98
14	46.00	647.73	-654.84	-284.92	-673.89	256.20	38.24	-558.35
15	-947.68	72.72	-947.68	72.72	-947.68	-58.48	-947.68	-58.48

Figura 53. Diagrama de interacción M 3-3 (PL 2D – Bloque 2)

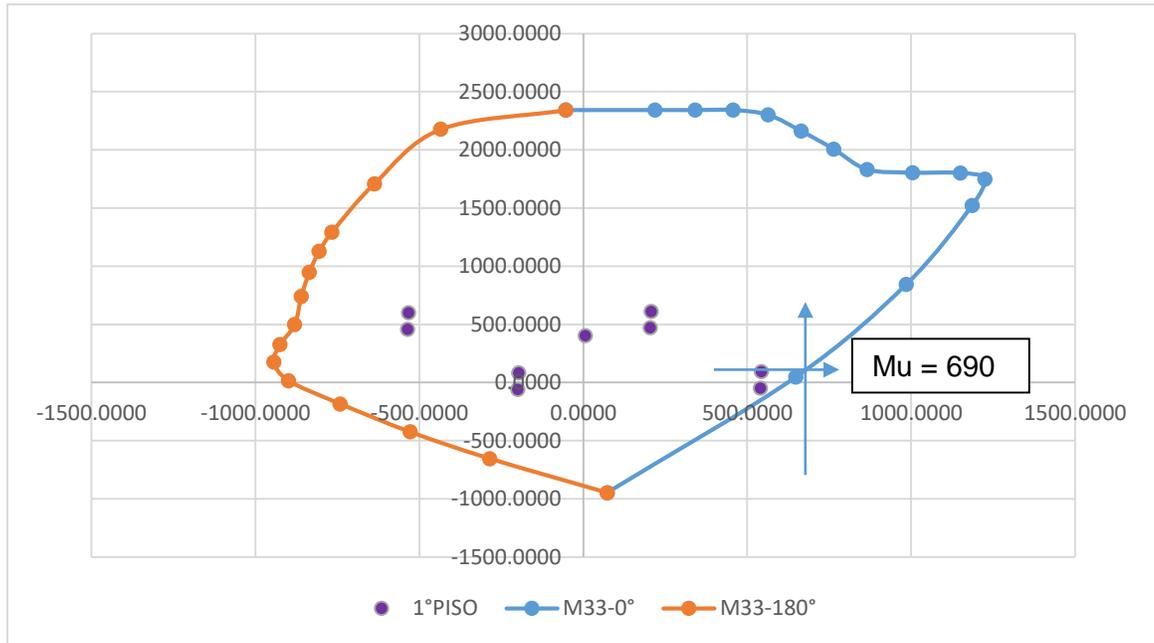
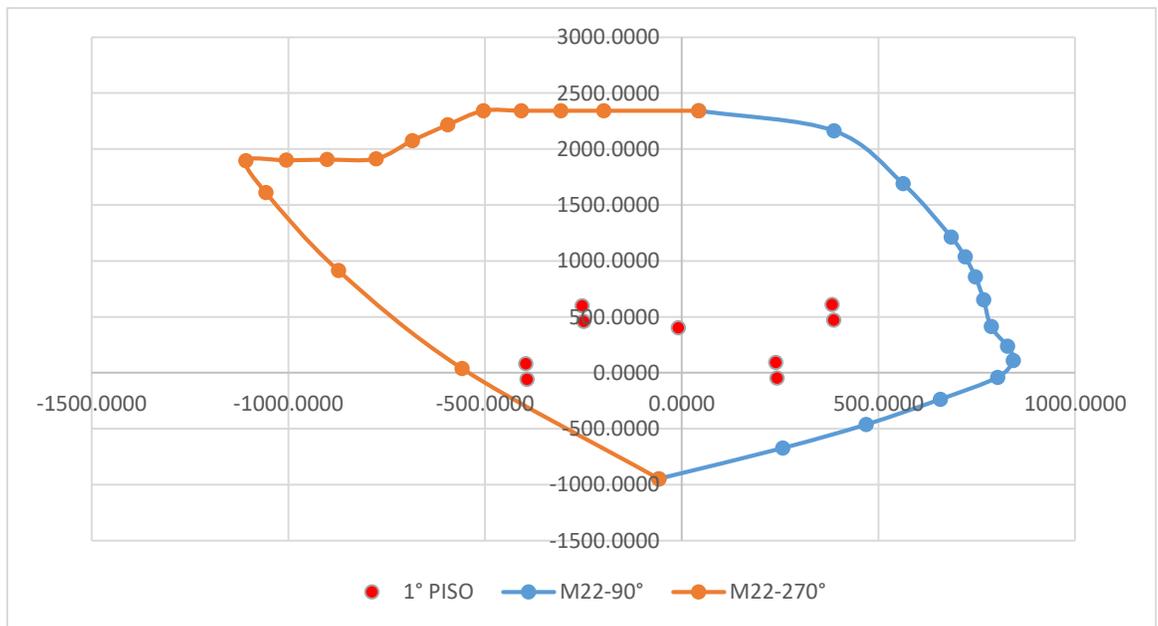


Figura 54. Diagrama de interacción M 2-2 (PL 2D – Bloque 2)



Se puede observar que todos los puntos P y M; obtenidos del análisis sísmico; se encuentran dentro del diagrama; lo que significa que el refuerzo cumple con el diseño por flexocompresión.

## Diseño por corte

### Datos

Longitud de muro (Lm)	=	1.95	m
Espesor de placa (em) (b)	=	0.4	m
Área en base de placa (Acw)	=	0.78	m <sup>2</sup>
Peralte efectivo (m)	=	1.56	m
Resistencia del concreto (f'c)	=	280	kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia del concreto (f'y)	=	4200	kg/cm <sup>2</sup>

### Momento Nominal

$$Mn = \frac{Mu}{\phi}$$

$$\begin{aligned} Mu &= 690 \text{ Tn} \\ \phi &= 0.7 \end{aligned}$$

$$Mn = 985.71 \text{ Tn.m}$$

### Cortante última de diseño

$$Vu \geq Vua \left( \frac{Mn}{Mua} \right)$$

$$\begin{aligned} Vua &= 107.37 \text{ Tn} \\ Mua &= 543.03 \text{ Tn.m} \\ \phi &= 0.85 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Vu &= 194.90 \text{ Tn} \\ Vu/\phi &= 229.30 \text{ Tn} \end{aligned}$$

### Condición

$$\left( \frac{Mn}{Mua} \right) \leq R$$

$$\begin{aligned} Mn/Mu &= 1.82 \\ 1.82 &\leq 6 \\ R &= 6 \end{aligned}$$

## Cortante Máximo que aporta el concreto

$$Vc_{max} = Acw (\alpha_c \sqrt{f'c})$$

$$Vc_{max} = 69.18 \text{ Tn}$$

### Condición para coeficiente $\alpha_c$

- \* 0.8 para  $(hm/lm) \leq 1.5$
- \* 0.53 para  $(hm/lm) \geq 2.0$
- \* varía entre 0.8 y 0.53 para  $(hm/lm)$  entre 1.5 y 2.0

$$hm/lm = 14.87 \text{ m}$$

### Cortante que aporta el concreto

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$V_c = 55.34 \text{ Tn}$$

$$\begin{array}{l} \text{Condición : } V_c \text{ max} \geq V_c \\ 69.18 \geq 55.34 \text{ cumple} \end{array}$$

### Cortante máximo que aporta el acero

$$V_s \text{ max} = 2.1 \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$V_s \text{ max} = 219.27 \text{ Tn}$$

Condición

$$\begin{array}{l} V_s \text{ max} \geq V_s \\ 219.27 \geq 173.96 \text{ cumple} \end{array}$$

### Cortante que aporta el acero

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

$$V_s = 173.96 \text{ Tn}$$

### Acero mínimo para refuerzo horizontal y vertical

Condición

$$\text{donde : } V_u \leq 0.27 \sqrt{f'_c} \times A_{cw}$$

- a)  $\rho_h > 0.002$
- b)  $\rho_v > 0.0015$

$$\begin{array}{l} V_u \leq 35.24 \text{ Tn} \\ 229.30 \leq 35.24 \text{ Tn} \quad \text{No aplica} \end{array}$$

La cuantía mínima no aplica por lo tanto se usa las siguientes ecuaciones

## Refuerzo horizontal

### Resistencia "Vs"

$$V_s = A_{cw} \times \rho_h \times f'_y$$

Despejamos

$$\rho_h = \frac{V_s}{A_{wc} \times f'_y}$$

$$\rho_h = 0.00531$$

Elección de barras para refuerzo horizontal

$$D_b (\varnothing) = 1/2''$$

$$\text{Área} = 1.29 \text{ cm}^2$$

$$N^\circ \text{ de capas} = 2$$

Acero requerido

$$A_s \text{ req.} = b \times 1m \times \rho_h$$

$$A_s \text{ req.} = 21.24 \text{ cm}^2$$

Determinar separación de estribos "S"

$$S = \frac{A_s \text{ colocado}}{A_s \text{ requerido}}$$

$$A_s \text{ col.} = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ req.} = 21.24 \text{ cm}^2/m$$

$$S = 0.12 \text{ m} = 0.1 \text{ m}$$

### Vn máximo

$$V_n \text{ max} = 2.6 \sqrt{f'_c} \times A_{cw}$$

$$V_n \text{ max} = 339.35 \text{ tn}$$

### Vn real

$$V_n = V_s + V_c$$

$$V_n \text{ real} = 229.30 \text{ Tn}$$

Condición

$$V_n \text{ max} \geq V_n \text{ real}$$

$$339.35 \geq 374.52 \text{ cumple}$$

## Refuerzo Vertical

### Cuantía vertical

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

$$\rho_v = -0.0123 \geq 0.0025 \text{ no aplica}$$

$$\rightarrow \rho_v = 0.0025$$

Elección de barras

$$\begin{aligned} D_b (\text{Ø}) &= 3/8'' \\ \text{Área} &= 0.71 \text{ cm} \\ \text{N}^\circ \text{ de capas} &= 2 \end{aligned}$$

Acero requerido

$$\text{As req.} = b \times 1 \times \rho_h$$

$$\text{As req.} = 10.00 \text{ cm}^2$$

Separación de estribos "S"

$$S = \frac{\text{As colocado}}{\text{As requerido}}$$

$$\begin{aligned} \text{As col.} &= 1.42 \text{ cm}^2 \\ \text{As req.} &= 10.00 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

$$S = 0.142 \text{ m} = 0.125 \text{ m}$$

Espaciamientos de estribos de 3/8" en los núcleos de borde

$$\begin{aligned} * 10 \text{ veces el } \text{Ø B. Longitudinal de} &= 19 \text{ cm} \\ \text{menor diámetro} & \\ * \text{Menor dimensión de sección} &= 40 \text{ cm} \\ \text{transversal del elemento de borde} & \\ * 250 \text{ mm} &= 25 \text{ cm} \end{aligned}$$

Escoger menor

$$\begin{aligned} S &= 19 \text{ cm} \\ S &= 17.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

El diseño final de la Placa se mostrará en el capítulo de resultados (4.6.4)

### 3.8.6.5. Diseño de escalera.

En la arquitectura se consideró dos escaleras principales que se encuentran apoyadas en muros estructurales y vigas. Estos elementos no aportan rigidez lateral a la edificación por lo que su diseño se realizó solo por solicitaciones últimas de cargas de gravedad sin incluir las acciones sísmicas.

- Dimensiones según arquitectura:

Tramo inclinado:

Paso (p): 0.30 m

Contrapaso (cp): 0.175 m

Garganta (t): 0.20 m

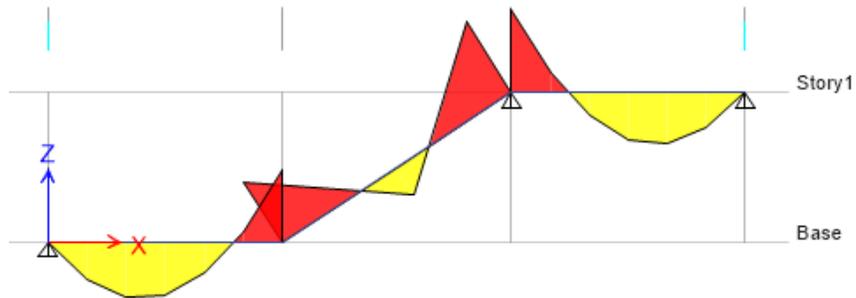
En el descanso se consideró una losa armada de 20cm.

- Metrado de cargas de la escalera 01:

Tramo inclinado  
 $CM = 0.1 \cdot 2.5 + 2.4 \cdot 0.04 \cdot 2.5 = 0.49 \text{ tn/m.}$   
 $CV = 0.4 \cdot 2.5 = 1 \text{ tn/m.}$

Descanso:  
 $CM = 0.1 \cdot 2.5 = 0.25 \text{ tn/m.}$   
 $CV = 0.4 \cdot 2.5 = 1 \text{ tn/m.}$

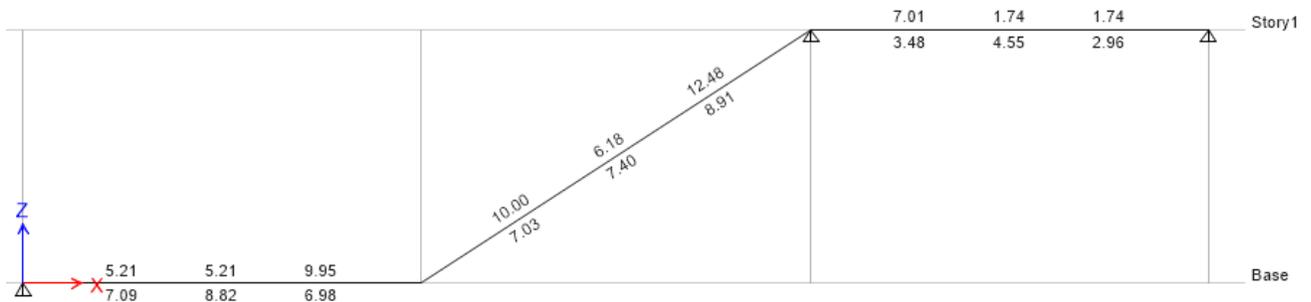
Figura 55. Diagrama de momentos flectores en el tramo de la escalera.



$$A_{s_{min}} = 0.0018 \cdot b \cdot t = 0.0018 \cdot 250 \cdot 20 = 9 \text{ cm}^2$$

- Refuerzo Longitudinal

Figura 56. Área de acero calculado del software Etabs para el tramo de escalera.



Para el tramo inclinado se colocará la cuantía mínima en tracción  
 $A_s=9\text{cm}^2$ .

Usando  $\Phi 3/8$ " se requieren 13 varillas.

$$S = \text{Long.} - (2r+db) / N-1 = 20.1 \text{ cm}$$

Acero en compresión  $A_s=12.48\text{cm}^2$

Usando  $\Phi 1/2$ " se requieren 10 varillas.

$$S = \text{Long.} - (2r+db) / N-1 = 26.7 \text{ cm}$$

- Refuerzo transversal:

Se colocará la cuantía mínima  $A_s=9\text{cm}^2$

Usando  $\Phi 3/8$ " se requieren 13 varillas.

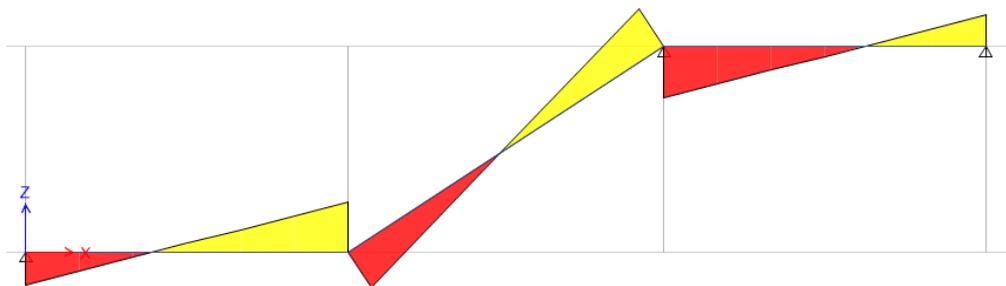
$$S = \text{Long.} - (2r+db) / N-1 = 20.1 \text{ cm}$$

- Verificación por corte:

Se debe cumplir  $V_u \leq \phi V_c$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{280} * 250 * 17 = 32 \text{ tn}$$

Figura 57. Cortantes actuantes para el tramo de escalera.



El diseño cumple con las condiciones de flexión y corte.  
El diseño final se plasmará en el ítem de resultados (4.6).

### 3.8.6.6. Diseño de Cimentación.

La cimentación que se consideró fue una platea armada de cimentación, tal como recomienda el laboratorio de suelos, así como también, por los grandes esfuerzos que serán generados de las placas al terreno.

Para el análisis se exportarán las cargas de los modelos estructurales finales del software Etabs y se procederá al modelamiento en Safe. El estrato que soportará la platea ejerce una presión máxima admisible de  $3.52 \text{ kg/cm}^2$  y el módulo de subrasante  $2.8 \text{ kg/cm}^3$ , esta presión no debe ser menor que las actuantes generadas por las acciones de servicio.

La norma peruana indica que el  $q_{adm}$  puede incrementarse un 30% para los casos que incluyan la acción sísmica en el análisis, por lo que las verificaciones de esfuerzos actuantes no deberán ser mayores a  $4.58 \text{ kg/cm}^2$ .

La verificación de presiones se realizó con las siguientes combinaciones

CM+CV

$CM + CV \pm 0.8CS_x$

$CM + CV \pm 0.8CS_y$

### Diseño de cimentación Bloque 1.

Figura 58. Modelo estructural de la platea de cimentación – Bloque 1.

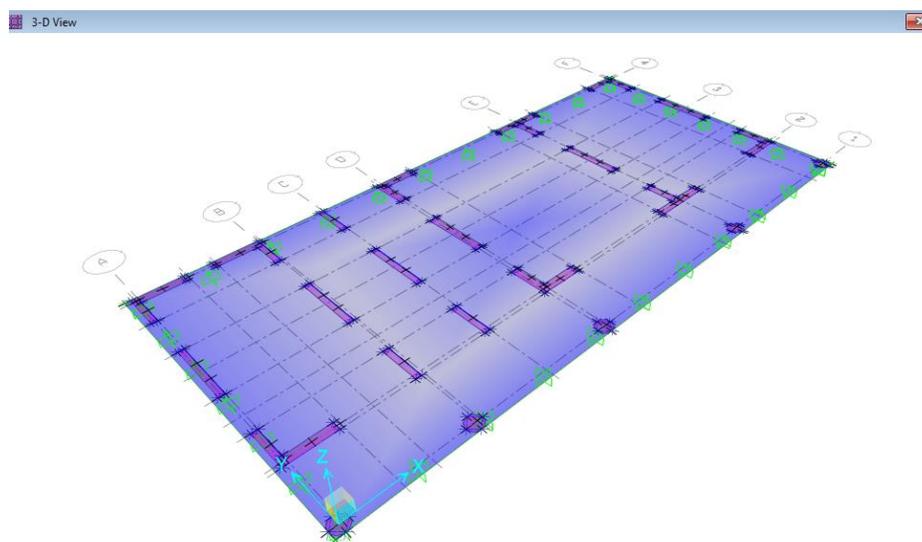


Figura 59. Presiones del suelo sometido a cargas de servicio – Bloque 1.

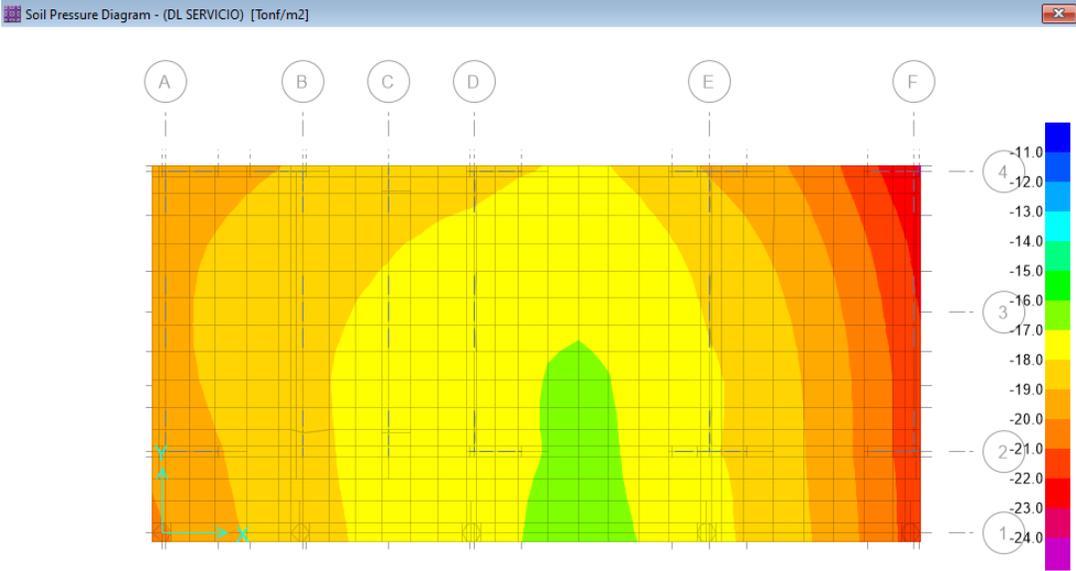


Figura 60. Presiones del suelo sometido a cargas de sismo antihorario – Bloque 1.

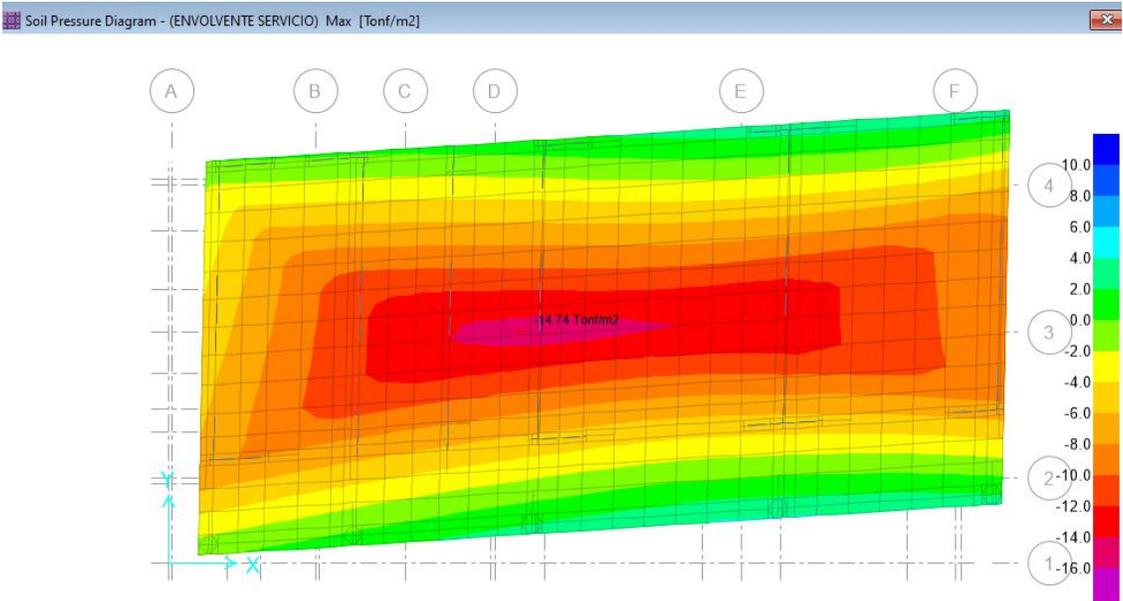
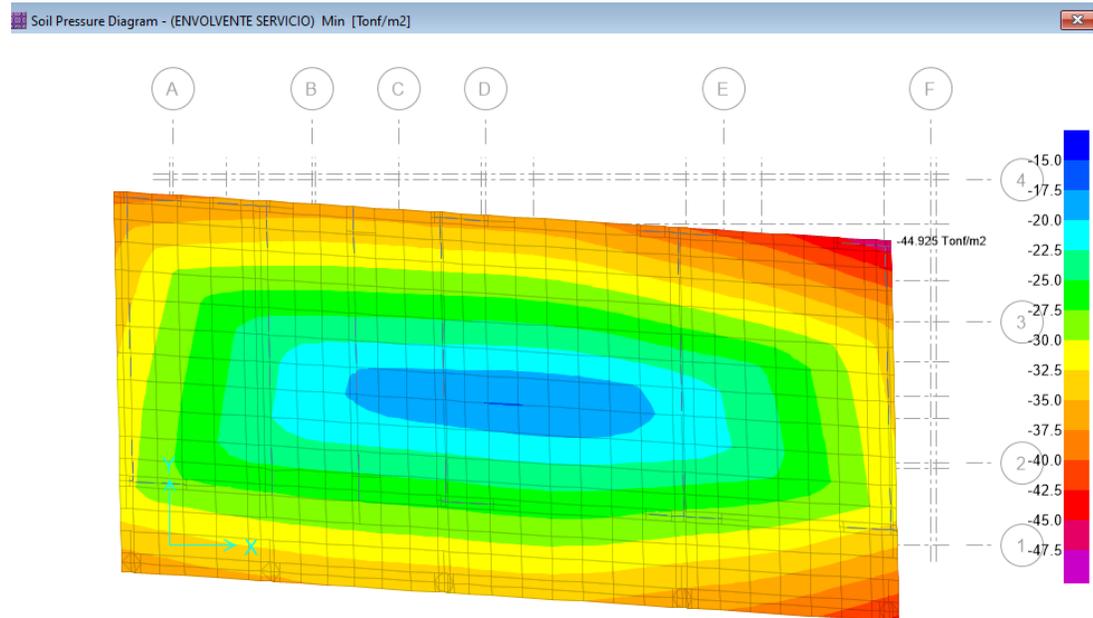


Figura 61. Presiones del suelo sometido a cargas de sismo horario – Bloque 1.



1era verificación solo con cargas de servicio:

Presión actuante < Presión admisible  
 $2.28 \text{ kg/cm}^2 < 3.58 \text{ kg/cm}^2$  (CUMPLE)

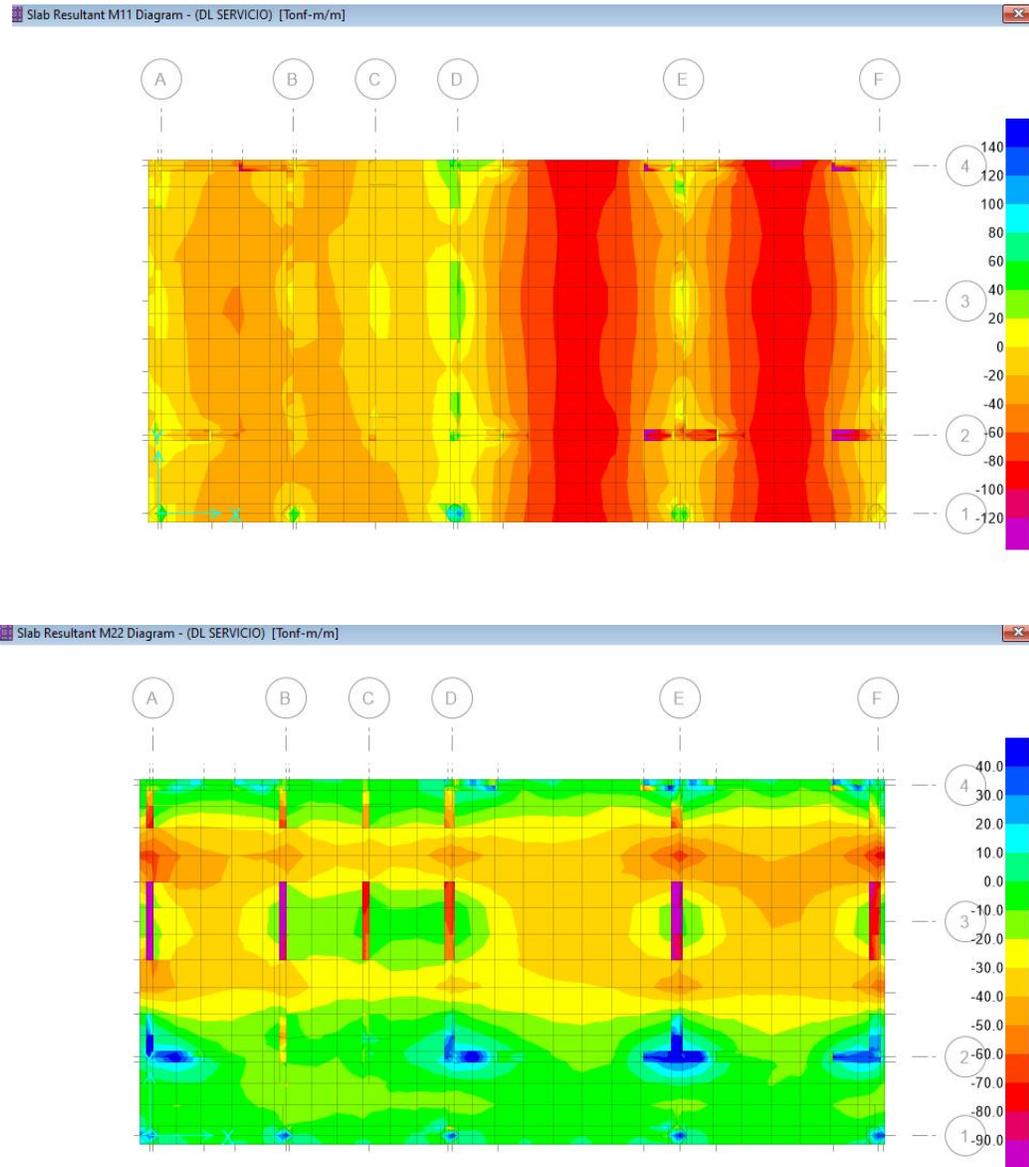
2da verificación con sismo anti horario:

Presión actuante < Presión admisible  
 $1.49 \text{ kg/cm}^2 < 4.58 \text{ kg/cm}^2$  (CUMPLE)

3era verificación con sismo horario:

Presión actuante < Presión admisible  
 $4.54 \text{ kg/cm}^2 < 4.58 \text{ kg/cm}^2$  (CUMPLE)

Figura 62. Distribución de momentos flectores en dirección X-X y Y-Y por cargas últimas. (Bloque 1)



Dado que la platea de cimentación es una losa de concreto armado, su diseño es por flexión y cortante, por lo que se ejecutó en el software Safe el diseño por elementos finitos.

Figura 63. Diseño de platea de cimentación por elementos finitos – Refuerzo Y-Y (Inferior  $\varnothing$  5/8" @.20)

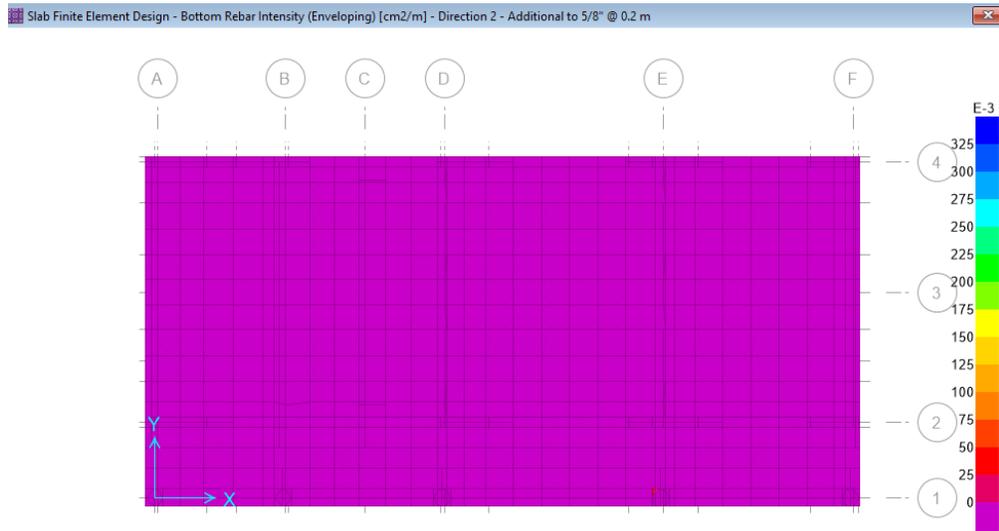


Figura 64. Diseño de platea de cimentación por elementos finitos – Refuerzo Y-Y (Superior  $\varnothing$  5/8" @.20 + adicionales)

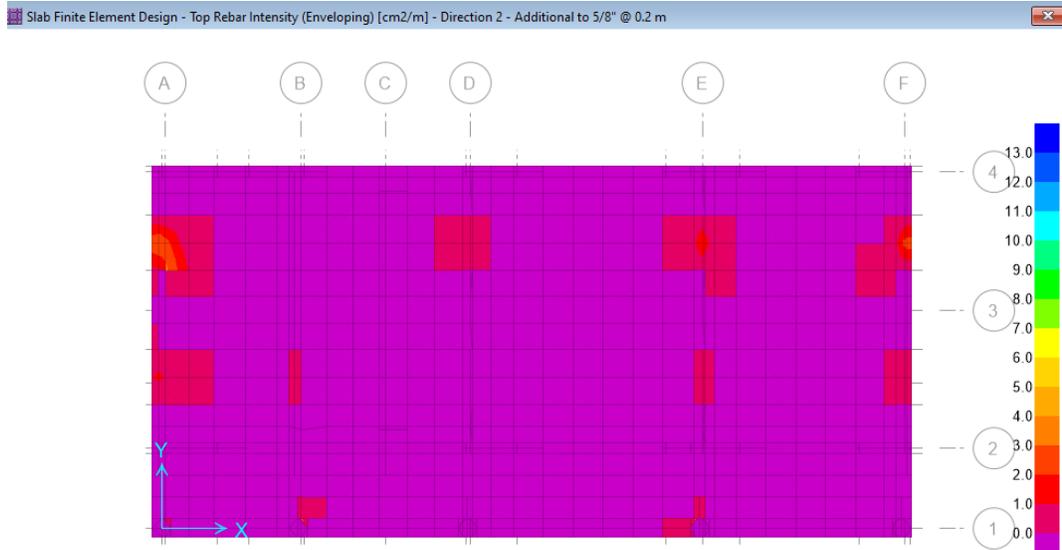
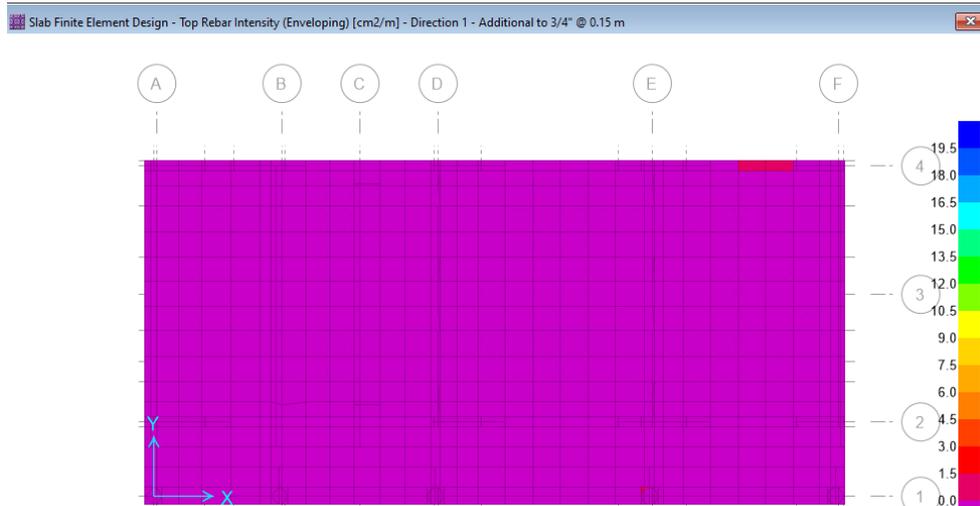


Figura 65. Diseño de platea de cimentación por elementos finitos –  
 Refuerzo X-X (Inferior  $\varnothing 5/8'' @.20$  + adicionales)



Figura 66. Diseño de platea de cimentación por elementos finitos –  
 Refuerzo X-X (Superior  $\varnothing 3/4'' @.20$ )



## Diseño de cimentación Bloque 2.

Figura 67. Modelo estructural de la platea de cimentación – Bloque 2.

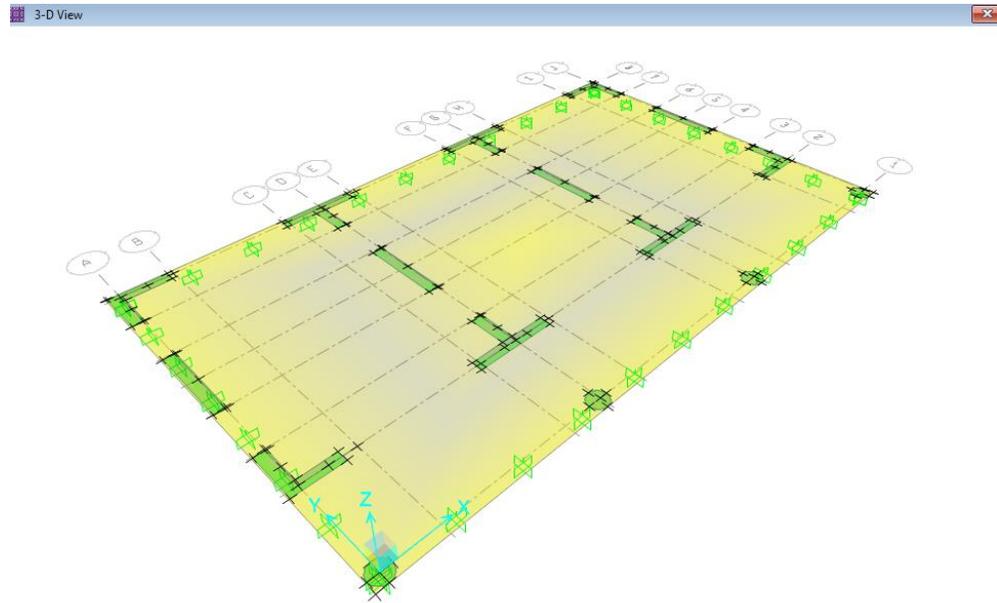


Figura 68. Presiones del suelo sometido a cargas de servicio – Bloque 2.

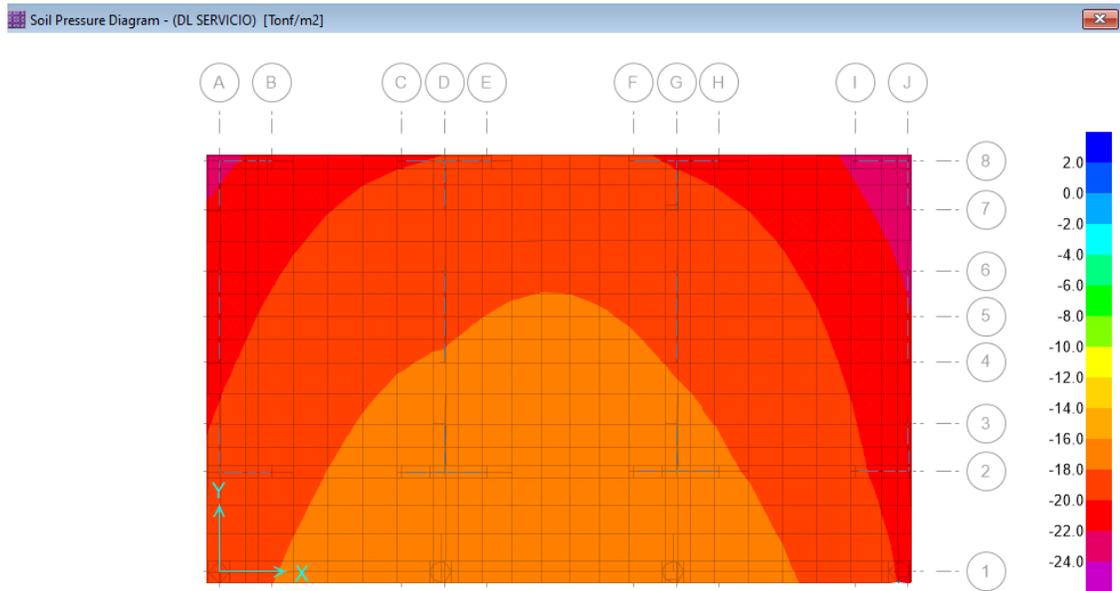


Figura 69. Presiones del suelo sometido a cargas de sismo antihorario – Bloque 2.

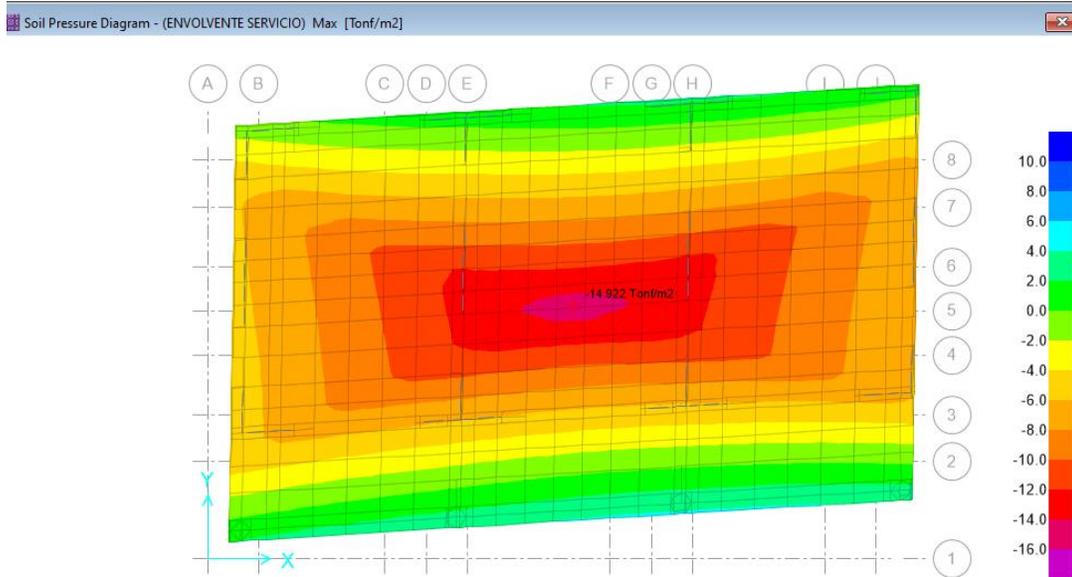
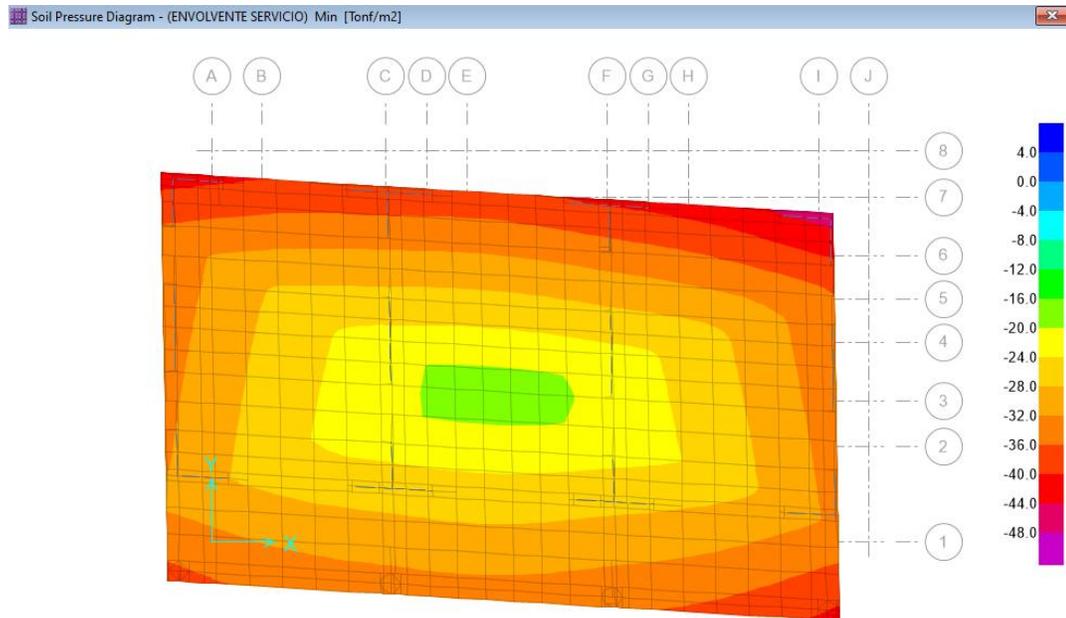


Figura 70. Presiones del suelo sometido a cargas de sismo horario – Bloque 2.



1era verificación solo con cargas de servicio:

Presión actuante < Presión admisible  
 $2.35 \text{ kg/cm}^2 < 3.58 \text{ kg/cm}^2$  (CUMPLE)

2da verificación con sismo anti horario:

Presión actuante < Presión admisible  
 $1.48 \text{ kg/cm}^2 < 4.58 \text{ kg/cm}^2$  (CUMPLE)

3era verificación con sismo horario:

Presión actuante < Presión admisible  
 $4.51 \text{ kg/cm}^2 < 4.58 \text{ kg/cm}^2$  (CUMPLE)

Figura 71. Distribución de momentos flectores en dirección X-X y Y-Y por cargas últimas.  
(Bloque 2)

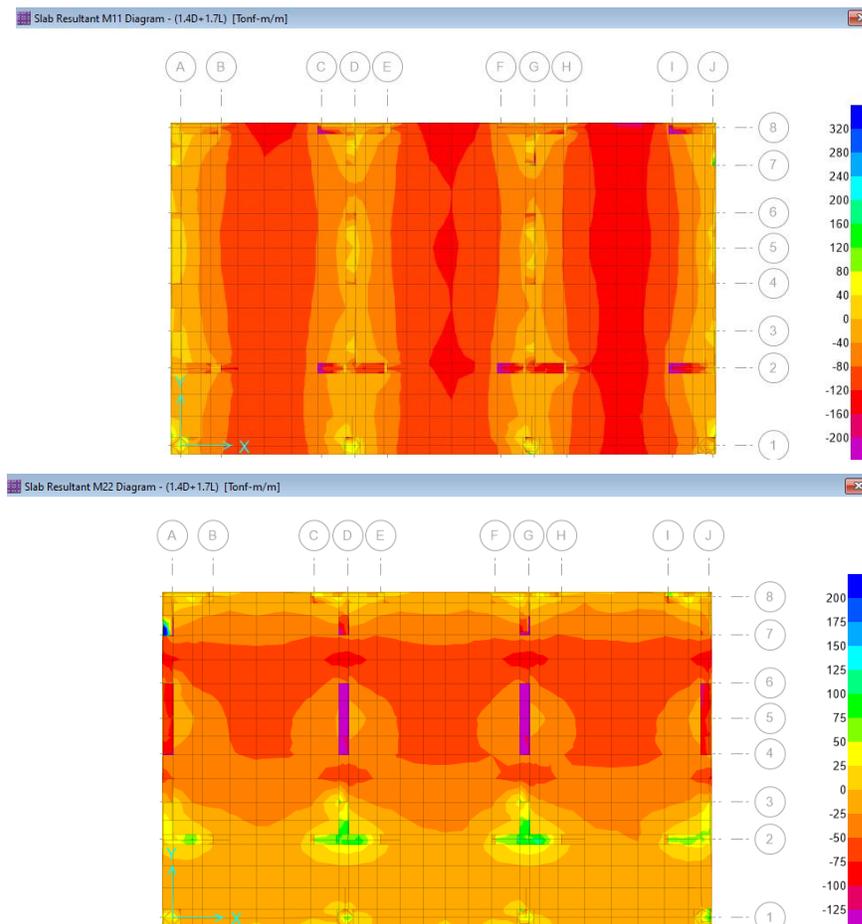


Figura 72. Diseño de platea de cimentación por elementos finitos –  
 Refuerzo X-X (superior  $\varnothing 3/4'' @ .15$ )

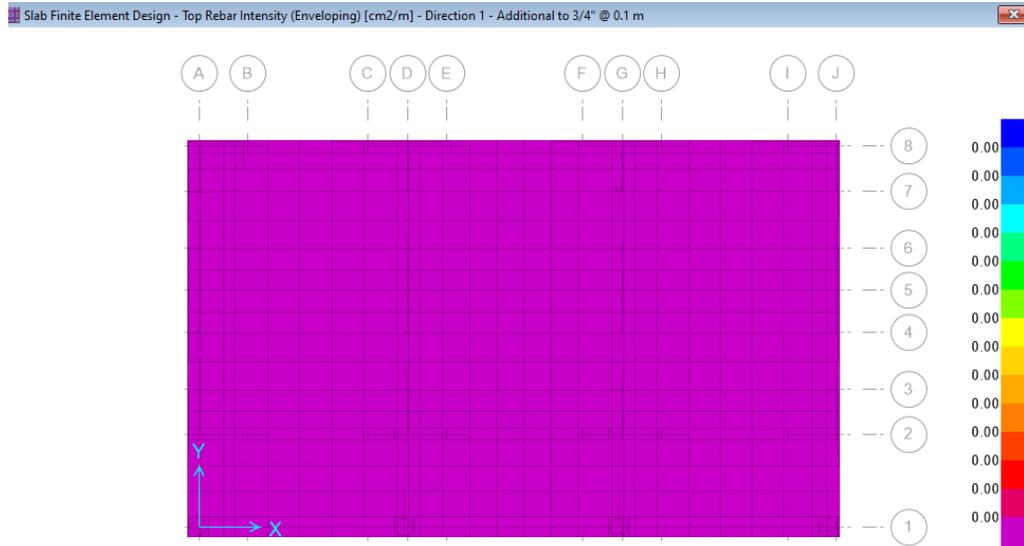


Figura 73. Diseño de platea de cimentación por elementos finitos –  
 Refuerzo X-X (Inferior  $\varnothing 5/8'' @ .20$  + adicionales)

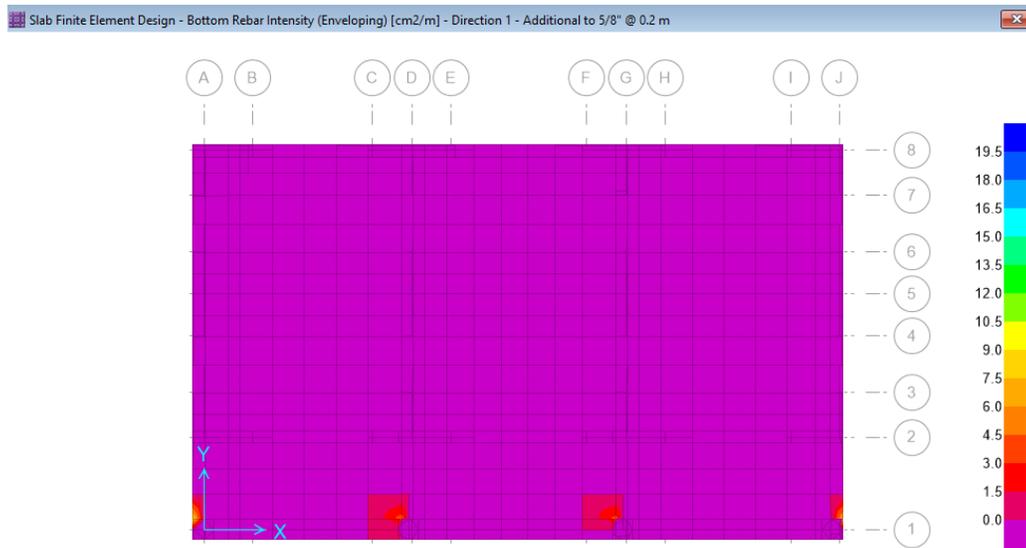
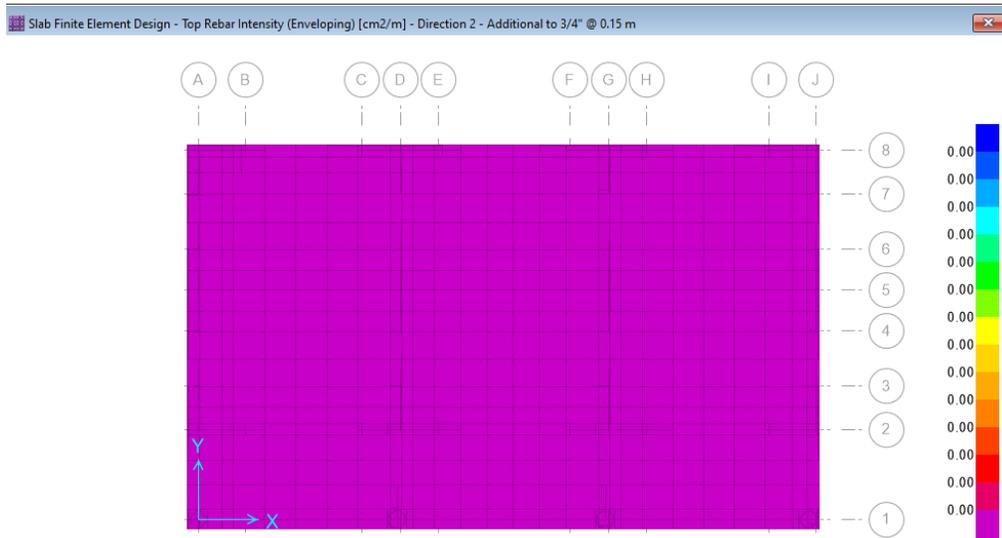


Figura 74. Diseño de platea de cimentación por elementos finitos – Refuerzo Y-Y (Inferior  $\text{Ø } 5/8'' @.20 + \text{adicionales}$ )



Figura 75. Diseño de platea de cimentación por elementos finitos – Refuerzo Y-Y (Superior  $\text{Ø } 3/4'' @.15$ )



El diseño final de la cimentación se plasmará en el capítulo de resultados (4.6.6).

## IV. RESULTADOS

### 4.1. Estudio de Mecánica de Suelos

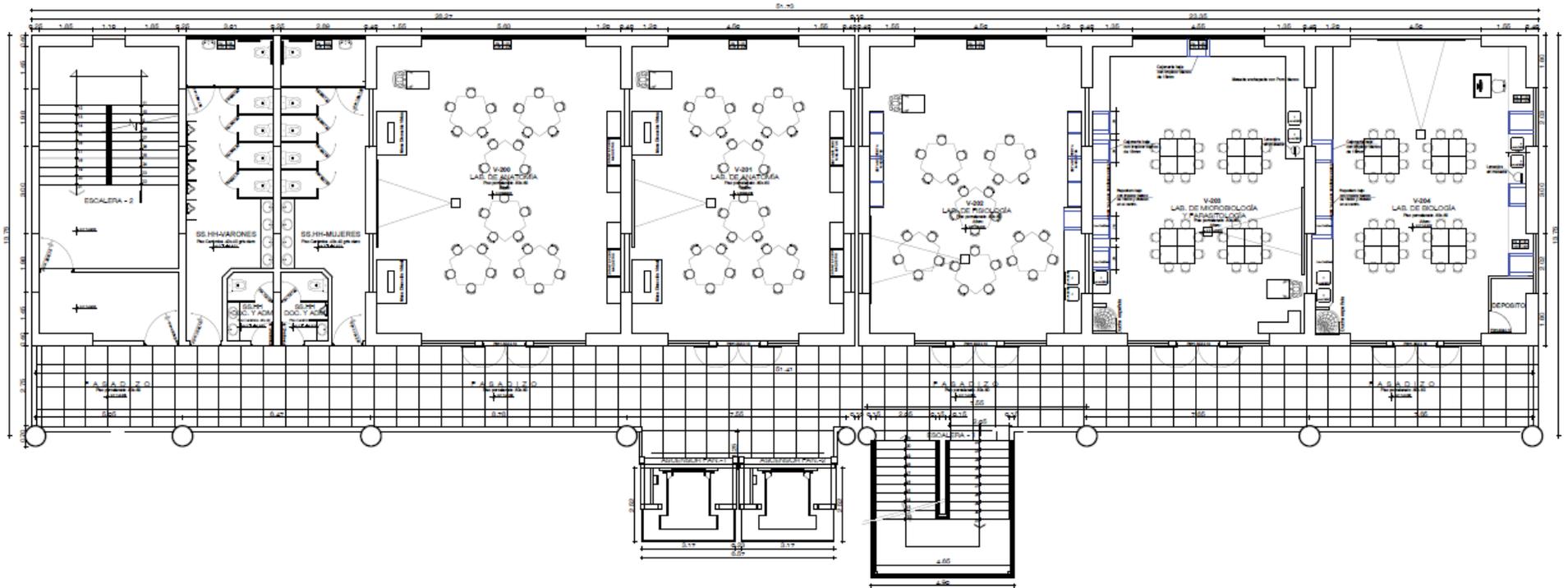
A través de una ficha técnica de datos se extrajo la información necesaria para el desarrollo de este proyecto.

Tabla 41. Ficha Técnica de datos de EMS.

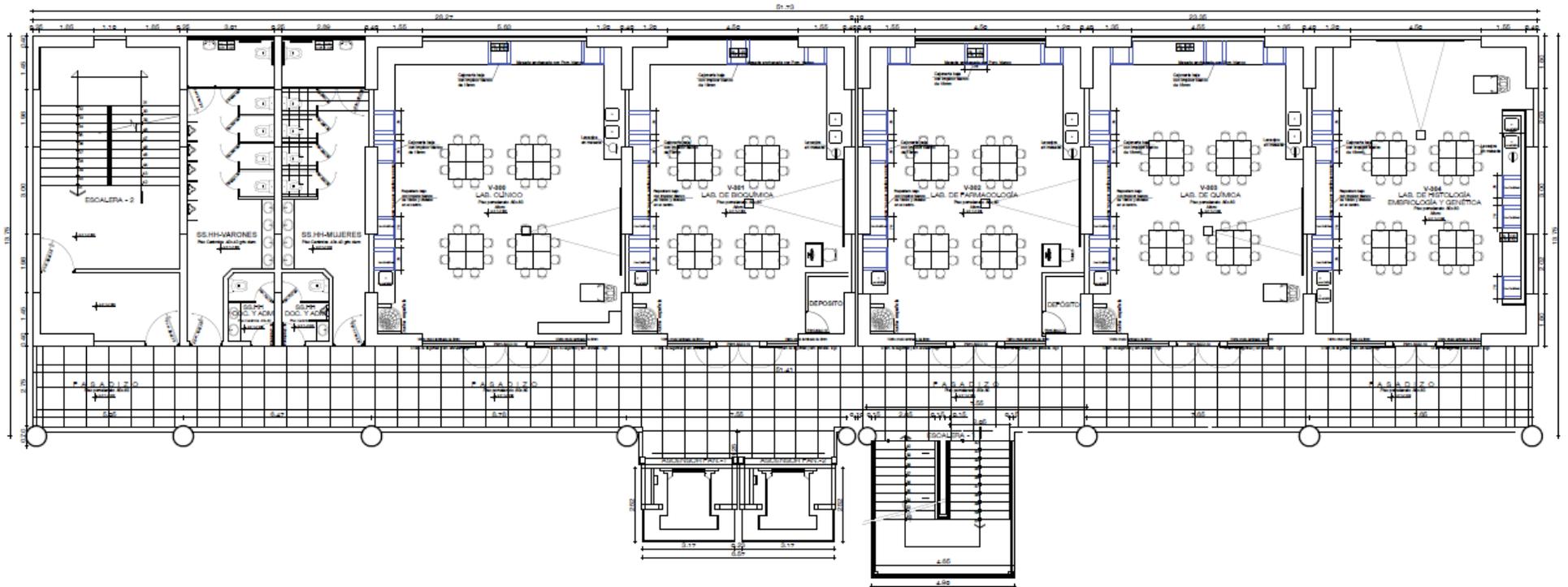
INFORMACION GENERAL	
TIPO DE DOCUMENTO	ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS
PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR "LA FONTANA"
SOLICITANTE:	AGUITEL SAC
LABORATORIO:	HUERTAS INGENIEROS S.A.C.
UBICACIÓN:	URB. SAN ANDRÉS II ETAPA - VICTOR LARCO HERRERA - TRUJILLO.
FECHA:	OCTUBRE DEL 2018
NAF:	4.40m
DATOS PARA INVESTIGACION:	
TIPO DE SUELO:	Arena uniforme (SP)
CAPACIDAD PORTANTE ( $q_{adm}$ ):	3.52 kg/cm <sup>2</sup>
COEFICIENTE DE BALASTO ( $K_s$ ):	2.8 kg/cm <sup>3</sup>
GEOMETRIA DE LA CIMENTACION:	Superficial (Platea de cimentacion)



# Planta 2do nivel.



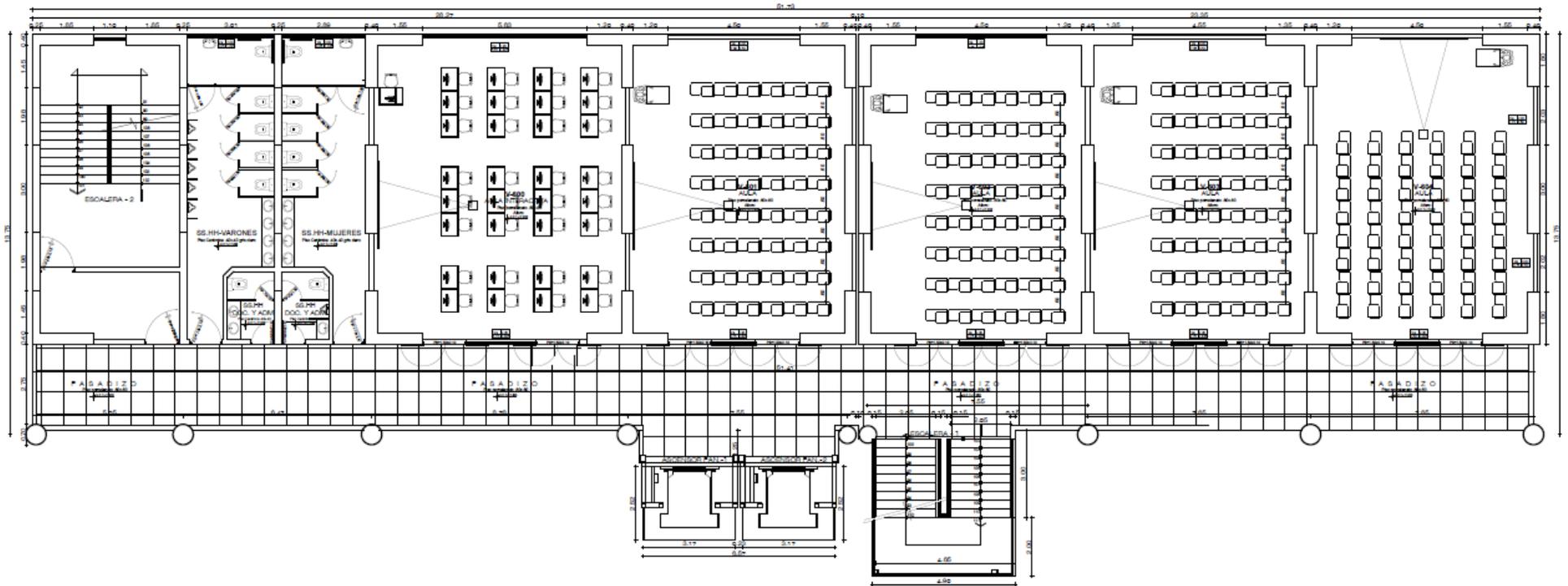
# Planta 3er nivel.



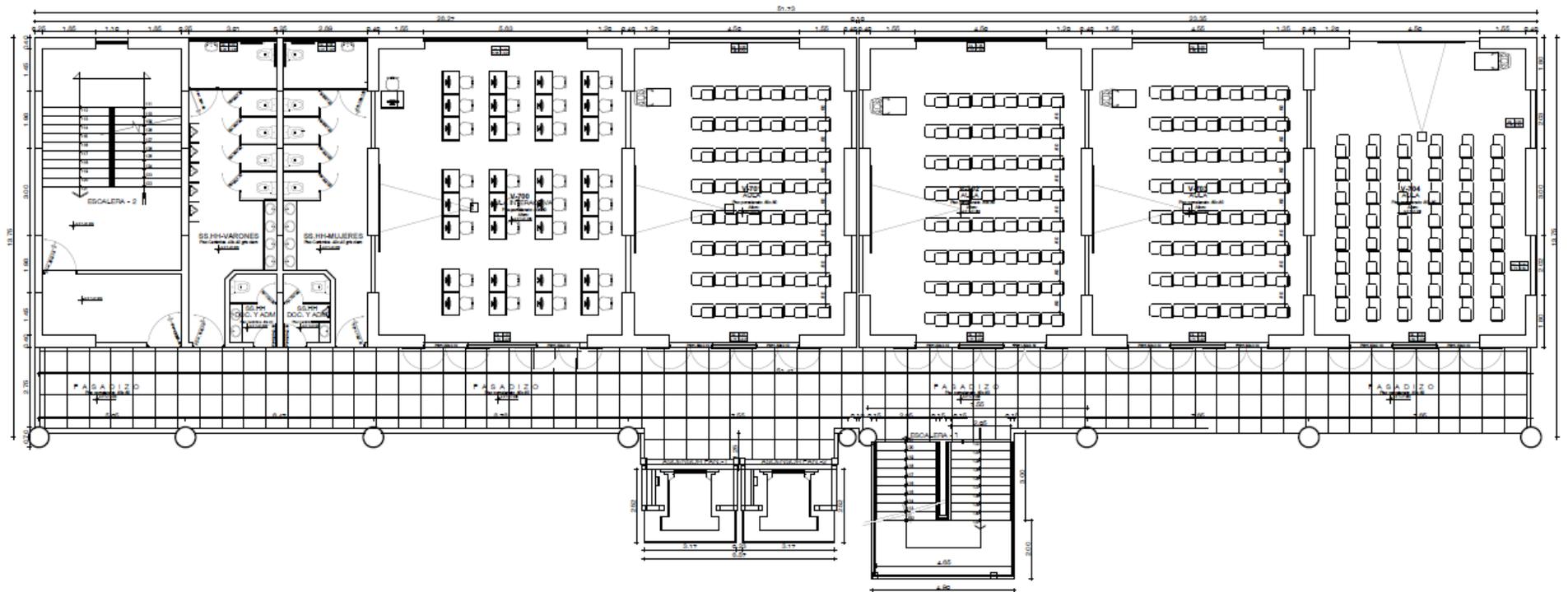




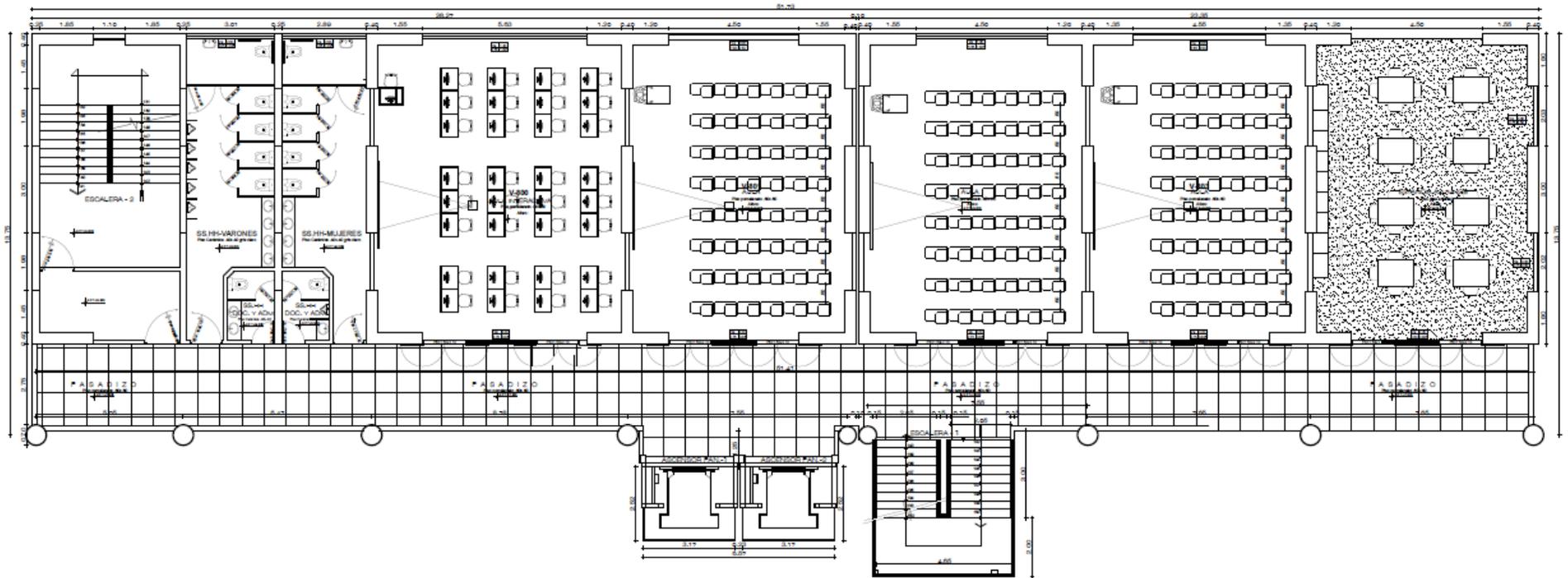
# Planta 6to nivel.



# Planta 7mo nivel.



# Planta 8vo nivel.



### 4.3. Predimensionamiento.

#### 4.3.1. Predimensionamiento de losa maciza.

Tabla 42. Espesor de losa maciza en Bloque 1 y 2.

Losa maciza	
Bloque 1	Bloque 2
Espesor de losa (h <sub>L</sub> )	Espesor de losa (h <sub>L</sub> )
0.25 m	0.2 m

#### 4.3.2. Predimensionamiento de vigas.

Tabla 43. Peralte y base de vigas del Bloque 1 y 2.

Vigas			
Bloque 1		Bloque 2	
V-1		V-1	
Peralte (h <sub>v</sub> )	0.80 m	Peralte (h <sub>v</sub> )	0.70 m
base (b)	0.40 m	base (b)	0.35 m
V-2		V-2	
Peralte (h <sub>v</sub> )	0.50 m	Peralte (h <sub>v</sub> )	0.50 m
base (b)	0.25 m	base (b)	0.25 m

#### 4.3.3. Predimensionamiento de columnas.

Tabla 44. Secciones de columnas del Bloque 1.

Columnas	Medidas (m)		
	a	b	Diámetro
C1	0.25	0.25	
C2	0.35	0.35	
C3	0.3	0.3	
C4	0.4	0.4	
C5	0.45	0.45	
C6	0.3	0.3	
C7	0.35	0.35	
C8	0.5	0.5	
C9	0.55	0.55	

C10	0.55	0.55	
C11	0.45	0.45	
C12	0.35	0.35	
C13	0.35	0.35	
C14	0.3	0.3	
C15	0.45	0.45	
C16	0.5	0.5	
C17	0.4	0.4	
C18			0.25
C19			0.35
C20			0.4
C21			0.4
C22			0.3

Tabla 45. Secciones de columnas del Bloque 2.

Columnas	Medidas (m)		
	a	b	Diámetro
C1	0.3	0.3	
C2	0.45	0.45	
C3	0.45	0.45	
C4	0.55	0.55	
C5	0.4	0.4	
C6	0.5	0.5	
C7			0.3
C8			0.4

#### 4.3.4. Predimensionamiento de placas.

Tabla 46. Longitud de placa del Bloque 1 y 2.

Placas - Bloque 1			
Datos sísmicos		Peso del Bloque 1 : P1	3750.05 Tn
Z	0.45		
U	1.5	Cortante basal : Vxy	1160.17 Tn
C	2.5		
S	1.1	Longitud de placa para t = 40 cm : Lxy	38.48 m
R	6		

Placas - Bloque 2				
Datos sísmicos		Peso del Bloque 2 : P1	:	3114.67 Tn
Z	0.45			
U	1.5	Cortante basal : Vxy	:	963.60 Tn
C	2.5			
S	1.1	Longitud de placa para t = 40 cm : Lxy	:	31.96 m
R	6			

#### 4.4. Metrado de Cargas.

Tabla 47. Cargas muertas y vivas del Bloque 1 y 2.

Piso	Bloque 1		Bloque 2	
	Peso Muerto (Tn)	Peso Vivo (Tn)	Peso Muerto (Tn)	Peso Vivo (Tn)
Piso 1-8	3156.71	763.10	2597.22	659.33
Techo	203.04	35.01	180.03	31.04
Carga Total	3359.75	798.11	2777.25	690.37

Tabla 48. Pesos sísmicos del Bloque 1 y 2.

Peso sísmico del Bloque 1		
Porcentaje (%)	Carga (Tn)	
100%	Peso muerto	3359.75Tn
50%	Carga viva de piso 1-8	381.55 Tn
25%	Carga viva de techo	8.75 Tn
Peso sísmico		3750.05 Tn
Peso sísmico del Bloque 2		
Porcentaje (%)	Carga (Tn)	
100%	Peso muerto	2777.25 Tn
50%	Carga viva de piso 1-8	329.67 Tn
25%	Carga viva de techo	7.76 Tn
Peso sísmico		3114.67 Tn

#### 4.5. Análisis sísmico.

##### 4.5.1. Factores de irregularidades.

Tabla 49. Verificación de Irregularidades en altura y planta.

<b>la: Irregularidades en Altura</b>		
	<b>X-X</b>	<b>Y-Y</b>
Irregularidad de Rigidez - Piso Blando	1.00	1.00
Irregularidad de Resistencia - Piso Débil	1.00	1.00
Irregularidad Extrema por Rigidez	1.00	1.00
Irregularidad Extrema por Resistencia	1.00	1.00
Irregularidad de Masa o Peso	1.00	1.00
Irregularidad por Geometría Vertical	1.00	1.00
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	1.00	1.00
Discontinuidad Extrema en los Sistemas Resistentes	1.00	1.00
<b>la =</b>	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>
<b>Ip: Irregularidades en Planta</b>		
	<b>X-X</b>	<b>Y-Y</b>
Irregularidad Torsional	1.00	1.00
Irregularidad Torsional Extrema	1.00	1.00
Esquinas Entrantes	1.00	1.00
Discontinuidad de Diafragma	1.00	1.00
Sistemas No Paralelos	1.00	1.00
<b>Ip =</b>	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>
<b>Factor de reducción por ductilidad =&gt; <math>R_{x-y} = R_o \times I_a \times I_p</math></b>	<b>6.00</b>	<b>6.00</b>

#### 4.5.2. Derivas máximas de entrepiso.

Tabla 50. Derivas de entrepiso del Bloque 1.

STORY DRIFTS (SxMax y SyMax)									
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	X	Y
					m	m	m	DERIVA por 0.75R	DERIVA por 0.75R
Story8	DIN XX Max	X	0.000729	75	20.48	0	29	0.00328	
Story8	DIN YY Max	Y	0.00077	23	28.33	3.025	29		0.00347
Story7	DIN XX Max	X	0.000938	75	20.48	0	25.5	0.00422	
Story7	DIN YY Max	Y	0.00095	15	28.33	13.525	25.5		0.00428
Story6	DIN XX Max	X	0.001161	75	20.48	0	22	0.00522	
Story6	DIN YY Max	Y	0.001147	23	28.33	3.025	22		0.00516
Story5	DIN XX Max	X	0.001351	75	20.48	0	18.5	0.00608	
Story5	DIN YY Max	Y	0.001312	15	28.33	13.525	18.5		0.00590
Story4	DIN XX Max	X	0.001476	75	20.48	0	15	0.00664	
Story4	DIN YY Max	Y	0.001409	23	28.33	3.025	15		0.00634
Story3	DIN XX Max	X	0.001493	75	20.48	0	11.5	0.00672	
Story3	DIN YY Max	Y	0.001395	15	28.33	13.525	11.5		0.00628
Story2	DIN XX Max	X	0.001342	75	20.48	0	8	0.00604	
Story2	DIN YY Max	Y	0.001211	23	28.33	3.025	8		0.00545
Story1	DIN XX Max	X	0.000679	75	20.48	0	4.5	0.00306	
Story1	DIN YY Max	Y	0.00058	15	28.33	13.525	4.5		0.00261

Tabla 51. Derivas de entrepiso del Bloque 2.

STORY DRIFTS (SxMax y SyMax)									
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	X	Y
					m	m	m	DERIVA por 0.75R	DERIVA por 0.75R
Story8	DIN XX Max	X	0.000624	177	22.73	0	29	0.00281	
Story8	DIN YY Max	Y	0.000669	177	22.73	0	29		0.00301
Story7	DIN XX Max	X	0.00083	177	22.73	0	25.5	0.00374	
Story7	DIN YY Max	Y	0.000827	169	22.73	4.9	25.5		0.00372
Story6	DIN XX Max	X	0.00106	177	22.73	0	22	0.00477	
Story6	DIN YY Max	Y	0.000999	169	22.73	4.9	22		0.00450
Story5	DIN XX Max	X	0.001264	177	22.73	0	18.5	0.00569	
Story5	DIN YY Max	Y	0.001145	169	22.73	4.9	18.5		0.00515
Story4	DIN XX Max	X	0.001407	177	22.73	0	15	0.00633	
Story4	DIN YY Max	Y	0.001232	169	22.73	4.9	15		0.00554
Story3	DIN XX Max	X	0.001441	177	22.73	0	11.5	0.00648	
Story3	DIN YY Max	Y	0.001223	169	22.73	4.9	11.5		0.00550
Story2	DIN XX Max	X	0.0013	177	22.73	0	8	0.00585	
Story2	DIN YY Max	Y	0.001066	169	22.73	4.9	8		0.00480
Story1	DIN XX Max	X	0.000653	177	22.73	0	4.5	0.00294	
Story1	DIN YY Max	Y	0.000514	177	22.73	0	4.5		0.00231

### 4.5.3. Desplazamientos del centro de masa.

Tabla 52. Desplazamientos laterales en Centro de Masa – Bloque 1.

DESPLAZAMIENTO EN CENTRO DE MASA									
Story	Diaphr	Load Case/Combo	UX	UY	RZ	UX por 0.75R	UY por 0.75R	Δ UX	Δ UY
			m	m	rad				
8°	D8	DIN XX Max	0.027336	0.006567	0.000911	0.12301		0.00980	
	D8	DIN YY Max	0.006406	0.023045	0.000714		0.10370		0.00944
7°	D7	DIN XX Max	0.025158	0.005858	0.000847	0.11321		0.01242	
	D7	DIN YY Max	0.005898	0.020948	0.000655		0.09427		0.01082
6°	D6	DIN XX Max	0.022399	0.005186	0.000762	0.10080		0.01527	
	D6	DIN YY Max	0.005254	0.018544	0.00058		0.08345		0.01311
5°	D5	DIN XX Max	0.019005	0.00437	0.000653	0.08552		0.01774	
	D5	DIN YY Max	0.00446	0.01563	0.000489		0.07034		0.01500
4°	D4	DIN XX Max	0.015062	0.003445	0.000521	0.06778		0.01928	
	D4	DIN YY Max	0.003536	0.012296	0.000384		0.05533		0.01625
3°	D3	DIN XX Max	0.010777	0.002429	0.000373	0.04850		0.01948	
	D3	DIN YY Max	0.00253	0.008684	0.000271		0.03908		0.01616
2°	D2	DIN XX Max	0.006448	0.001419	0.000222	0.02902		0.01757	
	D2	DIN YY Max	0.001514	0.005092	0.000158		0.02291		0.01413
1°	D1	DIN XX Max	0.002543	0.00054	8.60E-05	0.01144		0.01144	
	D1	DIN YY Max	0.000597	0.001951	6.00E-05		0.00878		0.00878

DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS	X	Y
DESPLAZAMIENTO DE AZOTEA	0.98 cm	0.94cm
DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO	1.95 cm	1.63 cm

Tabla 53. Desplazamientos laterales en Centro de Masa – Bloque 2.

DESPLAZAMIENTO EN CENTRO DE MASA									
Story	Diaphr	Load Case/Combo	UX	UY	RZ	UX por 0.75R	UY por 0.75R	Δ UX	Δ UY
			m	m	rad				
8°	D8	DIN XX Max	0.02606	0.000347	0.000742	0.1173		0.0091	
	D8	DIN YY Max	0.000477	0.025217	0.00019		0.1135		0.0098
7°	D7	DIN XX Max	0.024033	0.000302	0.000689	0.1081		0.0109	
	D7	DIN YY Max	0.000405	0.023046	0.000175		0.1037		0.0120
6°	D6	DIN XX Max	0.021613	0.000267	0.000618	0.0973		0.0140	
	D6	DIN YY Max	0.000365	0.020388	0.000156		0.0917		0.0145
5°	D5	DIN XX Max	0.018505	0.000225	0.000529	0.0833		0.0168	
	D5	DIN YY Max	0.000313	0.017176	0.000133		0.0773		0.0166
4°	D4	DIN XX Max	0.014776	0.000178	0.000421	0.0665		0.0188	

	D4	DIN YY Max	0.000251	0.013493	0.000105		0.0607		0.0179
3°	D3	DIN XX Max	0.010599	0.000123	0.000302	0.0477		0.0191	
	D3	DIN YY Max	0.000178	0.009517	7.50E-05		0.0428		0.0178
2°	D2	DIN XX Max	0.006345	7.30E-05	0.00018	0.0286		0.0174	
	D2	DIN YY Max	0.000109	0.005571	4.40E-05		0.0251		0.0155
1°	D1	DIN XX Max	0.002485	2.80E-05	7.10E-05	0.0112		0.0112	
	D1	DIN YY Max	4.30E-05	0.002131	1.70E-05		0.0096		0.0096

DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS	X	Y
DESPLAZAMIENTO DE AZOTEA =	0.91 cm	0.98cm
DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO =	1.91 cm	1.79 cm

#### 4.5.4. Participación Modal.

Tabla 54. Participación modal – Bloque 1.

RATIOS DE MASA PARTICIPATIVA MODAL														
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	% Participación de masa traslacional			% Participación de masa rotacional					
						Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	0.53	0.688	0.032	0	0.688	0.032	0	0.012	0.236	0.061	0.012	0.236	0.061
Modal	2	0.472	0.048	0.707	0	0.735	0.739	0	0.255	0.016	0.014	0.266	0.252	0.075
Modal	3	0.388	0.042	0.031	0	0.777	0.770	0	0.009	0.016	0.700	0.276	0.268	0.775
Modal	4	0.154	0.115	0.003	0	0.892	0.773	0	0.011	0.439	0.008	0.286	0.707	0.783
Modal	5	0.134	0.005	0.123	0	0.897	0.896	0	0.443	0.019	0.002	0.729	0.726	0.785
Modal	6	0.111	0.009	0.004	0	0.906	0.900	0	0.016	0.030	0.116	0.745	0.756	0.901
Modal	7	0.076	0.043	0.001	0	0.949	0.901	0	0.001	0.089	0.004	0.746	0.845	0.905
Modal	8	0.064	0.001	0.048	0	0.950	0.949	0	0.099	0.002	0.001	0.845	0.847	0.905
Modal	9	0.055	0.003	0.001	0	0.953	0.949	0	0.001	0.007	0.045	0.846	0.854	0.950
Modal	10	0.046	0.022	0.000	0	0.975	0.949	0	0.001	0.071	0.001	0.847	0.925	0.951
Modal	11	0.043	0.000	0.000	0	0.975	0.949	0	0.000	0.000	0.000	0.847	0.925	0.951
Modal	12	0.04	0.000	0.000	0	0.975	0.950	0	0.000	0.000	0.001	0.847	0.925	0.952
Modal	13	0.038	0.000	0.016	0	0.975	0.966	0	0.051	0.001	0.000	0.898	0.926	0.952
Modal	14	0.037	0.000	0.009	0	0.975	0.974	0	0.026	0.000	0.001	0.924	0.926	0.953
Modal	15	0.035	0.001	0.000	0	0.976	0.974	0	0.000	0.004	0.007	0.924	0.929	0.960
Modal	16	0.032	0.001	0.000	0	0.977	0.974	0	0.000	0.003	0.012	0.924	0.932	0.972
Modal	17	0.031	0.010	0.000	0	0.988	0.974	0	0.000	0.029	0.002	0.924	0.961	0.973
Modal	18	0.03	0.000	0.000	0	0.988	0.974	0	0.001	0.001	0.002	0.925	0.962	0.976
Modal	19	0.03	0.000	0.000	0	0.988	0.974	0	0.000	0.000	0.000	0.925	0.962	0.976
Modal	20	0.029	0.000	0.000	0	0.988	0.974	0	0.000	0.000	0.000	0.925	0.962	0.976
Modal	21	0.028	0.000	0.000	0	0.988	0.975	0	0.000	0.001	0.000	0.925	0.963	0.976
Modal	22	0.027	0.000	0.001	0	0.988	0.975	0	0.002	0.000	0.001	0.927	0.963	0.976
Modal	23	0.026	0.000	0.004	0	0.988	0.979	0	0.010	0.000	0.000	0.937	0.963	0.976
Modal	24	0.025	0.000	0.007	0	0.988	0.986	0	0.020	0.000	0.000	0.956	0.964	0.976

De acuerdo a la norma del análisis sismoresistente se requiere como mínimo una participación modal del 90% de la masa participativa, por lo tanto, de los 24 modos del Bloque 1 los que gobiernan el análisis modal de la estructura son los 7 primeros modos.

Tabla 55. Participación modal – Bloque 2.

RATIOS DE MASA PARTICIPATIVA MODAL														
Case	Mode	Period sec	% Participación de masa traslacional			% Participación de masa rotacional			RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
			UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ						
Modal	1	0.508	0.755	0.000	0	0.755	0.000	0	0.000	0.250	0.031	0.000	0.250	0.031
Modal	2	0.488	0.001	0.768	0	0.756	0.769	0	0.278	0.000	0.000	0.278	0.250	0.031
Modal	3	0.387	0.030	0.000	0	0.785	0.769	0	0.000	0.009	0.747	0.278	0.259	0.778
Modal	4	0.15	0.114	0.000	0	0.899	0.769	0	0.000	0.479	0.004	0.278	0.738	0.782
Modal	5	0.139	0.000	0.131	0	0.899	0.900	0	0.467	0.000	0.000	0.744	0.738	0.782
Modal	6	0.112	0.005	0.000	0	0.904	0.900	0	0.000	0.018	0.118	0.744	0.755	0.900
Modal	7	0.074	0.045	0.000	0	0.949	0.900	0	0.000	0.089	0.002	0.744	0.844	0.902
Modal	8	0.066	0.000	0.049	0	0.949	0.949	0	0.101	0.000	0.000	0.845	0.844	0.902
Modal	9	0.054	0.002	0.000	0	0.951	0.949	0	0.000	0.004	0.048	0.845	0.848	0.950
Modal	10	0.044	0.024	0.000	0	0.975	0.949	0	0.000	0.077	0.001	0.845	0.925	0.951
Modal	11	0.039	0.000	0.026	0	0.975	0.975	0	0.080	0.000	0.000	0.926	0.925	0.951
Modal	12	0.032	0.001	0.000	0	0.976	0.975	0	0.000	0.004	0.025	0.926	0.928	0.976
Modal	13	0.029	0.013	0.000	0	0.988	0.975	0	0.000	0.035	0.001	0.926	0.963	0.976
Modal	14	0.026	0.000	0.014	0	0.988	0.988	0	0.038	0.000	0.000	0.964	0.963	0.976
Modal	15	0.022	0.007	0.000	0	0.995	0.988	0	0.000	0.022	0.000	0.964	0.985	0.976
Modal	16	0.021	0.000	0.000	0	0.995	0.988	0	0.000	0.001	0.013	0.964	0.985	0.990
Modal	17	0.019	0.000	0.007	0	0.995	0.995	0	0.022	0.000	0.000	0.986	0.985	0.990
Modal	18	0.017	0.003	0.000	0	0.999	0.995	0	0.000	0.010	0.000	0.986	0.995	0.990
Modal	19	0.016	0.000	0.000	0	0.999	0.995	0	0.000	0.001	0.006	0.986	0.996	0.996
Modal	20	0.015	0.000	0.004	0	0.999	0.999	0	0.011	0.000	0.000	0.996	0.996	0.996
Modal	21	0.015	0.001	0.000	0	1.000	0.999	0	0.000	0.003	0.000	0.997	0.999	0.996
Modal	22	0.014	0.000	0.001	0	1.000	1.000	0	0.003	0.000	0.000	0.999	0.999	0.996
Modal	23	0.013	0.000	0.000	0	1.000	1.000	0	0.000	0.001	0.003	0.999	1.000	0.999
Modal	24	0.012	0.000	0.000	0	1.000	1.000	0	0.000	0.000	0.001	0.999	1.000	1.000

Para el Bloque 2; de los 24 modos de vibración; los que gobiernan el análisis modal de la estructura; al igual que el Bloque 1; son los 7 primeros modos.

#### 4.5.5. Cortante dinámica de entrepiso.

Tabla 56. Cortante dinámica de entrepisos – Bloque 1.

CORTANTES DINAMICAS DE ENTREPISOS (SxMax y SyMax)										
Story	Load Case/Combo	Location	VX	VY	T	MX	MY		VX	VY
Story8	DIN XX Max	Bottom	173.27	43.05	1076.62	150.67	606.45	8°	173.27	181.09
Story8	DIN YY Max	Bottom	41.55	181.09	3260.18	633.80	145.43			
Story7	DIN XX Max	Bottom	380.74	95.45	2389.26	483.87	1930.82	7°	380.74	394.35
Story7	DIN YY Max	Bottom	93.88	394.35	7054.26	2005.25	473.29			
Story6	DIN XX Max	Bottom	557.07	140.07	3496.69	971.41	3860.19	6°	557.07	574.31
Story6	DIN YY Max	Bottom	138.52	574.31	10257.13	3992.29	955.68			
Story5	DIN XX Max	Bottom	704.52	177.19	4419.16	1586.09	6291.79	5°	704.52	724.24
Story5	DIN YY Max	Bottom	175.71	724.24	12922.52	6488.99	1565.54			
Story4	DIN XX Max	Bottom	824.45	207.11	5166.08	2302.10	9127.72	4°	824.45	845.65
Story4	DIN YY Max	Bottom	205.77	845.65	15083.37	9394.29	2277.22			
Story3	DIN XX Max	Bottom	915.01	229.20	5726.93	3092.40	12266.13	3°	915.01	936.60
Story3	DIN YY Max	Bottom	228.18	936.60	16697.71	12603.20	3064.23			
Story2	DIN XX Max	Bottom	974.35	243.06	6089.91	3929.87	15603.96	2°	974.35	995.56
Story2	DIN YY Max	Bottom	242.56	995.56	17739.58	16010.18	3899.90			
Story1	DIN XX Max	Bottom	1002.87	249.02	6263.51	5036.04	20031.77	1°	1002.87	1023.37
Story1	DIN YY Max	Bottom	249.02	1023.37	18223.93	20525.33	5005.64			

Tabla 57. Cortante dinámica de entrepisos – Bloque 2.

CORTANTES DINAMICAS DE ENTREPISOS (SxMax y SyMax)										
Story	Load Case/Combo	Location	VX	VY	T	MX	MY		VX	VY
Story8	DIN XX Max	Bottom	156.39	2.01	935.17	7.03	547.36	8°	156.39	165.41
Story8	DIN YY Max	Bottom	1.92	165.41	2000.22	578.94	6.73			
Story7	DIN XX Max	Bottom	331.76	4.33	2020.02	22.07	1700.6	7°	331.76	346.94
Story7	DIN YY Max	Bottom	4.2	346.94	4204.4	1784.38	21.34			
Story6	DIN XX Max	Bottom	483	6.36	2952.55	44.17	3373.63	6°	483	500.53
Story6	DIN YY Max	Bottom	6.21	500.53	6070.34	3516.64	42.94			
Story5	DIN XX Max	Bottom	610.9	8.06	3740.57	72.18	5483.51	5°	610.9	628.42
Story5	DIN YY Max	Bottom	7.92	628.42	7624.34	5684.2	70.49			
Story4	DIN XX Max	Bottom	718.9	9.45	4409.3	104.97	7958.55	4°	718.9	735.42
Story4	DIN YY Max	Bottom	9.36	735.42	8935.42	8211.3	102.98			
Story3	DIN XX Max	Bottom	802.15	10.5	4937.37	141.38	10712.84	3°	802.15	817.44
Story3	DIN YY Max	Bottom	10.44	817.44	9915.85	11011.44	139.18			
Story2	DIN XX Max	Bottom	853.45	11.1	5254.02	179.86	13641.51	2°	853.45	867.6
Story2	DIN YY Max	Bottom	11.08	867.6	10524.09	13981.51	177.57			
Story1	DIN XX Max	Bottom	877.59	11.36	5405.02	230.55	17522.85	1°	877.59	891.1
Story1	DIN YY Max	Bottom	11.36	891.1	10809.41	17914.87	228.24			

#### 4.5.6. Factor de amplificación del sismo estático y dinámico.

Tabla 58. Factor de amplificación del sismo estático y dinámico del Bloque 1 y 2.

Bloque 1	VX	VY
	tonf	tonf
<b>V Estático</b>	<b>1378.84</b>	<b>1378.84</b>
<b>V Dinámico</b>	1002.87	1023.37
<b>0.80*Vestático</b>	1103.07	1103.07
<b>Factor Amp</b>	<b>10.79</b>	<b>10.57</b>
<b>Amplificación</b>	<b>1.10</b>	<b>1.08</b>
<b>Conclusión</b>	<b>Amplificar Espectro</b>	<b>Amplificar Espectro</b>

Bloque 2	VX	VY
	tonf	tonf
<b>V Estático</b>	<b>1137.90</b>	<b>1137.90</b>
<b>V Dinámico</b>	877.59	891.10
<b>0.80*Vestático</b>	910.32	910.32
<b>Factor Amp</b>	<b>10.18</b>	<b>10.02</b>
<b>Amplificación</b>	<b>1.04</b>	<b>1.02</b>
<b>Conclusión</b>	<b>Amplificar Espectro</b>	<b>Amplificar Espectro</b>

#### 4.5.7. Verificación del factor de reducción sísmica.

Tabla 59. Verificación del factor de reducción sísmica – Bloque 1 y 2.

Bloque 1			
Verificación de R_Dirección X			Rox
Elementos	Cortante	%	
<b>COLUMNAS</b>	33.29	3.31%	<b>6.00</b>
<b>MUROS</b>	972.63	96.69%	

Bloque 2			
Verificación de R_Dirección X			Rox
Elementos	Cortante	%	
<b>COLUMNAS</b>	21.49	2.45%	<b>6.00</b>
<b>MUROS</b>	857.12	97.55%	

Verificación de R_Dirección Y			
			Roy
Elementos	Cortante	%	<b>6.00</b>
<b>COLUMNAS</b>	8.43	3.34%	
<b>MUROS</b>	243.92	96.66%	

Verificación de R_Dirección Y			
			Roy
Elementos	Cortante	%	<b>6.00</b>
<b>COLUMNAS</b>	11.60	1.30%	
<b>MUROS</b>	879.54	98.70%	

#### 4.5.8. Junta de separación sísmica.

La norma E.030 estipula que en las edificaciones colindantes se debe considerar una separación (S) para evitar el contacto de las estructuras en el accionar sísmico, por lo que propone los siguientes parámetros:

- $S > 2/3$  de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques colindantes.
- $S > 3\text{cm}$
- $S = 0.006 \cdot h$  (h=altura de la edificación en cm).

De estos parámetros se determina el mayor valor o  $S/2$ .

Por lo que calculamos:

$$\frac{S}{2} = (0.006 * 2800) * 0.5 = 8.4 \text{ cm}$$

Para los desplazamientos en X-X:

$$S = \frac{2}{3} (1.91 + 1.84) = 2.5 \text{ cm}$$

Para los desplazamientos en Y-Y:

$$S = \frac{2}{3} (1.54 + 1.79) = 2.22 \text{ cm}$$

Entonces la junta sísmica será de **9 cm**.

#### 4.6. Diseño estructural.

##### 4.6.1. Diseño de losa maciza.

Figura 76. Diseño de Losa maciza – Bloque 1.

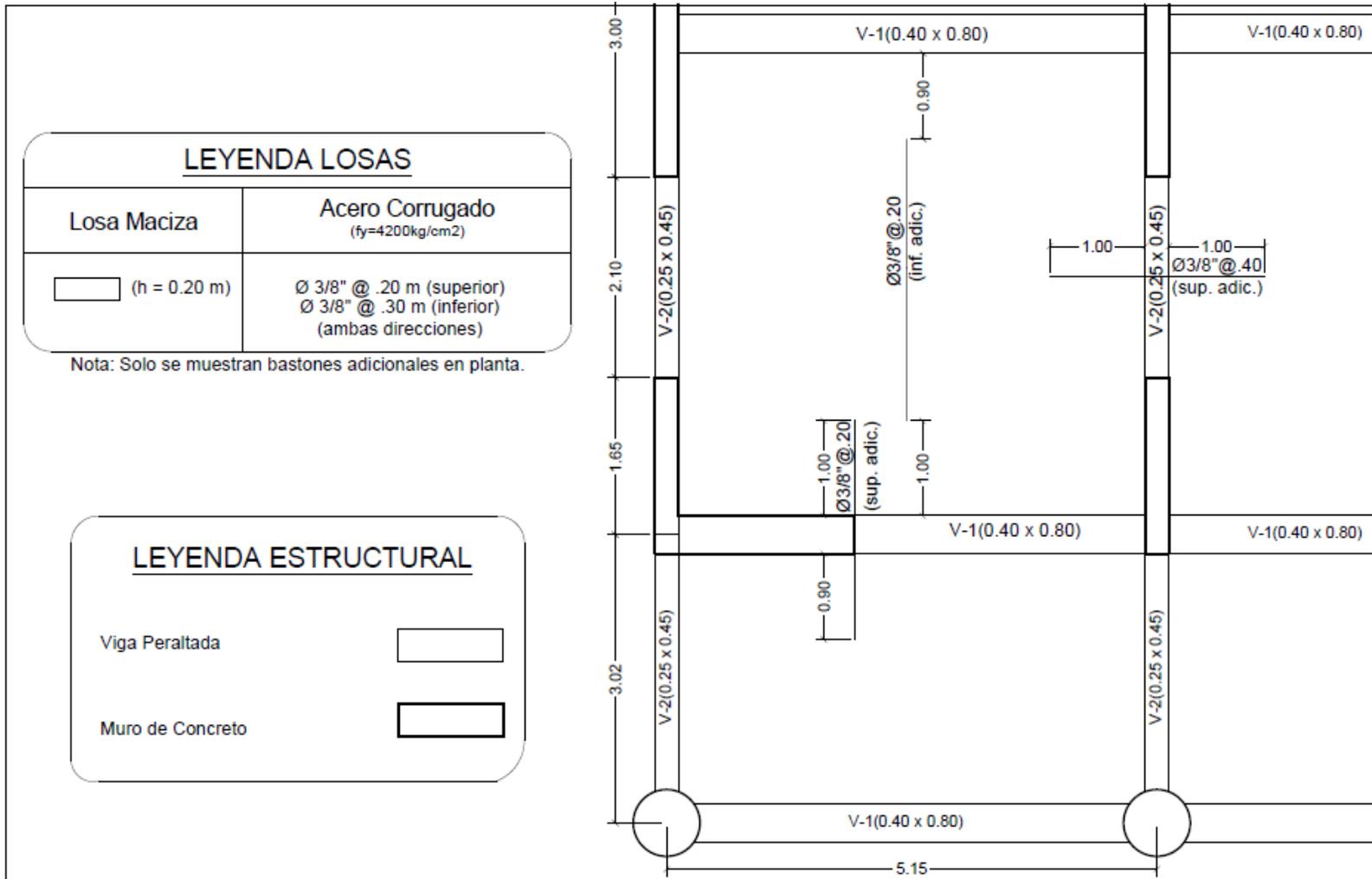
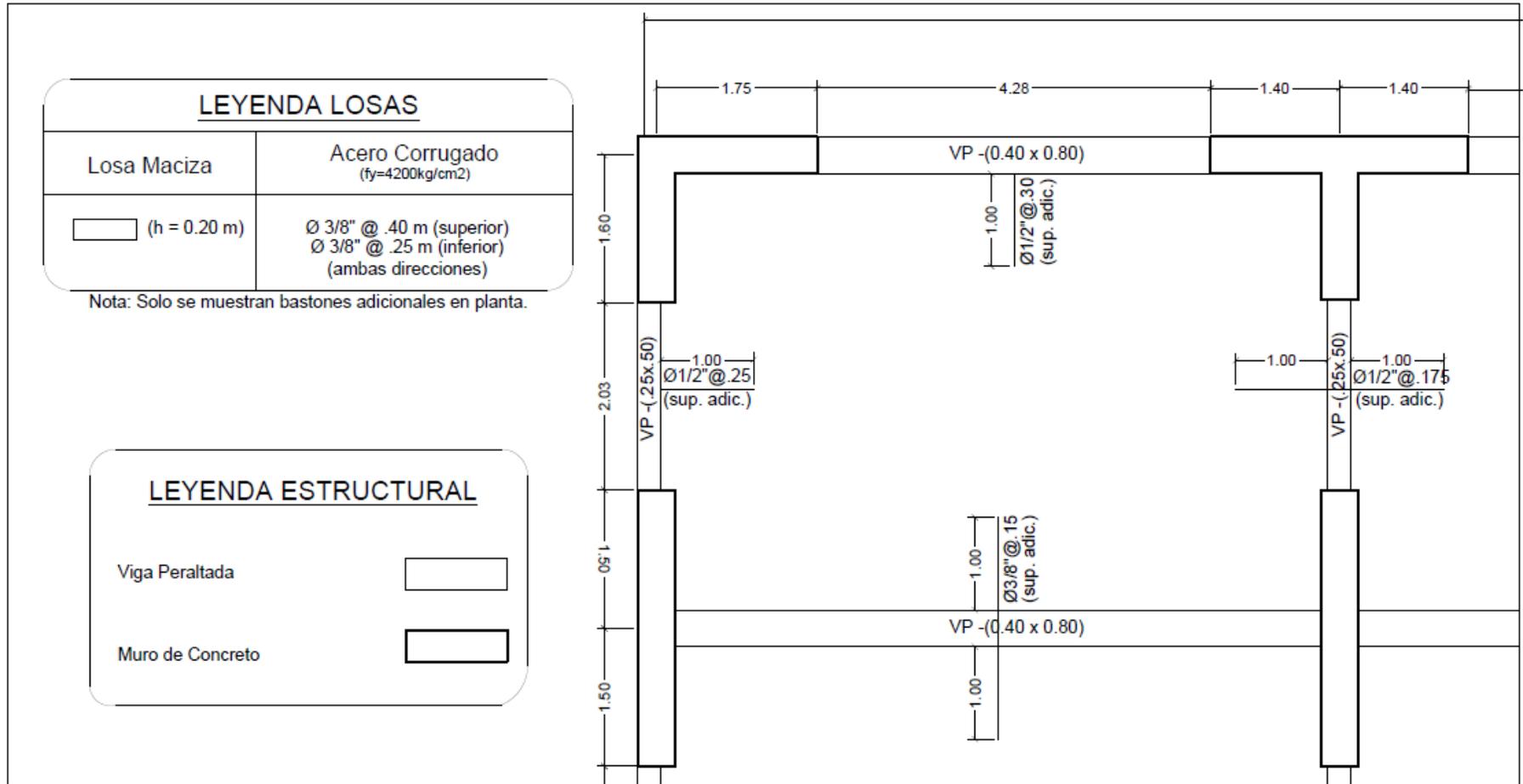
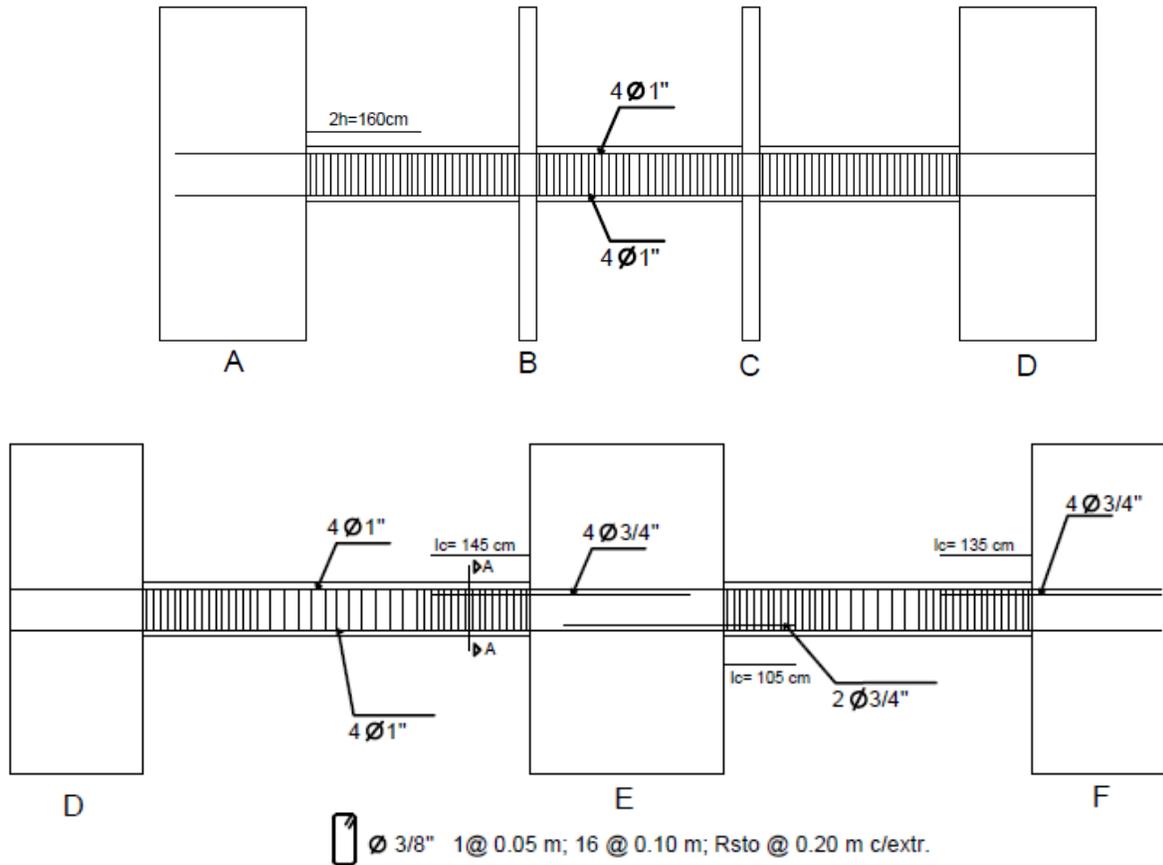


Figura 77. Diseño de Losa maciza – Bloque 2.



#### 4.6.2. Diseño de vigas.

Figura 78. Diseño final de viga eje 2 - piso 3 - Bloque 1.



#### CORTE A-A

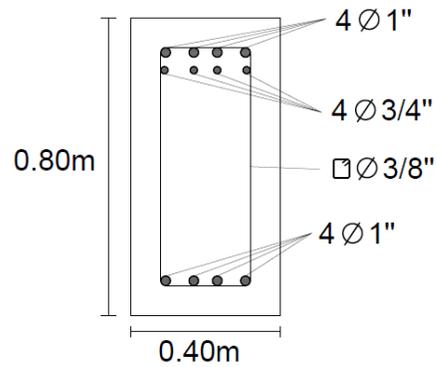
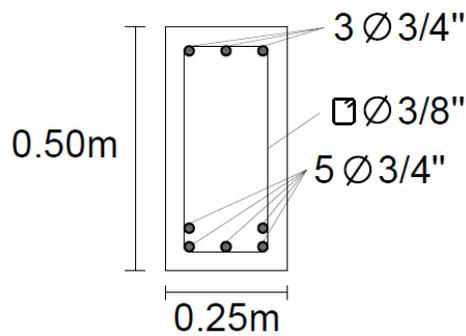
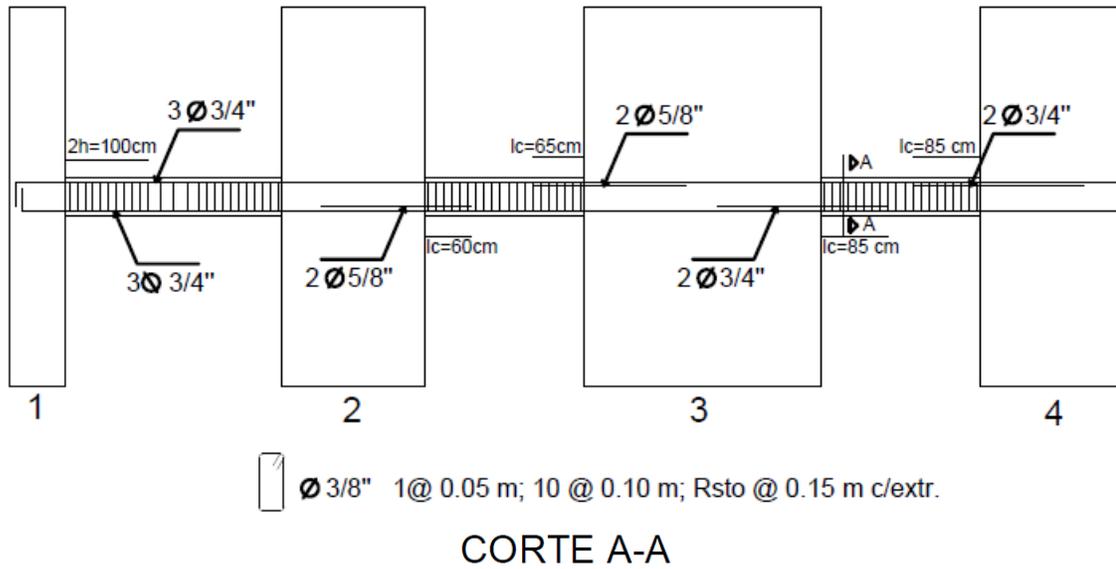
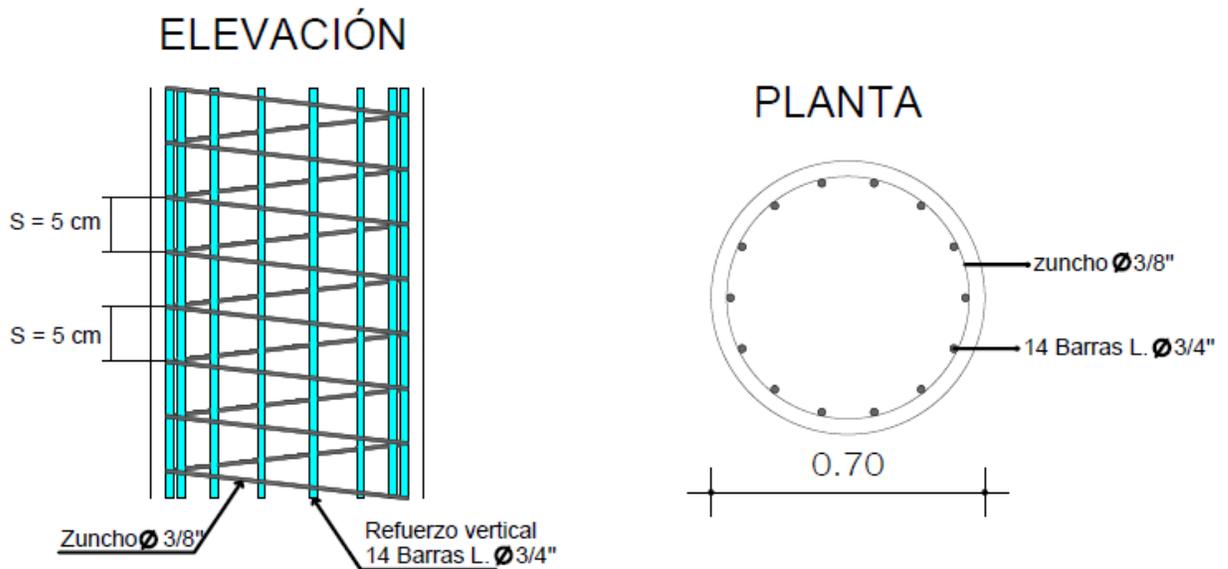


Figura 79. Diseño final de viga eje D - piso 3 - Bloque 2.



**4.6.3. Diseño de columnas.**

Figura 80. Diseño final de columna 1E – Bloque 1.



#### 4.6.4. Diseño de placas

Figura 81. Diseño final de placa 2E – Bloque 1.

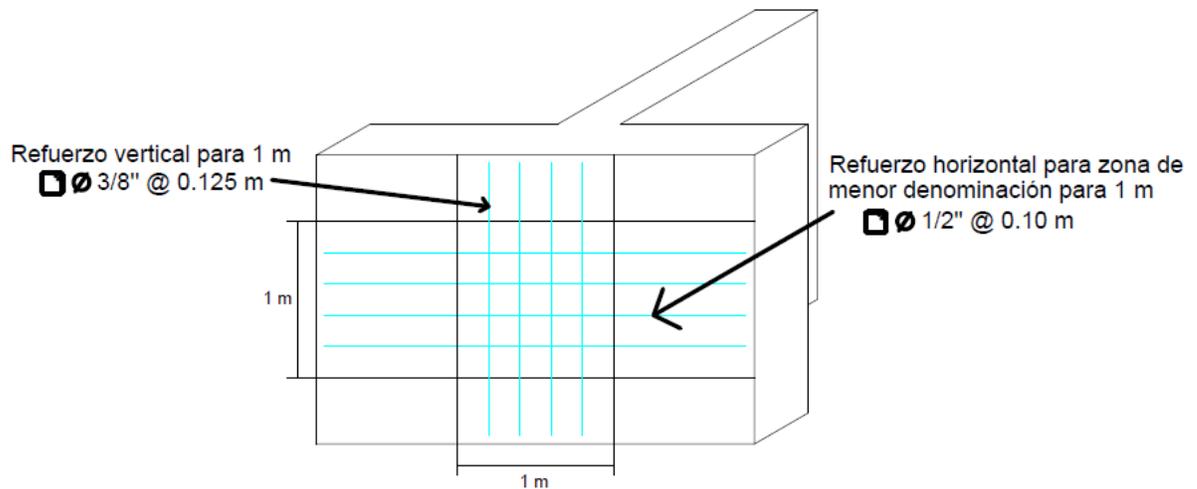
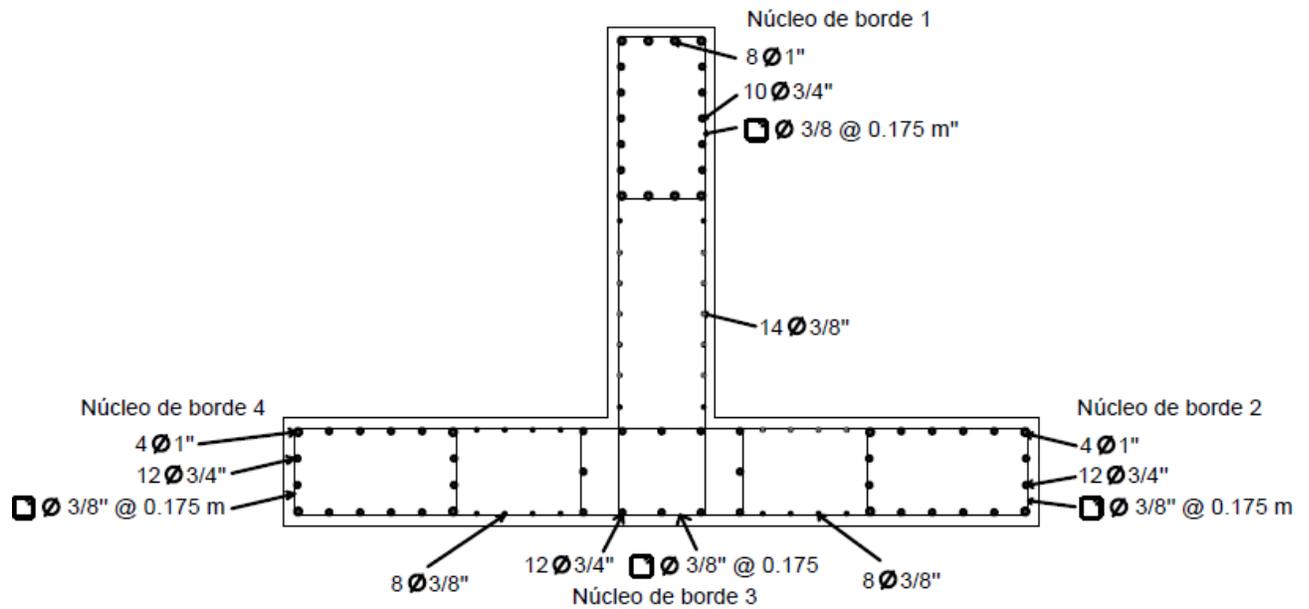
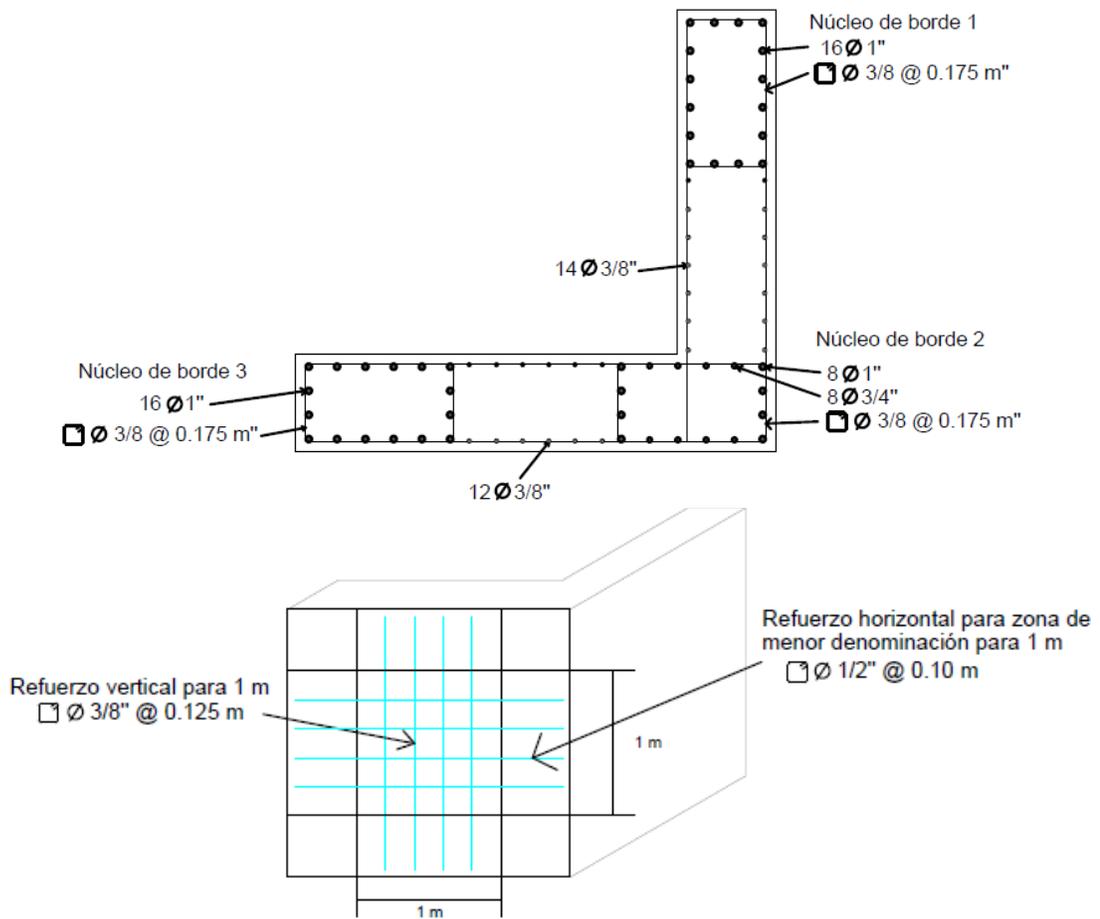
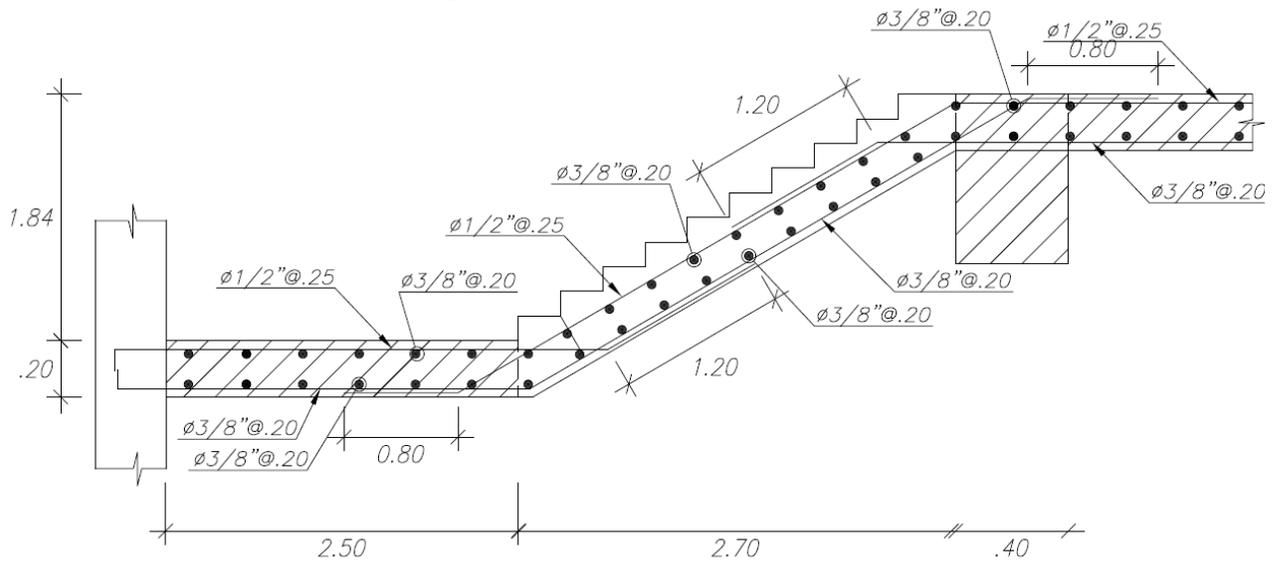


Figura 82. Diseño final de placa 2D – Bloque 2.



#### 4.6.5. Diseño de escalera.

Figura 83. Diseño final de escalera.



#### 4.6.6. Diseño de cimentación.

Figura 84. Diseño final de platea de cimentación – Bloque 1.

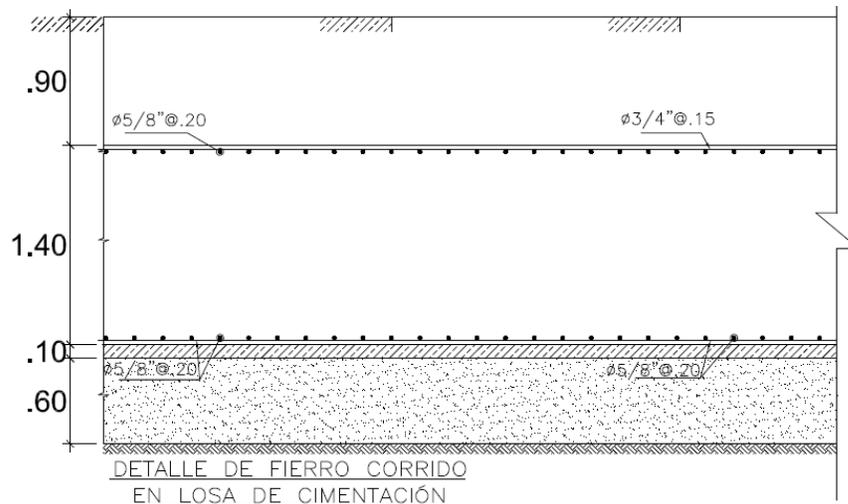
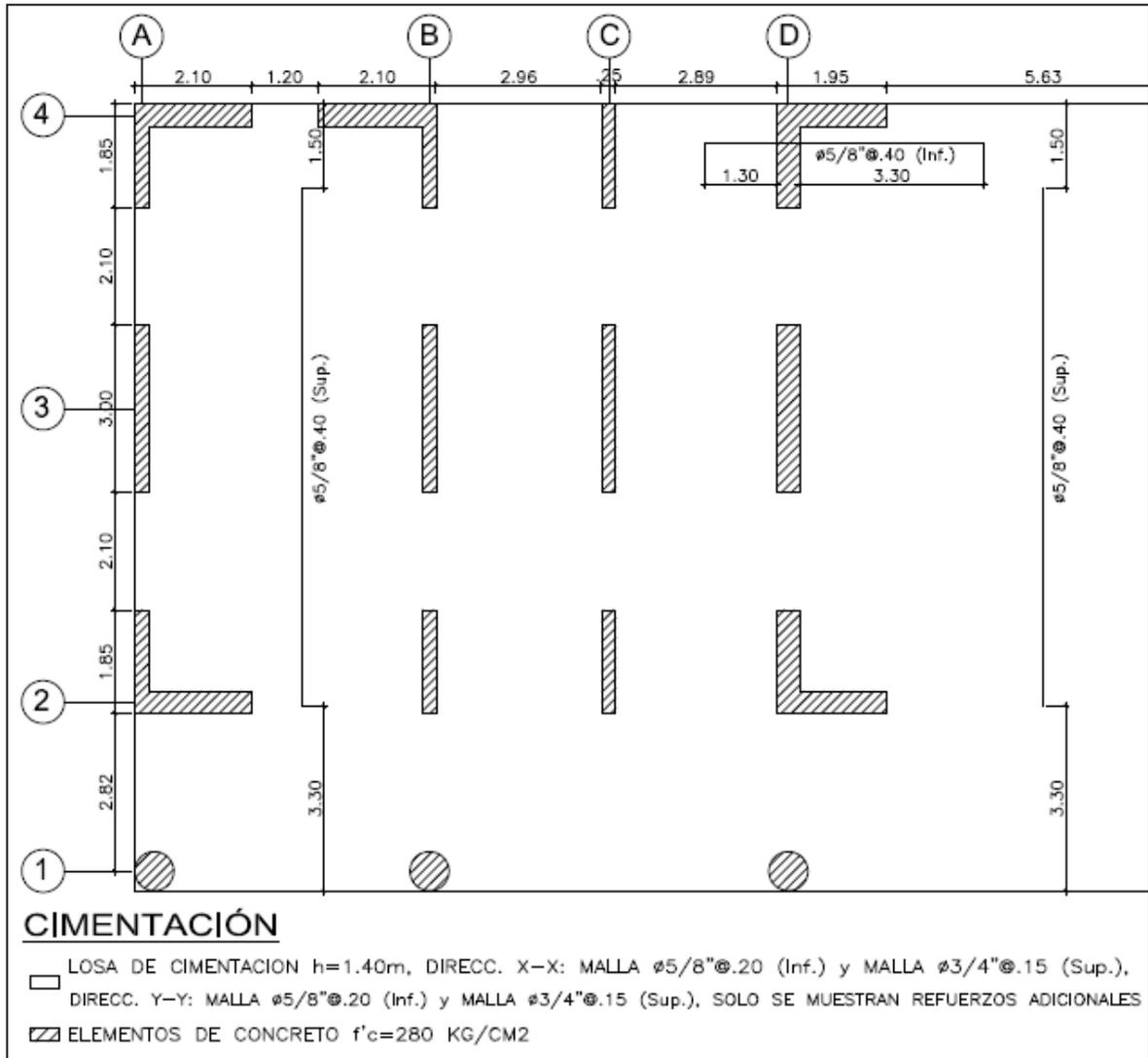
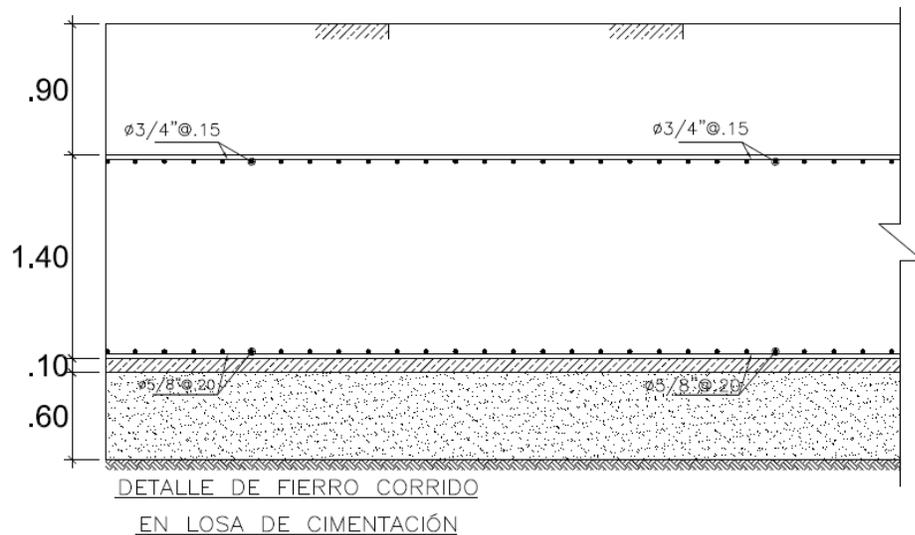
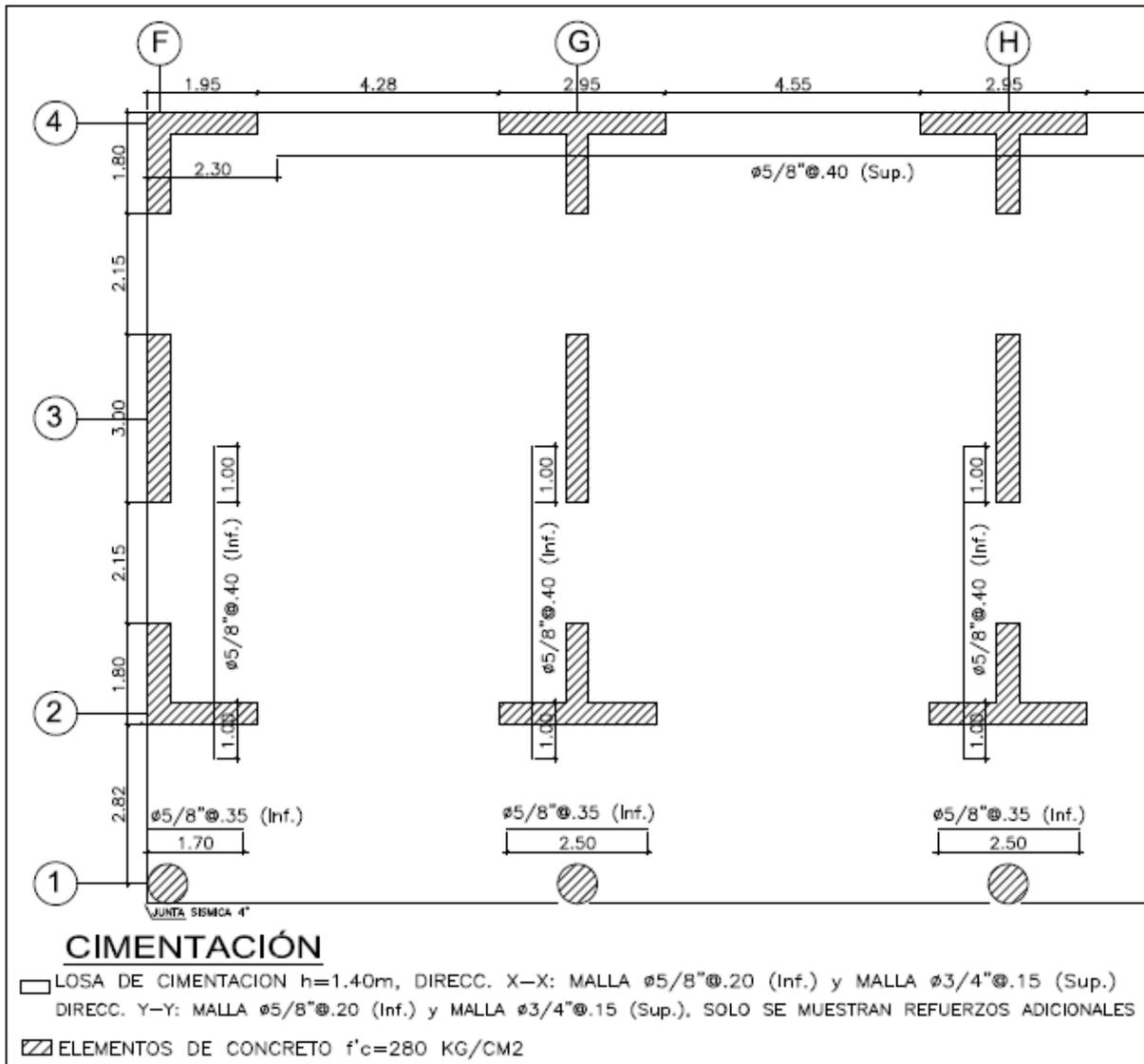


Figura 85. Diseño final de platea de cimentación – Bloque 2.



## V. DISCUSIÓN

El diseño sísmico estructural del pabellón de la Facultad de Ciencias Médicas de la Universidad César Vallejo, cumple con los requerimientos del RNE. El adecuado comportamiento de la estructura frente a fuerzas sísmicas se debe que las derivas máximas obtenidas del análisis fueron 0.00672 en el sentido X y 0.00628 en el sentido Y, así mismo se logró que la capacidad de resistencia dotada a las secciones de los elementos estructurales sea mayor a la demanda sísmica. Por lo tanto, la hipótesis planteada inicialmente se corrobora con los resultados obtenidos.

En la tabla 49 denominada verificación de irregularidades en altura y planta, se obtuvo tanto para el bloque 1 como para el bloque 2 un “Ip” e “Ia” igual a la unidad, lo cual significa que ambas estructuras son regulares y que el factor de reducción sísmico “6” no se verá afectado. En la Tabla 50 y 51, las derivas máximas obtenidas de los entrepisos de ambos bloques son menores a 0.007, por lo tanto, se cumple con lo estipulado en la Norma E.030; ello significa que ambas estructuras responden de manera adecuada frente a las fuerzas sísmicas. En la Tabla 52 y 53 se obtuvieron en ambos bloques desplazamientos en centro de masa menores a 2 cm, dichos desplazamientos son moderados y al no ser valores elevados se deduce que las rigideces laterales en ambas edificaciones son buenas. En la Tabla 54 y 55, se determinó que el análisis modal en ambas estructuras está regido por los 7 primeros modos de vibración, así mismo se observa que los modos 1 y 2 gobiernan los movimientos de traslación en X y Y, mientras que el modo 3 gobierna el movimiento de traslación, esto indica que las estructuraciones planteadas de las edificaciones son adecuadas. En la tabla 58 se determinó que en ambos bloques es necesario amplificar el espectro de respuesta, esto se debe que el 80% de la cortante estática es mayor que la cortante dinámica; el cociente de ambas cortantes da como resultado un factor mayor a la unidad por tanto habrá amplificación. En la tabla 59 se verificó que el sistema utilizado en ambos

bloques es el sistema estructural, ello se evidencia en que las placas absorben más del 95% del cortante total; la norma E.030 te indica que se trata de un sistema estructural cuando se absorbe más del 70% de la cortante. En la figura 45 y 46, 49 y 50, 53 y 54; se muestran los diagramas de interacción para la columna 1E - bloque 1, la placa 2E - bloque 1 y la placa 2D - bloque 2 respectivamente. Todos los puntos unidos por la línea azul y anaranjada representan la resistencia que ofrece el acero propuesto en los elementos estructurales, mientras que los puntos morados y rojos representan los esfuerzos de las demandas sísmicas; éstos últimos se encuentran dentro de los diagramas de interacción lo cual significa que el diseño estructural realizado es adecuado.

En la presente investigación, las derivas máximas obtenidas del Bloque 1 fueron 0.00672 en X-X y 0.00628 en Y-Y, mientras que en el Bloque 2 las derivas máximas halladas fueron 0.00648 y 0.0055 en Y-Y, estos datos cumplen con el parámetro de la Norma E.030 que exige que las derivas deben ser menores a 0.007. Este cumplimiento también se ve reflejado con Lozano y Morillo (2019) quienes en el análisis sísmico de un hotel de siete niveles; al cual lo plantearon en dos bloques; obtuvieron como derivas máximas de 0.00436 en X-X y 0.00293 en Y-Y para el bloque 1 y derivas máximas de 0.00291 en X-X y 0.00522 en Y-Y para el Bloque 2, concluyendo que siempre es obligatorio que las derivas sean menores a 0.007 ya que ello significa que una edificación es resistente y rígida.

En la presente investigación se realizó el diseño del pabellón de ciencias médicas mediante un sistema de muros estructurales, por lo tanto, el coeficiente de reducción sísmica que se usó fue 6, ello significa que más del 70% de las cortantes del edificio son absorbidas por las placas. En el presente caso se distribuyeron placas de manera estratégica para proporcionar resistencia y rigidez a los movimientos laterales, y se halló que las placas distribuidas en el edificio absorben un 97% de las cortantes en ambos sentidos

lo que constata que es un sistema de muros estructurales. Estos resultados guardan relación con Salazar y Guillen (2020) quienes en su diseño estructural de un edificio multifamiliar; con fines de contrarrestar los grandes desplazamientos laterales provocados por la demanda sísmica; utilizaron el mismo sistema, usando un coeficiente de reducción sísmica de 6, dicho coeficiente se constató al hallar que las cortantes absorbidas por las placas fueron de 98% en el sentido X y un 99% en el sentido Y; en ambas investigaciones se determinó que los muros estructurales son la solución frente a las grandes demandas de cortantes provocadas por un sismo, ya que absorben un gran porcentaje de éstas.

Realizado el análisis sísmico del pabellón, en el bloque 1 y 2 se determinó que el 80% de la V estática es mayor que el 100% de V dinámica en ambos sentidos, esto significa que hay presencia de un factor de amplificación cuyo valor resultó ser de 1.10 en X y 1.08 en Y para el primer bloque, mientras que para el segundo bloque se obtuvo 1.04 en X y 1.02 en Y. En el trabajo de investigación de Morocho (2016), en el que diseñó un edificio de concreto de siete pisos, encontró el mismo efecto, ya que el 80% de la V estática del edificio también resultó ser mayor que el 100% de la cortante dinámica, obteniéndose como factor de amplificación 1.10 en X y 1.19 en Y. En ambas investigaciones se contrasta que cuando el 80% de la V estática de un edificio es mayor que el 100% de la V dinámica, se obtendrá como resultado un factor de amplificación el cual es producto del cociente de ambas cortantes. Este factor amplificará el espectro de respuesta.

En la presente investigación, los tres primeros modos de vibración del pabellón gobiernan los movimientos de traslación y rotación; en el primer modo se obtuvo un período de 0.53s y gobierna el movimiento en el sentido X, en el segundo modo se obtuvo un período de 0.47s y gobierna el movimiento en el sentido Y, en el tercer modo se obtuvo un período de 0.39s y gobierna la rotación. Los regimientos en los movimientos de una estructura por los tres

primeros modos de vibración concuerdan con Afuso (2017), quien en el análisis de un edificio de cinco pisos y tres sótanos se obtuvieron períodos de 0.36 para X, 0.29 para Y y 0.19 para Z; los dos primeros rigen los movimientos de traslación y el tercero el de rotación, de esta forma se concluye que cuando el modo 1 rige la traslación en X, el modo 2 rige la traslación en Y, y el modo 3 rige la rotación, la estructuración del edificio es adecuada.

A partir de los datos encontrados, Se concluyó que el pabellón de ciencias médicas es una estructura regular, esto se refleja en los cálculos del “Ip” e “Ia”, los cuales resultaron 1. En el presente trabajo no hubo irregularidades debido a que su diseño fue simple, simétrico y continuo en elevación, así mismo los pesos elevados fueron colocados en las primeras plantas. Estos resultados concuerdan con Choquehuanca (2017) quien en su diseño estructural de una edificación en concreto armado de 5 pisos y 1 semisótano; aplicando los mismos criterios de simetría, continuidad y simplicidad; logró que las Irregularidades en planta y en altura sean igual a 1, concluyendo con que para el diseño estructural de una edificación es importante plantear una adecuada distribución equilibrada, ya que esto contribuye a que haya un buen comportamiento frente a las demandas sísmicas.

Para que el comportamiento del pabellón de ciencias médicas sea el más favorable frente a las fuerzas sísmicas, el diseño de los elementos estructurales debe cumplir de manera obligatoria con que la Resistencia nominal, multiplicada por un factor de seguridad; sea mayor a la Resistencia última; en la presente investigación se cumplió con dicho parámetro otorgando a cada elemento una adecuada cuantía de acero que proporcione una capacidad de resistencia muy elevada ( $R_u \leq \phi R_n$ ). En el trabajo de investigación de Guevara y Vera (2013). Se corrobora que se debe cumplir con que la  $R_u \leq \phi R_n$ ; dicho parámetro lo refleja en su diseño de un edificio de concreto armado de 6 piso con semisótano para un hotel, en donde cada elemento estructural fue diseñado con una elevada capacidad de resistencia

que pueda hacer frente a las demandas sísmicas.

Como aporte general de la presente investigación, se concluyó que para el diseño de un edificio de tipo A2; el cual por su gran envergadura estará expuesto a grandes demandas sísmicas; se debe utilizar una estructuración simple y simétrica, en el que todos los elementos estructurales sean continuos y no existan irregularidades, ya que esto permitirá que la edificación cumpla con los diferentes parámetros, códigos y normas del RNE.

Las derivas máximas del pabellón de ciencias médicas obtenidas fueron de 0.00672 en la dirección XX y 0.00628 en la dirección YY, estos valores cumplen con el parámetro estipulado en la Norma E.030, el cual consiste en que las derivas deben ser menores a 0.007. El cumplimiento de este criterio significa que la edificación cuenta con una adecuada rigidez.

En el desarrollo de la tesis se obtuvo como hallazgos, que cuando en un análisis sísmico de una edificación los desplazamientos laterales son importantes, la manera de solucionar esto es mediante el uso de placas debido a que dichos elementos dotan a una estructura de gran rigidez. Otro de los hallazgos percibidos es que, si una estructura se diseña con componentes irregulares y de forma asimétrica, los valores de las derivas serán muy elevados, y por tanto el comportamiento del edificio frente a las sollicitaciones sísmica será desfavorable, es por ello que se debe usar estructuraciones simples y no complejas siempre usando un diseño en el que sus elementos estructurales estén en proporción y armonía.

## VI. CONCLUSIONES

Se realizó un adecuado diseño sísmico estructural del Pabellón de la Facultad de ciencias médicas de la Universidad César Vallejo, obteniéndose derivas máximas de 0.00672 en X y 0.00628 en Y para el bloque 1, para el bloque 2 se obtuvieron como derivas 0.00648 en X y 0.00554 en Y, estos valores son menores que 0.007 y por lo tanto cumplen con el criterio de la Norma E.030.

Se obtuvo un estudio de mecánica de suelos de un terreno ubicado aproximadamente a 400 metros del área del proyecto y se extrajeron como datos la capacidad portante ( $q_{adm} = 3.52 \text{ kg/cm}^2$ ), el coeficiente de balasto ( $K_s = 2.8 \text{ kg/cm}^2$ ) y el tipo de suelo (arena uniforme).

Se realizó un diseño arquitectónico idóneo de la edificación, siguiendo lo normado en el RNE y aplicando criterios básicos de simplicidad, simetría y continuidad. Para el diseño del edificio se ocupó aproximadamente un área de  $712 \text{ m}^2$ , se plasmaron 8 niveles considerándose una altura de piso de 3.50 m; así mismo el piso típico diseñado consta de una escalera que ocupa un área de  $28.70 \text{ m}^2$ , un descanso con un área de  $25.38 \text{ m}^2$ , un pasadizo de  $84.72 \text{ m}^2$ , baños con un área de  $67.64 \text{ m}^2$ , un ambiente de  $92.22 \text{ m}^2$  y cuatro ambientes de  $80.33 \text{ m}^2$ .

Se realizó un adecuado predimensionamiento y metrado de cargas de los elementos estructurales del edificio, usando lo dispuesto en la Norma E.030 y E.060. Para hallar las secciones de las estructuras se usó un  $f'c$  de  $280 \text{ kg/cm}^2$ , en columnas se consideró un peso de  $1 \text{ Tn/m}^2$  en sus áreas tributarias, se dividió a la luz crítica sobre 11 para hallar las secciones de las vigas y sobre 40 en el caso de las losas macizas, así mismo se usaron placas de 40 cm y 25 cm de espesor. Finalmente se obtuvo como peso sísmico 3978.36 Tn para el bloque 1 y 3114.67 para el bloque 2.

Se realizó de manera satisfactoria el análisis sísmico y dinámico de la edificación, obteniéndose desplazamientos máximos en centro de masa de 1.95cm en X y 1.63cm en Y para el bloque 1, mientras que para el bloque 2 se obtuvieron 1.91 cm en X y 1.79cm en Y. Así mismo se obtuvo una V estática de 1378.84 Tn en ambos sentidos y una V dinámica de 1002.87 Tn en X y 1023.37 Tn en Y para el bloque 1, en el Bloque 2 se obtuvo una V estática de 1137.9 Tn en ambos sentidos y una V dinámica de 877.59 Tn en X y 891.10 Tn en Y.

Se realizó un diseño apropiado de todos los elementos estructurales de la edificación, colocando una adecuada cuantía de acero que proporcione a cada elemento una capacidad de resistencia lo suficientemente alta para soportar las fuerzas sísmicas a las que esté expuesto. Para este proceso se utilizó el método de Resistencia última y se cumplió con los criterios de la Norma E.060,  $R_u \leq \phi R_n$ .

## **VII. RECOMENDACIONES**

Se recomienda a los tesisistas de Ingeniería civil que el diseño estructural de columnas y placas se realice manualmente con hojas de cálculos con el fin de corroborar que las cuantías de acero que se obtienen del programa Etabs sean los más adecuados y apropiados para el diseño.

En el diseño de columnas, se recomienda a los estudiantes e interesado en la ingeniería civil que para la elaboración del diagrama de interacción usen momentos en ambos sentidos en razón de que esto permite hacer un mejor diseño de dichos elementos, no es apropiado realizar el diseño usando solo el momento del sentido X dado que los resultados no se acercan a lo real. Así mismo para el diseño de elementos estructurales sometidas a flexión y corte (vigas, losas macizas) y a flexocompresión y cortante (columnas, placas) se recomienda aplicar la filosofía “brindar más capacidad por cortante que por flexión o flexocompresión”, porque esto evita la aparición de una falla frágil.

Los futuros investigadores en el campo de estructuras deben tener en cuenta que cuando después de realizado el análisis sísmico y dinámico de un edificio las derivas y desplazamientos en centro de masa resultan ser muy elevados; el caso de edificaciones de gran peso y altura; se debe utilizar un sistema de muros estructurales, en el que se distribuyan placas de forma proporcional y estratégica, esto ayudara a que la edificación cuente con una gran rigidez lateral y se comporte de manera favorable frente a las fuerzas sísmicas. Asi mismo se les recomienda investigar sobre aisladores y disipadores sísmicos, puesto que cuando se diseñe un edificio de gran envergadura y altura, será necesario aplicar este sistema, debido a que son herramientas de alta tecnología que protegen a una estructura de los grandes sismos a los que esté sometida.

## REFERENCIAS

- Abreu, Yadnel; Estrada, Roberto y Calzadilla, Héctor. Análisis dinámico del sistema de dirección de la cosechadora de caña cubana CCA.5000 [En línea] vol.24 (1): 5 – 13, enero 2015. Disponible en: [http://scielo.sld.cu/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S2071-00542015000100001](http://scielo.sld.cu/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S2071-00542015000100001)
- Afuso, Minoru. Diseño estructural de un edificio de concreto armado de cinco pisos y tres sótanos ubicado en el distrito de Barranco. Trabajo de Titulación (Ingeniero Civil). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, 2017.
- Alva, Juan y Castro, Karla. Análisis y Diseño Estructural en edificaciones implementando disipadores de energía viscosos Taylor. Trabajo de Titulación (Ingeniero Civil). Trujillo: Universidad Privada Antenor Orrego, Escuela Profesional de Ingeniería Civil, 2017.

- Ayala, Orlando. Diseño del edificio multifamiliar “Los Robles” Urbanización Santa María, Distrito de José Leonardo Ortiz, provincia Chiclayo, región Lambayeque 2017. Trabajo de Titulación (Ingeniería Civil). Trujillo: Universidad Cesar Vallejo, Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil, 2017.
- Barbat, H; Oller, S y Vielma. J. C. Cálculo y diseño sismorresistente de edificios. Aplicación de la norma NCSE-02. Barcelona: Centro Internacional de métodos numéricos en ingeniería, 2005. 2009. ISBN: 84-95999-89-7.
- Blanco, Antonio. (1991). Estructuración y diseño de edificios de concreto armado. 1° ed. Lima – Perú: Ediciones Capítulo de Ingeniería Civil. Consejo departamental. Lima.
- Blanco, Marianela. Criterios fundamentales para el diseño sismorresistente. Revista de la Facultad de Ingeniería Universidad Central de Venezuela. Vol.27, (3): 071 – 084, setiembre 2012. ISSN: 0798-4065. Disponible en: [http://ve.scielo.org/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S0798-40652012000300008](http://ve.scielo.org/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0798-40652012000300008).
- Caballero, Javier. Los criterios de diseño arquitectónico de la vivienda moderna desde la perspectiva de género [En línea]. Vol 51, Mayo 2016. Disponible en: <https://doi.org/10.1016/j.df.2016.03.002>
- Cabezas, Edison y otros. Introducción a la metodología de la investigación científica. Ecuador. Primera Edición por David Andrade Aguirre. Octubre. 2018.
- Choquehuanca, Kevin. Análisis y Diseño Estructural de una edificación en concreto armado de 5 pisos y 1 semisótano. Trabajo de Titulación (Ingeniería

Civil). Arequipa: Universidad Nacional de San Agustín, Escuela profesional de Ingeniería Civil, 2017.

- Colina Martínez, Jaime de la y Ramírez de Alva, Horacio. La Ingeniería Estructural. CIENCIA ergo-sum, Revista Científica Multidisciplinaria de prospectiva. Vol.7 (2): 171 – 172, julio 2000. ISSN: 1405-0269. Disponible en: <https://cienciaergosum.uaemex.mx/article/view/7599/6152>
- Cruz, Iván y Dieguez, Valia. Análisis y Diseño Estructural en Concreto Armado para una vivienda multifamiliar aplicando la nueva norma de Diseño Sismorresistente en la Urbanización Soliluz – Trujillo. Trabajo de Titulación (Ingeniero Civil). Trujillo: Universidad Privada Antenor Orrego, Escuela Profesional de Ingeniería Civil, 2015.
- Guevara, Irma y Vera, Engels. Diseño de un edificio de concreto armado de 6 pisos con semisótano para un hotel – restaurant – ubicado en el distrito de Nuevo Chimbote, provincia Santa. Trabajo de Titulación (Ingeniero Civil). Trujillo: Universidad Privada Antenor Orrego, Escuela Profesional de Ingeniería Civil, 2013.
- Ingenieros y Arquitectos El “Hub” de los profesionales del sector AECO. Zigurat Global Institute of Technology. 16 de agosto del 2019. Disponible en: <https://www.e-zigurat.com/blog/es/configuracion-estructural-problematika/#>
- Lozano, Antony y Morillo, Brayan. Diseño Estructural de un Hotel de Siete Niveles con Sistema Dual, Distrito y Provincia de Otuzco – La Libertad, 2019. Trabajo de Titulación (Ingeniero Civil). Trujillo: Universidad César Vallejo, Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil, 2019.

- Mayhua, Jack. Diseño Estructural por desempeño sísmico de un edificio de 5 pisos en el distrito de Ascención, provincia de Huancavelica. Trabajo de Titulación (Ingeniería Civil). Huancayo: Universidad Continental, Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil, 2018.
- McCormac, Jack y Brown, Russell. Diseño de concreto reforzado. 8° ed. México: Alfaomega Grupo Editor, 2011.
- MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCION Y SANEAMIENTO. RNE – E.020 Cargas. Lima: 2006.
- MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCION Y SANEAMIENTO. RNE – E.030 Diseño sismorresistente. Lima: 2018.
- MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCION Y SANEAMIENTO. RNE – E.050 Suelos y Cimentaciones. Lima: 2006.
- MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCION Y SANEAMIENTO. RNE – E.060 Concreto armado. Lima: 2009.
- Morales, Roberto. Diseño en Concreto Armado. Perú. 3° Edición por Fondo Editorial ICG (Instituto de la Construcción y Gerencia). Mayo. 2006.
- Morocho, Fernando. Diseño Estructural de un edificio de concreto armado de siete pisos. Trabajo de Titulación (Ingeniero Civil). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, 2016.

- Ordoñez, José. Diseño sísmico basado en desplazamientos de estructuras de hormigón armado aporricadas y estructuras de muros de corte Trabajo de Titulación (Mg. En Estructuras). Quito: Escuela Politécnica Nacional, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, 2015.
- Oviedo, Ricardo. Diseño Sismorresistente de Edificaciones de Concreto Armado. 1.a Ed. Oviedo Ingeniería EIRL. Lima 2016.
- Prieto, Luis. Strain method for doubly reinforced rectangular beams design [En línea] Vol. 24 (40): 31-40, septiembre 2015. Available in: <https://revistas.uptc.edu.co/revistas/index.php/ingenieria/article/view/4024>
- Pungaña, José. Aplicación de código ACI-318-2008 para el diseño de losas alivianadas y losas macizas bidireccionales y la implementación de un programa de cálculo. Trabajo de Titulación (Ingeniero Civil). Ambato: Universidad Técnica de Ambato, Facultad de Ingeniería Civil, 2015.
- Quispe, Fredy. Análisis y diseño estructural comparativo con la norma sismo resistente E.030-2014 vs. E.030-2003 de un edificio multifamiliar de 5 pisos en distrito de Surquillo. Trabajo de Titulación (Ingeniero Civil). Lima: Universidad Ricardo Palma, Escuela Profesional de Ingeniería Civil, 2015.
- Rodriguez, William. Capacidad portante de los suelos. [En línea]. Perú,2018. [Fecha de consulta: 05 de mayo del 2020]. Disponible en: [https://www.academia.edu/4403901/CAPACIDAD\\_PORTANTE\\_DE\\_LOS\\_SUELOS](https://www.academia.edu/4403901/CAPACIDAD_PORTANTE_DE_LOS_SUELOS)  
S. BEARING CAPACITY OF SOILS

- Salazar, Junior y Guillen, Gerardo. Diseño estructural de edificio multifamiliar de concreto armado. Trabajo de Titulación (Ingeniero Civil). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, 2020.
- Sánchez, Natalia y Josue, Maicol. Caracterización de las condiciones estructurales en algunas residenciales del barrio San Antonio en Bogotá según NSR – 10. Trabajo de Titulación (Ingeniería Civil). Bogotá: Universidad Católica de Colombia, Facultad de Ingeniería, 2015.
- Villanueva, José. Análisis sismo resistente de edificios de varias alturas en la ciudad de Trujillo considerando un espectro de respuesta mediante Leyes de atenuación. Trabajo de Titulación (Ingeniero Civil). Trujillo: Universidad Privada Antenor Orrego, Escuela Profesional de Ingeniería Civil, 2017.
- Zamorano, Abraham. Terremotos en Chile: El secreto de sus construcciones antisísmicas. BBC News Mundo; 2015. Disponible en: [https://www.bbc.com/mundo/noticias/2014/04/140402\\_chile\\_terremoto\\_edificios\\_a\\_z](https://www.bbc.com/mundo/noticias/2014/04/140402_chile_terremoto_edificios_a_z)
- Zibell, Matías. El secreto de los Edificios que no se cayeron durante el terremoto de Ecuador [en línea]. BBC News Mundo: 2016. Disponible en: [https://www.bbc.com/mundo/noticias/2016/04/160422\\_ecuador\\_terremoto\\_problemas\\_construcciones\\_arquitectura\\_ab](https://www.bbc.com/mundo/noticias/2016/04/160422_ecuador_terremoto_problemas_construcciones_arquitectura_ab)

## ANEXOS

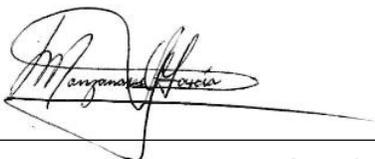
### Anexo 1. Declaratoria de autenticidad (autores)

#### DECLARATORIA DE AUTENTICIDAD

Nosotros, Manzanares García Víctor Hugo y Vargas Machuca Gutiérrez Diego Sebastián, estudiantes de la escuela profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad César Vallejo, identificados con DNI N° 72742385 y 70782895 respectivamente; a efecto de cumplir con las disposiciones vigentes consideradas en el reglamento de Grados y Títulos de la Universidad César Vallejo, declaramos bajo juramento que el Proyecto de Investigación es de nuestra autoría y que toda la documentación, datos e información que en ella se presenta es veraz y auténtica.

En tal sentido, asumimos la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u comisión tanto del contenido del presente Proyecto de Investigación como de información adicional aportada, por lo cual nos sometemos a lo dispuesto en las normas académicas vigentes de la Universidad César Vallejo.

Trujillo, 26 de diciembre del 2020



Víctor Hugo Manzanares García

DNI: 72742385



Diego Vargas Machuca Gutiérrez

DNI: 70782895

Anexo 2. Declaratoria de autenticidad (asesor)

**DECLARATORIA DE AUTENTICIDAD DEL ASESOR**

Yo, VILLAR QUIROZ JOSUALDO CARLOS, docente de la Facultad de Ingeniería y Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo Trujillo, revisor de la tesis titulada “Diseño sísmico estructural de un pabellón de la Facultad de Ciencias Médicas de la Universidad César Vallejo – Trujillo, 2020”, de los estudiantes Manzanares García Victor Hugo y Vargas Machuca Gutiérrez Diego Sebastián, constato que la investigación tiene un índice de similitud de 21% verificable en el reporte de originalidad del programa Turnitin, el cual ha sido realizado sin filtros, ni exclusiones.

He revisado dicho reporte y concluyo que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio. En tal sentido asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de información aportada, por lo cual me someto a lo dispuesto en las normas académicas vigentes de la Universidad César Vallejo.

Trujillo, 26 de diciembre del 2020



---

Firma

Villar Quiroz, Josualdo Carlos

DNI: 40132759

CIP: 106994

Anexo 3.

Anexo 3.1: Matriz de operacionalización de variable

Tabla 60. Matriz de operacionalización de variables.

Variables	Definición conceptual	Definición operacional	Dimensión	Indicadores	Escala de medición
variable independiente	Para Barbat (2005, p.103), El diseño sísmico estructural es aquel diseño que, a partir de una conveniente configuración estructural específica; con elementos de adecuadas dimensiones y ciertos materiales de resistencia apropiada; busca formar un sistema estructura ideal capaz de resistir las fuerzas sísmicas de alta intensidad a las que sea sometida. Para ello es imprescindible utilizar una técnica de cálculo oportuna que permita que la estructuración este capacitada para brindar rigidez lateral a las edificaciones en ambas direcciones	Para el diseño sísmico estructural, preliminarmente se realizan procesos fundamentales como el estudio de suelos en laboratorios para determinar las propiedades mecánicas y la capacidad portante del terreno sobre el que se cimentará la estructura, el levantamiento topográfico de la superficie mediante el uso de una estación total y finalmente se especifica el diseño arquitectónico de la edificación en el software AutoCAD. Después de estos procesos se plantea realizar un modelamiento tridimensional del sistema estructural seleccionado en el programa ETAPS, en el cual se introducen datos como el diseño geométrico de los elementos estructurales; previamente predi mencionados; y las cargas gravitacionales de los mismos. Dicho modelo da un acercamiento real de cuál será el comportamiento de la estructura.	Estudio de Mecánica de Suelos	Tipo de suelo (S1, S2, S3, S4)	Razón
Capacidad Portante (kg/cm <sup>2</sup> )					
Coeficiente de Balasto (kg/cm <sup>2</sup> )					
Diseño Sísmico Estructural			Diseño arquitectónico	Áreas (m <sup>2</sup> )	Razón
				Planos	
			Predimensionamiento	Luces críticas (m)	Razón
				Áreas tributarias (m <sup>2</sup> )	
				Cortante basal (Tn)	
				base, altura y largo de los elementos estructurales (m)	
			Metrado de Cargas	Largo, Ancho, Altura (m)	Razón
				Áreas (m <sup>2</sup> ), Volúmenes (m <sup>3</sup> )	
				Pesos unitarios (Tn/m <sup>2</sup> ) (Tn/m <sup>3</sup> )	
				Pesos parciales y totales (Tn)	
			Análisis sísmico	Derivas	Razón
				Desplazamientos (cm)	
				Masa participativa modal (%)	
	Cortante estática y dinámica (Tn)				
	Diseño Estructural	Momentos (Tn,m)	Razón		
		Cortantes (Tn)			
Cargas Axiales (Tn)					
Área de acero (cm <sup>2</sup> )					

Anexo 3.2: Indicadores de variables

Tabla 61. Indicadores de variables.

OBJETIVO ESPECÍFICO	DIMENSIONES	INDICADORES	DESCRIPCIÓN	TÉCNICA/ INSTRUMENTO	TIEMPO EMPLEADO	MODO DE CÁLCULO
Realizar un estudio de mecánica de suelos del terreno sobre el cual se cimentará el Pabellón de Ciencias Médicas.	Estudio de Mecánica de Suelos	Tipo de suelo	descripción de la textura, forma y tamaño de las partículas de un suelo	Análisis documental, Ficha técnica de datos: EMS	1 semana	Se extraerán datos a través de una ficha de datos de un EMS que haya sido realizado en un terreno que se encuentre a una distancia no mayor a 500 metros del área del proyecto.
		Capacidad portante (kg/cm <sup>2</sup> )	Capacidad del terreno para soportar las cargas aplicadas sobre él			
		Coefficiente de Balasto (kg/cm <sup>2</sup> )	Relación entre la presión que actúa en un punto, "p", y el asiento que se produce, "y".			
Realizar el diseño arquitectónico de la edificación utilizando criterios básicos de diseño y el RNE.	Diseño arquitectónico	Áreas (m, m <sup>2</sup> )	Medidas a una determinada extensión de terreno.	Software AutoCAD	1 semana	Se realizarán los planos de distribución, cortes y elevaciones, de acuerdo al RNE y la RVM N° 017-2015-MINEDU.
		Planos	Representación gráfica de la planta de una edificación			
Realizar el predimensionamiento de los elementos estructurales del pabellón de Ciencias Médicas	Predimensionamiento	Luz crítica (m)	Distancia máxima entre dos apoyos	Hoja técnica de cálculo y gráficos	1 semana	Se hace el uso de criterios aproximados dados por la norma E.060 para determinar las secciones de los elementos estructurales
		Área Tributaria (m <sup>2</sup> )	Área de un elemento estructural expuesto a una carga uniformemente distribuida			
		Cortante basal (Tn)	Fuerza lateral total en la base de una estructura			
		base, altura y largo de los elementos estructurales (m)	Magnitudes métricas que permiten consignar medidas a un elemento estructural.			

Realizar el metrado de cargas muertas y vivas actuantes sobre los distintos elementos estructurales de la edificación	Metrado de Cargas	Largo, Ancho, Altura (m)	Magnitudes métricas que permiten consignar medidas a un elemento estructural.	Hoja técnica de cálculo, Guía de Observación N°1	1 semana	Se determina los pesos de la edificación, en los cuales están incluidos las cargas muertas y vivas. Se siguen los criterios de la Norma E.020
		Áreas (m <sup>2</sup> ), Volúmenes (m <sup>3</sup> )				
		Peso unitario (Tn/m <sup>2</sup> ) (Tn/m <sup>3</sup> )	Masa de un cuerpo por unidad de área o volumen			
		Pesos parciales y totales (Tn)	Fuerzas que ejercen los cuerpos sobre distintos puntos de apoyo			
Realizar el análisis sísmico de la edificación siguiendo los requerimientos de la Norma Técnica E.030	Análisis sísmico	Derivas (cm)	Cociente entre el desplazamiento lateral del entrepiso y la altura del nivel correspondiente	Guía de observación N°2, Hoja técnica de cálculo, Software ETABS, Software SAFE	2 semanas	En el modelo en 3D de la edificación hecho en el Etabs, se realizará el análisis estático del edificio, considerando las fuerzas por sismo, así como también se realizará el análisis dinámico modal espectral, considerando las pseudo aceleraciones a través del espectro de respuesta.
		Desplazamientos (cm)	Cambio de posición de un cuerpo de un punto inicial a otro final.			
		Masa participativa modal (%)	porcentaje de cantidad de materia que actúa en los modos de vibración de un edificio			
		Cortante estática y dinámica	Fuerzas horizontales que actúan en los entrepisos de las edificaciones generando deformaciones			
Realizar el diseño estructural de los elementos estructurales teniendo en cuenta los parámetros establecidos en la Norma Técnica E.060	Diseño Estructural	Momentos (Tn.m)	Capacidad de una fuerza para producir un giro o rotación alrededor de un punto ( $M=F.d$ )	Hoja técnica de cálculo, Software ETABS, Software SAFE	2 semanas	Teniendo las dimensiones reales de los elementos estructurales, se procederá a realizar el diseño de las estructuras del edificio, considerando los criterios de ACI 318-19 y la norma E.060 y apoyándonos en una hoja de cálculo.
		Cortantes (Tn.m)	fuerza interna de un determinado elemento estructural, la cual es igual a la suma de las fuerzas perpendiculares externas aplicadas en dicho elemento			
		Cargas axiales (Tn)	Fuerza que actúa a lo largo del eje longitudinal de un elemento estructural			
		Área de acero (cm <sup>2</sup> )	cantidad de barras rectas de acero de sección circular			

## Anexo 4. Instrumentos de recolección de datos

### Anexo 4.1. Ficha Técnica de datos: Estudio de Mecánica de Suelos

Tabla 62. Ficha técnica de estudio de mecánica de suelos con fines de cimentación.

INFORMACION GENERAL	
TIPO DE DOCUMENTO	ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS
PROYECTO:	
SOLICITANTE:	
LABORATORIO:	
UBICACIÓN:	
FECHA:	
NAF:	
DATOS PARA INVESTIGACION:	
TIPO DE SUELO:	
CAPACIDAD PORTANTE ( $q_{adm}$ ):	
COEFICIENTE DE BALASTO ( $K_s$ ):	
GEOMETRIA DE LA CIMENTACION:	

Anexo 4.2. Guía de Observación N° 01: Metrado de Cargas

Tabla 63. Guía de Observación N° 01: Metrado de Cargas.

PISO:	CARGA MUERTA						
Elemento Estructural	Largo (m)	Ancho (m)	Altura (m)	Area (m <sup>2</sup> )	Peso Unitario (Tn/m <sup>2</sup> )	N° de elementos estructurales	Carga parcial (Tn)
Losa							
acabados							
Viga Principal							
Viga Secundaria							
Columna central							
Columna Excéntrica							
Columna Esquinera							
Muro de albañilería							
CARGA MUERTA DEL PISO							

PISO:	CARGA VIVA		
Ocupación o Uso	Cargas repartidas (Tn/m <sup>2</sup> )	Área (m <sup>2</sup> )	Carga parcial (Tn)
Baños			
Aulas			
Laboratorios			
Vestidores			
Almacén			
Estancia de alumnos			
Sala de lectura			
Sala de computación			
Salas de operación y zonas de servicio			
Corredores y Escaleras			
CARGA VIVA DEL PISO			

Piso	Peso Muerta (Tn/m <sup>2</sup> )	Peso Vivo (Tn/m <sup>2</sup> )
Piso "1"		
Piso "2"		
Piso "3"		
piso "n"		
Carga Total		

Anexo 4.3. Guía de Observación N° 02: Análisis sísmico

Tabla 64. Guía de Observación N° 02: Análisis sísmico.

GUIA DE OBSERVACION N° 03: ANALISIS SÍSMICO				
FACTORES PARA EL ESPECTRO DE RESPUESTA				
Datos	Factores	Datos	Dir X-X	Dir Y-Y
Z		Ro		
U		la		
S		lp		
TP		Rx-y		
TL		Config.		
0.2TP		g		

Anexo 4.4. Ficha de resumen llena.

Tabla 65. Ficha de resumen llena.

INFORMACION GENERAL	
TIPO DE DOCUMENTO	ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS
PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR "LA FONTANA"
SOLICITANTE:	AGUITEL SAC
LABORATORIO:	HUERTAS INGENIEROS S.A.C.
UBICACIÓN:	URB. SAN ANDRÉS II ETAPA - VICTOR LARCO HERRERA - TRUJILLO.
FECHA:	OCTUBRE DEL 2018
NAF:	4.40m
DATOS PARA INVESTIGACION:	
TIPO DE SUELO:	Arena uniforme (SP)
CAPACIDAD PORTANTE (qadm):	3.52 kg/cm <sup>2</sup>
COEFICIENTE DE BALASTO (Ks):	2.8 kg/cm <sup>3</sup>
GEOMETRIA DE LA CIMENTACION:	Superficial (Platea de cimentacion)

Anexo 4.5. Guía de observación N°1 llena.

4.5.1 Metrado de cargas – Bloque 1

Tabla 66. Guía de observación N°1: Cargas muertas del Bloque 1.

PISO: 1- 8		CARGA MUERTA					
Elemento Estructural	Largo (m)	Ancho (m)/ Diámetro (m)	Altura (m)	Area (m <sup>2</sup> )	Peso Unitario (Tn/m <sup>2</sup> )/ (Tn/m <sup>3</sup> )	N° de elementos estructurales	Carga parcial (Tn)
Losa maciza	28.005	13.525	0.2	350.07	2.4	1	168.03
Acabados	28.005	13.525		350.07	0.1	1	35.01
Viga V-1	28.005	0.4	0.80		2.4	4	86.03
Viga V-2	13.525	0.25	0.5		2.4	5	20.29
C1	0.25	0.25	3.5		2.4	1	0.53
C2	0.35	0.35	3.5		2.4	1	1.03
C3	0.3	0.30	3.5		2.4	1	0.76
C4	0.4	0.40	3.5		2.4	1	1.34
C5	0.45	0.45	3.5		2.4	1	1.70
C6	0.3	0.30	3.5		2.4	1	0.76
C7	0.35	0.35	3.5		2.4	1	1.03
C8	0.5	0.50	3.5		2.4	1	2.10
C9	0.55	0.55	3.5		2.4	1	2.54
C10	0.55	0.55	3.5		2.4	1	2.54
C11	0.45	0.45	3.5		2.4	1	1.70
C12	0.35	0.35	3.5		2.4	1	1.03
C13	0.35	0.35	3.5		2.4	1	1.03
C14	0.30	0.30	3.5		2.4	1	0.76
C15	0.45	0.45	3.5		2.4	1	1.70
C16	0.50	0.50	3.5		2.4	1	2.10
C17	0.40	0.40	3.5		2.4	1	1.34
C18		0.25	3.5	0.0491	2.4	1	0.41
C19		0.35	3.5	0.0962	2.4	1	0.81
C20		0.40	3.5	0.1257	2.4	1	1.06
C21		0.40	3.5	0.1257	2.4	1	1.06
C22		0.30	3.5	0.0707	2.4	1	0.59
Muro de albañilería	28.005	13.525		350.07	0.27	1	94.52
CARGA MUERTA DEL PISO							431.78
CARGA MUERTA DEL PISO 1 AL 8							3156.71

PISO: Techo	CARGA MUERTA						
Elemento Estructural	Largo (m)	Ancho (m)	Altura (m)	Area (m <sup>2</sup> )	Peso Unitario (Tn/m <sup>2</sup> )/ (Tn/m <sup>3</sup> )	N° de elementos estructurales	Carga parcial (Tn)
Losa	28.005	13.525	0.2	350.07	2.4	1	168.03
Acabados	28.005	13.525		350.07	0.1	1	35.01
							203.04

Tabla 67. Guía de observación N°1: Cargas vivas del Bloque 1.

AMBIENTES	SOBRECARGA (Tn/m <sup>2</sup> )	AREAS (m <sup>2</sup> )	CARGAS (Tn)
<b>PISO 1 AL 8</b>			
ESCALERA	0.4	28.70	11.48
DESCANSO	0.4	25.38	10.15
BAÑOS	0.25	67.64	16.91
PASADIZO	0.4	84.72	33.89
<b>PRIMER PISO</b>			
OFICINA 1. V-100	0.3	89.27	26.78
OFICINA 1. V-100	0.3	89.27	26.78
MEDIO BAÑO. V-100	0.3	2.96	0.89
OFICINA 2. V-101	0.3	80.33	24.10
<b>SEGUNDO PISO</b>			
LAB. DE ANATOMÍA. V-200	0.3	92.22	27.67
LAB. DE ANATOMÍA. V-201	0.3	80.33	24.10
<b>TERCER PISO</b>			
LAB. CLÍNICO. V-300	0.3	92.22	27.67
LAB. DE BIOQUÍMICA. V-301	0.3	77.48	23.24
DEPÓSITO. V-301	0.3	2.84	0.85
<b>CUARTO PISO</b>			
PATOLOGÍA. V-400	0.3	92.22	27.67
LAB. DE FÍSICA. V-401	0.3	80.33	24.10
<b>QUINTO PISO</b>			
CONSULTORIOS DE SIMULACIÓN. V-500	0.3	92.22	27.67
TRAUMA SHOCK, ASISTENCIA MÉDICA INMEDIATA. V-501	0.3	77.89	23.37
MEDIO BAÑO. V-501	0.3	2.44	0.73
<b>SEXTO PISO</b>			
AULA INTERACTIVA. V-600	0.25	92.22	23.06
AULA. V-601	0.25	80.33	20.08
<b>SEPTIMO PISO</b>			
AULA INTERACTIVA. V-700	0.25	92.22	23.06
AULA. V-701	0.25	80.33	20.08

OCTAVO PISO			
AULA INTERACTIVA. V-800	0.25	92.22	23.06
AULA. V-801	0.25	80.33	20.08
TECHO	0.1	350.07	35.01

8 PISOS	763.10
---------	--------

AZOTEA	35.01
--------	-------

Piso	Peso Muerta (Tn/m <sup>2</sup> )	Peso Vivo (Tn/m <sup>2</sup> )
Piso 1-8	3156.71	763.10
Techo	203.04	35.01
Carga Total	3359.75	798.11

#### 4.5.2. Metrado de cargas – Bloque 2

Tabla 68. Guía de observación N°1. Cargas muertas del Bloque 2.

PISO: 1- 8		CARGA MUERTA					
Elemento Estructural	Largo (m)	Ancho (m)/ Diámetro (m)	Altura (m)	Area (m <sup>2</sup> )	Peso Unitario (Tn/m <sup>2</sup> )/ (Tn/m <sup>3</sup> )	N° de elementos estructurales	Carga parcial (Tn)
Losa maciza	22.95	13.525	0.2	310.40	2.4	1	148.99
Acabados	22.95	13.525		310.40	0.1	1	31.04
Viga V-1	22.95	0.35	0.70		2.4	4	53.98
Viga V-2	13.525	0.25	0.5		2.4	4	16.23
C1	0.3	0.30	3.5		2.4	2	1.51
C2	0.45	0.45	3.5		2.4	2	3.40
C3	0.45	0.45	3.5		2.4	2	3.40
C4	0.55	0.55	3.5		2.4	2	5.08
C5	0.4	0.40	3.5		2.4	2	2.69
C6	0.5	0.50	3.5		2.4	2	4.20
C7		0.30	3.5	0.0707	2.4	2	1.19
C8		0.40	3.5	0.1257	2.4	2	2.11
Muro de albañilería	22.95	13.525		310.40	0.27	1	83.81
CARGA MUERTA DEL PISO							357.63
CARGA MUERTA DEL PISO 1 AL 8							2597.22

PISO: Azotea	CARGA MUERTA						
Elemento Estructural	Largo (m)	Ancho (m)	Altura (m)	Area (m <sup>2</sup> )	Peso Unitario (Tn/m <sup>2</sup> )/(Tn/m <sup>3</sup> )	N° de elementos estructurales	Carga parcial (Tn)
Losa maciza	22.95	13.525	0.2	310.40	2.4	1	148.991
Acabados	22.95	13.525		310.40	0.1	1	31.040
							180.031

Tabla 69. Guía de observación N°1: Cargas vivas del Bloque 2.

AMBIENTES	SOBRECARGA (TN/M <sup>2</sup> )	ÁREAS (M <sup>2</sup> )	CARGAS (TN)
<b>PISO 1 AL 8</b>			
PASADIZO	0.4	69.42	27.77
<b>PRIMER PISO</b>			
OFICINA 3. V-102	0.3	80.33	24.10
OFICINA 4. V-103	0.3	80.33	24.10
OFICINA 5. V-104	0.3	77.37	23.21
<b>SEGUNDO PISO</b>			
LAB. DE FISIOLÓGÍA. V-202	0.3	80.33	24.10
LAB. DE MICROBIOLOGÍA Y PARASITOLOGÍA. V-203	0.3	80.33	24.10
LAB. DE BIOLOGÍA. V-204	0.3	77.38	23.21
DEPÓSITO. V-204	0.3	2.95	0.88
<b>TERCER PISO</b>			
LAB. DE FARMACOLOGÍA. V-302	0.3	77.48	23.24
DEPÓSITO. V-302	0.3	2.84	0.85
LAB. DE QUÍMICA. V-303	0.3	80.33	24.10
LAB. DE HISTOLOGÍA, EMBRIOLOGÍA Y GENÉTICA. V-304	0.3	80.33	24.10
<b>CUARTO PISO</b>			
VESTIDORES. V-402	0.2	19.73	3.95
ALMACEN. V-402	0.5	16.24	8.12
CENTRO DE SIMULACIÓN. V-402	0.25	44.36	11.09
SALA DEBRIEFING-1 Y 2. V-403	0.25	80.33	20.08
AULA CON CAMARA-1 Y 2 CONECTADAS A E.S. V-404	0.25	80.33	20.08
<b>QUINTO PISO</b>			
QUIRÓFANO 1 Y 2. V-502	0.3	80.33	24.10
NEONATOLOGÍA, SALA DE PARTOS. V-503	0.3	80.33	24.10
HOSPITALIZACIÓN PEDIATRICO. V-504	0.3	80.33	24.10

SEXTO PISO			
AULA. V-602	0.25	80.33	20.08
AULA. V-603	0.25	80.33	20.08
AULA. V-604	0.25	80.33	20.08
SEPTIMO PISO			
AULA. V-702	0.25	80.33	20.08
AULA. V-703	0.25	80.33	20.08
AULA. V-704	0.25	80.33	20.08
OCTAVO PISO			
AULA. V-802	0.25	80.33	20.08
AULA. V-803	0.25	80.33	20.08
ESTANCIA ALUMNOS	0.3	80.33	24.10
TECHO	0.1	310.40	31.04

Piso	Peso Muerta (Tn/m2)	Peso Vivo (Tn/m2)
Piso 1-8	2597.22	659.33
Azotea	180.03	31.04
Carga Total	2777.25	690.37

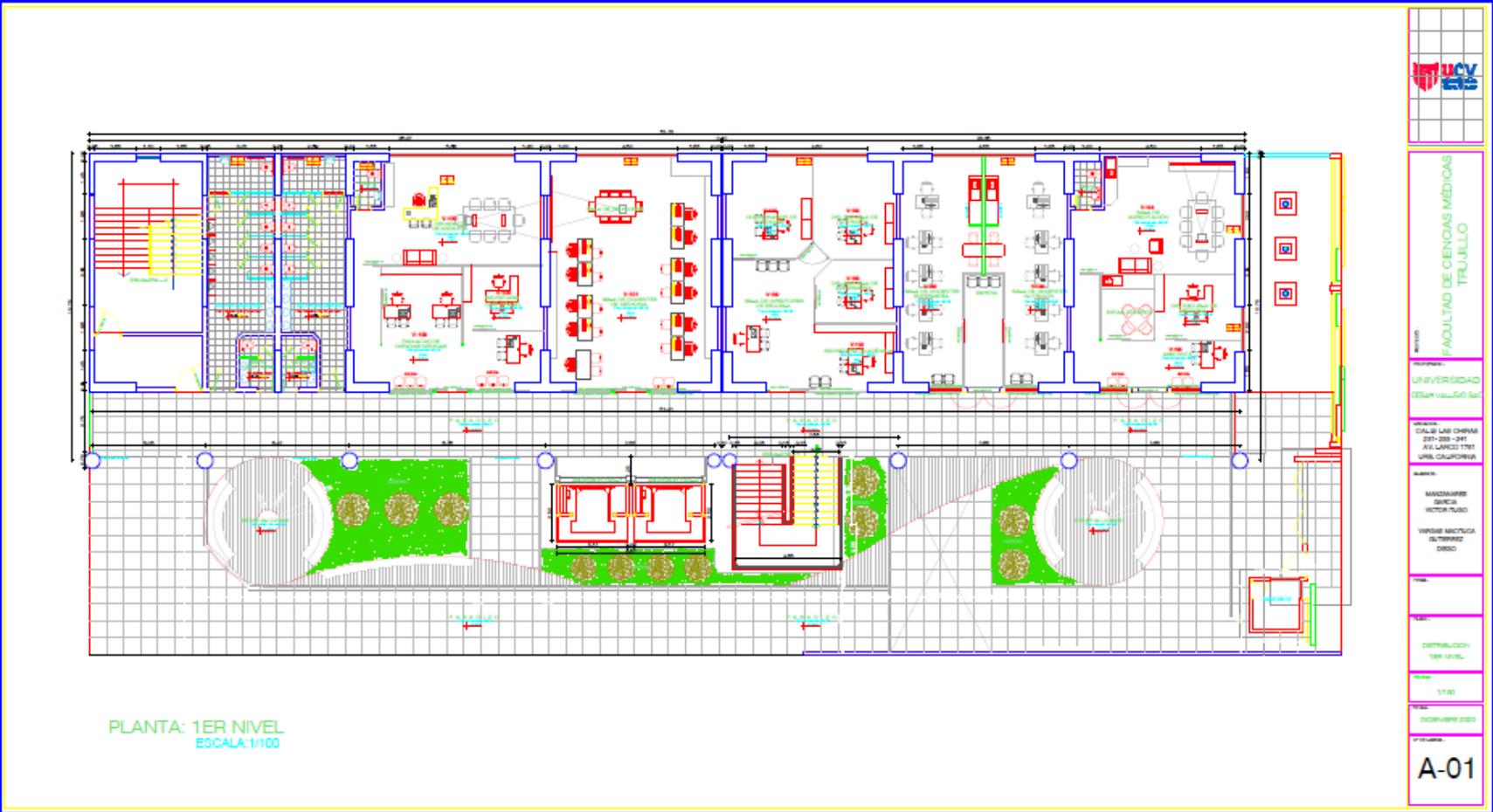
Anexo 4.6. Guía de observación N°2 llena.

Tabla 70. Guía de observación N° 2 llena.

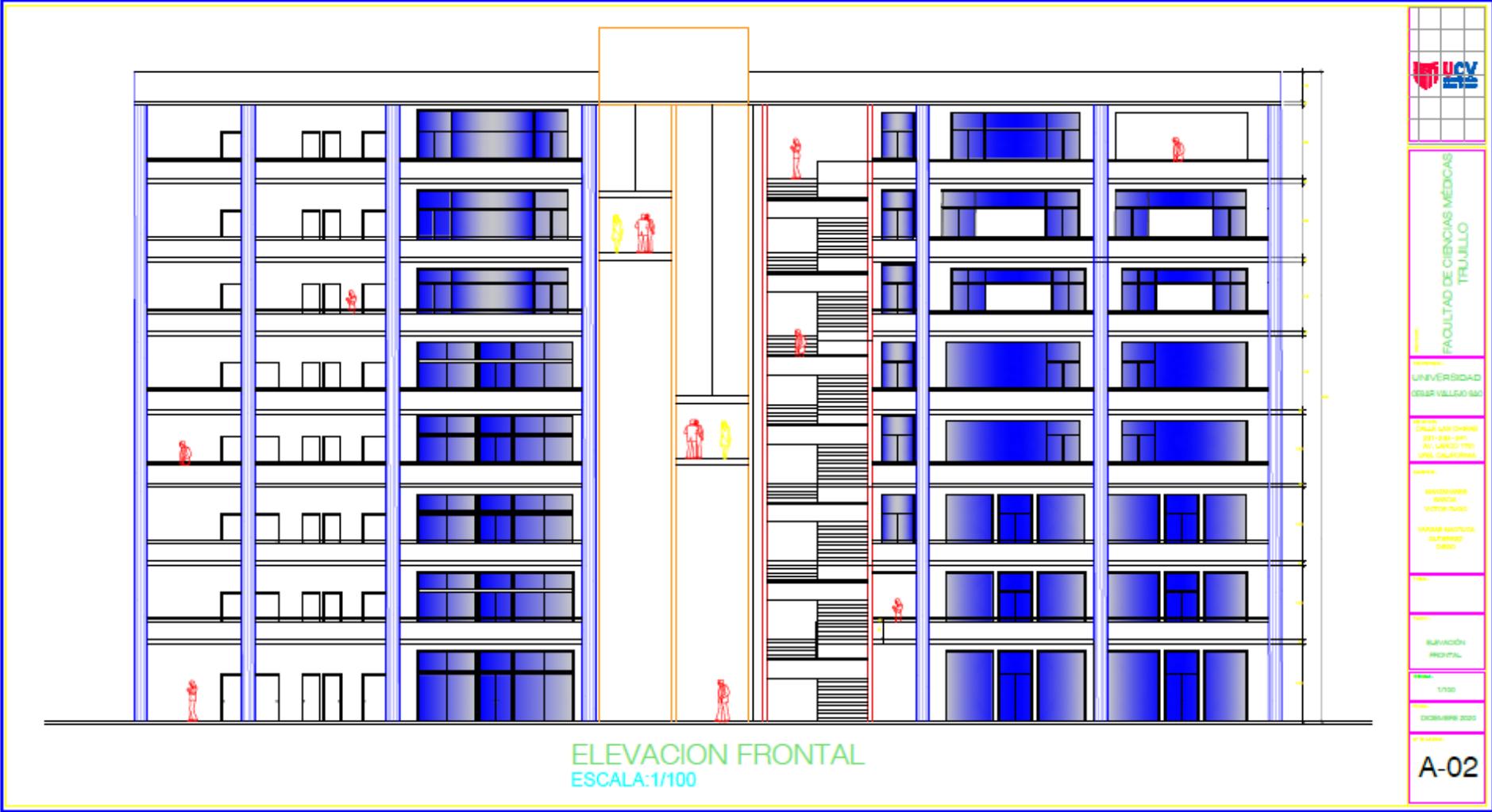
GUIA DE OBSERVACION N° 02: ANALISIS SÍSMICO				
FACTORES PARA EL ESPECTRO DE RESPUESTA				
Datos	Factores	Datos	Dir X-X	Dir Y-Y
Z	0.45	Ro	6	6
U	1.5	la	1	1
S	1.1	lp	1	1
TP	1	Rx-y	6	6
TL	1.6	Config.	Regular	Regular
		g	9.81 m/s2	9.81 m/s2

Anexo 5. Planos

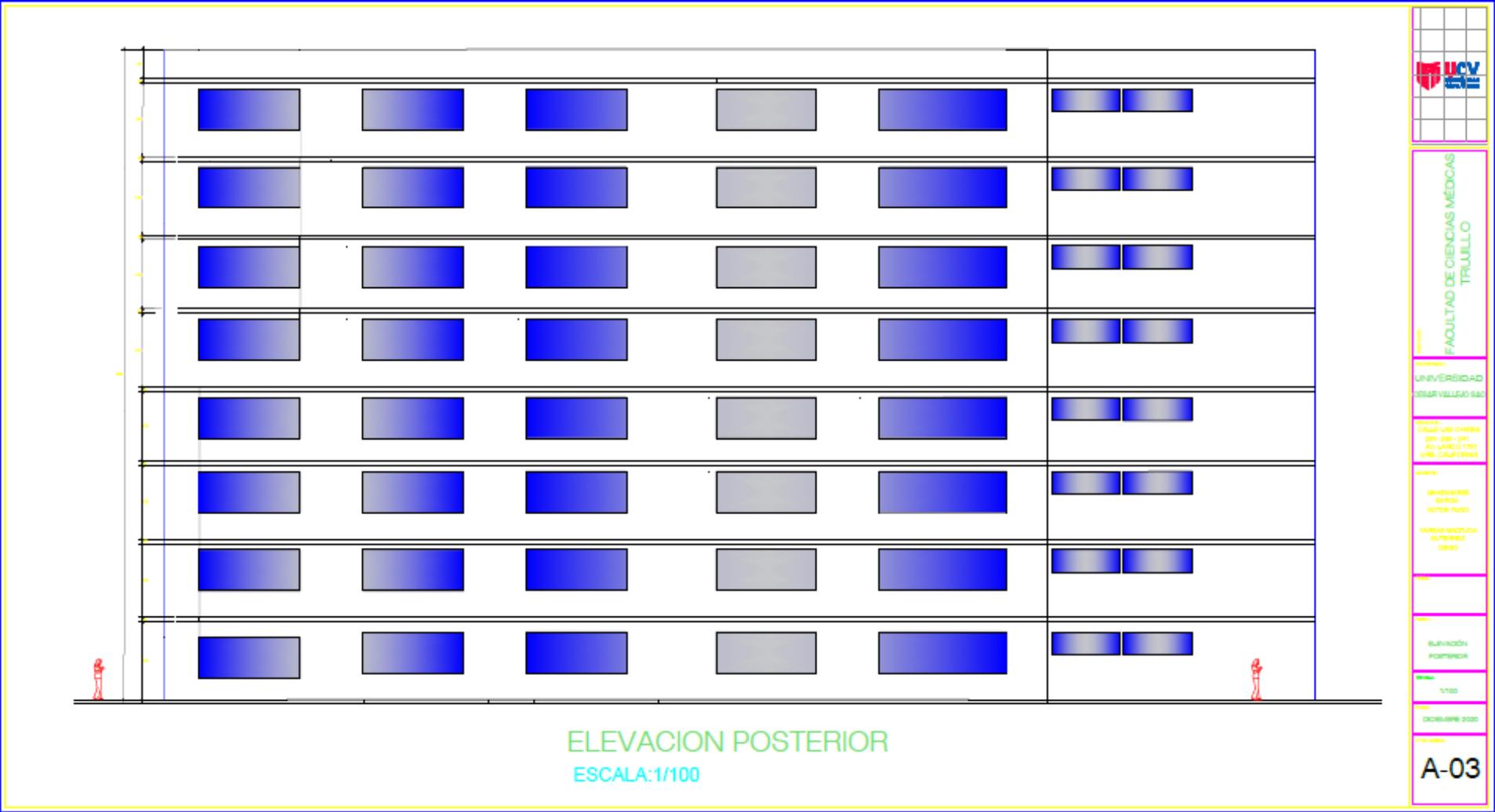
Anexo 5.1. Arquitectura de piso típico.



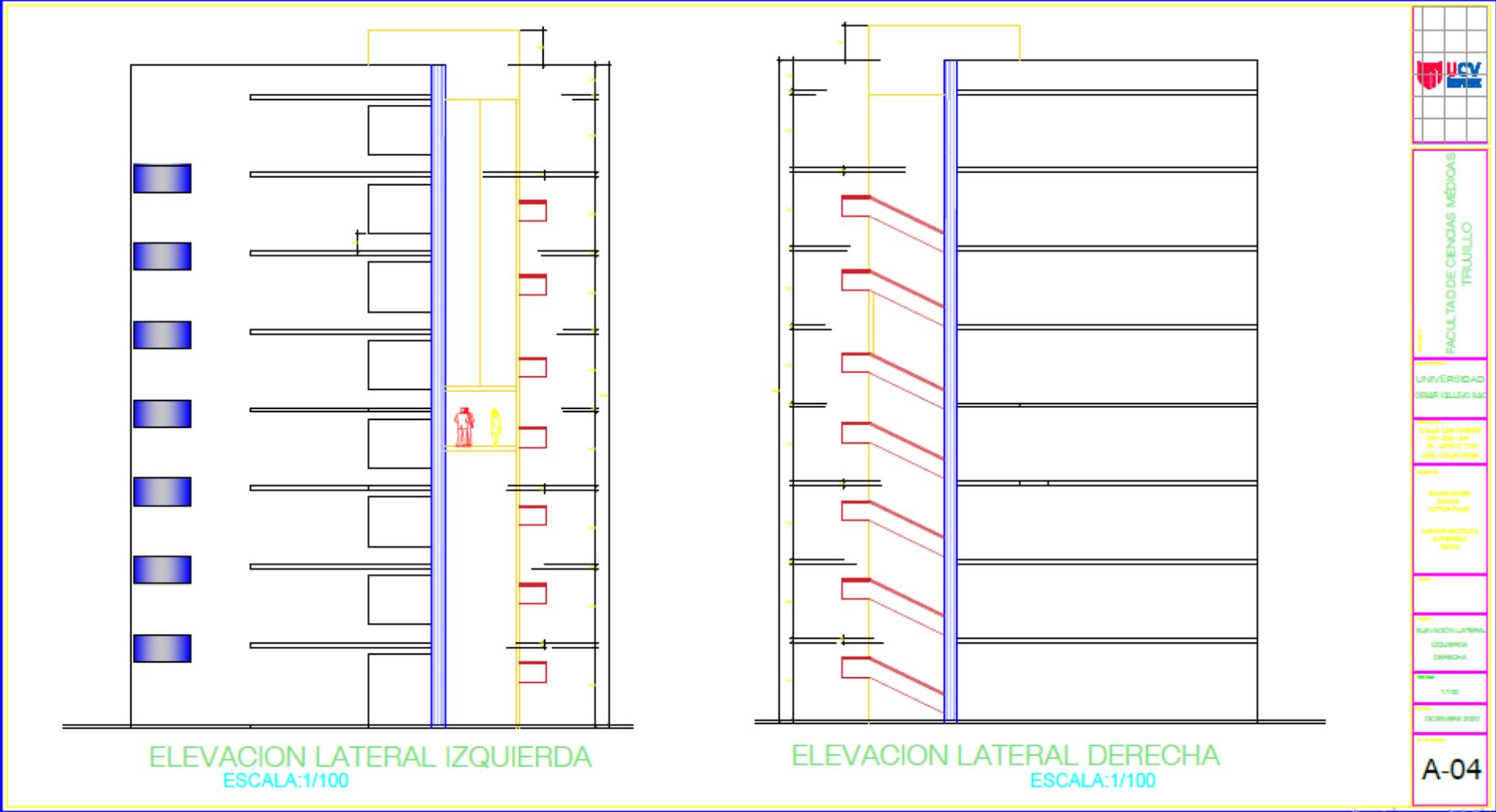
Anexo 5.2. Elevación Frontal.



Anexo 5.3. Elevación Posterior.



Anexo 5.4. Elevación Lateral izquierda y derecha.



Anexo 6. Documentos

Anexo 6.1. Informe técnico: Estudio de mecánica de suelos.

Caratula de informe de estudio de mecánica de suelos.

 **HUERTAS INGENIEROS S.A.C.**  
Laboratorio Geotécnico y Ensayos de Materiales de Construcción

---

**INFORME TÉCNICO**

**ESTUDIO DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACION**



**OBRA:**  
**EDIFICIO MULTIFAMILIAR LA FONTANA**

**SOLICITANTE:**  
**AGUITEL S.A.C.**

**UBICACIÓN:**

<b>LUGAR</b>	:	Manzana U3 Lote 29 Urb. San Andrés III Etapa
<b>DISTRITO</b>	:	Victor Larco Herrera
<b>PROVINCIA</b>	:	<b>TIRUJILLO</b>
<b>DEPARTAMENTO</b>	:	<b>LA LIBERTAD</b>

**AGOSTO del 2017**

**HUERTAS INGENIEROS S.A.C.**  
Ing. José Antonio Huertas Nieto  
C.R. 14618

---

Urb. Monserrate V Etapa Mz. C2 Lta. 4 - Trujillo R.U.C. 204776537-41 Oficina ☎ 265034 & 049650086 - RPM \*425842  
RESOLUCIÓN N° 017594-2012 / DSD - INDECOPI

Resultados de EMS (Capacidad admisible).



# HUERTAS INGENIEROS S.A.C.

Laboratorio Geotécnico y Ensayos de Materiales de Construcción

**7.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:**

**7.1 Conclusiones**

El terreno estudiado arroja los siguientes valores para ser considerados en los planos de proyecto:

Suelos de Apoyo: SP (Arens uniforme).

Desarrollo: A partir de -2.90 m desde el nivel de terreno natural (NTN).

Posición de la napa freática: A -4.40 m del nivel del terreno natural.

Material para ser usado como relleno compactado: Regular.

Tipo de Cimentación recomendada: Superficial.

Cimiento	B (m)	D <sub>r</sub> (m)	q <sub>adm</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	S (cm)
Plataea	>1.20	3.00	3.52	5.00

(\*) Tomado desde el nivel del terreno natural (NTN)

Agresividad de los suelos al cemento: Moderada.

Parámetros Sísmicos:

FACTOR	VALOR	OBSERVACIONES
Z	0.45	Zona II
U	1.30	Edificaciones importantes
C	2.50	Usar T <sub>p</sub> = 0.6 y T <sub>1</sub> = 2. Ver gráfica del factor C
S	1.05	Suelo Tipo S2
R	6.00	Cambiar en función al sistema estructural

**7.2 Recomendaciones:**

- Previo a la ejecución de los trabajos se deberá acondicionar el terreno, eliminando cualquier material inapropiado como suelos orgánicos (o capa vegetal), suelos muy plásticos, maleza o similares.
- Se debe desarrollar un plan de trabajo de manera que el tiempo transcurrido entre las operaciones de excavación y las de vaciado y sellado de los cimientos, sea el menor posible con el fin de reducir al máximo la exposición del suelo de fundación a fenómenos ambientales que puedan alterar su comportamiento.



---

Urb. Monserrats V Etapa Mz. C2 Lta. 4 - Trujillo - R.U.C. 20477663741 Oficina C° 289334 t 940650886 - RPM 425642  
RESOLUCIÓN N° 017594-2011 / DSD - INDECOPI

Resultados de EMS (Módulo de subrasante o coeficiente de balasto).



# HUERTAS INGENIEROS S.A.C.

Laboratorio Geotécnico y Ensayos de Materiales de Construcción

---

OBRA: EDIFICIO MULTIFAMILIAR LA FONTANA  
 SOLICITA: AGRUTEL SAC  
 UBICACIÓN: URB. SAN ANDRES II ETAPA - VICTOR LARCO HERRERA - TRUJILLO - LA LIBERTAD  
 FECHA: TRUJILLO, AGOSTO DEL 2017

## COEFICIENTE DE BALASTO

**Datos de entrada:**

Mod. de Elasticidad:	140 kgf/cm <sup>2</sup>	FS:	3
Ancho del cimiento, B:	5.00 m	qadm =	3.52 kgf/cm <sup>2</sup>
Largo del cimiento, L:	10.00 m	N <sub>corregida</sub> :	13
Poisson, u:	0.25		

**CALCULOS:**

En Funcion del Modulo de Deformacion:

- Formula de Vogt:  $k = 1.33 \frac{E}{\sqrt{LB^3}}$ ,  $k = 2.295 \text{ kg/cm}^2$
- Formula de Vesic:  $k = \frac{E}{B(1-u^2)}$ ,  $k = 2.280 \text{ kg/cm}^2$
- Formula de Klepfisz:  $k = \frac{E}{\omega \sqrt{A}(1-u^2)}$ ,  $k = 2.239 \text{ kg/cm}^2$
- Formula de USA:  $k = \frac{E(L+0.5B)}{LB}$ ,  $k = 2.350 \text{ kg/cm}^2$

En Funcion de la capacidad de carga admisible:

- Formula de Bowles:  $k = 40 FS q_{adm} (kPa)$ ,  $k = 4.222 \text{ kg/cm}^2$
- Tabla del programa SAFE:  $k = 7.001 \text{ kg/cm}^2$

En Funcion del ensayo SPT:

- Para Arenas:  $k = 10^{34} \left( \frac{N+0.3}{2B} \right)^2$ ,  $k = 0.776 \text{ kg/cm}^2$

En Funcion de tablas de diferentes autores:

- k30 = 6 (Jimenez Salas):  $k = k_{30} \left( \frac{B+0.3}{2B} \right)^2$ ,  $k = 2.185 \text{ kg/cm}^2$
- k30 = 6 (Rodriguez Ortiz):  $k = k_{30} \left( \frac{B+0.3}{2B} \right)^2$ ,  $k = 2.185 \text{ kg/cm}^2$
- k30 = 7 (Terzaghi):  $k = k_{30} \left( \frac{B+0.3}{2B} \right)^2$ ,  $k = 2.466 \text{ kg/cm}^2$

**RESULTADO:**

$k_{promedio} =$	<b>2.800</b>	$\text{kg/cm}^2$
------------------	--------------	------------------



HUERTAS INGENIEROS S.A.C.  
 Vía José Antonio Huertas Nájera  
 CIP 18176

---

Urb. Monserrate V Etapa, Mz. C2 Lta. 4 - Trujillo R.U.C. 20477653748 Oficina ☎ 285034 ☎ 949650866 - RPM \*425642  
 RESOLUCION N° 017894-2012 / DSD - INDECOPI