

**UNIVERSIDAD NACIONAL MICAELA BASTIDAS DE APURÍMAC**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**TESIS**

“Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del diseño estructural del pabellón de ingeniería de  
minas de la sede central de la unamba”

Presentado Por:

Oscar David Auccahuasi Quispe

Para optar el título profesional de Ingeniero Civil

Abancay, Perú

2022



UNIVERSIDAD NACIONAL MICAELA BASTIDAS DE APURÍMAC  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

“EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL DISEÑO ESTRUCTURAL  
DEL PABELLÓN DE INGENIERÍA DE MINAS DE LA SEDE CENTRAL DE  
UNAMBA”

Presentado por **Oscar David Auccahuasi Quispe**, para optar el título de:

**INGENIERO CIVIL**

Sustentado y aprobado el 13 de octubre del 2022, ante el Jurado Evaluador:

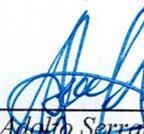
Presidente:

  
Mtro. Diomedes Ferrel Sarmiento

Primer Miembro:

  
Dr. Walquer Huacani Calsin

Segundo Miembro:

  
Mgt. Adolfo Serrano Berrio

Asesor:

  
Ing. Darwin Duhamel Loayza Encalada

## **Agradecimiento**

*Mi gratitud a las direcciones de las escuelas académicos profesionales de Ingeniería Civil e Ingeniería de Minas y decanatura de la facultad de ingeniería de nuestra universidad, por haberme dado las facilidades para la ejecución de los ensayos realizados.*

*A los docentes de la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional Micaela Bastidas de Apurímac, por las enseñanzas y conocimientos brindados para la base de mi desarrollo profesional.*

*Mi gratitud para las personas que contribuyeron en la mejora y desarrollo de este trabajo de investigación.*



## **Dedicatoria**

*En primer lugar, dedico este trabajo de investigación a Dios, por darle sentido a mi vida, mis sueños y por ayudarme a tener fe y convicción en mí.*

*A mi madre María Celestina Quispe Huanca, por ser quien me inculco a ser mejor versión de mí mismo, mostrarme el camino hacia la superación, por creer en mí, por su amor, sus consejos y por ser un ejemplo para todos sus hijos.*

*A mis hermanos Gladys, Rolando y Daniel, por ser fuente de motivación, inspiración y apoyo incondicional en todo momento de mi vida.*

*De igual forma a mi novia María Yupanqui Carbajal, por el apoyo incondicional en los momentos más difíciles de mi vida, y también en el desarrollo de este trabajo de investigación.*



“Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del diseño estructural del pabellón de ingeniería de minas de la sede central de UNAMBA”

Línea de Investigación: Ingeniería de la construcción

Esta publicación está bajo una Licencia Creative Commons.



## ÍNDICE

|   | Pág.      |
|---|-----------|
| <b>INTRODUCCIÓN</b> .....                     | <b>1</b>  |
| <b>RESUMEN</b> .....                          | <b>2</b>  |
| <b>ABSTRACT</b> .....                         | <b>3</b>  |
| <b>CAPÍTULO I</b> .....                       | <b>4</b>  |
| <b>PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA</b> .....       | <b>4</b>  |
| 1.1. Descripción del problema .....           | 4         |
| 1.2. Enunciado del problema .....             | 5         |
| 1.2.1. Problema general .....                 | 5         |
| 1.2.2. Problemas específicos.....             | 5         |
| 1.3. Justificación de la investigación .....  | 5         |
| <b>CAPÍTULO II</b> .....                      | <b>8</b>  |
| <b>OBJETIVOS E HIPÓTESIS</b> .....            | <b>8</b>  |
| 2.1. Objetivos de la investigación.....       | 8         |
| 2.1.1. Objetivo general.....                  | 8         |
| 2.1.2. Objetivos específicos .....            | 8         |
| 2.2. Hipótesis de la investigación .....      | 8         |
| 2.2.1. Hipótesis general.....                 | 8         |
| 2.2.2. Hipótesis específicas.....             | 8         |
| 2.3. Operacionalización de variables .....    | 9         |
| <b>CAPÍTULO III</b> .....                     | <b>10</b> |
| <b>MARCO TEÓRICO REFERENCIAL</b> .....        | <b>10</b> |
| 3.1. Antecedentes.....                        | 10        |
| 3.1.1. Antecedentes ámbito internacional..... | 10        |
| 3.1.2. Antecedentes ámbito nacional .....     | 10        |
| 3.1.3. Antecedentes ámbito local .....        | 11        |
| 3.2. Marco teórico.....                       | 12        |
| 3.2.1. Sismicidad en el Perú.....             | 12        |



|  |           |
|--|-----------|
| 3.2.2. Sismicidad en Apurímac .....  | 13        |
| 3.2.3. Vulnerabilidad sísmica .....  | 17        |
| 3.2.4. Método del análisis estático no lineal y evaluación del desempeño sísmico.....  | 23        |
| 3.2.5. Metodología propuesta por el Dr. Ing. Miguel Mosqueira para analizar el riesgo sísmico de edificaciones a porticadas en función de la vulnerabilidad y peligro sísmico (2012) ..... | 41        |
| 3.2.6. Ensayos de concreto en estado endurecido.....   | 61        |
| 3.3. Marco conceptual.....   | 64        |
| <b>CAPÍTULO IV.....</b>  | <b>65</b> |
| <b>METODOLOGÍA.....</b>  | <b>65</b> |
| 4.1. Tipo y nivel de investigación.....  | 65        |
| 4.2. Diseño de investigación .....   | 65        |
| 4.3. Población y muestra.....  | 66        |
| 4.3.1. Población .....   | 66        |
| 4.3.2. Muestra .....   | 66        |
| 4.4. Procedimiento .....   | 67        |
| 4.4.1. Etapa I: Búsqueda de documentación.....   | 67        |
| 4.4.2. Etapa II: Tratamiento de datos inicial.....   | 67        |
| 4.4.3. Etapa III: Ejecución de ensayo .....  | 67        |
| 4.4.4. Etapa IV: Procesamiento de datos .....  | 67        |
| 4.4.5. Etapa V: Informe final .....  | 67        |
| 4.5. Técnicas e instrumentos.....  | 67        |
| 4.6. Análisis estadístico .....  | 69        |
| <b>CAPÍTULO V .....</b>  | <b>70</b> |
| <b>RESULTADOS Y DISCUSIONES .....</b>  | <b>70</b> |
| 5.1. Análisis de resultados .....  | 70        |
| 5.1.1. Descripción del pabellón de ingeniería de la sede central de la UNAMBA.....   | 70        |
| 5.1.2. Características del sistema estructural .....   | 70        |
| 5.1.3. Evaluación estructural y no estructural.....  | 72        |
| 5.2. Contrastación de hipótesis .....  | 122       |



|   |            |
|---|------------|
| 5.2.1. Hipótesis general.....                                       | 122        |
| 5.2.2. Hipótesis específica 01 .....                                | 122        |
| 5.2.3. Hipótesis específica 2 .....                                 | 123        |
| 5.2.4. Hipótesis específica 3 .....                                 | 123        |
| 5.2.5. Hipótesis específica 4 .....                                 | 123        |
| 5.3. Discusión de resultados .....                                  | 124        |
| 5.3.1. Resultados del ensayo de esclerómetro .....                  | 124        |
| 5.3.2. Análisis estadístico para los resultados de la muestra ..... | 125        |
| 5.3.3. Metodología no lineal .....                                  | 129        |
| 5.3.4. Método del Dr. Ing Miguel Ángel Mosqueria Moreno .....       | 135        |
| <b>CAPÍTULO VI.....</b>   | <b>138</b> |
| <b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>                         | <b>138</b> |
| 6.1. Conclusiones.....  | 138        |
| 6.2. Recomendaciones .....  | 139        |
| <b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>                             | <b>140</b> |
| <b>ANEXOS.....</b>  | <b>144</b> |



## ÍNDICE DE TABLAS

|  |    |
|--|----|
| <b>Tabla 1</b> — Registro sísmico en la ciudad de Abancay .....                                | 4  |
| <b>Tabla 2</b> — Operacionalización de variables .....   | 9  |
| <b>Tabla 3</b> — Cuadro de eventos sísmicos en Apurímac .....                                  | 14 |
| <b>Tabla 4</b> — Niveles de amenaza sísmico para diseño y evaluación .....                     | 25 |
| <b>Tabla 5</b> — Niveles de desempeño para las estructuras.....                                | 37 |
| <b>Tabla 6</b> — Nivel de desempeño y descripción de los estados de daño .....                 | 38 |
| <b>Tabla 7</b> — Objetivos de desempeño se seguridad básica para edificaciones convencionales  | 39 |
| <b>Tabla 8</b> — Límite de deriva según ATC - 40 .....   | 41 |
| <b>Tabla 9</b> — Parámetros para evaluar la Vulnerabilidad Sísmica .....                       | 43 |
| <b>Tabla 10</b> — Combinación de parámetros para la evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica... | 44 |
| <b>Tabla 11</b> — Nivel de Vulnerabilidad Sísmica .....  | 45 |
| <b>Tabla 12</b> — Factores de zona (Z).....  | 46 |
| <b>Tabla 13</b> — Factores de uso (U) .....  | 46 |
| <b>Tabla 14</b> — Clasificación de los perfiles de suelo .....                                 | 47 |
| <b>Tabla 15</b> — Factor de suelo.....   | 48 |
| <b>Tabla 16</b> —Periodos .....  | 48 |
| <b>Tabla 17</b> — Sistemas estructurales.....  | 49 |
| <b>Tabla 18</b> — Límite de las derivas.....   | 50 |
| <b>Tabla 19</b> — Áreas y dimensiones de acero de refuerzo .....                               | 54 |
| <b>Tabla 20</b> — Valores de C1.....   | 60 |
| <b>Tabla 21</b> — Valores de coeficiente de momentos "m" y dimensiones críticas "a" .....      | 61 |
| <b>Tabla 22</b> — Técnicas e instrumentos.....   | 68 |
| <b>Tabla 23</b> — Elementos a ser ensayados .....  | 75 |
| <b>Tabla 24</b> — Valores obtenidos del ensayo de esclerometría .....                          | 76 |
| <b>Tabla 25</b> — Resultados del cálculo del modo de elasticidad del concreto.....             | 77 |
| <b>Tabla 26</b> — Distancias relativas para rotulas plásticas .....                            | 80 |
| <b>Tabla 27</b> — Parámetros sísmicos .....  | 82 |
| <b>Tabla 28</b> — Parámetros sísmicos específicos.....   | 82 |
| <b>Tabla 29</b> — Distribución de fuerzas sísmicas en altura .....                             | 83 |
| <b>Tabla 30</b> — Patrón de carga lateral .....  | 83 |
| <b>Tabla 31</b> — Puntos de interés de la curva de capacidad.....                              | 87 |
| <b>Tabla 32</b> — Factores de escala o conversión para cada nivel de sismo .....               | 89 |
| <b>Tabla 33</b> — Espectros elásticos de pseudo aceleraciones para cada nivel de sismo.....    | 89 |
| <b>Tabla 34</b> — Desplazamientos espectrales para cada nivel de sismo .....                   | 91 |

|  |     |
|--|-----|
| <b>Tabla 35</b> — Punto de desempeño por el método de espectro de capacidad .....              | 94  |
| <b>Tabla 36</b> — Periodo de vibración .....   | 98  |
| <b>Tabla 37</b> — Fuerzas globales de la edificación en estudio .....                          | 99  |
| <b>Tabla 38</b> — Desplazamientos y distorsiones eje X .....                                   | 100 |
| <b>Tabla 39</b> — Desplazamientos y distorsiones eje Y .....                                   | 100 |
| <b>Tabla 40</b> — Espesor de junta sísmica entre los bloques de la edificación .....           | 101 |
| <b>Tabla 41</b> — Momento resistente y actuante en vigas principales - ejes del 6 al 11 .....  | 102 |
| <b>Tabla 42</b> — Momento resistente y actuante en vigas principales - ejes del 6 al 11 .....  | 102 |
| <b>Tabla 43</b> — Momento resistente y actuante en vigas principales - ejes del 6 al 11 .....  | 103 |
| <b>Tabla 44</b> — Momento resistente y actuante en vigas principales - ejes del 6 al 11 .....  | 103 |
| <b>Tabla 45</b> — Momento resistente y actuante en vigas secundarias – primer nivel.....       | 105 |
| <b>Tabla 46</b> — Momento resistente y actuante en vigas secundarias – segundo nivel .....     | 105 |
| <b>Tabla 47</b> — Momento resistente y actuante en vigas secundarias – tercer nivel .....      | 106 |
| <b>Tabla 48</b> — Momento resistente y actuante en vigas secundarias – cuarto nivel .....      | 106 |
| <b>Tabla 49</b> — Secciones de columnas con su respectivo reforzamiento .....                  | 107 |
| <b>Tabla 50</b> — Fuerzas producidas en la columna B-6.....                                    | 107 |
| <b>Tabla 51</b> — Combinaciones de diseño de la columna B-6.....                               | 108 |
| <b>Tabla 52</b> — Combinaciones de diseño dirección X-X, columna B-6 .....                     | 108 |
| <b>Tabla 53</b> — Combinaciones de diseño dirección Y-Y, columna B-6 .....                     | 109 |
| <b>Tabla 54</b> — Acero existente y necesario en columnas del primer nivel .....               | 109 |
| <b>Tabla 55</b> — Acero existente y necesario en columnas del segundo nivel .....              | 110 |
| <b>Tabla 56</b> — Acero existente y necesario en columnas del tercer nivel .....               | 111 |
| <b>Tabla 57</b> — Acero existente y necesario en columnas del cuarto nivel .....               | 111 |
| <b>Tabla 58</b> — Módulo de sección y momento de inercia de columnas .....                     | 113 |
| <b>Tabla 59</b> — Relación de rigidez de columna total y corta .....                           | 114 |
| <b>Tabla 60</b> — Periodos de vibración de la edificación .....                                | 117 |
| <b>Tabla 61</b> — Factor “k” .....   | 117 |
| <b>Tabla 62</b> — Fuerzas cortantes en cada nivel de la edificación.....                       | 117 |
| <b>Tabla 63</b> — Fuerzas de diseño en cada nivel .....  | 118 |
| <b>Tabla 64</b> — Parámetros sísmicos, para la estabilidad de tabiques. ....                   | 118 |
| <b>Tabla 65</b> — Verificación de inestabilidad de tabiques de la edificación en estudio ..... | 119 |
| <b>Tabla 66</b> — Valores para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica .....                | 120 |
| <b>Tabla 67</b> — Nivel de vulnerabilidad sísmica de la edificación en estudio.....            | 121 |
| <b>Tabla 68</b> — Resumen de resultados del ensayo de esclerometría .....                      | 124 |
| <b>Tabla 69</b> — Desarrollo de la Resistencia a los 28 días.....                              | 125 |

|  |     |
|--|-----|
| <b>Tabla 70</b> — Resultados del ensayo de esclerometría .....             | 126 |
| <b>Tabla 71</b> — Periodo sin rigidez efectiva .....                       | 130 |
| <b>Tabla 72</b> — Periodo con rigidez efectiva .....                       | 130 |
| <b>Tabla 73</b> — Aceleración pico y factor de escala, sismo de 1970 ..... | 133 |
| <b>Tabla 74</b> — Aceleración pico y factor de escala, sismo de 2007 ..... | 134 |
| <b>Tabla 75</b> — Aceleración pico y factor de escala, sismo de 2019 ..... | 134 |
| <b>Tabla 76</b> — Resultados del análisis Tiempo - Historia .....          | 135 |



## ÍNDICE DE FIGURAS

|   |    |
|---|----|
| <b>Figura 1</b> — Número de estudiantes matriculados por año .....                              | 6  |
| <b>Figura 2</b> — Mapa de zonificación sísmica del Perú .....                                   | 12 |
| <b>Figura 3</b> — Mapa de distribución de intensidades sísmicas en la región de Apurímac .....  | 13 |
| <b>Figura 4</b> — Mapa de Ordenadas Espectrales Sísmicas del Perú .....                         | 16 |
| <b>Figura 5</b> — Factores de vulnerabilidad .....  | 17 |
| <b>Figura 6</b> — Edificaciones susceptibles a un peligro de origen natural .....               | 18 |
| <b>Figura 7</b> — Viviendas precarias en el centro de Lima .....                                | 19 |
| <b>Figura 8</b> — Organización de instituciones ante la ocurrencia de sismos .....              | 19 |
| <b>Figura 9</b> — Interacción de espectros de capacidad y demanda .....                         | 23 |
| <b>Figura 10</b> — Espectro de diseño .....   | 24 |
| <b>Figura 11</b> — Espectro de demanda sísmica .....  | 26 |
| <b>Figura 12</b> — Modelo elastoplástico con endurecimiento por deformación .....               | 28 |
| <b>Figura 13</b> — Secciones típicas de columnas y vigas .....                                  | 28 |
| <b>Figura 14</b> — Modelo para concreto confinado .....   | 29 |
| <b>Figura 15</b> — Curvatura y rotación de un elemento .....                                    | 30 |
| <b>Figura 16</b> — Longitud plástica y concentración de rotulas .....                           | 31 |
| <b>Figura 17</b> — Modelo idealizado para elementos viga-columna .....                          | 31 |
| <b>Figura 18</b> — Formación de rotulas plásticas en vigas .....                                | 32 |
| <b>Figura 19</b> — Formación de rotulas plásticas en un pórtico .....                           | 33 |
| <b>Figura 20</b> — Discretización del comportamiento inelástico mediante rotulas .....          | 33 |
| <b>Figura 21</b> — Representación Pushover y de la curva de capacidad .....                     | 34 |
| <b>Figura 22</b> — Conversión del espectro de capacidad .....                                   | 36 |
| <b>Figura 23</b> — Determinación del punto de desempeño de prueba .....                         | 36 |
| <b>Figura 24</b> — Niveles de desempeño sísmico .....   | 38 |
| <b>Figura 25</b> — Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios .....             | 39 |
| <b>Figura 26</b> — Fuerzas y deformaciones para una viga rectangular doblemente reforzada ..... | 52 |
| <b>Figura 27</b> — Sección de concreto armado sometido a flexo compresión .....                 | 54 |
| <b>Figura 28</b> — Tipos de mecanismo de rotulas plásticas .....                                | 55 |
| <b>Figura 29</b> — Esquema de una columna típica .....  | 56 |
| <b>Figura 30</b> — Separación de paredes .....  | 57 |
| <b>Figura 31</b> — Corte longitudinal del esclerómetro .....                                    | 63 |
| <b>Figura 32</b> — Elevación eje C-C .....  | 71 |
| <b>Figura 33</b> — Elevación eje A-A .....  | 71 |
| <b>Figura 34</b> — Elevación eje B-B .....  | 71 |

|   |     |
|---|-----|
| <b>Figura 35</b> — Elevación eje D – D, E – E y 11' – 11 .....                                | 72  |
| <b>Figura 36</b> — Planta típica del primer al cuarto nivel .....                             | 72  |
| <b>Figura 37</b> — Primer análisis no lineal .....  | 75  |
| <b>Figura 38</b> — Definición de rotulas plásticas por flexión en viga.....                   | 79  |
| <b>Figura 39</b> — Diagrama de Momento-Rotación de viga .....                                 | 79  |
| <b>Figura 40</b> — Definición de fibras del concreto y acero en columna.....                  | 80  |
| <b>Figura 41</b> — Condición inicial de carga de gravedad o lineal .....                      | 81  |
| <b>Figura 42</b> — Casos de carga para el análisis Pushover .....                             | 83  |
| <b>Figura 43</b> — Punto de control para la dirección X.....                                  | 84  |
| <b>Figura 44</b> — Formación de las primeras rotulas en X-X .....                             | 85  |
| <b>Figura 45</b> — Mecanismo de colapso en X-X .....  | 85  |
| <b>Figura 46</b> — Formación de las primeras rotulas en Y-Y .....                             | 86  |
| <b>Figura 47</b> — Mecanismo de colapso en Y-Y .....  | 86  |
| <b>Figura 48</b> — Curva de capacidad en dirección X-X .....                                  | 87  |
| <b>Figura 49</b> — Curva de capacidad en dirección Y-Y .....                                  | 87  |
| <b>Figura 50</b> — Espectros elásticos de Pseudo aceleraciones para cada nivel de sismo ..... | 90  |
| <b>Figura 51</b> — Espectros elásticos en formato ADRS para cada nivel de sismo .....         | 92  |
| <b>Figura 52</b> — Espectro de capacidad en ambas direcciones.....                            | 93  |
| <b>Figura 53</b> — Desempeño sísmico.....   | 94  |
| <b>Figura 54</b> — Modelo de la edificación para el análisis sísmico.....                     | 97  |
| <b>Figura 55</b> — Idealización de tabiquería, mediante cargas repartida en el eje A-A.....   | 97  |
| <b>Figura 56</b> — Modo de vibración en el eje X y Y .....                                    | 98  |
| <b>Figura 57</b> — Espectro de diseño direcciones X y Y .....                                 | 99  |
| <b>Figura 58</b> — Desplazamiento máximo.....   | 100 |
| <b>Figura 59</b> — Esquema y sección de la viga principal .....                               | 101 |
| <b>Figura 60</b> — Esquema y sección de las vigas secundarias.....                            | 104 |
| <b>Figura 61</b> — Diagrama de interacción sentido X-X, columna B-6.....                      | 108 |
| <b>Figura 62</b> — Diagrama de interacción, sentido Y-Y, columna B-6.....                     | 109 |
| <b>Figura 63</b> — Verificación de la capacidad resistente de las columnas y vigas .....      | 112 |
| <b>Figura 64</b> — Vista de la fachada principal, bloque I.....                               | 115 |
| <b>Figura 65</b> — Vista de la fachada principal, bloque II .....                             | 115 |
| <b>Figura 66</b> — Vista de escaleras .....   | 116 |
| <b>Figura 67</b> — Vista de junta de aislamiento de tabiques .....                            | 116 |
| <b>Figura 68</b> — Distribuciones estadísticas .....  | 127 |
| <b>Figura 69</b> — Prueba de normalidad.....  | 128 |



|  |     |
|--|-----|
| <b>Figura 70</b> — Resumen.....  | 129 |
| <b>Figura 71</b> — Escalado de acelerograma Huaraz 1970 a 0.25 g.....                            | 133 |
| <b>Figura 72</b> — Escalado de acelerograma Pisco 2007 a 0.25 g .....                            | 134 |
| <b>Figura 73</b> — Escalado de acelerograma Iquitos 2019 a 0.25 g .....                          | 135 |
| <b>Figura 74</b> — Esclerómetro utilizado en el ensayo.....                                      | 145 |
| <b>Figura 75</b> — Equipos de Protección Personal usados en el ensayo de esclerometría.....      | 145 |
| <b>Figura 76</b> — Trazo de área a ser ensayado en la columna .....                              | 146 |
| <b>Figura 77</b> — Retiro de acabado de elementos estructurales.....                             | 146 |
| <b>Figura 78</b> — Limpieza manual de la superficie del elemento estructural a ser ensayado..... | 147 |
| <b>Figura 79</b> — Uso de fenolftaleína en la superficie del elemento a ser ensayado .....       | 147 |
| <b>Figura 80</b> — Supervisión del jefe del laboratorio de mecánica de rocas y suelos .....      | 148 |
| <b>Figura 81</b> — Orientación y asesoría por parte del Ing. Ricardo Pinto .....                 | 148 |



## INTRODUCCIÓN

La presente investigación intitulada “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del diseño estructural del pabellón de ingeniería de minas de la sede central de la UNAMBA”, se realiza por que nuestro país se encuentra ubicada en el denominado cinturón de fuego del pacifico (Circumpacifico), donde se contemplada la más alta actividad sísmica del mundo, el departamento de Apurímac no es ajeno a ello, visto que en la actualidad nuestra normatividad sísmica lo ubica dentro de las zonas sísmicas 2 y 3, y aunque aún no se ha producido una liberación de energía de gran intensidad, existe una posibilidad que se produzca una sismo de magnitud considerable, en ese sentido un estudio de vulnerabilidad sísmica se convierte en una necesidad.

El presente trabajo estudia las condiciones estructurales y no estructurales del edificio del pabellón de ingeniería de minas de la sede central de la UNAMBA, analizando su comportamiento ante un evento sísmico propuesto por nuestra normatividad, con el objetivo de identificar sus características que lo hacen vulnerable, sus ambientes albergan a más de 400 alumnos, docentes y personal administrativo, los cuales se verían afectados en un eventual evento sísmico.

El objetivo general es evaluar la vulnerabilidad sísmica del diseño estructural del pabellón de ingeniería de minas de la sede central de la UNAMBA, para ello nos enfocamos en la estructura evaluando su desempeño y comportamiento sísmico, así mismo se analizó su estado estructural actual finalizando con el análisis de la estabilidad de sus tabiques.

El trabajo de investigación está estructurada y organizada en seis capítulos, que son las siguientes: Capitulo I, aborda el planteamiento de la investigación; donde se define la realidad problemática, el enunciado del problema general y específicos, culminando con la justificación de la investigación. El capítulo II, presenta los objetivos general y específicos como las respectivas hipótesis de la investigación. En el capítulo III, se desarrolla marco teórico referencial, donde se precisa los antecedentes de la investigación, las bases teóricas y conceptuales sobre la ingeniería sísmica y métodos para la evaluación de vulnerabilidad sísmica en edificaciones existentes. En el capítulo IV, se afronta la metodología de la investigación, especificando el tipo, nivel y diseño de la investigación, así mismo se menciona la población, muestra, técnicas, instrumentos y el respectivo procedimiento de la recolección de datos. En el capítulo V, se presenta los resultados obtenidos en la investigación, como la contratación de hipótesis y su discusión. Y en el capítulo VI se muestra las conclusiones y recomendaciones de la investigación desarrollada.

## RESUMEN

De acuerdo al estudio realizado por el INDECI en el año 2007, la ciudad de Abancay está considerado en zona de alta sismicidad, por ello es necesario evaluar y predecir el comportamiento sismorresistente de las edificaciones esenciales ante un sismo severo, con el propósito de mitigar y prevenir daños. El propósito fundamental de la investigación fue evaluar la vulnerabilidad sísmica del diseño estructural del pabellón de ingeniería de minas de la sede central de la Universidad Nacional Micaela Bastidas de Apurímac, desarrollando un análisis estático no lineal y la metodología planteada por el Dr. Miguel Mosqueira Moreno, el cual evalúa la vulnerabilidad no estructural y estructural de edificaciones existentes. La investigación presenta un alcance descriptivo, siendo no experimental. La población estuvo conformada por los bloques de la edificación y el tipo de muestreo fue no probabilístico por conveniencia o intencional. Se desarrolló una evaluación preliminar y análisis de la documentación existente referente a la construcción de la edificación, así mismo se ejecutó el ensayo de esclerometría para la estimación de la resistencia a la compresión del concreto en elementos estructurales, es con esta información que se obtuvo los datos para el modelamiento de la estructura en el programa computacional ETABS, permitiendo definir las conclusiones y recomendaciones. Los resultados determinaron que la edificación posee irregularidad torsional y sistema estructural de pórticos de concreto armado, concluyendo que la vulnerabilidad sísmica del diseño estructural del pabellón de ingeniería de minas de la sede central de la UNAMBA es alta, de acuerdo al punto de desempeño, comportamiento sísmico, estado actual y la estabilidad de sus tabiques.

**Palabras claves:** *Comportamiento sísmico, vulnerabilidad estructural, Vulnerabilidad no estructural, Análisis Estático No Lineal, Pushover.*



## ABSTRACT

According to the study carried out by INDECI in 2007, the city of Abancay is considered to be in an area of high seismicity, for this reason it is necessary to evaluate and predict the seismic-resistant behavior of essential buildings in the event of a severe earthquake, with the purpose of minimizing and prevent damage. The fundamental purpose of the research was to evaluate the seismic vulnerability of the structural design of the mining engineering pavilion of the headquarters of the Micaela Bastidas National University of Apurímac, developing a nonlinear static analysis and the methodology proposed by Dr. Miguel Mosqueira Moreno, which evaluates the non-structural and structural vulnerability of existing buildings. The research has a descriptive scope, being non-experimental. The population was made up of the building blocks and the type of test was non-probabilistic for convenience or intentional. A preliminary evaluation and analysis of the existing documentation regarding the construction of the building was developed, likewise the sclerometry test was carried out to estimate the compressive strength of the concrete in structural elements, it is with this information that the results were obtained. data for modeling the structure in the ETABS computer program, allowing conclusions and recommendations to be defined. The results determined that the building has torsional irregularity and a structural system of reinforced concrete frames, concluding that the seismic vulnerability of the structural design of the mining engineering pavilion of the UNAMBA headquarters is high, according to the point of performance, behavior seismic, current state and the stability of its walls.

**Key words:** *Seismic behavior, structural vulnerability, Non-structural vulnerability, Nonlinear Pushover Static Analysis*



## CAPÍTULO I

### PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

#### 1.1. Descripción del problema

“El Perú es un país localizado en una zona de alta amenaza sísmica por pertenecer al cinturón sísmico circumpacífico, región en la que se produce más del 80% de los sismos de origen tectónico en el mundo, comprende las costas del océano pacífico de las tres Américas, las islas Aleutianas, las Islas Curiles, Japón, Filipinas y Nueva Zelanda. En esta zona se da la convergencia de subducción de la Placa Oceánica de Nazca que se introduce por debajo de la Placa continental sudamericana generando terremotos de magnitud elevada” (SANTANA, 2013 pág. vi).

En la cordillera de los Andes del Perú tenemos los sismos de origen geológicos que representa el 10% de sismos que se generan en nuestro país, las principales fallas activas son: Cordillera blanca, Huaytapallana, Quinchis, Moyobamba y Tambomachay.

“La sismicidad histórica indica que en el sur del país se han registrado sismos desde del año 1582 con magnitudes que han superado los 7.5 grados en la escala de Rithter con consecuencias graves, que se han sentido hasta el centro del Perú. Desde, el 13 de agosto de 1868 en el que hubo un sismo de grado 8.6, hasta la fecha se viene viviendo un silencio sísmico” (INDECI, 2007 pág. 40).

Según el Instituto Geofísico del Perú (IGP), en la capital del departamento de Apurímac se suscitaron sismos considerables los cuales se mencionan en la tabla N°1.

**Tabla 1 — Registro sísmico en la ciudad de Abancay**

| Fecha local | Hora local | Magnitud | Referencia                             |
|-------------|------------|----------|--|
| 23/09/2021  | 20:20      | 3.4      | 9 km al este de Abancay.               |
| 01/04/2021  | 05:50      | 4.3      | 10 km al este de Lambrama-Abancay      |
| 01/05/2020  | 05:58      | 4.0      | 29 km al suroeste de Lambrama-Abancay. |
| 25/02/2017  | 11:26      | 3.7      | 8 km al noroeste de Abancay.           |
| 12/02/2013  | 06:40      | 4.0      | 8 km al suroeste de Abancay.           |
| 21/05/2013  | 18:02      | 5.7      | 32 km al sureste de Abancay.           |
| 20/09/2012  | 01:08      | 4.3      | 67 km al sureste de Abancay.           |

Extraído del (Instituto Geofísico del Perú IGP)

“Según los estudios del IGP los sismos en el departamento de Apurímac están relacionadas a la actividad de las fallas regionales. Según el mapa de zonificación sísmica

del Perú, se espera para Apurímac intensidades máximas entre VI y VIII en la escala de Mercalli. Los últimos sismos registrados en la región son los de agosto del 2012 en Andahuaylas (Magnitud en la escala de Rither 5.0, profundidad de 78 km) y enero de 2013 en Antabamba (Magnitud en la escala de Rither 4.1 grados y una profundidad de 22 km)” (MADUEÑO, y otros, 2013 pág. 26).

Las edificaciones de centros de estudio (colegios, universidades, etc), son clasificadas como esenciales, debido a que servirán de ayuda humanitaria a los posibles damnificados luego de haber ocurrido un evento sísmico. El pabellón de ingeniería de minas de la Universidad Nacional Micaela Bastidas de Apurímac, fue construida en el año 2007 y puesta en servicio a la comunidad universitaria en el 2009, fue diseñada y construida por la normatividad sismo resistente del 2003, el cual no contemplaba los parámetros que las actuales normas exigen; por ello es necesario evaluar la vulnerabilidad sísmica que presenta su sistema estructural (pórticos de concreto armado), para poder conocer su comportamiento ante la posible ocurrencia de un sismo.

## **1.2. Enunciado del problema**

### **1.2.1. Problema general**

¿Cuál es la vulnerabilidad sísmica del diseño estructural del pabellón de ingeniería de minas de la sede central de la UNAMBA?

### **1.2.2. Problemas específicos**

- ¿Cuál es el desempeño estructural del pabellón de ingeniería de minas de la sede central de la UNAMBA?
- ¿Cuál es el comportamiento sísmico del pabellón de ingeniería de minas de la sede central de la UNAMBA?
- ¿Cuál es el estado estructural actual del pabellón de ingeniería de minas de la sede central de la UNAMBA?
- ¿Cuál es la inestabilidad de la tabiquería del pabellón de ingeniería de minas de la sede central de la UNAMBA?

## **1.3. Justificación de la investigación**

Los estudios de vulnerabilidad sísmica en las edificaciones esenciales son de suma importancia, porque estas debieron de tener consideraciones especiales en su diseño y su posterior construcción, con el objetivo que permanezcan en condiciones operativas luego de un evento sísmico severo y situaciones de emergencia ante cualquier desastre natural.



La edificación actualmente se encuentra al servicio de estudiantes, docentes y personal administrativo, cuenta con ambientes destinados a laboratorios y aulas de investigación, por tal motivo es una edificación con alta concurrencia y por ello se hace necesario la evaluación de su vulnerabilidad ante la posible presencia de un sismo raro o severo.

En la figura N°1, se muestra la cantidad de estudiantes matriculados por año en la escuela Académico Profesional de Ingeniería de Minas desde el año 2009, fecha en la que se puso en servicio a la comunidad universitaria la edificación.



**Figura 1 — Número de estudiantes matriculados por año**  
Extraído de (Oficina de servicios académicos – UNAMBA)

El desarrollo de esta investigación tiene el propósito de aportar al conocimiento existente referente al estudio de vulnerabilidad sísmica en edificaciones esenciales del sector educación, teniendo en cuenta el aspecto funcional, estructural y no estructural; cuyos resultados podrán sistematizarse en una posible metodología de evaluación. La investigación buscara plantear la metodología para determinar la vulnerabilidad, por medio de criterios de desempeño estructural para estructuras existentes.

Esta investigación se apoya en el modelo teórico del análisis estático no lineal o en el límite plástico de las estructuras, su aplicación se desarrolla en la evaluación de la vulnerabilidad a través de los daños que se producen en la no linealidad, zona plástica o inelástica de sus elementos estructurales. A si mismo se aplica la metodología del Dr. Miguel Mosqueira evaluando el comportamiento de los elementos estructurales y no estructurales.

El estudio de vulnerabilidad sísmica incrementa el conocimiento en el estudio del riesgo sísmico con el propósito de mitigar los desastres producidos por eventos sísmicos, es decir



proporciona información importante para la prevención de desastres. El avance de las investigaciones referentes a la vulnerabilidad sísmica se ha intensificado debido a que muchos países han experimentado pérdidas invaluable debido a los sismos. A pesar de los avances que se tiene en la ingeniería sísmica y los códigos de diseño a nivel mundial, gran parte de las pérdidas de vidas humanas y económicas producida por los sismos se debe al comportamiento defectuoso de las estructuras.

La investigación solo se desarrolló en el bloque I, de la edificación del pabellón de ingeniería de minas de la Universidad Nacional Micaela Bastidas de Apurímac, el cual representa a las edificaciones del mismo sistema estructural, construidas en el mismo periodo dentro del campus universitario. Este estudio pretende impulsar el uso de metodologías de evaluación estructural, aplicables a otras edificaciones con similares características.

La edificación en estudio presenta un sistema estructural de pórticos de concreto armado, es decir los elementos estructurales que se encargan de la transmisión de las cargas de la superestructura a la subestructura son las vigas y columnas, al tratarse de una edificación esencial este sistema no es permitido por nuestra normatividad, por tener un comportamiento demasiado flexible, a esto se suma su problema de irregularidad torsional que conjuntamente con el deterioro de los elementos estructurales y no estructurales, hacen que la edificación requiera de estudios para identificar su vulnerabilidad ante posibles eventos sísmicos y a través de estos poder buscar los diferentes mecanismos para el reforzamiento de esta estructura.

Por último, esta investigación contribuirá a la prevención de riesgos de desastres de la vulnerabilidad de la estructura y la información generada será de utilidad para proponer proyectos que mejoren el comportamiento sismorresistente de la edificación, de la misma manera servirá para poder orientar futuros trabajos de investigación similares o como también material de estudio para los estudiantes de pre grado.



## CAPÍTULO II

### OBJETIVOS E HIPÓTESIS

#### 2.1. Objetivos de la investigación

##### 2.1.1. Objetivo general

Evaluar la vulnerabilidad sísmica del diseño estructural del pabellón de ingeniería de minas de la sede central de la UNAMBA.

##### 2.1.2. Objetivos específicos

- Evaluar el desempeño estructural del pabellón de ingeniería de minas de la sede central de la UNAMBA.
- Determinar el comportamiento sísmico del pabellón de ingeniería de minas de la sede central de la UNAMBA.
- Evaluar el estado estructural actual del pabellón de ingeniería de minas de la sede central de la UNAMBA.
- Determinar la inestabilidad de la tabiquería del pabellón de ingeniería de minas de la sede central de la UNAMBA.

#### 2.2. Hipótesis de la investigación

##### 2.2.1. Hipótesis general

La vulnerabilidad sísmica del diseño estructural del pabellón de ingeniería de minas de la sede central de la UNAMBA es media, de acuerdo al punto de desempeño, comportamiento sísmico, estado actual y estabilidad de tabiques que presenta.

##### 2.2.2. Hipótesis específicas

- El desempeño del pabellón de ingeniería de minas de la sede central de la UNAMBA es de seguridad de vida, presentando daño moderado estructural.
- El pabellón de ingeniería de minas de la sede central de la UNAMBA no tiene un buen comportamiento sísmico pudiendo presentar fallas ante un evento sísmico severo.
- El pabellón de ingeniería de minas de la sede central de la UNAMBA se encuentra en buenas condiciones estructurales.
- Los tabiques del pabellón de ingeniería de minas de la sede central de la UNAMBA, son inestables ante cargas perpendiculares a su plano.



### 2.3. Operacionalización de variables

Tabla 2 — Operacionalización de variables

| Tipo de variables | Variable               | Dimensión   | Indicador   |
|-------------------|------------------------|---|---|
| Dependiente       | Vulnerabilidad sísmica | Vulnerabilidad  | Comportamiento sísmico de la estructura           |
|                   |                        |   | Estado actual de la edificación                   |
|                   |                        |   | Comportamiento sísmico de parapetos y tabiquería. |
|                   |                        |   | Desplazamientos y distorsiones de entre piso      |
|                   |                        | Peligro sísmico   | Zona sísmica                                      |
|                   |                        |   | Tipo de perfil de suelo                           |
| Independiente     | Diseño estructural.    | Aspectos y características estructurales de la edificación. | Tipos de sistema estructural.                     |
|                   |                        |   | Uso de la edificación                             |
|                   |                        |   | Junta sísmica                                     |
|                   |                        |   | Dimensiones de elementos estructurales.           |
|                   |                        |   | Irregularidades estructurales en planta y altura. |
|                   |                        |   | Comportamiento de vigas y columnas                |
|                   |                        |   | Tipo de falla de la edificación                   |

## CAPÍTULO III

### MARCO TEÓRICO REFERENCIAL

#### 3.1. Antecedentes

##### 3.1.1. Antecedentes ámbito internacional

- a) (RURALES ANDRADE, 2016 pág. 149), en su investigación “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del edificio de la facultad de economía bloque B, de la Universidad Central del Ecuador, utilizando la norma ecuatoriana de la construcción (NEC – SE – RE, 2015)”, concluye que: “La edificación posee vulnerabilidad ante la presencia de un evento extremo tanto al realizar la evaluación rápida con la adaptación del formato FEMA154, así como al realizar el análisis de la estructura con el programa computacional SAP 2000 v15.1.0; este último evidencio que se presentan fallas en un alto porcentaje de los elementos estructurales, y no cumple con las exigencias de la Norma Ecuatoriana de la Construcción actual”.
- b) (GUEVARA MORALES, y otros, 2006 pág. 276), en su investigación “Evaluación de la capacidad estructural del edificio de la biblioteca de las ingeniarías y arquitectura, utilizando el análisis estático no lineal (Pushover)”, concluye que: “El comportamiento del diseño varia basándose en la dirección de las cargas laterales aplicadas. Presenta alta capacidad de resistencia lateral para cargas paralelas a sus ejes de columnas, pero es vulnerable ante cargas dirigidas de forma diagonal, ya que presenta menor resistencia en esta dirección.

##### 3.1.2. Antecedentes ámbito nacional

- a) (MOSQUEIRA MORENO, 2012 pág. 116) en su investigación “Riesgo sísmico en las edificaciones de la facultad de ingeniería de la Universidad Nacional de Cajamarca”, concluye que: “La facultad de ingeniería de la Universidad Nacional de Cajamarca, tiene vulnerabilidad sísmica alta, a causa de su comportamiento sísmico inadecuado, la inestabilidad de sus tabiques y su regular a mal estado de conservación. Las edificaciones de la facultad de ingeniería ante sismo severo, sufrirán desplazamiento relativo de entre piso mayor en la dirección “Y” que en la “X”, siendo este mayor al máximo permitido 0.007. Las vigas y las columnas tienen un comportamiento aceptable ante cargas muertas y vivas (cargas de servicio), pero inadecuado ante cargas sísmicas, pudiendo llevarlas al colapso”.



- b) (GONZALES VASQUEZ, 2017 pág. 83) en su investigación “Vulnerabilidad sísmica del edificio 1-I de la Universidad Nacional de Cajamarca”, concluye que: “El edificio 1I de la Universidad Nacional de Cajamarca, tiene vulnerabilidad sísmica alta, debido a su comportamiento sísmico inadecuado, su estado actual bueno y algunos tabiques estables. Las columnas cumplen con soportar carga vivas y muertas, pero no cargas sísmicas, por lo que están propensas a fallar en el caso de un sismo severo. Los tabiques de la edificación, en su mayoría resultan ser inestables ante cargas perpendiculares a su plano, por lo que en un sismo colapsarían.”
- c) (CHOQUE SUCASACA , y otros, 2019 pág. 200) en su investigación “Análisis estático no lineal y evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 8 niveles diseñado con la norma E.030, concluye que: “Los requisitos de la NTP E 030-2018 conducen estructuras a porticadas con elementos de grandes dimensiones. La anterior norma E.030 – 2016, a través del requisito de irregularidad por rigidez (comparación de derivas) conduce a secciones muy grandes a diferencia de la actual norma que exige la comparación de rigideces, que es más adecuado. El diseño de vigas y columnas para sistemas estructurales de pórticos exige que, en los nudos, los momentos nominales de las columnas sean por lo menos 1.2 veces los momentos nominales de las vigas. Esto es para garantizar el criterio columna fuerte-viga débil, donde se espera una falla dúctil y la formación de rotulas plásticas en las vigas.

### 3.1.3. Antecedentes ámbito local

- d) (HUASHUA HUARCAYA, y otros, 2017) en su investigación “Análisis de la vulnerabilidad sísmica de las viviendas autoconstruidas de la urbanización Bella Vista de la ciudad de Abancay-Apurímac”, concluye que: “El estado patológico de las estructuras juega un papel muy importante a la hora de realizar un análisis de vulnerabilidad, por tal razón al caracterizar y localizar las enfermedades, tales como la presencia de humedad, eflorescencia, grietas, corrosión picaduras y goteras, se establece un índice que determina el estado de conservación de la estructura. La configuración de una planta es más importante, permite evitar la falla por vibración torsional causada por la falta de coincidencia, en planta, del centro de masas con el centro de rigidez y es donde descansa la mayor cantidad de cargas en un movimiento sísmico”.

## 3.2. Marco teórico

### 3.2.1. Sismicidad en el Perú

“Los eventos sísmicos se han convertido en los últimos años en uno de los fenómenos naturales más frecuentes de nuestro medio. Caracterizados por la rapidez con que se generan, el ruido que generalmente lo acompaña, los efectos sobre el terreno, etc. Es por esto que han sido calificados por la población como uno de los fenómenos naturales más terribles, debido principalmente a que ocurren en una forma repentina e inesperada y por su capacidad de destrucción” (SANTANA, 2013 págs. I-1).

A nivel mundial el Perú es considerado uno de los países que contiene un potencial sísmico considerable, debido a que forma parte de cinturón de fuego del pacífico, en tal sentido la actividad sísmica está asociada directamente al proceso de subducción de la placa de Nazca bajo la Sudamericana, teniendo su origen en la fricción de ambas placas produciendo de esta manera sismos de mayor magnitud, siendo lo más destructores o catastróficos los que se producen a niveles superficiales.

En la actualidad el territorio nacional se encuentra dividido en cuatro zonas sísmicas, como se muestra en la siguiente figura N°2.



**Figura 2 — Mapa de zonificación sísmica del Perú**

Extraído de la Norma Técnica E.030 – Diseño Sismorresistente – 2019

“La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia epicentral, así como en la información neotectónica” (Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente, 2019 pág. 7).

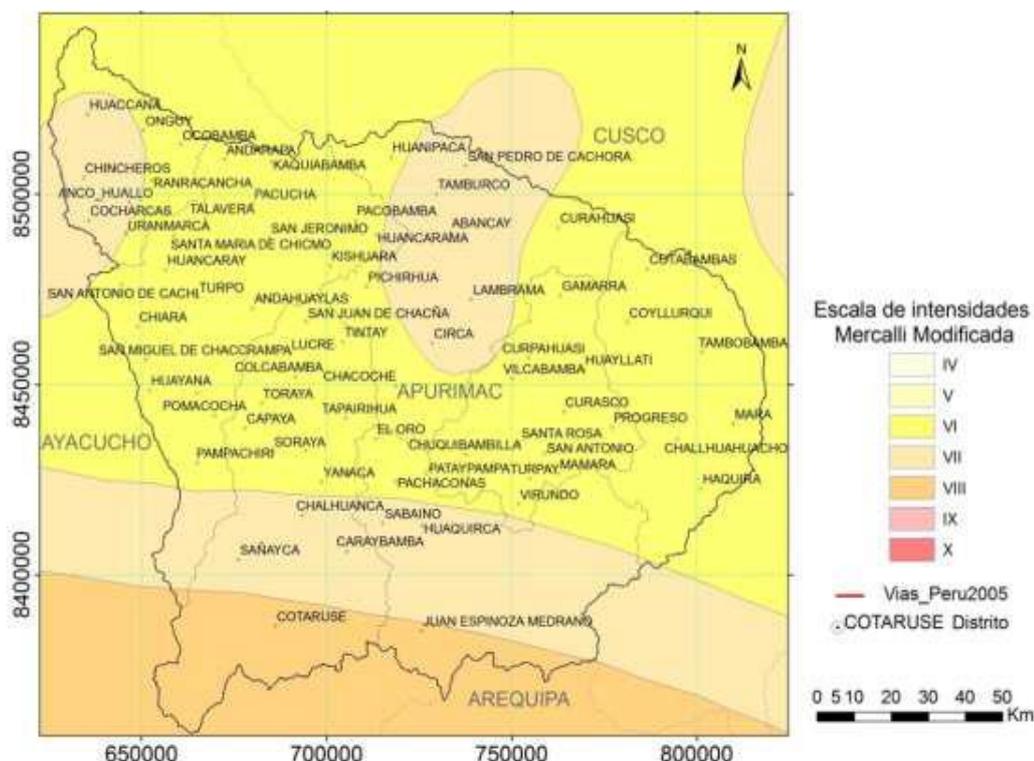
### 3.2.2. Sismicidad en Apurímac

#### 3.2.2.1. Antecedentes sísmicos en el departamento de Apurímac

La actividad sísmica desarrollada en el departamento de Apurímac es registrada por la estación sísmica de la ciudad de Chalhuanca que se encuentra a 110 km al sur oeste de la ciudad de Abancay a una altura de 2900 m.s.n.m. sus coordenadas geográficas se detallan a continuación:

14°17' 40" Latitud Sur 73°14'64" Longitud Oeste

La información que data en los reportes del Instituto Geofísico del Perú (IGP), ha sido cronológicamente ordenadas según la fecha en que se presentaron, a continuación, se muestra la figura N°3, donde se presenta el mapa de distribución de intensidades sísmicas en el departamento de Apurímac.



**Figura 3 — Mapa de distribución de intensidades sísmicas en la región de Apurímac**  
Extraído de Jorge Alva Hurtado y Jorge Meneses Loja 1984

Tabla 3 — Cuadro de eventos sísmicos en Apurímac

| Lugar          | Daños y area afectada  | Fecha      | Intensidad |
|----------------|--|------------|------------|
| Cusco          | Terremoto del Cuzco, cuyos efectos se ha notado en la ciudad de Abancay y Andahuaylas  | 1650-01-31 |            |
| Aymaraes       | Terremoto en el pueblo de Santa Catalina provincia de Aymaraes y poblaciones aledañas  | 1739-03-24 |            |
| Huancarama     | Terremoto destruye el pueblo de Huancarama al oeste de Abancay   | 1879-01-01 |            |
| Andahuaylas    | Terremoto ocasionado en Andahuaylas, Talavera y San Jerónimo   | 1862-04-13 |            |
| Cotabambas     | Sismo de regular intensidad con destrucción de algunas viviendas y daños materiales  | 1870-07-10 |            |
| Abancay        | Fuerte sismo en Abancay a las 21:30 produciendo averías en muchas edificaciones con 27 réplicas hasta 06:00 a.m. del día siguiente, fue percibido en forma notoria en Curahuasi                              | 1875-12-05 |            |
| Abancay        |  | 1876-01-04 | IX MM      |
| Abancay        | Terremoto ocasionado en Huamanmarca, al SW de Abancay, cuyo pueblo quedo desolado a consecuencia de este fenómeno.   | 1905-01-20 |            |
| Aymaraes       | Violento sismo en la provincia de Aymaraes, puente Huayquipa, Sañayca, con los daños en Colcabamba, Amoray, murieron más de 150 personas con replicas en Chalhuanca, Abancay con daños en las Construcciones | 1913-11-04 |            |
| Abancay        | Sismo de gran intensidad con extensos daños  | 1925-01-05 | VI MM      |
| Cusco          | Gran sismo que afecto fuertemente las zonas urbanas  | 1941-09-18 | VI-VII     |
| Cusco          | Histórico sismo que asolo la ciudad y alrededores  | 1950-05-21 | VI MM      |
| Aymaraes       | Terremoto que afectó las viviendas de comunidades en toda la zona  | 1964-07-01 | (5.3) MM   |
| Chalhuanca     | Sismo de proporciones con consecuencia en toda la zona   | 1965-12-19 | (5.1) MM   |
| Chuquibambilla | Fuerte temblor sentido en la población y alrededores   | 1969-06-12 | (5.2) MM   |
| Aymaraes       | Sismo destructor en Soraya, Mosecco, Sañayca, Toraya ubicados al margen izquierdo del rio  | 1971-10-14 |            |

|                     |   |            |          |
|---------------------|---|------------|----------|
|                     | Pachachaca. Los deslizamientos destruyeron diversos tramos en la carretera Abancay Chalhuanca |            |          |
| Cotaruse - Aymaraes | Sismo de regular intensidad con afectación de construcciones                                  | 1994-06-16 | (4.4) MM |
| Antabamba           | Sismo de 6.2 en la escala de Richter con daños materiales en construcciones de viviendas      | 2001-08-09 |          |

Extraído de Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI) – Mapa de peligro de la ciudad de Abancay

El evento sísmico de mayor consideración que trajo consigo pérdidas económicas y vidas humanas fue el ocurrido en la provincia de Antabamba el 08 de agosto del 2001, el cual presentó una magnitud de 6.2 grados en la escala de Rither y una intensidad de IV-V en la escala de Mercalli Modificada, con un epicentro a 31 kilómetros al suroeste de la zona de Antabamba, según información del Instituto Geofísico del Perú el temblor tuvo una duración de 9 segundos, afectando 2 provincias 7 distritos y sus comunidades, el saldo fue de al menos 60 damnificados, 27 heridos, 4 fallecidos, decenas de viviendas destruidas y centros de salud afectadas.

### 3.2.2.2. Riesgo sísmico en Apurímac

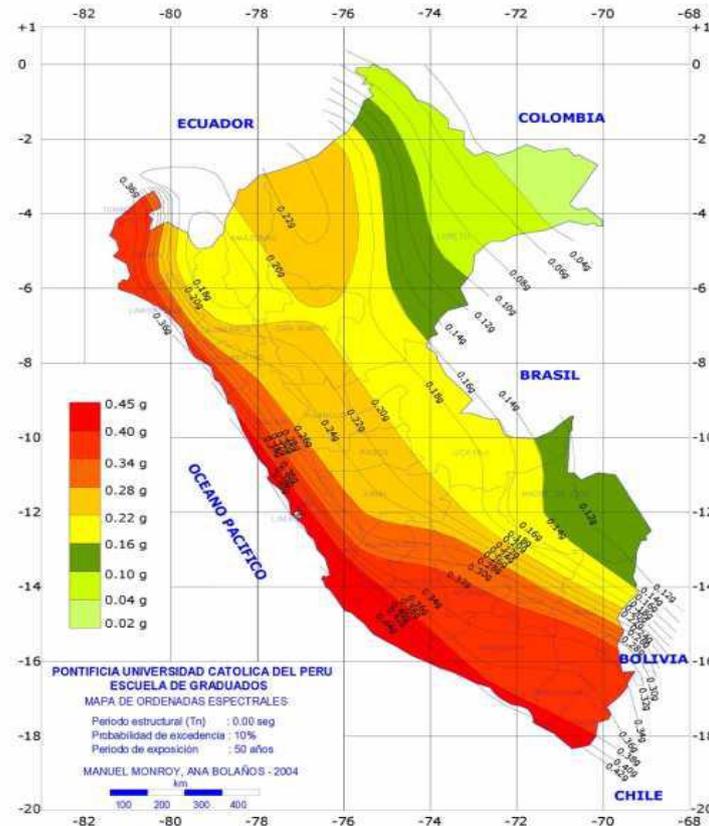
“Aun cuando en la zona existió un elevado tectonismo, las que es responsable de los sistemas denominados “Fallas de Abancay” ubicados en la zona norte de la ciudad, en dirección predominante de SW-NE, dislocando el plegamiento Herniciano en un “Horst”, habiendo formando un alto estructural impresionante en las alturas del Ampay, ya que las rocas que afloran en la cima son más antiguas” (BACA VIDAL, y otros, 2007 pág. 44).

Por lo general la ciudad de Abancay, ha sido afectado por los sismos que han tenido sus epicentros, ubicados en las provincias contiguas (Antabamba, Aymaraes y Grau), ya que están relacionadas con su sistema de fallas activas de Antabamba - Aymaraes y las fallas del cusco.

“Los estudios hechos por el Ing. Juan C. Gómez 1998 indican que en ese entonces se encontró actividad sísmica del tipo tectónico local, ocasionando por los sistemas de fallas geológicas emplazadas en las inmediaciones del Nevado Ampay (Falla Sahuanay)” (BACA VIDAL, y otros, 2007 pág. 44).



En el trabajo de investigación de Ana Bolaños L. y Omar Monroy C. de la Pontificia Universidad Católica del Perú (2004), presenta una estimación de las ordenadas espectrales para territorio peruano expresado en el siguiente mapa de ordenadas espectrales que se presenta a continuación:



**Figura 4 — Mapa de Ordenadas Espectrales Sísmicas del Perú**  
Extraído de Ana Bolaños y Manuel Monroy – PUCP (2004)

En la figura N°4, se observa el mapa de ordenadas espectrales al 10% de probabilidad de excedencia u ocurrencia en un periodo de exposición de 50 años, (periodo de retorno de 475 años). De la misma manera se puede observar que para el territorio de Apurímac le corresponde un sismo de 0.30g a 0.32g.

### 3.2.3. Vulnerabilidad sísmica

“En el marco de la Ley N°29664 del Sistema Nacional de Gestión del Riesgo de Desastres y su Reglamento (D.S. N°048-2011-PCM) se define la vulnerabilidad como la susceptibilidad de la población, la estructura física o las actividades socioeconómicas, de sufrir daños por acción de un peligro o amenaza” (CENEPRED, 2015 pág. 121).



**Figura 5 — Factores de vulnerabilidad**

Extraído del Manual para la Evaluación de Riesgos originados por Fenómenos Naturales – CENEPRED 2015

“La vulnerabilidad sísmica de una estructura, grupo de estructuras o de una zona urbana completa, se define como la tendencia específica a ser afectado o de ser susceptible a sufrir daño, ante la ocurrencia de un movimiento sísmico y está asociada directamente con las características físicas y estructurales de diseño” (GUEVARA MORALES, y otros, 2006).

“La vulnerabilidad sísmica de los diferentes tipos de edificaciones podrá ser deducida de acuerdo al grado de daños que han sufrido los numerosos edificios que ya han sido analizados en función del peligro sísmico, definido por las diferentes intensidades en la escala MMI” (KUROIWA HORIUCHI, 2019 pág. 162).

Se denomina vulnerabilidad al grado de daño que sufre una estructura debido a un evento sísmico de determinadas características e intensidades.

Los estudios de vulnerabilidad sísmica se pueden aplicar a cualquier obra de ingeniería civil como son edificaciones, presas, carreteras, puentes, taludes, depósitos, centrales nucleares y en general a toda obra en la que se requiera conocer su comportamiento ante un posible terremoto. La manera más directa de determinar

la vulnerabilidad de edificaciones es experimentar una escala natural en laboratorios, aplicando fuerzas conocidas hasta que los modelos se destruyan.

### 3.2.3.1. Factores de vulnerabilidad

#### I. Exposición

“La exposición se genera por una relación no apropiada con el ambiente, que se puede deber a procesos no planificados de crecimiento demográfico, a un proceso migratorio desordenado, al proceso de urbanización sin un adecuado manejo del territorio y/o políticas de desarrollo económico no sostenible. A mayor exposición, mayor vulnerabilidad” (CENEPRED, 2015 pág. 122).



**Figura 6 — Edificaciones susceptibles a un peligro de origen natural**  
Extraído del Manual para la Evaluación de Riesgos originados por Fenómenos Naturales – CENEPRED 2015

#### II. Fragilidad

Está relacionado directamente a las condiciones de la debilidad relativa del ser humano y sus medios de vida frente a un peligro.

“En general está centrada en las condiciones físicas de una comunidad o sociedad y es de origen interno, por ejemplo: formas de construcción, no siguiendo de normativa vigente sobre construcción y/o materiales, entre otros. A mayor fragilidad mayor vulnerabilidad” (CENEPRED, 2015 pág. 123).



**Figura 7 — Viviendas precarias en el centro de Lima**  
Extraído de (Manual para la Evaluación de Riesgos originados por Fenómenos Naturales – CENEPRED 2015

### III. Resiliencia

Es la capacidad de una comunidad, sistema o sociedad potencialmente expuesta a una amenaza sísmica para adaptarse, resistir y cambiar para alcanzar un nivel aceptable de funcionamiento y de esta manera poder aprender de los desastres pasados para mejorar la reducción de riesgo, de la misma forma se encuentra asociada a condiciones sociales y de organización de la población. A mayor resiliencia se tiene una menor vulnerabilidad.



**Figura 8 — Organización de instituciones ante la ocurrencia de sismos**  
Extraído de (Manual para la Evaluación de Riesgos originados por Fenómenos Naturales – CENEPRED 2015

### **3.2.3.2. Aspectos que afectan la vulnerabilidad sísmica**

La vulnerabilidad sísmica en edificaciones, depende de una serie de factores y detalles que deben evaluarse con el mayor cuidado posible. Estos aspectos contemplan los siguientes parámetros:

#### **I. Aspectos geométricos**

- Regularidad en planta de la edificación.
- Regularidad en altura de la edificación.

#### **II. Aspectos constructivos**

- Calidad de los materiales.
- Calidad de juntas de pega en mortero.
- Tipo y disposición de bloques de mampostería.

#### **III. Aspectos estructurales**

- Densidad de muros y elementos verticales resistentes.
- Confinamiento y reforzamiento de muros.
- Detalles de columnas y vigas.
- Tipo y disposición de sistema de entrepiso.
- Característica de las aberturas en losas.

#### **IV. Aspectos de suelo**

- Blandos, intermedios, rígidos.

#### **V. Aspectos de su entorno**

- Topografía.
- Presencia de humedad y salinidad.

### **3.2.3.3. Clasificación de la vulnerabilidad sísmica**

“Para la realización de un buen estudio de vulnerabilidad se tiene la necesidad de establecer una clasificación en la cual se vean implicados todos los elementos que interactúan en la estructura, como son los elementos funcionales, estructurales y no estructurales, lo cuales cada uno de ellos incorporara partes específicas en el diseño y funcionamiento de la edificación” (GUEVARA MORALES, y otros, 2006 pág. 13).

### **I. Vulnerabilidad sísmica estructural**

Está relacionado por los componentes estructurales y se refiere a aquellos sistemas resistentes como las vigas, columnas, muros, losas (aligeradas, macizas o nervadas) y la cimentación. Su desempeño estructural depende del funcionamiento local y global de la estructura.

Los daños estructurales se pueden evaluar de manera cualitativa y cuantitativa, para poder determinar el nivel de deterioro de la edificación. En forma cualitativa se verifican mediante las observaciones e identificación insitu del deterioro y de las grietas o fisuras que pueden tener, de la forma cuantitativa se establecen relaciones con parámetros importantes que controlan el daño estructural como los desplazamientos o derivas.

### **II. Vulnerabilidad sísmica no estructural**

Se refiere a los componentes de un edificio que están únicamente adosados al sistema estructural como los tabiques, techos, puertas, ventanas y las instalaciones sanitarias, eléctricas y especiales. Los componentes no estructurales en su mayor parte poseen un mayor costo que la estructura resistente, tal es el caso de las edificaciones esenciales, ya que los colegios, universidades y centros de salud tienen en sus interiores laboratorios y equipos de importancia cuyo valor económico son considerables; en tal sentido la edificación puede estar estable pero inhabitable por la pérdida o deterioro de los elementos no estructurales.

#### **3.2.3.4. Métodos para la evaluación sísmica**

##### **I. Métodos directos**

Con un solo paso esta técnica puede predecir el daño causado por un sismo en una edificación, esto a partir de los métodos tipológicos y mecánicos. Los tipológicos están definidos por las características de los materiales y las técnicas de construcción usadas en el proceso constructivo. Los mecánicos hacen la predicción de un efecto sísmico y el comportamiento de edificaciones por modelos matemáticos, la ventaja es que los resultados son más detallados ya que las evaluaciones son para edificaciones individuales, dentro de ellos tenemos en análisis estático lineal y no lineal como el análisis dinámico lineal y no lineal.

## II. Métodos indirectos

Estas técnicas indirectas determinan un índice de vulnerabilidad y posterior a ello establecen una relación entre el daño y la intensidad sísmica, estos métodos se apoyan en el análisis estadístico para su confiabilidad, son aplicables para la evaluación de un conjunto de edificaciones de una ciudad o zona urbana.

## III. Métodos convencionales

Son diseñadas y desarrolladas por el investigador, se utilizan para comparar las diferentes construcciones de una misma tipología en una determina zona o lugar.

## IV. Métodos híbridos

Este método realiza la evaluación completa con la combinación de los anteriores métodos, generalmente se realiza con el fin de tener mayor seguridad en los resultados obtenidos teniendo así una evaluación más completa y eficiente.

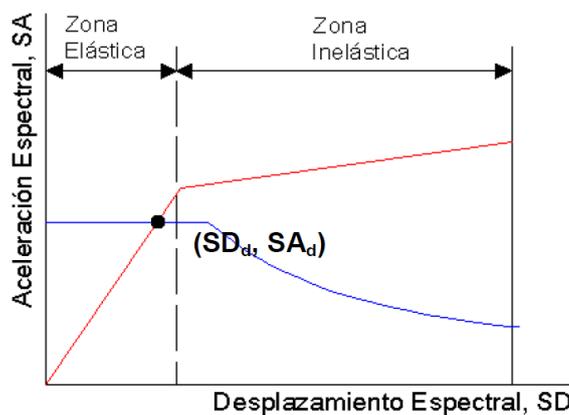
Entre los métodos más usados tenemos los siguientes:

- Método japonés o metodología inicial de Hirosawa.
- Rapid Visual Screening del FEMA.
- Método de Benedetti y Petrini (Método italiano – 1982).
- Método del Dr. Akiyama para edificios de acero, Earthquake – Resistant Limt – State Design for Building. Tokyo – 1985.

Para el presente trabajo de investigación se utilizaron las siguientes metodologías:

### **Método del análisis estático no lineal y evaluación del desempeño sísmico**

Este método permite determinar y evaluar el desempeño sísmico de las edificaciones según las propuestas del Applied Technology Council (ATC – 40) o del SEAOC a través del Comité Visión 2000. Este método básicamente consiste en comparar y sobreponer los espectros de demanda sísmica y de capacidad de la estructura, de esta manera se logra identificar el punto de desempeño y permitiendo estimar la respuesta máxima de la edificación.



**Figura 9 — Interacción de espectros de capacidad y demanda**  
 Extraído de Allauca Sanchez Takuma Oue (2006)

**Metodología propuesta por el Dr. Ing. Miguel Mosqueira para estudiar el riesgo sísmico de edificaciones aporricadas en función de la vulnerabilidad y peligro sísmico (2012)**

Esta propuesta del Dr. Mosqueira es adaptado de la metodología planteada por el Dr. Marcial Blondet de la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP) en el año 2005, el cual esta última fue usada para lograr estimar el riesgo sísmico en edificaciones de albañilería confinada, además a ello esta metodología fue muy difundido en nuestro país siendo incluso enseñado por el Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI), en su programa de Capacitación para la Estimación del Riesgo – PCER.

El marco referencial de los métodos usados en el presente trabajo de investigación de desarrollan a continuación:

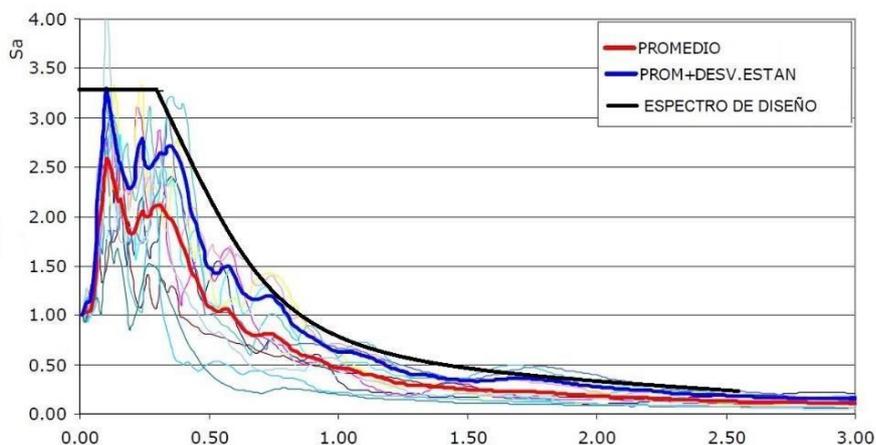
**3.2.4. Método del análisis estático no lineal y evaluación del desempeño sísmico**

**I. Espectro de diseño**

Las edificaciones no pueden construirse ni diseñarse para resistir un terremoto en especial o particular, debido a que el próximo seguramente presentara características diferentes. Por ese motivo las edificaciones se diseñan con espectros que son suavizados y que consideran el efecto de varios terremotos, es decir que logra representar una envolvente de los espectros de respuesta de los sismos representativos de una zona determinada. Estos se obtienen generalmente a través de procesos estadísticos.

La figura N°10 muestra el resultado de un tratamiento estadístico representados por el espectro de diseño (suavizado) y los espectros de respuesta.





**Figura 10 — Espectro de diseño**  
Extraído de Bolaños Luna, y otros, 2004

“La metodología para obtener el espectro de diseño consiste en multiplicar las ordenadas del espectro “estándar” por la aceleración máxima efectiva (obtenida del factor de zona Z especificado en los códigos o del análisis de peligro sísmico). De este modo las ordenadas están directamente escaladas con el valor de la aceleración (el único valor que posee una probabilidad de excedencia)” (BOLAÑOS LUNA, y otros, 2004 pág. 108).

### 3.2.4.1. Demanda sísmica

La demanda o sollicitación sísmica es el producto del movimiento del suelo generado por los sismos. Está representada a través de espectros de respuesta, de tal manera que las estructuras son diseñadas para poder soportar un cierto nivel de severidad durante la vida útil de la edificación.

#### I. Niveles de amenaza sísmica

La demanda sísmica genera una incertidumbre sobre la magnitud e intensidad que puede ocurrir, pues es fenómeno natural que hasta la fecha el ser humano no controla y mucho menos no puede predecir con exactitud. Por tal motivo es necesario considerar dicha incertidumbre en la demanda, de tal manera que se puedan considerar diferentes niveles de severidad.

A continuación, se presenta los niveles que recomienda el Comité Visión 2000.

### Propuesta del Comité Visión 2000

Propone 4 niveles de amenaza sísmica basados en términos de una probabilidad de excedencia. El periodo de retorno  $T_R$  puede relacionarse de manera directa con una probabilidad de excedencia  $P_e$  para un número especificado de  $t$  años, mediante la siguiente expresión:

$$T_R = -\frac{t}{\ln(1 - P_e)}$$

Donde:

- $T_R$  : Periodo de retorno (años)
- $t$  : Tiempo de exposición (años)
- $P_e$  : Probabilidad de excedencia

**Tabla 4 — Niveles de amenaza sísmico para diseño y evaluación**

| Evento    | Periodo de retorno | Probabilidad de excedencia |
|-----------|--------------------|----------------------------|
| Frecuente | 43 años            | 50% en 30 años             |
| Ocasional | 72 años            | 50 % en 50 años            |
| Raro      | 475 años           | 10 % en 50 años            |
| Muy raro  | 970 años           | 10 % en 100 años           |

Extraído de SEAOC Visión 2000

### II. Espectro de diseño según la NTP E. 030

La norma técnica de diseño sismorresistente E.030, nos permite a través de un espectro de pseudo aceleración simular un sismo, el cual está dado por la siguiente ecuación:

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

Donde:

- $S_a$ : Aceleración espectral
- $Z$ : Factor zona
- $U$ : Factor de uso
- $C$ : Factor de amplificación sísmica
- $S$  : Factor suelo
- $R$ : Coeficiente de reducción de fuerza sísmica
- $g$ : Aceleración de la gravedad



### III. Espectro de demanda sísmica

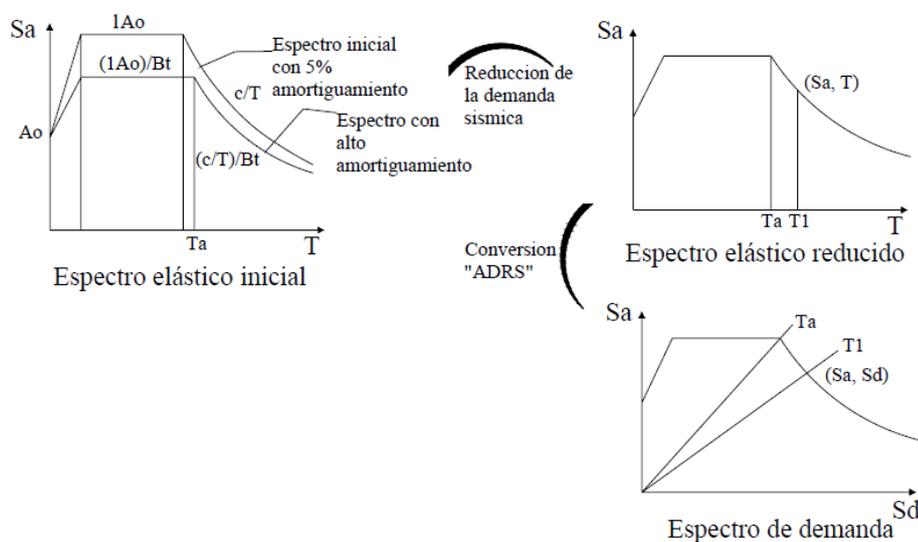
Es la representación gráfica de la aceleración máxima de respuesta con respecto al desplazamiento máximo. La demanda sísmica está influenciada por el amortiguamiento constante de 5%, el cual es transformada en un formato de espectro de respuesta, aceleración – desplazamiento (considerando  $S_a$  una fracción de la aceleración de la gravedad  $g$ ) respecto al desplazamiento espectral.

Para dicha conversión cada punto del espectro de respuesta ( $S_a, T$ ), es llevado al espectro de demanda en donde corresponde un punto ( $S_a, S_d$ ), esto se realiza con la finalidad de realzar las comparaciones y determinar el rendimiento de la estructura. La ecuación para realizar la conversión se detalla a continuación:

$$S_{di} = \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot S_{ai} \cdot g$$

Donde:

- $S_{di}$  : Desplazamiento espectral
- $T$  : Periodo estructural
- $S_{ai}$  : Aceleración espectral
- $g$  : Aceleración de la gravedad



**Figura 11 — Espectro de demanda sísmica**  
 Extraído de Guevara Morales, y otros 2006



### 3.2.4.2. Evaluación del comportamiento de edificaciones ante acciones sísmicas

Las cargas de gravedad son consideradas la carga principal de un edificio, la aproximación de cargas vivas y muertas son estimables y su incertidumbre es muy baja. Cuando una edificación a medida se vuelve alto debe de presentar la rigidez y resistencia adecuada para lograr resistir las cargas laterales que en su mayoría son impuestas por sismo y vientos.

#### I. Curva de capacidad estructural

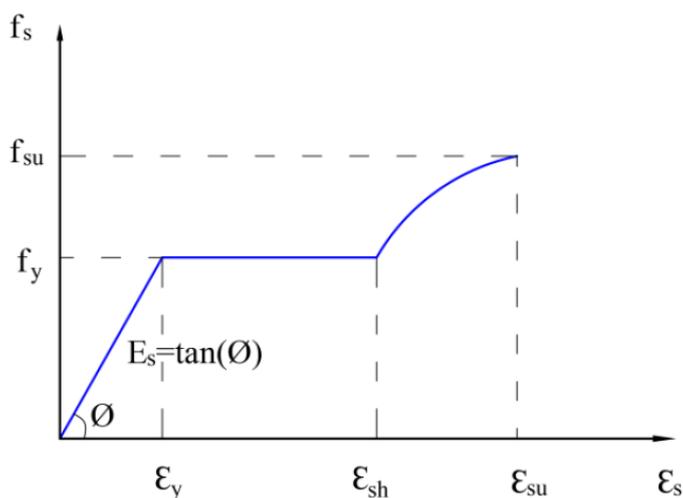
##### A. Leyes constitutivas o modelo de comportamiento del concreto reforzado

El concreto reforzado o también concreto armado, es uno de los materiales de construcción civil más usado en la construcción de edificaciones. Es un material compuesto que consta de 2 materiales: acero de refuerzo y concreto. El comportamiento de cada uno de estos elementos fue investigado a través de ensayos a lo largo de los años, de esta manera se verifico que el concreto es un material frágil que tiene una alta resistencia a la compresión y muy baja a la resistencia a la tracción, es ahí donde se le incorpora el acero para resistir de manera adecuada la tracción.

##### B. Modelo esfuerzo – deformación para el acero de refuerzo

Este modelo presenta tres zonas definidas, zona elástica lineal, zona de fluencia, zona de endurecimiento por deformaciones, esta última esta representa por una parábola de segundo o tercer grado. Es ideal para presentar el comportamiento real del acero de refuerzo hasta su falla o rotura. Esta zona de endurecimiento por deformación es definida en el intervalo  $\epsilon_{sh} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$ .





Donde:

$f_y$ : Esfuerzo a la fluencia del acero.

$\epsilon_y$ : Deformación unitaria de la fluencia del acero.

$\epsilon_{su}$ : Deformación unitaria última del acero.

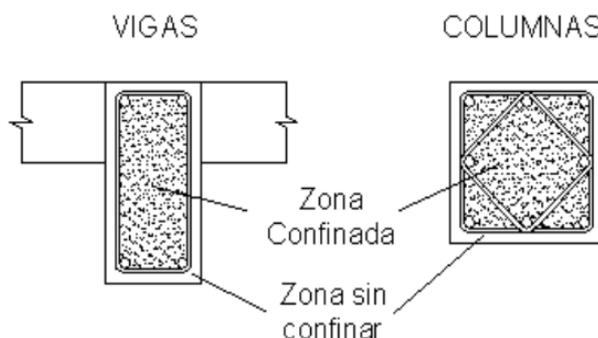
$\epsilon_{sh}$ : Deformación unitaria del acero donde empieza el endurecimiento por deformación.

$f_{su}$ : Esfuerzo último del acero.

**Figura 12 — Modelo elastoplástico con endurecimiento por deformación**  
 Extraído de Gianfranco Ottazi - PUCP (2011)

### C. Modelo esfuerzo - deformación para el concreto

La representación de las leyes constituidas del concreto y sus modelos son definidos teniendo en cuenta la calidad de los materiales, velocidad de aplicación y su confinamiento. El concreto no confinado es normalmente utilizado para realizar diseños y el confinado para la evaluación de la capacidad de estructuras existentes.



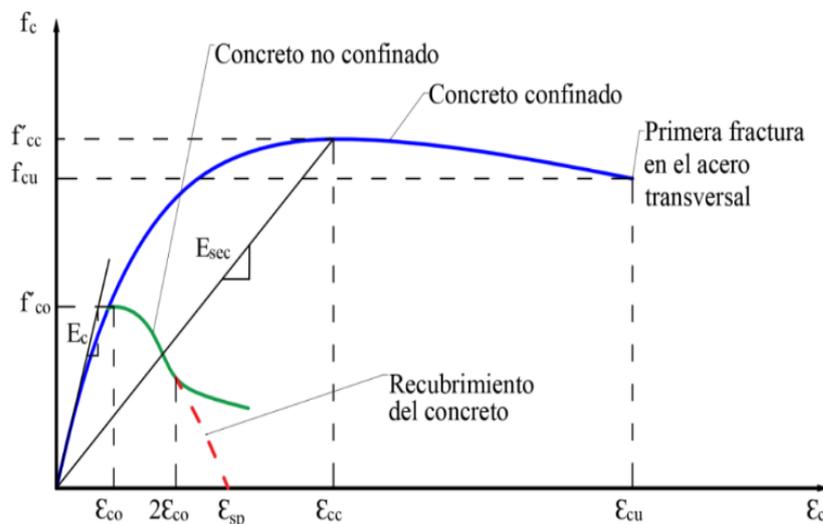
**Figura 13 — Secciones típicas de columnas y vigas**  
 Extraído de Allauca Sanchez Takuma Oue (2006)

“El comportamiento del concreto confinado es significativamente mejor que el del concreto sin confinar, no solo en lo que respecta al esfuerzo máximo sino fundamentalmente a que la deformación de falla o rotura aumenta significativamente” (ALLAUCA SANCHEZ TAKUMA OUE, 2006 pág. 8).



### Modelo de Mander

La característica fundamental que presenta este modelo es la influencia directa del confinamiento, la resistencia a la compresión del concreto  $f'_c$  aumenta hasta llegar a la resistencia a la compresión confinada  $f'_{cc}$ , desarrollada en una deformación propia del confinamiento. El punto de falla ( $\epsilon_{cu}; f_{cu}$ ) básicamente lo define la fractura del acero transversal. Por esta razón el modelo de Mander es ampliamente utilizado en el análisis sísmico de estructuras de edificaciones.



**Figura 14 — Modelo para concreto confinado**

Extraído de Gianfranco Ottazi - PUCP (2011)

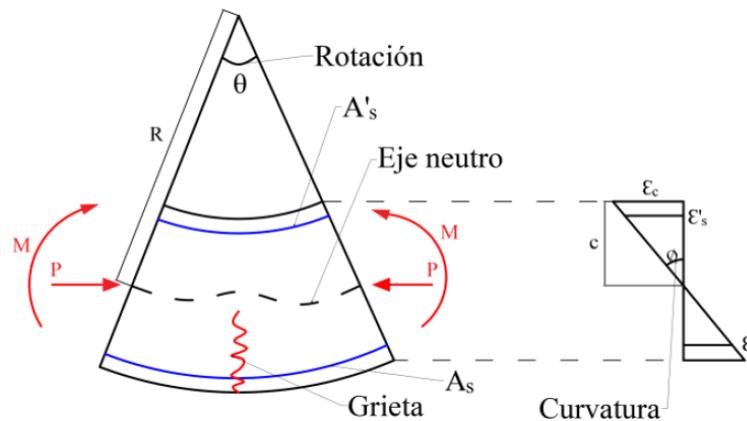
Donde:

- $f'_{co}$ : Resistencia máxima del concreto no confinado
- $\epsilon_{co}$ : Deformación unitaria máxima del concreto no confinado
- $\epsilon_{sp}$ : Deformación unitaria en la que el recubrimiento del concreto se considera que se ha desprendido por completo y no transmite esfuerzo alguno
- $f'_{cc}$ : Resistencia máxima del concreto confinado
- $\epsilon_{cc}$ : Deformación unitaria máxima del concreto confinado
- $f_{cu}$ : Esfuerzo último del concreto confinado
- $\epsilon_{cu}$ : Deformación unitaria ultima del concreto confinado
- $E_c$ : Modulo de elasticidad del concreto
- $E_{sec}$ : Modulo de elasticidad del concreto

## II. Modelo inelástico para elementos y secciones

### A. Diagrama de momento – curvatura y momento - giro

“La curvatura se define como el cambio de ángulo (rotación), por unidad de longitud en una ubicación dada, a lo largo del eje del elemento sometido cargas que producen flexión” (OTTAZZI PASINO, 2004 pág. 102).



**Figura 15 —Curvatura y rotación de un elemento**

Extraído de Gianfranco Ottazi - PUCP (2011)

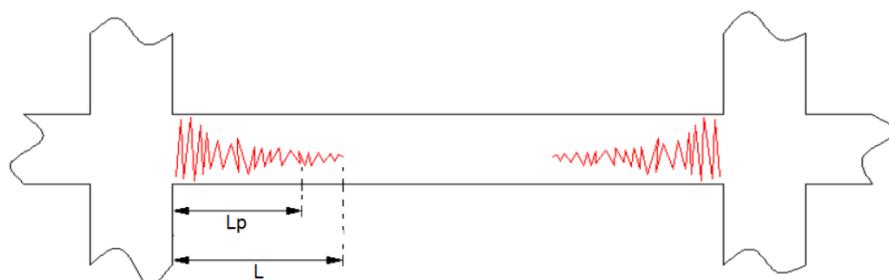
La curvatura de la sección se puede caracterizar por la ecuación:

$$\phi = \frac{\epsilon_c}{c} = \frac{\epsilon_s}{d - c}$$

Donde:

- $\epsilon_c$ : Deformación unitaria en la fibra superior del concreto
- $\epsilon_s$ : Deformación unitaria en la fibra inferior del acero
- $c$ : Profundidad de la parte superior al eje neutro
- $\phi$ : Curvatura de la sección

Se suele considerar una zona de daño el cual se denomina rotula plástica el cual tiene una distancia o longitud “ $L_p$ ”, la longitud equivalente puede estimarse de 0.4 hasta 0.5 veces el peralte efectivo del elemento, adicional a esto se asume que esta longitud la curvatura es constante.

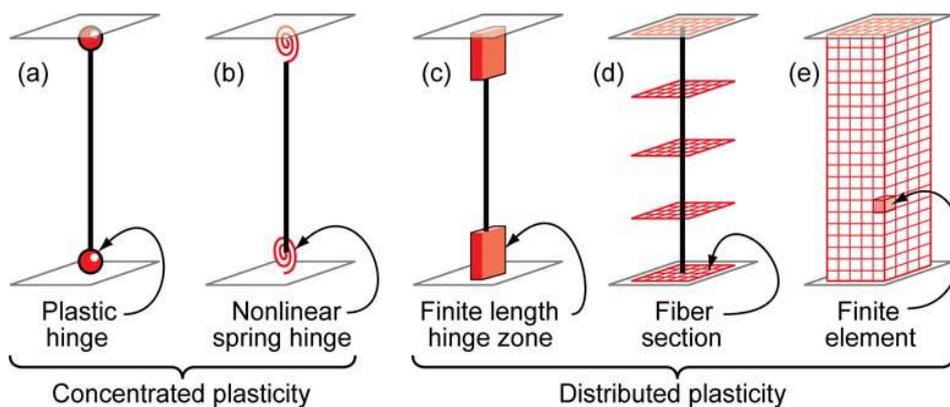


**Figura 16 — Longitud plástica y concentración de rotulas**  
 Extraído de Allauca Sanchez Takuma Oue (2006)

**B. Tipos de modelo de análisis estructural**

“Los modelos de componentes estructurales inelásticos se pueden diferenciar por la forma en que la plasticidad se distribuye a través de las secciones transversales del miembro y a lo largo de su longitud” (Deirlein G, y otros, 2010 pág. 4).

La figura N°17 muestra una comparación entre cinco tipos de modelos idealizados para lograr simular la respuesta inelástica de columna-viga. Es factible modelar varios tipos de miembros estructurales, utilizando los conceptos ilustrados que se muestran a continuación:



**Figura 17 — Modelo idealizado para elementos viga-columna**  
 Extraído de Deirlein G, y otros, 2010

**III. Rotulas plásticas**

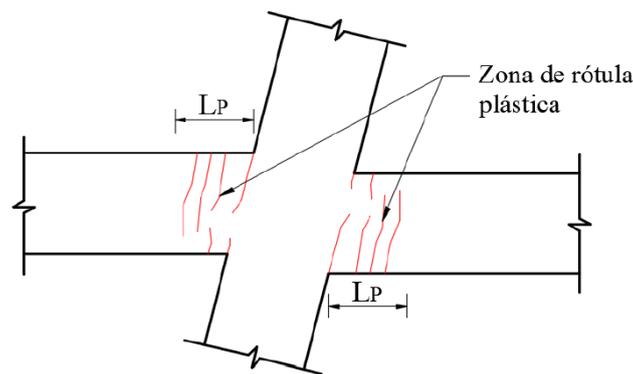
Son dispositivos de disipación de energía que permite la rotación plástica de una determina sección manteniendo casi constante el momento plástico. La rotula plástica es fundamental para poder definir el modelo no lineal de la estructura.



## A. Vigas

Como se mencionó anteriormente, durante la ocurrencia de sismos o terremotos el comportamiento no lineal de las vigas suele concentrarse en las zonas adjuntas a los nudos en una longitud “L” donde el daño es más concentrado hacia los nudos.

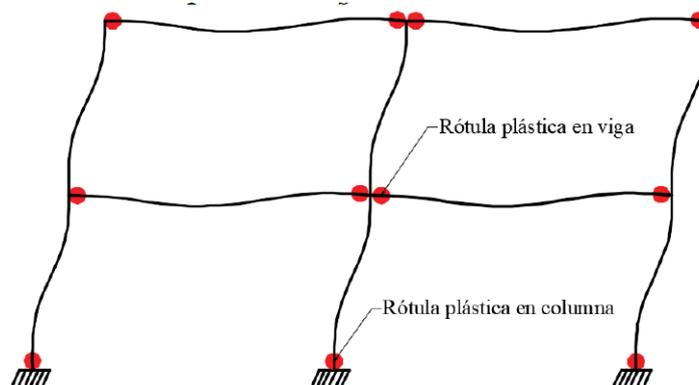
Para poder desarrollar los modelos analíticos se considera esta zona de daño, donde se concentra básicamente toda la deformación inelástica “rotula plástica” al cual se le asigna una longitud “Lp”, como se señaló líneas arriba la mejor estimación de este valor es del 40% al 50% del peralte del elemento.



**Figura 18 — Formación de rotulas plásticas en vigas**  
Extraído de Choque y Luque (2019)

## B. Columnas

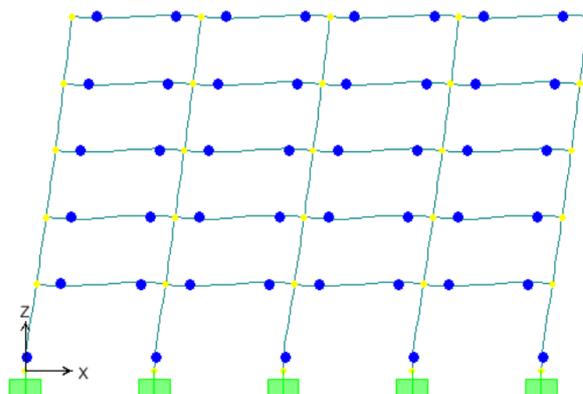
En el caso de las columnas su ductilidad depende de la carga axial (compresión  $P$ ), esta debe de garantizar que no sea superior a la carga axial balanceada ( $P_b$ ), para que la sección presente falla dúctil y de esta manera se pueda generar una rotula pastica. De esta manera se logra entender que se tendrá una ductilidad para cada carga axial que soporte la sección, cuando se cumpla  $P < P_b$ .



**Figura 19 — Formación de rotulas plásticas en un pórtico**  
Extraído de (Choque y Luque (2019))

#### IV. Comportamiento no lineal de la edificación

La forma más práctica y sencilla de representar el comportamiento no lineal de las edificaciones frente a amenazas sísmicas es mediante un modelo de plasticidad concentrada o básicamente discretizar mediante la asignación de rotulas plásticas en los extremos de las vigas y columnas.

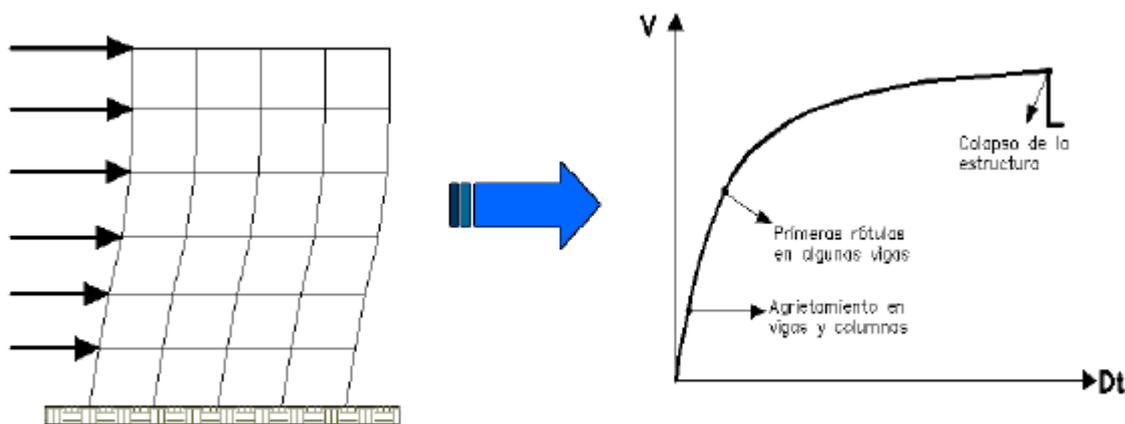


**Figura 20 — Discretización del comportamiento inelástico mediante rotulas**

Extraído de Allauca Sanchez Takuma Oue (2006)

#### V. Análisis estático no lineal “Pushover”

“Con esta técnica es posible evaluar el desempeño esperado de la estructura por medio de la estimación de fuerzas y demanda de deformaciones en el diseño sísmico” (GUEVARA MORALES, y otros, 2006 pág. 78).



**Figura 21 — Representación Pushover y de la curva de capacidad**

Extraído de Villanueva León, 2018

“Como resultado del análisis incremental se obtiene la curva fuerza – desplazamiento ( $V - D_t$ ), denominada curva de capacidad, la cual se representa con puntos relevantes de la misma” (VILLANUEVA LEON, 2018 pág. 14).

### 3.2.4.3. Estimación del punto de desempeño

El punto de desempeño es una aproximación o estimación del desplazamiento máximo del techo de una edificación calculado para un sismo de diseño.

#### I. Método del espectro de capacidad

Este espectro se determina utilizando un análisis estático no lineal de un modelo representativo de la estructura, se logra determinar la curva de capacidad en donde existe una relación directa entre el desplazamiento lateral el ultimo nivel de la edificación y la fuerza cortante basal. La curva de capacidad se puede transformar a un espectro de respuesta aceleración, usando propiedades modales asociadas al modo fundamental de vibración, en términos simples sería dividiendo la fuerza máxima que le corresponde a un desplazamiento entre la masa ( $a = F/M$ ), así obteniendo un valor único de aceleración que le corresponde a cada desplazamiento.

## II. Conversión de la curva de capacidad a espectro de capacidad (ATC – 40)

El espectro de capacidad es una representación de la capacidad de la edificación en formato ADSR ( $S_a - S_d$ ), las ecuaciones necesarias para realizar la conversión son las siguientes:

$$PF_1 = \frac{\left[ \sum_{i=1}^N \frac{(w_i \cdot \phi_{i1})}{g} \right]}{\left[ \sum_{i=1}^N \frac{(w_i \cdot \phi_{i1}^2)}{g} \right]}$$

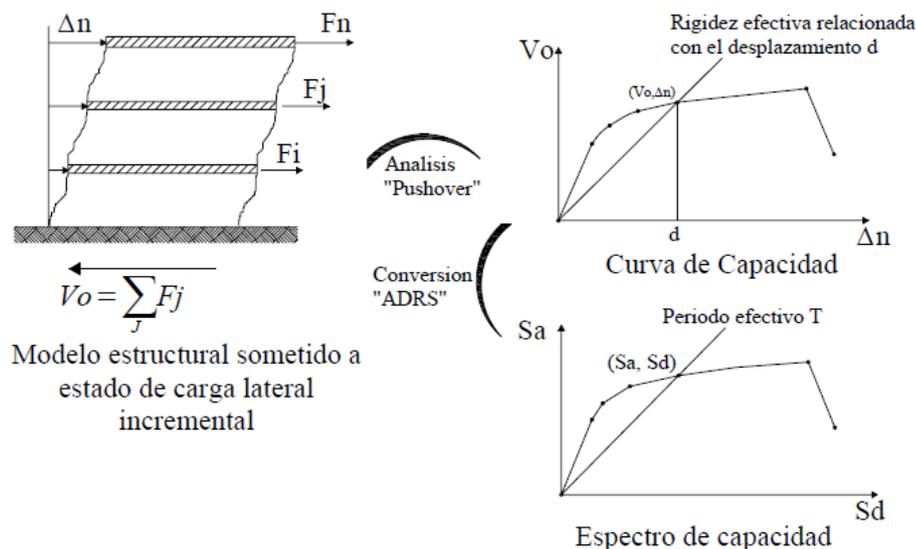
$$\alpha_1 = \frac{\left[ \sum_{i=1}^N \frac{(w_i \cdot \phi_{i1})}{g} \right]^2}{\left[ \sum_{i=1}^N \frac{(w_i)}{g} \right] \left[ \sum_{i=1}^N \frac{(w_i \cdot \phi_{i1}^2)}{g} \right]}$$

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1}$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \cdot \phi_{roof,1}}$$

Donde:

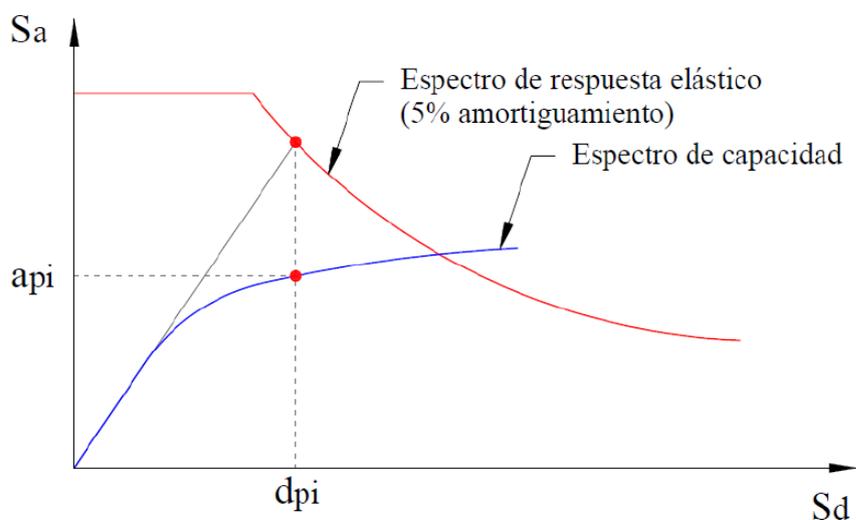
- $PF_1$  : Factor de participación modal para el modo predominante
- $\alpha_1$  : Coeficiente de masa modal para modo predominante
- $w_i/g$  : Masa asignada al nivel  $i$
- $\phi_{i1}$  : Amplitud del modo predominante (modo 1) en el nivel  $i$
- $N$  : Nivel N, el nivel más alto en la parte principal de la estructura
- $V$  : Cortante basal
- $W$  : Peso muerto de la estructura más la probable carga viva (peso sísmico)
- $\Delta_{roof}$  : Desplazamiento del techo ( $V$  y  $\Delta_{roof}$  asociado a la curva de capacidad)
- $S_a$  : Aceleración espectral
- $S_d$  : Desplazamiento espectral



**Figura 22 — Conversión del espectro de capacidad**  
 Extraído de (GUEVARA MORALES, y otros 2006)

### 3.2.4.4. Desempeño estructural

La ingeniería basada en el desempeño nació con el objetivo de contar con edificaciones capaces de resistir la acción sísmica sin llevar a colapsar o en poner en peligro la seguridad e integridad de sus ocupantes. El desempeño se logra cuantificar en términos de cantidad de daño sufrido por un edificio afectado por un movimiento sísmico. Representa la extensión máxima del daño, donde se considera la condición de los elementos estructurales y no estructurales.



**Figura 23 — Determinación del punto de desempeño de prueba**  
 Extraído de ATC – 40 (1996)

## I. Niveles de desempeño

Dentro de la clasificación de los niveles de desempeño encontramos propuestas que impulsan el desarrollo de estos conceptos, dentro de estos los que más destacan por sus recomendaciones son de la Agencia Federal de Manejo de Emergencia (Federal Emergency Management Agency - FEMA P-58-1) y las propuestas por Evaluación Sísmica y Modernización de Edificios de Concreto (Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings) ATC – 40 (1996), aunque ambas propuestas difieren en algunos detalles, pero se logran fundamentar en los mismos conceptos, así como en los niveles de desempeño.

### A. Propuesta del ATC-40 Y FEMA P-58-1

Expresan en su contenido la misma clasificación de los niveles de desempeño, ambas especifican por separado el nivel de desempeño para los elementos estructurales y no estructurales, de manera que su combinación conduce a la definición del nivel de desempeño de la estructura.

#### Nivel de desempeño para la edificación

Tabla 5 — Niveles de desempeño para las estructuras

| Niveles de desempeño<br>NO estructural | Niveles de desempeño estructural              |                               |                                 |                               |                                    |                           |
|--|---|-------------------------------|---------------------------------|-------------------------------|------------------------------------|---------------------------|
|  | SP-1<br>Ocupación<br>Inmediata                | SP-2<br>Control<br>de<br>daño | SP-3<br>Seguridad<br>de<br>vida | SP-4<br>Seguridad<br>limitada | SP-5<br>Estabilidad<br>estructural | SP-6<br>No<br>considerado |
| NP-A<br>Operacional                    | 1-A<br>Operacional                            | 2-A                           | NR                              | NR                            | NR                                 | NR                        |
| NP-B<br>Ocupación<br>inmediata         | 1-B<br>Ocupación<br>inmediata                 | 2-B                           | 3-B                             | NR                            | NR                                 | NR                        |
| NP-C<br>Seguridad de<br>vida           | 1-C   | 2-C                           | 3-C<br>Seguridad<br>de vida     | 4-C                           | 5-C                                | 6-C                       |
| NP-D<br>Peligro reducido               | NR  | 2-D                           | 3-D                             | 4-D                           | 5-D                                | 6-D                       |
| NP-E<br>No considerado                 | NR  | NR                            | 3-E                             | 4-E                           | 5-E<br>Estabilidad<br>Estructural  | No aplica                 |
|  | Niveles de desempeño comúnmente utilizados    |                               |                                 |                               |                                    |                           |
|  | Otras posibles combinaciones de SP-NP         |                               |                                 |                               |                                    |                           |
|  | Combinaciones <b>No</b> recomendadas de SP-NP |                               |                                 |                               |                                    |                           |

Extraído de ATC-40,1996

Los valores de NR, corresponde a niveles de desempeño No Recomendables en el sentido que no deben de ser considerados en la evaluación



**Figura 24 — Niveles de desempeño sísmico**  
 Extraído de FEMA P-58-1 (2018)

**B. Propuesta del Comité Versión 2000**

En la tabla N°06 se resume los principales niveles de desempeño y su relación que existe con los estados de daño no estructurales y estructurales.

**Tabla 6 — Nivel de desempeño y descripción de los estados de daño**

| Nivel de desempeño     | Estados de daño | Descripción   |
|------------------------|-----------------|---|
| Totalmente Operacional | Despreciable    | Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones funcionan normalmente.  |
| Operacional            | Leve            | Agrietamiento en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos El edificio puede ser utilizado normalmente luego de pequeños arreglos.  |
| Seguridad de vida      | Moderado        | Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente para realizar reparaciones y reforzamiento. |
| Prevención de colapso  | Severo          | Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.  |
| Colapso                | Completo        | Pérdida total o parcial de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.   |

Extraído del SEAOC (1999)



## II. Objetivos de desempeño sísmico

Un objetivo de desempeño es un par formado por un nivel de desempeño estructural y por un nivel de peligro sísmico seleccionado.

### A. Propuesta del ATC-40

En la tabla N° 7 se muestra los objetivos de desempeño de seguridad básica para edificaciones de tipo convencionales, se muestra un objetivo de nivel doble donde la edificación alcanza para un sismo de diseño un nivel de desempeño de seguridad de vida, y para un sismo máximo, un nivel de desempeño de estabilidad estructural.

Tabla 7 — Objetivos de desempeño de seguridad básica para edificaciones convencionales

| Niveles de amenaza Sísmica | Niveles de desempeño de la estructura |                     |                   |                         |
|----------------------------|---------------------------------------|---------------------|-------------------|-------------------------|
|                            | Operacional                           | Ocupación Inmediata | Seguridad de vida | Estabilidad Estructural |
| Servicio (SE)              | -                                     | -                   | -                 | -                       |
| Diseño (DE)                | -                                     | -                   | X                 | -                       |
| Máximo (ME)                | -                                     | -                   | -                 | X                       |

Extraído de ATC – 40 (1996)

### B. Propuesta del Comité Visión 2000

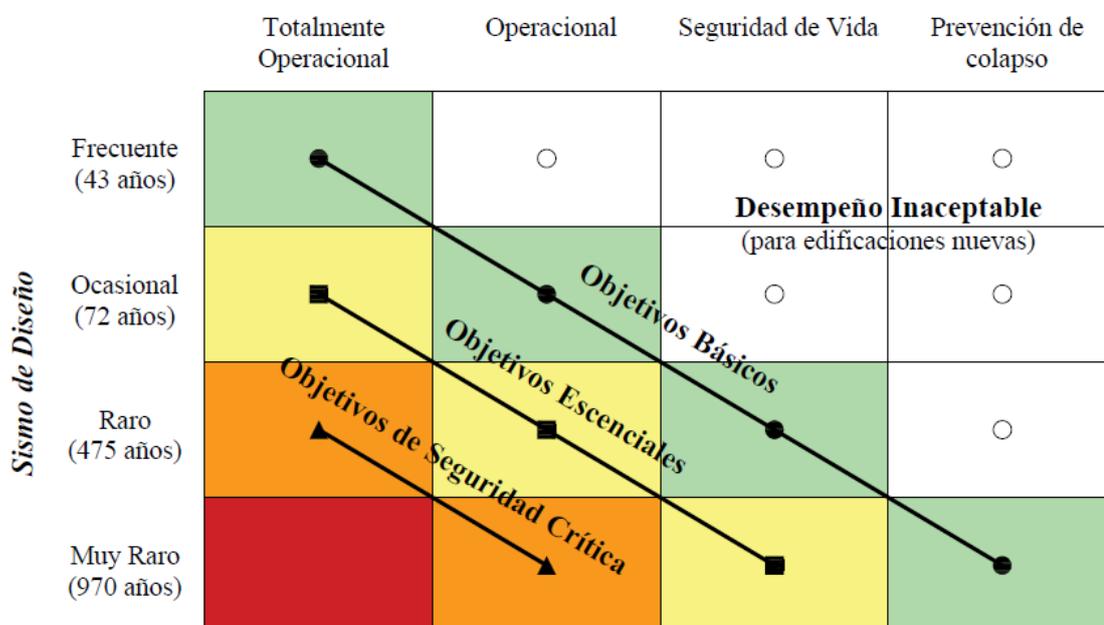


Figura 25 — Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios

Extraído de SEAOC (1999)



### III. Filosofía y principios de diseño sismorresistente según la NTP

#### E 0.30

Nuestra normatividad de diseño sismorresistente establece su filosofía en 3 niveles:

- Evitar pérdida de vidas humanas.
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- Minimizar los daños a la propiedad.

“Se reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras” (Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente, 2019 pág. 4).

Por ende, las edificaciones deben de comportarse ante los sismos considerando los siguientes principios:

- La estructura no deberá colapsar un causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto.
- La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de los límites aceptables.
- Para las edificaciones esenciales se deberán tener consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo.

#### 3.2.4.5. Criterios de aceptación y evaluación del desempeño sísmico

##### I. Límites de aceptación global de la edificación

##### A. Cargas de gravedad

La capacidad de la edificación frente a cargas verticales no debe de ser alteradas y deben de permanecer intactas para lograr un desempeño aceptable en cualquier nivel.

## B. Cargas laterales

La resistencia a las cargas de gravedad y laterales que actúan a través de los desplazamientos laterales, no debe degradarse más del 20% de la resistencia máximo de la estructura.

## C. Desplazamientos laterales o derivas

Con el fin de controlar el daño, los códigos de diseño sismorresistente consideran contar con límites máximos para los desplazamientos laterales. Un parámetro muy utilizado en los códigos de diseño sismorresistente para controlar el daño, es la llamada deriva de entrepiso o driff, cuyo valor máximo depende de muchos factores como tipo de sistema estructural e irregularidades.

### Propuesta del ATC – 40

El ATC – 40 establece límites de desplazamientos o derivas inelásticas y totales.

Tabla 8 — Límite de deriva según ATC - 40

| Deriva límite de entrepiso | Nivel de desempeño  |                 |                   |                         |
|----------------------------|---------------------|-----------------|-------------------|-------------------------|
|                            | Ocupación inmediata | Control de daño | Seguridad de vida | Estabilidad estructural |
| Deriva total máxima        | 0.01                | 0.01 - 0.02     | 0.02              | $0.33 \frac{V_i}{P_i}$  |
| Deriva inelástica máxima   | 0.005               | 0.005 – 0.015   | Sin imite         | Sin limite              |

Extraído de ATC – 40 (1996)

Donde:

- $V_i$ : Es el cortante total
- $P_i$ : Es la carga de gravedad total por piso.

### Propuesta de la Norma Técnica Peruana

La normatividad peruana acepta hasta un máximo de distorsión entre piso de 0.007 para concreto armado.

### 3.2.5. Metodología propuesta por el Dr. Ing. Miguel Mosqueira para analizar el riesgo sísmico de edificaciones a porticadas en función de la vulnerabilidad y peligro sísmico (2012)

Esta metodología permite predecir el comportamiento de una edificación ante un sismo severo, se basa en la ecuación propuesta del Dr. Julio Kuroiwa Horiuchi, dicha

ecuación fue fundamentada y aplicada en edificaciones de albañilería confinada por Mosqueira y Tarque en su tesis magistral de la Pontificia Universidad Católica del Perú “Recomendaciones técnicas para mejorar la seguridad sísmica de viviendas de albañilería confiando de la costa peruana” (2005), esta metodología permite calcular de manera numérica el peligro, la vulnerabilidad y riesgo sísmico para posteriormente asignarle la calificación de buena, regular o mala.

### 3.2.5.1. Evaluación de la vulnerabilidad sísmica

Para la determinación de la vulnerabilidad sísmica, esta metodología analiza la vulnerabilidad estructural y no estructural de la edificación.

#### La vulnerabilidad estructural se estima en función de:

- Comportamiento sísmico.
- Estado actual en el que se encuentra la edificación.

#### La vulnerabilidad no estructural es estimada en función de:

- **Estabilidad de tabiques**

“El comportamiento sísmico debido a la complejidad de los sistemas estructurales de tipo aporticado, se ha determinado usando programas computacionales para evaluar las distorsiones angulares y verificar si las secciones de las vigas y columnas existentes son adecuadas” (MOSQUEIRA MORENO, 2012 pág. 49).

#### Comportamiento sísmico

El análisis del comportamiento sísmico de la edificación en estudio, se basa en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), para ello se determinan las cargas muertas, vivas y de sismo a las cuales estará sometida la edificación y de esta manera se logra determinar la capacidad resistente de sus elementos ante estas cargas.

Se consideran tres tipos de comportamiento sísmico los que se detallan a continuación:

- **Adecuada:** Tendrá este comportamiento si las secciones de las columnas y vigas son suficientes para soportar las cargas a las cuales están sometidas, adicional a esto las derivas o desplazamientos relativos de entrepiso son menores a 0.007 según la E 030.

- **Aceptable:** Tendrá este comportamiento si las secciones de las columnas son suficientes para soportar las cargas a las cuales están sometidas, pero las vigas soportan únicamente cargas vivas y muertas ya que ante cargas sísmicas pueden llegar a fallar. Las derivas o desplazamientos relativos de entrepiso aún son menores a 0.007 según la E 030.
- **Inadecuado:** Tendrá este comportamiento si las secciones de las vigas y columnas son insuficientes para soportar las cargas a las cuales están sometidas, adicional a esto las derivas o desplazamientos relativos de entrepiso son mayores a 0.007 según la E 030.

### Estado actual en el que se encuentra la edificación

Para el estado actual de la edificación se considera buena, regular y mala. Esta designación se define evaluando las fisuras y/o grietas, deflexiones y asentamientos en tabiques, columnas y vigas.

### Estabilidad de tabiques

La evaluación de la estabilidad de los tabiques (muros), se define en la comparación del momento actuante debido a cargas perpendiculares al plano del muro y el momento resistente paralelo plano del muro. Para tal fin los cálculos serán realizados por la metodología del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), específicamente la E.070.

“En la evaluación de la vulnerabilidad (alta, media, baja) se ha considerado el comportamiento sísmico, el estado actual de la edificación y la estabilidad de tabiques, en los porcentajes que se observan en la siguiente tabla” (MOSQUEIRA MORENO, 2012 pág. 64).

**Tabla 9 — Parámetros para evaluar la Vulnerabilidad Sísmica**

| Estructural                  |                     | No estructural                |   |
|------------------------------|---------------------|-------------------------------|---|
| Comportamiento Sísmico (60%) | Estado actual (30%) | Tabiquería y parapetos (10%). |   |
| Adecuada                     | 1 Buena calidad     | Todos estables                | 1 |
| Aceptable                    | 2 Regular calidad   | Algunos estables              | 2 |
| Inadecuada                   | 3 Mala calidad      | Todos inestables              | 3 |

Extraído de Mosqueira (2012), Blondet (2004)

La vulnerabilidad sísmica se califica numéricamente reemplazando los valores obtenidos de la evaluación de la edificación en la siguiente fórmula:



$$Vulnerabilidad\ sismica = 0.6(Comportamiento\ sismico) + 0.3(Estado\ actual) + 0.1(Estabilidad\ de\ tabiques)$$

En la siguiente tabla se pueden apreciar los posibles valores y resultados para la vulnerabilidad sísmica de la edificación en estudio, pudiendo ser baja, media o alta.

**Tabla 10 — Combinación de parámetros para la evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica**

| Vulnerabilidad sísmica | Estructural.            |           |            |                |         |      | No estructural.        |                  |             | Valor numérico |
|------------------------|-------------------------|-----------|------------|----------------|---------|------|------------------------|------------------|-------------|----------------|
|                        | Comportamiento sísmico. |           |            | Estado actual. |         |      | Tabiquería y parapetos |                  |             |                |
|                        | Adecuada                | Aceptable | Inadecuada | Bueno          | Regular | Malo | Estables               | Algunos estables | Inestables. |                |
| Baja                   | X                       |           |            | X              |         |      | X                      |                  |             | 1.0            |
|                        | X                       |           |            | X              |         |      |                        | X                |             | 1.1            |
|                        | X                       |           |            | X              |         |      |                        |                  | X           | 1.2            |
|                        | X                       |           |            |                | X       |      | X                      |                  |             | 1.3            |
|                        | X                       |           |            |                | X       |      |                        | X                |             | 1.4            |
| Media                  | X                       |           |            |                | X       |      |                        |                  | X           | 1.5            |
|                        | X                       |           |            |                |         | X    | X                      |                  |             | 1.6            |
|                        | X                       |           |            |                |         | X    |                        | X                |             | 1.7            |
|                        | X                       |           |            |                |         | X    |                        |                  | X           | 1.8            |
|                        |                         | X         |            | X              |         |      | X                      |                  |             | 1.6            |
|                        |                         | X         |            | X              |         |      |                        | X                |             | 1.7            |
|                        |                         | X         |            | X              |         |      |                        |                  | X           | 1.8            |
|                        |                         | X         |            |                | X       |      | X                      |                  |             | 1.9            |
|                        |                         | X         |            |                | X       |      |                        | X                |             | 2.0            |
|                        |                         | X         |            |                | X       |      |                        |                  | X           | 2.1            |
| Alta                   |                         | X         |            |                |         | X    | X                      |                  |             | 2.2            |
|                        |                         | X         |            |                |         | X    |                        | X                |             | 2.3            |
|                        |                         | X         |            |                |         | X    |                        |                  | X           | 2.4            |
|                        |                         |           | X          | X              |         |      | X                      |                  |             | 2.2            |
|                        |                         |           | X          | X              |         |      |                        | X                |             | 2.3            |
|                        |                         |           | X          | X              |         |      |                        |                  | X           | 2.4            |
|                        |                         |           | X          |                | X       |      | X                      |                  |             | 2.5            |
|                        |                         |           | X          |                | X       |      |                        | X                |             | 2.6            |
|                        |                         |           | X          |                | X       |      |                        |                  | X           | 2.7            |
|                        |                         |           | X          |                |         | X    | X                      |                  |             | 2.8            |
|                        |                         |           | X          |                |         | X    |                        | X                |             | 2.9            |
|                        |                         | X         |            |                | X       |      |                        | X                | 3.0         |                |

Extraído de Mosqueira y Tarque (PUCP – 2005)

El nivel de vulnerabilidad sísmica se obtiene comparando el valor obtenido con la tabla N° 11.



**Tabla 11 — Nivel de Vulnerabilidad Sísmica**

| Vulnerabilidad sísmica | Rango       |
|------------------------|-------------|
| Baja                   | 1.00 – 1.40 |
| Media                  | 1.50 – 2.10 |
| Alta                   | 2.20 – 3.00 |

Extraído de Mosqueira y Tarque (PUCP – 2005)

### 3.2.5.2. Vulnerabilidad sísmica estructural

Este valor se determina en función del comportamiento sísmico y el estado actual que presenta la edificación en estudio.

#### I. Comportamiento sísmico

Para el análisis del comportamiento sísmico de la edificación se considera los parámetros establecidos en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

#### A. Análisis sísmico espectral

##### Aceleración espectral

La norma técnica de diseño sismorresistente E.030, nos permite a través de un espectro de pseudo aceleración simular un sismo, el cual está dado por la siguiente ecuación:

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

Donde:

- $S_a$ : Aceleración espectral.
- $Z$ : Factor zona.
- $U$ : Factor de uso.
- $C$ : Factor de amplificación sísmica.
- $S$ : Factor suelo.
- $R$ : Coeficiente de reducción sísmica.
- $g$ : Aceleración de la gravedad.

Los cálculos de cada uno de estos parámetros se desarrollan a continuación:

**a) Factor de zona (Z)**

Se interpreta como la aceleración horizontal máxima en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. Este factor se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad de acuerdo a lo indicado en la tabla N° 12.

**Tabla 12 — Factores de zona (Z)**

| Factores de zona “Z” |      |
|----------------------|------|
| Zona                 | Z    |
| 4                    | 0.45 |
| 3                    | 0.35 |
| 2                    | 0.25 |
| 1                    | 0.10 |

Extraído de la Norma Técnica E.030 (2019)

**b) Categoría de la edificación (U)**

Cada estructura está clasificada de acuerdo a su importancia en una determinada categoría, de esta manera el factor de uso dependerá de esta.

**Tabla 13 — Factores de uso (U)**

| Categorías de las edificaciones y factor “U” |   |            |
|--|---|------------|
| Categoría                                    | Descripción   | Factor “U” |
| A<br>Edificaciones<br>Esenciales             | A1: Establecimientos de salud (públicas y privadas) 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:<br>- Estacionamiento de salud no comprendidos en la categoría A1.<br>- Puertos aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistema masivo de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones.<br>- Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía.<br>- Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua.<br>- Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades.<br>- Edificaciones cuyo colapso pueden representar un riesgo adicional tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos.<br>- Edificios que almacenen archivos e información esencial del estado. | 1.5        |



|   |   |               |
|---|---|---------------|
| B<br>Edificios<br>Importantes   | Edificios donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, estacionamientos penitenciarios, o que guarden patrimonios valiosos como museos y bibliotecas.<br>También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento. | 1.3           |
| C<br>Edificaciones<br>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<br>Edificaciones<br>Temporales  | Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.   | Ver<br>nota 2 |
| Nota 1: Las nuevas edificaciones de categoría A1 tienen alisamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable puede decidir si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de U es como mínimo 1.5. |   |               |
| Nota 2: En estas edificaciones se provee resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales a criterio del proyectista.  |   |               |

Extraído de la Norma Técnica E.030 (2019)

### c) Factor de suelo (S)

“Los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta las propiedades mecánicas de suelo, el espesor del estrato, el periodo fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte” (MOSQUEIRA MORENO, 2012 pág. 51).

**Tabla 14 — Clasificación de los perfiles de suelo**

| Clasificación de los perfiles de suelo |                                |                |                  |
|--|--------------------------------|----------------|------------------|
| Perfil                                 | $\bar{V}_s$                    | $\bar{N}_{60}$ | $\bar{S}_u$      |
| $S_0$                                  | >1500 m/s                      | -              | -                |
| $S_1$                                  | 500 m/s a 1500 m/s             | >50            | >100kPa          |
| $S_2$                                  | 180 m/s a 500m/s               | 15 a 50        | 50 kPa a 100 kPa |
| $S_3$                                  | < 180 m/s                      | < 15           | 25 kPa a 50 kPa  |
| $S_4$                                  | Clasificación basada en el EMS |                |                  |

Extraído de la Norma Técnica E.030 (2019)

Se considera el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales de los parámetros de sitio, utilizando los correspondientes valores de amplificación del suelo  $S$  y los periodos  $T_p$  y  $T_L$ , que se presentan en las siguientes tablas:



**Tabla 15 — Factor de suelo**

| Factor “Z”     |                |                |                |                |
|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| Suelo<br>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           |

Extraído de Norma Técnica E.030 (2019)

**Tabla 16 —Periodos**

|                    | Periodos “T <sub>P</sub> ” y “T <sub>L</sub> ” |                |                |                |
|--------------------|--|----------------|----------------|----------------|
|                    | 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            |

Extraído de la Norma Técnica E.030 (2019)

**d) Factor de amplificación sísmica (C)**

$$C < T_P ; C = 2.5$$

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

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

- T: Periodo fundamental de vibración de la estructura
- T<sub>P</sub>: Periodo que define la plataforma del factor C
- T<sub>L</sub>: Periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento cortante

**e) Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas (R<sub>0</sub>)**

“Los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis, tal como se indica en la siguiente tabla”  
(Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente, 2019 pág. 15).



Tabla 17 — Sistemas estructurales

| Sistema Estructurales        | Coefficiente Básico de Reducción $R_0$ (*) |
|------------------------------|--|
| <b>Concreto armado:</b>      |  |
| Pórticos                     | 8  |
| Dual                         | 7  |
| De muros estructurales       | 6  |
| Muros de ductilidad limitada | 4  |

Extraído de la Norma Técnica E.030 (2019)

**f) Factor de Irregularidad ( $I_a, I_p$ )**

“Si al aplicar las Tablas N°08 y 09 se obtuvieron valores distintos de los factores  $I_a$  y  $I_p$  para las dos direcciones de análisis se toma para cada factor el menor valor entre los obtenidos para las dos direcciones” (Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente, 2019 pág. 16).

**g) Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas ( $R$ )**

Los coeficientes se reducen de las fuerzas sísmicas se determina con el producto del coeficiente  $R_0$  y de los factores  $I_a$  e  $I_p$  obtenidos.

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$$

**B. Distorsión o derivas de entrepiso**

La normatividad peruana acepta hasta un máximo de distorsión de 0.007 para concreto armado. El procedimiento para el cálculo de las derivas está dado por las siguientes expresiones.

$$\Delta_i = \delta_i - \delta_{i-1}$$

Donde:

- $\Delta_i$  : Desplazamiento lateral relativo del nivel  $i$
- $\delta_i - \delta_{i-1}$  : Desplazamiento lateral en los niveles  $i$  e  $i - 1$



Para obtener la distorsión de entre piso se usa la siguiente formula:

$$\Delta = \frac{\Delta_i}{h_{ei}}$$

Donde:

- $h_{ei}$  : Altura de entre piso  $i$

Los valores máximos de desplazamientos de entrepiso no deberán de exceder la fracción de la altura de entrepiso (deriva) que se indica en la tabla N°18.

**Tabla 18 — Límite de las derivas**

| Límites para ña distorsión del entrepiso |                   |
|--|-------------------|
| Material predominante                    | $\Delta_i/h_{ei}$ |
| Concreto armado                          | 0.007             |

Extraído de la Norma Técnica E.030 (2019)

### C. Junta sísmica

“Toda estructura está separada de las estructuras vecinas, desde el nivel del terreno natural, una distancia mínima y para evitar en contacto durante un movimiento sísmico” (Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente, 2019 pág. 27).

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

Donde “ $h$ ” es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar “ $S$ ”.

### D. Comportamiento de vigas

#### a) Cálculo de cargas a las que se someten las vigas

Para determinar la resistencia requerida por las vigas se usan las combinaciones expuestas en la Norma Técnica E.060 (concreto armado), con el cual se genera una envolvente con los valores máximos obtenidos (negativos y positivos), de las fuerzas internas que se generan.

$$M_u = 1.4M_{CM} + 1.7M_{CV}$$
$$M_u = 1.25(M_{CM} + M_{CV}) \pm M_{CS}$$
$$M_u = 0.9M_{CM} \pm M_{CS}$$

Donde:

- $M_u$  : Momento último
- $M_{CM}$  : Momento actuante por carga muerta
- $M_{CV}$  : Momento actuante por carga viva
- $M_{CS}$  : Momento actuante por carga de sismo

#### b) Cálculo de momento nominal resistente de la sección

“Inicialmente se supone que el esfuerzo en el acero de compresión corresponde a la fluencia ( $f'_s=f'_y$ ). De la figura, sumando las fuerzas horizontales en el diagrama de fuerzas y sustituyendo  $\beta_1 C$  en lugar de  $a$  conduce a” (C. MCCORMAC, y otros, 2011 pág. 132).

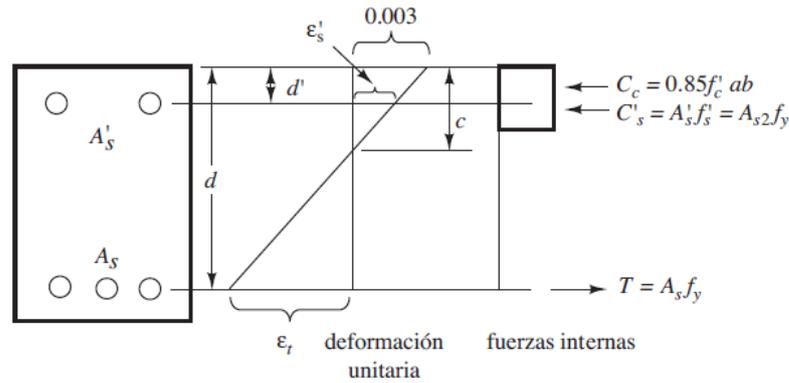
$$A_S \cdot f_y = 0.85f'_c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot C + A'_S \cdot f_y$$

$$C = \frac{(A_S \cdot A'_S) \cdot f_y}{0.85f'_c \cdot \beta_1}$$

Donde:

- $f'_c$  : Resistencia a compresión del concreto
- $f_y$  : Esfuerzo de fluencia del acero
- $A_S$  : Acero en tracción
- $A'_S$  : Acero en compresión
- $b$  : Ancho de la selección
- $a$  : Altura del bloque a compresión





**Figura 26 — Fuerzas y deformaciones para una viga rectangular doblemente reforzada**

Extraído de Diseño de concreto reforzado – C.Mc.CORMAC, y otros, 2011

Haciendo referencia al diagrama de la figura N°26, a partir de triángulos semejantes:

$$\epsilon'_s = \frac{c - d'}{c} 0.03$$

“Si la deformación unitaria en el acero en compresión,  $\epsilon'_s > \epsilon_y = f_y/E_s$ , la hipótesis es válida y  $f'_s$  corresponde a la fluencia,  $f_y$ . Si,  $\epsilon'_s < \epsilon_y$ , el acero en compresión no está fluyendo y el valor de  $c$  calculado arriba no es correcto. Debe escribirse una nueva ecuación de equilibrio que suponga que  $f'_s < f_y$ ” (C. MCCORMAC, y otros, 2011 pág. 132).

$$A_s \cdot f_y = 0.85 f'_c \cdot \beta_1 \cdot C \cdot b + A'_s \cdot \left( \frac{C - d'}{C} \right) 0.03 E_s$$

Finalmente, la resistencia por momento de diseño queda expresada como:

$$\phi \cdot M_n = \phi \cdot \left[ A_{s1} \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) + A'_s \cdot f'_s \cdot (d - d') \right]$$

Donde:

- $M_n$  : Momento nominal resistencia
- $f'_s$  : Esfuerzo del acero a compresión
- $A_s$  : Acero en tracción

- $A'_s$  : Acero en compresión
- $d$  : Peralte efectivo
- $d'$  : *Peralte efectivo del acero en compresión*

### c) Verificación a la resistencia adecuada de las vigas

Para poder determinar si las secciones de las vigas de la edificación son las adecuadas se utiliza la fórmula propuesta en la E .060 (Concreto armado).

$$M_n \geq \frac{M_u}{0.90}$$

Donde:

- $M_n$  : Momento nominal resistente
- $M_u$  : Momento ultimo actuante
- $0.9M_n$  : Momento ultimo resistente

Finalmente se logran concluir las siguientes conclusiones

- *Si  $0.9M_n \geq M_u$ , la sección de la viga es adecuada*
- *Si  $0.9M_n < M_u$ , la sección de la viga es inadecuada*

## E. Comportamiento de columnas

“Básicamente la columna es un elemento estructural que trabaja en compresión, pero debido a su ubicación en el sistema estructural deberá soportar también solicitaciones de flexión, corte y torsión” (MORALES MORALES, 2006 pág. 69).

### a) Cálculo de cantidad de acero necesario

Para lograr determinar la cantidad de acero necesario sin considerar cargas de sismo, se utiliza la ecuación que se establece en el Reglamento Nacional de Edificaciones (E 0.60), para elementos con estribos sometidos a compresión con carga excéntrica, de la siguiente ecuación se despeja  $A_{st}$ .

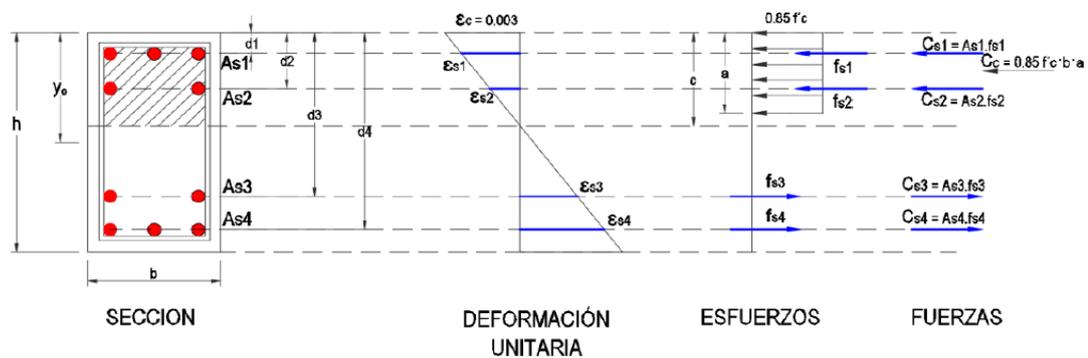
$$\phi P_n = 0.80\phi[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y]$$

Donde:

- $\phi P_n$  : Resistencia de diseño
- $f'_c$  : Esfuerzo a la compresión del concreto
- $f_y$  : Esfuerzo de fluencia del acero
- $A_g$  : Área bruta de la sección transversal
- $A_{st}$  : Área total de refuerzo longitudinal

Para realizar el cálculo del acero requerido considerando las cargas sísmicas se utiliza la ecuación establecida en la E 0.60, para elementos sometidos a flexo compresión y flexión biaxial. El acero se determina mediante el uso de diagramas de interacción.

A continuación, se muestra las deformaciones, esfuerzos y fuerzas para cada capa de acero presente en la sección de la columna.



**Figura 27 — Sección de concreto armado sometido a flexo compresión**  
 Extraído de Morales Morales – ICG (2006)

### b) Cálculo de cantidad de acero existente

Para determinar la cantidad de acero existente en las columnas, se toma en cuenta el número y diámetro de barras de acero de refuerzo que tiene la sección.

**Tabla 19 — Áreas y dimensiones de acero de refuerzo**

| N° de barra | Diámetro de barra |    | Sección o área  |                 |
|-------------|-------------------|----|-----------------|-----------------|
|             | Pulg              | mm | mm <sup>2</sup> | cm <sup>2</sup> |
| 3           | 3/8"              | -  | 71.0            | 0.71            |
| -           | -                 | 12 | 113.0           | 1.13            |
| 4           | 1/2"              | -  | 129.0           | 1.29            |
| 5           | 5/8"              | -  | 199.0           | 1.99            |
| 6           | 3/4"              | -  | 284.0           | 2.84            |
| 8           | 1"                | -  | 510.0           | 5.10            |

Extraído de catálogo de barras de construcción – Aceros Arequipa



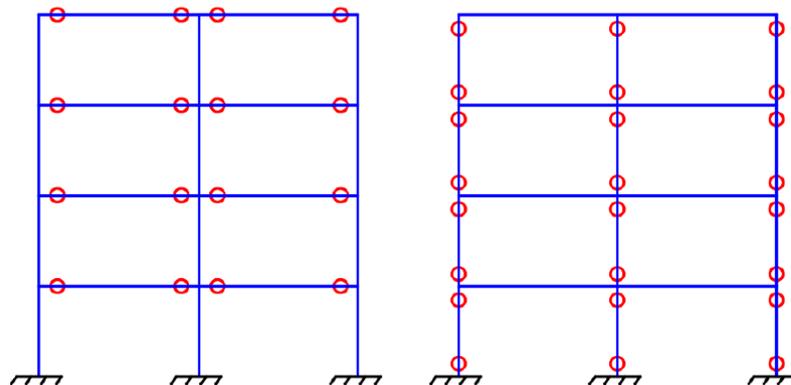
**c) Verificación de la cantidad de acero**

Una vez analizado las cantidades de acero necesario y existente del elemento se puede concluir lo siguiente:

- Si  $Acero\ necesario \leq Acero\ existente$ , la sección de la columna es adecuada.
- Si  $Acero\ necesario > Acero\ existente$ , la sección de la columna es inadecuada.

**F. Tipo de falla de la edificación**

Es esencial conocer en que elemento de la edificación se produce la falla inicial, si se producen en las columnas esta generará una falla frágil del sistema estructural, generando así una mayor inestabilidad que conllevaría al colapso la estructura; si la falla se da en las vigas, el sistema presentará una falla dúctil y la estructura se mantendrá estable, además a ello puede ser reparado.



**Figura 28 — Tipos de mecanismo de rotulas plásticas**  
 Extraído de Morales Morales – ICG (2006)

**a) Resistencia mínima a la flexión de columnas**

La resistencia de las columnas a flexión en las caras de los nudos debe de satisfacer la siguiente ecuación:

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nv}$$

Donde:

- $\sum M_{nc}$  : Suma de momentos, al centro del nudo correspondiente a la resistencia nominal en flexión de las columnas que forman dicho nudo.



- $\sum M_{nv}$  : Suma de momentos al centro del nudo correspondiente a la resistencia nominal en flexión de las vigas que forman dicho nudo.

### b) Momento de inercia en columnas

El sentido en el que la columna presenta mayor resistencia a momento flexionante causada por los sismos, es posible determinarlo con el momento de inercia puesto que, a mayor momento de inercia o módulo de sección, menor esfuerzo flexionante actuante y menor deformación.

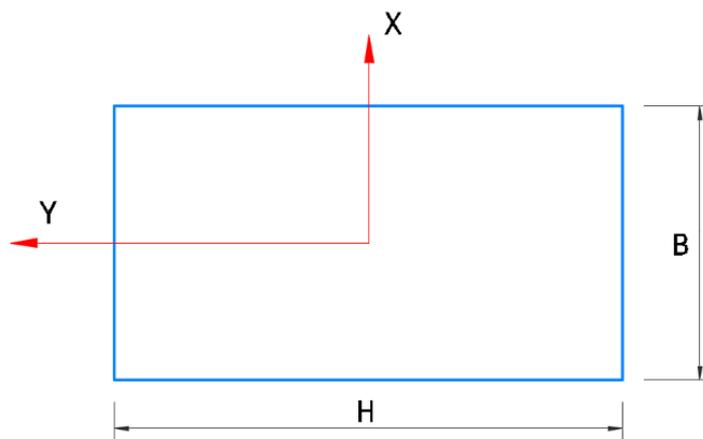


Figura 29 — Esquema de una columna típica

$$I_{xx} = \frac{B \cdot H^3}{12}$$

$$Z_x = \frac{B \cdot H^2}{6}$$

$$I_{yy} = \frac{H \cdot B^3}{12}$$

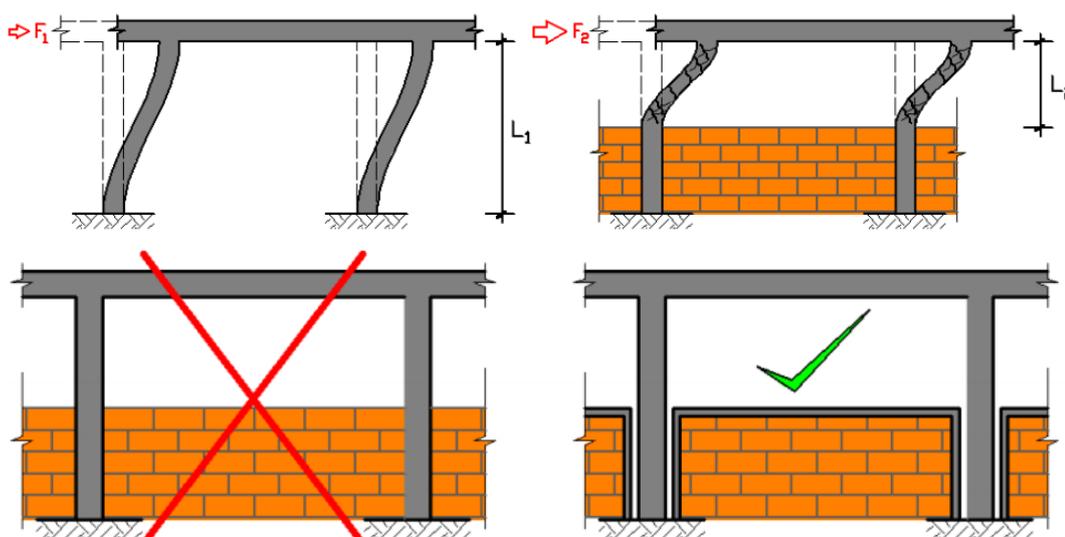
$$Z_y = \frac{H \cdot B^2}{6}$$

Donde:

- $I_{xx}$  : Momento de inercia en la dirección x
- $I_{yy}$  : Momento de inercia en la dirección y
- $Z_x$  : Modulo de sección en la dirección x
- $Z_y$  : Modulo de sección en la dirección y
- $H$  : Altura de la columna
- $B$  : Base de la columna

### G. Falla por columna corta o cautiva

“El efecto de columna corta es nocivo, no solo ante solicitaciones de origen sísmico, si no ante cualquier acción que implique deslizamiento horizontal relativo entre la base y el tope de la columna, tal como es el caso de dilataciones térmicas o movimiento de fundaciones. Para algunas configuraciones estructurales, se puede presentar inclusive ante dilataciones muy pequeñas relacionadas a variaciones en la temperatura ambiente” (BEAUPERTHUY U, y otros, 2011 pág. 2).



**Figura 30 — Separación de paredes**  
 Extraído de Beaupertuy U. y Urich B. (2011)

Durante eventos sísmicos pasados se ha podido observar que en edificaciones a porticadas de concreto armado, que presentan columnas de diferentes alturas libres dentro de un mismo nivel, sufren más daño en las columnas más cortas a comparación de las más largas.

#### a) Efecto en la rigidez producida por columna corta

Para poder realizar la evaluación que produce la ubicación de los vanos, se puede determinar la rigidez que posee la columna total y la rigidez de la columna corta con las ecuaciones que se presentan a continuación:

$$K_{xCT} = \frac{12EI_{xx}}{L^3_{CT}}$$

$$K_{yCT} = \frac{12EI_{yy}}{L^3_{CT}}$$

$$Kx_{CC} = \frac{12EI_{xx}}{L^3_{CC}}$$

$$Ky_{CC} = \frac{12EI_{yy}}{L^3_{CC}}$$

Donde:

- $Kx_{CT}$  : Rigidez de la columna total en la dirección x
- $Ky_{CT}$  : Rigidez de la columna total en la dirección y
- $Kx_{CC}$  : Rigidez de la columna corta en la dirección x
- $Ky_{CC}$  : Rigidez de la columna corta en la dirección y
- $I_{xx}$  : Momento de inercia en la dirección x
- $I_{yy}$  : Momento de inercia en la dirección y
- $L_{CT}$  : Longitud de la columna total
- $L_{CC}$  : Longitud de la columna corta

## II. Estado actual de la edificación en estudio

La evaluación del estado actual de la edificación en estudio (buena, regular y mala calidad) se efectúa teniendo en cuenta las fisuras y/o grietas.

### 3.2.5.3. Vulnerabilidad sísmica no estructural

#### I. Estabilidad de tabiques

La evaluación de la estabilidad de tabiques, se basa en la comparación de los valores del momento actuante y momento resistente.

##### A. Cálculo del momento actuante

“El momento flector distribuido por unidad de longitud ( $M_a$ , en kg-m/m), producida por la carga sísmica “ $\omega$ ” se calculará mediante la siguiente formula” (Norma técnica E.070 - Albañilería pág. 53).

$$M_a = m \cdot \omega \cdot a^2$$

Donde:

- $M_a$  : Momento actuante
- $m$  : Coeficiente de momento
- $\omega$  : Carga sísmica por metro cuadrado de muro
- $a$  : Dimensión crítica del paño de albañilería en metros

Para calcular el valor de la magnitud de carga “ $\omega$ ” se utiliza la siguiente expresión:

$$\omega = \frac{F}{L \cdot h}$$

Donde:

- $F$  : Fuerza de diseño de tabique
- $L$  : Longitud del tabique
- $h$  : Altura del tabique

Para los elementos no estructurales, sus anclajes y sus conexiones, deberán diseñarse para resistir una fuerza sísmica horizontal en cualquier dirección ( $F$ ), asociada directamente a su peso ( $P_e$ ).

$$F = \frac{F_i}{P_i} \cdot C_1 \cdot P_e$$

Donde:

- $F$  : Fuerza sísmica horizontal de diseño
- $F_i$  : Fuerza sísmica en el nivel  $i$
- $P_i$  : Peso de dicho nivel de análisis
- $C_1$  : Coeficiente sísmico
- $P_e$  : Peso de tabique

“Los elementos no estructurales localizados a nivel de la base de la estructura o por debajo de ella (sótanos) y los cercos se diseñan con una fuerza horizontal calculada con” (Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente, 2019 pág. 30):

$$F = 0.5(Z \cdot U \cdot S \cdot P_e)$$

Donde:

- $Z$  : Factor zona
- $U$  : Factor uso
- $S$  : Factor suelo

“Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel  $i$ , correspondientes a la dirección considerada, se calcula mediante” (Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente, 2019 pág. 21).



$$F_i = \alpha_i V$$

Donde:

- $\alpha_i$  : Factor de distribución de fuerza sísmica horizontal para cada nivel.
- $V$  : Cortante sísmico en la base de la edificación.

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

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

- Para T menor o igual a 0.5 segundos:  $k = 1.0$ .
- Para T mayor que 0.5 segundos:  $k = (0.75 + 0.5T) \leq 2.0$ .

“El peso volumétrico de la albañilería ( $\gamma$ ) puede adoptarse como 1800kg/m<sup>3</sup> para la albañilería de arcilla o silico – calcáreo, mientras que para la albañilería armada hecha con bloques de concreto puede tomarse 2300kg/m<sup>3</sup> cuando el muro está completamente relleno con grout y 2000 kg/m<sup>3</sup> cuando el muro está parcialmente relleno” (SAN BARTOLOMÉ, 2005 pág. 123).

**Tabla 20 — Valores de C<sub>1</sub>**

| Valores de C <sub>1</sub>   |     |
|---|-----|
| ✓ Elementos que al fallar pueden precipitarse fuera de la edificación y cuya falla entrañe peligro para personas u otras estructuras. | 3.0 |
| ✓ Muros y tabiques dentro de una edificación  | 2.0 |
| ✓ Tanques sobre la azotea, casa de máquina, pérgolas, parapetos en la azotea.   | 3.0 |
| ✓ Equipos rígidos conectaos rigidamente al piso.  | 1.5 |

Extraído de Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente - 2019

El coeficiente de momento y la dimensión crítica del paño de albañilería en metros se determina en función del número de bordes arriostrados como se muestra en la tabla N°21.



**Tabla 21 — Valores de coeficiente de momentos "m" y dimensiones críticas "a"**

| Valores del coeficiente de momento "m" y dimensión crítica "a" |                             |        |        |        |        |        |        |       |       |
|--|-----------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|-------|
| CASO 1. MURO CON CUATRO BORDES ARRIOSTRADOS.                   |                             |        |        |        |        |        |        |       |       |
| a  | = Menor dimensión.          |        |        |        |        |        |        |       |       |
| b/a  | = 1.0                       | 1.2    | 1.4    | 1.6    | 1.8    | 2.0    | 3.0    | ∞     |       |
| m  | = 0.0479                    | 0.0627 | 0.0755 | 0.0862 | 0.0948 | 0.1017 | 0.0118 | 0.125 |       |
| CASO 2. MURO CON TRES BORDES ARRIOSTRADOS.                     |                             |        |        |        |        |        |        |       |       |
| a  | = Longitud del borde libre. |        |        |        |        |        |        |       |       |
| b/a  | = 0.5                       | 0.6    | 0.7    | 0.8    | 0.9    | 1.0    | 1.5    | 2.0   | ∞     |
| m  | = 0.060                     | 0.074  | 0.087  | 0.097  | 0.106  | 0.112  | 0.128  | 0.132 | 0.133 |
| CASO 3. MURO ARRIOSTRADO SOLO EN SUS BORDES HORIZONTALES.      |                             |        |        |        |        |        |        |       |       |
| a  | = Altura del muro.          |        |        |        |        |        |        |       |       |
| m  | = 0.125                     |        |        |        |        |        |        |       |       |
| CASO 4. MURO EN VOLADIZO.                                      |                             |        |        |        |        |        |        |       |       |
| a  | = Altura del muro.          |        |        |        |        |        |        |       |       |
| m  | = 0.50                      |        |        |        |        |        |        |       |       |

Extraído de la Norma Técnica E.070 – Albañilería

### B. Cálculo del momento resistente

“Para determinar el momento resistente a tracción por flexión ( $M_r$ ) del muro se utilizó la siguiente formula” (MOSQUEIRA MORENO, y otros, 2005 pág. 38).

$$M_r = 1.703(t^2)$$

Donde:

- $M_r$  : Momento resistente a tracción por flexión (kg-m/m).
- t : Espesor bruto del muro en metros.

### C. Verificación de estabilidad de tabiques

Una vez obtenido los valores de  $M_a$  y  $M_r$  respectivamente, la estabilidad de los tabiques se concluye en las siguientes relaciones:

- Si  $M_a \leq M_r$ , el tabique es estable.
- Si  $M_a > M_r$ , el tabique es inestable.

#### 3.2.6. Ensayos de concreto en estado endurecido

Generalmente estos ensayos son realizados para poder determinar la resistencia y otros parámetros de calidad mediante pruebas estándar efectuadas a especímenes de concreto fraguado o extraídos directamente de algún elemento estructural.



### 3.2.6.1. Ensayos no destructivos

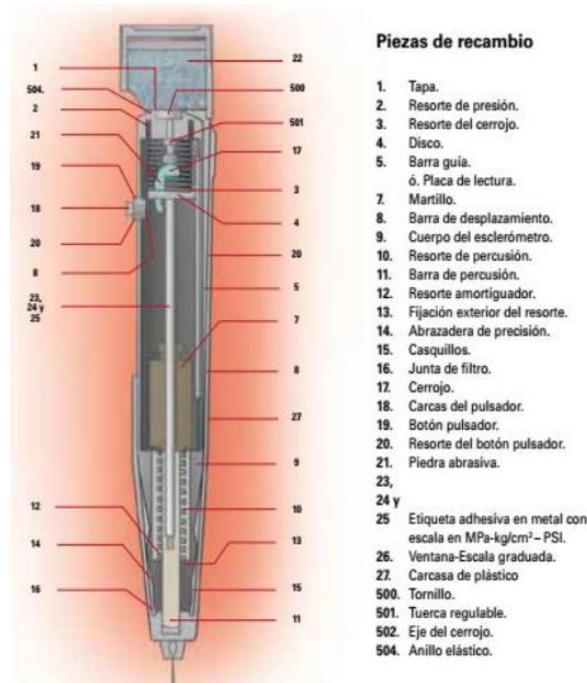
Son métodos que en su mayoría nos permiten inspeccionar a comprobar determinadas propiedades del concreto endurecido, sin afectar de forma permanente sus características de servicio, dimensiones, propiedades físicas, químicas y mecánicas.

#### **Ensayo de esclerómetro**

“El método del esclerómetro es el END más difundido en Ingeniería Civil, siendo relativa la calidad de sus resultados, debido a diversos motivos. Las correlaciones empíricas que se pueden establecer entre el Índice Esclerómetro y la resistencia a compresión de los hormigones, son modificadas por ciertos factores, siendo los principales: tipo y cantidad de cemento, tipo de áridos, condiciones de curado (en agua o al aire seco), humedad de superficie, carbonatación, tipo de superficie, u otros factores tales como edad del hormigón, compactación, aditivos utilizados, estado tensional del elemento ensayado, espesor, curvatura, etc” (ORTEGA, y otros, 2007 pág. 2).

“Consiste en una barra de acero (embola), la cual recibe el impacto de una pieza de acero impulsada por un resorte. Este impacto se transmite a la superficie de concreto y debido a la resistencia de este, la pieza rebota y su desplazamiento máximo es registrado en una escala lineal fija al cuerpo del instrumento” (ZAMBRANO ROJAS, 2017 pág. 33).





**Figura 31 — Corte longitudinal del esclerómetro**  
Extraído de Zambrano Rojas

Esta prueba se encuentra fundamentada en el principio de que el rebote de una masa elástica depende directamente de la dureza de la superficie sobre la que golpea la masa. En la prueba del esclerómetro, una masa impulsada por un resorte tiene una cantidad establecida de energía que se le imprime al extender el resorte hasta una posición determinada, esto se obtiene presionando el embolo contra la superficie del concreto que se quiere estudiar. Posterior a esto al liberarlo, la masa rebota del embolo que aún está en contacto con el concreto y la distancia recorrida por la masa, expresa como porcentaje de la extensión inicial del resorte, es lo que se conoce como numero de rebote y es señalado por un indicador que corre sobre una escala graduada.

#### A. Aspectos normativos

- Sociedad Americana para Pruebas y Materiales ASTM C 805 - Método estándar del número de rebote en concreto endurecido
- N.T.P. 339.181:2001: Hormigón (Concreto). Método de ensayo para determinar el número de rebote del concreto endurecido esclerómetro y Manual de Ensayo de Materiales del Ministerio de Transportes y Comunicaciones – MTC E 725 Método de ensayo para determinar el número de rebote del centro endurecido – Esclerómetro.

### 3.3. Marco conceptual

- **Vulnerabilidad sísmica:** “Se define como la susceptibilidad de la población, la estructura física o las actividades socioeconómicas, de sufrir daños por acción de un peligro o amenaza” (CENEPRED, 2015).
- **Espectro de respuesta:** Son los registros de los eventos sísmicos en una determinado lugar o zona.
- **Espectro de diseño:** Se define como una curva suavizada que es obtenido al normalizar con respecto a la aceleración máxima de la plataforma los espectros de respuesta de sismos registrados en una determinada zona.
- **Daño estructural:** Es el daño asociado a los elementos resistentes de una estructura (columnas, vigas, muros de corte, etc), a su vez está relacionado con la calidad de materiales que componen dichos elementos, configuración, tipo de sistema y de las características de las cargas actuantes.
- **Daño no estructural:** Es el daño asociado principalmente en elementos que no forman parte del sistema resistente, como paneles, muros divisorios, puertas, ventanas, etc.
- **Pushover:** Es el análisis de estructural en el intervalo de la zona inelástica o no lineal, en donde el patrón de cargas se va imponiendo a la estructura hasta hacerle llegar al colapso.
- **Demanda sísmica.** Es la solicitud ante un eventual sismo, su definición está establecido en códigos o normativas de cada país, en el Perú se encuentra establecido en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), en la Norma Técnica E 0.30.
- **Intensidad sísmica:** Definida como percepción humana y efectos de los sismos sobre la construcción y la naturaleza.
- **Magnitud sísmica:** Relacionada con la cantidad de energía liberada durante la ruptura de una falla.
- **Sismo:** Considerado como una sacudida de la tierra o temblor por causas internas.
- **Colapso:** La estructura ha perdido casi toda su rigidez o resistencia original.
- **Tabique:** Muro no portante de carga vertical, utilizando para sub dividir ambientes o como cierre perimetral.

## CAPÍTULO IV

### METODOLOGÍA

#### 4.1. Tipo y nivel de investigación

“La investigación aplicada puede integrar una teoría antes existente. La resolución de problemas echa a mano típicamente de muchas ciencias, puesto que el problema es algo concreto y no se le puede resolver mediante la aplicación de principios abstractos de una sola ciencia” (BAENA PAZ, 2017 pág. 18).

La investigación a desarrollarse es de tipo aplicada, porque se evaluará el comportamiento del diseño estructural de la edificación según los parámetros establecidos en el Reglamento Nacional de Edificaciones y de la metodología no lineal, con la cual se busca generar un conocimiento en cuanto a la respuesta de la estructura frente a eventos sísmicos.

“El enfoque cuantitativo es secuencial y probatorio. Cada etapa precede a la siguiente y no podemos brincar o eludir pasos, el orden es riguroso, aunque des de luego, podemos redefinir alguna fase” (HERNÁNDEZ SAMPIERI, y otros, 2014 pág. 4).

La metodología de la investigación tendrá un enfoque cuantitativo debido a que demandará el uso de recolección de datos con base en la medición numérica y el análisis estadístico, luego analizaremos minuciosamente los resultados, para someter a prueba la hipótesis.

“Los estudios descriptivos busca especificar propiedades y características importantes de cualquier fenómeno que se analice” (HERNÁNDEZ SAMPIERI, y otros, 2014 pág. 92).

El nivel o alcance de la investigación es descriptivo, debido a que se evalúa las características que tiene la edificación con el objetivo de comparar y determinar el grado de vulnerabilidad símica. Las variables se miden de manera independiente.

#### 4.2. Diseño de investigación

“La investigación no experimental se trata de estudios en los que no hacemos variar en forma intencional las variables independientes para ver su efecto en otras variables. Lo que hacemos es observar fenómenos tal como se dan en su contexto natural, para analizarlos” (HERNÁNDEZ SAMPIERI, y otros, 2014 pág. 152).

El diseño de investigación es no experimental debido a que no se manipularon deliberadamente las variables, porque se evaluó la estructura existente que fue construida con una normativa de diseño antigua, por último, corresponde a un diseño transversal, es



decir se midió las características estructurales en un momento único y luego se llevaron a cabo el análisis de estos, de acuerdo a los procedimientos planteados para la investigación.

### **4.3.Población y muestra**

#### **4.3.1. Población**

“La población o universo es el conjunto de todos los casos que concuerdan con determinadas especificaciones” (HERNÁNDEZ SAMPIERI, y otros, 2014 pág. 174).

La población de estudio está constituida por los bloques que conforman la edificación de la escuela académico profesional de ingeniería de minas de la sede central de la Universidad Nacional Micaela Bastidas de Apurímac.

#### **4.3.2. Muestra**

“La muestra es el subgrupo del universo o población del cual se recolectan los datos y que debe ser representativo de esta” (HERNÁNDEZ SAMPIERI, y otros, 2014 pág. 173).

“Las muestras no probabilísticas, también llamadas muestras dirigidas, suponen un procedimiento de selección orientado por las características de la investigación, más que por un criterio estadístico de generalización” (HERNÁNDEZ SAMPIERI, y otros, 2014 pág. 189).

La muestra para el presente trabajo de investigación corresponde al bloque I-A, de la escuela académico profesional de ingeniería de minas de la sede central de la Universidad Nacional Micaela Bastidas de Apurímac.

#### **4.4. Procedimiento**

##### **4.4.1. Etapa I: Búsqueda de documentación**

Siendo fundamental los documentos relacionados al diseño y construcción de la edificación en estudio, se desarrolló una búsqueda y revisión minuciosa lográndose encontrar el expediente de liquidación del proyecto.

##### **4.4.2. Etapa II: Tratamiento de datos inicial**

Con el objetivo de evaluar el estado actual de la edificación, se realizó la verificación INSITU de los elementos estructurales y no estructurales, procediendo a realizar un primer análisis Pushover, con el propósito de establecer los elementos estructurales a ser ensayados.

##### **4.4.3. Etapa III: Ejecución de ensayo**

En esta etapa se procedió a la evaluación de los tabiques con el objetivo de verificar su estabilidad, posterior a ello se ejecutó el ensayo de esclerometría con la finalidad de estimar la resistencia a la compresión del concreto endurecido en vigas y columnas.

##### **4.4.4. Etapa IV: Procesamiento de datos**

Esta etapa es fundamental, porque nos permitió construir el modelo matemático de la edificación, con el objetivo de determinar su comportamiento sísmico y evaluar el punto de desempeño bajo el análisis estático no lineal y la metodología propuesta del Dr. Ing. Miguel Mosqueira.

##### **4.4.5. Etapa V: Informe final**

En esta etapa se analizaron los resultados y se produjeron las conclusiones y recomendaciones para posteriormente proceder a la elaboración del informe final.

#### **4.5. Técnicas e instrumentos**

Tabla 22 — Técnicas e instrumentos

| Dimensión  | Indicador   | Técnica   | Instrumento  |
|--|---|---|--|
| Vulnerabilidad   | Comportamiento sísmico de la estructura                               | Modelamiento estructural de la edificación.   | Software de ingeniería ETABS V 15.2                        |
|  | Estado actual de la edificación                                       | Observación y medición.   | Cámara fotográfica y flexómetro.                           |
|  | Comportamiento sísmico de parapetos y tabiquería.                     | Modelamiento estructural de la edificación.   | ✓ Microsoft excel<br>✓ Software de ingeniería ETABS V 15.2 |
|  | Desplazamientos y distorsiones de entre piso                          |   |  |
| Peligro sísmico  | Tipo de perfil de suelo   | Asignación de valores de acuerdo al Estudio de Mecánica de Suelos (EMS).            | Estudio de Mecánica de Suelos (EMS).                       |
| Aspectos y características estructurales de la edificación.. | Tipos de sistema estructural.   | Valores de acuerdo al tipo y uso de edificación.                                    | Reglamento Nacional de edificaciones E 030                 |
|  | Junta sísmica.  | Observación y medición.   | Cámara fotográfica y flexómetro.                           |
|  | Propiedades del concreto.   | Asignación de las propiedades de acuerdo a los resultados del ensayo esclerometría. | Esclerómetro   |
|  | Dimensiones de elementos estructurales y su respectivo reforzamiento. | Observación, medición y de acuerdo a la documentación.                              | Cámara fotográfica, flexómetro y planos de replanteo.      |
|  | Irregularidades en planta y altura.                                   | Asignación de valores de acuerdo a las irregularidades que presenta la edificación. | Reglamento Nacional de edificaciones (E.030).              |
|  | Comportamiento de vigas y columnas                                    | Modelamiento estructural de la edificación.   | ETABS V 18.2   |



#### 4.6. Análisis estadístico

La estadística empleada será la descriptiva, obteniendo los datos del análisis de campo, con las que se desarrollaron las respectivas inferencias (hipótesis nula “ $H_0$ ” e hipótesis alterna “ $H_1$ ”), asumiendo las reglas de decisión y los intervalos de confianza al 95%. Los elementos estadísticos usados son la media y desviación estándar.

$$S = \sqrt{\frac{\sum(x - \bar{x})^2}{n - 1}}$$

$$\bar{x} = \sum_{i=1}^n \frac{x_i}{n}$$

Donde:

- n: Tamaño de la muestra
- $\bar{x}$ : Media de una muestra
- s: Desviación estándar de una muestra



## CAPÍTULO V

### RESULTADOS Y DISCUSIONES

#### 5.1. Análisis de resultados

##### 5.1.1. Descripción del pabellón de ingeniería de la sede central de la UNAMBA

La edificación que hoy conforma la Escuela Académico Profesional de Ingeniería de Minas de la UNAMBA, fue ejecutada desde el 2007 hasta el 2009 año donde entro en funcionamiento. La edificación es de 4 niveles el cual cuenta con diversos ambientes académicos y administrativos el cual se muestra en el anexo N°06.

##### 5.1.2. Características del sistema estructural

La estructura está constituida por pórticos de concreto armado en ambas direcciones, distribuidos en forma modular, con escaleras ubicadas en sus extremos. La edificación consta de dos bloques (Bloque I y II).

De acuerdo a la verificación de los planos estructurales, las losas de entre piso son aligerados de 0.20 m de espesor, que se constituyen como diafragmas rígidos con el propósito de brindarles rigidez lateral ante eventuales cargas laterales de sismo y/o viento. Las cargas verticales de las columnas se transmiten directamente al terreno mediante la cimentación.

Las columnas de la edificación presentan únicamente dos secciones, una rectangular de 0.40 m x 0.60 m y la otra circular de 0.40 m de diámetro, estas dos secciones se mantienen en todos los niveles. Dentro de estas dos secciones existen cinco tipos de columnas (C1-C5), esto se debe a que los aceros de su reforzamiento no son constantes en esas secciones, más a lo contrario estas varían debido a su concepción estructural y ubicación de cada elemento.

Las vigas principales presentan una sección transversal rectangular de 0.60 m x 0.30 m, las secundarias de 0.40 m x 0.30 m, estas secciones se mantienen en todas las losas de entrepiso.

A continuación, se muestran los elementos estructurales en elevación y planta del bloque I-A.



Figura 33 — Elevación eje A-A



Figura 34 — Elevación eje B-B



Figura 32 — Elevación eje C-C

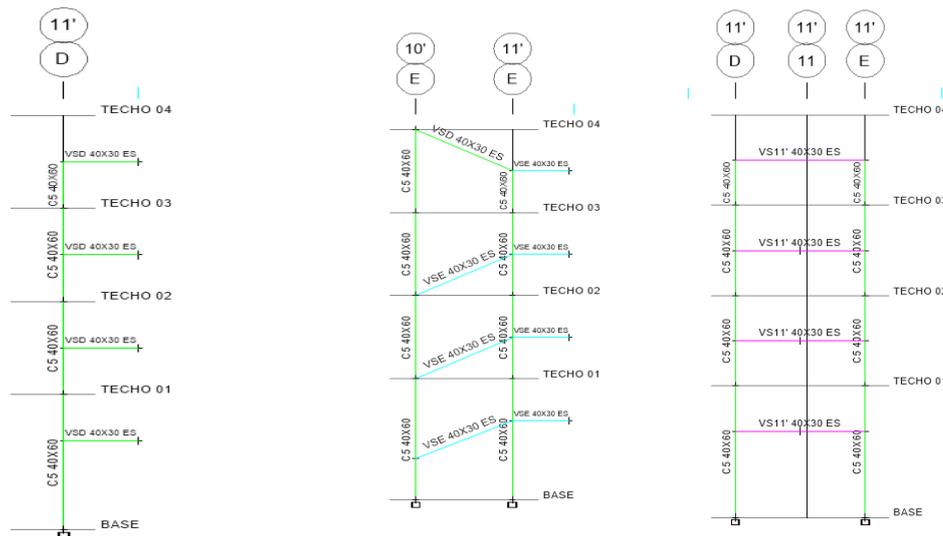


Figura 35 — Elevación eje D – D, E – E y 11’ – 11

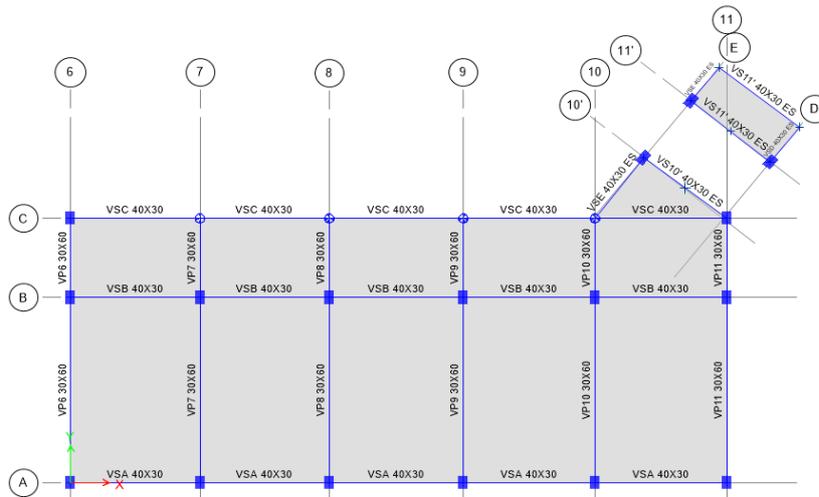


Figura 36 — Planta típica del primer al cuarto nivel

### 5.1.3. Evaluación estructural y no estructural

El objetivo de realizar la evaluación estructural es poder identificar posibles deficiencias en las dimensiones o refuerzos de los elementos estructurales (Vigas y columnas), comparando su capacidad y la demanda propuesta de nuestra normatividad.

Para la evaluación estructural se construyeron modelos matemáticos tri dimensionales de los elementos estructurales, donde se realizó el análisis dinámico lineal. Sabiendo que ese análisis aborda procedimientos de combinaciones espectrales, para la estimación teórica de las propiedades dinámicas de la estructura, con un énfasis en las frecuencias de vibración y en las formas modales, este resultado nos permite la verificación de la relación capacidad – demanda de los

diferentes elementos estructurales y así evaluar la vulnerabilidad estructural de la edificación.

#### **5.1.3.1. Programa de cómputo**

Para el análisis de la edificación se utilizó como herramienta tecnológica el programa computacional de la compañía CSI, ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building System), en su versión de prueba 15.2.2.

#### **5.1.3.2. Modelos matemáticos**

La edificación en estudio, fue modelada suponiendo losas infinitamente rígidas frente a acciones o cargas en su plano. Los elementos columna y viga han sido modelados como elementos de tipo “barra” (frame), las losas como elementos de tipo “losa”, esta última no interviene directamente en la rigidez, son usadas únicamente para poder facilitar el metrado de las cargas verticales. Además, a ello se consideró zonas rígidas en los nodos de las uniones columna – viga.

#### **5.1.3.3. Método de análisis estático no lineal (Pushover)**

Antes de aplicar esta metodología y realizar el modelo matemático de la estructura, se debe de conocer las propiedades de los materiales para incorporar las características fuerza - deformación no lineal de los elementos según las tablas del ASCE/SEI 41-13.

### **I. Calidad y propiedades de los materiales**

Si bien es cierto se logró encontrar los resultados de los ensayos a la compresión del concreto ( $f'_c$ ), cabe resaltar que estos fueron obtenidos mediante la ruptura de los testigos durante el proceso constructivo de los diferentes elementos estructurales en el año 2007. Siendo ya 13 años de funcionamiento y no teniendo un mantenimiento continuo durante este periodo se genera una incertidumbre con respecto a las características y calidad actual de los materiales. Por tal motivo se planifico una serie de ensayos e investigaciones para lograr obtener los valores actuales representativos de los materiales.

#### **a) Elementos estructurales a hacer ensayados**

La identificación de los elementos estructurales (vigas y columnas), de los cuales se realizaron los ensayos, fue en base a un primer Análisis Estático No Lineal, el cual fue realizado teniendo en

consideración las propiedades iniciales de los materiales, esta información fue extraída del expediente técnico tal como se detalla a continuación:

### Propiedades y especificaciones técnicas del concreto – Expediente técnico

- Resistencia a la compresión del concreto en vigas y columnas

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

- Módulo de Elasticidad

$$E = 15000 \sqrt{f'_c} \left( \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)$$

- Peso específico

$$\gamma_c = 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

### Propiedades y especificaciones técnicas del acero – Expediente técnico

- Esfuerzo a la fluencia

$$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

- Módulo de Elasticidad

$$E = 2 \times 10^6 \left( \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)$$

- Peso específico

$$\gamma_s = 7850 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

### Primer Análisis Estático No lineal

El objetivo de este primer análisis es lograr determinar las primeras rotulas plásticas que se producen en los elementos estructurales de la edificación, identificando de esta manera los elementos que serían las primeras en disipar energía.

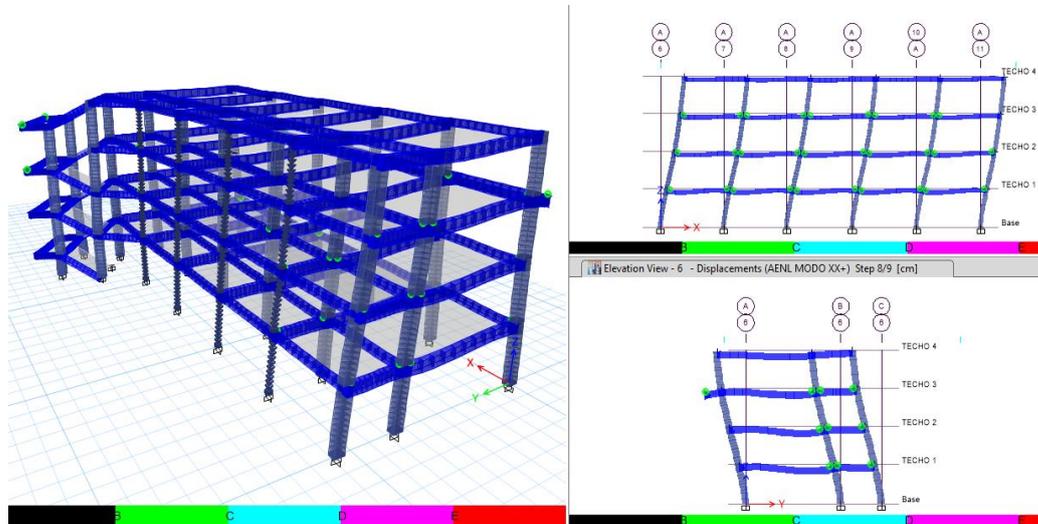


Figura 37 — Primer análisis no lineal

En función a estos resultados, accesibilidad y permisos otorgados por las áreas pertinentes de la universidad, se determinaron los elementos a ser ensayados el cual se detalla en la tabla N°23.

Tabla 23 — Elementos a ser ensayados

| Elemento | Eje             | Sección   |             | Referencia              |
|----------|-----------------|-----------|-------------|-------------------------|
|          |                 | Ancho (m) | Peralte (m) |                         |
| Columna  | E-11'           | 0.60      | 0.40        | Escalera                |
|          | A-6             | 0.60      | 0.40        | Junta entre los bloques |
| Viga     | 10-10 entre B-C | 0.30      | 0.60        | Corredor                |
|          | 6-6 entre B-C   | 0.30      | 0.60        | Corredor                |

#### b) Determinación de las propiedades y especificaciones técnicas del concreto

En la Norma Técnica peruana E.060 Concreto armado del Reglamento Nacional de Edificaciones en el capítulo de V (Calidad del concreto, mezclado y colocación), menciona que cuando exista incertidumbre con respecto a la calidad del concreto se puede permitir ensayos destructivos y no destructivos en la zona en cuestión.



Con la finalidad de evaluar la calidad del concreto de la edificación, se realizó un programa de ejecución de ensayos de esclerometría. Como se mencionó anteriormente el esclerómetro es un instrumento utilizado para la estimación de la resistencia del concreto en edificaciones existentes a una edad considerable. El procedimiento del ensayo se encuentra en el anexo N°01.

**i. Resultados.**

La interpretación y validación de los resultados que se muestran en la tabla N°24, se encuentran en capítulo 5.3 y en el anexo N°02.

**Tabla 24 — Valores obtenidos del ensayo de esclerometría**

| Bloque | Elemento | Resistencia<br><i>kgf/cm<sup>2</sup></i> |
|--------|----------|--|
| I      | Columna  | 393                                      |
|        | Viga     | 352                                      |
| II     | Columna  | 393                                      |
|        | Viga     | 352                                      |

En los trabajos de investigación donde se realizó el ensayo de esclerometría, los investigadores suelen considerar para efectos del modelamiento valores del 80% al 90% del resultado obtenido, esto debido a la incertidumbre que genera este tipo de ensayo.

Para poder determinar el valor de  $f'c$ , con el cual se desarrollará los modelamientos en esta investigación, se analizaron previamente seis resistencias a la compresión del concreto, que fueron obtenidos en base a los resultados del ensayo realizado y uso de la estadística, estos valores son 210 *kgf/cm<sup>2</sup>*, 245 *kgf/cm<sup>2</sup>*, 280 *kgf/cm<sup>2</sup>*, 315 *kgf/cm<sup>2</sup>*, 350 *kgf/cm<sup>2</sup>* y 385 *kgf/cm<sup>2</sup>*.

**Módulo de elasticidad del concreto**

El módulo de elasticidad  $E_C$  del concreto fue calculado a partir de las fórmulas propuestas por nuestra normatividad y el ACI 318-19.

A continuación, se presenta el siguiente cuadro los valores obtenidos.



Tabla 25 — Resultados del cálculo del modo de elasticidad del concreto

| $f'_c$<br>( $kgf/cm^2$ ) | Módulo de Elasticidad $E_c$ ( $kgf/cm^2$ ) |                                   |
|--------------------------|--|-----------------------------------|
|                          | ACI 318-19<br>$15100\sqrt{f'_c}$           | Norma E 060<br>$15000\sqrt{f'_c}$ |
| 210                      | 218,819.79                                 | 217,370.65                        |
| 245                      | 236,352.39                                 | 234,787.14                        |
| 280                      | 252,671.33                                 | 250,998.01                        |
| 315                      | 267,998.41                                 | 266,223.59                        |
| 350                      | 282,495.13                                 | 280,624.30                        |
| 385                      | 296,283.39                                 | 294,321.25                        |

De la tabla N°25, se puede apreciar que las variaciones de estos valores no son significativas. Para nuestro modelamiento, el módulo de elasticidad considerado fue lo establecido por nuestra normatividad.

Envase a los criterios desarrollados, evaluación de trabajos de investigación ejecutados por otros investigadores y el uso de la estadística (capítulo 5.3), el valor de  $f'_c$  considerado para el modelamiento fue de  $315 kgf/cm^2$

### c) Propiedades y especificaciones técnicas del acero

Si bien las especificaciones técnicas con respecto a las propiedades del acero que se encuentran en el expediente técnico menciona la fluencia del acero de  $f_y = 4200 kgf/cm^2$  y las cartillas técnicas de los proveedores de aceros de nuestro país consideran  $f_y = 4280 kgf/cm^2$  (Aceros Arequipa y Sider Perú), para el presente trabajo de investigación se consideró el límite de fluencia del acero de  $f_y = 4200 kgf/cm^2$  y la resistencia a la tracción  $f_u = 6300 kgf/cm^2$ , los valores del Módulo de elasticidad y peso específico son los establecidos en el expediente técnico y en la norma de cargas E 0.20.

## II. Modelo inelástico

Como se mencionó anteriormente, el modelo tridimensional construido en el programa computacional, considera como elementos tipo *frame* a las vigas y columnas, a su vez cada nivel de techo representa diagramas

rígidos. Las secciones de los elementos estructurales incluyen sus respectivos aceros de refuerzo.

### III. Modelo de comportamiento para elementos estructurales

#### a) Vigas

Las vigas presentan principalmente esfuerzos producidos debido a momentos flectores y corte, por ello se debe de definir el tipo de comportamiento que dominara en el rango no lineal. El comportamiento no lineal (rotulas plásticas) se representan mediante el diagrama de momento rotación y se definen según la tabla 10-7 del ASCE/SEI 41-13. La asignación de las rotulas son en las caras de los nudos con las columnas, debido que los mayores esfuerzos que se presentan se encuentran en esta zona.

A continuación, se presenta la definición de la rótula plástica debido a flexión de la viga principal VP8-I- (Eje 8 – extremo derecho).

- **Cuantías:**

$$\rho_{bal} = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \left( \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} \right)$$

$$\rho_{bal} = \frac{0.85 \times 0.85 \times 210 \frac{kgf}{cm^2}}{4200 \frac{kgf}{cm^2}} \left( \frac{0.003}{0.003 + 0.0021} \right) = 0.0213$$

$$\rho = \frac{A_s}{bxd} = \frac{20.40 \text{ cm}^2}{30\text{cm} \times 53.80\text{cm}} = 0.0126$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{bxd} = \frac{20.40 \text{ cm}^2}{30\text{cm} \times 53.80\text{cm}} = 0.0126$$

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} = \frac{0.0126 - 0.0126}{0.0213} = 0 \leq 0$$

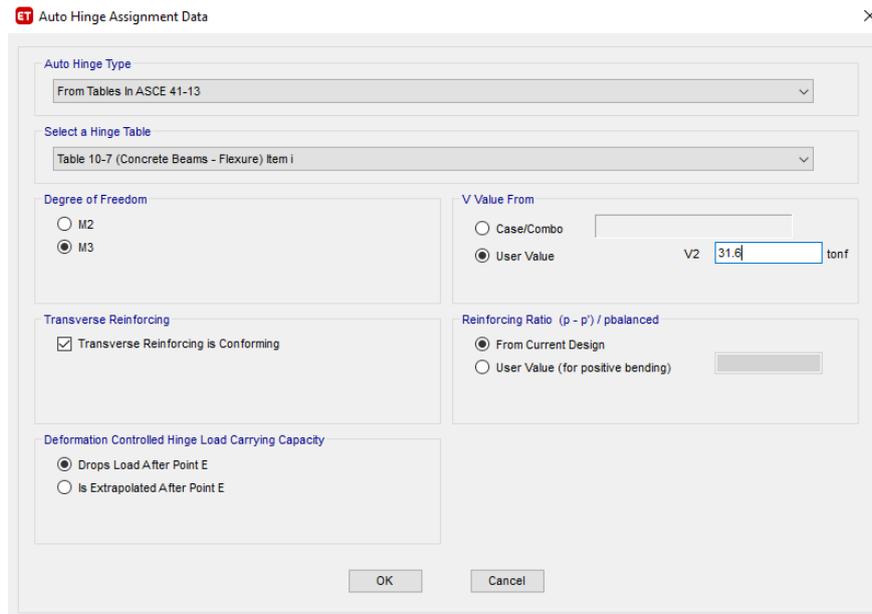
- **Refuerzo transversal:**

$$Vu = 21.86 \text{ tonf} \wedge Vc = 12.40 \text{ tonf} \wedge Vs = 31.60 \text{ tonf}$$

$$s \leq \frac{d}{3} \wedge Vs > \frac{3}{4} V_{diseño} \rightarrow 10.00\text{cm} \leq 18\text{cm} \wedge 31.60 \text{ tonf} \\ \geq 28.00\text{tonf} \rightarrow \text{Conforme}$$

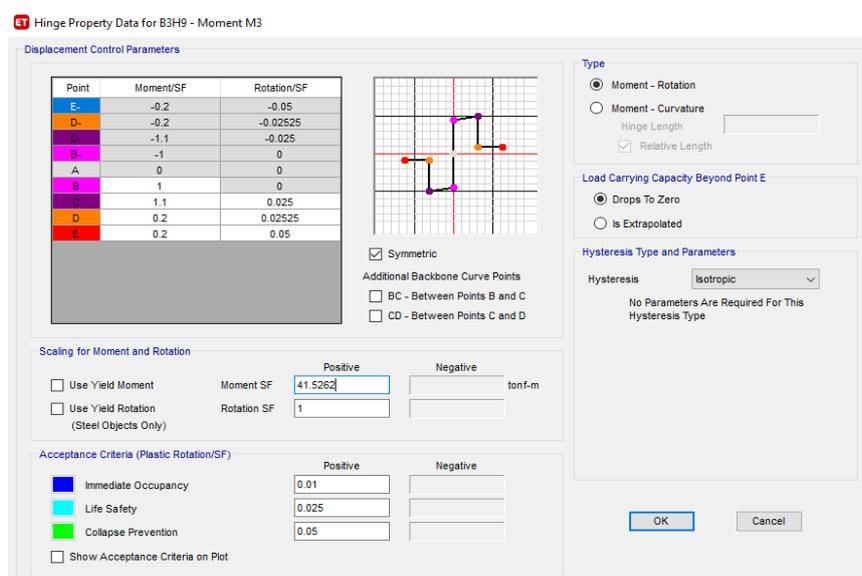


Con la información calculada se realiza la definición de rotulas plásticas, en el programa computacional.



**Figura 38 — Definición de rotulas plásticas por flexión en viga**

Evaluando los resultados obtenidos se logra definir los parámetros de la rótula plástica en función a lo estipulado en la tabla 10-7 del ASCE/SEI 41-13 (vigas controladas por flexión), obteniendo los valores de los parámetros de modelación, el valor del momento último se toma como 1.10 veces el momento de fluencia. los cuales se muestran en la siguiente figura.



**Figura 39 — Diagrama de Momento-Rotación de viga**

En vista que las secciones de las vigas son iguales en todos los niveles, la asignación de las rotulas plásticas fueron mediante las siguientes distancias relativas:

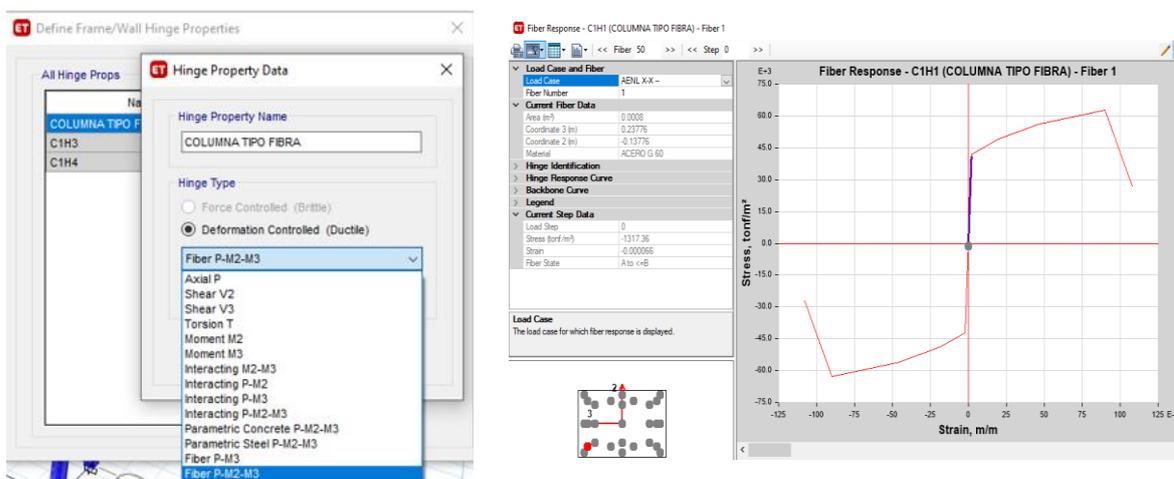
**Tabla 26 — Distancias relativas para rotulas plásticas**

| Dirección | Características | Viga |
|-----------|-----------------|------|
| X - X     | L (m)           | 7.60 |
|           | Rotula 1        | 0.05 |
|           | Rotula 2        | 0.95 |
| Y - Y     | L (m)           | 5.30 |
|           | Rotula 1        | 0.05 |
|           | Rotula 2        | 0.95 |

**b) Columnas**

Para el caso de columnas no se definió como plasticidad concentrada (rotulas plásticas), si no como distribuida (secciones tipo fibra), la gran ventaja de estos es que no solo se ubica en los extremos si no a lo largo de todo el elemento estructural, con esta distribución se puede apreciar la fibra del concreto y acero, como también los diagramas uniaxiales de estos materiales (Mander y Park), es decir se tiene un mayor control sobre este elemento.

En el ACI 318-19 (anexo A.8.4), indica que cuando se desarrolla plasticidad distribuida no es necesario considerar el concepto de rigidez efectiva, por el análisis más completo que se desarrolla.



**Figura 40 — Definición de fibras del concreto y acero en columna**



#### IV. Análisis Estático No Lineal – Pushover

##### a) Casos de carga

Antes de empezar con el análisis se debe de definir la condición de carga de gravedad no lineal (CGNL), se consideró el peso sísmico definida en la norma E 030. El análisis Estático No Lineal empezara a partir de esta condición.

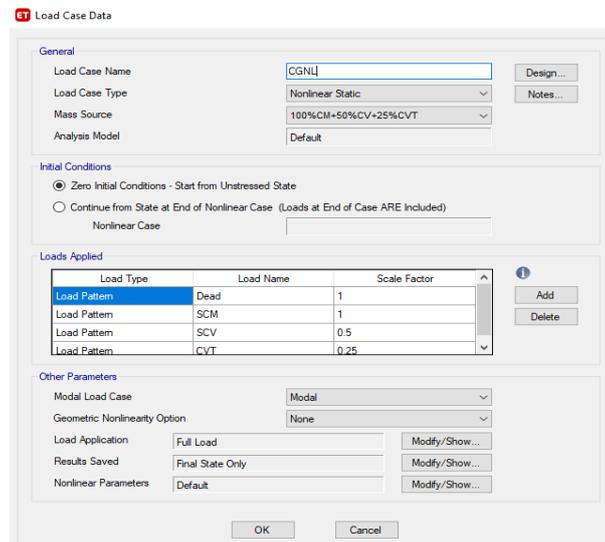


Figura 41 — Condición inicial de carga de gravedad o lineal

##### b) Patrón de carga lateral

La definición de cargas laterales, puede estar representado en función de los modos fundamentales de vibración correspondientes a las direcciones X e Y. Para este caso se debe verificar que los modos superiores no influyan de manera significativa en la respuesta global de la edificación. Otra manera de representar las cargas laterales es mediante un conjunto de fuerzas actuantes en los centros de masa de cada nivel de la edificación, para ello se determina la cortante basal mediante el análisis de fuerzas estáticas equivalentes, propuesta en la E.030.

**Tabla 27 — Parámetros sísmicos**

| Parámetro  | Símbolo        | Valor                 | Detalle                                    |
|--|----------------|-----------------------|--|
| Zonificación sísmica   | Z              | 0.25                  | Zona 2                                     |
| Uso e importancia de la edificación  | U              | 1.50                  | Esencial tipo A <sub>2</sub>               |
| Factor de suelo  | S              | 1.40                  | Suelo blando                               |
| Coficiente básico de reducción sísmica   | R <sub>o</sub> | 8.0                   | Sistema porticado                          |
| Irregularidad en altura  | I <sub>a</sub> | 1.0                   | No existe irregularidad                    |
| Irregularidad en planta  | I <sub>p</sub> | 0.75                  | Presenta irregularidad "Torsional"         |
| Periodo que define la plataforma del factor "C"                                      | T <sub>P</sub> | 1.0 Seg               | Dependen directamente del perfil del suelo |
| Periodo que define el inicio de la zona del factor "C", con desplazamiento constante | T <sub>L</sub> | 1.6 Seg               |  |
| Aceleración de la gravedad   | g              | 9.81 m/s <sup>2</sup> |  |

En el anexo N° 07, se presentan el análisis de las irregularidades de la edificación.

En vista que los valores de "k" y "C" (amplificación sísmica), no son constantes, porque dependen directamente del valor del periodo fundamental de vibración de la edificación (T), se calcularon de manera independiente para cada dirección de análisis. Visto que la edificación presenta irregularidad torsional, se optó por considerar ambos patrones de carga para poder tener un adecuado panorama sobre el comportamiento global de la edificación.

**Tabla 28 — Parámetros sísmicos específicos**

| Parámetro  | Símbolo        | Valor |
|--|----------------|-------|
| Periodo fundamental de vibración, (Análisis modal).            | T <sub>x</sub> | 0.52  |
|  | T <sub>y</sub> | 0.37  |
| Amplificación sísmica  | C <sub>x</sub> | 2.50  |
|  | C <sub>y</sub> | 2.50  |
| Exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración. | k <sub>x</sub> | 1.01  |
|  | k <sub>y</sub> | 1.00  |

De la misma manera se realiza la verificación del valor mínimo de la relación  $C/R$ , como se indica en la E 030. (Art.28.2.2).

$$\frac{C_x}{R_x} \geq 0.11 \rightarrow \frac{2.50}{6} \geq 0.11, \rightarrow 0.416 \geq 0.11, \rightarrow \text{"Cumple"}$$



**Tabla 29 — Distribución de fuerzas sísmicas en altura**

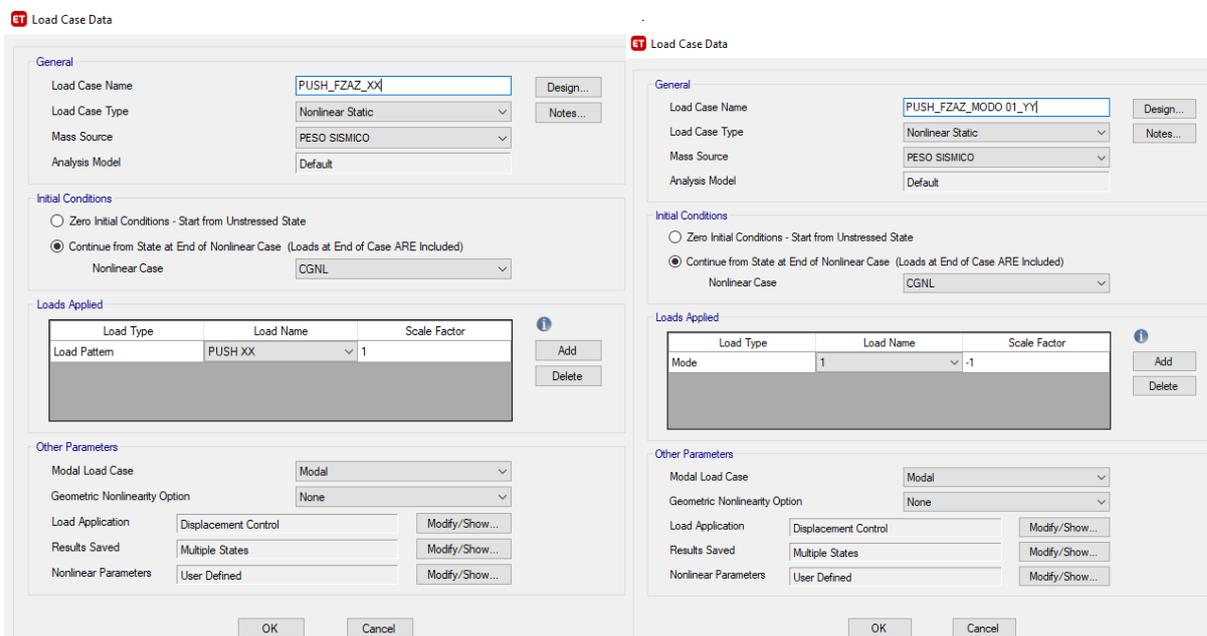
| Nivel | $P_i$<br>(ton) | $h_i$<br>(m) | Dirección x-x    |            |                    | Dirección y-y |                |                    |
|-------|----------------|--------------|------------------|------------|--------------------|---------------|----------------|--------------------|
|       |                |              | $P_i(h_i)^{k_x}$ | $\alpha_i$ | $F_{i-x}$<br>(ton) | $P_i(h_i)^k$  | $\alpha_{i-y}$ | $F_{i-y}$<br>(ton) |
| 4     | 239.59         | 13.10        | 3,244.54         | 0.31       | 89.88              | 3,138.60      | 0.31           | 89.48              |
| 3     | 348.05         | 9.90         | 3,529.65         | 0.34       | 98.38              | 3,445.70      | 0.34           | 98.23              |
| 2     | 323.05         | 6.70         | 2,208.08         | 0.21       | 61.55              | 2,164.42      | 0.21           | 61.70              |
| 1     | 421.96         | 3.50         | 1,496.43         | 0.14       | 41.71              | 1,476.87      | 0.14           | 42.10              |

La carga lateral se define mediante la proporción o relación que existe entre las fuerzas laterales que actúan en los centros de masa de cada nivel.

**Tabla 30 — Patrón de carga lateral**

| Nivel | $P_i$<br>(tonf) | $h_i$<br>(m) | Dirección x-x   |          |                    | Dirección y-y   |          |                    |
|-------|-----------------|--------------|-----------------|----------|--------------------|-----------------|----------|--------------------|
|       |                 |              | $F_i$<br>(tonf) | Relación | Pushover<br>(tonf) | $F_i$<br>(tonf) | Relación | Pushover<br>(tonf) |
| 4     | 239.59          | 13.10        | 89.88           | 2.15     | 2,155              | 89.48           | 2.13     | 2,125              |
| 3     | 348.05          | 9.90         | 98.38           | 2.36     | 2,360              | 98.23           | 2.33     | 2,333              |
| 2     | 323.05          | 6.70         | 61.55           | 1.48     | 1,480              | 61.70           | 1.47     | 1,465              |
| 1     | 421.96          | 3.50         | 41.71           | 1.00     | 1,000              | 42.10           | 1.00     | 1,000              |

El patrón de cargas definidas en la tabla anterior, comenzara desde el estado de cargas de gravedad no lineal (CGNL).



**Figura 42 — Casos de carga para el análisis Pushover**



Para poder registrar el desplazamiento y cortante basal se define un punto de control en el centro de masa o más cercana a ella, el punto en mención corresponde al nodo 6, tanto para la dirección X e Y.

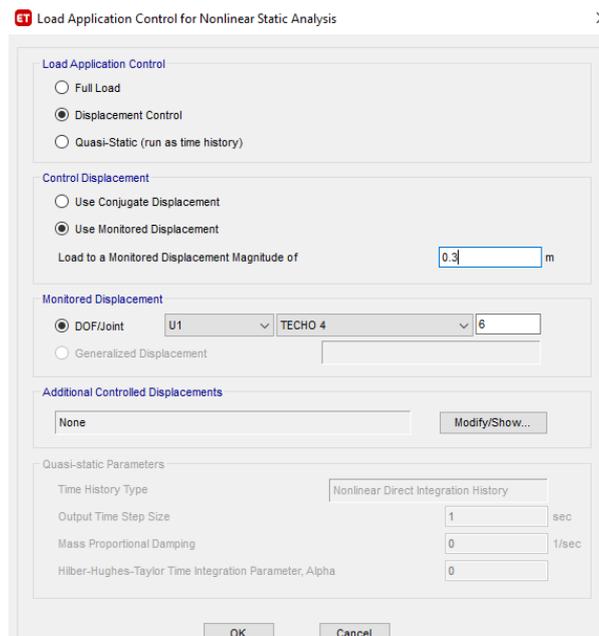


Figura 43 — Punto de control para la dirección X

“El nodo de control deberá estar ubicado en el centro de masa en el techo de un edificio. Para edificios con un ático, el piso del ático deberá ser considerado como el nivel del nodo de control. El desplazamiento del nodo de control en el modelo matemático se calculará para las fuerzas sísmicas especificadas” (ASCE/SEI 41-13, 2014).

### c) Resultados de Análisis Pushover

El programa computación permite observar el mecanismo de formación de las rotulas plásticas y de esta manera lograr evaluar el comportamiento y respuesta de cada elemento estructural y de la edificación de manera global.

- **Dirección X – X**

La generación de las primeras rotulas se producen para un desplazamiento de 4.60 cm. Posterior a ello se generan más rotulas en los pórticos de las escaleras, esto ocurre por el problema torsional que existe en la edificación, pesar de ello

todas estas rotulas aún se encuentran por debajo del nivel de desempeño IO (Ocupación Inmediata).

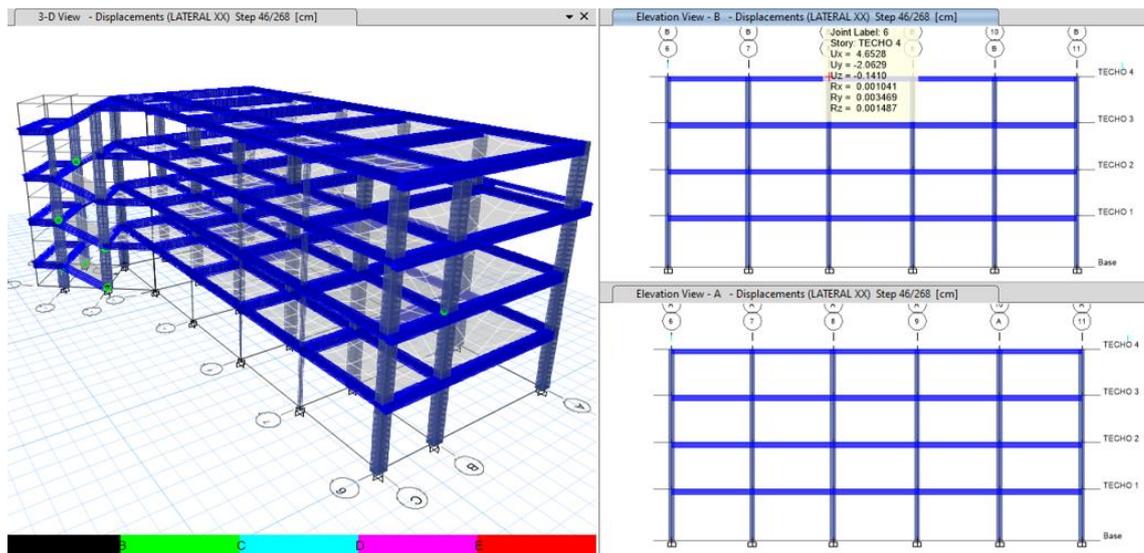


Figura 44 — Formación de las primeras rotulas en X-X

El desplazamiento último que presenta el bloque de esta edificación antes de llegar al colapso es de 20.15 cm, la mayoría de los pórticos de las escaleras y cercanas al bloque II se encuentran en el rango de colapso, debido a que superan su límite de resistencia a momento lo que representa el agotamiento de la estructura.

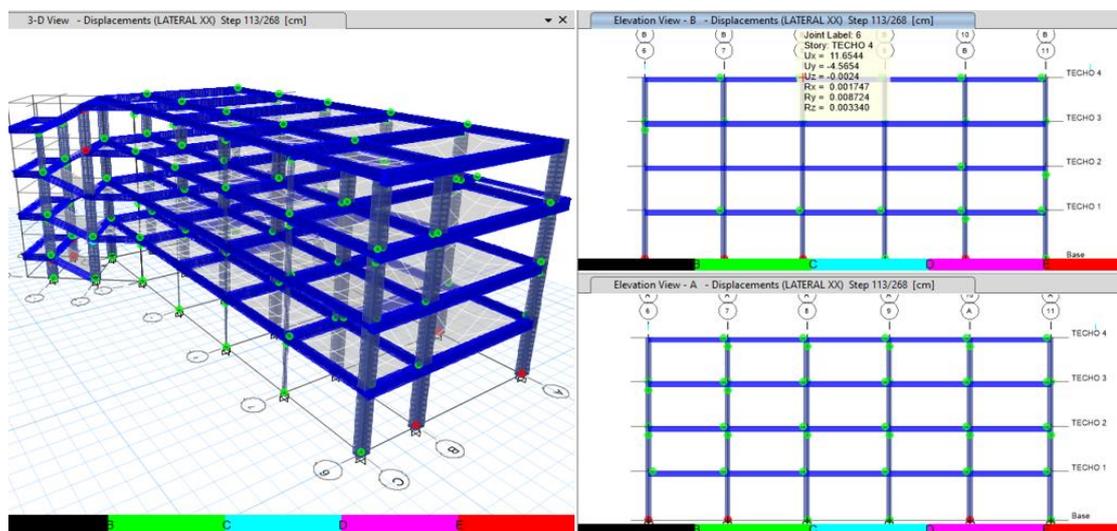
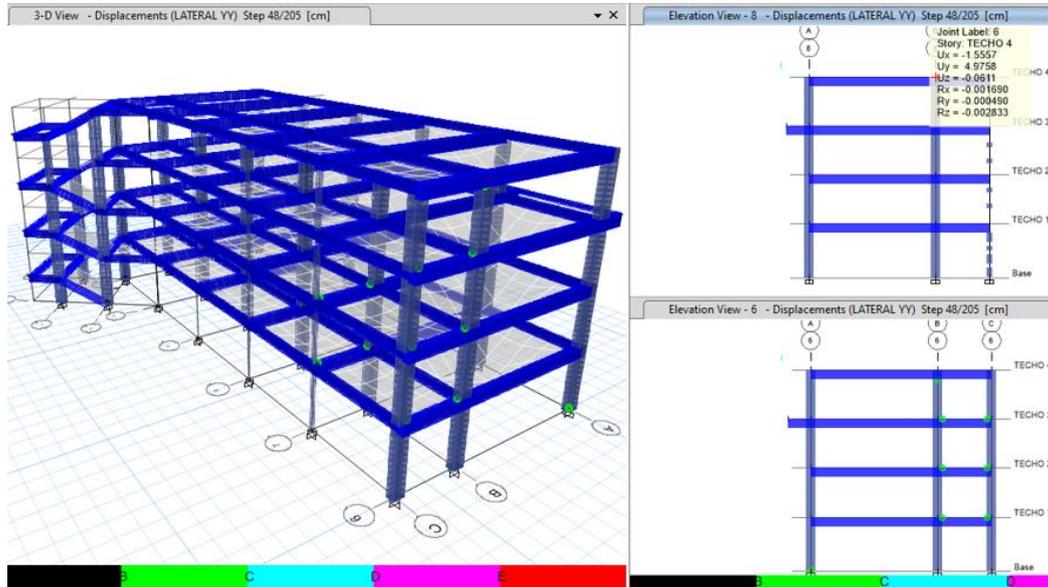


Figura 45 — Mecanismo de colapso en X-X

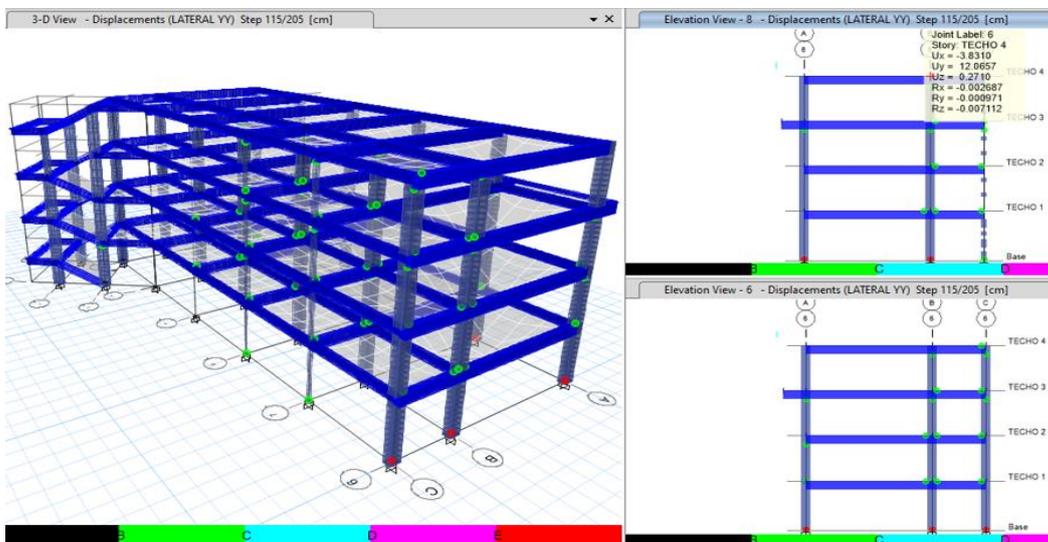
- **Dirección Y – Y**

Las primeras rotulas se producen para un desplazamiento de 3.52 cm, estas aún se encuentran por debajo del nivel de desempeño IO (Ocupación Inmediata).



**Figura 46 — Formación de las primeras rotulas en Y-Y**

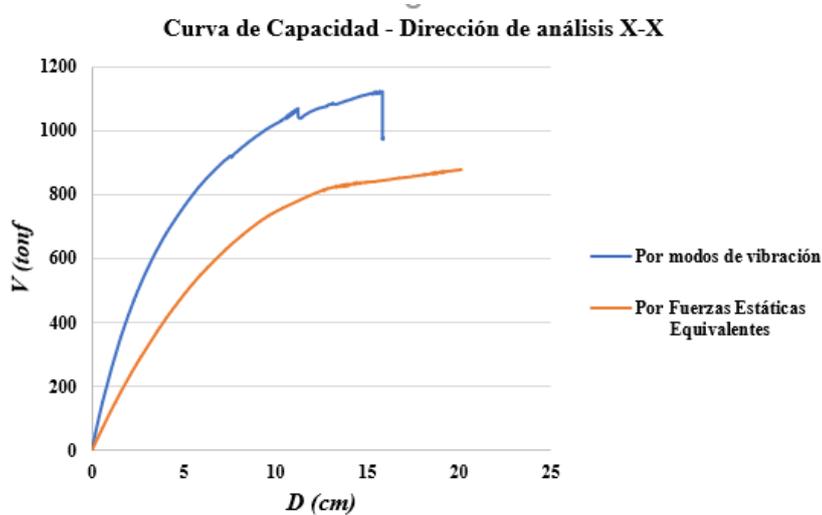
El desplazamiento último que presenta la edificación antes de llegar al colapso es de 14.84 cm, los pórticos del primer nivel adyacentes al bloque II son los que encuentran en el rango de colapso, debido a que superan su límite de resistencia a momento, lo que representa el agotamiento de la estructura.



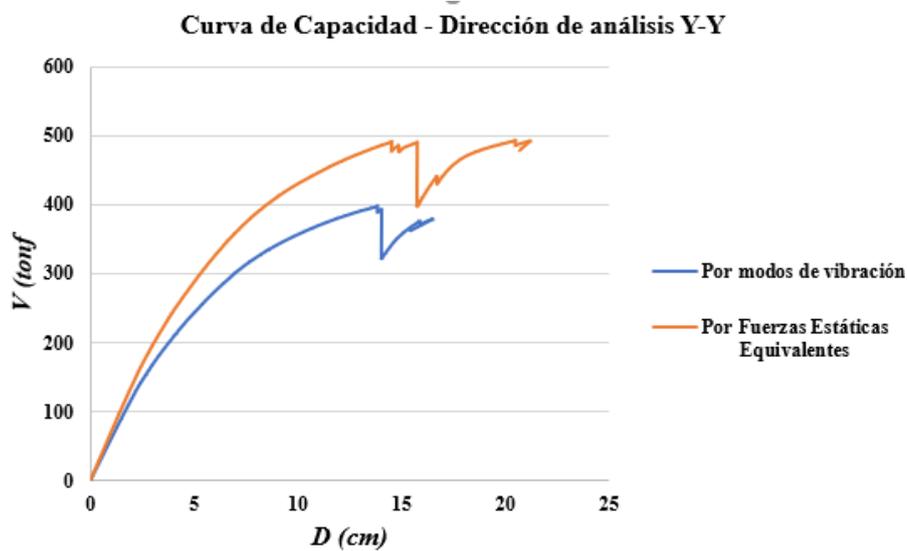
**Figura 47 — Mecanismo de colapso en Y-Y**

**d) Curva de capacidad**

Con los parámetros definidos dentro del programa computacional, se obtiene la curva de capacidad de la edificación por cada sentido, el cual se muestra a continuación.



**Figura 48 — Curva de capacidad en dirección X-X**



**Figura 49 — Curva de capacidad en dirección Y-Y**

Para la obtención de los puntos de interés, se optó por trabajar con la curva de capacidad obtenida mediante las fuerzas estáticas equivalentes, al presentar valores más conservadores.

**Tabla 31 — Puntos de interés de la curva de capacidad**

| Dirección | Puntos de interés | V (tonf) | D (cm) |
|-----------|-------------------|----------|--------|
| X - X     | 1ra rotula        | 454.15   | 4.60   |
|           | Rotula de colapso | 875.54   | 20.15  |
| Y - Y     | 1ra rotula        | 221.49   | 3.52   |
|           | Rotula de colapso | 483.55   | 14.84  |



## V. Evaluación del desempeño sísmico del sistema estructural de la edificación en estudio

### a) Objetivos de desempeño

Los objetivos básicos de desempeño establecidos por el ATC-40, Comité Visión 2000 y ASCE/ SEI 41-13, se relacionan con la filosofía y principios del diseño sismorresistente de la norma E030, “La estructura no debería de colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto” (Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente, 2019 pág. 4).

Es decir, la estructura debe de soportar sismos moderados, pudiendo experimentar daños reparables.

### b) Demanda sísmica

Para realizar la evaluación de los objetivos de desempeño considerados se deben tener en cuenta los niveles de sismo definidas por el Comité Visión 2000, estos sismos se determinan a partir del espectro elástico, desarrollado según los parámetros sísmicos establecidos en nuestra norma sísmica (E.030). Se determina el factor de escala o conversión "FE" entre dos niveles de sismos diferentes en función de sus periodos de retorno mediante la siguiente expresión:

$$FE = \frac{a_2}{a_1} = \left( \frac{T_2}{T_1} \right)^2$$

Donde:

- $T_1$  = Periodo de retorno del sismo de diseño.
- $T_2$  = Periodo de retorno del sismo objetivo.
- $k$  = Factor que varía entre 0.3 y 0.4

La fórmula que relaciona la probabilidad de ocurrencia "P" durante un periodo de "n" años con el periodo de retorno " $T_R$ " de esta dada por la siguiente expresión:

$$T_R = \frac{1}{1 - (1 - P)^{1/n}}$$

**Tabla 32 — Factores de escala o conversión para cada nivel de sismo**

| Sismo                | Probabilidad de ocurrencia | Periodo de retorno | FE   |
|----------------------|----------------------------|--------------------|------|
| Frecuente            | 50% en 30 años             | 43 años            | 0.38 |
| Servicio u ocasional | 50% en 50 años             | 72 años            | 0.50 |
| Diseño o raro        | 10% en 50 años             | 475 años           | 1.00 |
| Máximo o muy raro    | 10% en 100 años            | 970 años           | 1.30 |

Determinados los valores del factor de escala o conversión "FE" y la aceleración del sismo de diseño "a<sub>i</sub>", la aceleración para cada tipo de sismo se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$a_2 = a_1 \cdot FE$$

El espectro elástico de pseudo aceleraciones se obtiene a partir de los parámetros sísmicos calculados en la tabla N° 27, estas fueron desarrollados utilizando el factor de reducción sísmica R = 1, los valores se muestran en la tabla N°33.

**Tabla 33 — Espectros elásticos de pseudo aceleraciones para cada nivel de sismo**

| S. Frecuente   |                    | S. Servicio    |                    | S. Diseño      |                    | S. Máximo      |                    |
|----------------|--------------------|----------------|--------------------|----------------|--------------------|----------------|--------------------|
| Periodo T(seg) | S <sub>a</sub> (g) |
| 0.00           | 0.4988             | 0.00           | 0.6563             | 0.00           | 1.3125             | 0.00           | 1.7063             |
| 0.10           | 0.4988             | 0.10           | 0.6563             | 0.10           | 1.3125             | 0.10           | 1.7063             |
| 0.20           | 0.4988             | 0.20           | 0.6563             | 0.20           | 1.3125             | 0.20           | 1.7063             |
| 0.30           | 0.4988             | 0.30           | 0.6563             | 0.30           | 1.3125             | 0.30           | 1.7063             |
| 0.40           | 0.4988             | 0.40           | 0.6563             | 0.40           | 1.3125             | 0.40           | 1.7063             |
| 0.50           | 0.4988             | 0.50           | 0.6563             | 0.50           | 1.3125             | 0.50           | 1.7063             |
| 0.60           | 0.4988             | 0.60           | 0.6563             | 0.60           | 1.3125             | 0.60           | 1.7063             |
| 0.70           | 0.4988             | 0.70           | 0.6563             | 0.70           | 1.3125             | 0.70           | 1.7063             |
| 0.80           | 0.4988             | 0.80           | 0.6563             | 0.80           | 1.3125             | 0.80           | 1.7063             |
| 0.90           | 0.4988             | 0.90           | 0.6563             | 0.90           | 1.3125             | 0.90           | 1.7063             |
| 1.00           | 0.4988             | 1.00           | 0.6563             | 1.00           | 1.3125             | 1.00           | 1.7063             |
| 1.20           | 0.4156             | 1.20           | 0.5469             | 1.20           | 1.0938             | 1.20           | 1.4219             |
| 1.40           | 0.3563             | 1.40           | 0.4688             | 1.40           | 0.9375             | 1.40           | 1.2188             |
| 1.60           | 0.3117             | 1.60           | 0.4102             | 1.60           | 0.8203             | 1.60           | 1.0664             |
| 1.80           | 0.2463             | 1.80           | 0.3241             | 1.80           | 0.6481             | 1.80           | 0.8426             |
| 2.00           | 0.1995             | 2.00           | 0.2625             | 2.00           | 0.5250             | 2.00           | 0.6825             |
| 2.20           | 0.1649             | 2.20           | 0.2169             | 2.20           | 0.4339             | 2.20           | 0.5640             |
| 2.40           | 0.1385             | 2.40           | 0.1823             | 2.40           | 0.3646             | 2.40           | 0.4740             |



|      |        |      |        |      |        |      |        |
|------|--------|------|--------|------|--------|------|--------|
| 2.60 | 0.1180 | 2.60 | 0.1553 | 2.60 | 0.3107 | 2.60 | 0.4038 |
| 2.80 | 0.1018 | 2.80 | 0.1339 | 2.80 | 0.2679 | 2.80 | 0.3482 |
| 3.00 | 0.0887 | 3.00 | 0.1167 | 3.00 | 0.2333 | 3.00 | 0.3033 |
| 3.20 | 0.0779 | 3.20 | 0.1025 | 3.20 | 0.2051 | 3.20 | 0.2666 |
| 3.40 | 0.0690 | 3.40 | 0.0908 | 3.40 | 0.1817 | 3.40 | 0.2362 |
| 3.60 | 0.0616 | 3.60 | 0.0810 | 3.60 | 0.1620 | 3.60 | 0.2106 |
| 3.80 | 0.0553 | 3.80 | 0.0727 | 3.80 | 0.1454 | 3.80 | 0.1891 |
| 4.00 | 0.0499 | 4.00 | 0.0656 | 4.00 | 0.1313 | 4.00 | 0.1706 |
| 4.50 | 0.0394 | 4.50 | 0.0519 | 4.50 | 0.1037 | 4.50 | 0.1348 |
| 5.00 | 0.0319 | 5.00 | 0.0420 | 5.00 | 0.0840 | 5.00 | 0.1092 |
| 5.50 | 0.0264 | 5.50 | 0.0347 | 5.50 | 0.0694 | 5.50 | 0.0902 |
| 6.00 | 0.0222 | 6.00 | 0.0292 | 6.00 | 0.0583 | 6.00 | 0.0758 |
| 6.50 | 0.0189 | 6.50 | 0.0249 | 6.50 | 0.0497 | 6.50 | 0.0646 |
| 7.00 | 0.0163 | 7.00 | 0.0214 | 7.00 | 0.0429 | 7.00 | 0.0557 |
| 7.50 | 0.0142 | 7.50 | 0.0187 | 7.50 | 0.0373 | 7.50 | 0.0485 |
| 8.00 | 0.0125 | 8.00 | 0.0164 | 8.00 | 0.0328 | 8.00 | 0.0427 |

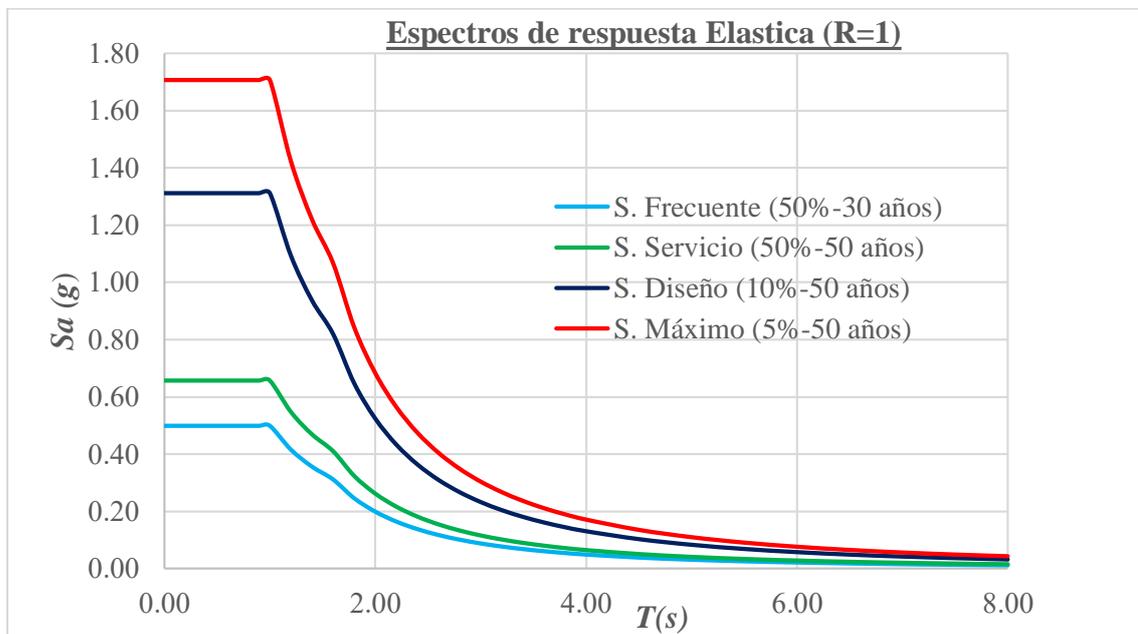


Figura 50 — Espectros elásticos de Pseudo aceleraciones para cada nivel de sismo

Una vez determinados los espectros de pseudo aceleraciones elásticos, de convierte al formato ADRS.

**Tabla 34 — Desplazamientos espectrales para cada nivel de sismo**

| Periodo $T(seg)$ | S. Frecuente | S. Servicio | S. Diseño | S. Máximo |
|------------------|--------------|-------------|-----------|-----------|
|                  | $S_d(m)$     | $S_d(m)$    | $S_d(m)$  | $S_d(m)$  |
| 0.00             | 0.0000       | 0.0000      | 0.0000    | 0.0000    |
| 0.10             | 0.0012       | 0.0016      | 0.0033    | 0.0042    |
| 0.20             | 0.0050       | 0.0065      | 0.0130    | 0.0170    |
| 0.30             | 0.0112       | 0.0147      | 0.0294    | 0.0382    |
| 0.40             | 0.0198       | 0.0261      | 0.0522    | 0.0678    |
| 0.50             | 0.0310       | 0.0408      | 0.0815    | 0.1060    |
| 0.60             | 0.0446       | 0.0587      | 0.1174    | 0.1526    |
| 0.70             | 0.0607       | 0.0799      | 0.1598    | 0.2078    |
| 0.80             | 0.0793       | 0.1044      | 0.2087    | 0.2714    |
| 0.90             | 0.1004       | 0.1321      | 0.2642    | 0.3434    |
| 1.00             | 0.1239       | 0.1631      | 0.3261    | 0.4240    |
| 1.20             | 0.1487       | 0.1957      | 0.3914    | 0.5088    |
| 1.40             | 0.1735       | 0.2283      | 0.4566    | 0.5936    |
| 1.60             | 0.1983       | 0.2609      | 0.5218    | 0.6784    |
| 1.80             | 0.1983       | 0.2609      | 0.5218    | 0.6784    |
| 2.00             | 0.1983       | 0.2609      | 0.5218    | 0.6784    |
| 2.20             | 0.1983       | 0.2609      | 0.5218    | 0.6784    |
| 2.40             | 0.1983       | 0.2609      | 0.5218    | 0.6784    |
| 2.60             | 0.1983       | 0.2609      | 0.5218    | 0.6784    |
| 2.80             | 0.1983       | 0.2609      | 0.5218    | 0.6784    |
| 3.00             | 0.1983       | 0.2609      | 0.5218    | 0.6784    |
| 3.20             | 0.1983       | 0.2609      | 0.5218    | 0.6784    |
| 3.40             | 0.1983       | 0.2609      | 0.5218    | 0.6784    |
| 3.60             | 0.1983       | 0.2609      | 0.5218    | 0.6784    |
| 3.80             | 0.1983       | 0.2609      | 0.5218    | 0.6784    |
| 4.00             | 0.1983       | 0.2609      | 0.5218    | 0.6784    |
| 4.50             | 0.1983       | 0.2609      | 0.5218    | 0.6784    |
| 5.00             | 0.1983       | 0.2609      | 0.5218    | 0.6784    |
| 5.50             | 0.1983       | 0.2609      | 0.5218    | 0.6784    |
| 6.00             | 0.1983       | 0.2609      | 0.5218    | 0.6784    |
| 6.50             | 0.1983       | 0.2609      | 0.5218    | 0.6784    |
| 7.00             | 0.1983       | 0.2609      | 0.5218    | 0.6784    |
| 7.50             | 0.1983       | 0.2609      | 0.5218    | 0.6784    |
| 8.00             | 0.1983       | 0.2609      | 0.5218    | 0.6784    |



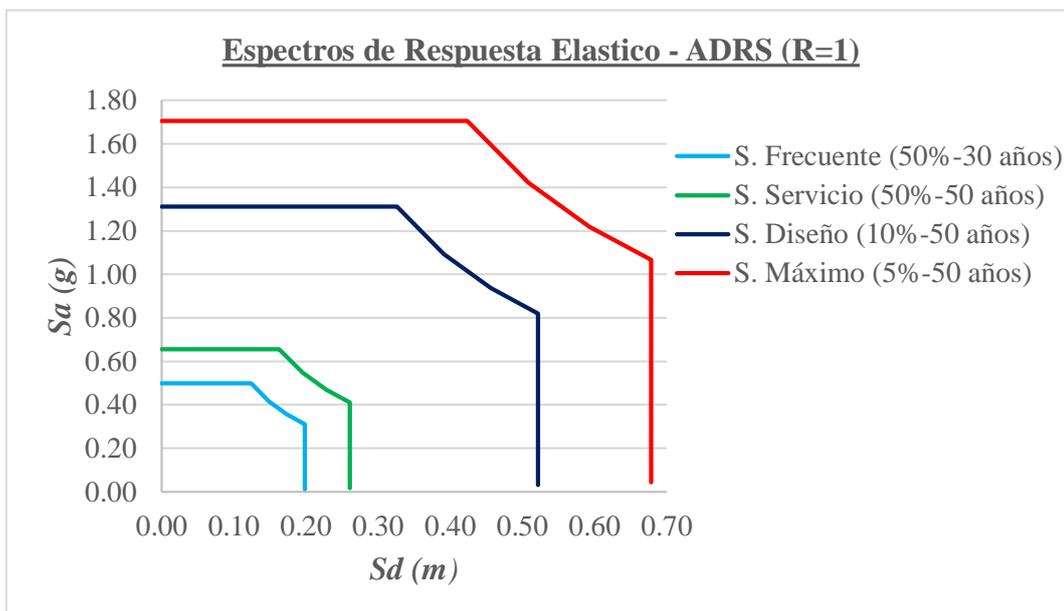
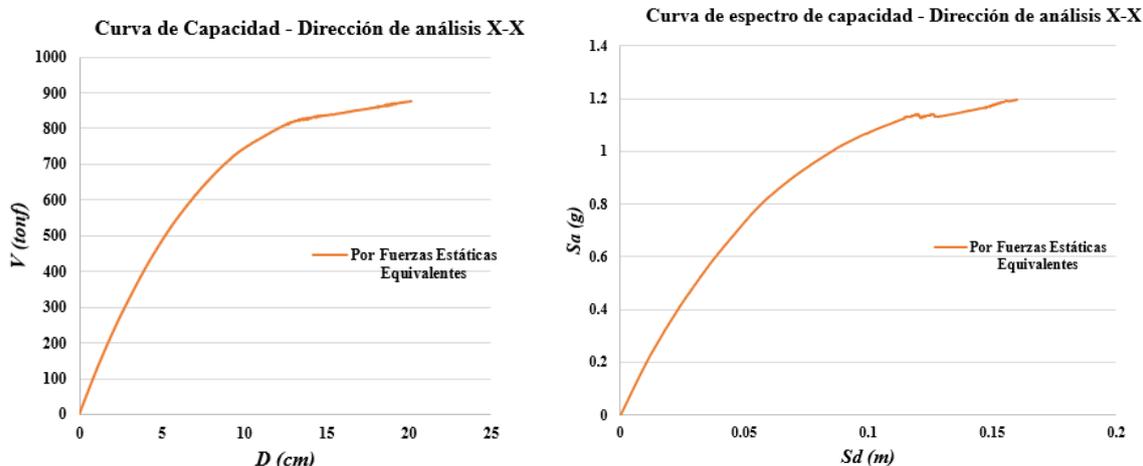


Figura 51 — Espectros elásticos en formato ADRS para cada nivel de sismo

### c) Método del espectro de capacidad

Una vez obtenido la curva de capacidad mediante el análisis estático no lineal (pushover), se procede a ejecutar una conversión a formato ADRS, como se explicó de forma detallada en el capítulo 3.2.4.

A continuación, se muestra el espectro capacidad en metros para ambas direcciones.



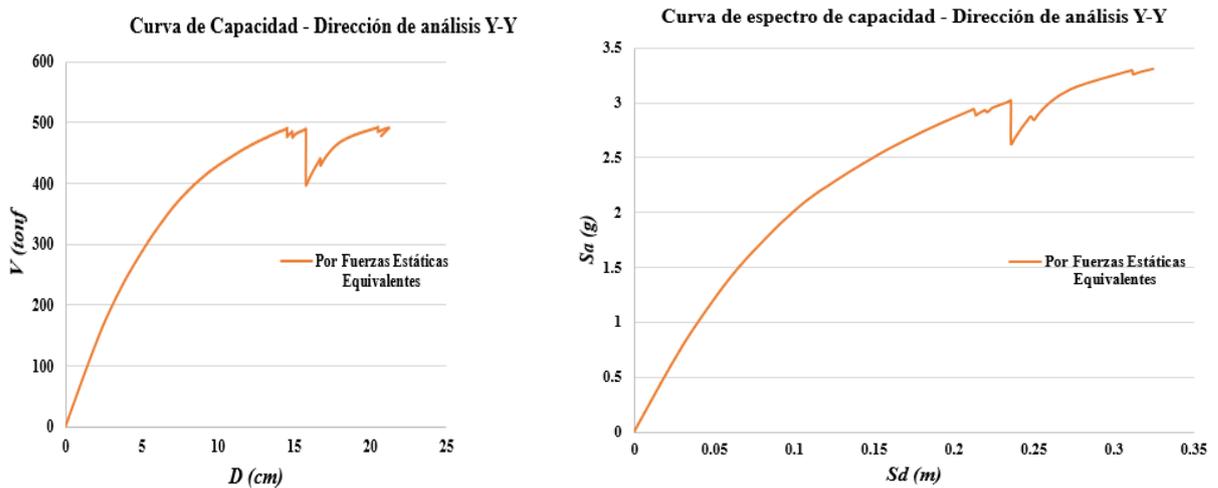
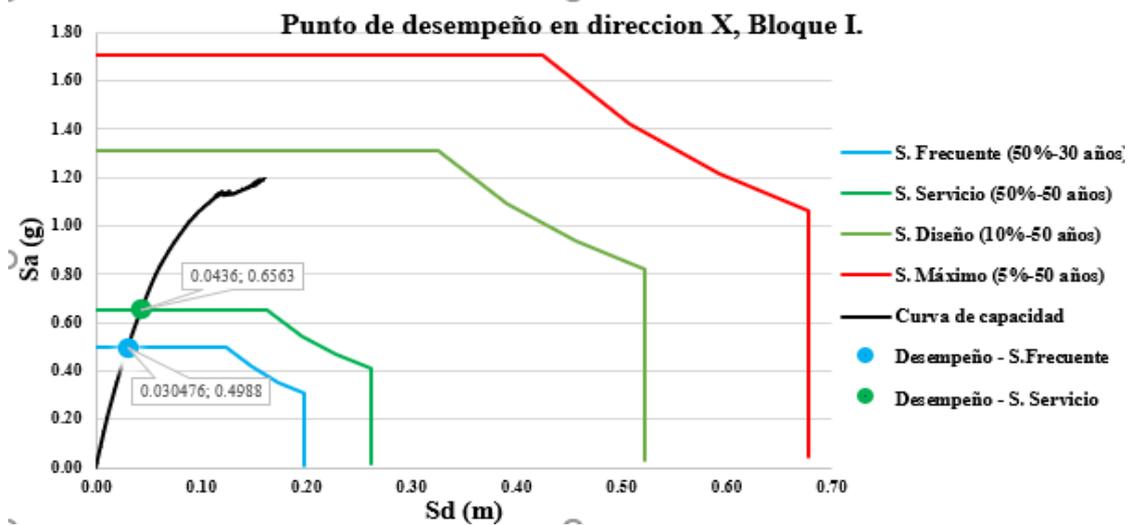


Figura 52 — Espectro de capacidad en ambas direcciones

**d) Punto de desempeño**

La obtención del punto de desempeño se desarrolló por el método del espectro de capacidad, se aclara que estos puntos obtenidos no se ajustan a la realidad, visto que esta metodología perdió su esencia debido al alto grado de irregularidad torsional que presentan la edificación en estudio.



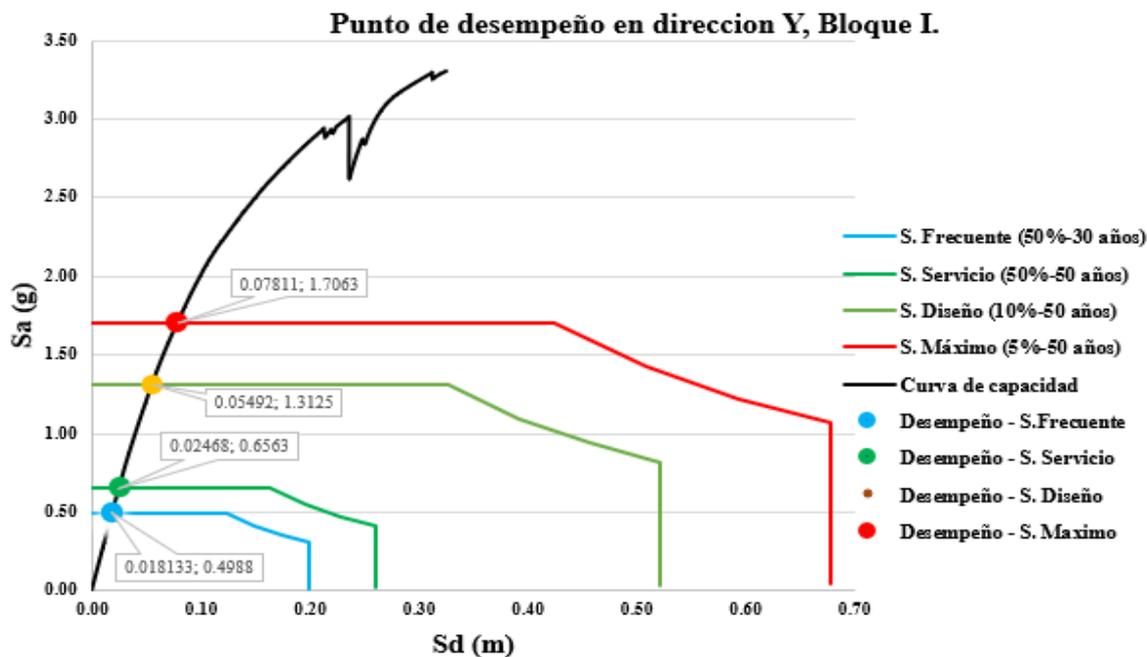


Figura 53 — Desempeño sísmico

Tabla 35 — Punto de desempeño por el método de espectro de capacidad

| Dirección | Sismo     | Espectro de capacidad |              | Curva de capacidad |            |
|-----------|-----------|-----------------------|--------------|--------------------|------------|
|           |           | $S_{ap} (m)$          | $S_{ap} (g)$ | $D_p (m)$          | $V (tonf)$ |
| X - X     | Frecuente | 0.0305                | 0.4988       | 0.030              | 320.307    |
|           | Servicio  | 0.0436                | 0.6563       | 0.044              | 439.361    |
|           | Diseño    | -                     | -            | -                  | -          |
|           | Máximo    | -                     | -            | -                  | -          |
| Y - Y     | Frecuente | 0.0181                | 0.4787       | 0.014              | 96.951     |
|           | Servicio  | 0.0246                | 0.6455       | 0.019              | 130.08     |
|           | Diseño    | 0.0549                | 1.3075       | 0.041              | 249.96     |
|           | Máximo    | 0.0781                | 1.7000       | 0.058              | 318.87     |

Como se aprecia estos resultados, no tienen coherencia alguna, no representan el desempeño de la edificación, más al contrario refleja el impacto de aplicar esta metodología (análisis estático no lineal) en una edificación con problemas torsionales, por eso muchos investigadores no recomiendan su uso.

El análisis y la explicación de estos resultados se desarrollan en el capítulo 5.3 (discusión).

#### 5.1.3.4. Método del Dr. Ing Miguel Ángel Mosqueria Moreno

Esta metodología toma como referencia los límites de control y recomendaciones mínimas establecidas en nuestro Reglamento Nacional de Edificaciones específicamente en las normas técnicas de estructuras E.020 (cargas), E.030 (diseño sísmo resistente), E.060 (concreto armado) y E.070 (albañilería). Para esto se recopiló de manera sistemática los resultados encontrados en la evaluación estructural, para analizarlos y lograr entender el comportamiento posible de la estructura en caso de un sismo.

#### I. Cargas verticales

Las cargas verticales (muertas y vivas) considerados en el modelamiento, fueron evaluadas conforme a la E.020. Los pesos de los elementos estructurales (columnas, vigas y losas), fueron estimados a partir de los datos encontrados en el ensayo de esclerometría y considerando el peso específico del concreto armado de  $\gamma_c = 2400 \text{ kgf/m}^3$ , el peso de la losa aligerada de 20 cm fue considerada  $294 \text{ kgf/m}^2$ , debido a que fue construido con planchtones de plastoformo, esta información se encontró justificada en el expediente de liquidación.

De la misma manera se incluyó el peso de los acabados de piso y techo en  $120 \text{ kgf/m}^2$  y  $100 \text{ kgf/m}^2$  respectivamente. La sobrecarga de diseño (Carga viva), se le asignó los valores de  $250 \text{ kgf/m}^2$  para aulas, oficinas y centro de cómputo,  $300 \text{ kgf/m}^2$  para laboratorios,  $400 \text{ kgf/m}^2$  para escaleras y corredores, por último, la carga viva de techo de  $100 \text{ kgf/m}^2$ .

Las cargas permanentes fueron asignados como carga muerta (*CM*), la sobrecarga como carga viva (*CV*) a si mismo se consideraron los efectos de sismo (*CS*), todas estas se aplicaron directamente a la losa modelada con el propósito de producir los máximos efectos en los elementos estructurales.

## II. Combinaciones de carga

La constatación de la capacidad de los elementos estructurales se basó de acuerdo al factor de cargas, conforme a lo estipulado en la E.060 (Concreto armado), teniendo presente los sistemas de cargas verticales y laterales (sismo), siendo las combinaciones siguientes:

- ✓ Combo 1 = 1.4 CM + 1.7 CV
- ✓ Combo 2 = 1.25 (CM + CV) +- CSx
- ✓ Combo 3 = 1.25 (CM + CV) +- CSy
- ✓ Combo 4 = 0.9 CM +- CSx
- ✓ Combo 5 = 0.9 CM +- CSy

## III. Estimación de peso

“El peso (P), se calcula adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga” (Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente, 2019 pág. 20).

Para edificaciones esenciales se considera el 50% de la carga viva más 25% de esta para techo.

## IV. Comportamiento sísmico de la edificación

### a. Evaluación de desplazamientos laterales o derivas de entre piso

A continuación, se presenta los resultados obtenidos del modelamiento de la estructura por cada bloque, verificando de las derivas de entre piso sean menores a 0.007, valor establecido para edificaciones de sistemas aporticados, en la tabla N°11 de la E.030.

Para efectos de esta metodología, se consideró el valor de la resistencia a la compresión del concreto de  $f'c$  de  $315 \text{ kg/cm}^2$ , este valor es sustentado bajo los criterios desarrollados, en el capítulo 5.3.

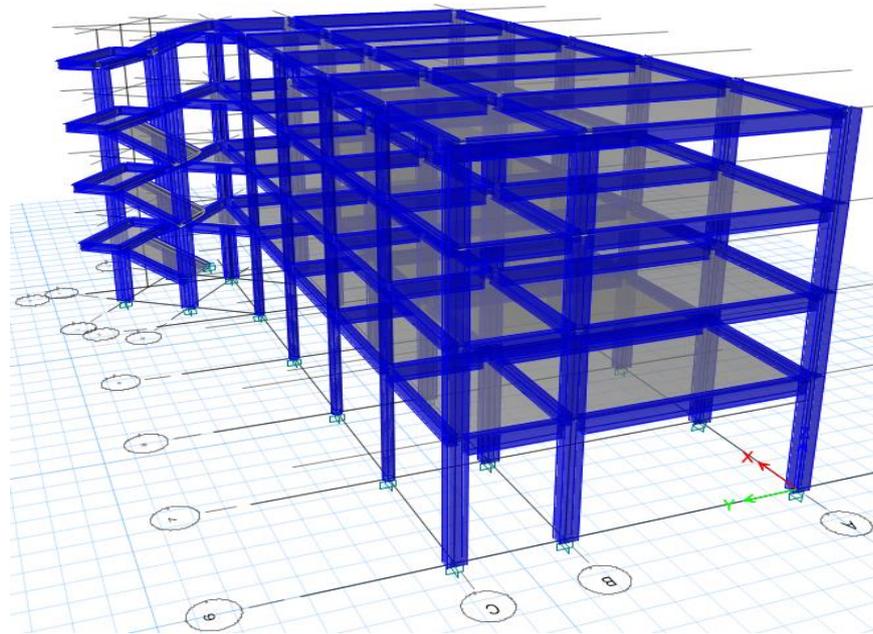


Figura 54 — Modelo de la edificación para el análisis sísmico

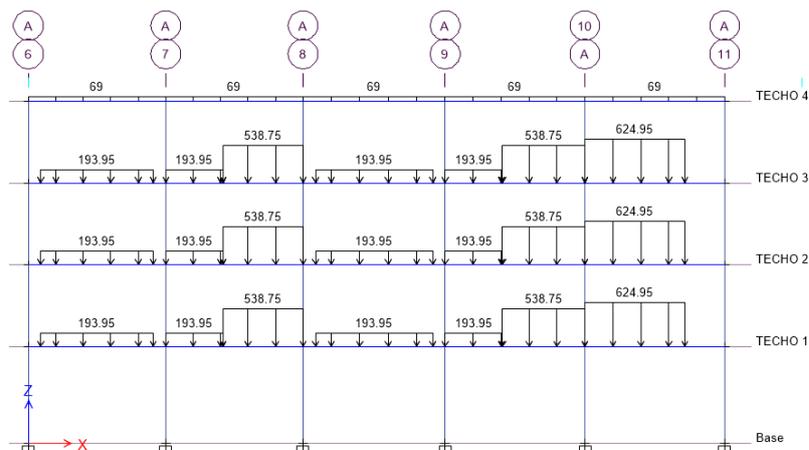


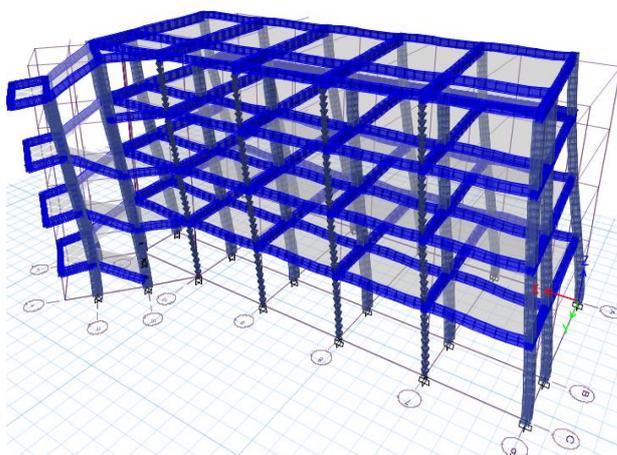
Figura 55 — Idealización de tabiquería, mediante cargas repartida en el eje A-A

### Modos de vibración

A continuación, se muestran los primeros doce periodos naturales, como las masas efectivas asociadas a las diferentes formas modales por cada dirección.

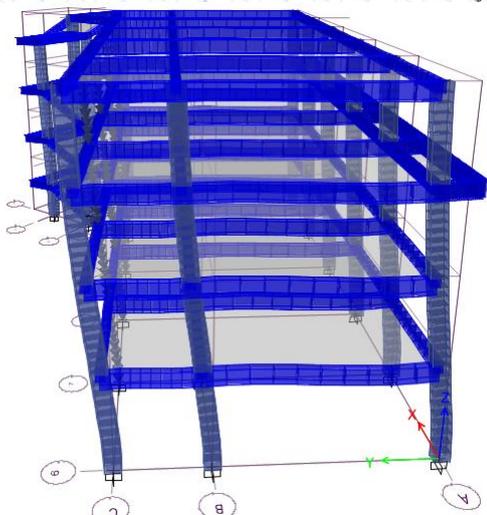
Tabla 36 — Periodo de vibración

| Modo | Periodo | Masa colaborante (% del total) |        |        |
|------|---------|--------------------------------|--------|--------|
|      |         | UX (%)                         | UY (%) | RZ (%) |
| 1    | 0.5210  | 0.4618                         | 0.1604 | 0.2517 |
| 2    | 0.3740  | 0.3721                         | 0.4936 | 0.0518 |
| 3    | 0.3000  | 0.0732                         | 0.2467 | 0.5657 |
| 4    | 0.2300  | 0.0223                         | 0.0032 | 0.0083 |
| 5    | 0.2110  | 0.0000                         | 0.0011 | 0.0005 |
| 6    | 0.2020  | 0.0003                         | 0.0025 | 0.0003 |
| 7    | 0.1920  | 0.0081                         | 0.0010 | 0.0029 |
| 8    | 0.1830  | 0.0116                         | 0.0051 | 0.0062 |
| 9    | 0.1730  | 0.0001                         | 0.0198 | 0.0129 |
| 10   | 0.1670  | 0.0003                         | 0.0004 | 0.0032 |
| 11   | 0.1630  | 0.0001                         | 0.0000 | 0.0002 |
| 12   | 0.1630  | 0.0009                         | 0.0000 | 0.0012 |



Modo 1, Traslación en la dirección “X”

$$T = 0.5210 \text{ Seg.}$$



Modo 2, Traslación en la dirección “Y”

$$T = 0.3740 \text{ Seg.}$$

Figura 56 — Modo de vibración en el eje X y Y

Analizando los valores obtenidos conjuntamente con los resultados del análisis no lineal se logra deducir que este bloque presenta problemas de torsión.

### Determinación del espectro de Pseudo aceleración

El espectro fue calculado según los parámetros sísmicos estipulados en la E.030, el cual se encuentra en la tabla N° 27.

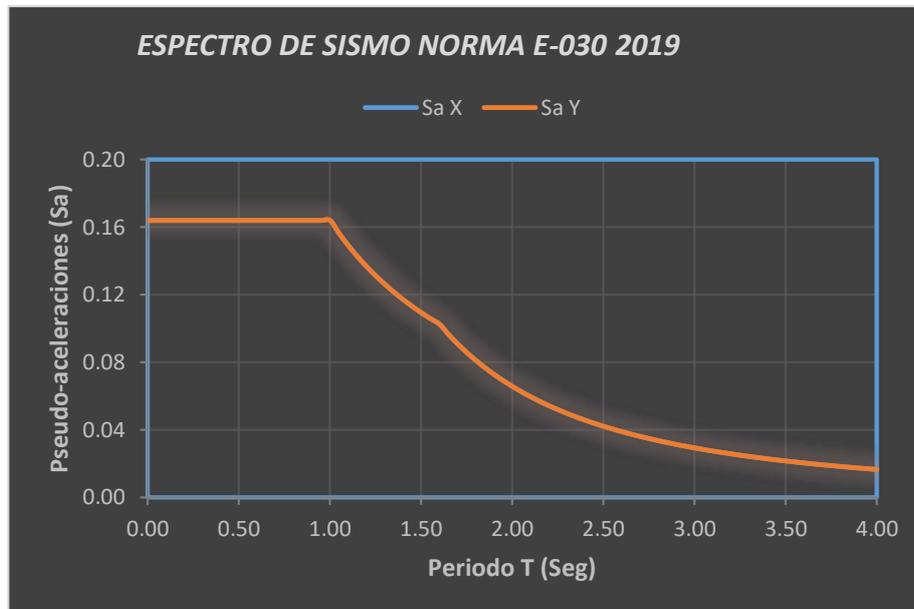


Figura 57 — Espectro de diseño direcciones X y Y

### Fuerzas globales de análisis y diseño

Desarrollando el análisis sísmico mediante el método de fuerzas estáticas equivalentes en ambas direcciones y comparándolas con los resultados obtenidos del análisis dinámico modal espectral se obtiene los valores que se presentan en la tabla N°37:

Tabla 37 — Fuerzas globales de la edificación en estudio

| Sentido | V(ton)   |          | Porcentaje (%) | Factor de escala |
|---------|----------|----------|----------------|------------------|
|         | Estático | Dinámico |                |                  |
| X-X     | 291.52   | 161.027  | 55.24          | 1.629            |
| Y-Y     | 291.52   | 152.488  | 52.30          | 1.720            |

Se puede observar que la cortante dinámica en la base de la edificación representa del 52.33% al 55.24% con respecto a la estática, no cumpliendo con la fuerza cortante mínima establecida en el art. 29.4 de la E 030, en ese sentido se multiplica por un factor de escala establecida en el artículo en mención.

### Estimaciones máximas de distorsiones y desplazamientos

Se verifico los desplazamientos máximos de cada nivel, esto valores fueron obtenidos multiplicando las derivas elásticas por 0.85R, debido a que es una edificación irregular. (Anexo 07).

- Dirección “X-X”

Tabla 38 — Desplazamientos y distorsiones eje X

| Nivel de piso | Altura | Max. Desplazamiento | Deriva elástica | Deriva inelástica | Max. Distorsión permitida | Verificación actual |
|---------------|--------|---------------------|-----------------|-------------------|---------------------------|---------------------|
|               | (m)    | (m)                 |                 | 0.85R             | E.030                     |                     |
| 4             | 3.20   | 0.016066            | 0.000835        | 0.004256          | 0.007                     | Cumple              |
| 3             | 3.20   | 0.013416            | 0.001091        | 0.005562          | 0.007                     | Cumple              |
| 2             | 3.20   | 0.010038            | 0.001660        | 0.008467          | 0.007                     | No cumple           |
| 1             | 3.50   | 0.004789            | 0.001371        | 0.007095          | 0.007                     | No cumple           |

- Dirección “Y-Y”

Tabla 39 — Desplazamientos y distorsiones eje Y

| Nivel de piso | Altura | Max. Desplazamiento | Deriva elástica | Deriva inelástica | Max. Distorsión permitida | Verificación actual |
|---------------|--------|---------------------|-----------------|-------------------|---------------------------|---------------------|
|               | (m)    | (m)                 |                 | 0.85R             | E.030                     |                     |
| 4             | 3.20   | 0.014448            | 0.000687        | 0.003501          | 0.007                     | Cumple              |
| 3             | 3.20   | 0.012251            | 0.001131        | 0.005769          | 0.007                     | Cumple              |
| 2             | 3.20   | 0.008631            | 0.001480        | 0.007550          | 0.007                     | No cumple           |
| 1             | 3.50   | 0.003894            | 0.001113        | 0.005674          | 0.007                     | Cumple              |

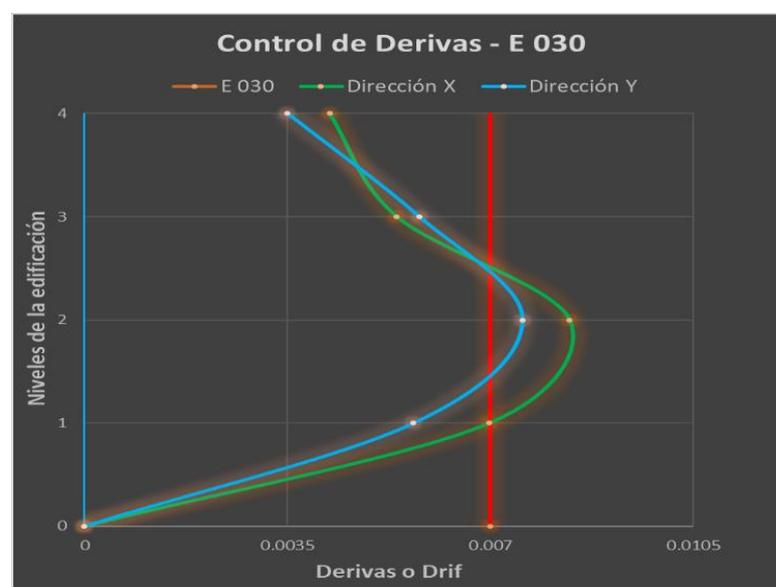


Figura 58 — Desplazamiento máximo

**b. Junta sísmica**

El espesor de la junta sísmica entre los bloques de la edificación en estudio, debe de cumplir con los parámetros establecidos en el artículo N°33 de la E.030.

**Tabla 40 — Espesor de junta sísmica entre los bloques de la edificación**

| Junta existente (cm) | Junta mínima por la E.030 (cm) | Condición. |
|----------------------|--------------------------------|------------|
| 5.00                 | 7.86                           | No cumple  |

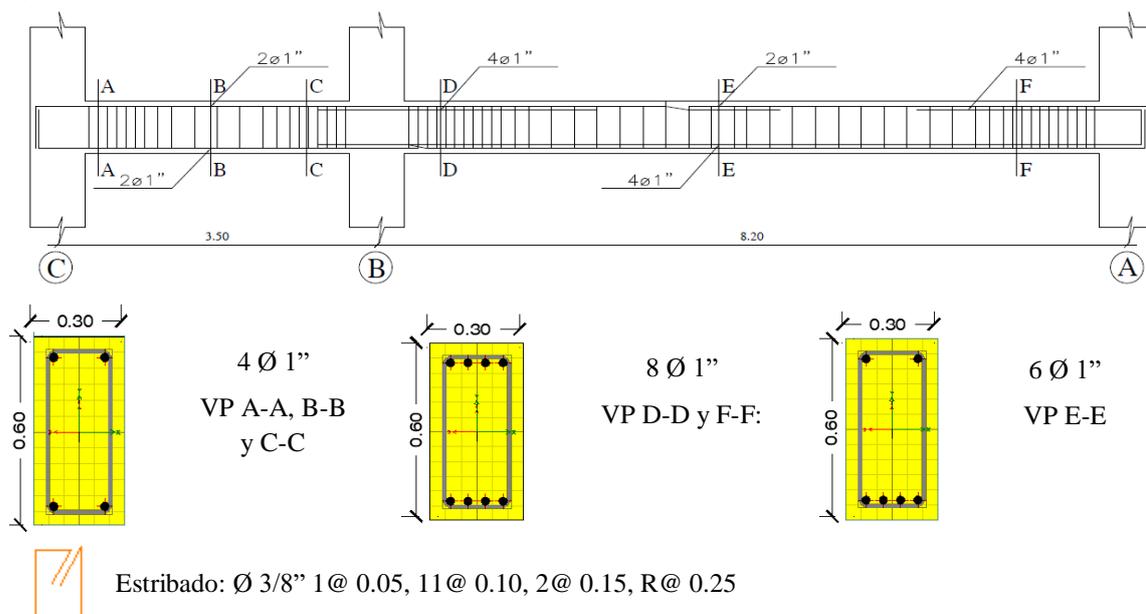
**c. Evaluación de comportamiento de viga**

Con el propósito de determinar si el comportamiento de las vigas es el adecuado, se realizaron los cálculos de los momentos actuantes y resistentes.

Los momentos resistentes o de diseño fueron calculados utilizando las ecuaciones descritas en el capítulo anterior, y los momentos actuantes fueron obtenidos del modelo estructural realizado en el programa computacional.

**• Vigas principales**

Al evaluar los momentos actuantes y resistentes ( $tonf - m$ ) de la viga principal, se consideró seis secciones de análisis, donde se muestran los momentos máximos negativos y positivos.



**Figura 59 — Esquema y sección de la viga principal**

**Primer nivel**

**Tabla 41 — Momento resistente y actuante en vigas principales - ejes del 6 al 11**

| Momentos (tonf/m)          | Eje   | Sección de análisis |        |        |        |       |        |
|----------------------------|-------|---------------------|--------|--------|--------|-------|--------|
|                            |       | A                   | B      | C      | D      | E     | F      |
| Mr (Resistente)            |       | 37.02               | 37.02  | 37.02  | 74.03  | 55.35 | 74.03  |
| Mn<br>(Actuante con sismo) | 6-6   | -53.62              | -6.48  | -49.85 | -41.64 | 12.94 | -42.75 |
|                            | 7-7   | 21.71               | 6.16   | -35.49 | -43.41 | 17.68 | -43.02 |
|                            | 8-8   | 16.43               | 4.49   | -28.51 | -41.33 | 20.19 | -40.43 |
|                            | 9-9   | 12.06               | 3.75   | -21.98 | -33.82 | 17.95 | -32.86 |
|                            | 10-10 | 9.00                | 4.32   | -21.31 | -36.29 | 20.18 | -35.22 |
|                            | 11-11 | -17.48              | 2.68   | -21.68 | -25.86 | 12.13 | -25.53 |
| Mn<br>(Actuante sin sismo) | 6-6   | -2.60               | -0.287 | -2.15  | -18.47 | 12.08 | -16.00 |
|                            | 7-7   | 0.29                | 0.87   | -5.86  | -26.32 | 17.64 | -23.49 |
|                            | 8-8   | 0.47                | 0.52   | -6.69  | -30.08 | 20.19 | -27.22 |
|                            | 9-9   | 0.55                | 0.81   | -6.20  | -26.52 | 17.95 | -23.97 |
|                            | 10-10 | 0.55                | 0.39   | -7.03  | -29.98 | 20.18 | -27.36 |
|                            | 11-11 | -1.80               | 0.12   | -3.79  | -18.35 | 12.13 | -16.45 |

**Segundo nivel**

**Tabla 42 — Momento resistente y actuante en vigas principales - ejes del 6 al 11**

| Momentos (tonf/m)          | Eje   | Sección de análisis |       |        |        |       |        |
|----------------------------|-------|---------------------|-------|--------|--------|-------|--------|
|                            |       | A                   | B     | C      | D      | E     | F      |
| Mr (Resistente)            |       | 37.02               | 37.02 | 37.02  | 74.03  | 55.35 | 74.03  |
| Mn<br>(Actuante con sismo) | 6-6   | -50.55              | -6.27 | -45.63 | -41.23 | 12.16 | -42.43 |
|                            | 7-7   | -22.06              | 5.49  | -31.74 | -42.09 | 17.34 | -42.25 |
|                            | 8-8   | -16.37              | 4.16  | -24.68 | -40.08 | 19.79 | -39.93 |
|                            | 9-9   | -10.59              | 3.12  | -16.96 | -31.39 | 17.63 | -31.09 |
|                            | 10-10 | -5.82               | 1.84  | -11.62 | -29.80 | 19.78 | -29.48 |
|                            | 11-11 | -14.21              | 2.19  | -15.96 | -22.05 | 11.85 | -22.47 |
| Mn<br>(Actuante sin sismo) | 6-6   | -3.41               | 0.04  | -0.67  | -18.16 | 11.82 | -16.82 |
|                            | 7-7   | -0.75               | 1.37  | -3.91  | -25.98 | 17.34 | -24.44 |
|                            | 8-8   | -0.63               | 1.17  | -4.41  | -29.76 | 19.79 | -28.33 |
|                            | 9-9   | -0.48               | 1.32  | -4.25  | -26.14 | 17.63 | -24.98 |
|                            | 10-10 | -0.15               | 0.95  | -5.28  | -29.44 | 19.78 | -28.70 |
|                            | 11-11 | -1.63               | 0.45  | -3.31  | -17.74 | 11.85 | -17.61 |



### Tercer nivel

Tabla 43 — Momento resistente y actuante en vigas principales - ejes del 6 al 11

| Momentos (tonf/m)          | Eje   | Sección de análisis |       |        |        |       |        |
|----------------------------|-------|---------------------|-------|--------|--------|-------|--------|
|                            |       | A                   | B     | C      | D      | E     | F      |
| Mr (Resistente)            |       | 37.02               | 37.02 | 37.02  | 74.03  | 55.35 | 74.03  |
| Mn<br>(Actuante con sismo) | 6-6   | -32.03              | -3.83 | -27.69 | -33.02 | 11.71 | -34.48 |
|                            | 7-7   | -14.40              | 3.95  | -20.67 | -35.31 | 16.99 | -37.09 |
|                            | 8-8   | -10.94              | 3.00  | -16.60 | -35.01 | 19.54 | -36.39 |
|                            | 9-9   | -7.30               | 2.57  | -11.56 | -28.04 | 17.29 | -29.46 |
|                            | 10-10 | -4.50               | 2.38  | -9.89  | -28.92 | 19.53 | -29.99 |
|                            | 11-11 | -9.17               | 1.26  | -8.73  | -18.67 | 11.76 | -19.11 |
| Mn<br>(Actuante sin sismo) | 6-6   | -3.63               | 0.01  | -0.54  | -17.55 | 11.71 | -17.66 |
|                            | 7-7   | -0.88               | 1.55  | -3.45  | -25.06 | 16.99 | -26.07 |
|                            | 8-8   | -0.88               | 1.23  | -4.04  | -28.89 | 19.54 | -29.70 |
|                            | 9-9   | -0.75               | 1.53  | -3.59  | -25.34 | 17.29 | -26.47 |
|                            | 10-10 | -0.56               | 1.14  | -4.53  | -28.88 | 19.53 | -29.76 |
|                            | 11-11 | -2.67               | 0.41  | -2.36  | -17.62 | 11.76 | -17.93 |

### Cuarto nivel

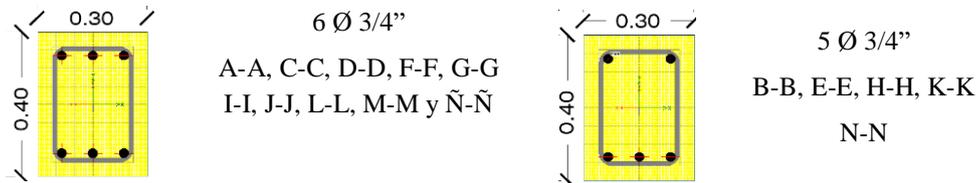
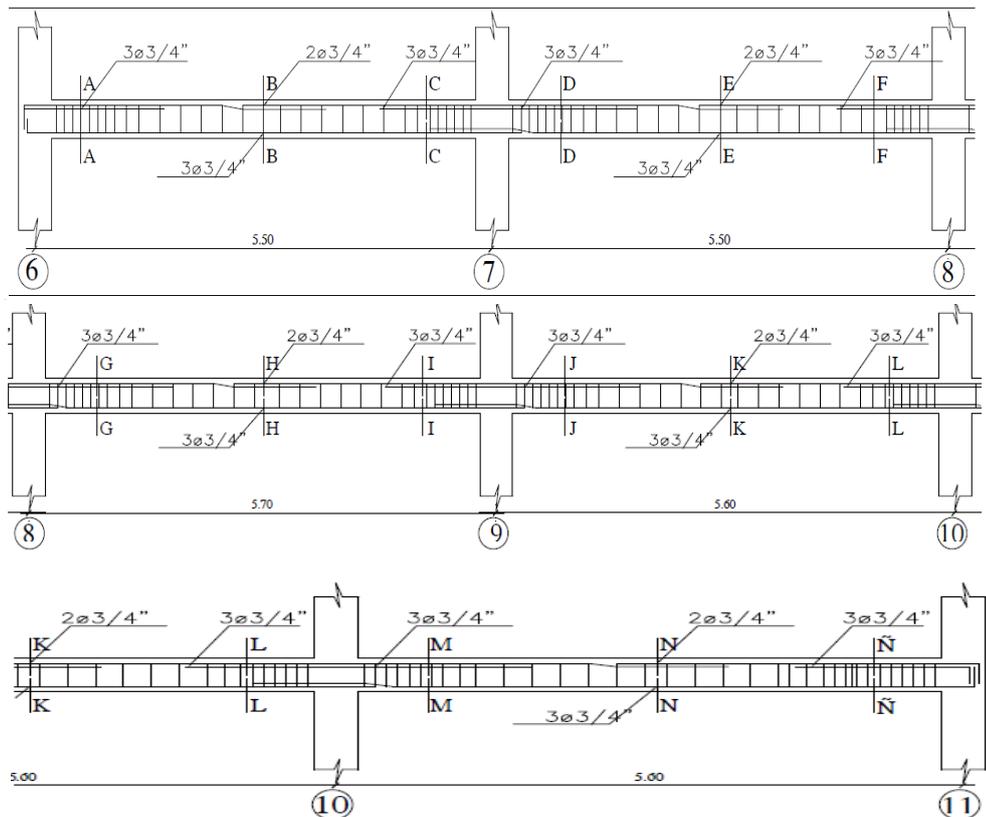
Tabla 44 — Momento resistente y actuante en vigas principales - ejes del 6 al 11

| Momentos (tonf/m)          | Eje   | Sección de análisis |       |       |        |       |        |
|----------------------------|-------|---------------------|-------|-------|--------|-------|--------|
|                            |       | A                   | B     | C     | D      | E     | F      |
| Mr (Resistente)            |       | 37.02               | 37.02 | 37.02 | 74.03  | 55.35 | 74.03  |
| Mn<br>(Actuante con sismo) | 6-6   | -13.21              | -1.49 | -9.89 | -18.88 | 7.79  | -18.77 |
|                            | 7-7   | -4.93               | 1.18  | -9.54 | -23.01 | 13.19 | -22.03 |
|                            | 8-8   | -3.93               | 1.22  | -7.77 | -21.38 | 13.26 | -20.35 |
|                            | 9-9   | -3.17               | 1.06  | -7.73 | -20.30 | 13.42 | -19.18 |
|                            | 10-10 | -2.84               | 1.68  | -8.16 | -19.96 | 13.25 | -18.86 |
|                            | 11-11 | -6.88               | 0.83  | -8.00 | -14.53 | 7.84  | -14.13 |
| Mn<br>(Actuante sin sismo) | 6-6   | -2.75               | -0.14 | -0.69 | -10.55 | 7.79  | -9.77  |
|                            | 7-7   | -0.29               | 0.34  | -3.86 | -17.71 | 13.19 | -16.24 |
|                            | 8-8   | -0.41               | 0.52  | -3.39 | -17.92 | 13.26 | -16.47 |
|                            | 9-9   | -0.30               | 0.34  | -3.83 | -18.00 | 13.42 | -16.37 |
|                            | 10-10 | -0.19               | 0.46  | -3.71 | -18.05 | 13.25 | -16.36 |
|                            | 11-11 | -1.61               | -0.01 | -1.55 | -10.88 | 7.84  | -9.65  |

- **Vigas secundarias**

Al evaluar los momentos actuantes y resistentes de las vigas secundarias, se consideró quince secciones de análisis, donde se muestran los momentos máximos negativos y positivos.





 Estribado:  $\varnothing 3/8''$  1@ 0.05, 7@ 0.10, 2@ 0.15, R@ 0.25

**Figura 60 — Esquema y sección de las vigas secundarias**

**Primer nivel**

**Tabla 45 — Momento resistente y actuante en vigas secundarias – primer nivel**

| Momentos<br>(tonf/m)          | Eje | Sección de análisis |       |        |        |       |        |        |       |        |        |       |        |        |       |        |
|-------------------------------|-----|---------------------|-------|--------|--------|-------|--------|--------|-------|--------|--------|-------|--------|--------|-------|--------|
|                               |     | A                   | B     | C      | D      | E     | F      | G      | H     | I      | J      | K     | L      | M      | N     | Ñ      |
| Mr (Resistente)               |     | 19.35               | 15.93 | 19.35  | 19.35  | 15.93 | 19.35  | 19.35  | 15.93 | 19.35  | 19.35  | 15.93 | 19.35  | 19.35  | 15.93 | 19.35  |
| Mn<br>(Actuante con<br>sismo) | A-A | -15.74              | 3.89  | -16.43 | -15.94 | 3.90  | -16.30 | -15.67 | 3.82  | -15.90 | -16.09 | 4.04  | -16.48 | -17.36 | 4.63  | -16.68 |
|                               | B-B | -15.46              | 6.35  | -16.95 | -16.02 | 5.90  | -16.23 | -16.30 | 6.50  | -16.81 | -16.37 | 6.17  | -16.56 | -17.59 | 7.07  | -16.41 |
|                               | C-C | -10.50              | 3.36  | -9.81  | -8.56  | 2.90  | -8.96  | -9.07  | 3.23  | -9.30  | -8.61  | 2.95  | -8.62  | -10.39 | 4.68  | -12.16 |
| Mn<br>(Actuante sin<br>sismo) | A-A | -4.42               | 3.69  | -5.98  | -5.98  | 3.70  | -6.32  | -6.02  | 3.66  | -6.26  | -6.28  | 3.87  | -6.76  | -7.20  | 4.47  | -5.66  |
|                               | B-B | -8.19               | 6.35  | -10.53 | -9.97  | 5.90  | -10.16 | -10.55 | 6.50  | -11.12 | -10.46 | 6.17  | -10.73 | -11.46 | 7.07  | -9.48  |
|                               | C-C | -4.55               | 3.11  | -5.16  | -4.92  | 2.90  | -5.22  | -5.35  | 3.23  | -5.56  | -5.08  | 2.91  | -5.75  | -6.73  | 4.48  | -6.64  |

**Segundo nivel**

**Tabla 46 — Momento resistente y actuante en vigas secundarias – segundo nivel**

| Momentos<br>(tonf/m)          | Eje | Sección de análisis |       |        |        |       |        |        |       |        |        |       |       |       |       |       |
|-------------------------------|-----|---------------------|-------|--------|--------|-------|--------|--------|-------|--------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|
|                               |     | A                   | B     | C      | D      | E     | F      | G      | H     | I      | J      | K     | L     | M     | N     | Ñ     |
| Mr (Resistente)               |     | 19.35               | 15.93 | 19.35  | 19.35  | 15.93 | 19.35  | 19.35  | 15.93 | 19.35  | 19.35  | 15.93 | 19.35 | 19.35 | 15.93 | 19.35 |
| Mn<br>(Actuante<br>con sismo) | A-A | -13.33              | 3.63  | -13.78 | -13.68 | 3.75  | -14.10 | -13.39 | 3.67  | -13.75 | -13.89 | 3.90  | -     | -     | 4.40  | -     |
|                               | B-B | -12.85              | 6.21  | -13.94 | -13.29 | 5.93  | -13.63 | -13.61 | 6.50  | -14.24 | -13.70 | 6.21  | -     | -     | 6.92  | -     |
|                               | C-C | -7.45               | 3.07  | -7.31  | -6.68  | 2.92  | -7.14  | -6.95  | 3.21  | -7.25  | -6.88  | 2.97  | -7.34 | -7.39 | 4.34  | -7.90 |
| Mn<br>(Actuante<br>sin sismo) | A-A | -4.84               | 3.51  | -5.76  | -5.91  | 3.71  | -6.38  | -5.94  | 3.67  | -6.33  | -6.34  | 3.90  | -6.66 | -6.87 | 4.35  | -6.24 |
|                               | B-B | -8.74               | 6.21  | -10.25 | -9.83  | 5.93  | -10.24 | -10.47 | 6.50  | -11.20 | -10.49 | 6.21  | -     | -     | 6.92  | -     |
|                               | C-C | -4.75               | 3.07  | -5.05  | -4.78  | 2.92  | -5.31  | -5.27  | 3.21  | -5.68  | -5.08  | 2.97  | -5.63 | -6.48 | 4.34  | -7.18 |

**Tercer nivel**

**Tabla 47 — Momento resistente y actuante en vigas secundarias – tercer nivel**

| Momentos (tonf/m)          | Eje | Sección de análisis |       |        |        |       |        |        |       |        |        |       |        |        |       |        |
|----------------------------|-----|---------------------|-------|--------|--------|-------|--------|--------|-------|--------|--------|-------|--------|--------|-------|--------|
|                            |     | A                   | B     | C      | D      | E     | F      | G      | H     | I      | J      | K     | L      | M      | N     | Ñ      |
| Mr (Resistente)            |     | 19.35               | 15.93 | 19.35  | 19.35  | 15.93 | 19.35  | 19.35  | 15.93 | 19.35  | 19.35  | 15.93 | 19.35  | 19.35  | 15.93 | 19.35  |
| Mn<br>(Actuante con sismo) | A-A | -11.00              | 4.18  | -11.79 | -11.74 | 4.34  | -12.26 | -11.60 | 4.33  | -12.15 | -12.00 | 4.54  | -12.53 | -12.50 | 5.07  | -12.40 |
|                            | B-B | -11.37              | 6.22  | -12.29 | -11.82 | 5.92  | -12.18 | -12.18 | 6.50  | -12.92 | -12.24 | 6.20  | -12.53 | -12.63 | 6.95  | -12.50 |
|                            | C-C | -6.81               | 3.06  | -6.51  | -6.09  | 2.92  | -6.57  | -6.46  | 3.21  | -6.82  | -6.43  | 2.96  | -6.74  | -6.78  | 4.36  | -7.66  |
| Mn<br>(Actuante sin sismo) | A-A | -5.82               | 4.18  | -6.98  | -6.99  | 4.34  | -7.57  | -7.07  | 4.33  | -7.70  | -7.39  | 4.54  | -8.00  | -7.87  | 5.07  | -7.49  |
|                            | B-B | -8.87               | 6.22  | -10.12 | -9.83  | 5.92  | -10.25 | -10.42 | 6.50  | -11.27 | -10.40 | 6.20  | -10.75 | -10.78 | 6.95  | -10.45 |
|                            | C-C | -4.91               | 3.06  | -4.91  | -4.77  | 2.92  | -5.31  | -5.27  | 3.21  | -5.67  | -5.10  | 2.96  | -5.62  | -6.38  | 4.36  | -7.23  |

**Cuarto nivel**

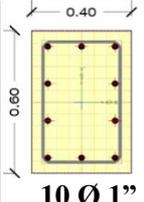
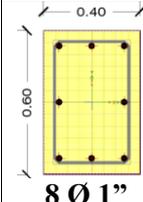
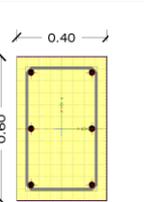
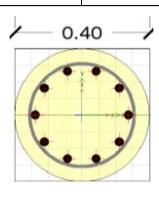
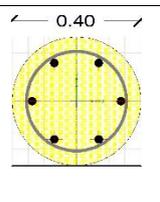
**Tabla 48 — Momento resistente y actuante en vigas secundarias – cuarto nivel**

| Momentos (tonf/m)          | Eje | Sección de análisis |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|----------------------------|-----|---------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|                            |     | A                   | B     | C     | D     | E     | F     | G     | H     | I     | J     | K     | L     | M     | N     | Ñ     |
| Mr (Resistente)            |     | 19.35               | 15.93 | 19.35 | 19.35 | 15.93 | 19.35 | 19.35 | 15.93 | 19.35 | 19.35 | 15.93 | 19.35 | 19.35 | 15.93 | 19.35 |
| Mn<br>(Actuante con sismo) | A-A | -7.11               | 2.67  | -7.85 | -7.26 | 2.25  | -7.60 | -7.33 | 2.58  | -7.96 | -7.51 | 2.39  | -7.56 | -7.46 | 2.74  | -7.80 |
|                            | B-B | -8.06               | 3.97  | -8.94 | -8.25 | 3.51  | -8.63 | -8.59 | 3.96  | -9.13 | -8.61 | 3.71  | -8.68 | -8.64 | 4.13  | -8.87 |
|                            | C-C | -5.76               | 2.27  | -5.22 | -4.52 | 1.95  | -4.99 | -4.91 | 2.14  | -5.17 | -5.00 | 1.99  | -5.10 | -4.51 | 2.74  | -5.29 |
| Mn<br>(Actuante sin sismo) | A-A | -2.90               | 2.60  | -4.11 | -3.67 | 2.24  | -4.04 | -3.85 | 2.58  | -4.57 | -4.00 | 2.39  | -4.10 | -3.76 | 2.70  | -3.76 |
|                            | B-B | -4.90               | 3.97  | -6.17 | -5.79 | 3.51  | -6.20 | -6.25 | 3.96  | -6.86 | -6.23 | 3.71  | -6.34 | -6.04 | 4.13  | -5.69 |
|                            | C-C | -3.12               | 2.13  | -3.27 | -3.16 | 1.95  | -3.59 | -3.49 | 2.14  | -3.82 | -3.49 | 1.99  | -3.64 | -3.86 | 2.74  | -4.85 |

**d. Evaluación de comportamiento de columnas**

La cantidad de acero que requiere cada columna se calculó haciendo uso del programa computacional y hojas de cálculo, mientras que el acero existente se obtuvo de los planos estructurales del expediente de liquidación.

**Tabla 49 — Secciones de columnas con su respectivo reforzamiento**

| Tipo de columna   | Secciones y reforzamientos por nivel   |   |  |          |
|---|--|---|--|----------|
|   | Nivel 01   | Nivel 02  | Nivel 03   | Nivel 04 |
| C2-BI   |   |  |    | 6 Ø 1"   |
| C3-BI   |  |   |  |          |
| C5-BI   | 6 Ø 1"   |   |  |          |
|  Estribado:<br>Ø 3/8" 1@ 0.05, 5@ 0.10, 2@ 0.15, R@ 0.25 |  |   |  |          |

• **Análisis de columnas – Primer nivel**

Se presentan los resultados obtenidos la columna más crítica (B-6).

**Tabla 50 — Fuerzas producidas en la columna B-6**

| Tipo de carga | Carga axial (tonf) | Cortante (tonf) |         | Torsión (tonf – m) | Momentos (tonf – m) |                  |
|---------------|--------------------|-----------------|---------|--------------------|---------------------|------------------|
|               | P                  | V2              | V3      | T                  | M <sub>2-2</sub>    | M <sub>3-3</sub> |
| Muerta        | 53.5794            | -1.3489         | 2.1274  | -0.0048            | 2.7339              | -1.5182          |
| Viva          | 16.6994            | -0.9022         | 0.8197  | -0.0051            | 1.1415              | -1.042           |
| Sismo X       | 64.5447            | 6.6596          | 28.329  | 0.8001             | 57.9535             | 15.7052          |
| Sismo Y       | 52.9751            | 5.0448          | 22.6765 | 0.598              | 46.2058             | 11.7321          |



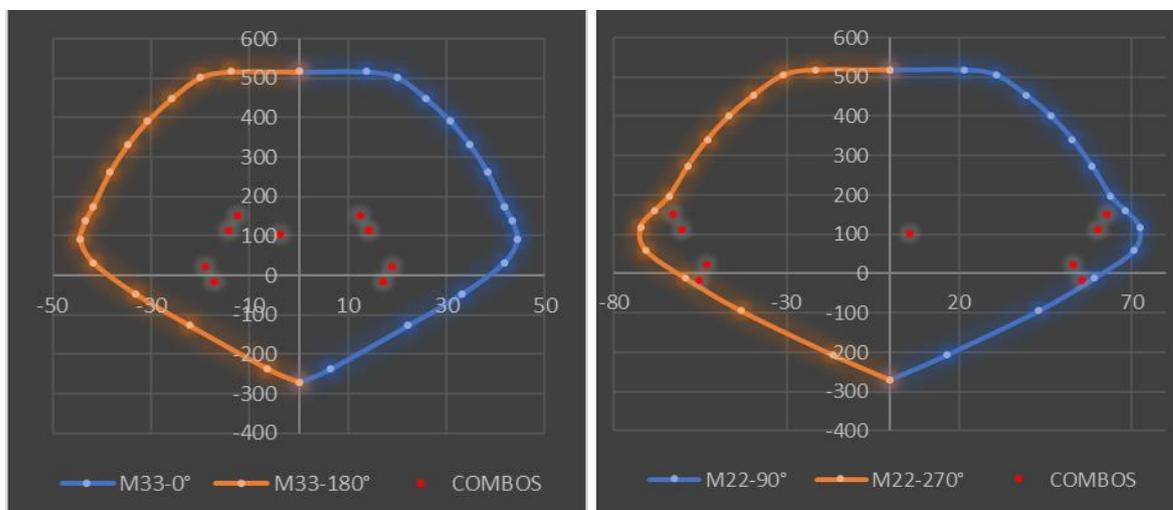
**Tabla 51 — Combinaciones de diseño de la columna B-6**

| Dirección de análisis | Combos                            | P (tonf)  | M <sub>2-2</sub> (tonf - m) | M <sub>3-3</sub> (tonf - m) |
|-----------------------|-----------------------------------|-----------|-----------------------------|-----------------------------|
| Gravedad              | U1=1.4CM+1.7CV                    | 103.40014 | 5.76801                     | -3.89688                    |
| Sismo XX              | U2=1.25(CM+CV)+SIS <sub>x-x</sub> | 152.3932  | 62.79775                    | 12.50495                    |
|                       | U3=1.25(CM+CV)-SIS <sub>x-x</sub> | 23.3038   | -53.1093                    | -18.9055                    |
|                       | U4=0.9CM+SIS <sub>x-x</sub>       | 112.76616 | 60.41401                    | 14.33882                    |
|                       | U5=0.9CM-SIS <sub>x-x</sub>       | -16.32324 | -55.493                     | -17.0716                    |
| Sismo YY              | U2=1.25(CM+CV)+SIS <sub>y-y</sub> | 140.8236  | 51.05005                    | 8.53185                     |
|                       | U3=1.25(CM+CV)-SIS <sub>y-y</sub> | 34.8734   | -41.3616                    | -14.9324                    |
|                       | U4=0.9CM+SIS <sub>y-y</sub>       | 101.19656 | 48.66631                    | 10.36572                    |
|                       | U5=0.9CM-SIS <sub>y-y</sub>       | -4.75364  | -43.7453                    | -13.0985                    |

Mediante hojas de cálculo se desarrolló el diagrama de interacción, para ambas direcciones.

**Tabla 52 — Combinaciones de diseño dirección X-X, columna B-6**

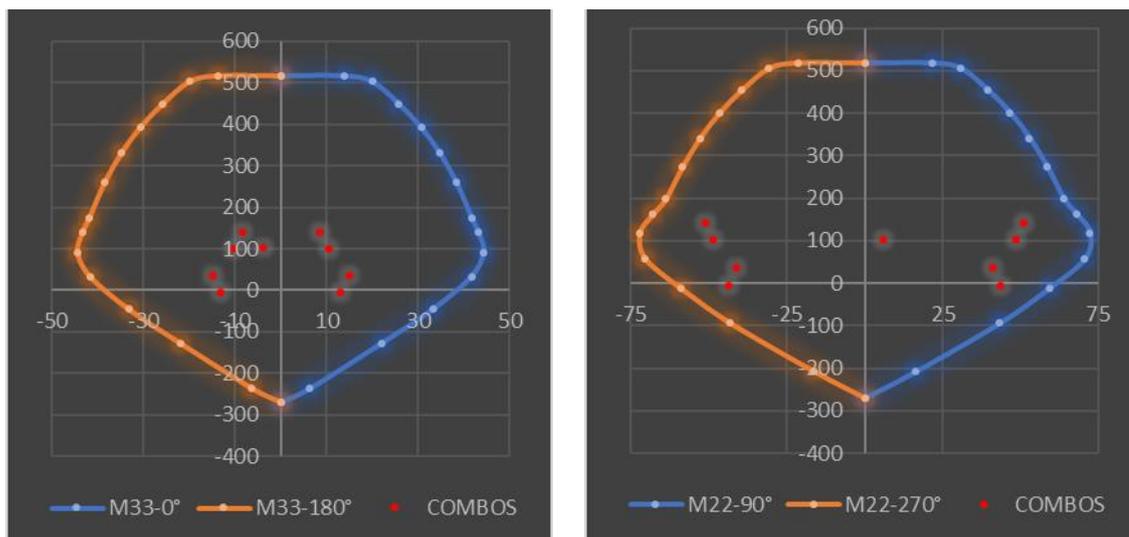
| Dirección de análisis | Combos                            | P (tonf)  | M <sub>2-2</sub> (tonf - m) | M <sub>3-3</sub> (tonf - m) |
|-----------------------|-----------------------------------|-----------|-----------------------------|-----------------------------|
| Gravedad              | U1=1.4CM+1.7CV                    | 103.40014 | 5.76801                     | -3.89688                    |
| Sismo X_X Positivo    | U2=1.25(CM+CV)+SIS <sub>x-x</sub> | 152.3932  | 62.79775                    | 12.50495                    |
|                       | U3=1.25(CM+CV)-SIS <sub>x-x</sub> | 23.3038   | -53.1093                    | -18.9055                    |
|                       | U4=0.9CM+SIS <sub>x-x</sub>       | 112.76616 | 60.41401                    | 14.33882                    |
|                       | U5=0.9CM-SIS <sub>x-x</sub>       | -16.32324 | -55.493                     | -17.0716                    |
| Sismo X_X Negativo    | U2=1.25(CM+CV)+SIS <sub>x-x</sub> | 152.3932  | -62.7978                    | -12.505                     |
|                       | U3=1.25(CM+CV)-SIS <sub>x-x</sub> | 23.3038   | 53.10925                    | 18.90545                    |
|                       | U4=0.9CM+SIS <sub>x-x</sub>       | 112.76616 | -60.414                     | -14.3388                    |
|                       | U5=0.9CM-SIS <sub>x-x</sub>       | -16.32324 | 55.49299                    | 17.07158                    |



**Figura 61 — Diagrama de interacción sentido X-X, columna B-6**

**Tabla 53 — Combinaciones de diseño dirección Y-Y, columna B-6**

| Dirección de análisis | Combos                | P (tonf)  | M <sub>2-2</sub> (tonf - m) | M <sub>3-3</sub> (tonf - m) |
|-----------------------|-----------------------|-----------|-----------------------------|-----------------------------|
| Gravedad              | U1=1.4CM+1.7CV        | 103.40014 | 5.76801                     | -3.89688                    |
| Sismo Y_Y positivo    | U2=1.25(CM+CV)+SISy-y | 140.8236  | 51.05005                    | 8.53185                     |
|                       | U3=1.25(CM+CV)-SISy-y | 34.8734   | -41.3616                    | -14.9324                    |
|                       | U4=0.9CM+SISy-y       | 101.19656 | 48.66631                    | 10.36572                    |
|                       | U5=0.9CM-SISy-y       | -4.75364  | -43.7453                    | -13.0985                    |
| Sismo Y_Y negativo    | U2=1.25(CM+CV)+SISy-y | 140.8236  | -51.0501                    | -8.53185                    |
|                       | U3=1.25(CM+CV)-SISy-y | 34.8734   | 41.36155                    | 14.93235                    |
|                       | U4=0.9CM+SISy-y       | 101.19656 | -48.6663                    | -10.3657                    |
|                       | U5=0.9CM-SISy-y       | -4.75364  | 43.74529                    | 13.09848                    |



**Figura 62 — Diagrama de interacción, sentido Y-Y, columna B-6**

Este análisis se desarrolló para todas las columnas y por cada nivel.

**Tabla 54 — Acero existente y necesario en columnas del primer nivel**

| Tipo | Columna C2            |                             |                             | Tipo | Columna C2            |                             |                             |
|------|-----------------------|-----------------------------|-----------------------------|------|-----------------------|-----------------------------|-----------------------------|
|      | Acero existente (cm2) | Acero necesario (sin sismo) | Acero necesario (con sismo) |      | Acero existente (cm2) | Acero necesario (sin sismo) | Acero necesario (con sismo) |
| A-6  | 51.00                 | 24.00                       | 56.68                       | B-7  | 51.00                 | 24.00                       | 56.68                       |
| A-7  | 51.00                 | 24.00                       | 46.48                       | B-8  | 51.00                 | 24.00                       | 56.68                       |
| A-8  | 51.00                 | 24.00                       | 36.28                       | B-9  | 51.00                 | 24.00                       | 56.68                       |
| A-9  | 51.00                 | 24.00                       | 36.28                       | B-10 | 51.00                 | 24.00                       | 36.28                       |
| A-10 | 51.00                 | 24.00                       | 46.48                       | B-11 | 51.00                 | 24.00                       | 56.68                       |
| A-11 | 51.00                 | 24.00                       | 30.60                       | C-6  | 51.00                 | 24.00                       | 71.40                       |
| B-6  | 51.00                 | 24.00                       | 71.40                       | C-11 | 51.00                 | 24.00                       | 40.80                       |

| Tipo<br>Eje | Columna C3            |                             |                             | Tipo<br>Eje | Columna C5            |                             |                             |
|-------------|-----------------------|-----------------------------|-----------------------------|-------------|-----------------------|-----------------------------|-----------------------------|
|             | Acero existente (cm2) | Acero necesario (sin sismo) | Acero necesario (con sismo) |             | Acero existente (cm2) | Acero necesario (sin sismo) | Acero necesario (con sismo) |
| C-7         | 51.00                 | 12.57                       | 40.80                       | E-10'       | 30.60                 | 24.00                       | 51.00                       |
| C-8         | 51.00                 | 12.57                       | 40.80                       | E-11'       | 30.60                 | 24.00                       | 51.00                       |
| C-9         | 51.00                 | 12.57                       | 40.80                       | D-11'       | 30.60                 | 24.00                       | 51.00                       |
| C-10        | 51.00                 | 12.57                       | 40.80                       |             |                       |                             |                             |

• Análisis de columnas – Segundo nivel

Tabla 55 — Acero existente y necesario en columnas del segundo nivel

| Tipo<br>Eje | Columna C2            |                             |                             | Tipo<br>Eje | Columna C2            |                             |                             |
|-------------|-----------------------|-----------------------------|-----------------------------|-------------|-----------------------|-----------------------------|-----------------------------|
|             | Acero existente (cm2) | Acero necesario (sin sismo) | Acero necesario (con sismo) |             | Acero existente (cm2) | Acero necesario (sin sismo) | Acero necesario (con sismo) |
| A-6         | 40.80                 | 24.00                       | 30.60                       | B-7         | 40.80                 | 24.00                       | 30.60                       |
| A-7         | 40.80                 | 24.00                       | 30.60                       | B-8         | 40.80                 | 24.00                       | 30.60                       |
| A-8         | 40.80                 | 24.00                       | 30.60                       | B-9         | 40.80                 | 24.00                       | 30.60                       |
| A-9         | 40.80                 | 24.00                       | 30.60                       | B-10        | 40.80                 | 24.00                       | 30.60                       |
| A-10        | 40.80                 | 24.00                       | 30.60                       | B-11        | 40.80                 | 24.00                       | 30.60                       |
| A-11        | 40.80                 | 24.00                       | 30.60                       | C-6         | 40.80                 | 24.00                       | 51.00                       |
| B-6         | 40.80                 | 24.00                       | 51.00                       | C-11        | 40.80                 | 24.00                       | 40.80                       |

| Tipo<br>Eje | Columna C3            |                             |                             | Tipo<br>Eje | Columna C5            |                             |                             |
|-------------|-----------------------|-----------------------------|-----------------------------|-------------|-----------------------|-----------------------------|-----------------------------|
|             | Acero existente (cm2) | Acero necesario (sin sismo) | Acero necesario (con sismo) |             | Acero existente (cm2) | Acero necesario (sin sismo) | Acero necesario (con sismo) |
| C-7         | 51.00                 | 12.57                       | 40.80                       | E-10'       | 30.60                 | 24.00                       | 30.60                       |
| C-8         | 51.00                 | 12.57                       | 30.60                       | E-11'       | 30.60                 | 24.00                       | 30.60                       |
| C-9         | 51.00                 | 12.57                       | 30.60                       | D-11'       | 30.60                 | 24.00                       | 51.00                       |
| C-10        | 51.00                 | 12.57                       | 40.80                       |             |                       |                             |                             |



• Análisis de columnas – Tercer nivel

Tabla 56 — Acero existente y necesario en columnas del tercer nivel

| Tipo | Columna C2            |                             |                             | Tipo | Columna C2            |                             |                             |
|------|-----------------------|-----------------------------|-----------------------------|------|-----------------------|-----------------------------|-----------------------------|
|      | Acero existente (cm2) | Acero necesario (sin sismo) | Acero necesario (con sismo) |      | Acero existente (cm2) | Acero necesario (sin sismo) | Acero necesario (con sismo) |
| Eje  |                       |                             |                             | Eje  |                       |                             |                             |
| A-6  | 30.60                 | 24.00                       | 26.08                       | B-7  | 30.60                 | 24.00                       | 30.60                       |
| A-7  | 30.60                 | 24.00                       | 26.08                       | B-8  | 30.60                 | 24.00                       | 26.08                       |
| A-8  | 30.60                 | 24.00                       | 26.08                       | B-9  | 30.60                 | 24.00                       | 26.08                       |
| A-9  | 30.60                 | 24.00                       | 26.08                       | B-10 | 30.60                 | 24.00                       | 26.08                       |
| A-10 | 30.60                 | 24.00                       | 26.08                       | B-11 | 30.60                 | 24.00                       | 26.08                       |
| A-11 | 30.60                 | 24.00                       | 26.08                       | C-6  | 30.60                 | 24.00                       | 30.60                       |
| B-6  | 30.60                 | 24.00                       | 30.60                       | C-11 | 30.60                 | 24.00                       | 24.00                       |

| Tipo | Columna C3            |                             |                             | Tipo  | Columna C5            |                             |                             |
|------|-----------------------|-----------------------------|-----------------------------|-------|-----------------------|-----------------------------|-----------------------------|
|      | Acero existente (cm2) | Acero necesario (sin sismo) | Acero necesario (con sismo) |       | Acero existente (cm2) | Acero necesario (sin sismo) | Acero necesario (con sismo) |
| Eje  |                       |                             |                             | Eje   |                       |                             |                             |
| C-7  | 30.60                 | 12.57                       | 30.60                       | E-10' | 30.60                 | 24.00                       | 24.00                       |
| C-8  | 30.60                 | 12.57                       | 25.50                       | E-11' | 30.60                 | 24.00                       | 24.00                       |
| C-9  | 30.60                 | 12.57                       | 25.50                       | D-11' | 30.60                 | 24.00                       | 30.60                       |
| C-10 | 30.60                 | 12.57                       | 30.60                       |       |                       |                             |                             |

• Análisis de columnas – Cuarto nivel

Tabla 57 — Acero existente y necesario en columnas del cuarto nivel

| Tipo | Columna C2            |                             |                             | Tipo | Columna C2            |                             |                             |
|------|-----------------------|-----------------------------|-----------------------------|------|-----------------------|-----------------------------|-----------------------------|
|      | Acero existente (cm2) | Acero necesario (sin sismo) | Acero necesario (con sismo) |      | Acero existente (cm2) | Acero necesario (sin sismo) | Acero necesario (con sismo) |
| Eje  |                       |                             |                             | Eje  |                       |                             |                             |
| A-6  | 30.60                 | 24.00                       | 24.00                       | B-7  | 30.60                 | 24.00                       | 24.00                       |
| A-7  | 30.60                 | 24.00                       | 24.00                       | B-8  | 30.60                 | 24.00                       | 24.00                       |
| A-8  | 30.60                 | 24.00                       | 24.00                       | B-9  | 30.60                 | 24.00                       | 24.00                       |
| A-9  | 30.60                 | 24.00                       | 24.00                       | B-10 | 30.60                 | 24.00                       | 24.00                       |
| A-10 | 30.60                 | 24.00                       | 24.00                       | B-11 | 30.60                 | 24.00                       | 24.00                       |
| A-11 | 30.60                 | 24.00                       | 24.00                       | C-6  | 30.60                 | 24.00                       | 24.00                       |
| B-6  | 30.60                 | 24.00                       | 24.00                       | C-11 | 30.60                 | 24.00                       | 24.00                       |



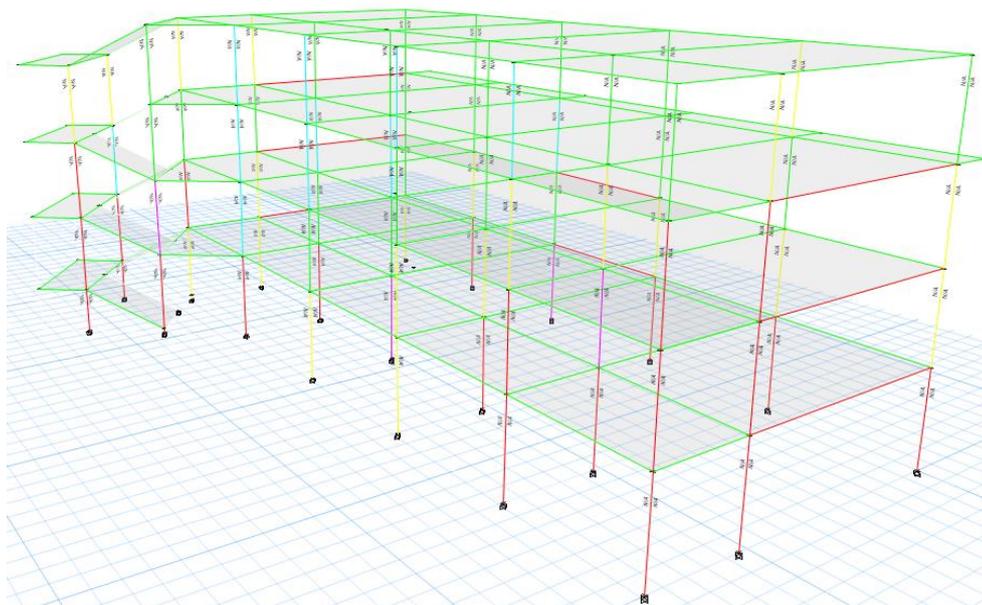
| Tipo<br>Eje | Columna C3            |                             |                             | Tipo<br>Eje | Columna C5            |                             |                             |
|-------------|-----------------------|-----------------------------|-----------------------------|-------------|-----------------------|-----------------------------|-----------------------------|
|             | Acero existente (cm2) | Acero necesario (sin sismo) | Acero necesario (con sismo) |             | Acero existente (cm2) | Acero necesario (sin sismo) | Acero necesario (con sismo) |
| C-7         | 30.60                 | 12.57                       | 12.57                       | E-10'       | 30.60                 | 24.00                       | 24.00                       |
| C-8         | 30.60                 | 12.57                       | 12.57                       | E-11'       | 30.60                 | 24.00                       | 24.00                       |
| C-9         | 30.60                 | 12.57                       | 12.57                       | D-11'       | 30.60                 | 24.00                       | 24.00                       |
| C-10        | 30.60                 | 12.57                       | 12.57                       |             |                       |                             |                             |

**e. Evaluación del tipo de falla**

Las edificaciones de concreto armado presentan fallas de tipo frágil y dúctil, la determinación de esta dependerá de los primeros elementos estructurales en fallar, si se da en las columnas será una falla frágil y de darse en las vigas será de tipo dúctil.

El análisis de la posible falla de la edificación se determinó con ayuda del programa computacional y las ecuaciones descritas en el capítulo anterior.

En la figura N° 63 se marcan con color rojo los elementos que fallan primero.



**Figura 63 — Verificación de la capacidad resistente de las columnas y vigas**

Debido al mayor momento flexionante causado por el sismo, se produce mayor daño en una de las direcciones de las columnas, este sentido se evalúa determinando el módulo de sección y momento de inercia de cada elemento.



Tabla 58 — Módulo de sección y momento de inercia de columnas

| Tipo  | B (cm)    | H (cm) | I <sub>xx</sub> (cm <sup>4</sup> ) | I <sub>yy</sub> (cm <sup>4</sup> ) | Z <sub>x</sub> = I <sub>xx</sub> /c (cm <sup>3</sup> ) | Z <sub>y</sub> =I <sub>yy</sub> /c (cm <sup>3</sup> ) |
|-------|-----------|--------|------------------------------------|------------------------------------|--|---|
| C - 2 | 40.00     | 60.00  | 720000.00                          | 320000.00                          | 24000.00   | 16000.00  |
| C - 3 | D = 40.00 |        | 125663.70                          | 125663.70                          | 20943.95   | 20943.95  |
| C - 5 | 40.00     | 60.00  | 720000.00                          | 320000.00                          | 24000.00   | 16000.00  |

#### f. Evaluación de la falla por columna cautiva o corta

Con el propósito de evaluar los efectos que producen los muros de tabiquería adyacente a los elementos estructurales y que no se encuentren debidamente aislados, se calculó la rigidez de las columnas con su longitud total y acortada por los vanos.

Los cálculos de las rigideces fueron realizados en función de las ecuaciones descritas en el capítulo anterior.

**Tabla 59 — Relación de rigidez de columna total y corta**

| Eje                          | Tramo | L <sub>CT</sub><br>(m) | L <sub>CC</sub><br>(m) | I <sub>XX</sub> (m <sup>4</sup> ) | I <sub>YY</sub> (m <sup>4</sup> ) | Longitud Total   |                  | Longitud Corta   |                  | Relación de K                      |                                    |
|------------------------------|-------|------------------------|------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------------------------|------------------------------------|
|                              |       |                        |                        |                                   |                                   | K <sub>XLT</sub> | K <sub>YLT</sub> | K <sub>XLC</sub> | K <sub>YLC</sub> | K <sub>XLC</sub> /K <sub>XLT</sub> | K <sub>YLC</sub> /K <sub>YLT</sub> |
|                              |       |                        |                        |                                   |                                   | Tn/m             | Tn/m             | Tn/m             | Tn/m             |                                    |                                    |
| <b>Primer piso</b>           |       |                        |                        |                                   |                                   |                  |                  |                  |                  |                                    |                                    |
| A-A                          | 6-7   | 2.90                   | 1.10                   | 0.0072                            | 0.0032                            | 9431.19          | 4191.64          | 172815.31        | 76806.81         | 18.32                              | 18.32                              |
|                              | 7-8   | 2.90                   | 2.50                   | 0.0072                            | 0.0032                            | 9431.185         | 4191.64          | 14721.0996       | 6542.71095       | 1.5609                             | 1.5609                             |
|                              | 9-10  |                        |                        |                                   |                                   |                  |                  |                  |                  |                                    |                                    |
| B-B                          | 6-7   | 2.90                   | 1.20                   | 0.0072                            | 0.0032                            | 9431.185         | 4191.64          | 133111.7951      | 59160.7978       | 14.114                             | 14.114                             |
|                              | 7-8   |                        |                        |                                   |                                   |                  |                  |                  |                  |                                    |                                    |
|                              | 8-9   |                        |                        |                                   |                                   |                  |                  |                  |                  |                                    |                                    |
|                              | 9-10  |                        |                        |                                   |                                   |                  |                  |                  |                  |                                    |                                    |
| 11-11                        | A-B   | 2.70                   | 0.40                   | 0.0072                            | 0.0032                            | 11686.08         | 5193.81          | 3594018.47       | 1597341.54       | 307.55                             | 307.55                             |
| <b>Segundo piso</b>          |       |                        |                        |                                   |                                   |                  |                  |                  |                  |                                    |                                    |
| A-A                          | 6-7   | 2.80                   | 1.20                   | 0.0072                            | 0.0032                            | 10478.19         | 4656.97          | 133111.7951      | 59160.7978       | 12.7037                            | 12.7037                            |
|                              | 7-8   |                        |                        |                                   |                                   |                  |                  |                  |                  |                                    |                                    |
| B-B                          | 6-7   | 2.80                   | 1.20                   | 0.0072                            | 0.0032                            | 10478.19         | 4656.97          | 133111.7951      | 59160.7978       | 12.7037                            | 12.7037                            |
|                              | 7-8   |                        |                        |                                   |                                   |                  |                  |                  |                  |                                    |                                    |
|                              | 8-9   |                        |                        |                                   |                                   |                  |                  |                  |                  |                                    |                                    |
|                              | 9-10  |                        |                        |                                   |                                   |                  |                  |                  |                  |                                    |                                    |
| 11-11                        | A-B   | 2.60                   | 0.40                   | 0.0072                            | 0.0032                            | 13087.00         | 5816.45          | 3594018.47       | 1597341.54       | 274.63                             | 274.63                             |
| <b>Tercer al cuarto piso</b> |       |                        |                        |                                   |                                   |                  |                  |                  |                  |                                    |                                    |
| B-B                          | 6-7   | 2.80                   | 1.20                   | 0.0072                            | 0.0032                            | 10478.19         | 4656.97          | 133111.7951      | 59160.7978       | 12.7037                            | 12.7037                            |
|                              | 7-8   |                        |                        |                                   |                                   |                  |                  |                  |                  |                                    |                                    |
|                              | 8-9   |                        |                        |                                   |                                   |                  |                  |                  |                  |                                    |                                    |
|                              | 9-10  |                        |                        |                                   |                                   |                  |                  |                  |                  |                                    |                                    |
| 11-11                        | A-B   | 2.60                   | 0.40                   | 0.0072                            | 0.0032                            | 13087.00         | 5816.45          | 3594018.47       | 1597341.54       | 274.63                             | 274.63                             |

## V. Evaluación del estado actual de la edificación

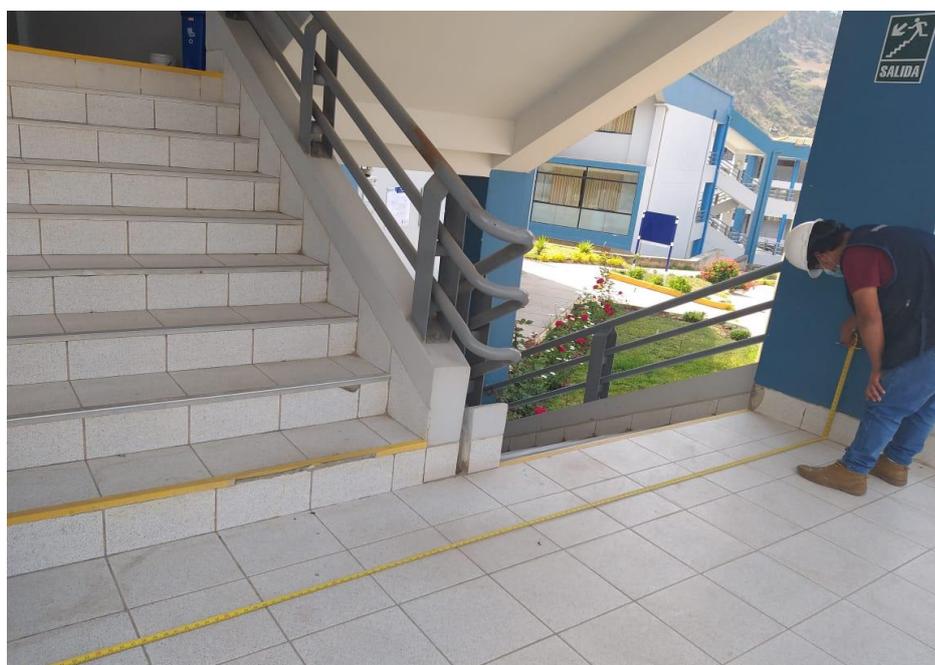
Mediante la verificación insitu a la edificación en estudio, se logró evaluar su estado actual. Se constató que la edificación se encuentra en buenas condiciones, no presentando grietas ni fisuraciones excesivas, esto debido al mantenimiento que se le viene dando en los últimos años.



Figura 64 — Vista de la fachada principal, bloque I



Figura 65 — Vista de la fachada principal, bloque II



**Figura 66 — Vista de escaleras**



**Figura 67 — Vista de junta de aislamiento de tabiques**

## VI. Evaluación de la inestabilidad de tabiques

La determinación de la inestabilidad de tabiques presentes en la edificación, se realizó comparando los momentos actuantes y resistentes.

### a. Periodos de vibración de la estructura

Los periodos fundamentales de vibración del modelo estructural de la edificación se presentan en la tabla N°60.

**Tabla 60 — Periodos de vibración de la edificación**

| Modos  | Tipos de modo                   | Periodo (Seg) |
|--------|---------------------------------|---------------|
| Modo 1 | Traslacional<br>Dirección “X-X” | 0.521         |
| Modo 2 | Traslacional<br>Dirección “Y-”  | 0.374         |
| Modo 3 | Rotacional<br>Dirección “Z-Z”   | 0.301         |

### b. Cálculo de fuerza cortante por cada nivel

- **Cálculo del factor “k”**

Este factor le da la forma al primer modo de vibración, su valor está directamente relacionado al periodo de dicho modo.

**Tabla 61 — Factor “k”**

| Dirección de análisis | Valor de “k” |
|-----------------------|--------------|
|                       | Bloque I     |
| “X - X”               | 1.01         |
| “Y - Y”               | 1.00         |

- **Cálculo de las fuerzas sísmicas horizontales en cada nivel**

**Tabla 62 — Fuerzas cortantes en cada nivel de la edificación**

| Piso          | Bloque I              |                       |
|---------------|-----------------------|-----------------------|
|               | V <sub>x</sub> (tonf) | V <sub>y</sub> (tonf) |
| Cuarto nivel  | 89.88                 | 89.48                 |
| Tercer nivel  | 188.26                | 187.71                |
| Segundo nivel | 249.81                | 249.41                |
| Primer nivel  | 291.52                | 291.51                |

### c. Fuerza sísmica horizontal de diseño



Se determinó la fuerza sísmica horizontal de diseño para cada nivel de la edificación y en la dirección en la que le afecta.

**Tabla 63 — Fuerzas de diseño en cada nivel**

| Dirección | Niveles                 | Bloque I     |
|-----------|-------------------------|--------------|
| X - X     | Techo 4                 | 0.3751xC1xPe |
|           | Techo 3 – cuarto nivel  | 0.2827xC1xPe |
|           | Techo 2 - Tercer nivel  | 0.1905xC1xPe |
|           | Techo 1 - Segundo nivel | 0.0988xC1xPe |
|           | Base                    | 0.2625xPe    |
| Y - Y     | Techo 4                 | 0.3735xC1xPe |
|           | Techo 3 – cuarto nivel  | 0.2822xC1xPe |
|           | Techo 2 - Tercer nivel  | 0.1910xC1xPe |
|           | Techo 1 - Segundo nivel | 0.0998xC1xPe |
|           | Base                    | 0.2625xPe    |

**d. Constatación de la inestabilidad de tabiques**

Los parámetros sísmicos considerados son los siguientes:

**Tabla 64 — Parámetros sísmicos, para la estabilidad de tabiques.**

|          |                        |
|----------|------------------------|
| Z        | 0.25                   |
| U        | 1.5                    |
| S        | 1.4                    |
| $\gamma$ | 1350 kg/m <sup>3</sup> |

Al tratarse de una edificación existente, se optó por incluir los pesos de los acabados de la tabiquería, para tener datos más conservadores, por lo que se trabajó con un peso volumétrico de muros de soga con 1 cm de tarrajeo ( $\gamma = 1,550.69 \text{ kgf}/\text{m}^3$ )

Los tabiques de mayor longitud, presentan columnetas de arriostamiento en el medio, el análisis se desarrolló para las longitudes más representativas.



Tabla 65 — Verificación de inestabilidad de tabiques de la edificación en estudio

| Tabique                        | Factores       |         | Dimensiones |      |      | Fuerza |                    | Ma     | Mr     | Condición       |
|--------------------------------|----------------|---------|-------------|------|------|--------|--------------------|--------|--------|-----------------|
|                                | C <sub>1</sub> | m       | h           | L    | t    | F      | w                  |        |        |                 |
|                                |                |         | m           | m    | m    | Ton    | Ton/m <sup>2</sup> |        |        |                 |
| <b>Primer nivel - Base</b>     |                |         |             |      |      |        |                    |        |        |                 |
| <b>Fuerza dirección X-X</b>    |                |         |             |      |      |        |                    |        |        |                 |
| M1Y                            | -              | 0.0881  | 2.70        | 3.80 | 0.20 | 0.835  | 0.081              | 0.0522 | 0.0681 | Tabique estable |
| M2Y                            | -              | 0.0881  | 2.70        | 3.80 | 0.20 | 0.835  | 0.081              | 0.0522 | 0.0681 | Tabique estable |
| M3Y                            | -              | 0.0881  | 2.70        | 3.80 | 0.20 | 0.835  | 0.081              | 0.0522 | 0.0681 | Tabique estable |
| M4Y                            | -              | 0.0747  | 2.30        | 3.80 | 0.20 | 0.711  | 0.081              | 0.0321 | 0.0681 | Tabique estable |
| <b>Fuerza dirección Y-Y</b>    |                |         |             |      |      |        |                    |        |        |                 |
| M1X                            | -              | 0.0306  | 1.80        | 5.10 | 0.20 | 0.747  | 0.081              | 0.0081 | 0.0681 | Tabique estable |
| M2X                            | -              | 0.1100  | 2.90        | 3.00 | 0.20 | 0.602  | 0.069              | 0.0640 | 0.0681 | Tabique estable |
| M3X                            | -              | 0.0953  | 1.80        | 2.30 | 0.20 | 0.337  | 0.081              | 0.0251 | 0.0681 | Tabique estable |
| M4X                            | -              | 0.1100  | 2.90        | 3.00 | 0.20 | 0.602  | 0.069              | 0.0640 | 0.0681 | Tabique estable |
| M5X                            | -              | 0.0914  | 2.90        | 3.90 | 0.20 | 0.920  | 0.081              | 0.0625 | 0.0681 | Tabique estable |
| M6X                            | -              | 0.0749  | 2.90        | 2.80 | 0.20 | 0.661  | 0.081              | 0.0513 | 0.0681 | Tabique estable |
| M7X                            | -              | 0.0433  | 1.70        | 5.10 | 0.20 | 0.706  | 0.081              | 0.0102 | 0.0681 | Tabique estable |
| M8X                            | -              | 0.0693  | 2.90        | 3.00 | 0.20 | 0.708  | 0.081              | 0.0474 | 0.0681 | Tabique estable |
| M9X                            | -              | 0.0427  | 1.70        | 5.20 | 0.20 | 0.719  | 0.081              | 0.0100 | 0.0681 | Tabique estable |
| M10X                           | -              | 0.0536  | 1.70        | 3.90 | 0.20 | 0.540  | 0.081              | 0.0126 | 0.0681 | Tabique estable |
| <b>Segundo nivel – Techo 1</b> |                |         |             |      |      |        |                    |        |        |                 |
| <b>Fuerza dirección X-X</b>    |                |         |             |      |      |        |                    |        |        |                 |
| M1Y                            | 2              | 0.07879 | 2.60        | 3.80 | 0.20 | 0.804  | 0.081              | 0.0433 | 0.0681 | Tabique estable |
| M2Y                            | 2              | 0.07879 | 2.60        | 3.80 | 0.20 | 0.804  | 0.081              | 0.0433 | 0.0681 | Tabique estable |
| M3Y                            | 2              | 0.07879 | 2.60        | 3.80 | 0.20 | 0.804  | 0.081              | 0.0433 | 0.0681 | Tabique estable |
| M4Y                            | 3              | 0.09167 | 2.20        | 3.80 | 0.20 | 0.680  | 0.081              | 0.0361 | 0.0681 | Tabique estable |
| M5Y                            | 3              | 0.05644 | 2.60        | 2.90 | 0.20 | 0.614  | 0.081              | 0.0310 | 0.0681 | Tabique estable |
| <b>Fuerza dirección Y-Y</b>    |                |         |             |      |      |        |                    |        |        |                 |
| M1X                            | 3              | 0.1250  | 1.60        | 5.10 | 0.20 | 0.664  | 0.081              | 0.0260 | 0.0681 | Tabique estable |
| M2X                            | 3              | 0.0974  | 1.60        | 3.00 | 0.20 | 0.391  | 0.081              | 0.0203 | 0.0681 | Tabique estable |
| M3X                            | 3              | 0.1250  | 0.90        | 4.30 | 0.20 | 0.315  | 0.081              | 0.0082 | 0.0681 | Tabique estable |
| M4X                            | 3              | 0.0532  | 2.80        | 3.00 | 0.20 | 0.684  | 0.081              | 0.0339 | 0.0681 | Tabique estable |
| M5X                            | 3              | 0.0750  | 2.80        | 3.90 | 0.20 | 0.889  | 0.081              | 0.0479 | 0.0681 | Tabique estable |
| M6X                            | 2              | 0.0479  | 2.80        | 2.80 | 0.20 | 0.638  | 0.081              | 0.0306 | 0.0681 | Tabique estable |
| M7X                            | 2              | 0.1250  | 1.60        | 5.10 | 0.20 | 0.664  | 0.081              | 0.0260 | 0.0681 | Tabique estable |
| M8X                            | 2              | 0.0532  | 2.80        | 3.00 | 0.20 | 0.684  | 0.081              | 0.0339 | 0.0681 | Tabique estable |
| M9X                            | 2              | 0.1250  | 1.60        | 5.20 | 0.20 | 0.677  | 0.081              | 0.0260 | 0.0681 | Tabique estable |
| M10X                           | 2              | 0.0558  | 2.80        | 3.10 | 0.20 | 0.706  | 0.081              | 0.0356 | 0.0681 | Tabique estable |
| <b>Tercer nivel -Techo 2</b>   |                |         |             |      |      |        |                    |        |        |                 |
| <b>Fuerza dirección X-X</b>    |                |         |             |      |      |        |                    |        |        |                 |
| M1Y                            | 2              | 0.0788  | 2.60        | 3.80 | 0.20 | 0.934  | 0.094              | 0.0503 | 0.0681 | Tabique estable |
| M2Y                            | 2              | 0.0788  | 2.60        | 3.80 | 0.20 | 0.934  | 0.094              | 0.0503 | 0.0681 | Tabique estable |
| M3Y                            | 2              | 0.0788  | 2.60        | 3.80 | 0.20 | 0.934  | 0.094              | 0.0503 | 0.0681 | Tabique estable |
| M4Y                            | 3              | 0.0917  | 2.20        | 3.80 | 0.20 | 1.185  | 0.142              | 0.0629 | 0.0681 | Tabique estable |
| M5Y                            | 3              | 0.0564  | 2.60        | 2.90 | 0.20 | 1.069  | 0.142              | 0.0541 | 0.0681 | Tabique estable |
| <b>Fuerza dirección Y-Y</b>    |                |         |             |      |      |        |                    |        |        |                 |



|                               |   |        |      |      |      |       |       |        |        |                   |
|-------------------------------|---|--------|------|------|------|-------|-------|--------|--------|-------------------|
| M1X                           | 3 | 0.1250 | 0.90 | 4.10 | 0.20 | 0.524 | 0.142 | 0.0144 | 0.0681 | Tabique estable   |
| M2X                           | 3 | 0.0532 | 2.80 | 3.00 | 0.20 | 1.194 | 0.142 | 0.0593 | 0.0681 | Tabique estable   |
| M3X                           | 3 | 0.1250 | 0.90 | 4.30 | 0.20 | 0.550 | 0.142 | 0.0144 | 0.0681 | Tabique estable   |
| M4X                           | 3 | 0.0532 | 2.80 | 3.00 | 0.20 | 1.194 | 0.142 | 0.0593 | 0.0681 | Tabique estable   |
| M5X                           | 3 | 0.0750 | 2.80 | 3.90 | 0.20 | 1.552 | 0.142 | 0.0836 | 0.0681 | Tabique inestable |
| M6X                           | 2 | 0.0479 | 2.80 | 2.80 | 0.20 | 0.743 | 0.095 | 0.0356 | 0.0681 | Tabique estable   |
| M7X                           | 2 | 0.1250 | 1.60 | 5.10 | 0.20 | 0.773 | 0.095 | 0.0303 | 0.0681 | Tabique estable   |
| M8X                           | 2 | 0.0532 | 2.80 | 3.00 | 0.20 | 0.796 | 0.095 | 0.0395 | 0.0681 | Tabique estable   |
| M9X                           | 2 | 0.1250 | 1.60 | 5.20 | 0.20 | 0.788 | 0.095 | 0.0303 | 0.0681 | Tabique estable   |
| M10X                          | 2 | 0.0750 | 2.80 | 3.90 | 0.20 | 1.035 | 0.095 | 0.0557 | 0.0681 | Tabique estable   |
| <b>Cuarto nivel – Techo 3</b> |   |        |      |      |      |       |       |        |        |                   |
| <b>Fuerza dirección XX</b>    |   |        |      |      |      |       |       |        |        |                   |
| M1Y                           | 2 | 0.0788 | 2.60 | 3.80 | 0.20 | 1.385 | 0.140 | 0.0747 | 0.0681 | Tabique inestable |
| M2Y                           | 2 | 0.0905 | 2.60 | 4.40 | 0.20 | 1.604 | 0.140 | 0.0858 | 0.0681 | Tabique inestable |
| M3Y                           | 2 | 0.0788 | 2.60 | 3.80 | 0.20 | 1.385 | 0.140 | 0.0747 | 0.0681 | Tabique inestable |
| M4Y                           | 3 | 0.0917 | 2.20 | 3.80 | 0.20 | 1.758 | 0.210 | 0.0933 | 0.0681 | Tabique inestable |
| M5Y                           | 3 | 0.0564 | 2.60 | 2.90 | 0.20 | 1.586 | 0.210 | 0.0802 | 0.0681 | Tabique inestable |
| <b>Fuerza dirección YY</b>    |   |        |      |      |      |       |       |        |        |                   |
| M1X                           | 3 | 0.1250 | 0.90 | 4.10 | 0.20 | 0.775 | 0.210 | 0.0213 | 0.0681 | Tabique estable   |
| M2X                           | 3 | 0.0532 | 2.80 | 3.00 | 0.20 | 1.764 | 0.210 | 0.0876 | 0.0681 | Tabique inestable |
| M3X                           | 3 | 0.1250 | 0.90 | 4.30 | 0.20 | 0.813 | 0.210 | 0.0213 | 0.0681 | Tabique estable   |
| M4X                           | 3 | 0.0532 | 2.80 | 3.00 | 0.20 | 1.764 | 0.210 | 0.0876 | 0.0681 | Tabique inestable |
| M5X                           | 3 | 0.0750 | 2.80 | 3.90 | 0.20 | 2.293 | 0.210 | 0.1235 | 0.0681 | Tabique inestable |
| M6X                           | 2 | 0.0659 | 2.80 | 3.50 | 0.20 | 1.372 | 0.140 | 0.0723 | 0.0681 | Tabique inestable |
| M7X                           | 2 | 0.1250 | 1.60 | 5.10 | 0.20 | 1.142 | 0.140 | 0.0448 | 0.0681 | Tabique estable   |
| M8X                           | 2 | 0.0532 | 2.80 | 3.00 | 0.20 | 1.176 | 0.140 | 0.0584 | 0.0681 | Tabique estable   |
| M9X                           | 2 | 0.1250 | 1.60 | 5.20 | 0.20 | 1.165 | 0.140 | 0.0448 | 0.0681 | Tabique estable   |
| M10X                          | 2 | 0.0750 | 2.80 | 3.90 | 0.20 | 1.529 | 0.140 | 0.0824 | 0.0681 | Tabique inestable |

## VII. Evaluación de la vulnerabilidad sísmica

Según la metodología planteada por el Dr. Ing. Miguel Ángel Mosqueira, se obtuvo los resultados que se muestran en la tabla N°66.

**Tabla 66 — Valores para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica**

| Parámetros                   | Calificación       | Valor |
|------------------------------|--------------------|-------|
| Comportamiento sísmico (60%) | Inadecuada         | 3     |
| Estado actual (30%)          | Buena calidad      | 1     |
| Tabiquería y parapeto (10%)  | Algunos inestables | 2     |

$$Vulnerabilidad\ sismica = 0.60x(3) + 0.30x(1) + 0.10x(2)$$

$$Vulnerabilidad\ sismica = 2.30$$

De acuerdo a la tabla N°10 y realizando la combinación de resultados, el pabellón de ingeniería de minas de la sede central de la Universidad Nacional

Micaela Bastidas de Apurímac, tiene un valor numérico de **2.3** presentando una vulnerabilidad sísmica “**ALTA**”

**Tabla 67 — Nivel de vulnerabilidad sísmica de la edificación en estudio**

| Estructural            |   |                 |   | No estructural         |   | Nivel de vulnerabilidad |
|------------------------|---|-----------------|---|------------------------|---|-------------------------|
| Comportamiento sísmico |   | Estado actual   |   | Tabiquería y parapetos |   |                         |
| Adecuado               |   | Buena calidad   | X | Todos estables         |   | ALTA                    |
| Aceptable              |   | Regular calidad |   | Algunos estables       | X |                         |
| Inadecuada             | X | Mala calidad    |   | Todos inestables       |   |                         |



## 5.2. Contrastación de hipótesis

Con los valores obtenidos y haciendo uso de la estadística descriptiva se realizó la prueba de hipótesis general de la investigación.

### 5.2.1. Hipótesis general

$H_1$ : La vulnerabilidad sísmica del diseño estructural del pabellón de ingeniería de minas de la sede central de la UNAMBA es media, de acuerdo al punto de desempeño, comportamiento sísmico, estado actual y estabilidad de tabiques que presenta.

$H_0$ : La vulnerabilidad sísmica del diseño estructural del pabellón de ingeniería de minas de la sede central de la UNAMBA no es media, de acuerdo al punto de desempeño, comportamiento sísmico, estado actual y estabilidad de tabiques que presenta.

$H_a$ : La vulnerabilidad sísmica del diseño estructural del pabellón de ingeniería de minas de la sede central de la UNAMBA es alta, de acuerdo al punto de desempeño, comportamiento sísmico, estado actual y estabilidad de tabiques que presenta.

La investigación determinó que la vulnerabilidad sísmica del diseño estructural del pabellón de ingeniería de minas de la sede central de la UNAMBA es alta, de acuerdo al punto de desempeño, comportamiento sísmico, estado actual y estabilidad de tabiques que presenta, con un nivel de significancia del 95%.

### 5.2.2. Hipótesis específica 01

$H_1$ : El desempeño del pabellón de ingeniería de minas de la sede central de la UNAMBA es de seguridad de vida, presentando daño moderado estructural.

$H_0$ : El desempeño del pabellón de ingeniería de minas de la sede central de la UNAMBA no es de seguridad de vida, y presenta daño moderado estructural.

$H_a$ : El pabellón de ingeniería de minas de la sede central de la UNAMBA no presenta un punto de desempeño.

La investigación determinó que el pabellón de ingeniería de minas de la sede central de la UNAMBA, no presenta desempeño estructural debido al grave problema de irregularidad torsional que presenta.

### 5.2.3. Hipótesis específica 2

$H_1$ : El pabellón de ingeniería de minas de la sede central de la UNAMBA no tiene un buen comportamiento sísmico pudiendo presentar fallas ante un evento sísmico severo.

$H_0$ : El pabellón de ingeniería de minas de la sede central de la UNAMBA si tiene un buen comportamiento sísmico, no pudiendo presentar fallas ante un evento sísmico severo.

La investigación constato que el pabellón de ingeniería de minas de la sede central de la UNAMBA presenta irregularidad torsional y un sistema estructural inadecuado, presentando un inadecuado comportamiento sísmico.

### 5.2.4. Hipótesis específica 3

$H_1$ : El pabellón de ingeniería de minas de la sede central de la UNAMBA se encuentra en buenas condiciones estructurales.

$H_0$ : El pabellón de ingeniería de minas de la sede central de la UNAMBA no se encuentra en buenas condiciones estructurales.

Mediante la presente investigación se verifico que el pabellón de ingeniería de minas de la sede central de la UNAMBA se encuentra en buenas condiciones estructurales.

### 5.2.5. Hipótesis específica 4

$H_1$ : Los tabiques del pabellón de ingeniería de minas de la sede central de la UNAMBA, son inestables ante cargas perpendiculares a su plano.

$H_0$ : Los tabiques del pabellón de ingeniería de minas de la sede central de la UNAMBA, son estables ante cargas perpendiculares a su plano.

La investigación comprobó que los tabiques del pabellón de ingeniería de minas de la sede central de la UNAMBA, son estables ante cargas perpendiculares a su plano.



### 5.3. Discusión de resultados

#### 5.3.1. Resultados del ensayo de esclerómetro

En la tabla N°68, se muestran los resultados de la ejecución del ensayo de esclerometría realizados en los elementos estructurales (vigas y columnas). Con el propósito de obtener valores más conservadores este ensayo se desarrolló a los bloques I y II de la edificación. El promedio de las diez lecturas de todos los elementos ensayados no difiere de más de seis unidades. Por tanto, el promedio es relacionado con el ángulo de aplicación y el valor de R, con el que se estima la resistencia a la compresión del concreto.

**Tabla 68 — Resumen de resultados del ensayo de esclerometría**

| Elemento estructural | Lectura de disparo |    |    |    |    |    |    |    |    |    | Promedio | Estimación $kgf/cm^2$ | % Resistencia |        |
|----------------------|--------------------|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----------|-----------------------|---------------|--------|
|                      | 1                  | 2  | 3  | 4  | 5  | 6  | 7  | 8  | 9  | 10 |          |                       |               |        |
| Columna              | C5-BI-1            | 37 | 38 | 40 | 38 | 37 | 38 | 40 | 37 | 37 | 41       | 38                    | 382.40        | 182.09 |
|                      | C2-BI-1            | 41 | 39 | 38 | 39 | 38 | 38 | 39 | 38 | 42 | 41       | 39                    | 402.79        | 191.80 |
|                      | C2-BII-1           | 42 | 38 | 39 | 38 | 39 | 38 | 40 | 41 | 39 | 40       | 39                    | 402.79        | 191.80 |
|                      | C5-BII-1           | 38 | 39 | 38 | 39 | 38 | 38 | 39 | 38 | 40 | 36       | 38                    | 382.40        | 182.09 |
| Viga                 | VP-BI-1            | 36 | 37 | 38 | 40 | 37 | 38 | 37 | 38 | 37 | 36       | 37                    | 362.00        | 172.38 |
|                      | VP-BI-1            | 35 | 37 | 38 | 36 | 36 | 37 | 35 | 37 | 38 | 35       | 36                    | 342.63        | 163.16 |
|                      | VP-BII-1           | 36 | 37 | 36 | 36 | 37 | 36 | 35 | 37 | 38 | 35       | 36                    | 342.63        | 172.38 |
|                      | VP-BII-1           | 37 | 39 | 37 | 37 | 38 | 38 | 37 | 38 | 36 | 36       | 37                    | 362.00        | 163.16 |

Según se aprecia en la tabla N°68, los resultados reflejan que las columnas presentan mayor resistencia a la compresión que las vigas. En la etapa de diseño, estos elementos especifican una resistencia de  $210 kgf/cm^2$ .

El mayor valor obtenido en este ensayo es de  $402.79 kgf/cm^2$ , pertenecientes a las columnas, su aumento en porcentaje resulta de aproximadamente de 91%, es decir su resistencia presenta un adicional.

“Se ha demostrado que la resistencia a la compresión aumenta con el envejecimiento, hasta por 50 años, si existe humedad” (QUIROZ CRESPO, y otros, 2006).

En ese sentido se puede deducir que la resistencia a la compresión del concreto, aumenta con la edad de manera significativa.



En la tabla N°69, se muestra el desarrollo de la resistencia en función a los 28 días, es decir los valores se toman como el 100% y todos los demás envejecimientos se basan en esta misma cantidad de días. De esta manera para los tres primeros días solo alcanza el 35 % de su resistencia, para los siete días un 59%, en el caso de tres meses y un año aumenta en 35% y 61% respectivamente con respecto a los 28 días.

**Tabla 69 — Desarrollo de la Resistencia a los 28 días**

| Tipo de prueba | Envejecimiento en la prueba |        |         |         |       |
|----------------|-----------------------------|--------|---------|---------|-------|
|                | 3 días                      | 7 días | 28 días | 3 meses | 1 año |
| De compresión  | 35                          | 59     | 100     | 135     | 161   |
| De flexión     | 53                          | 71     | 100     | 126     | 143   |
| De tracción    | 46                          | 68     | 100     | 121     | 150   |

De esta manera se justifica el aumento de la resistencia a la compresión del concreto con el paso del tiempo, a ello se suman su curado y calidad de los materiales empleados en su preparación. La edificación en estudio viene prestando servicios interrumpidamente durante 13 años.

Por esta razón los resultados se analizan estadísticamente para poder elegir resistencias y de esta manera poder analizar su influencia en edificaciones existentes.

### 5.3.2. Análisis estadístico para los resultados de la muestra

La incertidumbre que existe para determinar la resistencia a la compresión del concreto de una estructura existente, puede ser compensada con el análisis estadístico de los ensayos realizados. De esta manera se logra hacer inferencias ayudando a tomar decisiones con un grado de confianza.

#### I. Medidas de tendencia central

Tiene el objetivo de localizar el centro de la información y las más destacadas son la media y media.

**Tabla 70 — Resultados del ensayo de esclerometría**

| Elemento estructural | Estimación $kgf/cm^2$ |
|----------------------|-----------------------|
| vigas y columnas     | 342.63                |
|                      | 342.63                |
|                      | 362.00                |
|                      | 362.00                |
|                      | 382.40                |
|                      | 382.40                |
|                      | 402.79                |
| 402.79               |                       |
| <b>Mediana</b>       | <b>372.20</b>         |
| <b>Media</b>         | <b>372.45</b>         |

## II. Medida de dispersión

Brinda una ayuda en observar el grado de variación de los datos, así como la homogeneidad. La mayor importancia de esta investigación es la desviación estándar de la muestra.

### a) Rango o recorrido ( $R_e$ )

Representa la diferencia entre el valor máximo y mínimo de los datos de la muestra.

$$R_e = X_{max} - X_{min} = 402.79 - 342.63 = 60.16 \text{ kgf/cm}^2$$

### b) Desviación estándar

El valor de la desviación estándar usualmente presenta un valor positivo, es únicamente igual a cero cuando todos los valores son iguales, su valor puede aumentar de manera drástica con la inclusión de uno o más valores extremos (valores que se encuentran muy lejos de los demás).

Teniendo los valores de las variables se procede a remplazarlas en la ecuación presentada en el capítulo anterior, de esta manera se logra obtener el valor de la desviación estándar muestral para la estimación de la resistencia a la compresión del concreto.

$$s = \sqrt{\frac{(372.45 - 342.63)^2 + (372.45 - 342.63)^2 + (372.45 - 362)^2 + (372.45 - 362)^2 + (372.45 - 382.40)^2 + (372.45 - 382.40)^2 + (372.45 - 402.79)^2 + (372.45 - 402.79)^2}{8 - 1}}$$

$$s = 24.012$$



El valor de la desviación estándar de la muestra resulta  $24.012 \text{ kgf/cm}^2$ . De este valor se puede deducir que existe una variación no muy significativa de la resistencia a la compresión del concreto.

### III. Prueba de normalidad de distribución

La prueba de normalidad es esencial en la estadística, esto debido a que los datos se concentran en torno a la media. De la misma manera presenta un tipo de distribución representativa para lograr hacer inducciones de una muestra de una población.

“En la actualidad, el análisis cuantitativo de los datos se lleva a cabo por computadora u ordenador. Ya casi casi nadie lo hace de forma manual ni aplicando formulas, en especial si hay un volumen considerable de datos” (HERNÁNDEZ SAMPIERI, y otros, 2014).

La prueba de normalidad fue realizada y verificada mediante el uso de softwares estadísticos tales como EasyFit.V 5.5 y Minitab V. 19.

A continuación, se muestra en la figura N°68 la distribución que tiene mejor ajuste, lográndose apreciar que es al modelo de distribución normal o gaussiana.

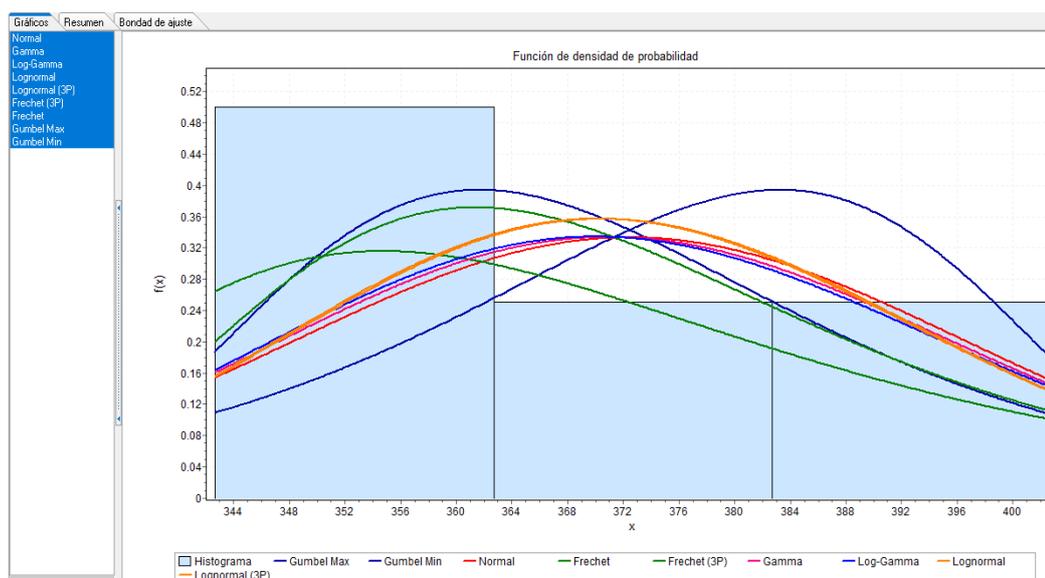
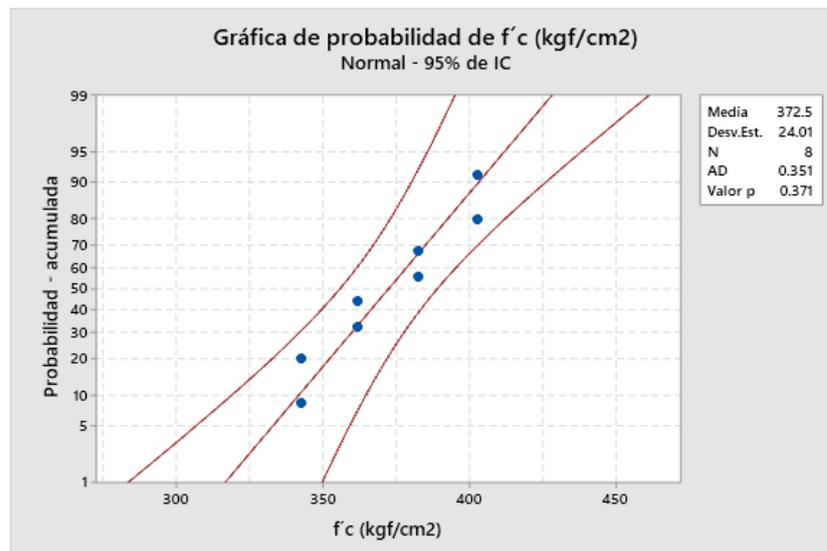


Figura 68 — Distribuciones estadísticas

Se desarrolló la prueba de normalidad de Anderson – Darling, con el propósito de verificar si los resultados de la muestra siguen una distribución normal. Los criterios a cumplir para las hipótesis sobre el cumplimiento de la distribución normal son los siguientes:

$p < 0.05 \rightarrow$  Los datos de la muestra no siguen una distribución normal de frecuencias.

A continuación, se presenta los resultados de la prueba en relacionar los valores de la muestra con la probabilidad acumulada. A si mismos se muestra los resultados de la desviación estándar, la media y el parámetro para determinar la normalidad de la distribución ( $p$ ) de 0.371.



**Figura 69 — Prueba de normalidad**

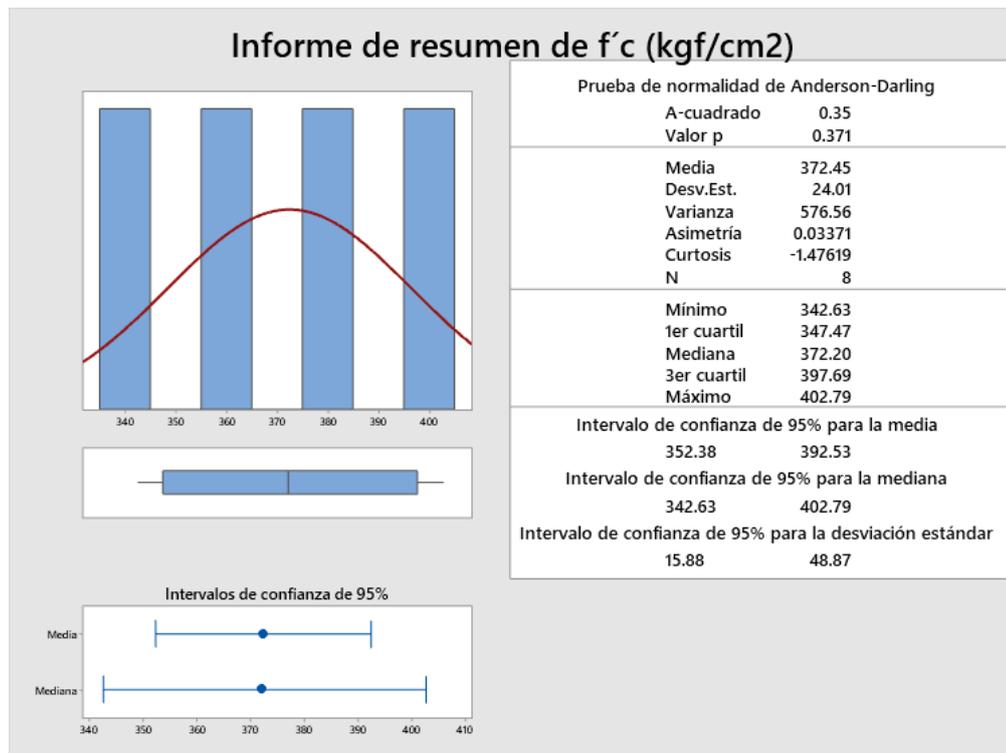
Los resultados mostrados en la figura N°69 indican que el valor de  $p \geq 0.05$ , por lo que se concluye que los datos pertenecientes a la muestra proceden de una distribución normal. A sí mismo en la curva de distribución normal se corrobora el promedio aritmético y la respectiva desviación estándar.

“Si una variable aleatoria continua tiene una distribución con una gráfica simétrica y en forma de campana, y puede expresarse por medio de la siguiente formula, decimos que tiene una distribución normal” (TRIOLA, 2009 pág. 246).

$$y = \frac{e^{-1/2\left(\frac{x-\bar{x}}{s}\right)^2}}{s \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot g$$

La distribución normal tiene la particularidad de estar determinada por dos parámetros: La desviación estándar ( $\sigma$ ) y la media ( $\mu$ ), el resultado es una distribución de probabilidad continua que presenta la forma de una campana, dado que los valores se acercan a la media de dicha muestra.





**Figura 70 — Resumen**

La gran ventaja que resulta cuando los valores siguen una distribución normal es que se logra determinar los valores muestrales máximos y mínimo, dentro de la desviación estándar de la media en un nivel de confianza al 95%.

En ese sentido, teniendo el valor mínimo y máximo muestral y considerando los estudios de Quiroz Crespo y Salamanca Osuna, con respecto al aumento de la resistencia a la compresión del concreto por envejecimiento, se eligió para el presente trabajo de investigación la resistencia a la compresión al concreto de  $315 \text{ kgf/cm}^2$ .

### 5.3.3. Metodología no lineal

#### I. Análisis estático no lineal (Pushover)

El pabellón de ingeniería de minas de la sede central de la UNAMBA, se encuentra compuesto por dos bloques (bloque I y II), presenta un sistema estructural de tipo a porticado el cual no es el adecuado para este tipo de edificaciones según la NTP E 030, adicional a ello presenta irregularidad torsional el cual genera una mayor incertidumbre sobre su real comportamiento ante un evento sísmico.

Por lo señalado en el párrafo anterior los modos fundamentales de vibración que presenta la edificación no son los más representativos, bajo ese concepto

la aplicación de un análisis estático no lineal no es recomendable, visto que los resultados obtenidos (curva de capacidad y punto de desempeño) no se ajustan a la realidad.

a continuación, se presenta los periodos naturales con sus respectivas masas efectivas que se encuentran asociadas a las diferentes formas modales, para ello se muestra los resultados incluyendo la rigidez efectiva y otro sin esta.

**Tabla 71 — Periodo sin rigidez efectiva**

| Modo | Periodo | Masa colaborante (% del total) |        |        |
|------|---------|--------------------------------|--------|--------|
|      |         | UX (%)                         | UY (%) | RZ (%) |
| 1    | 0.5210  | 0.4618                         | 0.1604 | 0.2517 |
| 2    | 0.3740  | 0.3721                         | 0.4936 | 0.0518 |
| 3    | 0.3000  | 0.0732                         | 0.2467 | 0.5657 |
| 4    | 0.2300  | 0.0223                         | 0.0032 | 0.0083 |
| 5    | 0.2110  | 0.0000                         | 0.0011 | 0.0005 |
| 6    | 0.2020  | 0.0003                         | 0.0025 | 0.0003 |
| 7    | 0.1920  | 0.0081                         | 0.0010 | 0.0029 |
| 8    | 0.1830  | 0.0116                         | 0.0051 | 0.0062 |
| 9    | 0.1730  | 0.0001                         | 0.0198 | 0.0129 |
| 10   | 0.1670  | 0.0003                         | 0.0004 | 0.0032 |
| 11   | 0.1630  | 0.0001                         | 0.0000 | 0.0002 |
| 12   | 0.1630  | 0.0009                         | 0.0000 | 0.0012 |

**Tabla 72 — Periodo con rigidez efectiva**

| Modo | Periodo | Masa colaborante (% del total) |        |        |
|------|---------|--------------------------------|--------|--------|
|      |         | UX (%)                         | UY (%) | RZ (%) |
| 1    | 0.6980  | 0.3173                         | 0.2157 | 0.2987 |
| 2    | 0.4270  | 0.4828                         | 0.4028 | 0.0209 |
| 3    | 0.3510  | 0.0905                         | 0.2681 | 0.5363 |
| 4    | 0.2390  | 0.0516                         | 0.0113 | 0.0224 |
| 5    | 0.2120  | 0.0000                         | 0.0044 | 0.0010 |
| 6    | 0.2060  | 0.0107                         | 0.0151 | 0.0094 |
| 7    | 0.2020  | 0.0024                         | 0.0008 | 0.0005 |
| 8    | 0.1890  | 0.0000                         | 0.0023 | 0.0007 |
| 9    | 0.1780  | 0.0055                         | 0.0187 | 0.0131 |
| 10   | 0.1760  | 0.0010                         | 0.0101 | 0.0149 |
| 11   | 0.1680  | 0.0002                         | 0.0000 | 0.0044 |
| 12   | 0.1630  | 0.0000                         | 0.0000 | 0.0005 |

En las tablas N°71 y 72, se observa que la masa participativa en el primer modo no supera ni el 50%, más al contrario la rotación en la dirección Z toma importancia desde el primer modo, esto se da por la irregularidad torsional que presenta la estructura.

La mejor manera de garantizar un comportamiento conveniente de las estructuras frente a una demanda sísmica, es sin duda diseñarla de manera regular.

“Esta clasificación (regular e irregular), puede tener consecuencias en el diseño sísmico, ya que el método a utilizar (AENL), estará relacionada con el tipo de irregularidad o de regularidad. Se podrá utilizar un método mucho más fácil si la estructura es regular, ya que, si la estructura posee alta irregularidad, será necesario utilizar un análisis dinámico en tres dimensiones” (GUEVARA MORALES, y otros, 2006 pág. 100).



“La estructura debe ser regular en planta con respecto a dos ejes ortogonales, de acuerdo a su rigidez lateral o distribución de masa. La configuración en planta debe de ser compacta de manera que la rigidez en planta no se vea afectada, solo así la configuración en planta será la adecuada” (EUROCODIGO CEN, 2002).

“Los efectos de los modos altos no deben de ser significativos, Para determinar si los modos superiores son significativos, un modelo de análisis del espectro de respuesta se realizará para la estructura que utiliza modos suficientes para producir una participación masiva del 90%. Un segundo análisis del espectro de respuesta también será realizado, considerando solo el primer modo participación” (ASCE/SEI 41-13, 2014 pág. 119).

Es así como se concluye que, en el edificio del pabellón de ingeniería de minas de la sede central de la Universidad Nacional Micaela Bastidas de Apurímac, no es factible utilizar un análisis estático no lineal.

## **II. Análisis dinámico no lineal (Tiempo - Historia)**

“El análisis Dinámico No Lineal (ADNL), deberá estar permitido para todas las estructuras. Cuando se utilice el procedimiento ADNL, la autoridad competente deberá considerar el requisito de revisión y aprobación por parte de un ingeniero externo independiente con experiencia en diseño sísmico y procedimientos no lineales” (ASCE/SEI 41-13, 2014 pág. 119).

Como menciona el código ASCE/SEI 41-13, el problema torsional que presenta la edificación, no es impedimento para conocer su comportamiento sísmico cuando se aplica un análisis Dinámico No Lineal (ADNL).

Por fines académicos se desarrolló un análisis tiempo – historia, haciendo uso de los acelerogramas de los sismos de Huaraz 1970, Pisco 2007 e Iquitos 2019. El comportamiento de la edificación se encuentra al límite visto que sobre pasa los límites de las derivas permitidas por nuestra normatividad, siendo notorio el grado de vulnerabilidad sísmica alta que presenta esta edificación.

Si bien los desplazamientos y las fuerzas cortantes obtenidas en este análisis son superiores a los esperados, no significa necesariamente que la edificación va a colapsar con eventos sísmicos similares a los que fueron estudiados (1970,

2007 y 2019), dado que las edificaciones son diseñadas linealmente para tener un comportamiento final en la no linealidad.

Para el presente trabajo de investigación se realizaron tres análisis Tiempo – Historia, correspondientes a tres eventos sísmicos representativos. Los acelerogramas se obtuvieron de las páginas oficiales del Instituto Geofísico del Perú (IGP) y del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigaciones de Desastres (CISMID), perteneciente a la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI).

Antes de proceder a realizar este análisis en el programa computacional, nuestra normativa nos exige escalar los acelerogramas a la aceleración de diseño, es decir para la ciudad de Abancay la norma E.030 indica en su mapa de peligro sísmico un valor de 0.25g. El escalamiento se desarrolló para los dos componentes (NS y EW).

#### **A. Sismos representativos seleccionados**

##### **1) Sismo de Huaraz de 1970**

###### **Información de la estación sísmica**

|                             |  |
|-----------------------------|--|
| Nombre de la estación       | : Parque de la reserva.                  |
| Código de la estación       | : PRQ.                                   |
| Localización de la estación | : Parque de la Reserva, Cercado de Lima. |
| Latitud                     | : -12.07                                 |
| Longitud                    | : -77.04                                 |
| Altitud                     | : 130 m                                  |
| Modelo de acelerómetro      | : Acelerógrafo analógico.                |
| Frecuencia de muestreo      | : 50 Hz                                  |

###### **Información del sismo**

|                       |                      |
|-----------------------|----------------------|
| Fecha                 | : 31 de mayo de 1970 |
| Hora local de origen  | : 15:23:00           |
| Latitud               | : -9.36              |
| Longitud              | : -78.87             |
| Profundidad           | : 64 km              |
| Magnitud              | : 6.6 Mb             |
| Fuente de información | : IGP                |



### Aceleración pico y factor de escala a 0.25g

Tabla 73 — Aceleración pico y factor de escala, sismo de 1970

|                             |      | Acel. (cm/s <sup>2</sup> ) | Acel. (g) |
|-----------------------------|------|----------------------------|-----------|
| Acelerograma<br>Huaraz 1970 | Max. | 93.5675                    | 0.0954    |
|                             | Min. | -105.0536                  | -0.1071   |
| Máximos Absolutos           |      | 105.0536                   | 0.1071    |
| Factor de escala            |      | 2.335                      | 2.335     |

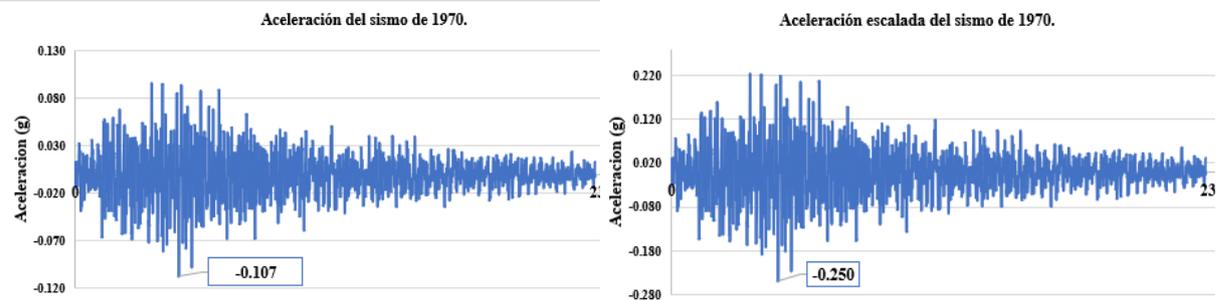


Figura 71 — Escalado de acelerograma Huaraz 1970 a 0.25 g

#### 2) Sismo de Pisco de 2007

##### Información de la estación sísmica

Nombre de la estación : UNICA  
 Código de la estación : ICA 002  
 Localización de la estación : UNICA  
 Latitud : -14.088  
 Longitud : -75.732  
 Altitud : 409 m  
 Frecuencia de muestreo : 100 Hz

##### Información del sismo

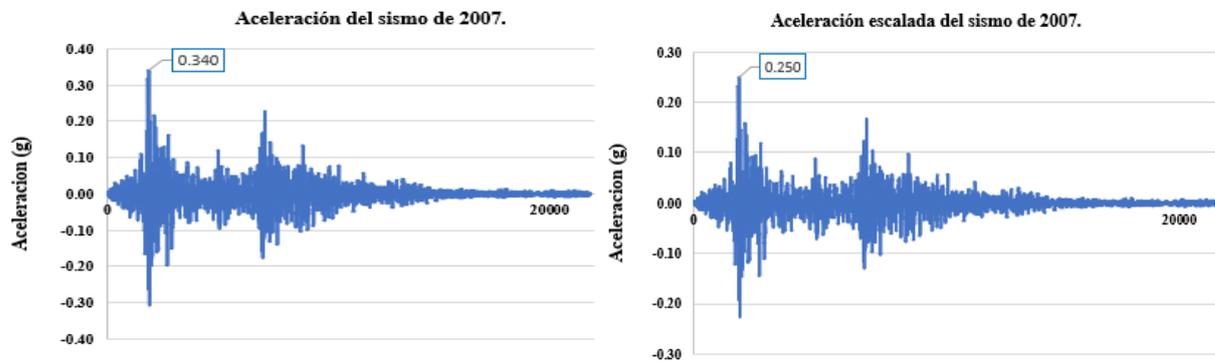
Fecha : 15 de agosto del 2007  
 Hora local de origen : 18:40:58  
 Latitud : -13.67  
 Longitud : -76.76  
 Profundidad : 40 km  
 Magnitud : 7.0 MI  
 Fuente de información : IGP



**Aceleración pico y factor de escala a 0.25g**

**Tabla 74 — Aceleración pico y factor de escala, sismo de 2007**

|                                    |             | Acel. (cm/s <sup>2</sup> ) | Acel. (g)    |
|------------------------------------|-------------|----------------------------|--------------|
| <b>Acelerograma<br/>Pisco 2007</b> | <b>Max.</b> | 333.663                    | 0.340        |
|                                    | <b>Min.</b> | -301.292                   | -0.307       |
| <b>Máximos Absolutos</b>           |             | 333.663                    | 0.340        |
| <b>Factor de escala</b>            |             | <b>0.735</b>               | <b>0.735</b> |



**Figura 72 — Escalado de acelerograma Pisco 2007 a 0.25 g**

**3) Sismo de Loreto 2019**

**Información de la estación sísmica**

Nombre de la estación : Rioja – San Martin  
 Código de la estación : Rioj  
 Latitud : -6.1  
 Longitud : -77.2

**Información del sismo**

Fecha : 26 de mayo del 2019  
 Hora local de origen : 02:41:12  
 Latitud : -5.74  
 Longitud : -75.55  
 Profundidad : 135.00 km  
 Magnitud : 8.0 M

**Aceleración pico y factor de escala a 0.25g**

**Tabla 75 — Aceleración pico y factor de escala, sismo de 2019**

|                                      |             | Acel. (cm/s <sup>2</sup> ) | Acel. (g)    |
|--------------------------------------|-------------|----------------------------|--------------|
| <b>Acelerograma<br/>Iquitos 2019</b> | <b>Max.</b> | 74.160                     | 0.076        |
|                                      | <b>Min.</b> | -79.800                    | -0.081       |
| <b>Máximos Absolutos</b>             |             | 79.800                     | 0.081        |
| <b>Factor de escala</b>              |             | <b>3.073</b>               | <b>3.073</b> |



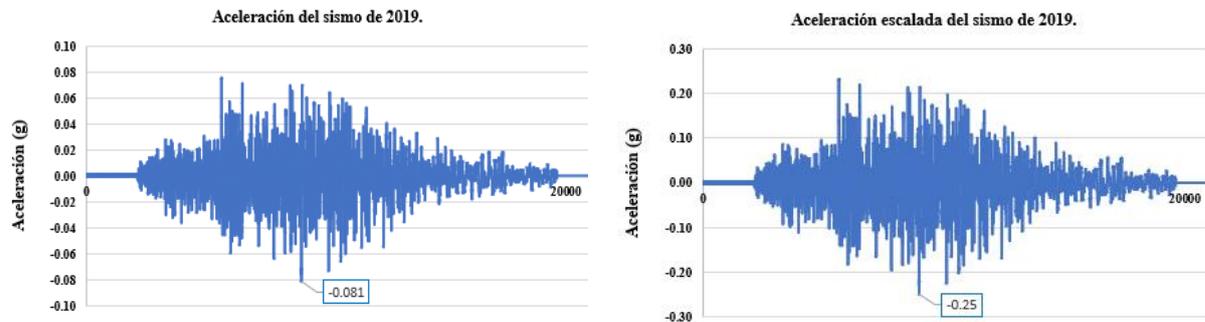


Figura 73 — Escalado de acelerograma Iquitos 2019 a 0.25 g

### B. Resultados del análisis sísmico tiempo - historia

Una vez culminado este análisis con los sismos propuestos, los resultados a ser analizados son el desplazamiento en el último nivel (punto de control), y la cortante basal.

Tabla 76 — Resultados del análisis Tiempo - Historia

|                                   | Huaraz 1970 | Pisco 2007 | Iquitos 2019 |
|-----------------------------------|-------------|------------|--------------|
| <b>V<sub>basal</sub> X (tonf)</b> | 289.03      | 385.78     | 485.30       |
| <b>V<sub>basal</sub> Y (tonf)</b> | 453.28      | 459.58     | 444.22       |
| <b>Δx (cm)</b>                    | 2.13        | 4.30       | 6.47         |
| <b>Δy (cm)</b>                    | 3.02        | 4.56       | 3.96         |

## 5.3.4. Método del Dr. Ing Miguel Ángel Mosqueria Moreno

### 5.3.4.1. Comportamiento sísmico del edificio

#### I. Evaluación de desplazamientos laterales o derivas de entre piso

El análisis de las derivas de entrepiso es superior a los límites permisibles de acuerdo a lo establecido en la tabla N°11 de la Norma Técnica Peruana E.030.

La estructura presenta mayores derivas en la dirección “X”, siendo esta dirección en la que el edificio es más vulnerable ante un evento sísmico.

#### II. Junta sísmica

En la tabla N°40 se muestra que la junta sísmica entre el bloque II es insuficiente, para que la estructura tenga un adecuado comportamiento ante un evento sísmico.

### **III. Evaluación de comportamiento de viga**

En las tablas N°41 a la N°48, se observa que las vigas principales y secundarias presentan una sección óptima para resistir los momentos actuantes ante cargas muertas y vivas, pero frente a la acción de fuerzas sísmicas las vigas del primer nivel no presentan un buen comportamiento, debido a que las secciones resultan ser insuficientes debido a que el momento resistente es menor al momento actuante. Estas vigas están propensas a fallar, generándose las respectivas rótulas plásticas, en ese sentido queda abierta la probabilidad de un colapso parcial de la edificación ante un sismo severo.

### **IV. Evaluación de comportamiento de columnas**

De los resultados que se presentan en las tablas N°49 a la N°57 se observa que el acero existente en las columnas es lo suficiente para soportar cargas muertas y vivas, sin embargo, al igual que las vigas, las columnas del primer nivel que se encuentran cercanas a la junta sísmica presentan un área de acero insuficiente, dejando la probabilidad de generarse rotulas plásticas en un evento sísmico severo.

### **V. Evaluación del tipo de falla**

En la figura N°63 se muestran en color rojo que los primeros elementos en fallar son las vigas principales, posteriormente las columnas, por lo que se produciría una falla de tipo dúctil.

En ese sentido se deduce que la edificación cumple con la condición de columnas fuertes y vigas débiles.

### **VI. Evaluación de la falla por columna cautiva o corta**

Si bien en la tabla N°59 se muestra que la rigidez de la columna con longitud total es menor que la columna corta y que estas podrían ocasionar que fallen por fuerza cortante, se debe de mencionar que los tabiques se encuentran debidamente aisladas de los elementos estructurales y no aportarían mayor rigidez a las columnas. De los resultados obtenidos se aprecia que las columnas cortas deberán de soportar hasta 307.55 veces la fuerza cortante que tendría que soportar la columna con longitud total.



#### **5.3.4.2. Evaluación del estado actual de la edificación**

Después de la ejecución del ensayo de esclerometría y la verificación in situ de la edificación del pabellón de Ingeniería de Minas de la sede central de UNAMBA, se logra concluir que su estado actual es bueno, ya que no presenta fallas estructurales y solo pequeños agrietamientos en las juntas con los elementos no estructurales.

#### **5.3.4.3. Evaluación de la inestabilidad de tabiques**

En la tabla N°65 se muestra los resultados de la evaluación de la estabilidad de los tabiques, donde se concluye que los únicos tabiques inestables se encuentran en el tercer y cuarto nivel, esto debido a las cargas perpendiculares que llegan a su plano y que el momento actuante es mayor al resistente; todo esto en función a la acción de fuerzas sísmicas severas.

#### **5.3.4.4. Evaluación de la vulnerabilidad sísmica**

Después de la evaluación de cada uno de los parámetros establecidos en la metodología propuesta por el Dr. Miguel Ángel Mosqueria Moreno, sobre el comportamiento sísmico de la edificación, se verifica que la edificación en estudio no presenta un buen comportamiento, debido a que los elementos estructurales no soportan adecuadamente las cargas sísmicas, adicional a ello los límites de entrepiso son mayores a los establecidos en la Norma Técnica Peruana E.030.

La edificación presenta un estado bueno y no se aprecian fisuras visibles o considerables. Los tabiques que en su mayoría presentan estabilidad ante cargas perpendiculares a su plano.

El valor asignado de manera global a la edificación para determinar su vulnerabilidad es de 2.3 indicando que presenta una vulnerabilidad “alta”, esto de acuerdo a la tabla N°10.

## CAPÍTULO VI

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 6.1. Conclusiones

La edificación de la escuela académico profesional de ingeniería de minas de la Universidad Nacional Micaela Bastidas de Apurímac presenta una vulnerabilidad sísmica de 2.3 - alta, debido a que presenta un sistema estructural de pórticos de concreto armado, haciendo que la estructura tenga un comportamiento flexible; así mismo posee problemas de irregularidad torsional, aumentando la incertidumbre del comportamiento real de la edificación en un posible evento sísmico.

El desempeño sísmico de la edificación es de ocupación inmediata y presenta un comportamiento lineal según el análisis estático no lineal desarrollado; sin embargo, al presentar problemas de irregularidad torsional, este resultado no es aceptado por los códigos debido a que los valores obtenidos no son representativos, debiéndose desarrollar un análisis tiempo historia. Por fines académicos y para complementar este estudio se desarrolló un análisis dinámico no lineal, donde se usaron acelerogramas de los sismos de Huaraz 1970, Pisco 2007 e Iquitos 2019, en donde se demuestra que la edificación incursiona en el rango no lineal y presentando mayores desplazamientos.

Las columnas y vigas soportan adecuadamente las cargas muertas y vivas; sin embargo, para la generada por fuerzas sísmicas las secciones de estos elementos son inadecuadas y podrían fallar en el caso de un sismo raro. El primer tipo de falla a presentarse será de tipo dúctil, cumpliendo así a la condición de columna fuerte y viga débil.

El estado actual la estructura es buena, debido a que no presenta fallas en sus elementos estructurales (columnas y vigas), ni deflexiones visibles.

Los tabiques de la edificación en su mayoría resultan ser estables ante las cargas perpendiculares a su plano, por lo que en un sismo severo no llegarían a colapsar en su totalidad.



## 6.2. Recomendaciones

Desarrollar trabajos de investigación para evaluar la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones más antiguas de la Universidad Nacional Micaela Bastidas de Apurímac, debido a que en su mayoría presentan sistemas estructurales de tipo pórtico, y a su vez estas fueron concebidas, diseñadas y construidas con normativas desfasadas a la actualidad, y así poder tener edificaciones preparadas para eventos sísmicos futuros evitando pérdidas económicas y vidas humanas.

Debido a que la edificación es de tipo esencial y con el objetivo que presente un desempeño de ocupación inmediata se recomienda desarrollar un proyecto de reforzamiento estructural, con la inclusión de muros estructurales (placas) de concreto armado en ambas direcciones, para que estas absorban la fuerza cortante procedente de los sismos y poder mitigar el efecto torsional que presenta.

Reforzar las vigas y columnas con el aumento de sus respectivas secciones y con el refuerzo requerido, haciendo uso de aditivos epóxicos para una mejor unión entre los concretos de edades diferentes.

Desarrollar trabajos de mantenimiento continuo, garantizando el confinamiento y aislamiento adecuado de los tabiques con respecto a los pórticos principales, evitando aportes de rigidez.

Se recomienda a las autoridades de la Universidad Nacional Micaela Bastidas de Apurímac, proponer el uso de nuevas tecnologías para el reforzamiento estructural de la edificación en estudio, tal es el caso de disipadores sísmicos el cual también serviría como materia de investigación para docentes y estudiantes de las escuelas de ingeniería civil, ingeniería de minas e ingeniería de sistemas e informática.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

**ALLAUCA SANCHEZ TAKUMA OUE, Leonidas Yvan. 2006.** Desempeño sísmico de un edificio aporticado de cinco pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones. Lima - Perú : Pontificia Universidad Católica del Perú - Tesis de pre grado, 2006.

**ANDRADE INSUA, Luis Eduardo. 2004.** Control de la deriva en las normas de diseño sismorresistente. Lima - Peru : Pontificia Universidad Católica del Peru - Tesis de pre grado, 2004.

**ASCE/SEI 41-13, ASCE/SEI. 2014.** Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. Manufactured in the United States of America : American Society of Civil Engineers, 2014.

**ATC - 40. 1996.** Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Redwood City, California : s.n., 1996.

**BACA VIDAL, Carlos Ferdandez , y otros. 2007.** Mapa de peligros de la ciudad de Abancay. Abancay - Apurimac. : Instituto Nacional de Defensa Civil - INDECI, 2007.

**BAENA PAZ, Guillermina. 2017.** Metodología de la investigación. Mexico : Grupo Editorial PATRIA, 2017.

**BAZAN ABARCA, Danny y CHAPARRO SOTO, Alizz. 2018.** Microzonificación sísmica de la ciudad de Abancay. Abancay : Universidad Tecnológica de los Andes - Tesis de pre grado, 2018.

**BEAUPERTHUY U, Jose Luis y URICH B., Alfredo Jose. 2011.** El efecto de columna corta estudio de casos. Barquisimeto - Venezuela : s.n., 2011.

**BLANCO BLASCO, Antonio. 1994.** Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. Lima - Peru : Capitulo de Ingenieria Civil - Consejo Departamental Lima., 1994.

**BOLAÑOS LUNA, Ana Malena y MONROY CONCHA, Omar Manuel. 2004.** Espectros de peligro sísmico. Lima - Peru : Pontificia Universidad Católica del Peru - tesis de Post grado, 2004.

**C. MCCORMAC, Jack y H. BROWN, Russell. 2011.** Diseño de concreto reforzado - octava edición. Mexico : Alfaomega, 2011.

**CENEPRED, Centro Nacional de Estimación Prevención y Reducción del Riesgo de Desastre. 2015.** Manual para la Evaluación de Riesgos originados por Fenómenos Naturales - 02 Version. Lima - Peru : s.n., 2015.



**CHOPRA, Anil K. 2014.** Dinamica de estructuras. California : PEARSON - Cuarta edicion, 2014.

**CHOQUE SUCASACA , Johanny Fernando y LUQUE SOLIS, Edwar Deyviz. 2019.** Análisis estático no lineal y evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 8 niveles diseñado con la norma E.030. Arequipa : Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa - Tesis de pre grado, 2019.

**CRISAFULLI, Francisco y VILLAFANE, Elbio. 2002.** Espectros de respuesta y de diseño. Mendoza - Argentina : Universidad Nacional de Cuyo, 2002.

**Deirlein G, Gregory, Reinhorn, Andrei y Willford, Michael. 2010.** Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design - A Guide for Practicing Engineers. Stanford University : National Institute of Standards and Technology, 2010.

**ESTABA APAZA , Abel Edwar. 2017.** Análisis estático y dinámico no lineal en el desempeño de un edificio de concreto armado diseñado bajo la norma E-030 en Puno. Puno - Peru : Universidad Nacional del Altiplano - Tesis de pre grado, 2017.

**EUROCODIGO CEN, Comité Europeo para la estandarizacion EUROCODIGO. 2002.** Diseño de estructuras por resistencia sísmica, parte1: Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para construir, proyecto N°5. Bruzelas -Belgica : s.n., 2002.

**Federal Emergency Management Agency - FEMA P-58-1. 2018.** Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings - Volume 1 – Methodology Second Edition. Washington, D.C. : s.n., 2018.

**GONZALES VASQUEZ, Frank Junior. 2017.** Vulnerabilidad sísmica del edificio 1-I de la Universidad Nacional de Cajamarca. Cajamarca : Universidad Nacional de Cajamarca - Tesis de pre grado, 2017.

**GUEVARA MORALES, Nicolas Elias, OSORIO RODRIGUEZ, Sergio Antonio y ARTURO VARGAS, Edgardo. 2006.** Evaluación de la capacidad estructural del edificio de la biblioteca de las Ingenierías y Arquitectura, utilizando análisis estático no lineal (Pushover). . El Salvador : Universidad de El Salvador - Tesis de pre grado., 2006.

**HERNÁNDEZ SAMPIERI, Roberto, FERNÁNDEZ COLLADO, Carlos y BAPTISTA LUCIO, María Del Pilar. 2014.** Metodología de la investigación . Mexico : Mc Graw Hill, 2014.

**HUASHUA HUARCAYA, Maximo y SANCHEZ CONTRERAS, Alex. 2017.** Análisis de la vulnerabilidad sísmica de las viviendas autoconstruidas de la urbanización Bella Vista de la ciudad de Abancay-Apurímac. Abancay : Universidad Tecnológica de los Andes - Tesis de pre grado, 2017.



**INDECI. 2007.** Mapa de peligros de la ciudad de Abancay. Abancay - Apurimac : Instituto Nacional de Defensa Civil, 2007.

**KUROIWA HORIUCHI, Julio. 2019.** Gestion del riesgo de desastres en el siglo XXI - Protegiendo y viviendo en armonia con la naturaleza. Lima - Peru : NSG SAC, 2019.

**MADUEÑO, Maribel, y otros. 2013.** Segundo reporte de zonas críticas por peligros geológicos y geo-hidrológicos en la Región Apurímac- Informe técnico N° A6624 . Abancay - Apurímac : Instituto Geologico Minero y Metalurgico (INGEMMET), 2013.

**MANQUELAFQUÉN VILLALOBOS, Rodrigo Andres. 2018.** "Análisis sísmico con métodos modal espectral y tiempo historia para un modelo integrado de turbo generador de 375 MW, Nch2369 actualizada". Santiago de Chile : Universidad de Chile - Facultad de Ciencias Fisicas y Matematicas - Departamento de Ingenieria Civil - , 2018.

**MORALES MORALES, Roberto. 2006.** Diseño en concreto armado. Lima - Peru : Instituto de la Construccion y Gerencia - ICG, 2006.

**MOSQUEIRA MORENO, Miguel Ángel y TARQUE RUIZ, Sabino Nicola. 2005.** Recomendaciones Técnicas para Mejorar la Seguridad Sísmica de Viviendas de Albañilería Confinada de la Costa Peruana. Lima - Perú : Pontificia Universidad Católica del Perú - Tesis de Post Grado, 2005.

**MOSQUEIRA MORENO, Miguel Ángel. 2012.** Riesgo sísmico en las edificaciones de la facultad de ingeniería de la Universidad Nacional de Cajamarca. Trujillo - Peru : Universidad Nacional de Trujillo - Tesis de post grado, 2012.

**Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente. 2019.** Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima - Peru : s.n., 2019.

**Norma técnica E.070 - Albañilería.** Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima - Peru : s.n.

**ORTEGA, Néstor y RIPANI, Marianela. 2007.** Experiencias en el empleo de ensayos no destructivos, en el análisis de estructuras de hormigón afectadas por diferentes situaciones patológicas. Buenos Aires - Argentina : Universidad Nacional del Sur y Asociación Argentina de Ensayos No Destructivos y Estructurales (AAENDE) - IV Conferencia Panamericana de END, 2007.

**OTTAZZI PASINO, Gianfranco . 2004.** Material de apoyo para la enseñanza de los cursos de diseño y comportamiento del concreto armado. Lima - Perú : Pontificia Universidad Católica del Perú - Tesis de post grado, 2004.

**QUIROZ CRESPO, Mariela Vivian y SALAMANCA OSUNA, Lucas Esteban. 2006.** APOYO DIDÁCTICO PARA LA ENSEÑANZA Y APRENDIZAJE EN LA ASIGNATURA



DE “TECNOLOGÍA DEL HORMIGÓN”. Cochabamba - Bolivia : Universidad Mayor de San Simon - Facultad de ciencias y Tecnología - Carrera de ingeniería civil., 2006.

**RURALES ANDRADE, Estefanía. 2016.** Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del edificio de la facultad de economía bloque B, de la Universidad Central del Ecuador utilizando la norma ecuatoriana de la construcción (NEC – SE – RE, 2015). Quito : Universidad Central del Ecuador - Tesis de pre grado, 2016.

**SAN BARTOLOMÉ , Ángel. 2005.** Comentarios de la norma técnica de edificaciones E .070 Albañilería. Lima - Peru : Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción "SENCICO", 2005.

**SANTANA, TAPIA Ronald. 2013.** Ingeniería sísmica - Principios básicos y aplicaciones. Huancayo : International Star Student ISS-PERU, 2013. 978-612-00-1322-9.

**TRIOLA, Mario F. 2009.** Estadística. Mexico : PEARSON EDUCACION, 2009.

**VILLANUEVA LEON, Marino David. 2018.** Desempeño sísmico del edificio dual de la facultad de ingeniería civil de la UNASAM, Huaraz - 2014. Huaraz : Universidad Nacional Antunez de Mayolo - Tesis de Post grado, 2018.

**ZAMBRANO ROJAS, Katherine Liseth. 2017.** Comparación de los ensayos de diamantina y esclerometría de la pavimentación de los jirones japon, portugal y brasil - Cajamarca. Cajamarca – Perú : Universidad Nacional de Cajamarca - Tesis de pre grado, 2017.



# ANEXOS



## Anexo 1 - Panel fotográfico del ensayo de esclerometría

### i. Equipo utilizado

Esclerómetro marca HAMMER HT225A, con número de serie de 15532.



Figura 74 — Esclerómetro utilizado en el ensayo

### ii. Procedimiento

La ejecución del ensayo se rigió a los parámetros establecidos en la Sociedad Americana para Pruebas y Materiales (ASTM C-805, y la adaptación para nuestro país en la N.T.P. 339.181:2013, Hormigón (Concreto). Método de ensayo para determinar el número de rebote del concreto endurecido (esclerometría) y lo estipulado en el Manual de Ensayo de Materiales del Ministerio de Transportes y Comunicaciones – MTC E 725, Método de ensayo para determinar el número de rebote del concreto endurecido (Esclerometría).

Para garantizar la seguridad personal y evitar posibles accidentes se usaron los Equipos de Protección personal (EPP) que se muestran en la figura 75.



Figura 75 — Equipos de Protección Personal usados en el ensayo de esclerometria

Una vez, dotados con los equipos de protección personal y herramientas necesarias se procedió a la ejecución del ensayo.

- En la figura 76, se muestra el trazo de una sección de 15 cm x 15 cm, en el elemento estructural a ser ensayado, para este caso se contó con una plantilla que ayudo a delimitar esta área.



**Figura 76 — Trazo de área a ser ensayado en la columna**

- En la figura 77, se muestra el uso de equipos menores (amoladora y rotomartillo), con los que se procedió a retirar cuidadosamente el espesor del acabado del elemento estructural a ser ensayado.



**Figura 77 — Retiro de acabado de elementos estructurales**

- En la figura 78, se muestra la limpieza superficial del elemento a ser ensayado con herramientas manuales, para posteriormente ser pulida con la piedra abrasiva.



**Figura 78** — Limpieza manual de la superficie del elemento estructural a ser ensayado

- Teniendo conocimiento que el índice de rebote es afectado por una serie de factores y siendo una de ellas la profundidad de carbonatación del concreto, en la figura 79, se muestra el uso de la fenoltaleína, con el propósito de tener una mejor orientación en ubicar los 10 puntos de aplicación del esclerómetro.



**Figura 79** — Uso de fenoltaleína en la superficie del elemento a ser ensayado

- En la figura 80 y 81 se observa la orientación, supervisión y asesoría de la ejecución del ensayo de esclerometría a cargo del Mtro. Ing. José Adolfo Cárdenas Catalán, jefe del laboratorio de mecánica de rocas y suelos de la Escuela Académico Profesional de Ingeniería de Minas y del Ing. Ricardo Pinto Yupanqui docente de la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil.



**Figura 80 — Supervisión del jefe del laboratorio de mecánica de rocas y suelos**



**Figura 81 — Orientación y asesoría por parte del Ing. Ricardo Pinto**



## Anexo 2 - Informe de resultados del ensayo de esclerometría – página 02



UNIVERSIDAD NACIONAL MICAELA BASTIDAS DE APURÍMAC  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA DE MINAS  
LABORATORIO DE MECÁNICA DE ROCAS Y SUELOS



### 5. Elementos a ensayar:

5.1. **Columnas:** Un total de cuatro columnas, dos de cada boque de la edificación.

5.2. **Vigas:** Un total de cuatro vigas, dos de cada boque de la edificación.

### 6. Equipo utilizado:

Esclerómetro "HAMMER HT 225A", propiedad del Bach. Oscar David Auccahuasi Quispe, tesista de la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil – UNAMBA.



### 7. Procedimiento:

- ✓ Determinar el área a ensayar del elemento estructural.
- ✓ En la superficie a ensayar, pulir refrentar con la piedra abrasiva.
- ✓ Posicionar el martillo perpendicularmente a la superficie del elemento a ensayar.
- ✓ Disparar el vástago o punzón de impacto, empujando el martillo hacia la superficie de ensayo hasta que el botón salte hacia afuera.
- ✓ Pulsar el botón para bloquear el vástago de impacto después de cada impacto.
- ✓ Leer y anotar el valor del numero de rebote indicado por el puntero en la escala.

### 8. Datos experimentales:

Los datos obtenidos de los ensayos y el procesamiento de los mismos se muestran en las siguientes tablas:

UNIVERSIDAD NACIONAL MICAELA BASTIDAS DE APURÍMAC  
Escuela Académico Profesional de Ingeniería de Minas  
Laboratorio de Mecánica de Rocas y Suelos



Anexo 2 - Informe de resultados del ensayo de esclerometría – página 03

|   |   | UNIVERSIDAD NACIONAL MICAELA BASTIDAS DE APURÍMAC<br>FACULTAD DE INGENIERÍA<br>ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA DE MINAS<br>LABORATORIO DE MECÁNICA DE ROCAS Y SUELOS |                     |    |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |  |                   |                    |                                    |                  |             |                    |                            |       |       |       |       |
|--|---|--|---------------------|----|----|----|----|----|----|----|----|------------------------|---|---|-------------------|--------------------|------------------------------------|------------------|-------------|--------------------|----------------------------|-------|-------|-------|-------|
| ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE IN SITU - NO DESTRUCTIVO<br>MÉTODO DE ESTÁNDAR DEL NÚMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO ASTM C 805 |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |   |                   |                    |                                    |                  |             |                    |                            |       |       |       |       |
| PROYECTO   | Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del diseño estructural del pabellón de ingeniería de minas de la sede central de la UNAMBA. |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |    | Operador:              | Bach. Ing. Oscar David Aucabansi Quispe |   |                   |                    |                                    |                  |             |                    |                            |       |       |       |       |
| DESCRIPCIÓN  | Columnas de los bloques I y II, del pabellón de Ingeniería de Minas de la UNAMBA; altura promedio de disparo = 1.20 m               |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |    | Serie de esclerómetro: | 15532                                   |   |                   |                    |                                    |                  |             |                    |                            |       |       |       |       |
| UBICACIÓN  | UNAMBA - ABANCAV  |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |    | Fecha:                 | 10/11/2020                              |   |                   |                    |                                    |                  |             |                    |                            |       |       |       |       |
| Elemento Estructural   | Angulo de disparo   | Piso   | Lecturas de disparo |    |    |    |    |    |    |    |    |                        | Calculo de promedio                     | Edad de la estructura (> 28 días)   | Estimación de f'c |                    | Pc de diseño (kg/cm <sup>2</sup> ) | % de resistencia | Observación | Índice de rebote R | Angulo de aplicación (Mpa) |       |       |       |       |
|  |   |  | 1                   | 2  | 3  | 4  | 5  | 6  | 7  | 8  | 9  | 10                     |   |   | Mpa               | kg/cm <sup>2</sup> |                                    |                  |             |                    | -90                        | -45   | 0     | 45    | 90    |
| <b>BLOQUE I.</b>   |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |   | 20                | 14.90              | 13.70                              | 10.30            | 10.30       | 10.30              |                            |       |       |       |       |
| Columna C5-BB-1 (Escalera)   | 0   | 1  | 37                  | 38 | 40 | 38 | 37 | 38 | 40 | 37 | 37 | 41                     | 38                                      | 13 años   | 37.50             | 382.40             | 210                                | 182.09%          | Ninguna     | 21                 | 16.20                      | 14.90 | 11.40 | 10.30 | 10.30 |
| Columna C2-BB-1 (Junta)  | 0   | 1  | 41                  | 39 | 38 | 39 | 38 | 38 | 39 | 38 | 42 | 41                     | 39                                      | 13 años   | 39.50             | 402.79             | 210                                | 191.80%          | Ninguna     | 22                 | 17.40                      | 16.00 | 12.50 | 10.30 | 10.30 |
| <b>BLOQUE II.</b>  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |   | 23                | 18.80              | 17.40                              | 13.70            | 10.30       | 10.30              |                            |       |       |       |       |
| Columna C5-BB-1 (Escalera)   | 0   | 1  | 42                  | 38 | 39 | 38 | 39 | 38 | 40 | 41 | 39 | 40                     | 39                                      | 13 años   | 39.50             | 402.79             | 210                                | 191.80%          | Ninguna     | 25                 | 21.50                      | 20.00 | 16.20 | 11.60 | 10.30 |
| Columna C2-BB-1 (Junta)  | 0   | 1  | 38                  | 39 | 38 | 39 | 38 | 38 | 39 | 38 | 40 | 36                     | 38                                      | 13 años   | 37.50             | 382.40             | 210                                | 182.09%          | Ninguna     | 26                 | 22.80                      | 21.40 | 17.50 | 12.80 | 11.00 |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |   |                   |                    |                                    |                  |             | 27                 | 24.50                      | 22.80 | 18.90 | 14.00 | 11.90 |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |   |                   |                    |                                    |                  |             | 28                 | 25.90                      | 24.30 | 20.30 | 15.40 | 13.40 |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |   |                   |                    |                                    |                  |             | 29                 | 27.60                      | 25.90 | 21.80 | 16.70 | 14.80 |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |   |                   |                    |                                    |                  |             | 30                 | 29.10                      | 27.40 | 23.30 | 18.20 | 16.20 |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |   |                   |                    |                                    |                  |             | 31                 | 30.90                      | 29.10 | 24.90 | 19.60 | 17.60 |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |   |                   |                    |                                    |                  |             | 32                 | 32.50                      | 30.70 | 26.50 | 21.20 | 19.10 |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |   |                   |                    |                                    |                  |             | 33                 | 34.40                      | 32.50 | 28.20 | 22.70 | 20.80 |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |   |                   |                    |                                    |                  |             | 34                 | 36.10                      | 34.20 | 30.00 | 24.50 | 22.40 |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |   |                   |                    |                                    |                  |             | 35                 | 38.20                      | 36.10 | 31.80 | 26.00 | 24.10 |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |   |                   |                    |                                    |                  |             | 36                 | 39.90                      | 37.90 | 33.60 | 27.90 | 25.90 |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |   |                   |                    |                                    |                  |             | 37                 | 42.00                      | 39.90 | 35.50 | 29.60 | 27.80 |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |   |                   |                    |                                    |                  |             | 38                 | 43.90                      | 41.80 | 37.50 | 31.60 | 29.60 |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |   |                   |                    |                                    |                  |             | 39                 | 46.10                      | 43.90 | 39.50 | 33.50 | 31.60 |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |   |                   |                    |                                    |                  |             | 40                 | 48.10                      | 45.90 | 41.60 | 35.50 | 33.60 |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |   |                   |                    |                                    |                  |             | 41                 | 50.40                      | 48.10 | 43.70 | 37.50 | 35.50 |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |   |                   |                    |                                    |                  |             | 42                 | 52.50                      | 50.20 | 45.90 | 39.70 | 37.70 |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |   |                   |                    |                                    |                  |             | 43                 | 54.80                      | 52.50 | 48.10 | 41.80 | 39.70 |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |   |                   |                    |                                    |                  |             | 44                 | 57.00                      | 54.60 | 50.40 | 44.10 | 42.00 |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |   |                   |                    |                                    |                  |             | 45                 | 59.50                      | 57.00 | 52.70 | 46.30 | 44.10 |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |   |                   |                    |                                    |                  |             | 46                 |                            | 59.20 | 55.00 | 48.70 | 46.50 |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |   |                   |                    |                                    |                  |             | 47                 |                            |       | 57.50 | 51.00 | 48.70 |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |   |                   |                    |                                    |                  |             | 48                 |                            |       | 60.00 | 53.60 | 51.30 |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |   |                   |                    |                                    |                  |             | 49                 |                            |       |       | 56.00 | 53.60 |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |   |                   |                    |                                    |                  |             | 50                 |                            |       |       | 58.80 | 56.80 |

| EQUIPO                          | ESCLERÓMETRO   |
|---------------------------------|--|
| PROTOCOLO DEL ENSAYO DE CONTROL | Se limpian los restos de concreto suelto o cualquier otro material que impida el contacto directo del equipo.<br>Se ubican los puntos que corresponden a lo largo o alto de la estructura según sea el caso.<br>Se calcula el promedio de los valores de rebote que registra el equipo.<br>Se descartan los valores errados y menores al rango estadístico indicado en las normas. |

|  |  |
|--|--|
| UNIVERSIDAD NACIONAL<br>MICAELA BASTIDAS DE APURÍMAC<br>Laboratorio de mecánica de rocas y suelos<br><br>Miro. Ing. José Adolfo Cárdenas Catalán<br>JEFE DE LABORATORIO | UNIVERSIDAD NACIONAL<br>MICAELA BASTIDAS DE APURÍMAC<br>E.A.P. INGENIERÍA DE MINAS<br><br>Dr. Leopoldo T. Carrero Carrero<br>DIRECTOR |
|--|--|

Anexo 2 - Informe de resultados del ensayo de esclerometría – página 04

|   |   | UNIVERSIDAD NACIONAL MICAELA BASTIDAS DE APURÍMAC<br>FACULTAD DE INGENIERÍA<br>ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA DE MINAS<br>LABORATORIO DE MECÁNICA DE ROCAS Y SUELOS |                     |    |    |    |    |    |    |    |                        |  |                     |                                   |                   |         |                         |                  |             |                    |                            |       |       |       |       |       |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|--|---|--|---------------------|----|----|----|----|----|----|----|------------------------|---|---------------------|-----------------------------------|-------------------|---------|-------------------------|------------------|-------------|--------------------|----------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|
| ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE IN SITU - NO DESTRUCTIVO<br>MÉTODO DE ESTÁNDAR DEL NÚMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO ASTM C 805 |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |                     |                                   |                   |         |                         |                  |             |                    |                            |       |       |       |       |       |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| PROYECTO   | Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del diseño estructural del pabellón de Ingeniería de Minas de la sede central de la UNAMBA. |  |                     |    |    |    |    |    |    |    | Operador:              | Bach. Ing. Oscar David Aucabasi Quispe  |                     |                                   |                   |         |                         |                  |             |                    |                            |       |       |       |       |       |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| DESCRIPCIÓN  | Vigas principales de los bloques I y II, del pabellón de Ingeniería de Minas de la UNAMBA, ensayo a mitad del vano.                 |  |                     |    |    |    |    |    |    |    | Serie de esclerómetro: | 15532   |                     |                                   |                   |         |                         |                  |             |                    |                            |       |       |       |       |       |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| UBICACIÓN  | UNAMBA - ABANCAY  |  |                     |    |    |    |    |    |    |    | Fecha:                 | 11/11/2020  |                     |                                   |                   |         |                         |                  |             |                    |                            |       |       |       |       |       |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| Elemento Estructural   | Angulo de disparo   | Piso   | Lecturas de disparo |    |    |    |    |    |    |    |                        |   | Calculo de promedio | Edad de la estructura (> 28 días) | Estimacion de f'c |         | f'c de diseño (kgf/cm2) | % de resistencia | Observación | Índice de rebote R | Angulo de aplicación (Mpa) |       |       |       |       |       |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|  |   |  | 1                   | 2  | 3  | 4  | 5  | 6  | 7  | 8  | 9                      | 10  |                     |                                   | Mpa               | kgf/cm2 |                         |                  |             |                    | -90                        | -45   | 0     | 45    | 90    |       |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| <b>BLOQUE I.</b>   |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |                        | 20  | 14.90               | 13.70                             | 10.30             | 10.30   | 10.30                   |                  |             |                    |                            |       |       |       |       |       |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| VP - BI - I (Escalera)   | 0   | 1  | 36                  | 37 | 38 | 40 | 37 | 38 | 37 | 38 | 37                     | 36  | 37                  | 13 años                           | 35.50             | 362.90  | 210                     | 172.31%          | Ninguna     | 21                 | 16.20                      | 14.90 | 11.40 | 10.30 | 10.30 |       |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| VP - BI - I (Junta)  | 0   | 1  | 35                  | 37 | 38 | 36 | 36 | 37 | 35 | 37 | 38                     | 35  | 35                  | 13 años                           | 33.60             | 342.53  | 210                     | 163.14%          | Ninguna     | 22                 | 17.40                      | 16.00 | 12.50 | 10.30 | 10.30 |       |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |                     |                                   |                   |         |                         |                  |             |                    | 23                         | 18.80 | 17.40 | 13.70 | 10.30 | 10.30 |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |                     |                                   |                   |         |                         |                  |             |                    | 24                         | 20.00 | 18.60 | 14.90 | 10.30 | 10.30 |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| <b>BLOQUE II.</b>  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |                     |                                   |                   |         |                         |                  |             |                    |                            |       |       |       |       |       |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| VP - BI - I (Escalera)   | 0   | 1  | 36                  | 37 | 36 | 36 | 37 | 36 | 35 | 37 | 38                     | 35  | 36                  | 13 años                           | 33.60             | 342.53  | 210                     | 163.14%          | Ninguna     | 25                 | 21.50                      | 20.00 | 16.20 | 11.60 | 10.30 |       |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| VP - BI - I (Junta)  | 0   | 1  | 37                  | 39 | 37 | 37 | 38 | 38 | 37 | 38 | 36                     | 36  | 37                  | 13 años                           | 35.50             | 362.90  | 210                     | 172.31%          | Ninguna     | 26                 | 22.80                      | 21.40 | 17.50 | 12.80 | 11.00 |       |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |                     |                                   |                   |         |                         |                  |             |                    | 27                         | 24.50 | 22.80 | 18.90 | 14.60 | 11.90 |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |                     |                                   |                   |         |                         |                  |             |                    | 28                         | 25.90 | 24.30 | 20.30 | 15.40 | 13.40 |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |                     |                                   |                   |         |                         |                  |             |                    | 29                         | 27.60 | 25.90 | 21.80 | 16.70 | 14.80 |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |                     |                                   |                   |         |                         |                  |             |                    | 30                         | 29.10 | 27.40 | 23.30 | 18.20 | 16.20 |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |                     |                                   |                   |         |                         |                  |             |                    | 31                         | 30.90 | 29.10 | 24.90 | 19.60 | 17.60 |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |                     |                                   |                   |         |                         |                  |             |                    | 32                         | 32.50 | 30.70 | 26.50 | 21.20 | 19.10 |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |                     |                                   |                   |         |                         |                  |             |                    | 33                         | 34.40 | 32.50 | 28.20 | 22.70 | 20.80 |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |                     |                                   |                   |         |                         |                  |             |                    | 34                         | 36.10 | 34.20 | 30.00 | 24.50 | 22.40 |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |                     |                                   |                   |         |                         |                  |             |                    | 35                         | 38.20 | 36.10 | 31.80 | 26.00 | 24.10 |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |                     |                                   |                   |         |                         |                  |             |                    | 36                         | 39.90 | 37.90 | 33.60 | 27.90 | 25.90 |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |                     |                                   |                   |         |                         |                  |             |                    | 37                         | 42.00 | 39.90 | 35.50 | 29.60 | 27.80 |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |                     |                                   |                   |         |                         |                  |             |                    | 38                         | 43.90 | 41.80 | 37.50 | 31.60 | 29.60 |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |                     |                                   |                   |         |                         |                  |             |                    | 39                         | 46.10 | 43.90 | 39.50 | 33.50 | 31.60 |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |                     |                                   |                   |         |                         |                  |             |                    | 40                         | 48.10 | 45.90 | 41.60 | 35.50 | 33.60 |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |                     |                                   |                   |         |                         |                  |             |                    | 41                         | 50.40 | 48.10 | 43.70 | 37.50 | 35.50 |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |                     |                                   |                   |         |                         |                  |             |                    | 42                         | 52.50 | 50.20 | 45.90 | 39.70 | 37.70 |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |                     |                                   |                   |         |                         |                  |             |                    | 43                         | 54.80 | 52.50 | 48.10 | 41.80 | 39.70 |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |                     |                                   |                   |         |                         |                  |             |                    | 44                         | 57.00 | 54.60 | 50.40 | 44.10 | 42.00 |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |                     |                                   |                   |         |                         |                  |             |                    | 45                         | 59.50 | 57.00 | 52.70 | 46.10 | 44.10 |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |                     |                                   |                   |         |                         |                  |             |                    | 46                         |       | 59.20 | 55.00 | 48.70 | 46.50 |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |                     |                                   |                   |         |                         |                  |             |                    | 47                         |       |       | 57.50 | 51.00 | 48.70 |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |                     |                                   |                   |         |                         |                  |             |                    | 48                         |       |       | 60.00 | 53.60 | 51.30 |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |                     |                                   |                   |         |                         |                  |             |                    | 49                         |       |       |       | 56.00 | 53.60 |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|  |   |  |                     |    |    |    |    |    |    |    |                        |   |                     |                                   |                   |         |                         |                  |             |                    | 50                         |       |       |       | 58.80 | 56.80 |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |

| EQUIPO                          | ESCLERÓMETRO  |
|---------------------------------|---|
| PROTOCOLO DEL ENSAYO DE CONTROL | Se limpian los restos de concreto suelto o cualquier otro material que impida el contacto directo del equipo.<br>Se ubican los puntos que corresponden a lo largo o alto de la estructura según sea el caso.<br>Se calcula el promedio de los valores de rebote que registre el equipo.<br>Se descartan los valores elevados y menores al rango estadístico indicado en las normas. |

|  |   |
|--|---|
| UNIVERSIDAD NACIONAL<br>MICAELA BASTIDAS DE APURÍMAC<br>Laboratorio de mecánica de rocas y suelos<br><br>Mtro. Jg. Jorge Adolfo Cárdenas Catalán<br>JEFE DE LABORATORIO | UNIVERSIDAD NACIONAL<br>MICAELA BASTIDAS DE APURÍMAC<br>E.A.P. INGENIERIA DE MINAS<br><br>Dr. Leoncio T. Carrero Carrero<br>DIRECTOR |
|--|---|

Anexo 2 - Informe de resultados del ensayo de esclerometría – página 05



UNIVERSIDAD NACIONAL MICAELA BASTIDAS DE APURÍMAC  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA DE MINAS  
LABORATORIO DE MECÁNICA DE ROCAS Y SUELOS



**10. Discusión:**

- a) El promedio obtenido en la resistencia a la compresión del concreto ensayado para las vigas
- b) Según la NTP 339.18, el uso de este método de ensayo para estimar la resistencia del concreto requiere del establecimiento de una correlación entre el esfuerzo y el número de rebote, que es proporcionado por los fabricantes de los instrumentos.

**11. Conclusiones y recomendaciones:**

- a) Del ensayo realizado se tienen las siguientes resistencias a la compresión del concreto:

| Bloque del edificio | $f_c$ Columnas | $f_c$ Vigas    |
|---------------------|----------------|----------------|
| I                   | 393 $Kgf/cm^2$ | 352 $Kgf/cm^2$ |
| II                  | 393 $Kgf/cm^2$ | 352 $Kgf/cm^2$ |

- b) Se verificaron los datos obtenidos según el manual de operación del instrumento en las tablas.
- c) Para efectos de modelamiento y análisis de la edificación, se recomienda tomar un porcentaje del valor promedio de la resistencia a la compresión para columnas y vigas, esto debido a la incertidumbre del tipo de ensayo realizado.

**12. Referencias bibliográficas:**

- ✓ Norma Técnica Peruana, *Método de ensayo para determinar el número de rebote del concreto endurecido (Esclerometría)*. 2º Edición INDECOPI, 16 de enero del 2013.
- ✓ ASTM C 805 Standard test method for rebound number of hardened concrete.

Mg. Ing. José A. Cárdenas Castañari  
JEFE DEL LABORATORIO MECÁNICA DE ROCAS Y SUELOS



### Anexo 3 - Certificado de calibración de esclerómetro – página 01

El equipo utilizado cuenta con su respectivo certificado de calibración N°F-272, otorgado por el laboratorio de metrología “PINZUAR LTDA”.



## CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN N° F-272

Certificate of Calibration

Pag. 1 de 3

|  |  |
|--|--|
| <b>INSTRUMENTO</b><br>Instrument                               | ESCLERÓMETRO   |
| <b>RANGO DE MEDICION</b><br>Measurement range                  | 10 und a 100 und   |
| <b>FABRICANTE</b><br>Manufactured by                           | PINZUAR  |
| <b>MODELO</b><br>Model   | HT225A   |
| <b>NÚMERO DE SERIE</b><br>Identification number                | 15532/2006021  |
| <b>CODIGO INTERNO</b><br>Internal code                         | NO INDICA  |
| <b>UBICACIÓN DEL INSTRUMENTO</b><br>Location of the instrument | NO INDICA  |
| <b>SOLICITANTE</b><br>Customer                                 | AUCCAHUASI QUISPE OSCAR DAVID                                |
| <b>DIRECCION</b><br>Address                                    | URBANIZACIÓN GILBERT URBIOLA VALER MZ C- LOTE 03-<br>ABANCAY |
| <b>CIUDAD</b><br>City  | ABANCAY  |
| <b>FECHA DE CALIBRACIÓN</b><br>Date of calibration             | 2020 - 10 - 27   |
| <b>FECHA DE EXPEDICIÓN</b><br>Date of Issue                    | 2020 - 10 - 27   |

**NÚMERO DE PÁGINAS DEL CERTIFICADO INCLUYENDO ANEXOS**  
Number of pages of this certificate and documents attached

3

**FIRMAS AUTORIZADAS**  
Authorized Signatures

  
Henry Julio Leba Masgo  
Metrólogo Laboratorio de Metrología

Calle Ricardo Palma N° 998 Urbanización San Joaquín Bellavista - Callao.  
Teléfonos 51(1) 5621263 - 4641686 | RPC 986654547 - RPM 943827118 | labmetrologia@pinzuar.com.co

Escaneado con CamScanner

### Anexo 3 - Certificado de calibración de esclerómetro – página 02



## CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN

NÚMERO: **F-272**

Pág. 2 de 3

### DETALLES DE LA CALIBRACIÓN

|                                   |   |
|-----------------------------------|---|
| <i>Solicitante</i>                | AUCCAHUASI QUISPE OSCAR DAVID           |
| <i>Lugar de Calibración</i>       | Laboratorio de Metrología PINZUAR Ltda. |
| <i>Método Empleado</i>            | Comparación Directa                     |
| <i>Instrumentos de Referencia</i> | Yunque                                  |
| <i>Método Empleado</i>            | Comparación Directa                     |

### RESULTADOS DE LA CALIBRACIÓN

Se procede a la toma de lecturas del esclerómetro comparando según la norma ASTM C805, en el yunque con una dureza media de 59.8 HRC  $\pm$  1 HRC.

| Dimensión        | Valor Nominal* | Valor medido | Error    | Incertidumbre Expandida |
|------------------|----------------|--------------|----------|-------------------------|
| Índice de Rebote | 80 und         | 80,10 und    | 0,10 und | 1,6 und                 |

Calle Ricardo Palma Nº 998 Urbanización San Joaquín Bellavista - Callao.  
Teléfonos 51(1) 5621263 - 4641686 | RPC 986654547 - RPM 943827118 | labmetrologia@pinzuar.com.pe

WWW.PINZUAR.COM.CO

Escaneado con CamScanner

Anexo 3 - Certificado de calibración de esclerómetro – página 03



NÚMERO: **F-272**

Pág. 3 de 3

**RESULTADOS DE LA CALIBRACIÓN**

Los resultados de la calibración están dados para cada pieza en las tablas de resultados ubicadas en las páginas No. 2

**INCERTIDUMBRE DE LA MEDICIÓN**

La incertidumbre expandida de la medición reportada (página No. 2, Tabla de resultados), se establece como la incertidumbre estándar de medición multiplicada por el factor de cobertura "k" y la probabilidad de cobertura aproximadamente al 95 %. Basados con el documento: JCGM 100:2008. GUM 1995 with minor corrections. Evaluation of measurement data Guide to the expression of uncertainty in measurement. First Edition. September 2008.

**CONDICIONES AMBIENTALES**

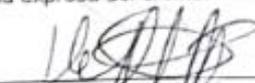
Temperatura: **20 ° C ± 1 ° C**  
Humedad Relativa: **60 % HR ± 10 % HR**

**TRAZABILIDAD**

El Laboratorio de Metrología de Pinzuar Ltda. asegura el mantenimiento de la trazabilidad de los patrones al Sistema Internacional de Unidades S.I.

**OBSERVACIONES**

1. Los certificados de calibración sin las firmas no tienen validez.
2. El usuario es responsable de la recalibración de los instrumentos de medición a intervalos apropiados.
3. Este certificado expresa fielmente el resultado de las mediciones realizadas. No podrá ser reproducido, sin obtener permiso previamente por escrito del laboratorio que lo emite.
4. Los resultados contenidos en este certificado se refieren al momento y condiciones en que se realizaron las mediciones. El laboratorio que lo emite no se responsabiliza de los perjuicios que puedan derivarse del uso inadecuado de los instrumentos.
5. Se anexa con el certificado la estampilla de calibración No. **F-272**
6. La vigencia del certificado es de un año. Información proporcionada e incorporada al certificado a solicitud expresa del cliente.

  
**Henry Julio León Masgo**  
Metrólogo Laboratorio de Metrología

Calle Ricardo Palma Nº 998 Urbanización San Joaquín Bellavista - Callao.  
Teléfonos 51(1) 5621263 - 4641686 | RPC 986654547 - RPM 943827118 | labmetrologia@pinzuar.com.co

Escaneado con CamScanner



## Anexo 4 – Análisis de irregularidades de altura y planta – página 01

### FACTORES DE IRREGULARIDAD (Ia, Ip) - BLOQUE I (NORMA E 030-2018)

#### A.- Irregularidades estructurales en altura

##### Dirección X-X

##### 1.1.- Irregularidades de rigidez - Piso blando

$$K_i < 0.7 * K_{(i+1)} \quad K_i < 0.8 \left( \frac{K_{(i+1)} + K_{(i+2)} + K_{(i+3)}}{3} \right)$$

La rigidez puede calcularse como:

$$K_i = \frac{V_{(i)}}{\Delta_{CM(i)}} \rightarrow \Delta_{CM(i)} = (0.75 \text{ o } 0.85)R + \beta_{CM(i)}$$

| FUERZA CORTANTE |            |
|-----------------|------------|
| Piso            | VX<br>tonf |
| 5               |            |
| 4               | 33.98      |
| 3               | 94.25      |
| 2               | 114.00     |
| 1               | 134.24     |



| FUERZA CORTANTE |            |
|-----------------|------------|
| Piso            | VY<br>tonf |
| 5               |            |
| 4               | 35.59      |
| 3               | 93.58      |
| 2               | 114.69     |
| 1               | 127.13     |

| Piso | X - X   |         |         |
|------|---------|---------|---------|
|      | hei(cm) | βCM(cm) | βCM(cm) |
| 5    |         |         |         |
| 4    | 320     | 0.9120  | 0.1319  |
| 3    | 320     | 0.7801  | 0.1851  |
| 2    | 320     | 0.5950  | 0.2666  |
| 1    | 350     | 0.3284  | 0.3284  |

| Piso | Y - Y   |         |         |
|------|---------|---------|---------|
|      | hei(cm) | βCM(cm) | βCM(cm) |
| 5    | 0       |         | -0.593  |
| 4    | 320     | 0.5928  | 0.0918  |
| 3    | 320     | 0.5010  | 0.1198  |
| 2    | 320     | 0.3812  | 0.185   |
| 1    | 350     | 0.1962  | 0.1962  |

| Piso | X - X        |            |                              | Condición |
|------|--------------|------------|------------------------------|-----------|
|      | Ki (Tonf/cm) | 0.7*k(i+1) | 0.8*(K(i+1)+K(i+2)+K(i+3)/3) |           |
| 5    |              |            |                              | Regular   |
| 4    | 257.63       |            |                              | Regular   |
| 3    | 509.20       | 180.34     |                              | Regular   |
| 2    | 427.60       | 358.44     |                              | Regular   |
| 1    | 408.78       | 299.32     | 318.51                       | Regular   |

| Piso | Y - Y        |            |                              | Condición |
|------|--------------|------------|------------------------------|-----------|
|      | Ki (Tonf/cm) | 0.7*k(i+1) | 0.8*(K(i+1)+K(i+2)+K(i+3)/3) |           |
| 5    |              |            |                              | Regular   |
| 4    | 387.66       |            |                              | Regular   |
| 3    | 781.11       | 271.36     |                              | Regular   |
| 2    | 619.94       | 546.78     |                              | Regular   |
| 1    | 647.94       | 433.96     | 476.99                       | Regular   |

1

1

##### 1.2.- Irregularidades de resistencia - Piso débil

##### a.- Primer criterio: Elementos resistentes a fuerzas cortantes.

$$\sum V_{C(i)} < 0.8 * \sum V_{C(i+1)}$$

$$V_c < 0.53\lambda\sqrt{f_c} * bw * d$$

$$\sum (bw * d)_{(i)} < 0.8 * \sum (bw * d)_{(i+1)}$$

bw\*d= Área de los elementos estructurales

C-1 y C-5 40X30 2.04 m2  
C-3 D=0.40 0.50 m2

| Piso | X - X        |               | Condición |
|------|--------------|---------------|-----------|
|      | ΣVc (i) (m2) | 0.8*ΣVc (i+1) |           |
| 5    |              |               | Regular   |
| 4    | 2.54         |               | Regular   |
| 3    | 2.54         | 2.03          | Regular   |
| 2    | 2.54         | 2.03          | Regular   |
| 1    | 2.54         | 2.03          | Regular   |

1

##### 1.2.- Irregularidades de resistencia - Piso débil

$$\sum V_{C(i)} < 0.8 * \sum V_{C(i+1)}$$

$$V_c < 0.53\lambda\sqrt{f_c} * bw * d$$

$$\sum (bw * d)_{(i)} < 0.8 * \sum (bw * d)_{(i+1)}$$

bw\*d= Área de los elementos estructurales

| Piso | Y - Y   |               | Condición |
|------|---------|---------------|-----------|
|      | ΣVc (i) | 0.8*ΣVc (i+1) |           |
| 5    |         |               | Regular   |
| 4    | 2.54    |               | Regular   |
| 3    | 2.54    | 2.03          | Regular   |
| 2    | 2.54    | 2.03          | Regular   |
| 1    | 2.54    | 2.03          | Regular   |

1

##### b.- Segundo criterio: Comparación de fuerzas cortantes

| Piso | Caso de carga | X - X  |              | Condición |
|------|---------------|--------|--------------|-----------|
|      |               | Vx (i) | 0.8*Vx (i+1) |           |
| 5    | SDx           |        |              |           |
| 4    | SDx           | 33.98  | 0.00         | Regular   |
| 3    | SDx           | 94.25  | 27.18        | Regular   |
| 2    | SDx           | 114.00 | 75.40        | Regular   |
| 1    | SDx           | 134.24 | 91.20        | Regular   |

1

| Piso | Caso de carga | Y - Y  |              | Condición |
|------|---------------|--------|--------------|-----------|
|      |               | Vy (i) | 0.8*Vy (i+1) |           |
| 5    | SDy           |        |              |           |
| 4    | SDy           | 35.59  | 0.00         | Regular   |
| 3    | SDy           | 93.58  | 28.47        | Regular   |
| 2    | SDy           | 114.69 | 74.86        | Regular   |
| 1    | SDy           | 127.13 | 91.75        | Regular   |

1

## Anexo 4 – Análisis de irregularidades de altura y planta – página 02

### FACTORES DE IRREGULARIDAD (Ia, Ip) - BLOQUE I (NORMA E 030-2018)

**NOTA:**

Visto que la edificación no presenta irregularidades de rigidez y resistencia, es lógico suponer que tampoco existirá irregularidades EXTREMAS DE ESTAS

**2.1.- Irregularidades extrema de rigidez - Piso blando**

$$K_i < 0.6 * K_{(i+1)} \quad K_i < 0.7 \left( \frac{K_{(i+1)} + K_{(i+2)} + K_{(i+3)}}{3} \right)$$

La rigidez puede calcularse como:

$$K_i = \frac{V_{(i)}}{\Delta_{CM(i)}} \rightarrow \Delta_{CM(i)} = (0.75 \text{ a } 0.85)R + \beta_{CM(i)}$$

| Piso | X-X    |            |                              | Condición |
|------|--------|------------|------------------------------|-----------|
|      | Ki     | 0.6*k(i+1) | 0.7*(K(i+1)+K(i+2)+K(i+3))/3 |           |
| 5    |        |            |                              | Regular   |
| 4    | 257.63 |            |                              | Regular   |
| 3    | 509.20 | 154.58     |                              | Regular   |
| 2    | 427.60 | 305.52     |                              | Regular   |
| 1    | 408.78 | 256.56     | 278.70                       | Regular   |

1

**2.1.- Irregularidades de rigidez - Piso blando**

$$K_i < 0.6 * K_{(i+1)} \quad K_i < 0.7 \left( \frac{K_{(i+1)} + K_{(i+2)} + K_{(i+3)}}{3} \right)$$

La rigidez puede calcularse como:

$$K_i = \frac{V_{(i)}}{\Delta_{CM(i)}} \rightarrow \Delta_{CM(i)} = (0.75 \text{ a } 0.85)R + \beta_{CM(i)}$$

| Piso | Y-Y    |            |                              | Condición |
|------|--------|------------|------------------------------|-----------|
|      | Ki     | 0.6*k(i+1) | 0.7*(K(i+1)+K(i+2)+K(i+3))/3 |           |
| 5    |        |            |                              | Regular   |
| 4    | 387.66 |            |                              | Regular   |
| 3    | 781.11 | 232.60     |                              | Regular   |
| 2    | 619.94 | 468.67     |                              | Regular   |
| 1    | 647.94 | 371.96     | 417.37                       | Regular   |

1

**2.2.- Irregularidades de resistencia - Piso débil**

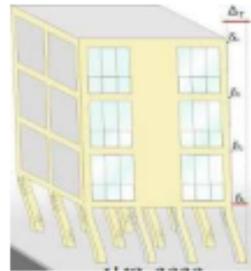
**a.- Primer criterio: Elementos resistentes a fuerzas cortantes.**

$$\sum V_{c(i)} < 0.65 * \sum V_{c(i+1)}$$

$$V_c < 0.533\sqrt{f_c} * bw * d$$

$$\sum (bw * d)_{(i)} < 0.65 * \sum (bw * d)_{(i+1)}$$

bw\*d= Área de los elementos estructurales



$$\sum V_{c(i)} < 0.65 * \sum V_{c(i+1)}$$

$$V_c < 0.533\sqrt{f_c} * bw * d$$

$$\sum (bw * d)_{(i)} < 0.65 * \sum (bw * d)_{(i+1)}$$

bw\*d= Área de los elementos estructurales

| Piso | X-X          |               | Condición |
|------|--------------|---------------|-----------|
|      | Vc (i) - cm2 | 0.65*Vc (i+1) |           |
| 5    |              |               | Regular   |
| 4    | 2.54         |               | Regular   |
| 3    | 2.54         | 1.65          | Regular   |
| 2    | 2.54         | 1.65          | Regular   |
| 1    | 2.54         | 1.65          | Regular   |

1

| Piso | Y-Y    |               | Condición |
|------|--------|---------------|-----------|
|      | Vc (i) | 0.65*Vc (i+1) |           |
| 5    |        |               | Regular   |
| 4    | 2.54   |               | Regular   |
| 3    | 2.54   | 1.65          | Regular   |
| 2    | 2.54   | 1.65          | Regular   |
| 1    | 2.54   | 1.65          | Regular   |

1

**b.- Segundo criterio: Comparación de fuerzas cortantes**

| Piso | Caso de carga | X-X    |               | Condición |
|------|---------------|--------|---------------|-----------|
|      |               | Vx (i) | 0.65*Vx (i+1) |           |
| 5    | SDx           |        |               |           |
| 4    | SDx           | 33.98  |               | Regular   |
| 3    | SDx           | 94.25  | 22.09         | Regular   |
| 2    | SDx           | 114.00 | 61.26         | Regular   |
| 1    | SDx           | 134.24 | 74.10         | Regular   |

1

| Piso | Caso de carga | Y-Y    |               | Condición |
|------|---------------|--------|---------------|-----------|
|      |               | Vy (i) | 0.65*Vy (i+1) |           |
| 5    | SDy           |        |               |           |
| 4    | SDy           | 35.59  |               | Regular   |
| 3    | SDy           | 93.58  | 23.13         | Regular   |
| 2    | SDy           | 114.69 | 60.83         | Regular   |
| 1    | SDy           | 127.13 | 74.55         | Regular   |

1

**3.- Irregularidad de masa o peso**

$$P_i > 1.5xP_{i+1} \quad P_i > 1.5xP_{i-1}$$

| Piso | Peso acumulado |      |
|------|----------------|------|
|      | Px             | tonf |
| 5    |                |      |
| 4    | 239.588        |      |
| 3    | 587.639        |      |
| 2    | 910.687        |      |
| 1    | 1332.651       |      |



$$P_i > 1.5xP_{i+1} \quad P_i > 1.5xP_{i-1}$$

| Piso | Peso     |      |
|------|----------|------|
|      | Px       | tonf |
| 5    |          |      |
| 4    | 239.588  |      |
| 3    | 587.639  |      |
| 2    | 910.687  |      |
| 1    | 1332.651 |      |

| Piso | Peso por nivel | X-X        |            | Condición |
|------|----------------|------------|------------|-----------|
|      |                | 1.5xP(i+1) | 1.5xP(i-1) |           |
| 5    |                |            |            |           |
| 4    | 239.588        |            | 522.08     | Regular   |
| 3    | 348.051        | 359.38     | 484.57     | Regular   |
| 2    | 323.048        | 522.08     | 632.95     | Regular   |
| 1    | 421.964        | 484.57     |            | Regular   |

| Piso | Pi      | Y-Y        |            | Condición |
|------|---------|------------|------------|-----------|
|      |         | 1.5xP(i+1) | 1.5xP(i-1) |           |
| 5    |         |            |            |           |
| 4    | 239.588 |            | 522.08     | Regular   |
| 3    | 348.051 | 359.38     | 484.57     | Regular   |
| 2    | 323.048 | 522.08     | 632.95     | Regular   |
| 1    | 421.964 | 484.57     |            | Regular   |



## Anexo 4 – Análisis de irregularidades de altura y planta – página 03

FACTORES DE IRREGULARIDAD (Ia, Ip) - BLOQUE I (NORMA E 030-2018)

1

1

### 4.- Irregularidad geométrica vertical.

$$b_2 > 1.3xb_1$$

| X - X  |        |        |           |
|--------|--------|--------|-----------|
| b2 (m) | b1 (m) | 1.3xb1 | Condición |
| 28.30  | 28.30  | 36.79  | Regular   |
| 1      |        |        |           |

### 4.- Irregularidad geométrica vertical

$$b_2 > 1.3xb_1$$

| Y - Y  |        |        |           |
|--------|--------|--------|-----------|
| b2 (m) | b1 (m) | 1.3xb1 | Condición |
| 17.31  | 17.31  | 22.50  | Regular   |
| 1      |        |        |           |

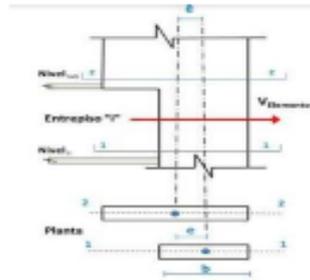


### 5.- Discontinuidad en los sistemas resistentes.

$$V_{elemento} > 0.10xV_{edificio} \text{ y } e > 0.25xb$$

| X - X                        |                              |   |
|------------------------------|------------------------------|---|
| V <sub>elemento</sub> (tonf) | V <sub>edificio</sub> (tonf) | es V <sub>elemento</sub> > 0.10 V <sub>edificio</sub> ? |
| 0.00                         | 134.24                       | NO  |

| e (cm) | b (cm) | 0.25*b | Condición |
|--------|--------|--------|-----------|
| 0.00   | 40     | 10     | Regular   |
| 1      |        |        |           |



$$V_{elemento} > 0.10xV_{edificio} \text{ y } e > 0.25xb$$

| Y - Y                        |                              |   |
|------------------------------|------------------------------|---|
| V <sub>elemento</sub> (tonf) | V <sub>edificio</sub> (tonf) | es V <sub>elemento</sub> > 0.10 V <sub>edificio</sub> ? |
| 0.00                         | 127.13                       | NO  |

| e (cm) | b (cm) | 0.25*b | Condición |
|--------|--------|--------|-----------|
| 0.00   | 60     | 15     | Regular   |
| 1      |        |        |           |

#### NOTA:

Visto que la edificación presenta irregularidad de discontinuidad en los sistemas resistentes, es lógico suponer que también puede existir irregularidad EXTREMA DE ESTA.

### 6.- Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes.

$$V_{elemento} > 0.25xV_{edificio} \text{ y } e > 0.25xb$$

| X - X                        |                              |   |
|------------------------------|------------------------------|---|
| V <sub>elemento</sub> (tonf) | V <sub>edificio</sub> (tonf) | es V <sub>elemento</sub> > 0.25 V <sub>edificio</sub> ? |
| 0.00                         | 134.24                       | NO  |

| e (cm) | b (cm) | 0.25*b | Condición |
|--------|--------|--------|-----------|
| 0.00   | 40     | 10     | Regular   |
| 1      |        |        |           |

$$V_{elemento} > 0.25xV_{edificio} \text{ y } e > 0.25xb$$

| Y - Y                        |                              |   |
|------------------------------|------------------------------|---|
| V <sub>elemento</sub> (tonf) | V <sub>edificio</sub> (tonf) | es V <sub>elemento</sub> > 0.25 V <sub>edificio</sub> ? |
| 0.00                         | 127.13                       | NO  |

| e (cm) | b (cm) | 0.25*b | Condición |
|--------|--------|--------|-----------|
| 0.00   | 60     | 15     | Regular   |
| 1      |        |        |           |

| X - X |    |
|-------|----|
| Ia    | Ip |
| 1     | 1  |

| Y - Y |    |
|-------|----|
| Ia    | Ip |
| 1     | 1  |

## Anexo 4 – Análisis de irregularidades de altura y planta – página 04

### FACTORES DE IRREGULARIDAD (Ip) - BLOQUE I (NORMA E 030-2018)

#### B.- Irregularidades estructurales en planta

Valores iniciales.

Sistema Estructural R = **8** Pórticos  
0.85 Irregular

#### Dirección X-X

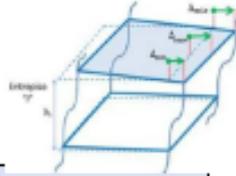
##### 1.- Irregularidad torsional.

$$\Delta_{(i)max} > 1.3x\Delta_{(i)prom.}$$

$$Rx\beta_{(i)max} > 1.3xRx\beta_{(i)prom.}$$

$$\beta_{(i)max} > 1.3x\beta_{(i)prom.}$$

$\Delta(i)$  Desplazamiento relativo de entre piso.  
 $\beta(i)$  Desplazamiento en cada diafragma



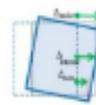
#### Dirección Y-Y

##### 1.- Irregularidad torsional.

$$\Delta_{(i)max} > 1.3x\Delta_{(i)prom.}$$

$$Rx\beta_{(i)max} > 1.3xRx\beta_{(i)prom.}$$

$$\beta_{(i)max} > 1.3x\beta_{(i)prom.}$$



| X - X |         |                    |                    |                       |                       |
|-------|---------|--------------------|--------------------|-----------------------|-----------------------|
| Piso  | hi (cm) | $\beta_{max}$ (cm) | $\beta_{min}$ (cm) | $\beta(i)_{max}$ (cm) | $\beta(i)_{min}$ (cm) |
| 5     | 0       |                    |                    |                       |                       |
| 4     | 320     | 1.6066             | 0.8970             | 0.2650                | 0.1772                |
| 3     | 320     | 1.3416             | 0.7198             | 0.3378                | 0.1321                |
| 2     | 320     | 1.0038             | 0.5877             | 0.5249                | 0.2608                |
| 1     | 350     | 0.4789             | 0.3269             | 0.4789                | 0.3269                |

| Y - Y |         |                    |                    |                       |                       |
|-------|---------|--------------------|--------------------|-----------------------|-----------------------|
| Piso  | hi (cm) | $\beta_{max}$ (cm) | $\beta_{min}$ (cm) | $\beta(i)_{max}$ (cm) | $\beta(i)_{min}$ (cm) |
| 5     | 0       |                    |                    |                       |                       |
| 4     | 320     | 1.4448             | 0.6046             | 0.2197                | 0.1189                |
| 3     | 320     | 1.2251             | 0.4857             | 0.3620                | 0.0710                |
| 2     | 320     | 0.8631             | 0.4147             | 0.4737                | 0.2387                |
| 1     | 350     | 0.3894             | 0.1760             | 0.3894                | 0.1760                |

| X - X |                        |                             |                         |   |
|-------|------------------------|-----------------------------|-------------------------|---|
| Piso  | $\Delta(i)_{max}$ (cm) | $\Delta(i)/h_{ei}$ permitid | $\Delta$ permitid. (cm) | es $\Delta(i)_{max} > 50\% \Delta$ permitid |
| 5     |                        |                             | 0.0000                  |   |
| 4     | 1.8020                 | 0.007                       | 2.2400                  | SI  |
| 3     | 2.2970                 | 0.007                       | 2.2400                  | SI  |
| 2     | 3.5693                 | 0.007                       | 2.2400                  | SI  |
| 1     | 3.2565                 | 0.007                       | 2.4500                  | SI  |

| Y - Y |                        |                             |                         |   |
|-------|------------------------|-----------------------------|-------------------------|---|
| Piso  | $\Delta(i)_{max}$ (cm) | $\Delta(i)/h_{ei}$ permitid | $\Delta$ permitid. (cm) | es $\Delta(i)_{max} > 50\% \Delta$ permitid |
| 5     |                        |                             | 0.0000                  |   |
| 4     | 1.4940                 | 0.007                       | 2.2400                  | SI  |
| 3     | 2.4616                 | 0.007                       | 2.2400                  | SI  |
| 2     | 3.2212                 | 0.007                       | 2.2400                  | SI  |
| 1     | 2.6479                 | 0.007                       | 2.4500                  | SI  |

| X - X |                  |                    |                           |             |
|-------|------------------|--------------------|---------------------------|-------------|
| Piso  | $\beta(i)_{max}$ | $\beta(i)_{prom.}$ | $1.3x\beta(i)_{promedio}$ | Condición   |
| 5     |                  |                    |                           | Regular     |
| 4     | 0.2650           | 0.2211             | 0.2874                    | Regular     |
| 3     | 0.3378           | 0.2350             | 0.3054                    | Irregular   |
| 2     | 0.5249           | 0.3929             | 0.5107                    | Irregular   |
| 1     | 0.4789           | 0.4029             | 0.5238                    | Regular     |
|       |                  |                    |                           | <b>0.75</b> |

| Y - Y |                  |                    |                           |             |
|-------|------------------|--------------------|---------------------------|-------------|
| Piso  | $\beta(i)_{max}$ | $\beta(i)_{prom.}$ | $1.3x\beta(i)_{promedio}$ | Condición   |
| 5     |                  |                    |                           | Regular     |
| 4     | 0.2197           | 0.1693             | 0.2201                    | Regular     |
| 3     | 0.3620           | 0.2165             | 0.2815                    | Irregular   |
| 2     | 0.4737           | 0.3562             | 0.4631                    | Irregular   |
| 1     | 0.3894           | 0.2827             | 0.3675                    | Irregular   |
|       |                  |                    |                           | <b>0.75</b> |

##### 2.- Irregularidad torsional extrema.

##### 2.- Irregularidad torsional extrema.

#### NOTA:

Visto que la edificación presenta irregularidad torsional, es lógico suponer que también puede existir irregularidad EXTREMA DE ESTA.

$$\Delta_{(i)max} > 1.5x\Delta_{(i)prom.}$$

$$Rx\beta_{(i)max} > 1.5xRx\beta_{(i)prom.}$$

$$\beta_{(i)max} > 1.5x\beta_{(i)prom.}$$

$$\Delta_{(i)max} > 1.5x\Delta_{(i)prom.}$$

$$Rx\beta_{(i)max} > 1.5xRx\beta_{(i)prom.}$$

$$\beta_{(i)max} > 1.5x\beta_{(i)prom.}$$

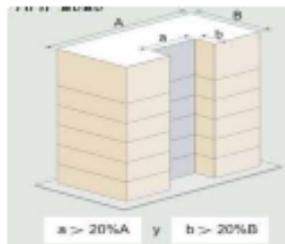
| X - X |                  |                    |                        |           |
|-------|------------------|--------------------|------------------------|-----------|
| Piso  | $\beta(i)_{max}$ | $\beta(i)_{prom.}$ | $1.5x\beta(i)_{prom.}$ | Condición |
| 5     |                  |                    |                        | Regular   |
| 4     | 0.2650           | 0.2211             | 0.3317                 | Regular   |
| 3     | 0.3378           | 0.2350             | 0.3524                 | Regular   |
| 2     | 0.5249           | 0.3929             | 0.5893                 | Regular   |
| 1     | 0.4789           | 0.4029             | 0.6044                 | Regular   |
|       |                  |                    |                        | <b>1</b>  |

| Y - Y |                  |                    |                        |           |
|-------|------------------|--------------------|------------------------|-----------|
| Piso  | $\beta(i)_{max}$ | $\beta(i)_{prom.}$ | $1.5x\beta(i)_{prom.}$ | Condición |
| 5     |                  |                    |                        | Regular   |
| 4     | 0.2197           | 0.1693             | 0.2540                 | Regular   |
| 3     | 0.3220           | 0.2165             | 0.3248                 | Regular   |
| 2     | 0.4737           | 0.3562             | 0.5343                 | Regular   |
| 1     | 0.3894           | 0.2827             | 0.4241                 | Regular   |
|       |                  |                    |                        | <b>1</b>  |

##### 3.- Esquinas entrantes.

$$a > 0.2xA$$

| X - X |       |        |           |
|-------|-------|--------|-----------|
| a     | A     | 0.2xA  | Condición |
| 0.0   | 28.30 | 5.6600 | Regular   |
|       |       |        | <b>1</b>  |



##### 3.- Esquinas entrantes.

$$b > 0.2xB$$

| Y - Y |       |        |           |
|-------|-------|--------|-----------|
| b     | B     | 0.2xB  | Condición |
| 0.0   | 12.27 | 2.4540 | Regular   |
|       |       |        | <b>1</b>  |

## Anexo 4 – Análisis de irregularidades de altura y planta – página 05

### FACTORES DE IRREGULARIDAD (Ip) - BLOQUE I (NORMA E 030-2018)

#### B.- Irregularidades estructurales en planta

##### 4.- Discontinuidad del diafragma.

##### 4.- Discontinuidad del diafragma.

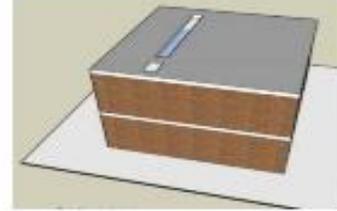
a.- Abertura mayor al 50% del área bruta del diafragma.

$$A' > 0.5 \times A$$

$$A' > 0.5 \times A$$

| X-X       |                      |                     |                         |           |
|-----------|----------------------|---------------------|-------------------------|-----------|
| Diafragma | A' (m <sup>2</sup> ) | A (m <sup>2</sup> ) | 0.5xA (m <sup>2</sup> ) | Condición |
| D1-D4     | 0.00                 | 347.2410            | 173.6205                | Regular   |
|           |                      |                     |                         | 1         |

| Y-Y       |                       |                      |                          |           |
|-----------|-----------------------|----------------------|--------------------------|-----------|
| Diafragma | A' (cm <sup>2</sup> ) | A (cm <sup>2</sup> ) | 0.5xA (cm <sup>2</sup> ) | Condición |
| D1-D4     | 0.00                  | 347.2410             | 173.6205                 | Regular   |
|           |                       |                      |                          | 1         |



##### 5.- Sistemas no paralelos.

$$V_{elemento} > 0.10 \times V_{edificio} \quad \vee \quad \text{Angulo} > 30^\circ$$

##### 5.- Sistemas no paralelos.

$$V_{elemento} > 0.10 \times V_{edificio} \quad \vee \quad \text{Angulo} > 30^\circ$$

| X-X  |                |                  |  |    |
|------|----------------|------------------|--|----|
| Pier | I Vx elementos | V total edificio | es $V_{elemento} > 0.10 \times V_{edificio}$ ? |    |
| C-5  | P-1            | 31.19            | 134.24   | Si |

| Y-Y  |            |                  |  |    |
|------|------------|------------------|--|----|
| Pier | V elemento | V total edificio | es $V_{elemento} > 0.10 \times V_{edificio}$ ? |    |
| C-5  | P-1        | 28.98            | 127.13   | Si |

| X-X    |           |
|--------|-----------|
| Angulo | Condición |
| 30     | Irregular |
| 0.9    |           |

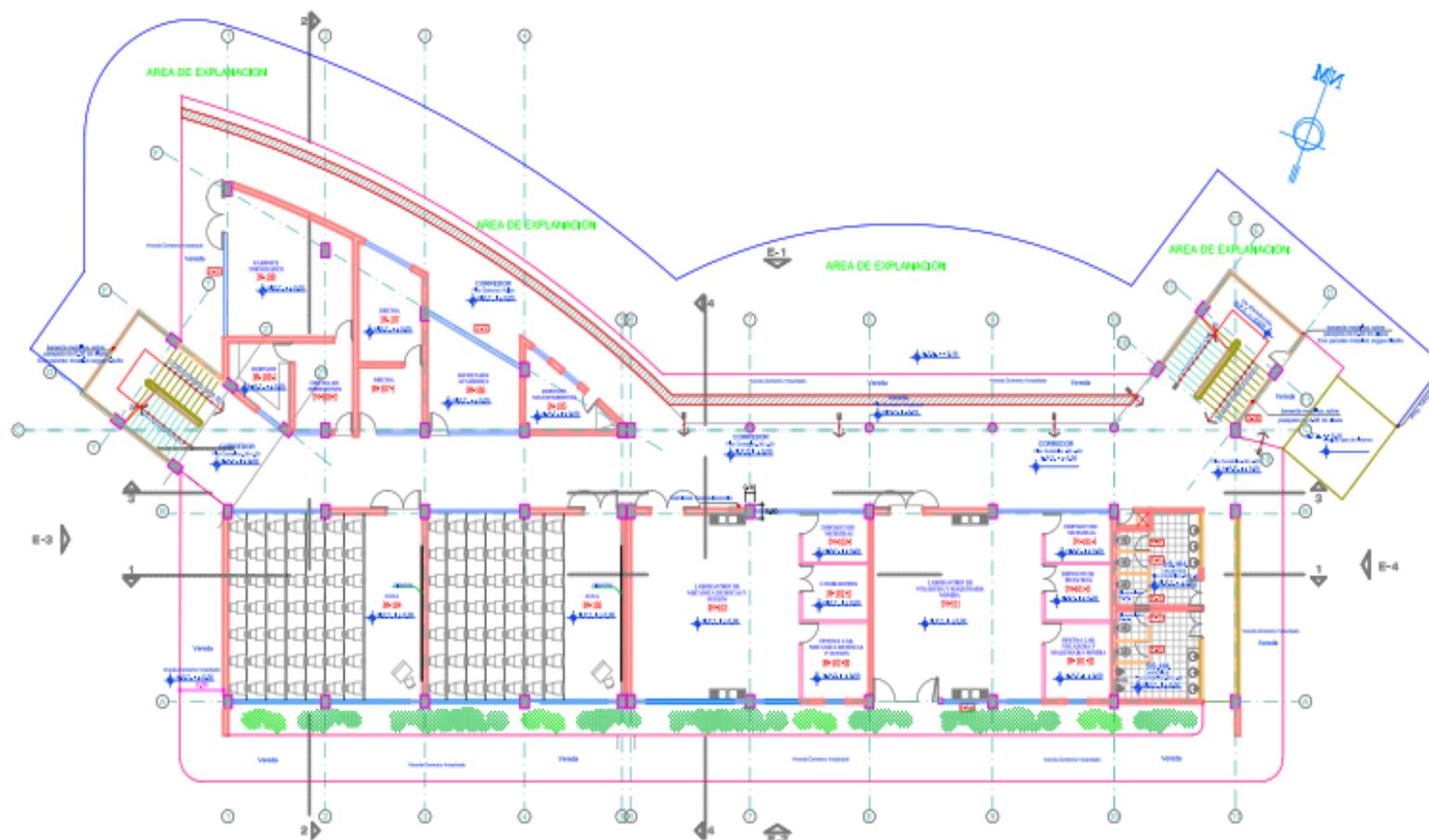
| Y-Y    |           |
|--------|-----------|
| Angulo | Condición |
| 51     | Irregular |
| 0.9    |           |

| X-X |      |
|-----|------|
| lp  | 0.75 |

| Y-Y |      |
|-----|------|
| lp  | 0.75 |

| Irregularidad |      |
|---------------|------|
| lp            | 1    |
| lp            | 0.75 |

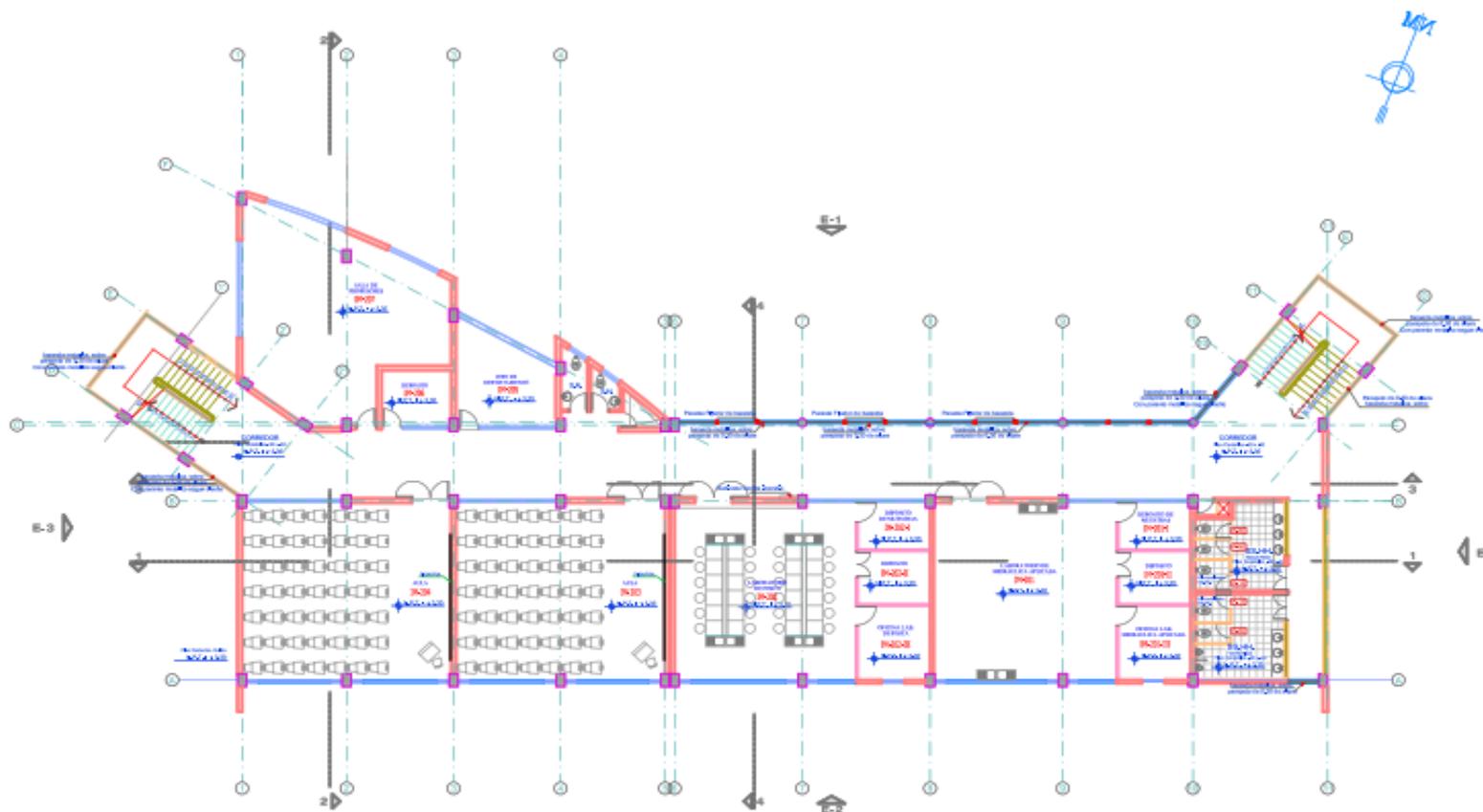
Anexo 5 – Planos – página 01



PLANTA PRIMER NIVEL  
ESC 1/250

|   |   |   |  |
|---|---|---|--|
| <br>UNIVERSIDAD NACIONAL<br>NICAROLA BASTIDAS DE APUREMO<br>ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL<br>DE INGENIERIA CIVIL | TÍTULO: "EVALUACIÓN DE LA<br>VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL<br>DISEÑO ESTRUCTURAL DEL<br>PABELLÓN DE INGENIERÍA DE<br>MINAS DE LA SEDE CENTRAL DE LA<br>UNAMBA" | ASESOR:<br>ING. FARRÍN DURANEL LOAYZA ENCALADA<br><br>TÉCNICO:<br>BACH. OSCAR DAVID ALICABARRI QUINPE | ESCALA: PERCADA                                  |
|   |   |   | FECHA: NOVIEMBRE 2009<br><br><b>A-1</b> PLANO 18 |

Anexo 5 – Planos – página 02

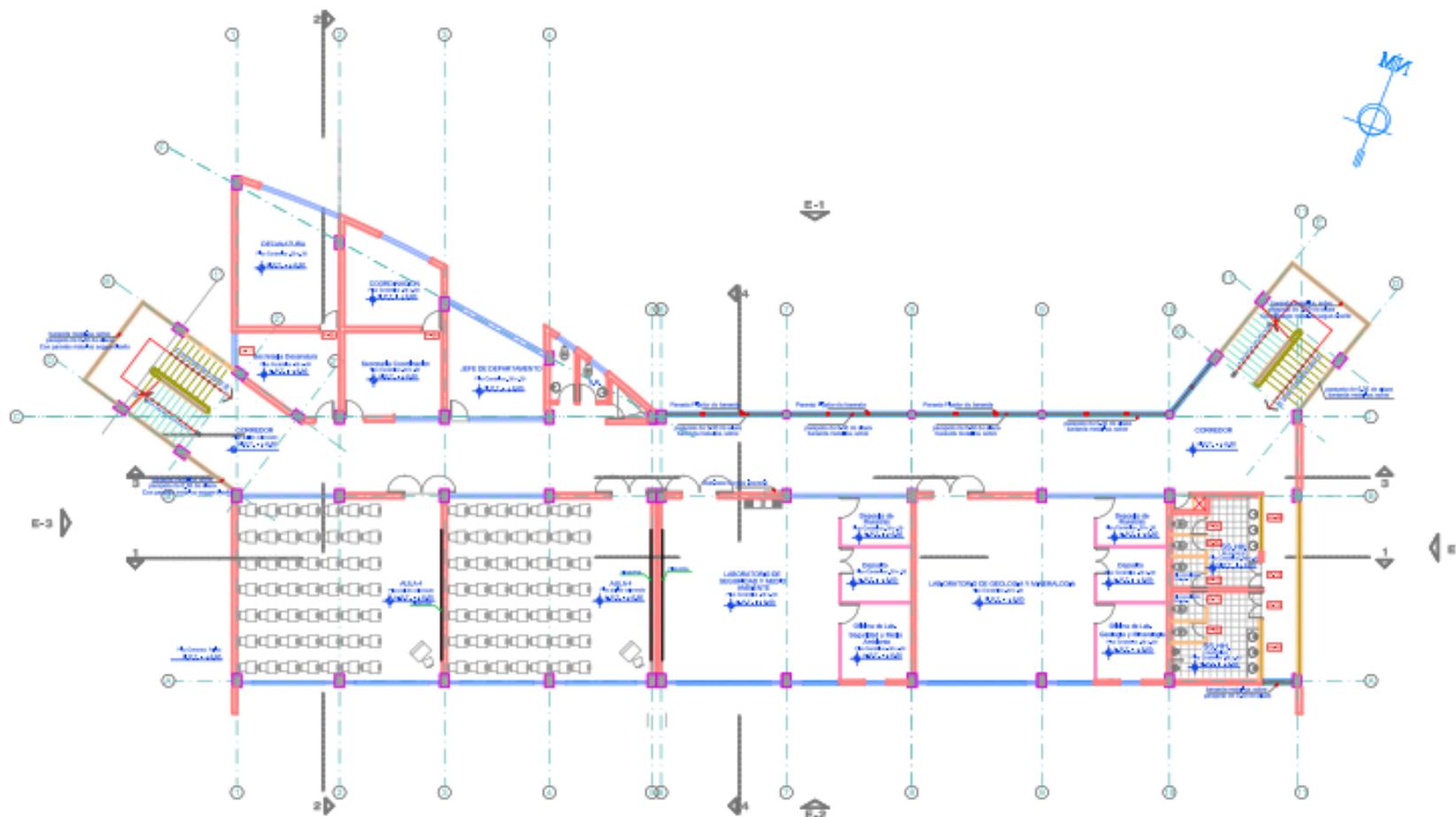


PLANTA SEGUNDO NIVEL

ESC 1/250

|   |  |   |                               |                        |
|---|--|---|-------------------------------|------------------------|
|  UNIVERSIDAD NACIONAL<br>VICERRECTORÍA ACADÉMICA<br>ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL<br>DE INGENIERÍA CIVIL | TÍTULO:<br>"EVALUACIÓN DE LA<br>VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL<br>DISEÑO ESTRUCTURAL DEL<br>PABELLÓN DE INGENIERÍA DE MINAS<br>DE LA SEDE CENTRAL DE LA<br>UNASUR" | ASESOR:<br>ING. DARWIN BORGES<br>LÓPEZ ENCALADA | PLANA:<br>PLANTA PRIMER NIVEL | INSTITUCIÓN:<br>UNASUR |
|   | TESIS:<br>RACEL OSCAR BAYO<br>SUCCABASSI QUISPE  | FECHA:<br>NOVIEMBRE 2020                        | <b>A-2</b> PLANO 27           |                        |

Anexo 5 – Planos – página 03

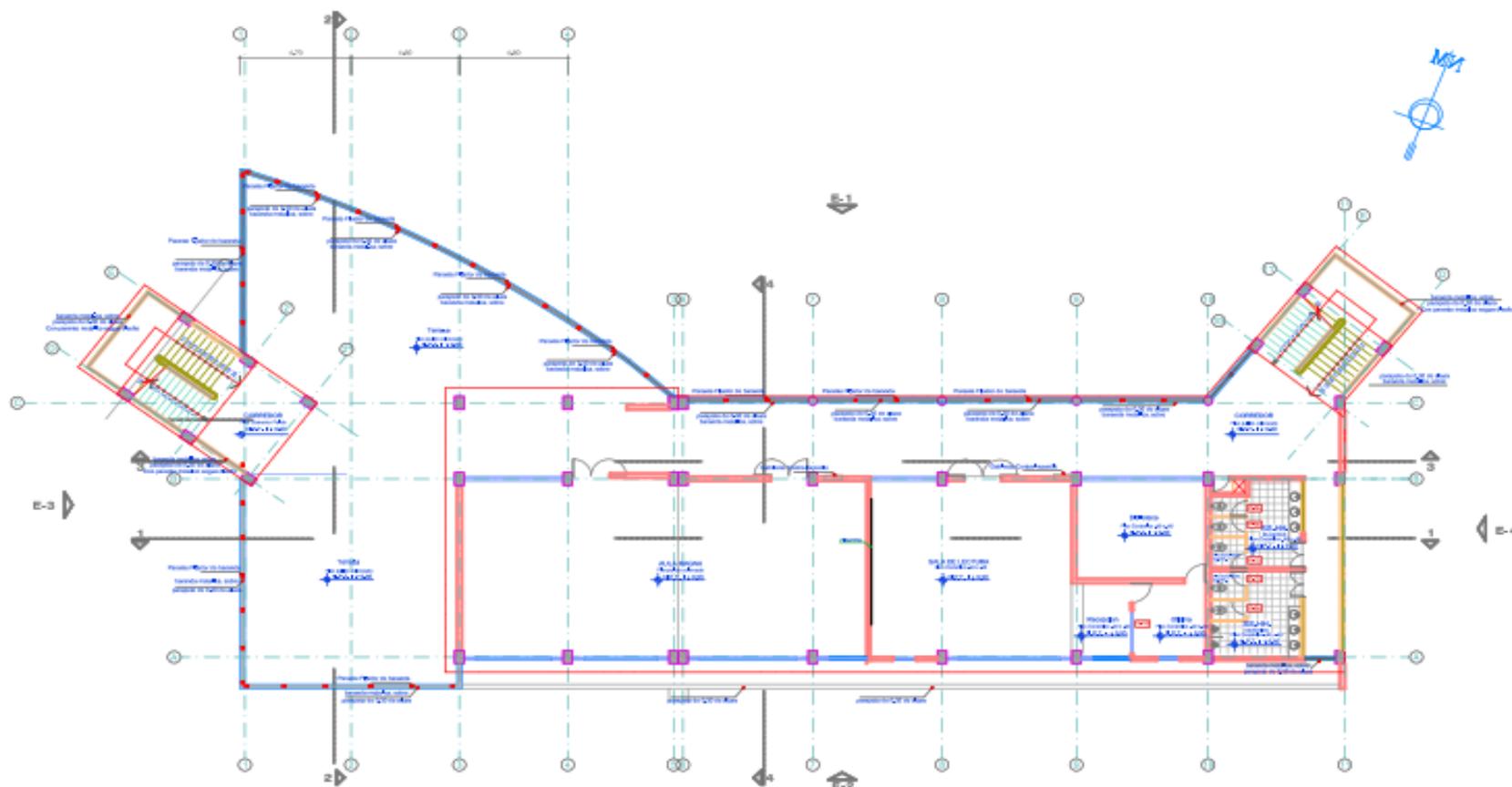


PLANTA TERCER NIVEL

ESC. 1/250

|  |  |   |                               |  |
|--|--|---|-------------------------------|--|
|  UNIVERSIDAD NACIONAL<br>RICARDO BUSTOS DE APURÍMAC<br>ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL<br>DE INGENIERÍA CIVIL | TÍTULO:<br>"EVALUACIÓN DE LA<br>VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL<br>DISEÑO ESTRUCTURAL DEL<br>PABELLÓN DE INGENIERÍA DE MINAS<br>DE LA SEDE CENTRAL DE LA<br>U.N.A.P.M." | ASESOR:<br>ING. DARWIN BERRAMEL<br>LOAYZA ENCALADA<br><br>TÉCNICO:<br>RICHY ORCAY BAYO<br>AUCCABUASI QUISPE | PLANO:<br>PLANTA TERCER NIVEL | ESCALA:<br>PERÍMETRO<br>FECHA:<br>NOVIEMBRE 2008 |
|  |  |   | <b>A-3</b> PLANO 37           |  |

Anexo 5 – Planos – página 04

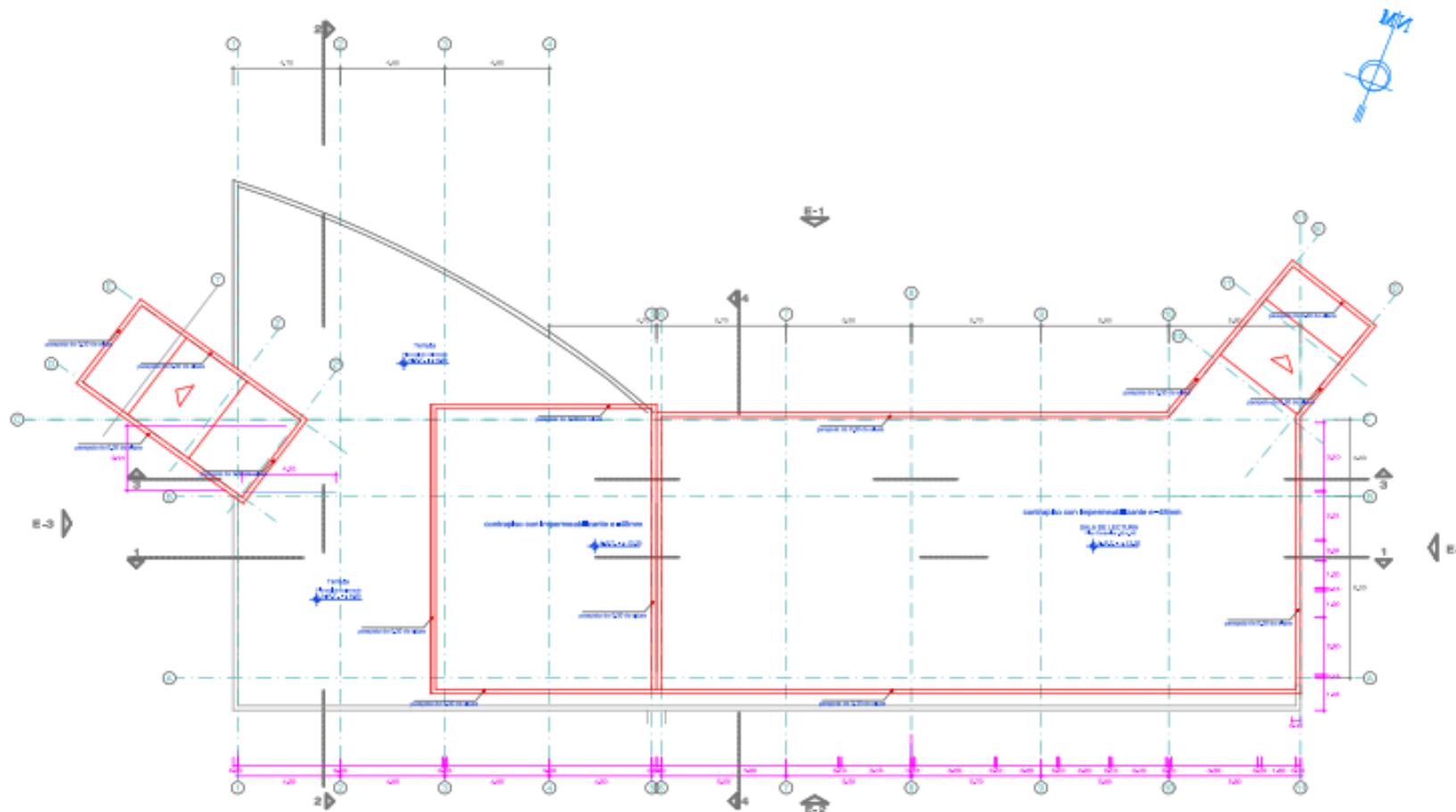


PLANTA CUARTO NIVEL

ESC 1/250

|  |   |  |                               |  |
|--|---|--|-------------------------------|--|
|  UNIVERSIDAD NACIONAL<br>NICARLA BASTIDAS DE APURÍMAC<br>ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL<br>DE INGENIERÍA CIVIL | TÍTULO: "EVALUACIÓN DE LA<br>VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL<br>DISEÑO ESTRUCTURAL DEL<br>PABELLÓN DE INGENIERÍA DE MINAS<br>DE LA SEDE CENTRAL DE LA<br>UGAMBA" | ASESOR:<br>ING. DARWIN DURAMBA<br>LOAYZA ESCALADA<br><br>TESISISTA:<br>BACEL OSCAR DAVILA<br>SUCCABUASI QUESPE | PLANO:<br>PLANTA CUARTO NIVEL | ESCALA: PERÍMETRO<br>FECHA: NOVIEMBRE 2020 |
|  |   |  | PLANO A-4                     | PLANO 4T                                   |

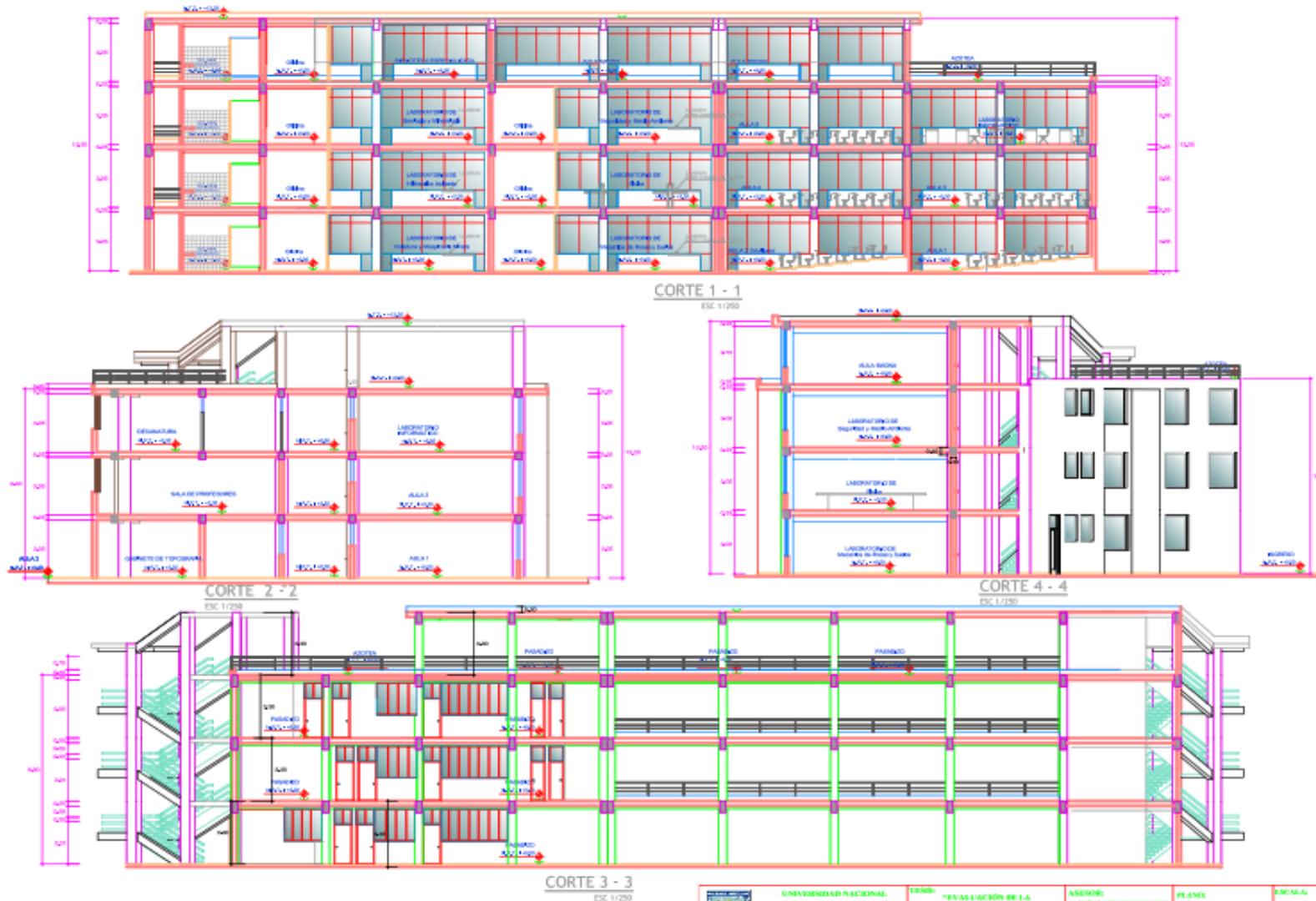
Anexo 5 – Planos – página 05



**PLANTA TECHOS**  
ESC 1/250

|  |  |   |  |   |
|--|--|---|--|---|
|  UNIVERSIDAD NACIONAL<br>RICARDO BUSTOS DE APURÍMAC<br>ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL<br>DE INGENIERÍA CIVIL | TÍTULO:<br>"EVALUACIÓN DE LA<br>VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL<br>DISEÑO ESTRUCTURAL DEL<br>PABELLÓN DE INGENIERÍA DE PUNAS<br>DE LA SEDE CENTRAL DE LA<br>UNAMBA" | ASESOR:<br>ING. DARWIN BORAÑA<br>LOAYZA ENCABADA<br><br>TESISISTA:<br>RACIL OSCAR DAVID<br>AUCARRASI QUISPE | PLANA<br>PLANTA TECHOS   | UNAMBA<br>PEREADA<br>FECHA:<br>NOVIEMBRE 2020 |
|  |  |   | <span style="font-size: 2em; font-weight: bold; color: green;">A-5</span> PLANO 37 |   |

Anexo 5 – Planos – página 06



|  |  |   |  |   |
|--|--|---|--|---|
|  UNIVERSIDAD NACIONAL<br>RICARDO BUSTOS DE APURIMAC<br>ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL<br>DE INGENIERÍA CIVIL | TÍTULO:<br>"EVALUACIÓN DE LA<br>VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL<br>DISEÑO ESTRUCTURAL DEL<br>PABELLÓN DE INGENIERÍA DE MINAS<br>DE LA SEDE CENTRAL DE LA<br>UNAMBA" | ASESOR:<br>ING. DARWIN BERRAME<br>LOAYZA ENCALADA<br>TENISTA:<br>RACHA OSCAR BAYRI<br>AUCCAREASI QUISPE | PLANO:<br>CORTE 51 CORTE 53<br>CORTE 52 CORTE 54 | ESCALA:<br>PERCEPCIÓN<br>FECHA:<br>NOVIEMBRE 2020 |
|  |  |   | <b>A-6</b> PLANO 67                              |   |

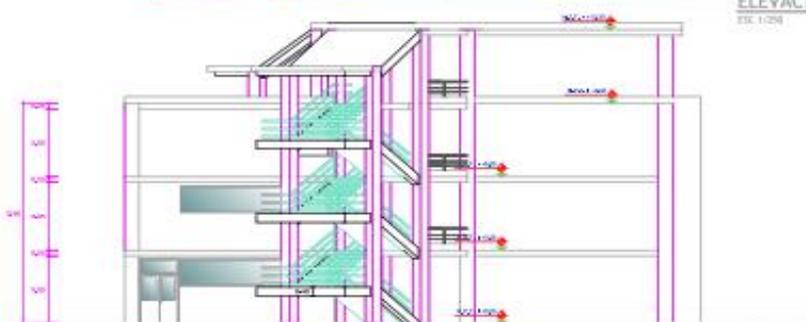
Anexo 5 – Planos – página 07



ELEVACION E-1  
ESC. 1/250



ELEVACION E-2  
ESC. 1/250



ELEVACION E-3  
ESC. 1/250



ELEVACION E-4  
ESC. 1/250

|   |   |  |   |   |                                    |
|---|---|--|---|---|------------------------------------|
|  | UNIVERSIDAD NACIONAL<br>DE INGENIERÍA<br>ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL<br>DE INGENIERÍA CIVIL | TÍTULO: "EVALUACIÓN DE LA<br>VULNERABILIDAD SISMICA DEL<br>BARRIO EJECUTIVO DEL<br>PABELLÓN DE INGENIERÍA DE PUNAS<br>DE LA UDIU CENTRAL DE LA<br>SIEMPRE" | AUTOR:<br>ING. EDUARDO RAMIRO<br>GONZALEZ GALVA | PLANOS:<br>ELEVACION E-1<br>ELEVACION E-2<br>ELEVACION E-3<br>ELEVACION E-4 | ESCALA: 1/250<br>FECHA: 10/05/2023 |
|   |   |  |   | <b>A-7</b> PLANO 11   |                                    |