

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**EVALUACIÓN DE LA INFLUENCIA DEL AISLAMIENTO SÍSMICO  
DE BASE EN UNA EDIFICACIÓN QUE PRESENTA  
IRREGULARIDAD POR DISCONTINUIDAD DE ELEMENTOS  
VERTICALES**

**Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil**

**AUTOR:**

Miguel Angel Cardenas Lazaro  
Sandro Percy Vasquez Solórzano

**ASESOR:**

Christian Alberto Asmat Garaycochea


Lima, Abril, 2025

## INFORME DE SIMILITUD

Yo, **Christian Alberto Asmat Garaycochea**, docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis titulada **“Evaluación de la influencia del aislamiento sísmico de base en una edificación que presenta irregularidad por discontinuidad de elementos verticales”**, de los autores **Miguel Angel Cardenas Lazaro** y **Sandro Percy Vasquez Solórzano**, dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 4 %. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 27/03/2025.
- He revisado con detalle dicho reporte junto al documento, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima, 27 de marzo del 2025

|   |   |
|---|---|
| Apellidos y nombres del asesor: <u>Asmat Garaycochea, Christian Alberto</u> |   |
| DNI: 45650009   | Firma:  |
| ORCID: 0000-0003-3893-4573  |   |



*Agradecimientos*

*Al Ing. Christian Asmat Garaycochea, por su valiosa colaboración en la asesoría, revisión y corrección del presente trabajo y por habernos guiado durante el proceso con sus enseñanzas, compromiso y tiempo.*

*A todos los profesores que compartieron sus conocimientos y experiencia durante nuestra formación.*

*Dedicatoria*

*A DIOS, por su compañía en cada día de mi vida.*

*A mis PADRES, Alberto y Madeleine, por su amor y apoyo incondicional en cada día de mi vida.*

*A mis hermanos, Guillermo, Shirley, Pamela y Rodrigo, por el aprecio que demuestran día a día, por los consejos y apoyo en mis decisiones.*

*A toda mi familia, por sus constantes muestras de cariño y de confianza, por ser mi soporte y ayudarme a salir adelante en momentos difíciles.*

*Miguel Cardenas*

*Dedicatoria*

*A mis padres, Sandro y Yanet, y hermanos, Deybi y Yoselin, que me han apoyado durante toda la carrera.*

*A mi enamorada, Mariela, que me brindó su apoyo en el proceso de la elaboración de la tesis.*

*Sandro Vasquez*

## **RESUMEN**

El presente trabajo de investigación consiste en la evaluación de la influencia del aislamiento sísmico de base en una edificación que presenta irregularidad por discontinuidad de elementos verticales. Esta investigación surgió a partir de la escasez de información y estudios sobre el uso de aisladores en edificios que presentan irregularidades estructurales. Gran parte de los estudios se han enfocado en la evaluación del desempeño de edificaciones regulares con aisladores. Asimismo, de la limitada información que se puede encontrar de estudios sobre edificios irregulares con aisladores, la mayoría corresponden a irregularidades en planta, tales como irregularidad torsional, discontinuidad de diafragma, entre otros. La metodología del presente trabajo se organiza en cuatro etapas. En primer lugar, se define la arquitectura y posteriormente la disposición de la estructura de la edificación a emplear para el presente estudio. Asimismo, se definen la cantidad de pisos, el uso de la edificación y las condiciones geotécnicas. En segundo lugar, se realiza el modelamiento de la edificación considerándola de base fija. Luego, se realiza el análisis sísmico empleando el método de fuerzas estáticas equivalentes y el método modal espectral. En tercer lugar, se calculan las propiedades del sistema de aislamiento, la disposición de los aisladores, el tratamiento de registros y se realiza el análisis sísmico empleando los métodos usados para la edificación con base fija, y adicionalmente, realizando el análisis dinámico tiempo-historia. Finalmente, se realiza un análisis comparativo de los resultados obtenidos tanto para la edificación de base fija, como aislada.

## **ABSTRACT**

The present research work involves the evaluation of the influence of base seismic isolation in a building that exhibits irregularity due to discontinuity of vertical elements. This investigation arose from the scarcity of information and studies on the use of isolators in buildings with structural irregularities. Most studies have focused on evaluating the performance of regular buildings with isolators. Furthermore, of the limited information available on studies of irregular buildings with isolators, most pertain to plan irregularities, such as torsional irregularity, diaphragm discontinuity, among others. The methodology of this work is organized into four stages. First, the architecture and subsequently the arrangement of the building's structure to be used for this study are defined. Additionally, the number of floors, the use of the building, and the geotechnical conditions are determined. Second, the modeling of the building is carried out considering it as a fixed-base structure. Then, seismic analysis is performed using the equivalent static force method and the modal spectral method. Third, the properties of the isolation system, the arrangement of the isolators, the treatment of records are calculated, and seismic analysis is performed using the methods used for the fixed-base building, and additionally, performing the time-history dynamic analysis. Finally, a comparative analysis of the results obtained for both the fixed-base and isolated buildings is conducted.

## ÍNDICE DE CONTENIDO

|   |          |
|---|----------|
| <b>CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN</b> .....                                   | <b>1</b> |
| 1.1. Justificación .....  | 2        |
| 1.2. Objetivos .....  | 3        |
| 1.2.1. Objetivo general .....   | 3        |
| 1.2.2. Objetivos específicos .....                                      | 3        |
| 1.3. Hipótesis .....  | 3        |
| 1.4. Alcance .....  | 4        |
| 1.5. Metodología .....  | 4        |
| <b>CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO</b> .....                                  | <b>6</b> |
| 2.1. Parámetros sísmicos .....  | 6        |
| 2.1.1. Categoría de la edificación y factor de uso (U) .....            | 6        |
| 2.1.2. Coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas .....    | 6        |
| 2.2. Regularidad estructural .....                                      | 7        |
| 2.2.1. Categoría de la edificación .....                                | 7        |
| 2.2.2. Factores de irregularidad .....                                  | 7        |
| 2.2.2.1. Irregularidad por discontinuidad de sistemas resistentes ..... | 8        |
| 2.3. Predimensionamiento estructural .....                              | 8        |
| 2.3.1. Losas macizas .....  | 9        |
| 2.3.2. Vigas de superestructura .....                                   | 9        |
| 2.3.3. Vigas de piso técnico .....                                      | 9        |
| 2.3.4. Columnas .....   | 9        |
| 2.3.4.1. Edificios aporticados .....                                    | 9        |
| 2.3.4.2. Edificios con luces significativas .....                       | 9        |
| 2.4. Desempeño sísmico .....  | 10       |
| 2.5. Tipos de aisladores sísmicos .....                                 | 12       |
| 2.5.1. Aislador elastomérico convencional .....                         | 12       |
| 2.5.2. Aislador elastomérico con núcleo de plomo (LRB) .....            | 14       |
| 2.5.3. Aislador de péndulo friccional .....                             | 15       |
| 2.6. Análisis sísmico de edificación de base fija .....                 | 16       |
| 2.6.1. Análisis estático .....  | 16       |
| 2.6.1.1. Fuerza cortante en la base .....                               | 17       |
| 2.6.1.2. Distribución de fuerza sísmica en altura .....                 | 17       |
| 2.6.1.3. Período fundamental de la estructura .....                     | 17       |

|  |           |
|--|-----------|
| 2.6.2. Análisis dinámico espectral E.030 .....                               | 17        |
| 2.6.2.1. Modos de vibración.....   | 17        |
| 2.6.2.2. Aceleración espectral .....   | 18        |
| 2.6.2.3. Fuerza cortante mínima.....   | 18        |
| 2.7. Análisis sísmico de edificación de base aislada .....                   | 18        |
| 2.7.1. Análisis estático .....   | 19        |
| 2.7.1.1. Centro de masa y rigidez del sistema de aislamiento .....           | 19        |
| 2.7.1.2. Desplazamiento traslacional (DM) .....                              | 19        |
| 2.7.1.3. Desplazamiento total máximo (DTM).....                              | 19        |
| 2.7.1.4. Período y amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento ..... | 20        |
| 2.7.1.5. Fuerzas laterales mínimas.....                                      | 20        |
| 2.7.2. Propiedades del sistema de aislamiento .....                          | 20        |
| 2.7.2.1. Propiedades del límite inferior .....                               | 21        |
| 2.7.2.2. Propiedades del límite superior.....                                | 21        |
| 2.7.3. Análisis dinámico espectral E.031 .....                               | 22        |
| 2.7.3.1. Espectro de respuesta sísmica .....                                 | 22        |
| 2.7.3.2. Fuerza restitutiva .....  | 22        |
| 2.7.4. Análisis no lineal dinámico tiempo historia .....                     | 23        |
| 2.7.4.1. Registros de aceleración .....                                      | 23        |
| 2.7.4.2. Tratamiento de registros sísmicos .....                             | 23        |
| 2.7.4.3. Modelo bilineal.....  | 24        |
| <b>CAPÍTULO 3: CASO DE ESTUDIO.....</b>                                      | <b>26</b> |
| 3.1. Características de la edificación.....                                  | 26        |
| 3.2. Arquitectura de la edificación .....                                    | 26        |
| 3.3. Estructura de la edificación .....                                      | 27        |
| 3.3.1. Estructuración .....  | 28        |
| 3.3.2. Predimensionamiento.....  | 28        |
| 3.3.2.1. Lozas macizas.....  | 28        |
| 3.3.2.2. Viga de superestructura.....  | 28        |
| 3.3.2.3. Viga de sistema de aislamiento .....                                | 29        |
| 3.3.2.4. Columnas .....  | 29        |
| 3.4. Cargas .....  | 31        |
| 3.4.1. Carga muerta: .....   | 31        |
| 3.4.2. Carga viva:.....  | 31        |
| 3.5. Combinaciones de carga.....   | 31        |

|   |           |
|---|-----------|
| 3.5.1. Combinaciones de carga para estructura de concreto.....                    | 31        |
| 3.5.2. Combinaciones de carga para estructura aislada.....                        | 31        |
| 3.6. Características de los materiales .....                                      | 32        |
| 3.6.1. Concreto .....   | 32        |
| 3.6.2. Acero de refuerzo.....   | 32        |
| <b>CAPÍTULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO Y DISEÑO DE EDFICACIÓN CON BASE FIJA</b><br>..... | <b>33</b> |
| 4.1. Modelamiento matemático .....  | 33        |
| 4.2. Peso de la estructura .....  | 33        |
| 4.3. Análisis estático .....  | 34        |
| 4.4. Análisis dinámico modal espectral .....                                      | 34        |
| 4.4.1. Modos y participación de masa .....  | 35        |
| 4.4.2. Evaluación de irregularidades .....  | 35        |
| 4.4.2.1. Irregularidad de rigidez – piso blando .....                             | 35        |
| 4.4.2.2. Irregularidad de resistencia – piso débil.....                           | 36        |
| 4.4.2.3. Irregularidad torsional.....   | 37        |
| 4.4.2.4. Irregularidad por discontinuidad de elementos resistentes.....           | 37        |
| 4.4.3. Desplazamientos y derivas .....  | 39        |
| 4.4.3.1. Dirección X-X.....   | 39        |
| 4.4.3.2. Dirección Y-Y.....   | 40        |
| 4.4.4. Momentos de segundo orden.....   | 42        |
| 4.4.5. Amplificación de fuerzas sísmicas.....                                     | 44        |
| 4.4.5.1. Fuerzas cortantes .....  | 44        |
| 4.4.5.2. Factores de escala .....   | 45        |
| 4.4.6. Aceleraciones de entrepiso .....   | 45        |
| 4.5. Diseño estructural .....   | 46        |
| 4.5.1. Diseño de columnas.....  | 47        |
| 4.5.1.1. Combinación de carga en la columna .....                                 | 47        |
| 4.5.1.2. Diagrama de interacción .....  | 48        |
| 4.5.1.3. Diseño por capacidad .....   | 49        |
| 4.5.2. Diseño de vigas.....   | 51        |
| 4.5.3. Diseño del nudo Columna – Viga .....                                       | 54        |
| 4.5.3.1. Condición columna fuerte – viga débil .....                              | 54        |
| 4.5.3.2. Verificación de resistencia al corte del nudo .....                      | 56        |

|  |    |
|--|----|
| <b>CAPÍTULO 5: ANÁLISIS SÍSMICO Y DISEÑO DE EDIFICACIÓN CON BASE AISLADA</b> ..... | 59 |
| 5.1. Modelamiento matemático .....   | 59 |
| 5.2. Análisis Estático de fuerzas equivalentes.....                                | 60 |
| 5.2.1. Masa y peso de la estructura .....  | 60 |
| 5.2.2. Propiedades de los aisladores .....   | 60 |
| 5.3. Sistema de aislamiento .....  | 62 |
| 5.3.1. Cálculo de propiedades del sistema de aisladores.....                       | 62 |
| 5.3.2. Fuerza restitutiva.....   | 65 |
| 5.3.3. Cálculo de las fuerzas laterales mínimas .....                              | 66 |
| 5.3.3.1. Fuerza lateral en la subestructura.....                                   | 66 |
| 5.3.3.2. Fuerza lateral en la superestructura .....                                | 66 |
| 5.3.3.3. Límites de $V_s$ .....  | 66 |
| 5.4. Análisis dinámico espectral .....   | 67 |
| 5.4.1. Derivas.....  | 67 |
| 5.4.2. Momentos de segundo orden.....  | 69 |
| 5.4.3. Aceleraciones de entrepiso .....  | 71 |
| 5.4.4. Factor de corrección .....  | 71 |
| 5.4.4.1. Factor de corrección de la fuerza dinámica en la subestructura.....       | 71 |
| 5.4.4.2. Factor de corrección de la fuerza dinámica en la superestructura .....    | 72 |
| 5.5. Análisis no lineal tiempo historia .....                                      | 72 |
| 5.5.1. Tratamiento de registros sísmicos.....                                      | 72 |
| 5.5.1.1. Señales sísmicas.....   | 72 |
| 5.5.1.2. Corrección por línea Base y filtrado de ruido .....                       | 74 |
| 5.5.1.3. Escalamiento al espectro del sismo máximo considerado (SMC).....          | 75 |
| 5.5.2. Derivas.....  | 77 |
| 5.5.3. Aceleraciones .....   | 80 |
| 5.5.4. Desplazamientos.....  | 82 |
| 5.6. Diseño estructural .....  | 85 |
| 5.6.1. Diseño de columnas.....   | 85 |
| 5.6.1.1. Combinación de carga en la columna.....                                   | 85 |
| 5.6.1.2. Diagrama de interacción .....   | 86 |
| 5.6.1.3. Diseño por capacidad .....  | 87 |
| 5.6.2. Diseño de vigas.....  | 88 |
| 5.6.3. Diseño del nudo Columna – Viga.....   | 92 |

|  |            |
|--|------------|
| 5.6.3.1. Condición columna fuerte – viga débil .....         | 92         |
| 5.6.3.2. Verificación de resistencia al corte del nudo ..... | 94         |
| <b>CAPÍTULO 6: COMPARACIÓN DE RESULTADOS .....</b>           | <b>96</b>  |
| 6.1. Desplazamientos y derivas .....                         | 96         |
| 6.2. Aceleraciones .....                                     | 98         |
| 6.3. esfuerzos en zonas locales .....                        | 100        |
| 6.4. Diseño estructural .....                                | 101        |
| 6.4.1. Comparación diseño de vigas .....                     | 101        |
| 6.4.2. Comparación diseño de columna y nudo .....            | 101        |
| <b>CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>      | <b>103</b> |
| 7.1. Conclusiones .....                                      | 103        |
| 7.2. Recomendaciones .....                                   | 104        |
| <b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>                                    | <b>105</b> |
| <b>ANEXOS .....</b>  | <b>107</b> |



## ÍNDICE DE FIGURAS

|  |    |
|--|----|
| <b>Figura 1</b> Hospital Daniel Alcides Carrión. Fuente: Andina, 2023.....   | 1  |
| <b>Figura 2</b> Aulario PUCP. Fuente: PuntoEdu PUCP, 2015.....   | 1  |
| <b>Figura 3</b> Universidad UTEC. Fuente: Blog UTEC, 2019.....   | 2  |
| <b>Figura 4</b> Clasificación de los sistemas estructurales de Concreto. Fuente: A. Muñoz, 2020 .....  | 7  |
| <b>Figura 5</b> Irregularidad estructural para un edificio aislado. Fuente: A. Muñoz, 2020.  | 8  |
| <b>Figura 6</b> Irregularidad por discontinuidad de sistemas resistentes. Fuente: A. Muñoz,2020 .....  | 8  |
| <b>Figura 7</b> Desempeño de edificaciones. Fuente: Muñoz, 2018.....   | 10 |
| <b>Figura 8</b> Aislador elastomérico convencional. Fuente: Catálogo Tensa, 2017 .....   | 13 |
| <b>Figura 9</b> Comportamiento elástico – lineal de un elastomérico convencional. Fuente: Catálogo Tensa, 2017 .....                         | 14 |
| <b>Figura 10</b> Aislador elastomérico LRB. Fuente: Catálogo Tensa, 2017 .....   | 15 |
| <b>Figura 11</b> Comportamiento bilineal de un dispositivo LRB. Fuente: Catálogo Tensa, 2017 .....   | 15 |
| <b>Figura 12</b> Aislador de péndulo friccional. Fuente: Catálogo FIP INDUSTRIALE, 2022 .....  | 16 |
| <b>Figura 13</b> Comportamiento de un péndulo friccional doble obtenido de un ensayo sinusoidal. Fuente: Catálogo FIP INDUSTRIALE, 2022..... | 16 |
| <b>Figura 14</b> Modos de vibración. Fuente: Muñoz, 2020 .....   | 18 |
| <b>Figura 15</b> Esquema de propiedades de un aislador. Fuente: Norma E-031, 2019..  | 20 |
| <b>Figura 16</b> Esquema de fuerza restitutiva. Fuente: A. Muñoz, 2020.....  | 23 |
| <b>Figura 17</b> Corrección por línea base. Fuente: Alva y Ortiz, 2014 .....   | 24 |
| <b>Figura 18</b> Escalamiento espectral. Fuente: R. Aguilar, 2016.....   | 24 |
| <b>Figura 19</b> Modelo de diagrama bilineal de un aislador. Fuente: A. Muñoz, 2022 ....   | 25 |
| <b>Figura 20</b> Planta arquitectónica del primer nivel. Fuente: Elaboración propia, 2024  | 27 |
| <b>Figura 21</b> Planta arquitectónica de nivel de departamentos. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                                     | 27 |

|  |    |
|--|----|
| <b>Figura 22</b> Planta estructural de piso típico. Fuente: Elaboración propia, 2024.....  | 29 |
| <b>Figura 23</b> Vista frontal de la estructura de la edificación. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                              | 30 |
| <b>Figura 24</b> Vista lateral de la estructura de la edificación. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                              | 31 |
| <b>Figura 25</b> Vista tridimensional y en planta de modelo estructural en Sap2000 de base fija. Fuente: Elaboración propia, 2024..... | 33 |
| <b>Figura 26</b> Desplazamiento de eje de elementos discontinuos. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                               | 38 |
| <b>Figura 27</b> Gráfico de derivas y desplazamientos para los 3 casos de sismo en X-X. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....         | 40 |
| <b>Figura 28</b> Gráfico de derivas y desplazamientos para los 3 casos de sismo en Y-Y. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....         | 42 |
| <b>Figura 29</b> Esfuerzos en el nudo debido a combinación 1.4CM+1.7CV. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                         | 43 |
| <b>Figura 30</b> Esfuerzos en el nudo debido a combinación 1.25 (CM+CV)+SY. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                     | 44 |
| <b>Figura 31</b> Comparación de la aceleración para ambos casos dinámicos. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                      | 46 |
| <b>Figura 32</b> Diagrama de interacción eje local X-X. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....   | 48 |
| <b>Figura 33</b> Diagrama de interacción eje local Y-Y. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....   | 49 |
| <b>Figura 34</b> Distribución de acero en la columna discontinua. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                               | 50 |
| <b>Figura 35</b> Envolvente de DMF y DFC. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....   | 51 |
| <b>Figura 36</b> Momento en la viga a la cara en los extremos. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                                  | 52 |
| <b>Figura 37</b> Vista lateral de viga que soporta elemento discontinuo. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                        | 53 |
| <b>Figura 38</b> Distribución de acero de las vigas que soportan elementos discontinuos. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....        | 54 |

|  |    |
|--|----|
| <b>Figura 39</b> Momentos actuantes en el nudo. Fuente: Higashi, 2022 .....  | 54 |
| <b>Figura 40</b> Diagrama de interacción eje menor Fuente: Elaboración propia, 2025... 55  | 55 |
| <b>Figura 41</b> Diagrama de interacción eje mayor Fuente: Elaboración propia, 2025 ... 56   | 56 |
| <b>Figura 42</b> Distribución de acero en la placa. Fuente: Elaboración propia, 2024..... 56                                       | 56 |
| <b>Figura 43</b> Variables de diseño por corte del nudo. Fuente: Higashi, 2022 .....   | 56 |
| <b>Figura 44</b> Elevación del nudo analizado. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....  | 57 |
| <b>Figura 45</b> Vista en elevación de distribución de acero en columna discontinua. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....        | 58 |
| <b>Figura 46</b> Vista tridimensional de modelo de base aislada en Sap2000. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                 | 59 |
| <b>Figura 47</b> Ubicación planimétrica del centro de masa, centro de rigidez y aisladores. Fuente: Elaboración propia, 2024 ..... | 60 |
| <b>Figura 48</b> Ciclo histerético del aislador. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....  | 65 |
| <b>Figura 49</b> Gráfico de derivas caso X-X. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....   | 68 |
| <b>Figura 50</b> Gráfico de derivas caso Y-Y. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....   | 69 |
| <b>Figura 51</b> Esfuerzos en el nudo debido a combinación 1.4CM+1.7CV, Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                     | 70 |
| <b>Figura 52</b> Esfuerzos en el nudo debido a combinación 1.25 (CM+CV) + SY + CSV, Fuente: Elaboración propia, 2024 .....         | 70 |
| <b>Figura 53</b> Corrección por línea base y filtrado por ruido del registro de Lima 1974. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....  | 74 |
| <b>Figura 54</b> Escalamiento al espectro de la norma E.031 caso Límite Inferior EW. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....        | 75 |
| <b>Figura 55</b> Escalamiento al espectro de la norma E.031 caso Límite Inferior NS. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....        | 75 |
| <b>Figura 56</b> Escalamiento al espectro de la norma E.031 caso Límite Superior EW. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....        | 76 |
| <b>Figura 57</b> Escalamiento al espectro de la norma E.031 caso Límite Superior NS. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....        | 76 |
| <b>Figura 58</b> Derivas dirección X análisis tiempo – historia EW. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                         | 78 |

|   |    |
|---|----|
| <b>Figura 59</b> Derivas dirección Y análisis tiempo – historia EW. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                      | 78 |
| <b>Figura 60</b> Derivas dirección X análisis tiempo – historia NS. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                      | 79 |
| <b>Figura 61</b> Derivas dirección Y análisis tiempo – historia NS. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                      | 80 |
| <b>Figura 62</b> Diagrama de interacción eje local X-X Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                                   | 86 |
| <b>Figura 63</b> Diagrama de interacción eje local Y-Y. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                                  | 87 |
| <b>Figura 64</b> Distribución de acero en la columna discontinua. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                        | 88 |
| <b>Figura 65</b> DMF – caso envolvente y P-delta. Fuente: Elaboración propia, 2024.....   | 89 |
| <b>Figura 66</b> Momento en la viga a la cara en los extremos. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                           | 89 |
| <b>Figura 67</b> Vista lateral de viga que soporta elemento discontinuo. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                 | 91 |
| <b>Figura 68</b> Distribución de acero de las vigas que soportan elementos discontinuos. Fuente: Elaboración propia, 2024 ..... | 91 |
| <b>Figura 69</b> Diagrama de interacción eje menor. Fuente: Elaboración propia, 2024..  | 92 |
| <b>Figura 70</b> Diagrama de interacción eje mayor. Fuente: Elaboración propia, 2024 ..   | 93 |
| <b>Figura 71</b> Distribución de acero en placa. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....   | 93 |
| <b>Figura 72</b> Elevación del nudo analizado. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....   | 94 |
| <b>Figura 73</b> Vista en elevación de distribución de acero en columna discontinua. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....     | 95 |

## ÍNDICE DE TABLAS

|   |    |
|---|----|
| <b>Tabla 1</b> Restricciones de irregularidades. Fuente: Norma E-031, 2019.....   | 7  |
| <b>Tabla 2</b> Adaptación a partir del SEAOC de la aceleración pico en roca para la costa oeste del Perú. Fuente: A. Muñoz, 2022.....                                     | 10 |
| <b>Tabla 3</b> Fragilidad estructural de la edificación – nivel de diseño sísmico de código moderado. Fuente: Hazus Earthquake Model Technical Manual, 2022.....          | 10 |
| <b>Tabla 4</b> Fragilidad no estructural sensible a la aceleración en edificios especiales - código moderado. Fuente: Hazus Earthquake Model Technical Manual, 2022 ..... | 11 |
| <b>Tabla 5</b> Factor de amortiguamiento BM. Fuente: Norma E-031, 2019 .....  | 19 |
| <b>Tabla 6</b> Factor de Kd y Qd para el límite inferior. Fuente: Norma E-031, 2019 .....   | 21 |
| <b>Tabla 7</b> Factor de Kd y Qd para el límite superior. Fuente: Norma E-031, 2019 .....   | 21 |
| <b>Tabla 8</b> Área techada por entrepiso. Fuente: Elaboración propia, 2024.....  | 26 |
| <b>Tabla 9</b> Predimensionamiento de losas macizas. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....   | 28 |
| <b>Tabla 10</b> Predimensionamiento de vigas de la superestructura. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....  | 28 |
| <b>Tabla 11</b> Predimensionamiento de vigas del piso técnico. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....   | 29 |
| <b>Tabla 12</b> Carga Permanente. Fuente: Elaboración propia, 2024.....   | 31 |
| <b>Tabla 13</b> Combinaciones empleadas en el diseño de estructuras de concreto armado. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....  | 31 |
| <b>Tabla 14</b> Combinaciones empleadas en el diseño de estructuras aisladas. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....  | 32 |
| <b>Tabla 15</b> Relación de peso y área. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....   | 34 |
| <b>Tabla 16</b> Parámetros para análisis estático “X” y “Y”. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....   | 34 |
| <b>Tabla 17</b> Análisis modal y de participación de masa. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....   | 35 |
| <b>Tabla 18</b> Verificación de irregularidad por piso blando para la dirección X-X. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....   | 35 |

|  |    |
|--|----|
| <b>Tabla 19</b> Verificación de irregularidad por piso blando para la dirección Y-Y. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....  | 35 |
| <b>Tabla 20</b> Verificación de irregularidad por piso débil en dirección X-X. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....        | 36 |
| <b>Tabla 21</b> Verificación de irregularidad por piso débil en dirección Y-Y. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....        | 36 |
| <b>Tabla 22</b> Verificación por irregularidad torsional para el eje X-X. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....             | 37 |
| <b>Tabla 23</b> Verificación por irregularidad torsional para el eje Y-Y. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....             | 37 |
| <b>Tabla 24</b> Porcentaje de desplazamiento sobre su eje. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                            | 38 |
| <b>Tabla 25</b> Porcentaje de participación de fuerza cortante. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                       | 38 |
| <b>Tabla 26</b> Desplazamientos y derivas para sismo raro en X-X. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                     | 39 |
| <b>Tabla 27</b> Desplazamientos y derivas para sismo muy raro en X-X. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                 | 39 |
| <b>Tabla 28</b> Desplazamientos y derivas para sismo máximo considerado (SMC) en X-X. Fuente: Elaboración propia, 2024 ..... | 40 |
| <b>Tabla 29</b> Desplazamientos y derivas para sismo raro en Y-Y. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                     | 41 |
| <b>Tabla 30</b> Desplazamientos y derivas para sismo muy raro en Y-Y. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                 | 41 |
| <b>Tabla 31</b> Desplazamientos y derivas para sismo máximo considerado (SMC) en Y-Y. Fuente: Elaboración propia, 2024 ..... | 41 |
| <b>Tabla 32</b> Cálculo de Momento P-Delta. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....   | 42 |
| <b>Tabla 33</b> Cortante basal del sismo estático y dinámico. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                         | 44 |
| <b>Tabla 34</b> Factores de escala para ambos ejes. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                                   | 45 |
| <b>Tabla 35</b> Aceleración absolutas para caso dinámico en XX. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                       | 45 |

|   |    |
|---|----|
| <b>Tabla 36</b> Aceleración absolutas para caso dinámico en YY. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                        | 45 |
| <b>Tabla 37</b> Características de la sección de columna empleada. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                     | 47 |
| <b>Tabla 38</b> Combinaciones de carga de la columna irregular. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                        | 47 |
| <b>Tabla 39</b> Momentos nominales eje local X-X. Fuente: Elaboración propia, 2024 ....                                       | 48 |
| <b>Tabla 40</b> Momentos nominales eje local Y-Y. Fuente: Elaboración propia, 2024 ....                                       | 49 |
| <b>Tabla 41</b> Fuerza cortante de diseño por capacidad eje local X-X. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                 | 49 |
| <b>Tabla 42</b> Fuerza cortante de diseño por capacidad eje local X-X. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                 | 50 |
| <b>Tabla 43</b> Separación de estribos por diseño por corte – capacidad eje local X-X. Fuente: Elaboración propia, 2024 ..... | 50 |
| <b>Tabla 44</b> Separación de estribos por diseño por corte – capacidad eje local Y-Y. Fuente: Elaboración propia, 2024 ..... | 50 |
| <b>Tabla 45</b> Resumen del diseño de la viga por flexión. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                             | 52 |
| <b>Tabla 46</b> Cálculo de la fuerza cortante de diseño. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                               | 53 |
| <b>Tabla 47</b> Resumen del diseño de la viga por cortante. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                            | 53 |
| <b>Tabla 48</b> Momentos nominales eje menor. Fuente: Elaboración propia, 2025 .....  | 55 |
| <b>Tabla 49</b> Momentos nominales eje mayor. Fuente: Elaboración propia, 2025 .....  | 56 |
| <b>Tabla 50</b> Masa en superestructura y subestructura. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                               | 60 |
| <b>Tabla 51</b> Centro de rigidez y de masa del sistema de aislamiento. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                | 61 |
| <b>Tabla 52</b> Excentricidad del sistema aislado. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                                     | 61 |
| <b>Tabla 53</b> Propiedades del aislador obtenidas por el método estático. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....             | 61 |

|   |    |
|---|----|
| <b>Tabla 54</b> Cálculo de propiedades dinámicas laterales. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                          | 62 |
| <b>Tabla 55</b> Propiedades del aislador obtenidas por el método dinámico espectral. Fuente: Elaboración propia, 2024 ..... | 63 |
| <b>Tabla 56</b> Cálculo de las propiedades dinámicas del aislador. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                   | 63 |
| <b>Tabla 57</b> Cálculo de desplazamiento DM – Límite superior. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                      | 63 |
| <b>Tabla 58</b> Cálculo de desplazamiento DM – Límite inferior. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                      | 64 |
| <b>Tabla 59</b> Porcentaje de fuerza de restitución. Fuente: Elaboración propia, 2024....                                   | 65 |
| <b>Tabla 60</b> Fuerza cortante en la subestructura. Fuente: Elaboración propia, 2024... 66                                 | 66 |
| <b>Tabla 61</b> Fuerza cortante lateral en la superestructura. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                       | 66 |
| <b>Tabla 62</b> Fuerza cortante de diseño en la superestructura. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                     | 67 |
| <b>Tabla 63</b> Desplazamiento y Derivas Caso X-X. Fuente: Elaboración propia, 2024 . 67                                    | 67 |
| <b>Tabla 64</b> Desplazamiento y Derivas Caso Y-Y. Fuente: Elaboración propia, 2024 . 67                                    | 67 |
| <b>Tabla 65</b> Cálculo de momento P-Delta. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....  | 69 |
| <b>Tabla 66</b> Aceleraciones de entrepiso. Fuente: Elaboración propia, 2024.....   | 71 |
| <b>Tabla 67</b> factor de escalamiento en la subestructura. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                          | 71 |
| <b>Tabla 68</b> factor de escalamiento en la superestructura. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                        | 72 |
| <b>Tabla 69</b> Características de los registros sísmicos empleados. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                 | 73 |
| <b>Tabla 70</b> Aceleraciones máximas de los registros sísmicos. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                     | 73 |
| <b>Tabla 71</b> Período predominante para cada sismo empleado. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                       | 74 |

|   |    |
|---|----|
| <b>Tabla 72</b> Derivas del análisis tiempo – historia dirección EW. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                   | 77 |
| <b>Tabla 73</b> Derivas del análisis tiempo – historia dirección NS. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                   | 78 |
| <b>Tabla 74</b> Aceleraciones dirección EW del análisis tiempo – historia. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....             | 80 |
| <b>Tabla 75</b> Aceleraciones dirección NS del análisis tiempo – historia. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....             | 81 |
| <b>Tabla 76</b> Desplazamientos máximos dirección EW del tiempo – historia. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....            | 82 |
| <b>Tabla 77</b> Desplazamientos máximos dirección NS del tiempo – historia. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....            | 83 |
| <b>Tabla 78</b> Características de la sección de columna empleada. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                     | 85 |
| <b>Tabla 79</b> Combinaciones de carga de la columna irregular. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                        | 85 |
| <b>Tabla 80</b> Momentos nominales eje local X-X. Fuente: Elaboración propia, 2024 ....                                       | 86 |
| <b>Tabla 81</b> Momentos nominales eje local Y-Y. Fuente: Elaboración propia, 2024 ....                                       | 87 |
| <b>Tabla 82</b> Fuerza cortante de diseño por capacidad eje local X-X. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                 | 87 |
| <b>Tabla 83</b> Fuerza cortante de diseño por capacidad eje local Y-Y. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                 | 87 |
| <b>Tabla 84</b> Separación de estribos por diseño por corte – capacidad eje local X-X. Fuente: Elaboración propia, 2024 ..... | 88 |
| <b>Tabla 85</b> Separación de estribos por diseño por corte – capacidad eje local Y-Y. Fuente: Elaboración propia, 2024 ..... | 88 |
| <b>Tabla 86</b> Resumen del diseño de la viga por flexión. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                             | 90 |
| <b>Tabla 87</b> Cálculo de la cortante de diseño. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                                      | 90 |
| <b>Tabla 88</b> Resumen del diseño de la viga por cortante. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                            | 90 |
| <b>Tabla 89</b> Momentos nominales eje menor. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....  | 92 |

|   |     |
|---|-----|
| <b>Tabla 90</b> Momentos nominales eje mayor. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....  | 93  |
| <b>Tabla 91</b> Desplazamientos absolutos de la edificación de base fija y aislada. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                  | 96  |
| <b>Tabla 92</b> Comparación derivas base fija SMC vs base aislada SMC caso X. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                        | 97  |
| <b>Tabla 93</b> Comparación derivas base fija smc vs base aislada smc caso Y. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                        | 97  |
| <b>Tabla 94</b> Comparación derivas base fija smc vs base aislada tiempo - historia caso X. Fuente: Elaboración propia, 2024.....           | 97  |
| <b>Tabla 95</b> Comparación derivas base fija smc vs base aislada tiempo - historia caso Y. Fuente: Elaboración propia, 2024.....           | 97  |
| <b>Tabla 96</b> Resumen comparativo aceleraciones de base fija y base aislada caso tiempo – historia. Fuente: Elaboración propia, 2024..... | 99  |
| <b>Tabla 97</b> Resumen comparativo aceleraciones de base fija y base aislada caso espectral. Fuente: Elaboración propia, 2024.....         | 99  |
| <b>Tabla 98</b> Resumen comparativo de momento P-delta en base fija y base aislada. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                  | 100 |
| <b>Tabla 99</b> Resumen comparativo esfuerzos en casos de base fija y base aislada. Fuente: Elaboración propia, 2024 .....                  | 100 |

# CAPÍTULO 1:

## INTRODUCCIÓN

Los aisladores sísmicos comenzaron a implementarse en edificaciones en el Perú desde 2012. En la actualidad, la gran mayoría de edificaciones que cuentan con sistemas de aisladores sísmicos se encuentran en la categoría de edificaciones esenciales. Como ejemplo destacan los hospitales y centros de estudio, tales como: Hospital Regional de Moquegua (4 pisos), Hospital Regional Daniel Alcides Carrión (6 pisos), Hospital de Bella Vista (4 pisos), Aulario PUCP (7 pisos), Biblioteca CIA PUCP (4 pisos), Universidad UTEC (11 pisos), entre otras más. Por otro lado, también existen edificaciones comunes que cuentan con este sistema de protección sísmica, entre las cuales se tienen: Edificio Multifamiliar Madre (17 pisos), Edificio de Oficinas GyM (7 pisos), Edificio Multifamiliar Atlantik Ocean Tower (15 pisos) entre otros más.



*Figura 1 Hospital Daniel Alcides Carrión. Fuente: Andina, 2023*



*Figura 2 Aulario PUCP. Fuente: PuntoEdu PUCP, 2015*

Anteriormente, se ha estudiado el efecto de las irregularidades verticales en el comportamiento sísmico de estructuras de edificación. Lo anterior, se puede apreciar en trabajos como el de (Al-Ali & Krawinkler, 1998), en el que evaluaron el desempeño de estructuras con irregularidades verticales de masa y rigidez. Producto de su investigación, se concluyó que, en general, los efectos producidos por irregularidad de rigidez en la respuesta sísmica de estructuras son mayores a los producidos por irregularidad en masa. Por otro lado, (Habibi & Asadi, 2013), realizaron un estudio sobre edificios compuestos por pórticos de concreto armado, los cuales presentaban irregularidad en elevación, en el que se obtuvo un incremento considerable en el desplazamiento y aceleración máxima, lo cual conllevó a que no se satisfaga los criterios mínimos de desempeño sísmico. Por su parte, (Husain & Narayan, 2018), evaluaron el desempeño sísmico de una edificación común de 10 pisos con presencia de columnas flotantes y de retranqueo, del cual concluyeron que hubo un incremento de 84% en la deriva de entrepiso respecto a la edificación con columnas continuas. A raíz de los estudios mencionados, se puede apreciar que la presencia de irregularidades en elevación incrementa considerablemente la respuesta de una edificación.

Por otra parte, en la práctica, se está volviendo habitual diseñar y proyectar estructuras con geometrías asimétricas y con presencia de diversos tipos de irregularidades, debido a que la demanda y necesidad de este tipo de edificaciones se ha incrementado. Un ejemplo de ello es la infraestructura de la Universidad UTEC, siendo esta una de las más complejas obras de ingeniería en el Perú, debido a su arquitectura particular y presencia de irregularidades estructurales. En ese sentido, se dificulta el diseño de las edificaciones, pues las exigencias arquitectónicas demandan un diseño más riguroso a fin de poder hacer frente a las demandas sísmicas.



*Figura 3 Universidad UTEC. Fuente: Blog UTEC, 2019*

## **1.1. JUSTIFICACIÓN**

El estudio nace a partir de la escasez de información e investigación sobre el empleo de aisladores en edificios con presencia de irregularidades. Gran parte de los estudios se han enfocado en la evaluación del desempeño de edificaciones regulares con aisladores. Asimismo, de la limitada información que se puede encontrar de estudios sobre irregularidades, la mayoría corresponden a irregularidades en planta, tales

como irregularidad torsional, discontinuidad de diafragma, entre otros. De esta forma, dado que existe una gran carencia del entendimiento del comportamiento sísmico de edificios que presenten algún tipo de irregularidad en elevación, es necesario promover la investigación en este ámbito.

Por ello, el presente trabajo de tesis aborda el estudio de la influencia del uso de aisladores en un edificio que presenta irregularidades verticales, específicamente las de discontinuidad de elementos verticales. Se pretende que el presente trabajo sirva como base para futuras investigaciones referentes al estudio de irregularidades en elevación de edificaciones con aislamiento sísmico.

## **1.2. OBJETIVOS**

A continuación, se detallarán el objetivo general y los objetivos específicos para este caso de estudio.

### **1.2.1. OBJETIVO GENERAL**

Aportar al conocimiento del comportamiento de edificaciones con base aislada a partir del análisis comparativo de un edificio con aislamiento sísmico y discontinuidad de elementos estructurales verticales.

### **1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Determinar el tipo de edificación a emplear para el análisis comparativo.
- Desarrollar el análisis sísmico por medio del método estático y modal espectral, para la edificación con base fija.
- Desarrollar el análisis sísmico por medio del método estático, modal espectral y tiempo – historia, para la edificación con aislamiento sísmico de base.
- Realizar el análisis comparativo respecto al desplazamiento y aceleraciones máximas, de la edificación con y sin base aislada.

## **1.3. HIPÓTESIS**

El sistema de aisladores sísmicos permite mejorar significativamente el desempeño sísmico de una edificación de base aislada que presenta irregularidad en altura en comparación con una de base fija que presenta la misma irregularidad. Se plantea que, durante un evento sísmico, la edificación con base fija ingresará a niveles de desempeño con daños extensivos o cercanos al colapso, presentando incursiones inelásticas y derivas importantes. En contraste, la edificación con base aislada no presentará incursiones inelásticas y logrará reducir las derivas en más del 70%, manteniendo la integridad estructural y funcionalidad post-sismo.

#### **1.4. ALCANCE**

La investigación está orientada al estudio del comportamiento de una edificación con base aislada que presenta, específicamente, irregularidad por discontinuidad de sistemas resistentes. No se incluye el estudio de las irregularidades en planta y se diseñarán los elementos que presenten irregularidades para poder realizar una comparación.

Para el estudio, se analizará una misma edificación en dos casos distintos: con y sin aislamiento de base. Dicha edificación será de concreto armado y el sistema estructural será aporricado. Asimismo, presentará irregularidad por discontinuidad de elementos verticales. Además, el tipo de edificación será una edificación multifamiliar de 9 pisos (dos departamentos por piso). Adicionalmente, el sistema de aislamiento a emplear será el de aisladores elastoméricos con núcleo de plomo, mientras que el tipo de suelo se considerará como suelo gravoso. Para el análisis sísmico de la edificación, se emplearán siete registros sísmicos peruanos, los cuales serán escalados a aceleraciones especificadas en la norma E.031, y siguiendo los lineamientos acordes a las normas E.031 y ASCE 7-16. Los métodos de análisis sísmico a emplear serán el análisis estático, análisis modal espectral y el análisis tiempo – historia. Cabe mencionar que, para realizar el análisis sísmico, se empleará el software Sap2000, y en caso de ser necesario, se complementará con cálculos manuales.

A partir del análisis sísmico por medio de los métodos mencionados, se determinarán los desplazamientos máximos laterales, los desplazamientos de entrepiso, las aceleraciones máximas, las formas de vibrar, y las fuerzas internas presentes en la estructura. Finalmente se realizará el análisis comparativo respecto a los resultados obtenidos anteriormente, y se verificará la validez de la hipótesis planteada.

#### **1.5. METODOLOGÍA**

La metodología para el análisis y diseño sísmico de una edificación con y sin aislamiento de base está compuesta por cuatro secciones que permitirán cumplir con los objetivos de la tesis.

En primer lugar, se definirá la arquitectura de la edificación, distribución interior, cantidad de niveles, estacionamientos y área total. Posteriormente, se realizará la estructuración y predimensionamiento preliminar.

En segundo lugar, se realizará un análisis sísmico detallado de la edificación donde se aplicarán los procedimientos definidos por la Norma E.030. Este análisis tiene como objetivo identificar las demandas sísmicas de la edificación, que nos permitirá obtener desplazamientos y derivas. Además, el diseño estructural se llevará a cabo con la Norma E.060 asegurando que la respuesta de la edificación cumpla con los requisitos de resistencia y ductilidad necesarios.

En tercer lugar, se realizará el análisis sísmico de la edificación aislada y se evaluará que se cumpla con lo indicado en la Norma E031. Se realizará análisis dinámico

espectral y el análisis no lineal dinámico tiempo – historia para un sismo máximo esperado de 2475 años. Además, se realizarán distintos modelos para los límites superior e inferior y obtener de esta forma los desplazamientos máximos, derivas máximas y fuerzas de diseño.

Finalmente, se realizará la comparación de desempeño entre ambas estructuras evaluando los desplazamientos, derivas y fuerzas de los elementos estructurales irregulares y/o discontinuos.



# CAPÍTULO 2:

## MARCO TEÓRICO

Este capítulo aborda los conceptos clave del análisis y diseño estructural de edificaciones sismorresistentes. Se detallan los parámetros sísmicos establecidos en la Norma E-031, que afectan en el análisis de las estructuras aisladas, los criterios de predimensionamiento estructural para elementos del sistema aislado, y el desempeño sísmico, evaluando la respuesta de las estructuras bajo cargas sísmicas. Por otra parte, se examinan los diferentes tipos de aisladores sísmicos. Finalmente, se describe el análisis sísmico y las metodologías empleadas para predecir el comportamiento estructural ante eventos sísmicos, garantizando la resiliencia y protección de las edificaciones.

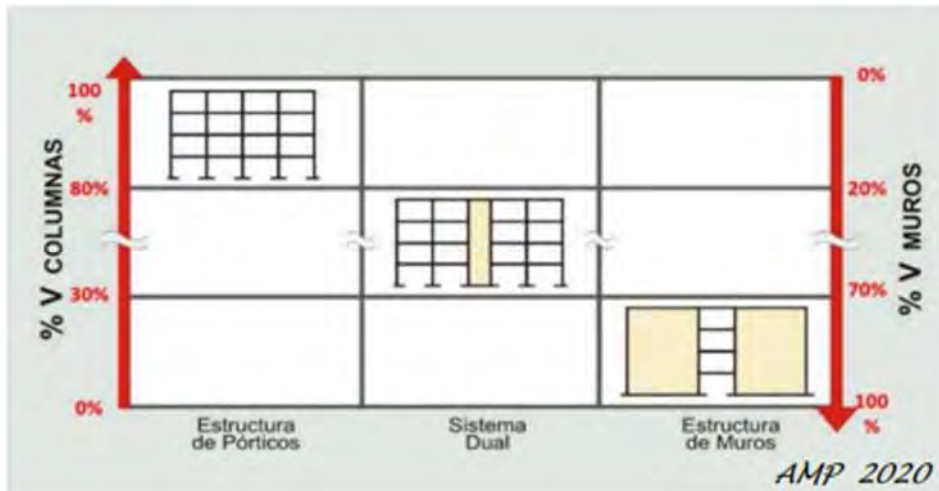
### **2.1. PARÁMETROS SÍSMICOS**

#### **2.1.1. CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN Y FACTOR DE USO (U)**

La Norma E-030 clasifica a una edificación de acuerdo a su uso e importancia. A partir de ello, propone 4 categorías: esencial, importante, común y temporal, a las cuales les corresponde un factor de uso distinto. Por su parte, la Norma E-031 establece que para edificios con aislamiento sísmico en la base se podrá considerar  $U = 1$ .

#### **2.1.2. COEFICIENTE BÁSICO DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS**

De acuerdo a la Norma E-030, el valor del coeficiente de reducción sísmica  $R_0$  para una edificación de base fija depende del sistema estructural de la misma. En estructuras de concreto armado, se puede clasificar el sistema estructural de acuerdo al porcentaje de fuerza cortante las columnas y/o muros, empleando los criterios recomendados por el ingeniero Alejandro Muñoz.



**Figura 4** Clasificación de los sistemas estructurales de Concreto. Fuente: A. Muñoz, 2020

Por otra parte, la Norma E-031 define un coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas para la superestructura, el cual se calcula como  $3/8R_0$ , siendo este no menor que 1 ni mayor que 2.

## 2.2. REGULARIDAD ESTRUCTURAL

### 2.2.1. CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN

Similar a la Norma E-030, la norma E-031 establece restricciones para la irregularidad en edificaciones con aislamiento, de acuerdo a su categoría y zona.

**Tabla 1** Restricciones de irregularidades. Fuente: Norma E-031, 2019

| CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE EDIFICACIONES AISLADAS |          |   |
|---|----------|---|
| Categoría de la Edificación                       | Zona     | Restricciones                           |
| A y B   | 4 y 3    | No se permiten irregularidades extremas |
|   | 2 y 1    | Sin restricciones                       |
| C   | 4        | No se permiten irregularidades extremas |
|   | 3, 2 y 1 | Sin restricciones                       |

### 2.2.2. FACTORES DE IRREGULARIDAD

Según la norma E-031, para calificar la regularidad de la estructura aislada, se debe verificar si la superestructura tiene alguno de los siguientes tipos de irregularidad: Irregularidad de rigidez, Irregularidad de resistencia, Irregularidad por discontinuidad extrema en sistemas resistentes y Irregularidad por torsión extrema.



Figura 5 Irregularidad estructural para un edificio aislado. Fuente: A. Muñoz, 2020

### 2.2.2.1. IRREGULARIDAD POR DISCONTINUIDAD DE SISTEMAS RESISTENTES

La irregularidad por discontinuidad de sistemas resistentes se refiere a una situación en la cual la estructura presenta cambios abruptos en su sistema de resistencia lateral a lo largo de la altura o la longitud de la edificación. Estos cambios pueden generar concentraciones de fuerzas sísmicas en ciertas partes de la estructura, lo que aumenta su vulnerabilidad frente a eventos sísmicos.

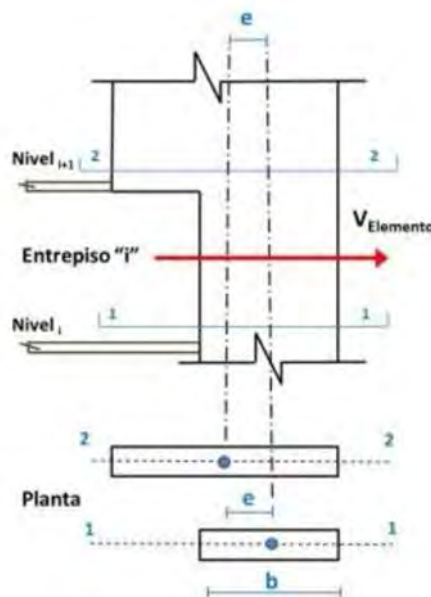


Figura 6 Irregularidad por discontinuidad de sistemas resistentes. Fuente: A. Muñoz, 2020

### 2.3. PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL

Para el presente trabajo, se emplearán los criterios del ingeniero Antonio Blanco Blasco propuestos en su libro “Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado” y las directrices de “Fundamentos clave en análisis y diseño de edificios aislados” de Saing Consulting para sistemas de aislamiento. A continuación, se detallarán estos criterios y recomendaciones.

### **2.3.1. LOSAS MACIZAS**

El peralte de las losas macizas puede ser dimensionado empleando los siguientes criterios.

$$Peralte = \frac{Ln_{m\acute{a}x}}{40} \sim \frac{\text{per\u00edmetro}}{180}$$

### **2.3.2. VIGAS DE SUPERESTRUCTURA**

Se dimensionan en funci\u00f3n de la luz libre, empleando los siguientes criterios.

$$Peralte = \frac{Ln}{10} \sim \frac{Ln}{12} \qquad Base = \frac{H}{3} \sim \frac{H}{2}$$

### **2.3.3. VIGAS DE PISO T\u00c9CNICO**

Las vigas que conectan a los capiteles se predimensionan empleando las siguientes expresiones.

$$Peralte = \frac{L}{7} \sim \frac{L}{8} \qquad Base = \frac{H}{3} \sim \frac{H}{2}$$

Adem\u00e1s, se debe considerar que el pedestal y/o capitel debe presentar 10 cm m\u00e1s, ya que de esta forma se evita el congestionamiento del acero. Finalmente, la altura del capitel, al menos debe garantizar la longitud de anclaje de compresi\u00f3n del acero colocado en los elementos verticales (Saing Consulting, 2024)

### **2.3.4. COLUMNAS**

Se dimensionan empleando los siguientes criterios.

#### **2.3.4.1. EDIFICIOS APORTICADOS**

Para edificaciones integramente aporticadas, el ingeniero Antonio Blanco recomienda columnas con un \u00e1rea fluctuante entre 1000 y 2000 cm<sup>2</sup>, a excepci\u00f3n de contar con vigas de luces mayores a 7 m. Asimismo, recomienda emplear estimaciones del momento de sismo. No obstante, establece que dichas estructuras no deben exceder de 4 pisos.

#### **2.3.4.2. EDIFICIOS CON LUCES SIGNIFICATIVAS**

Para edificios con luces grandes (mayores a 7 u 8 m), se suele dimensionar el peralte de las columnas exteriores en un 70 u 80% del peralte de la viga principal.

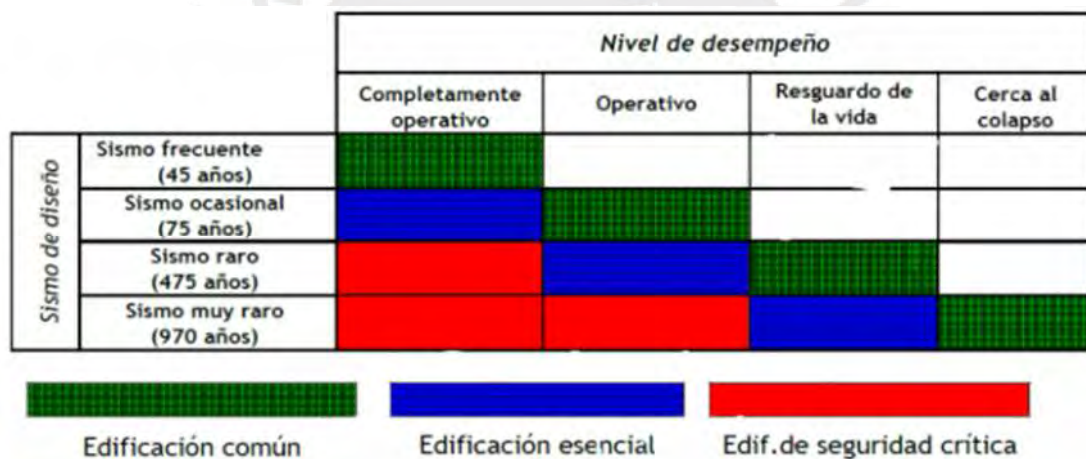
## 2.4. DESEMPEÑO SÍSMICO

Los niveles de desempeño en edificaciones comunes responden a las demandas sísmicas. A continuación, se presentan las solicitaciones sísmicas en distintos casos.

**Tabla 2** Adaptación a partir del SEAOC de la aceleración pico en roca para la costa oeste del Perú. Fuente: A. Muñoz, 2022

| Sismo de diseño  | Aceleración (g) |
|------------------|-----------------|
| Sismo frecuente  | 0.20            |
| Sismo ocasional  | 0.30            |
| Sismo raro E.030 | 0.45            |
| Sismo muy raro   | 0.55            |

Además, de acuerdo a la E-031 la demanda sísmica para un sismo máximo considerado (SMC) es equivalente a 1.5 veces al sismo considerado en la E.030. Asimismo, se presenta el nivel de desempeño de las edificaciones para cada demanda.



**Figura 7** Desempeño de edificaciones. Fuente: Muñoz, 2018

Además, de acuerdo al manual de Hazus, se relaciona el nivel de daño esperado con las derivas obtenidas en el análisis sísmico. Se usa como referencia el tipo C1H, ya que es una estructura conformada por pórticos y, además, presenta más de 8 niveles.

**Tabla 3** Fragilidad estructural de la edificación – nivel de diseño sísmico de código moderado. Fuente: Hazus Earthquake Model Technical Manual, 2022

| Building Properties |                 |       | Inter-Story Drift at Threshold of Damage State |          |           |          | Spectral Displacement (Inches) |      |          |      |           |      |          |      |
|---------------------|-----------------|-------|--|----------|-----------|----------|--------------------------------|------|----------|------|-----------|------|----------|------|
| Type                | Height (Inches) |       | Slight   | Moderate | Extensive | Complete | Slight                         |      | Moderate |      | Extensive |      | Complete |      |
|                     | Roof            | Modal |  |          |           |          | Median                         | Beta | Median   | Beta | Median    | Beta | Median   | Beta |
| S2L                 | 288             | 216   | 0.0063   | 0.0108   | 0.0292    | 0.0750   | 1.35                           | 0.82 | 2.34     | 0.85 | 6.30      | 0.89 | 16.20    | 0.85 |
| S2M                 | 720             | 540   | 0.0042   | 0.0072   | 0.0194    | 0.0500   | 2.25                           | 0.66 | 3.90     | 0.66 | 10.50     | 0.68 | 27.00    | 0.81 |
| S2H                 | 1,872           | 1,123 | 0.0031   | 0.0054   | 0.0146    | 0.0375   | 3.51                           | 0.62 | 6.08     | 0.63 | 16.38     | 0.65 | 42.12    | 0.71 |
| S3                  | 180             | 135   | 0.0050   | 0.0087   | 0.0234    | 0.0656   | 0.68                           | 0.77 | 1.17     | 0.81 | 3.16      | 0.89 | 8.86     | 0.89 |
| S4L                 | 288             | 216   | 0.0050   | 0.0087   | 0.0234    | 0.0656   | 1.08                           | 0.88 | 1.87     | 0.92 | 5.05      | 0.98 | 14.18    | 0.87 |
| S4M                 | 720             | 540   | 0.0033   | 0.0058   | 0.0156    | 0.0437   | 1.80                           | 0.70 | 3.12     | 0.67 | 8.41      | 0.70 | 23.62    | 0.90 |
| S4H                 | 1,872           | 1,123 | 0.0025   | 0.0043   | 0.0117    | 0.0328   | 2.81                           | 0.66 | 4.87     | 0.66 | 13.13     | 0.70 | 36.86    | 0.81 |
| S5L*                |                 |       |  |          |           |          |                                |      |          |      |           |      |          |      |
| S5M*                |                 |       |  |          |           |          |                                |      |          |      |           |      |          |      |
| S5H*                |                 |       |  |          |           |          |                                |      |          |      |           |      |          |      |
| C1L                 | 240             | 180   | 0.0063   | 0.0108   | 0.0292    | 0.0750   | 1.13                           | 0.80 | 1.95     | 0.82 | 5.25      | 0.84 | 13.50    | 0.81 |
| C1M                 | 600             | 450   | 0.0042   | 0.0072   | 0.0194    | 0.0500   | 1.87                           | 0.66 | 3.25     | 0.67 | 8.75      | 0.66 | 22.50    | 0.84 |
| C1H                 | 1,440           | 864   | 0.0031   | 0.0054   | 0.0146    | 0.0375   | 2.70                           | 0.64 | 4.68     | 0.64 | 12.60     | 0.68 | 32.40    | 0.81 |
| C2L                 | 240             | 180   | 0.0050   | 0.0105   | 0.0289    | 0.0750   | 0.90                           | 0.77 | 1.89     | 0.86 | 5.21      | 0.91 | 13.50    | 0.89 |
| C2M                 | 600             | 450   | 0.0033   | 0.0070   | 0.0193    | 0.0500   | 1.50                           | 0.71 | 3.16     | 0.70 | 8.68      | 0.69 | 22.50    | 0.83 |
| C2H                 | 1,440           | 864   | 0.0025   | 0.0053   | 0.0145    | 0.0375   | 2.16                           | 0.64 | 4.55     | 0.65 | 12.51     | 0.66 | 32.40    | 0.79 |
| C3L*                |                 |       |  |          |           |          |                                |      |          |      |           |      |          |      |
| C3M*                |                 |       |  |          |           |          |                                |      |          |      |           |      |          |      |
| C3H*                |                 |       |  |          |           |          |                                |      |          |      |           |      |          |      |
| PC1                 | 180             | 135   | 0.0050   | 0.0087   | 0.0234    | 0.0656   | 0.68                           | 0.79 | 1.17     | 0.81 | 3.16      | 0.86 | 8.86     | 1.00 |
| PC2L                | 240             | 180   | 0.0050   | 0.0087   | 0.0234    | 0.0656   | 0.90                           | 0.83 | 1.56     | 0.89 | 4.21      | 0.97 | 11.81    | 0.89 |
| PC2M                | 600             | 450   | 0.0033   | 0.0058   | 0.0156    | 0.0438   | 1.50                           | 0.76 | 2.60     | 0.74 | 7.01      | 0.73 | 19.69    | 0.88 |
| PC2H                | 1,440           | 864   | 0.0025   | 0.0043   | 0.0117    | 0.0328   | 2.16                           | 0.65 | 3.75     | 0.66 | 10.10     | 0.70 | 28.35    | 0.81 |
| RM1L                | 240             | 180   | 0.0050   | 0.0087   | 0.0234    | 0.0656   | 0.90                           | 0.80 | 1.56     | 0.85 | 4.21      | 0.92 | 11.81    | 0.97 |
| RM1M                | 600             | 450   | 0.0033   | 0.0058   | 0.0156    | 0.0438   | 1.50                           | 0.73 | 2.60     | 0.75 | 7.01      | 0.75 | 19.69    | 0.80 |

Finalmente, la tabla 6-13 del manual de Hazus relaciona las aceleraciones sísmicas con el daño que podría provocar a los elementos no estructurales. Para el caso de estudio se usará como referencia el moderado.

**Tabla 4** Fragilidad no estructural sensible a la aceleración en edificios especiales - código moderado. Fuente: Hazus Earthquake Model Technical Manual, 2022

| Building Type | Median Spectral Acceleration (g) and Logstandard Deviation (Beta) |      |          |      |           |      |          |      |
|---------------|---|------|----------|------|-----------|------|----------|------|
|               | Slight  |      | Moderate |      | Extensive |      | Complete |      |
|               | Median  | Beta | Median   | Beta | Median    | Beta | Median   | Beta |
| W1            | 0.38  | 0.71 | 0.75     | 0.68 | 1.50      | 0.68 | 3.00     | 0.65 |
| W2            | 0.38  | 0.67 | 0.75     | 0.68 | 1.50      | 0.68 | 3.00     | 0.68 |
| S1L           | 0.38  | 0.67 | 0.75     | 0.67 | 1.50      | 0.68 | 3.00     | 0.68 |
| S1M           | 0.38  | 0.67 | 0.75     | 0.67 | 1.50      | 0.67 | 3.00     | 0.67 |
| S1H           | 0.38  | 0.67 | 0.75     | 0.66 | 1.50      | 0.66 | 3.00     | 0.66 |
| S2L           | 0.38  | 0.66 | 0.75     | 0.66 | 1.50      | 0.68 | 3.00     | 0.68 |
| S2M           | 0.38  | 0.65 | 0.75     | 0.65 | 1.50      | 0.64 | 3.00     | 0.64 |
| S2H           | 0.38  | 0.65 | 0.75     | 0.65 | 1.50      | 0.65 | 3.00     | 0.65 |
| S3            | 0.38  | 0.66 | 0.75     | 0.66 | 1.50      | 0.66 | 3.00     | 0.66 |
| S4L           | 0.38  | 0.67 | 0.75     | 0.66 | 1.50      | 0.65 | 3.00     | 0.65 |
| S4M           | 0.38  | 0.65 | 0.75     | 0.65 | 1.50      | 0.65 | 3.00     | 0.65 |
| S4H           | 0.38  | 0.65 | 0.75     | 0.65 | 1.50      | 0.65 | 3.00     | 0.65 |
| S5L*          |   |      |          |      |           |      |          |      |
| S5M*          |   |      |          |      |           |      |          |      |
| S5H*          |   |      |          |      |           |      |          |      |
| C1L           | 0.38  | 0.68 | 0.75     | 0.66 | 1.50      | 0.68 | 3.00     | 0.68 |
| C1M           | 0.38  | 0.66 | 0.75     | 0.65 | 1.50      | 0.65 | 3.00     | 0.65 |
| C1H           | 0.38  | 0.65 | 0.75     | 0.65 | 1.50      | 0.65 | 3.00     | 0.65 |
| C2L           | 0.38  | 0.67 | 0.75     | 0.67 | 1.50      | 0.67 | 3.00     | 0.67 |
| C2M           | 0.38  | 0.65 | 0.75     | 0.64 | 1.50      | 0.66 | 3.00     | 0.66 |
| C2H           | 0.38  | 0.65 | 0.75     | 0.64 | 1.50      | 0.64 | 3.00     | 0.64 |
| C3L*          |   |      |          |      |           |      |          |      |
| C3M*          |   |      |          |      |           |      |          |      |
| C3H*          |   |      |          |      |           |      |          |      |

## 2.5. TIPOS DE AISLADORES SÍSMICOS

Actualmente, existe una variedad de sistemas de aislamiento de base, cada uno con características únicas en términos de sus mecanismos de funcionamiento, materiales utilizados, costos de instalación, investigaciones teóricas asociadas y aplicaciones preferenciales en diferentes tipos de estructuras. A pesar de estas diferencias, todos estos sistemas comparten un objetivo común: separar la superestructura del movimiento del suelo. A continuación, se describirán de manera concisa los tres sistemas de aislamiento más populares y utilizados en proyectos a nivel mundial.

### 2.5.1. AISLADOR ELASTOMÉRICO CONVENCIONAL

Estos aisladores se basan en soportes elastoméricos laminados, que consisten en capas alternadas de goma intercaladas con placas delgadas de acero unidas mediante vulcanización. Las capas de goma alternadas tienen la capacidad de

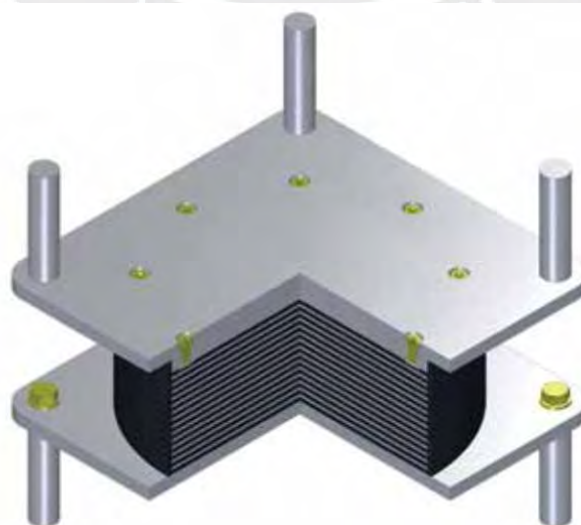
deformarse en un plano horizontal, lo que proporciona la flexibilidad necesaria para que el edificio se mueva lateralmente durante un sismo. Además, estos soportes exhiben una alta rigidez vertical que limita la expansión lateral de la goma debida a la carga vertical de la estructura. En sus extremos superior e inferior, los aisladores elastoméricos laminados están equipados con placas de acero que facilitan la conexión con la superestructura en la parte superior y con la cimentación en la parte inferior (Tensa, 2017).

Dentro de la categoría de aisladores elastoméricos laminados, se distinguen principalmente dos tipos: los aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (LDR) y los aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDR).

Por un lado, los dispositivos LDR son aquellos que emplean goma natural con una capacidad de amortiguación reducida. Aunque conservan las mismas características descritas anteriormente, la diferencia radica en el uso de goma con baja capacidad de amortiguación. Las láminas de acero cumplen la función de limitar las expansiones laterales de la goma y proporcionar una alta rigidez vertical. Sin embargo, no afectan la rigidez horizontal, la cual está determinada por el bajo módulo de corte del elastómero (Tensa, 2017).

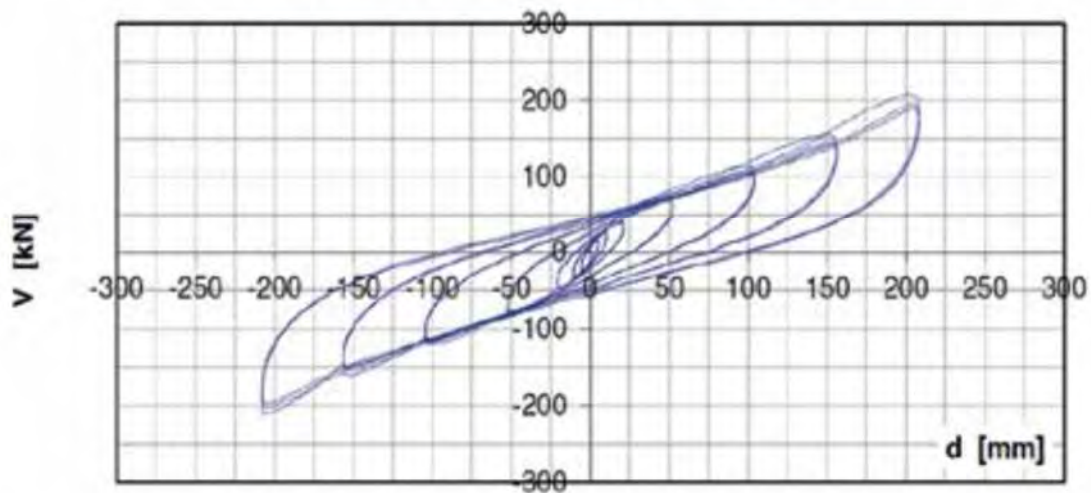
Por otro lado, los dispositivos HDR siguen la misma disposición mencionada previamente, con capas alternadas de goma y delgadas láminas de acero. Sin embargo, en este caso, se utiliza una goma especial que, además de proporcionar flexibilidad y rigidez, se distingue de los elastómeros convencionales por su capacidad inherente de alto amortiguamiento. Esta característica se logra mediante la adición de sustancias químicas al compuesto de goma (Tensa, 2017).

Respecto a su comportamiento, este tipo de dispositivos son capaces de volver a centrarse automáticamente, dado que el caucho recupera con el tiempo los posibles movimientos residuales menores que se produzcan. Asimismo, se observan desplazamientos considerables.



**Figura 8** Aislador elastomérico convencional. Fuente: Catálogo Tensa, 2017

## RIGIDEZ HORIZONTAL EFECTIVA



*Figura 9 Comportamiento elástico – lineal de un elastomérico convencional. Fuente: Catálogo Tensa, 2017*

### **2.5.2. AISLADOR ELASTOMÉRICO CON NÚCLEO DE PLOMO (LRB)**

Los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo son sistemas de conexión multicapas que consisten en capas alternadas de goma y acero, similar al diseño del LDR. Sin embargo, estos aisladores están equipados con uno o más orificios circulares donde se insertan tapones de plomo para proporcionar una mayor capacidad de amortiguación al sistema de aislamiento. Generalmente, el sistema incluye un único núcleo de plomo insertado en el centro del aislador (Tensa, 2017).

Respecto a su comportamiento, al analizar un diagrama de fuerza-desplazamiento normal, se pueden observar de manera inmediata las propiedades de amortiguamiento superiores de los dispositivos con núcleo de plomo en comparación con los apoyos de caucho de alto amortiguamiento (HDR). En este análisis, la capacidad de disipación de energía se representa mediante el área del ciclo histérico. Además, se observa que el estiramiento, que es común en los dispositivos con base de caucho, es insignificante en los aisladores con núcleo de plomo.

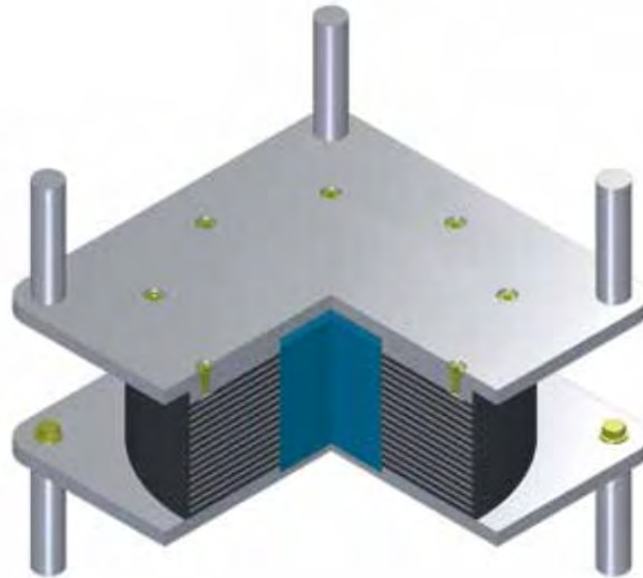


Figura 10 Aislador elastomérico LRB. Fuente: Catálogo Tensa, 2017

## RIGIDEZ HORIZONTAL EFECTIVA

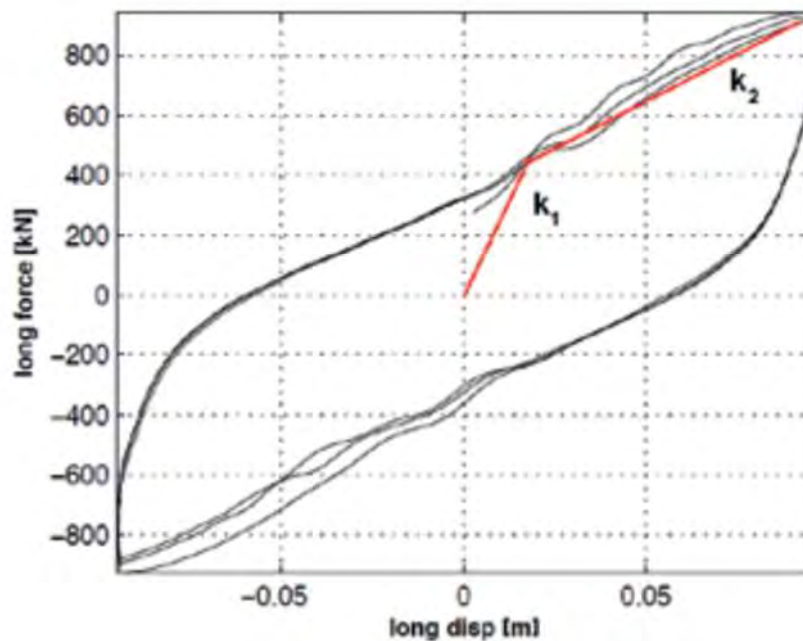
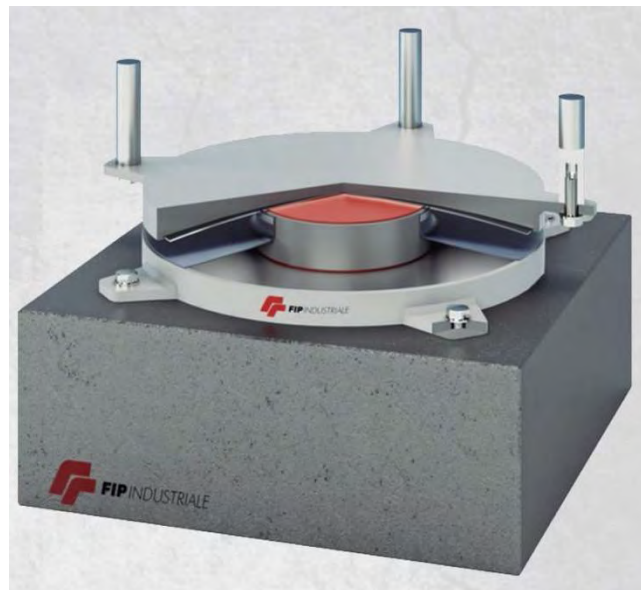


Figura 11 Comportamiento bilineal de un dispositivo LRB. Fuente: Catálogo Tensa, 2017

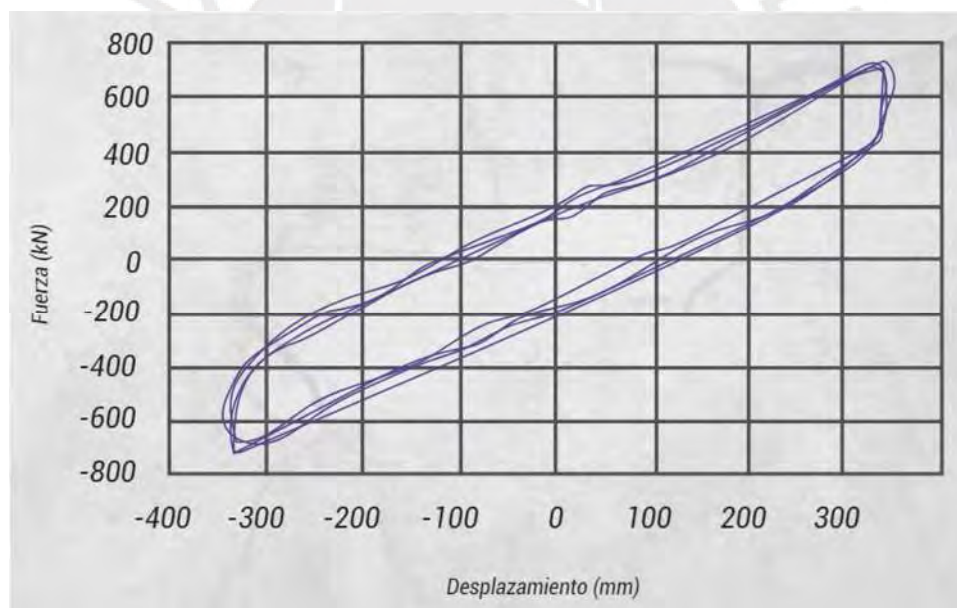
### 2.5.3. AISLADOR DE PÉNDULO FRICCIONAL

El sistema de péndulo friccional (FPS) es un dispositivo diseñado para lograr el efecto de aislamiento mediante un mecanismo deslizante combinado con un movimiento pendular. El FPS consta de un deslizador articulado, llamado "Slider", que se desplaza sobre una superficie de acero inoxidable, la cual es esférica y cóncava. Durante un evento sísmico, el deslizador se desplaza a lo largo de esta superficie, disipando energía a través de la fricción. Además, debido a que el desplazamiento ocurre sobre una superficie curva, la carga

vertical transmitida por el deslizador genera una componente tangencial que ayuda a centrar el sistema.



**Figura 12** Aislador de péndulo friccional. Fuente: Catálogo FIP INDUSTRIALE, 2022



**Figura 13** Comportamiento de un péndulo friccional doble obtenido de un ensayo sinusoidal. Fuente: Catálogo FIP INDUSTRIALE, 2022

## **2.6. ANÁLISIS SÍSMICO DE EDIFICACIÓN DE BASE FIJA**

El análisis para una estructura de base fija se lleva a cabo conforme a las directrices establecidas en la Norma Técnica Peruana E.030 de Diseño Sismorresistente.

### **2.6.1. ANÁLISIS ESTÁTICO**

A continuación, se presentarán los criterios usados para realizar el análisis estático de acuerdo al artículo 28 de la norma E.030.

### **2.6.1.1. FUERZA CORTANTE EN LA BASE**

De acuerdo al artículo 28.2. de la norma E.030, la fuerza cortante en la base se determina mediante la siguiente expresión:

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

### **2.6.1.2. DISTRIBUCIÓN DE FUERZA SÍSMICA EN ALTURA**

La fuerza cortante total se distribuye en un conjunto de fuerzas aplicadas en los centros de gravedad de cada nivel. En esta distribución se consideran los pesos de los niveles, sus alturas respecto al suelo y un exponente (k) que depende del periodo de vibración del edificio. Para edificios altos ( $T > 0.5$  segundos), k varía entre 1.0 y 2.0.

$$F_i = \left( \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k} \right) V$$

$$k = 1; T \leq 0.5 \text{ s.}$$

$$k = 0.75 + 0.5T; T > 0.5 \text{ s.}$$

### **2.6.1.3. PERÍODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA**

El período fundamental para la edificación de base fija, se determinará a partir del software Sap2000, luego de realizar el modelado y de ejecutar el análisis.

### **2.6.2. ANÁLISIS DINÁMICO ESPECTRAL E.030**

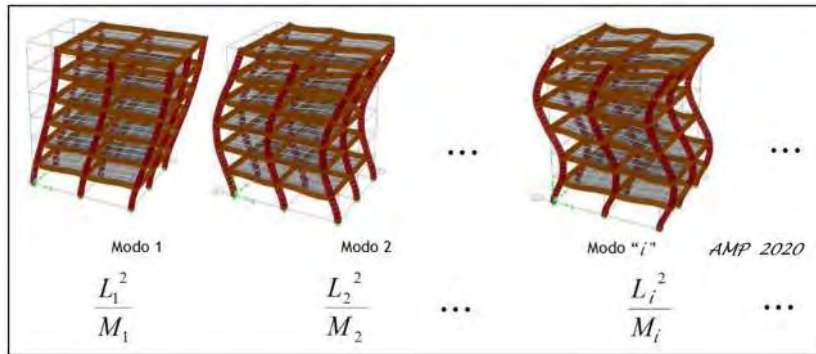
A continuación, se presentarán los criterios usados para realizar el análisis dinámico espectral de acuerdo al artículo 28 de la norma E.030.

#### **2.6.2.1. MODOS DE VIBRACIÓN**

La Norma E.030 enfatiza el uso de métodos de análisis como el modal espectral y el análisis dinámico tiempo – historia, los cuales son cruciales para evaluar las demandas sísmicas y la respuesta estructural bajo diversas condiciones sísmicas. Estos análisis permiten identificar los modos de vibración dominantes y determinar cómo afectan al comportamiento general de la estructura durante un terremoto.

Además, los modos de vibración ayudan a determinar la distribución interna de fuerzas y desplazamiento en la estructura, lo que es vital para diseñar edificaciones que minimicen el riesgo de fallas estructurales y optimicen la disipación de energía.

Dichos modos de vibración se determinarán a partir del software Sap2000, luego de realizado el modelado y efectuado el análisis.



**Figura 14** Modos de vibración. Fuente: Muñoz, 2020

### **2.6.2.2. ACELERACIÓN ESPECTRAL**

El espectro de pseudo – aceleraciones está definido por la siguiente expresión, para cada una de las direcciones de análisis.

$$S_a = \frac{ZUSC}{R} \cdot g$$

Donde el factor de amplificación sísmica (C) está definido por los siguientes rangos:

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

La Norma E-030 no especifica un valor mínimo para la aceleración espectral; el límite para C/R se aplica únicamente al método estático. Sin embargo, la norma sí define un valor mínimo para la fuerza cortante en la base del edificio en el análisis dinámico modal.

### **2.6.2.3. FUERZA CORTANTE MÍNIMA**

La Norma E.030 establece que la fuerza cortante en el primer entrepiso de un edificio, obtenida a partir del análisis modal espectral, debe ser al menos el 80 % o el 90 % del valor obtenido mediante el método estático, dependiendo de si la estructura es regular o irregular. Para cumplir con este requisito, solo es necesario escalar las fuerzas internas. No es necesario escalar los desplazamientos, ya que este es un requisito de resistencia lateral mínima y no a la rigidez.

## **2.7. ANÁLISIS SÍSMICO DE EDIFICACIÓN DE BASE AISLADA**

A continuación, se detallan los análisis que se siguen de acuerdo a la norma E.031 de aislamiento sísmico: análisis estático, dinámico espectral y tiempo – historia.

## 2.7.1. ANÁLISIS ESTÁTICO

Para el análisis estático se detallarán las variables y parámetros necesarios para efectuar dicho procedimiento.

### 2.7.1.1. CENTRO DE MASA Y RIGIDEZ DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO

El centro de masa (CM) se define como el punto en la figura geométrica que representa la planta de un edificio y, en análisis dinámicos, se considera que es donde se concentra el peso del edificio.

Para determinar el centro de masa de un edificio aislado en las direcciones X e Y de un sistema de coordenadas de referencia, se emplea la siguiente fórmula:

$$CM_x = \frac{\sum(X_i * M_i)}{\sum M_i} \quad CM_y = \frac{\sum(Y_i * M_i)}{\sum M_i}$$

### 2.7.1.2. DESPLAZAMIENTO TRASLACIONAL ( $D_M$ )

El sistema de aislamiento deberá deformarse como mínimo un desplazamiento máximo ( $D_M$ ), utilizando los límites superiores e inferiores de las propiedades.

$$D_M = \frac{S_{aM} * T_M^2}{4\pi^2 * B_M} \quad (6)$$

Además, el factor  $B_M$  depende del amortiguamiento efectivo como se indica en la Tabla 5.

Tabla 5 Factor de amortiguamiento  $B_M$ . Fuente: Norma E-031, 2019

| Amortiguamiento Efectivo, $\beta_M$ (En porcentaje del amortiguamiento crítico) <sup>a,b</sup> | Factor $B_M$ |
|--|--------------|
| $\leq 2$   | 0.8          |
| 5  | 1.0          |
| 10   | 1.2          |
| 20   | 1.5          |
| 30   | 1.7          |
| $\geq 40$  | 1.9          |

### 2.7.1.3. DESPLAZAMIENTO TOTAL MÁXIMO ( $D_{TM}$ )

De acuerdo con la Norma E.031, al calcular el desplazamiento máximo se deben considerar los efectos de la rotación en la estructura, por lo que se calculará utilizando la siguiente expresión:

$$D_{TM} = D_M \left[ 1 + \frac{y}{P_T} * \left( \frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \right]$$

Las variables b y d dependen de las dimensiones del sistema de aislamiento. Además, el valor de  $P_T$  es la razón entre el periodo traslacional y el rotacional.

#### **2.7.1.4. PERÍODO Y AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO**

El periodo efectivo del sistema de aislamiento se calcula empleando la siguiente ecuación:

$$T_M = 2\pi * \sqrt{\frac{P}{K_M * g}}$$

Además, el amortiguamiento efectivo se obtiene de la siguiente ecuación:

$$\beta_{eff-glb} = \frac{1}{2\pi} * \left( \frac{EDC_T}{K_{eff-glb} * \Delta} \right)$$

#### **2.7.1.5. FUERZAS LATERALES MÍNIMAS**

La fuerza lateral mínima para sistema de aislamiento y la subestructura se calculará siguiendo la siguiente expresión:

$$V_b = K_{eff} * D_M$$

Asimismo, los elementos que se encuentre por encima del sistema de aislamiento se diseñan con la fuerza cortante de la siguiente expresión:

$$V_s = \frac{V_{st}}{R_a}$$

#### **2.7.2. PROPIEDADES DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO**

La norma establece un rango de diseño del comportamiento sísmico de los aisladores. Las propiedades de los aisladores se modifican mediante el factor  $\lambda$ , este valor es proporcionado por el proveedor; sin embargo, la Norma E.031 establece valores mínimos de  $\lambda$ .



Figura 15 Esquema de propiedades de un aislador. Fuente: Norma E-031, 2019

### 2.7.2.1. PROPIEDADES DEL LÍMITE INFERIOR

El límite inferior se refiere a la mínima carga o movimiento que el sistema necesita para activarse eficazmente. Un sistema de aislamiento sísmico debe ser capaz de moverse lo suficiente como para realmente disipar la energía sísmica; sin embargo, si el movimiento es demasiado pequeño, el sistema puede no funcionar como se espera. Esto es particularmente importante en zonas de baja sismicidad, donde los aisladores deben ser sensibles a movimientos menores para proporcionar la protección deseada.

**Tabla 6** Factor de  $K_d$  y  $Q_d$  para el límite inferior. Fuente: Norma E-031, 2019

| VALORES MÁXIMOS DE LOS FACTORES DE MODIFICACIÓN MÍNIMO PARA PARA LOS DISPOSITIVOS CLASE I  |                          |                    |                                  |  |  |                                  |                                  |
|--|--------------------------|--------------------|----------------------------------|--|--|----------------------------------|----------------------------------|
| VALOR MÁXIMO PARA:   | Interfaz sin lubricación | Interfaz lubricada | Aislador de bajo amortiguamiento | Aislador de caucho con núcleo de plomo | Aislador de caucho con núcleo de Plomo | Aislador de Alto Amortiguamiento | Aislador de Alto Amortiguamiento |
|  | $u$ o $Q_d$              | $u$ o $Q_d$        | $K$                              | $K_d$                                  | $Q_d$                                  | $K_d$                            | $Q_d$                            |
| Factor Mínimo para Envejecimiento y Efectos Ambientales ( $\lambda_{ae,min}$ )   | 1                        | 1                  | 1                                | 1                                      | 1                                      | 1                                | 1                                |
| Factor Mínimo para variaciones por temperatura, velocidad de carga, scragging ( $\lambda_{tvs,min}$ )  | 0.95                     | 0.95               | 0.98                             | 0.98                                   | 0.95                                   | 0.95                             | 0.95                             |
| Factor Mínimo para verificar los ensayos de aisladores de obra- variaciones de fabricación ( $\lambda_{fab,min}$ )                           | 0.85                     | 0.85               | 0.85                             | 0.85                                   | 0.85                                   | 0.85                             | 0.85                             |
| Factor de Modificación Mínimo Límite Inferior:<br>$\lambda_{min} = [1 - 0.75(\lambda_{ae,min} - 1)] * \lambda_{tvs,min} + \lambda_{fab,min}$ | 0.8                      | 0.8                | 0.8                              | 0.8                                    | 0.8                                    | 0.8                              | 0.8                              |

### 2.7.2.2. PROPIEDADES DEL LÍMITE SUPERIOR

El límite superior de un sistema de aislamiento sísmico se refiere a la máxima capacidad de movimiento o fuerza que el sistema puede manejar antes de que su funcionamiento se vea comprometido o antes de que falle. Este límite es crucial para garantizar que el sistema no exceda su capacidad de diseño, lo cual podría resultar en un daño estructural significativo o incluso en un colapso. En la práctica, esto podría referirse a la máxima deformación que los aisladores pueden soportar.

**Tabla 7** Factor de  $K_d$  y  $Q_d$  para el límite superior. Fuente: Norma E-031, 2019

| VALORES MÍNIMOS DE LOS FACTORES DE MODIFICACIÓN MÁXIMO PARA LOS DISPOSITIVOS CLASE I   |                          |                    |                                  |  |  |                                  |                                  |
|--|--------------------------|--------------------|----------------------------------|--|--|----------------------------------|----------------------------------|
| VALOR MÍNIMO PARA:   | Interfaz sin lubricación | Interfaz lubricada | Aislador de bajo amortiguamiento | Aislador de caucho con núcleo de plomo | Aislador de caucho con núcleo de Plomo | Aislador de Alto Amortiguamiento | Aislador de Alto Amortiguamiento |
|  | $u$ o $Qd$               | $u$ o $Qd$         | $K$                              | $Kd$                                   | $Qd$                                   | $Kd$                             | $Qd$                             |
| Factor Máximo para Envejecimiento y Efectos Ambientales ( $\lambda_{ae,max}$ )   | 1.21                     | 1.65               | 1                                | 1                                      | 1                                      | 1.2                              | 1.2                              |
| Factor Máximo para variaciones por temperatura, velocidad de carga, <i>scragging</i> ( $\lambda_{tvs,max}$ )                                 | 1.2                      | 1.3                | 1.03                             | 1.03                                   | 1.3                                    | 1.5                              | 1.3                              |
| Factor Máximo para verificar los ensayos de aisladores de obra- variaciones de fabricación ( $\lambda_{fab,max}$ )                           | 1.15                     | 1.15               | 1.15                             | 1.15                                   | 1.15                                   | 1.15                             | 1.15                             |
| Factor de Modificación Máximo Límite Superior:<br>$\lambda_{max} = [1 + 0.75(\lambda_{ae,max} - 1)] * \lambda_{tvs,max} * \lambda_{fab,max}$ | 1.6                      | 2.25               | 1.3                              | 1.3                                    | 1.5                                    | 2                                | 1.7                              |

### 2.7.3. ANÁLISIS DINÁMICO ESPECTRAL E.031

A continuación, de acuerdo a la Norma E.031, se detalla el espectro utilizado para este análisis y la comprobación del sistema de aislamiento mediante la fuerza restitutiva.

#### 2.7.3.1. ESPECTRO DE RESPUESTA SÍSMICA

De acuerdo al artículo 14.4 de la Norma E.031, para un sismo máximo considerado (SMC), el espectro se determinará con la siguiente expresión:

$$S_{aM} = 1.50 \cdot Z \cdot C \cdot S \cdot g$$

Además, a diferencia del espectro de la Norma E-030, se establece un rango adicional para definir el coeficiente de amplificación sísmica para valores menores a  $0.2 T_P$ .

$$T < 0.2T_P \quad C = 1 + 7.5 \cdot \left(\frac{T}{T_P}\right)$$

#### 2.7.3.2. FUERZA RESTITUTIVA

El sistema de aislamiento debe cumplir con una fuerza restitutiva mínima, el cual se define mediante la siguiente expresión:

$$F_r = K_d \cdot \frac{D_M}{2} \geq 2.5\% * W$$

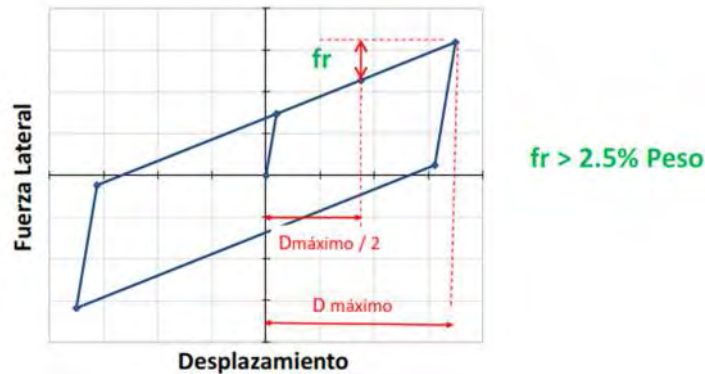


Figura 16 Esquema de fuerza resitutiva. Fuente: A. Muñoz, 2020

#### **2.7.4. ANÁLISIS NO LINEAL DINÁMICO TIEMPO HISTORIA**

A continuación, se definirán los procedimientos para el análisis no lineal dinámico tiempo-historia que se abordará en este trabajo.

##### **2.7.4.1. REGISTROS DE ACELERACIÓN**

De acuerdo a la norma E.030, para el empleo del análisis dinámico tiempo – historia se requiere de un mínimo de 7 registros sísmicos representativos de la zona en la que se ubicará la estructura, cada uno con dos componentes horizontales, elegidas y escaladas de eventos individuales. Asimismo, los registros sísmicos deben ser corregidos, escalados y ajustados antes de efectuar el análisis sísmico, a fin de compatibilizar las señales sísmicas de acuerdo al espectro objetivo (espectro de la Norma E-031).

##### **2.7.4.2. TRATAMIENTO DE REGISTROS SÍSMICOS**

Para el tratamiento de los registros sísmicos, se realizan las correcciones por filtrado de ruido y línea base que se detallarán a continuación. Cabe mencionar que, para el objeto de estudio, este proceso se realizará empleando softwares especializados.

###### **2.7.4.2.1. CORRECCIÓN POR FILTRADO DE RUIDO**

Considera el efecto que produce el ruido sobre un acelerograma. El ruido puede producir variaciones considerables en los valores reales registrados por el acelerograma. Este puede ser causado tanto por fenómenos naturales, como por el tratamiento de datos. (C, Torres. 2018). Para realizar el filtrado, se usa el filtro de Butterworth, en el cual se limita la banda de frecuencia desde 0.1 Hz a 25 Hz, el cual es el rango de frecuencias en el que generalmente se encuentran los sismos.

###### **2.7.4.2.2. CORRECCIÓN POR LÍNEA BASE**

Generalmente los valores de un acelerograma obtenido a partir de una estación, se encuentran considerablemente desplazados respecto a la línea cero de la aceleración. Esto ocurre frecuentemente debido a que el acelerógrafo no está

perfectamente nivelado en su posición o bien por el tratamiento y sistema de registro de los datos, el cual puede producir una desviación de los valores registrados. Si bien esta variación puede no ser significativa para la aceleración, si resulta considerable cuando se obtiene la velocidad y el desplazamiento por medio de la integración. Es por ello que resulta necesario corregir los valores del acelerograma, a partir del promedio de los valores registrados. (Red Acelerográfica UNI).

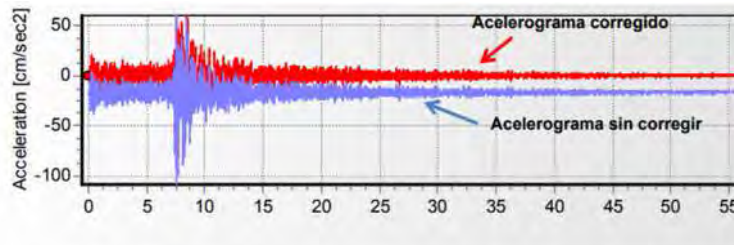


Figura 17 Corrección por línea base. Fuente: Alva y Ortiz, 2014

### 2.7.4.2.3. ESCALAMIENTO DE REGISTROS SÍSMICOS

De acuerdo con la ASCE/SEI 7/16, se acepta el empleo de dos métodos distintos para compatibilizar las señales sísmicas con un espectro objetivo. Por un lado, el escalamiento a partir de la amplitud (amplitude scaling). Por otro lado, el escalamiento espectral. Para la aplicación de los métodos mencionados, es necesario definir un rango de periodos apropiado, el cual dependerá del periodo fundamental de la estructura. De acuerdo al acápite 7 del artículo 15 de la Norma E-031, para registros espectro-compatibles, se debe escalar entre  $0.2 T_M$  y  $1.25 T_M$ , empleando las propiedades límites del sistema de aislamiento.

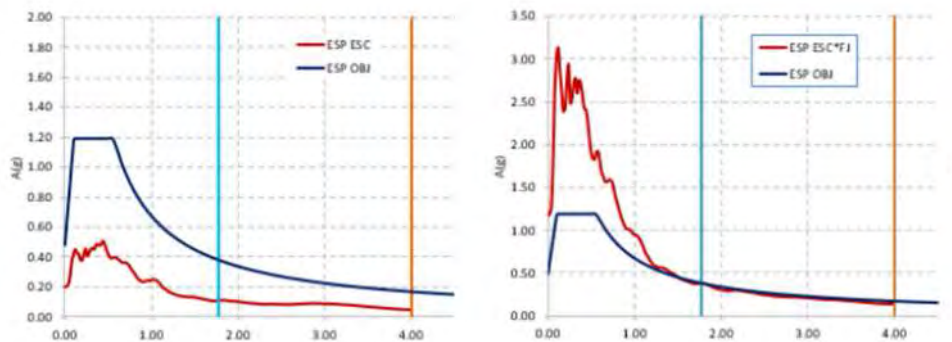


Figura 18 Escalamiento espectral. Fuente: R. Aguilar, 2016

### 2.7.4.3. MODELO BILINEAL

El modelo bilineal incorpora a los dispositivos de aislamiento propiedades no lineales. Estas propiedades se obtienen a través de los resultados de los desplazamientos traslacionales obtenidos del análisis espectral. Para ello se emplea la siguiente ecuación.

$$2\pi\varepsilon D - \frac{4D_y(\alpha - 1)(D - D_y)}{D + (\alpha - 1)D_y} = 0$$

Luego, se obtiene el valor del desplazamiento máximo elástico  $D_y$ , con lo que se podrá calcular la rigidez de la curva bilineal.

$$K_2 = \frac{K_{eff} * D}{D + (\alpha - 1)D_y}$$

$$K_1 = \alpha K_2$$

Donde:

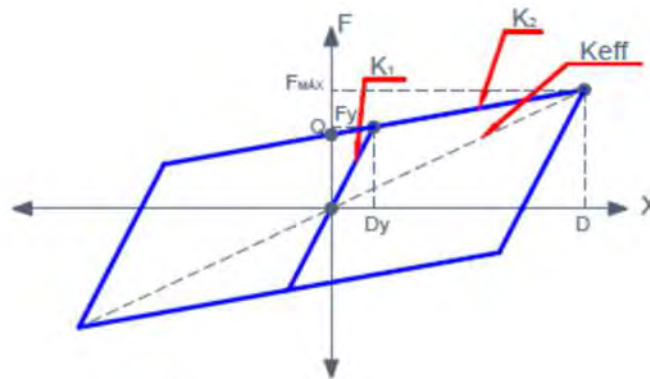
$D_y$ : Desplazamiento máximo elástico.

$D$ : Desplazamiento traslacional.

$\varepsilon$ : Amortiguamiento efectivo.

$\alpha$ :

$K_{eff}$ : Rigidez efectiva.



**Figura 19** Modelo de diagrama bilineal de un aislador. Fuente: A. Muñoz, 2022

# CAPÍTULO 3:

## CASO DE ESTUDIO

El presente capítulo, explicará brevemente las características principales de la edificación empleada para el estudio. Asimismo, se detallará los procedimientos de estructuración y predimensionamiento empleados.

### **3.1. CARACTERÍSTICAS DE LA EDIFICACIÓN**

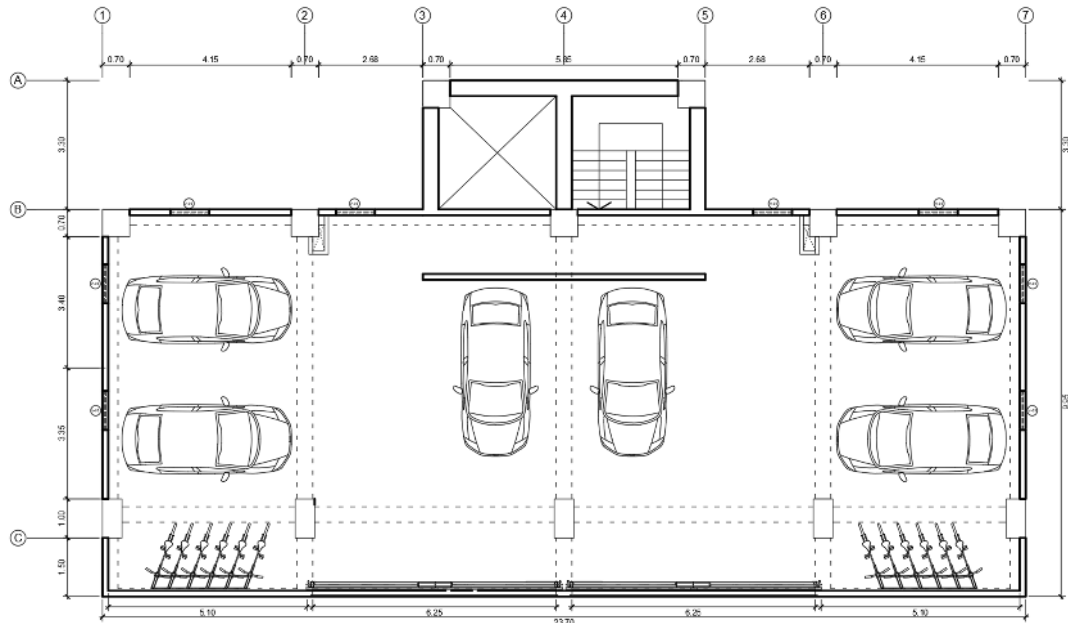
La estructura del caso de estudio se desarrolló y adaptó a partir de los planos arquitectónicos de un proyecto multifamiliar obtenidos del portal web Archdaily. La edificación empleada se clasifica como una edificación residencial, la cual cuenta con 9 niveles: 8 niveles destinados a viviendas y un nivel de estacionamientos. El área en planta del primer nivel es de 276.4 m<sup>2</sup>, siendo mayor en los niveles superiores. Además, respecto a las dimensiones de la edificación, esta presenta un ancho de 13.25 m, un largo de 23.70 m en el primer nivel, siendo mayor en los niveles superiores, mientras que presenta una altura total de 31.50 m.

*Tabla 8 Área techada por entrepiso. Fuente: Elaboración propia, 2024*

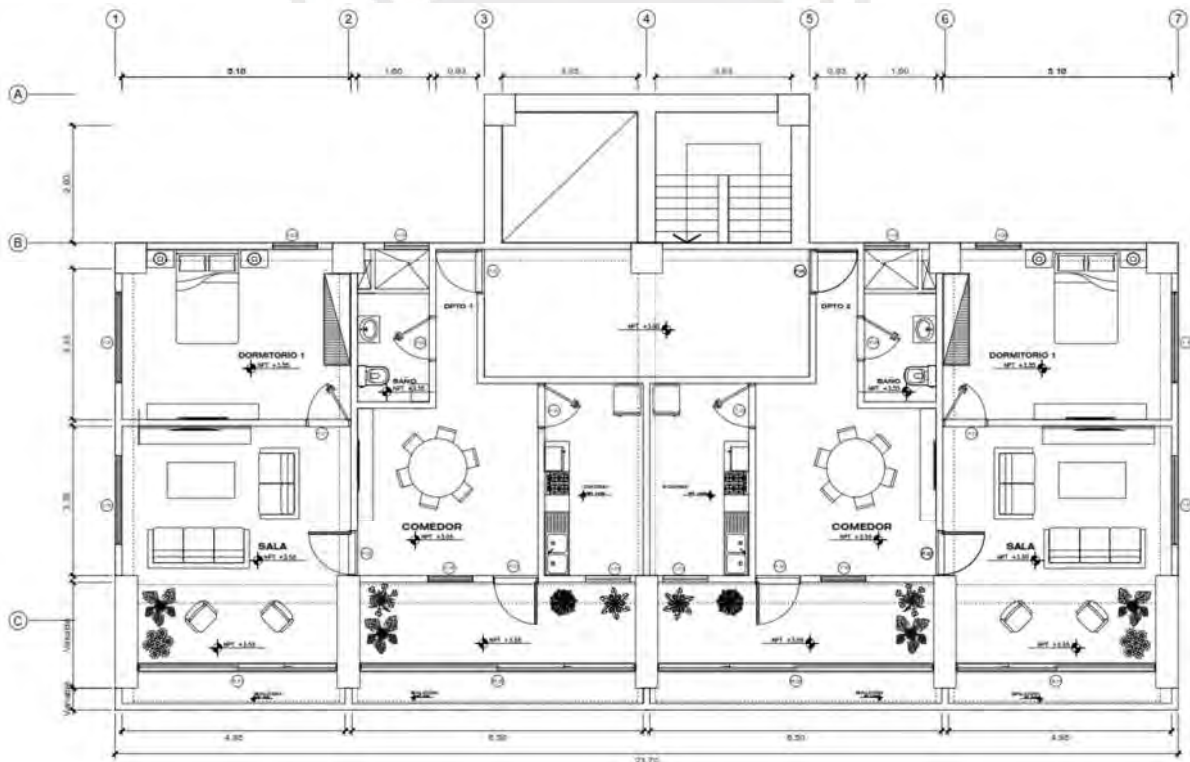
| <b>Nivel</b> | <b>Área (m2)</b> |
|--------------|------------------|
| 9            | 311.3            |
| 8            | 334.6            |
| 7            | 357.9            |
| 6            | 381.2            |
| 5            | 357.9            |
| 4            | 334.6            |
| 3            | 311.3            |
| 2            | 288.0            |
| 1            | 276.4            |

### **3.2. ARQUITECTURA DE LA EDIFICACIÓN**

El primer nivel está destinado a ser para los estacionamientos. A partir del segundo y hasta el noveno nivel, la edificación cuenta con 2 departamentos simétricos por nivel, cada uno de los cuales cuenta con una cocina, un comedor, una sala de estar, un baño, un dormitorio y un amplio balcón.



**Figura 20** Planta arquitectónica del primer nivel. Fuente: Elaboración propia, 2024



**Figura 21** Planta arquitectónica de nivel de departamentos. Fuente: Elaboración propia, 2024

### 3.3. ESTRUCTURA DE LA EDIFICACIÓN

Para el desarrollo de la estructura, se optó por incluir columnas con discontinuidad en el eje, de tal forma de asegurar la presencia de irregularidad por discontinuidad de sistemas resistentes, pues el objetivo del presente estudio es analizar su influencia. Habiendo aclarado dicho punto, se procederá a explicar el procedimiento seguido para la estructuración y el predimensionamiento de la estructura de la edificación,

teniendo como guía el libro “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado” del ingeniero Antonio Blanco Blasco.

### 3.3.1. ESTRUCTURACIÓN

En primer lugar, el sistema estructural que se empleará en la edificación será del tipo aporticado, ya que estará compuesto fundamentalmente por pórticos de concreto armado conformados por columnas y vigas. Se decidió definir el sistema estructural de esta forma, pues así se evita la posibilidad de presentarse tracción al emplear muros de corte. En segundo lugar, se definió la estructura del edificio de forma simétrica, con la única salvedad de que se incluirán cinco columnas en la fachada principal con discontinuidad por desplazamiento de su eje, a partir del tercer nivel. Finalmente, se consideró una altura máxima de la estructura de 31 m, siguiendo las recomendaciones de esbeltez que establece la norma E-031.

### 3.3.2. PREDIMENSIONAMIENTO

Tal como se mencionó anteriormente, para el predimensionamiento del presente caso de estudio, se emplearon los criterios establecidos por el ingeniero Antonio Blanco. A continuación, se muestra el procedimiento para el predimensionamiento de los elementos estructurales.

#### 3.3.2.1. LOZAS MACIZAS

*Tabla 9 Predimensionamiento de losas macizas. Fuente: Elaboración propia, 2024*

| Paño | Ln1 (m) | Ln2 (m) | Criterio 1 | Criterio 2 | h (m)  |
|------|---------|---------|------------|------------|--------|
| 1    | 7.30    | 4.60    | 0.183      | 0.132      | 0.1825 |
| 2    | 7.30    | 6.25    | 0.183      | 0.151      | 0.1825 |

Se puede apreciar que el valor obtenido por ambos criterios es de 18.25 cm, por lo que se escogerá 20 cm de losa maciza.

#### 3.3.2.2. VIGA DE SUPERESTRUCTURA

A continuación, se describe el recuadro que presenta las características de tres vigas designadas como V-1, V-2 y V-3.

*Tabla 10 Predimensionamiento de vigas de la superestructura. Fuente: Elaboración propia, 2024*

| VIGAS | Ln (m) | Criterio 1 | Criterio 2 | b1 (m) | b2 (m) | bmin (NOR.) | h escog (m) | b escog (m) |
|-------|--------|------------|------------|--------|--------|-------------|-------------|-------------|
| V-1   | 6.85   | 0.69       | 0.57       | 0.21   | 0.35   | 0.25        | 0.70        | 0.40        |
| V-2   | 4.30   | 0.43       | 0.36       | 0.21   | 0.35   | 0.25        | 0.70        | 0.40        |
| V-3   | 6.05   | 0.61       | 0.50       | 0.21   | 0.35   | 0.25        | 0.70        | 0.40        |

De acuerdo a la tabla 10, se optó por usar un solo tipo de viga de 40x70.

### 3.3.2.3. VIGA DE SISTEMA DE AISLAMIENTO

A continuación, se describe el recuadro que presenta las características de tres vigas designadas como V-1, V-2 y V-3 en la interfaz de aislamiento.

**Tabla 11** Predimensionamiento de vigas del piso técnico. Fuente: Elaboración propia, 2024

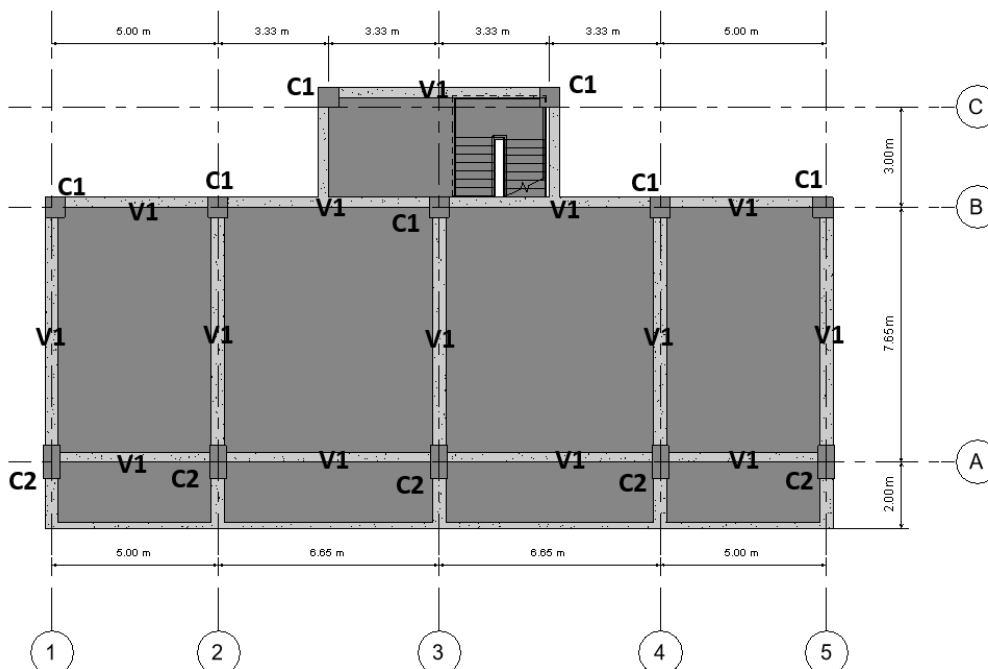
| VIGAS | Ln (m) | Criterio 1 | Criterio 2 | b1 (m) | b2 (m) | bmin (NOR.) | h escog (m) | b escog (m) |
|-------|--------|------------|------------|--------|--------|-------------|-------------|-------------|
| V-1   | 6.85   | 0.98       | 0.86       | 0.30   | 0.45   | 0.25        | 1.00        | 0.40        |
| V-2   | 4.30   | 0.61       | 0.54       | 0.30   | 0.45   | 0.25        | 1.00        | 0.40        |
| V-3   | 6.05   | 0.86       | 0.76       | 0.30   | 0.45   | 0.25        | 1.00        | 0.40        |

De acuerdo a la tabla 11, se optó por usar un solo tipo de viga de 40x100.

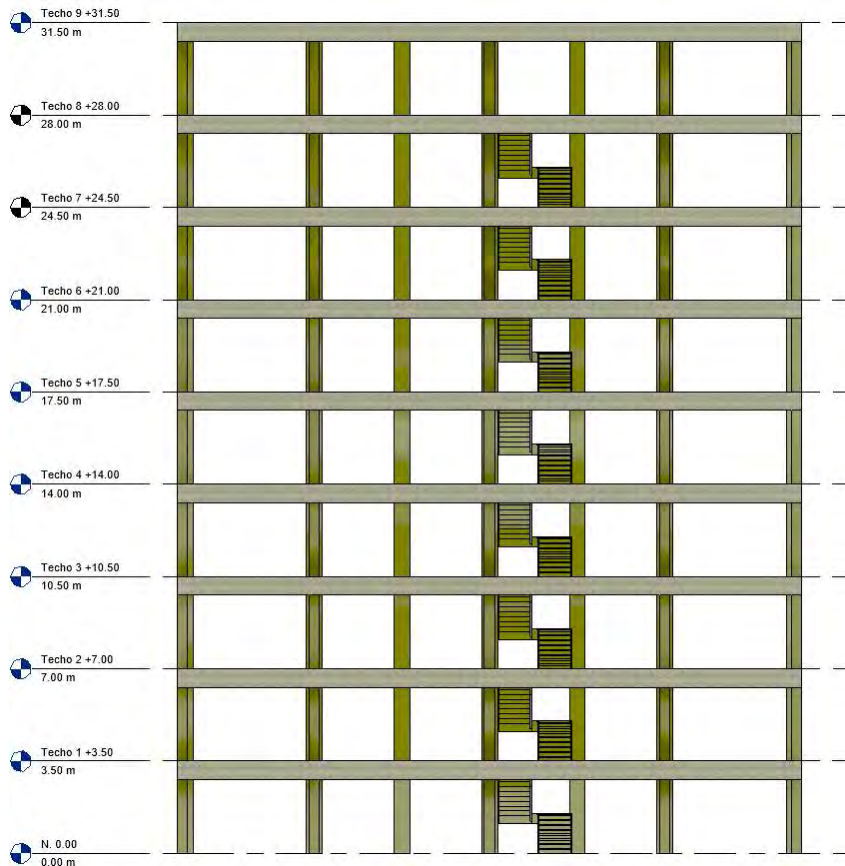
### 3.3.2.4. COLUMNAS

De acuerdo al libro del Ingeniero Blanco, las ecuaciones brindadas son recomendadas para una edificación de muros estructurales. En el caso de pórticos, brinda un dimensionamiento para edificaciones de 4 niveles; sin embargo, el caso de estudio es de 9 niveles. Por ello, se realizará un proceso de iteración del dimensionamiento de columnas con unas medidas iniciales de C1-70x70 y de C2-50x100.

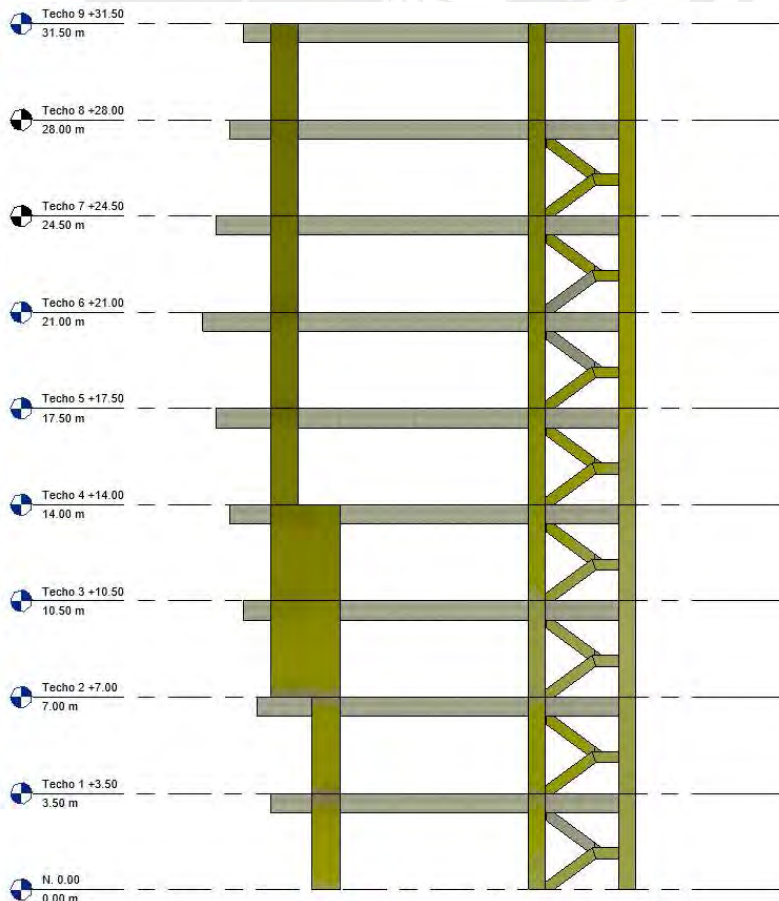
A continuación, se muestra el plano estructural en planta del piso típico, y las vistas frontales y de perfil de la estructura de la edificación.



**Figura 22** Planta estructural de piso de departamentos. Fuente: Elaboración propia, 2024



**Figura 23** Vista frontal de la estructura de la edificación. Fuente: Elaboración propia, 2024



### 3.4. CARGAS

A continuación, se detallan las cargas en servicio para la edificación de uso de vivienda.

#### 3.4.1. CARGA MUERTA:

A continuación, se presenta la tabla de cargas considerando el peso propio de los elementos que será permanente sobre la estructura. El peso propio se ha calculado a partir del volumen de cada elemento y el peso específico.

Tabla 12 Carga Permanente. Fuente: Elaboración propia, 2024

| TIPO                 | CARGA (TON/M2) |
|----------------------|----------------|
| Losa Maciza (h=20cm) | 0.48           |
| Piso terminado       | 0.10           |
| Tabiquería 15 cm     | 0.27           |

#### 3.4.2. CARGA VIVA:

La carga viva depende del uso que se le dará a la edificación, por lo que de acuerdo con la norma E.020 de cargas, para el caso de viviendas la sobrecarga considerada es de 200 kg/m<sup>2</sup>.

### 3.5. COMBINACIONES DE CARGA

En esta sección se presentarán las combinaciones de carga utilizadas para el diseño estructural, abarcando dos puntos principales.

#### 3.5.1. COMBINACIONES DE CARGA PARA ESTRUCTURA DE CONCRETO

El diseño de los elementos estructurales se efectuó considerando los casos de carga de la Tabla N°13.

Tabla 13 Combinaciones empleadas en el diseño de estructuras de concreto armado. Fuente: Elaboración propia, 2024

|   |                             |
|---|-----------------------------|
| <b>Combinación 1: Cargas verticales</b> | $1.4CM + 1.7CV$             |
| <b>Combinación 2: Cargas sísmicas</b>   | $1.25*(CM + CV) \pm 1.0*CS$ |
|   | $0.9CM \pm 1.0CS$           |

#### 3.5.2. COMBINACIONES DE CARGA PARA ESTRUCTURA AISLADA

Los elementos de la estructura aislada seguirán las siguientes combinaciones de cargas para su verificación en el diseño.

**Tabla 14** Combinaciones empleadas en el diseño de estructuras aisladas. Fuente:  
Elaboración propia, 2024

|  |                                       |
|--|---------------------------------------|
| <b>Combinación 1: Cargas vertical promedio</b> | 1.0 CM + 0.5 CV                       |
| <b>Combinación 2: Cargas vertical máxima</b>   | 1.25*(CM+CV) + 1.0*(CSH+CSV) + 0.2 CN |
| <b>Combinación 3: Cargas vertical mínima</b>   | 0.9 CM - 1.0*(CSH+CSV)                |

### **3.6. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES**

En este apartado se especifican los materiales utilizados para la edificación, incluyendo el tipo de acero y el tipo de concreto empleado.

#### **3.6.1. CONCRETO**

Con fines de estudio y de durabilidad se emplea un concreto estructural de resistencia de  $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$  para todos los elementos estructurales (losas, vigas, columnas y escaleras).

#### **3.6.2. ACERO DE REFUERZO**

De acuerdo al artículo 21.1.3.3 de la E060, el acero de refuerzo será de grado 60 con esfuerzo de fluencia de  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .

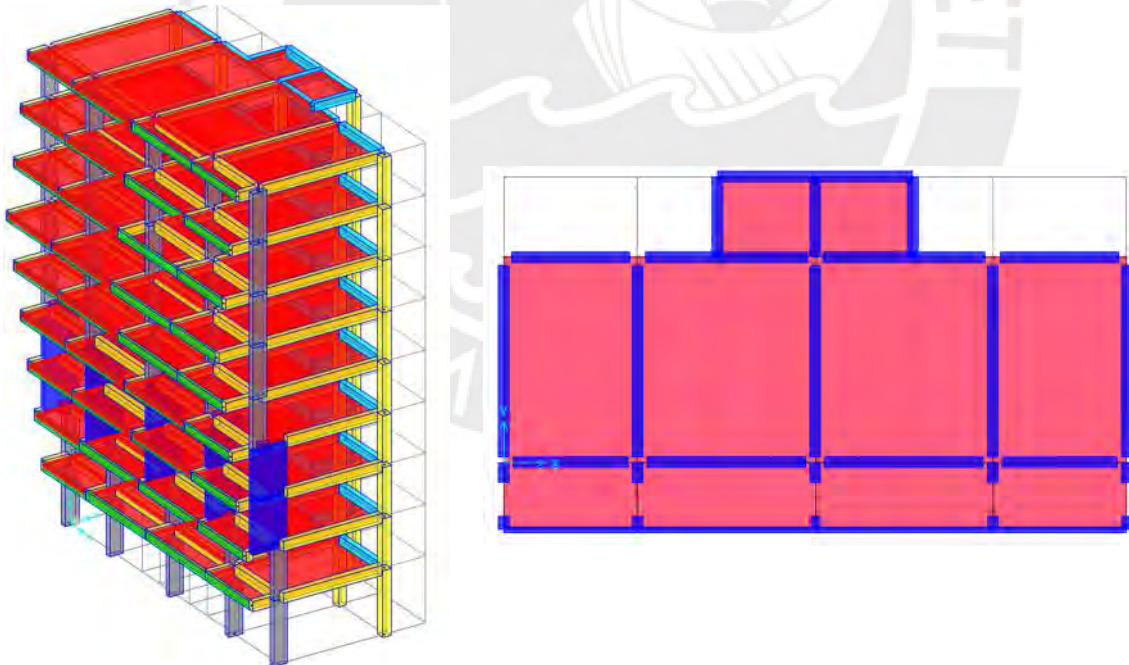
## CAPÍTULO 4:

# ANÁLISIS SÍSMICO Y DISEÑO DE EDIFICACIÓN CON BASE FIJA

En este capítulo se llevará a cabo el análisis estático, el análisis dinámico espectral y el diseño estructural de una edificación de base fija. El análisis estático evaluará las fuerzas y desplazamientos bajo cargas constantes, como el peso propio y las cargas vivas. El análisis dinámico espectral analizará la respuesta de la edificación a fuerzas sísmicas, utilizando espectros de respuesta para calcular vibraciones y desplazamientos inducidos por sismos.

### 4.1. MODELAMIENTO MATEMÁTICO

Se desarrolló un modelo matemático de una edificación de 9 niveles utilizando el programa SAP2000 para analizar su comportamiento estructural. A continuación, se visualiza la vista tridimensional del modelo y la vista en planta. Además, en los desfases de las columnas se idealizó con brazos rígidos.



*Figura 25* Vista tridimensional y en planta de modelo estructural en Sap2000 de base fija.  
Fuente: Elaboración propia, 2024

### 4.2. PESO DE LA ESTRUCTURA

A continuación, se presenta una tabla detallada donde se describe el peso por nivel, la acumulación del peso, el área por cada piso y su relación entre el peso y el área de

la edificación, Este análisis revela que la densidad de carga promedio es de aproximadamente 1.16 tonf/m<sup>2</sup>. Un valor considerado aceptable, teniendo en cuenta la presencia de losas macizas en todos los niveles y sobrecargas típicas asociadas a área de viviendas y a su uso.

**Tabla 15** Relación de peso y área. Fuente: Elaboración propia, 2024

| Nivel | Peso (tonf) | Pi-Pj (tonf) | Masa | Área (m <sup>2</sup> ) | Relación (tonf/m <sup>2</sup> ) |
|-------|-------------|--------------|------|------------------------|---------------------------------|
| 9     | 363.8       | 363.8        | 37.1 | 311.3                  | 1.17                            |
| 8     | 737.3       | 373.5        | 38.1 | 334.6                  | 1.12                            |
| 7     | 1111.1      | 373.9        | 38.1 | 357.9                  | 1.04                            |
| 6     | 1504        | 392.9        | 40.1 | 381.2                  | 1.03                            |
| 5     | 1887.2      | 383.2        | 39.1 | 357.9                  | 1.07                            |
| 4     | 2285.5      | 398.2        | 40.6 | 334.6                  | 1.19                            |
| 3     | 2673.2      | 387.8        | 39.5 | 311.3                  | 1.25                            |
| 2     | 3024.5      | 351.2        | 35.8 | 288                    | 1.22                            |
| 1     | 3385.4      | 360.9        | 36.8 | 276.4                  | 1.31                            |

### 4.3. ANÁLISIS ESTÁTICO

La estructura se considera como un sistema de pórticos en cada dirección, ya que está compuesto por vigas y columnas, sin la presencia de muros de concreto armado.

**Tabla 16** Parámetros para análisis estático "X" y "Y". Fuente: Elaboración propia, 2024

|           |      |           |      |           |      |
|-----------|------|-----------|------|-----------|------|
| <b>Z</b>  | 0.45 | <b>Tx</b> | 1.26 | <b>Ty</b> | 1.22 |
| <b>U</b>  | 1    | <b>Cx</b> | 0.79 | <b>Cy</b> | 0.82 |
| <b>S</b>  | 1    | <b>Rx</b> | 8    | <b>Ry</b> | 8    |
| <b>TP</b> | 0.4  | <b>la</b> | 0.8  | <b>la</b> | 0.8  |
| <b>TL</b> | 2.5  | <b>lp</b> | 1    | <b>lp</b> | 1    |

$$V_x = \frac{0.45 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.79}{8 \cdot 0.8} * 3385 = 188 \text{ tonf}$$

$$V_y = \frac{0.45 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.82}{8 \cdot 0.8} * 3385 = 195.2 \text{ ton}$$

### 4.4. ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL

En esta sección, se realizará el análisis modal espectral, un método para evaluar la respuesta dinámica de una edificación frente a sollicitaciones sísmicas. De este análisis se obtendrán importantes resultados como los modos de vibración, la participación de masa, derivadas, aceleraciones y las fuerzas de respuesta de la estructura.

#### 4.4.1. MODOS Y PARTICIPACIÓN DE MASA

A continuación, se puede observar en la siguiente tabla que se está cumpliendo con el criterio de participación de masa mayor al 90%. Además, los primeros modos traslacionales y el rotacional presentan la mayor participación de masa.

*Tabla 17 Análisis modal y de participación de masa. Fuente: Elaboración propia, 2024*

| Modos | Periodo (s) | UX    | UY    | RZ    | Sum UX | Sum UY | Sum RZ |
|-------|-------------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|
| 1     | 1.26        | 0.807 | 0.000 | 0.063 | 0.807  | 0.000  | 0.063  |
| 2     | 1.22        | 0.000 | 0.804 | 0.000 | 0.807  | 0.804  | 0.063  |
| 3     | 0.99        | 0.052 | 0.000 | 0.779 | 0.859  | 0.804  | 0.842  |
| 4     | 0.41        | 0.087 | 0.000 | 0.003 | 0.945  | 0.804  | 0.845  |
| 5     | 0.35        | 0.000 | 0.133 | 0.000 | 0.945  | 0.937  | 0.845  |
| 6     | 0.30        | 0.008 | 0.000 | 0.105 | 0.953  | 0.937  | 0.950  |
| 7     | 0.22        | 0.022 | 0.000 | 0.001 | 0.975  | 0.937  | 0.950  |
| 8     | 0.18        | 0.000 | 0.039 | 0.000 | 0.975  | 0.976  | 0.950  |
| 9     | 0.16        | 0.003 | 0.000 | 0.029 | 0.978  | 0.976  | 0.979  |

#### 4.4.2. EVALUACIÓN DE IRREGULARIDADES

En esta sección, se realizará la verificación de las irregularidades que presenta la estructura del caso de estudio.

##### 4.4.2.1. IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ – PISO BLANDO

Para evaluar la irregularidad estructural, se comparó la rigidez de cada entrepiso, verificando que fuera inferior al 70% de la rigidez del entrepiso superior inmediato y al 80% del promedio de los tres entrepisos superiores. Al cumplirse estas condiciones, se determinó que la estructura no presenta esta irregularidad, por lo cual tampoco la irregularidad extrema.

*Tabla 18 Verificación de irregularidad por piso blando para la dirección X-X. Fuente: Elaboración propia, 2024*

| IRREGULARIDAD POR PISO BLANDO CASO X-X |       |         |           |               |
|--|-------|---------|-----------|---------------|
| Nivel                                  | Kpiso | Ki/Ki+1 | Ki/prom() | Clasificación |
| 9                                      | 24268 | -       | -         | REGULAR       |
| 8                                      | 30024 | 1.24    | -         | REGULAR       |
| 7                                      | 31386 | 1.05    | -         | REGULAR       |
| 6                                      | 32031 | 1.02    | 1.12      | REGULAR       |
| 5                                      | 32732 | 1.02    | 1.05      | REGULAR       |
| 4                                      | 36540 | 1.12    | 1.14      | REGULAR       |
| 3                                      | 37123 | 1.02    | 1.1       | REGULAR       |
| 2                                      | 34536 | 0.93    | 0.97      | REGULAR       |
| 1                                      | 35286 | 1.02    | 0.98      | REGULAR       |

*Tabla 19 Verificación de irregularidad por piso blando para la dirección Y-Y. Fuente: Elaboración propia, 2024*

| <b>IRREGULARIDAD POR PISO BLANDO CASO Y-Y</b> |              |                |                  |                      |
|---|--------------|----------------|------------------|----------------------|
| <b>Nivel</b>                                  | <b>Kpiso</b> | <b>Ki/Ki+1</b> | <b>Ki/prom()</b> | <b>Clasificación</b> |
| 9   | 13999        | -              | -                | REGULAR              |
| 8   | 20971        | 1.5            | -                | REGULAR              |
| 7   | 24165        | 1.15           | -                | REGULAR              |
| 6   | 26136        | 1.08           | 1.33             | REGULAR              |
| 5   | 28003        | 1.07           | 1.18             | REGULAR              |
| 4   | 31636        | 1.13           | 1.21             | REGULAR              |
| 3   | 33230        | 1.05           | 1.16             | REGULAR              |
| 2   | 35931        | 1.08           | 1.16             | REGULAR              |
| 1   | 45992        | 1.28           | 1.37             | REGULAR              |

#### **4.4.2.2. IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA – PISO DÉBIL**

Siguiendo los lineamientos de la Norma E-030, para determinar la presencia de esta irregularidad, se verificó si la resistencia de cada entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior al 80% del entrepiso inmediatamente superior. De esta forma se determinó que la estructura no presenta esta irregularidad, por lo cual, tampoco presentará irregularidad extrema.

*Tabla 20 Verificación de irregularidad por piso débil en dirección X-X. Fuente: Elaboración propia, 2024*

| <b>IRREGULARIDAD POR PISO DÉBIL CASO X-X</b> |           |                |                  |                      |
|--|-----------|----------------|------------------|----------------------|
| <b>Nivel</b>                                 | <b>Vx</b> | <b>Vi/Vi+1</b> | <b>Vi/prom()</b> | <b>Clasificación</b> |
| 9  | 38.91     | -              | -                | REGULAR              |
| 8  | 75.59     | 1.94           | -                | REGULAR              |
| 7  | 106.89    | 1.41           | -                | REGULAR              |
| 6  | 132.87    | 1.24           | 1.80             | REGULAR              |
| 5  | 152.59    | 1.15           | 1.45             | REGULAR              |
| 4  | 167.24    | 1.10           | 1.28             | REGULAR              |
| 3  | 177.31    | 1.06           | 1.18             | REGULAR              |
| 2  | 183.00    | 1.03           | 1.10             | REGULAR              |
| 1  | 185.39    | 1.01           | 1.05             | REGULAR              |

*Tabla 21 Verificación de irregularidad por piso débil en dirección Y-Y. Fuente: Elaboración propia, 2024*

| <b>IRREGULARIDAD POR PISO DÉBIL CASO Y-Y</b> |           |                |                  |                      |
|--|-----------|----------------|------------------|----------------------|
| <b>Nivel</b>                                 | <b>Vx</b> | <b>Vi/Vi+1</b> | <b>Vi/prom()</b> | <b>Clasificación</b> |
| 9  | 35.58     | -              | -                | REGULAR              |
| 8  | 68.74     | 1.93           | -                | REGULAR              |
| 7  | 96.68     | 1.41           | -                | REGULAR              |
| 6  | 119.52    | 1.24           | 1.78             | REGULAR              |
| 5  | 136.57    | 1.14           | 1.44             | REGULAR              |
| 4  | 148.96    | 1.09           | 1.27             | REGULAR              |
| 3  | 157.26    | 1.06           | 1.16             | REGULAR              |
| 2  | 161.79    | 1.03           | 1.10             | REGULAR              |

|   |        |      |      |         |
|---|--------|------|------|---------|
| 1 | 163.58 | 1.01 | 1.05 | REGULAR |
|---|--------|------|------|---------|

#### 4.4.2.3. IRREGULARIDAD TORSIONAL

Para este caso se verificaron las derivas de 2 puntos extremos del uno al otro y se obtuvo el promedio y se dividió entre la deriva máxima obteniéndose el ratio donde se puede verificar que en ningún caso de excentricidad ni caso de análisis pasa el factor de 1.3, por lo que se verifica que la edificación no presenta esta irregularidad.

*Tabla 22 Verificación por irregularidad torsional para el eje X-X. Fuente: Elaboración propia, 2024*

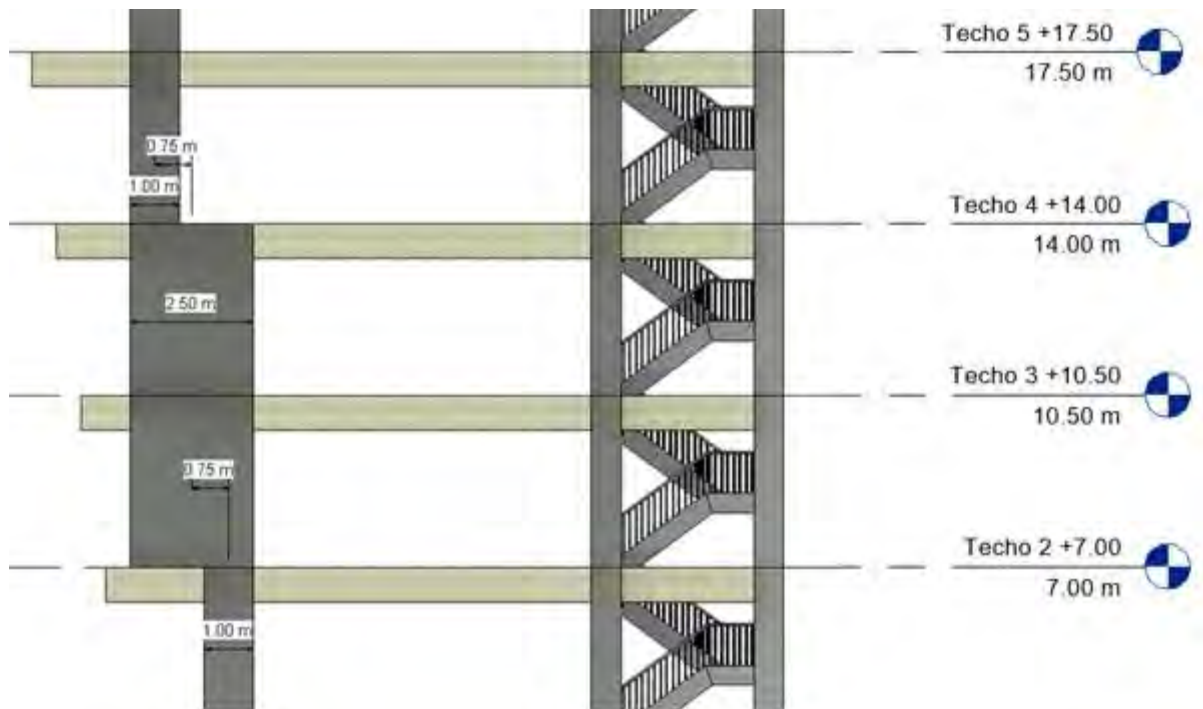
| <b>VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD TORSIONAL X-X</b> |                      |                        |                         |                      |
|--|----------------------|------------------------|-------------------------|----------------------|
| <b>Piso</b>  | <b>Deriva máxima</b> | <b>Deriva promedio</b> | <b>Deriva/Deriva CM</b> | <b>Clasificación</b> |
| 9  | 0.0026               | 0.0020                 | 1.29                    | REGULAR              |
| 8  | 0.0036               | 0.0028                 | 1.27                    | REGULAR              |
| 7  | 0.0044               | 0.0035                 | 1.26                    | REGULAR              |
| 6  | 0.0051               | 0.0041                 | 1.25                    | REGULAR              |
| 5  | 0.0057               | 0.0046                 | 1.25                    | REGULAR              |
| 4  | 0.0052               | 0.0043                 | 1.21                    | REGULAR              |
| 3  | 0.0052               | 0.0044                 | 1.20                    | REGULAR              |
| 2  | 0.0052               | 0.0045                 | 1.17                    | REGULAR              |
| 1  | 0.0053               | 0.0046                 | 1.16                    | REGULAR              |

*Tabla 23 Verificación por irregularidad torsional para el eje Y-Y. Fuente: Elaboración propia, 2024*

| <b>VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD TORSIONAL Y-Y</b> |                      |                        |                         |                      |
|--|----------------------|------------------------|-------------------------|----------------------|
| <b>Piso</b>  | <b>Deriva máxima</b> | <b>Deriva promedio</b> | <b>Deriva/Deriva CM</b> | <b>Clasificación</b> |
| 9  | 0.0034               | 0.0029                 | 1.16                    | REGULAR              |
| 8  | 0.0043               | 0.0037                 | 1.16                    | REGULAR              |
| 7  | 0.0050               | 0.0043                 | 1.16                    | REGULAR              |
| 6  | 0.0056               | 0.0048                 | 1.16                    | REGULAR              |
| 5  | 0.0059               | 0.0051                 | 1.17                    | REGULAR              |
| 4  | 0.0058               | 0.0050                 | 1.17                    | REGULAR              |
| 3  | 0.0059               | 0.0050                 | 1.17                    | REGULAR              |
| 2  | 0.0056               | 0.0048                 | 1.18                    | REGULAR              |
| 1  | 0.0046               | 0.0039                 | 1.18                    | REGULAR              |

#### 4.4.2.4. IRREGULARIDAD POR DISCONTINUIDAD DE ELEMENTOS RESISTENTES

En primer lugar, se verifica que el desplazamiento del eje sea mayor al 25% de la longitud de orientación mayor.



**Figura 26** Desplazamiento de eje de elementos discontinuos. Fuente: Elaboración propia, 2024

**Tabla 24** Porcentaje de desplazamiento sobre su eje. Fuente: Elaboración propia, 2024

| Tipo       | Longitud Elemento (m) | Eje  | Diferencia | %   |
|------------|-----------------------|------|------------|-----|
| Col 50x100 | 1.0                   | 0.50 | 0.75       | 75% |
| Col 50x250 | 2.5                   | 1.25 |            |     |

Se puede observar que el porcentaje de desplazamiento es mayor que el 25%, por lo que se estaría cumpliendo con la primera condición.

**Tabla 25** Porcentaje de participación de fuerza cortante. Fuente: Elaboración propia, 2024

|                   | Caso | Global Fx (tonf) | Global Fy (tonf) | % Participación |        |
|-------------------|------|------------------|------------------|-----------------|--------|
|                   |      |                  |                  | Caso X          | Caso Y |
| Global            | SX   | 188              | 0.0              | 100%            |        |
|                   | SY   | 0                | 195.2            |                 | 100%   |
| Elem. Irregular 1 | SX   | 9.3              | -10.2            | 5%              |        |
|                   | SY   | -0.1             | 24.3             |                 | 12.50% |
| Elem. Irregular 2 | SX   | 11.5             | -5.0             | 6%              |        |
|                   | SY   | -0.1             | 18.6             |                 | 9.50%  |
| Elem. Irregular 3 | SX   | 10.7             | 0.0              | 6%              |        |
|                   | SY   | 0                | 18.6             |                 | 9.50%  |

|                         |    |      |      |    |        |
|-------------------------|----|------|------|----|--------|
| Elem.<br>Irregular<br>4 | SX | 11.5 | 5.0  | 6% |        |
|                         | SY | 0.1  | 18.8 |    | 9.60%  |
| Elem.<br>Irregular<br>5 | SX | 9.3  | 10.2 | 5% |        |
|                         | SY | 0.1  | 24.7 |    | 12.60% |

Se puede observar que porcentaje de participación en la fuerza cortante de los elementos resistentes es mayor al 10%, por lo que se estaría cumpliendo con esta irregularidad.

#### **4.4.3. DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS**

A continuación, se presentan los desplazamientos y derivas para cada dirección de análisis y, en el caso de las derivas, se verificó que estas no superan el límite de 0.007 mencionado en la norma E.030 para edificaciones de concreto armado.

##### **4.4.3.1. DIRECCIÓN X-X**

A continuación, se presentan los desplazamientos y derivas para el caso de análisis dinámico espectral en la dirección X. Para este caso se han considerado tres espectros como caso de estudio, sismo raro, muy raro y máximo considerado, respectivamente.

*Tabla 26 Desplazamientos y derivas para sismo raro en X-X. Fuente: Elaboración propia, 2024*

| Nivel | Desplazamiento Total (m) | Desplazamiento Relativo (mm) | Altura de entrepiso (m) | Deriva |
|-------|--------------------------|------------------------------|-------------------------|--------|
| 9     | 0.262                    | 8.5                          | 3.5                     | 0.0024 |
| 8     | 0.253                    | 14.3                         | 3.5                     | 0.0041 |
| 7     | 0.239                    | 21.0                         | 3.5                     | 0.0060 |
| 6     | 0.218                    | 35.7                         | 3.5                     | 0.0102 |
| 5     | 0.182                    | 39.3                         | 3.5                     | 0.0112 |
| 4     | 0.143                    | 37.1                         | 3.5                     | 0.0106 |
| 3     | 0.106                    | 36.5                         | 3.5                     | 0.0104 |
| 2     | 0.069                    | 36.2                         | 3.5                     | 0.0103 |
| 1     | 0.033                    | 33.3                         | 4.5                     | 0.0074 |

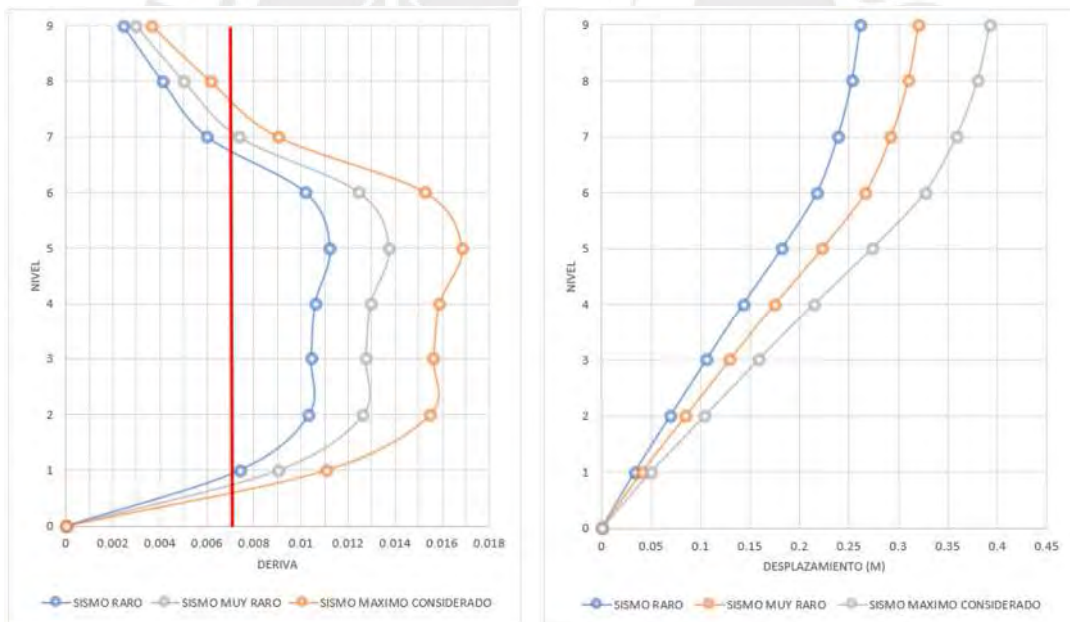
*Tabla 27 Desplazamientos y derivas para sismo muy raro en X-X. Fuente: Elaboración propia, 2024*

| Nivel | Desplazamiento Total (m) | Desplazamiento Relativo (mm) | Altura de entrepiso (m) | Deriva |
|-------|--------------------------|------------------------------|-------------------------|--------|
| 9     | 0.320                    | 10.4                         | 3.5                     | 0.0030 |
| 8     | 0.310                    | 17.5                         | 3.5                     | 0.0050 |
| 7     | 0.292                    | 25.7                         | 3.5                     | 0.0074 |
| 6     | 0.266                    | 43.6                         | 3.5                     | 0.0125 |

|   |       |      |     |        |
|---|-------|------|-----|--------|
| 5 | 0.223 | 48.0 | 3.5 | 0.0137 |
| 4 | 0.175 | 45.3 | 3.5 | 0.0129 |
| 3 | 0.129 | 44.6 | 3.5 | 0.0127 |
| 2 | 0.085 | 44.2 | 3.5 | 0.0126 |
| 1 | 0.041 | 40.6 | 4.5 | 0.0090 |

**Tabla 28** Desplazamientos y derivas para sismo máximo considerado (SMC) en X-X.  
Fuente: Elaboración propia, 2024

| Nivel | Desplazamiento Total (m) | Desplazamiento Relativo (mm) | Altura de entrepiso (m) | Deriva |
|-------|--------------------------|------------------------------|-------------------------|--------|
| 9     | 0.393                    | 12.8                         | 3.5                     | 0.0036 |
| 8     | 0.380                    | 21.5                         | 3.5                     | 0.0061 |
| 7     | 0.358                    | 31.6                         | 3.5                     | 0.0090 |
| 6     | 0.327                    | 53.5                         | 3.5                     | 0.0153 |
| 5     | 0.273                    | 58.9                         | 3.5                     | 0.0168 |
| 4     | 0.214                    | 55.6                         | 3.5                     | 0.0159 |
| 3     | 0.159                    | 54.7                         | 3.5                     | 0.0156 |
| 2     | 0.104                    | 54.2                         | 3.5                     | 0.0155 |
| 1     | 0.050                    | 49.9                         | 4.5                     | 0.0111 |



**Figura 27** Gráfico de derivas y desplazamientos para los 3 casos de sismo en X-X.  
Fuente: Elaboración propia, 2024

#### 4.4.3.2. DIRECCIÓN Y-Y

A continuación, se presentan los desplazamientos y derivas para el caso de análisis dinámico espectral en la dirección Y. Para este caso se han considerado tres espectros como caso de estudio, sismo raro, muy raro y máximo considerado, respectivamente.

**Tabla 29** Desplazamientos y derivas para sismo raro en Y-Y. Fuente: Elaboración propia, 2024

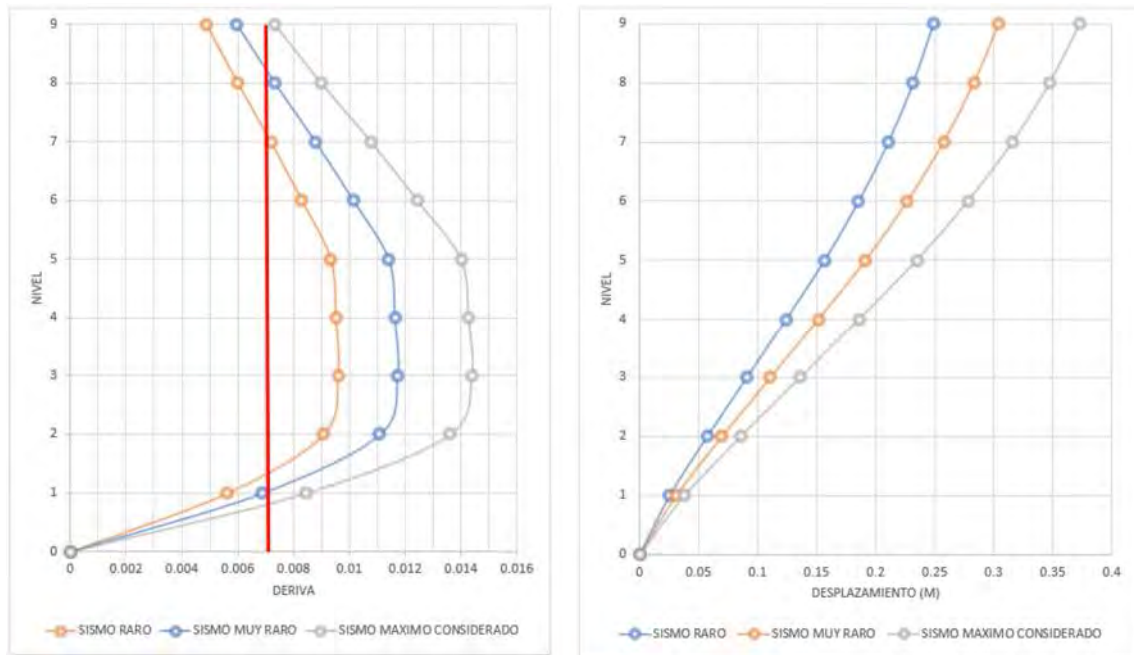
| Nivel | Desplazamiento Total (m) | Desplazamiento Relativo (mm) | Altura de entrespiso (m) | Deriva |
|-------|--------------------------|------------------------------|--------------------------|--------|
| 9     | 0.249                    | 17.1                         | 3.5                      | 0.0049 |
| 8     | 0.232                    | 21.0                         | 3.5                      | 0.0060 |
| 7     | 0.211                    | 25.2                         | 3.5                      | 0.0072 |
| 6     | 0.186                    | 29.0                         | 3.5                      | 0.0083 |
| 5     | 0.157                    | 32.7                         | 3.5                      | 0.0093 |
| 4     | 0.124                    | 33.3                         | 3.5                      | 0.0095 |
| 3     | 0.091                    | 33.6                         | 3.5                      | 0.0096 |
| 2     | 0.057                    | 31.7                         | 3.5                      | 0.0091 |
| 1     | 0.025                    | 25.3                         | 4.5                      | 0.0056 |

**Tabla 30** Desplazamientos y derivas para sismo muy raro en Y-Y. Fuente: Elaboración propia, 2024

| Nivel | Desplazamiento Total (m) | Desplazamiento Relativo (mm) | Altura de entrespiso (m) | Deriva |
|-------|--------------------------|------------------------------|--------------------------|--------|
| 9     | 0.304                    | 20.9                         | 3.5                      | 0.0060 |
| 8     | 0.283                    | 25.6                         | 3.5                      | 0.0073 |
| 7     | 0.258                    | 30.7                         | 3.5                      | 0.0088 |
| 6     | 0.227                    | 35.5                         | 3.5                      | 0.0101 |
| 5     | 0.191                    | 39.9                         | 3.5                      | 0.0114 |
| 4     | 0.151                    | 40.7                         | 3.5                      | 0.0116 |
| 3     | 0.111                    | 41.0                         | 3.5                      | 0.0117 |
| 2     | 0.070                    | 38.8                         | 3.5                      | 0.0111 |
| 1     | 0.031                    | 30.9                         | 4.5                      | 0.0069 |

**Tabla 31** Desplazamientos y derivas para sismo máximo considerado (SMC) en Y-Y. Fuente: Elaboración propia, 2024

| Nivel | Desplazamiento Total (m) | Desplazamiento Relativo (mm) | Altura de entrespiso (m) | Deriva |
|-------|--------------------------|------------------------------|--------------------------|--------|
| 9     | 0.373                    | 25.6                         | 3.5                      | 0.0073 |
| 8     | 0.348                    | 31.5                         | 3.5                      | 0.0090 |
| 7     | 0.316                    | 37.7                         | 3.5                      | 0.0108 |
| 6     | 0.278                    | 43.6                         | 3.5                      | 0.0124 |
| 5     | 0.235                    | 49.0                         | 3.5                      | 0.014  |
| 4     | 0.186                    | 49.9                         | 3.5                      | 0.0143 |
| 3     | 0.136                    | 50.3                         | 3.5                      | 0.0144 |
| 2     | 0.086                    | 47.6                         | 3.5                      | 0.0136 |
| 1     | 0.038                    | 38                           | 4.5                      | 0.0084 |



**Figura 28** Gráfico de derivas y desplazamientos para los 3 casos de sismo en Y-Y.  
 Fuente: Elaboración propia, 2024

#### 4.4.4. MOMENTOS DE SEGUNDO ORDEN

Debido a los grandes desplazamientos relativos entre los entrepisos respecto al nivel de la base, se generan momentos de segundo orden conocidos como efectos P-Delta. Estos momentos son producto de la interacción entre las fuerzas verticales (cargas gravitacionales) y los desplazamientos laterales de la estructura. Al acumularse estos momentos a lo largo de la altura de la edificación, pueden incrementar significativamente las demandas internas, generando un momento total considerable que afecta la estabilidad global de la estructura. Es fundamental considerar estos efectos en el diseño estructural para garantizar que la estructura mantenga un comportamiento seguro y adecuado frente a las cargas y desplazamientos impuestos.

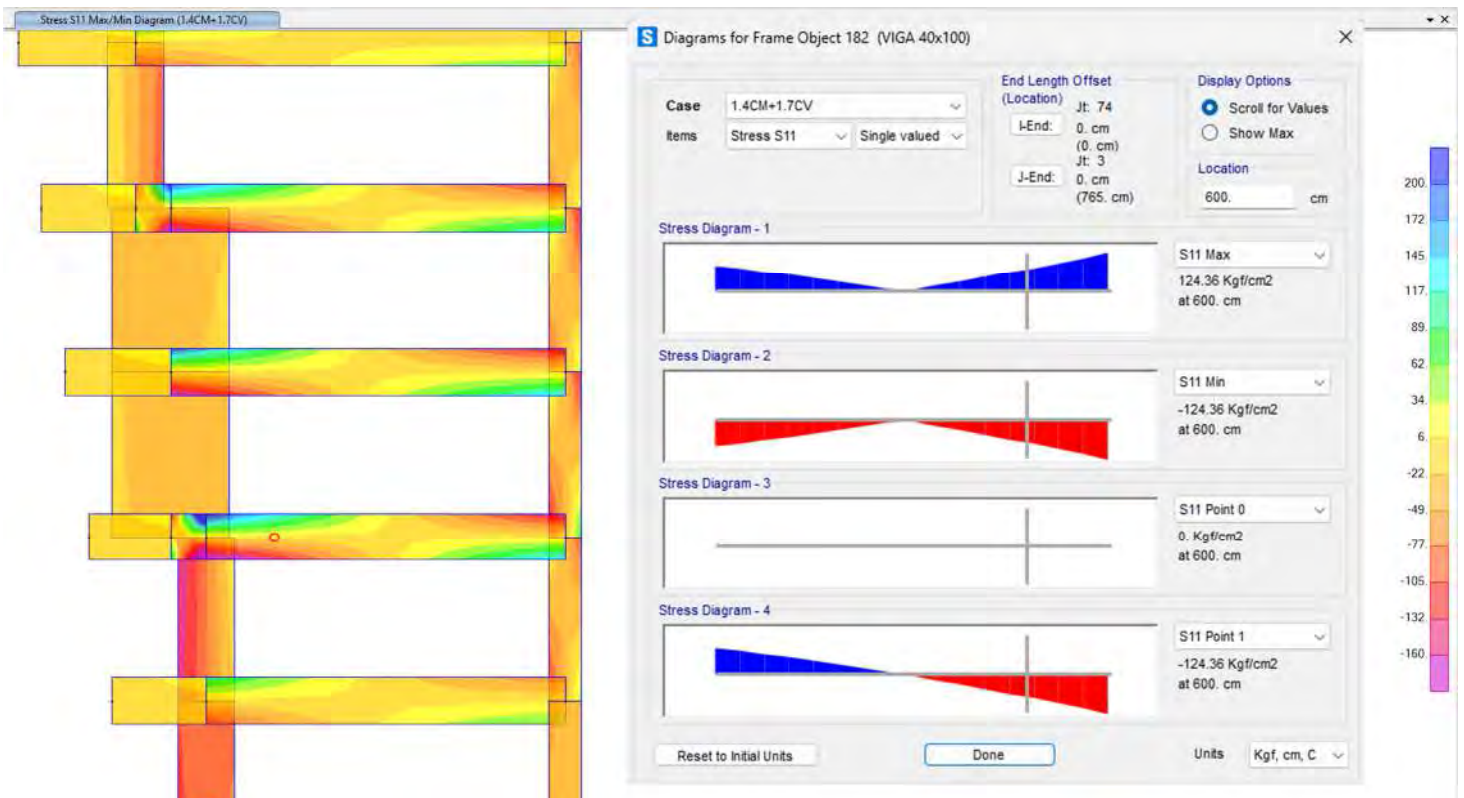
A continuación, se observa en la siguiente tabla el desplazamiento acumulado y la carga muerta por nivel. Estos valores, al ser multiplicados por el desplazamiento relativo correspondiente, permiten calcular los momentos P-Delta generados en cada nivel. Este análisis resulta crucial para evaluar y mitigar los efectos de segundo orden en el diseño estructural.

**Tabla 32** Cálculo de Momento P-Delta. Fuente: Elaboración propia, 2024

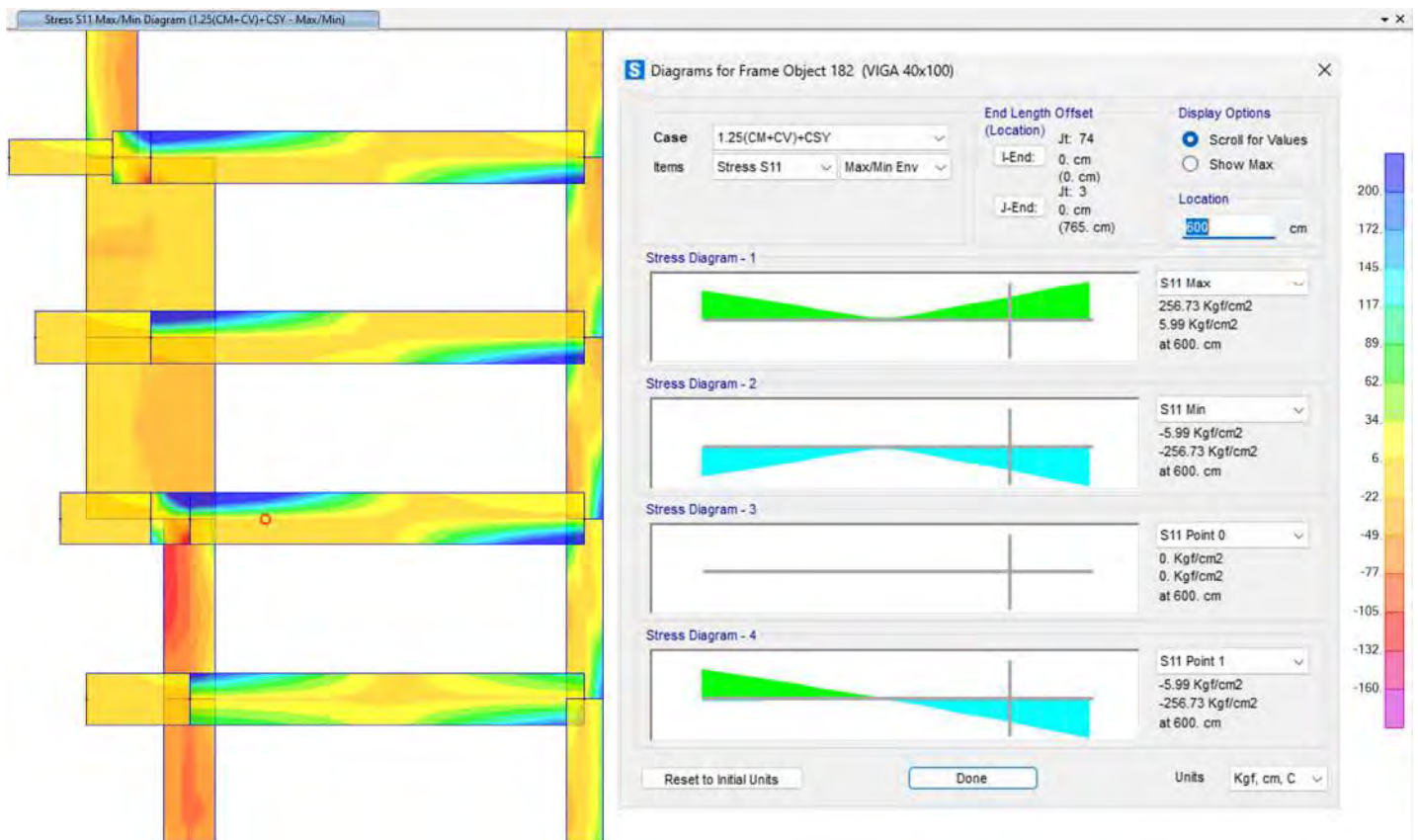
| Nivel | Peso por nivel de una columna (tonf) | Desplazamiento por fuerza de sismo (m) | Fuerza P-Delta/H (ton) | Desplazamiento por fuerza P-Delta (m) | Desplazamiento relativo (m) | Momento relativo (ton.m) |
|-------|--------------------------------------|--|------------------------|---------------------------------------|-----------------------------|--------------------------|
| 9     | 34.5                                 | 0.026                                  | 0.256                  | 0.0000440                             | 0.026                       | 0.899                    |
| 8     | 36.7                                 | 0.032                                  | 0.336                  | 0.0000575                             | 0.032                       | 1.177                    |
| 7     | 34.6                                 | 0.038                                  | 0.376                  | 0.0000644                             | 0.038                       | 1.317                    |

|   |      |       |       |           |       |       |
|---|------|-------|-------|-----------|-------|-------|
| 6 | 40.9 | 0.044 | 0.514 | 0.0000882 | 0.044 | 1.803 |
| 5 | 40.0 | 0.049 | 0.560 | 0.0000960 | 0.049 | 1.964 |
| 4 | 48.6 | 0.050 | 0.694 | 0.0001191 | 0.050 | 2.436 |
| 3 | 48.7 | 0.050 | 0.696 | 0.0000076 | 0.050 | 2.435 |
| 2 | 43.3 | 0.048 | 0.594 | 0.0000065 | 0.048 | 2.079 |
| 1 | 36.5 | 0.038 | 0.396 | 0.0000680 | 0.038 | 1.389 |

Como resultado de este análisis, se obtiene que el momento acumulado en la base de la estructura es de 15.5 ton.m, lo que destaca la importancia de considerar estos efectos en el diseño y evaluación estructural.



**Figura 29** Esfuerzos en el nudo debido a combinación 1.4CM+1.7CV. Fuente: Elaboración propia, 2024



**Figura 30** Esfuerzos en el nudo debido a combinación 1.25 (CM+CV)+SY. Fuente: Elaboración propia, 2024

Se observa que el caso de carga de 1.25(CM + CV) + SY. En el más relevante ya que presenta esfuerzos de 257 kg/cm<sup>2</sup>.

#### 4.4.5. AMPLIFICACIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS

Las siguientes tablas muestran las fuerzas cortantes dinámicas y estáticas, necesarias para escalar al 90% la cortante estática antes de iniciar el diseño estructural.

##### 4.4.5.1. FUERZAS CORTANTES

En la siguiente tabla, se presenta la comparativa entre la fuerza estática y la fuerza dinámica.

**Tabla 33** Cortante basal del sismo estático y dinámico. Fuente: Elaboración propia, 2024

| Caso       | VX (tonf) | VY (tonf) | T (tonf-m) | MX (tonf-m) | MY (tonf-m) |
|------------|-----------|-----------|------------|-------------|-------------|
| Estático X | -188.0    | 0.0       | -328.6     | 0           | -4639.9     |
| Estático Y | 0.0       | -195.2    | -10.1      | -4794.3     | 0.0         |
| Dinámico X | 170.0     | 65.0      | 989.7      | 1354.7      | 3536.6      |
| Dinámico Y | 56.7      | 184.9     | 653.4      | 3783.7      | 1178.9      |

#### 4.4.5.2. FACTORES DE ESCALA

En la tabla 40, se presentan el porcentaje de representación de la cortante dinámica respecto a la cortante estática y si esta representa al menos el 90% de la fuerza estática.

**Tabla 34** Factores de escala para ambos ejes. Fuente: Elaboración propia, 2024

| Caso | Dinámico | Estático 90% | Factor de escalamiento |
|------|----------|--------------|------------------------|
| X    | 170.0    | 169.2        | 1                      |
| Y    | 184.9    | 175.7        | 1                      |

Debido a que la cortante dinámica supera el 90% de la cortante estática, se considerará el valor total de la cortante dinámica para el diseño estructural.

#### 4.4.6. ACELERACIONES ABSOLUTAS

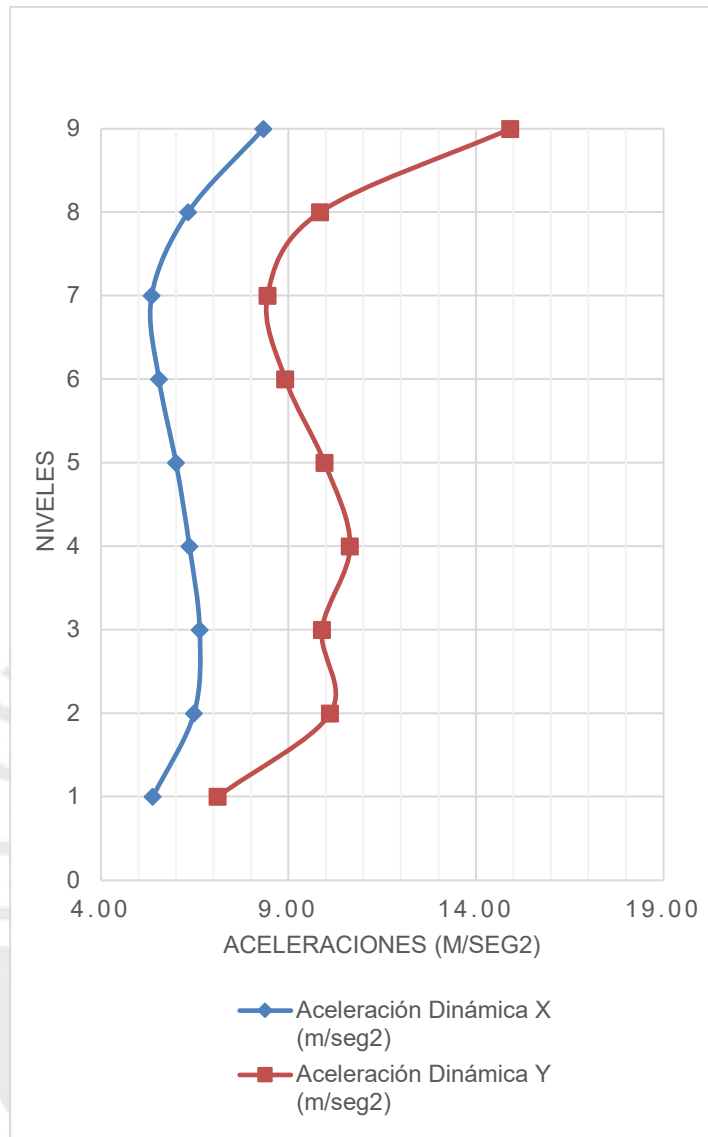
A continuación, se presenta las aceleraciones absolutas para los casos dinámicos en ambas direcciones teniendo en cuenta un sismo máximo considerado (SMC).

**Tabla 35** Aceleración absolutas para caso dinámico en XX. Fuente: Elaboración propia, 2024

| Nivel | Caso       | Aceleración UX (m/s <sup>2</sup> ) |
|-------|------------|------------------------------------|
| 9     | Dinámico X | 8.33                               |
| 8     | Dinámico X | 6.32                               |
| 7     | Dinámico X | 5.35                               |
| 6     | Dinámico X | 5.55                               |
| 5     | Dinámico X | 6.00                               |
| 4     | Dinámico X | 6.36                               |
| 3     | Dinámico X | 6.63                               |
| 2     | Dinámico X | 6.48                               |
| 1     | Dinámico X | 5.38                               |

**Tabla 36** Aceleración absolutas para caso dinámico en YY. Fuente: Elaboración propia, 2024

| Nivel | Caso       | Aceleración UX (m/s <sup>2</sup> ) |
|-------|------------|------------------------------------|
| 9     | Dinámico Y | 14.92                              |
| 8     | Dinámico Y | 9.84                               |
| 7     | Dinámico Y | 8.44                               |
| 6     | Dinámico Y | 8.92                               |
| 5     | Dinámico Y | 9.96                               |
| 4     | Dinámico Y | 10.64                              |
| 3     | Dinámico Y | 9.90                               |
| 2     | Dinámico Y | 10.11                              |



**Figura 31** Comparación de la aceleración para ambos casos dinámicos. Fuente: Elaboración propia, 2024

El análisis de aceleraciones de entrepiso revela que la edificación de base fija presenta mayores aceleraciones en los pisos superiores, con una tendencia a disminuir hacia los pisos inferiores. Además, se observa una tendencia general a disminuir hacia los pisos inferiores, aunque no de manera tan uniforme como en UX.

**4.5. DISEÑO ESTRUCTURAL**

A continuación, se presentará el diseño de los elementos que involucran la zona local afectada por la discontinuidad de elementos resistentes, asegurando que estos cumplan con los criterios de diseño y seguridad estructural necesarios.

#### 4.5.1. DISEÑO DE COLUMNAS

A continuación, se presentarán las verificaciones correspondientes, incluyendo el diagrama de interacción, flexión biaxial, flexocompresión y capacidad, para asegurar que las columnas cumplen con los requisitos de diseño y seguridad estructural establecidos.

**Tabla 37** Características de la sección de columna empleada. Fuente: Elaboración propia, 2024

| <b>Sección</b> |      |                    |
|----------------|------|--------------------|
| <b>b</b>       | 50   | cm                 |
| <b>h</b>       | 100  | cm                 |
| <b>fc</b>      | 350  | kg/cm <sup>2</sup> |
| <b>fy</b>      | 4200 | kg/cm <sup>2</sup> |
| <b>hn</b>      | 3.5  | m                  |
| <b>d</b>       | 93   | cm                 |
| <b>d'</b>      | 7    | cm                 |
| <b>φ</b>       | 0.85 |                    |

##### 4.5.1.1. COMBINACIÓN DE CARGA EN LA COLUMNA

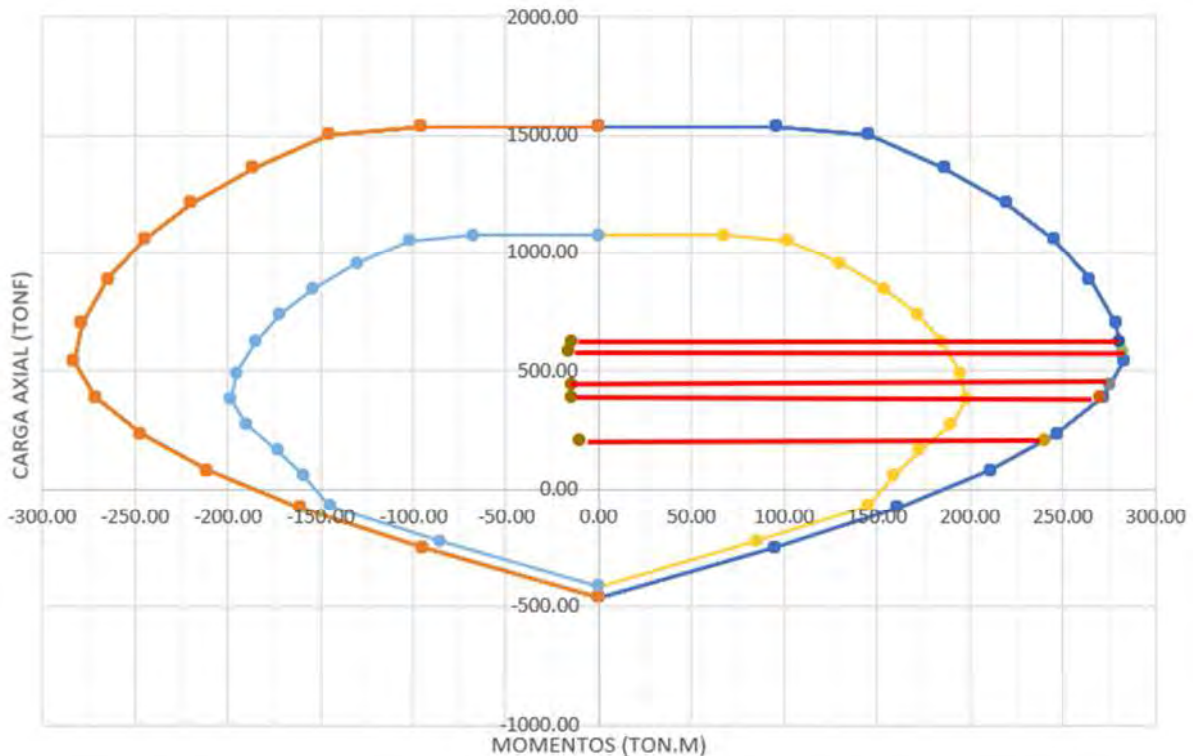
A continuación, se muestran las combinaciones solicitadas por la Norma E.060 para el diseño de columnas.

**Tabla 38** Combinaciones de carga de la columna irregular. Fuente: Elaboración propia, 2024

| <b>Combinación</b>  | <b>Pu (t)</b> | <b>Mu (t.m)</b> | <b>Mu (t.m)</b> | <b>Vu (t)</b> | <b>Vu (t)</b> |
|---------------------|---------------|-----------------|-----------------|---------------|---------------|
| 1.4CM + 1.7CV       | 583.70        | -15.98          | 0.00            | 0.00          | 0.00          |
| <b>SISMO X-X</b>    |               |                 |                 |               |               |
| <b>Combinación</b>  | <b>Pu (t)</b> | <b>Mu (t.m)</b> | <b>Mu (t.m)</b> | <b>Vu (t)</b> | <b>Vu (t)</b> |
| 1.25(CM + CV) + CSX | 625.61        | 36.97           | 0.00            | 17.63         | 15.96         |
| 1.25(CM + CV) - CSX | 391.87        | -65.50          | 0.00            | -17.63        | -15.96        |
| 0.9CM + CSX         | 441.43        | 40.96           | 0.00            | 17.63         | 15.96         |
| 0.9CM - CSX         | 207.69        | -61.50          | 0.00            | -17.63        | -15.96        |
| <b>SISMO Y-Y</b>    |               |                 |                 |               |               |
| <b>Combinación</b>  | <b>Pu (t)</b> | <b>Mu (t.m)</b> | <b>Mu (t.m)</b> | <b>Vu (t)</b> | <b>Vu (t)</b> |
| 1.25(CM + CV) + CSY | 627.36        | -14.26          | 1.29            | 3.79          | 29.60         |
| 1.25(CM + CV) - CSY | 390.12        | -14.26          | -1.29           | -3.79         | -29.60        |
| 0.9CM + CSY         | 443.18        | -10.27          | 1.29            | 3.79          | 29.60         |
| 0.9CM - CSY         | 205.94        | -10.27          | -1.29           | -3.79         | -29.60        |

#### 4.5.1.2. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

A continuación, se presenta el diagrama de interacción tanto para el eje local de la columna X-X como para el eje Y-Y.

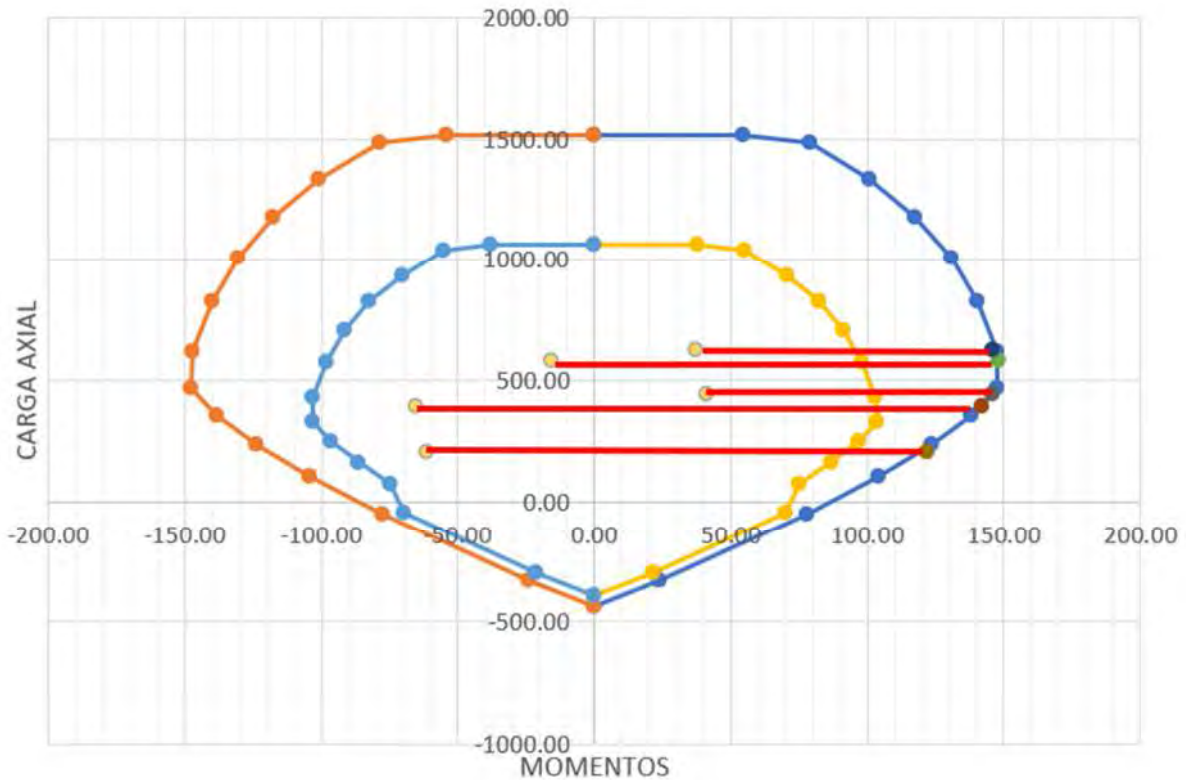


**Figura 32** Diagrama de interacción eje local X-X. Fuente: Elaboración propia, 2024

En la siguiente tabla, se detalla los puntos que interceptan al diagrama de interacción del eje local X-X.

**Tabla 39** Momentos nominales eje local X-X. Fuente: Elaboración propia, 2024

| Casos          | F (ton) | Mn (ton.m) |
|----------------|---------|------------|
| 1.4CM+1.7CV    | 584     | 282        |
| 1.25(CM+CV)+SX | 626     | 280        |
| 1.25(CM+CV)-SX | 392     | 270        |
| 0.9CM+SX       | 441     | 275        |
| 0.9CM-SX       | 208     | 240        |



**Figura 33** Diagrama de interacción eje local Y-Y. Fuente: Elaboración propia, 2024

En la siguiente tabla, se detalla los puntos que interceptan al diagrama de interacción del eje local Y-Y.

**Tabla 40** Momentos nominales eje local Y-Y. Fuente: Elaboración propia, 2024

| Casos          | F (ton) | Mn (ton.m) |
|----------------|---------|------------|
| 1.4CM+1.7CV    | 584     | 148        |
| 1.25(CM+CV)+SX | 627     | 146        |
| 1.25(CM+CV)-SX | 390     | 142        |
| 0.9CM+SX       | 443     | 146        |
| 0.9CM-SX       | 206     | 122        |

#### 4.5.1.3. DISEÑO POR CAPACIDAD

De acuerdo con la E.060, para el diseño por capacidad la fuerza cortante se calcula mediante los momentos nominales y las combinaciones descritas en la Tabla 41. Para el diseño se utiliza la de menor valor entre ambas.

**Tabla 41** Fuerza cortante de diseño por capacidad eje local X-X. Fuente: Elaboración propia, 2024

| Vu                  |     |
|---------------------|-----|
| 1.25 (Mni+Mnf) / Ln | 282 |
|                     | 280 |
|                     | 270 |
|                     | 275 |

**Tabla 42** Fuerza cortante de diseño por capacidad eje local Y-Y. Fuente: Elaboración propia, 2024

| Vu                  |     |
|---------------------|-----|
| 1.25 (Mni+Mnf) / Ln | 118 |
|                     | 117 |
|                     | 114 |
|                     | 117 |

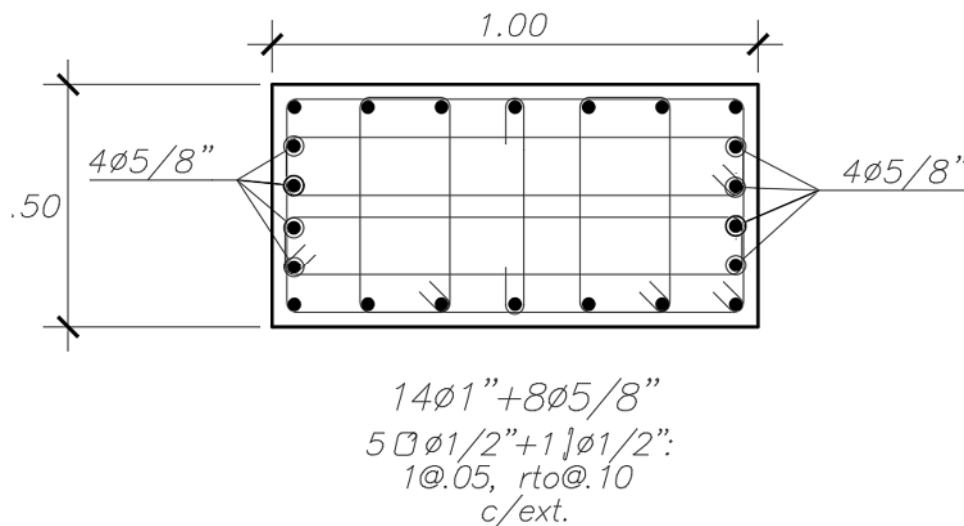
**Tabla 43** Separación de estribos por diseño por corte – capacidad eje local X-X. Fuente: Elaboración propia, 2024

| PU (ton) | Vu (ton) | $\phi V_c$ (ton) | Vs (ton) | S (cm) |
|----------|----------|------------------|----------|--------|
| 625.6    | 282.0    | 75.0             | -243.5   | 12     |
| 391.9    | 280.0    | 61.8             | -256.7   | 12     |
| 441.4    | 270.0    | 64.6             | -241.7   | 12     |
| 207.7    | 275.0    | 51.4             | -263.1   | 11     |

**Tabla 44** Separación de estribos por diseño por corte – capacidad eje local Y-Y. Fuente: Elaboración propia, 2024

| PU (ton) | Vu (ton) | $\phi V_c$ (ton) | Vs (ton) | S (cm) |
|----------|----------|------------------|----------|--------|
| 627.4    | 118      | 75.1             | -50.9    | 59     |
| 390.1    | 117      | 61.7             | -64.8    | 46     |
| 443.2    | 114      | 64.7             | -57.5    | 52     |
| 205.9    | 117      | 51.3             | -77.1    | 39     |

Armadura final para las columnas son 14 varillas de 1" + 8 varilas de 5/8" y estribos de 1/2" espaciados 1@.05, rto@.10. La cuantía representativa es de 1.75%.

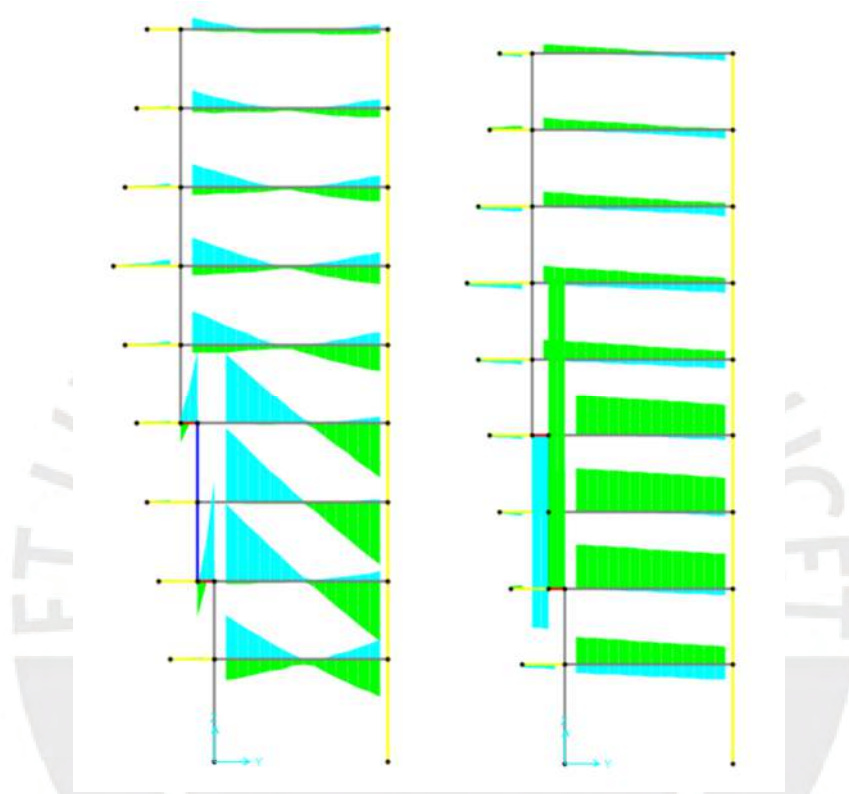


**Figura 34** Distribución de acero en la columna discontinua. Fuente: Elaboración propia, 2024

#### 4.5.2. DISEÑO DE VIGAS

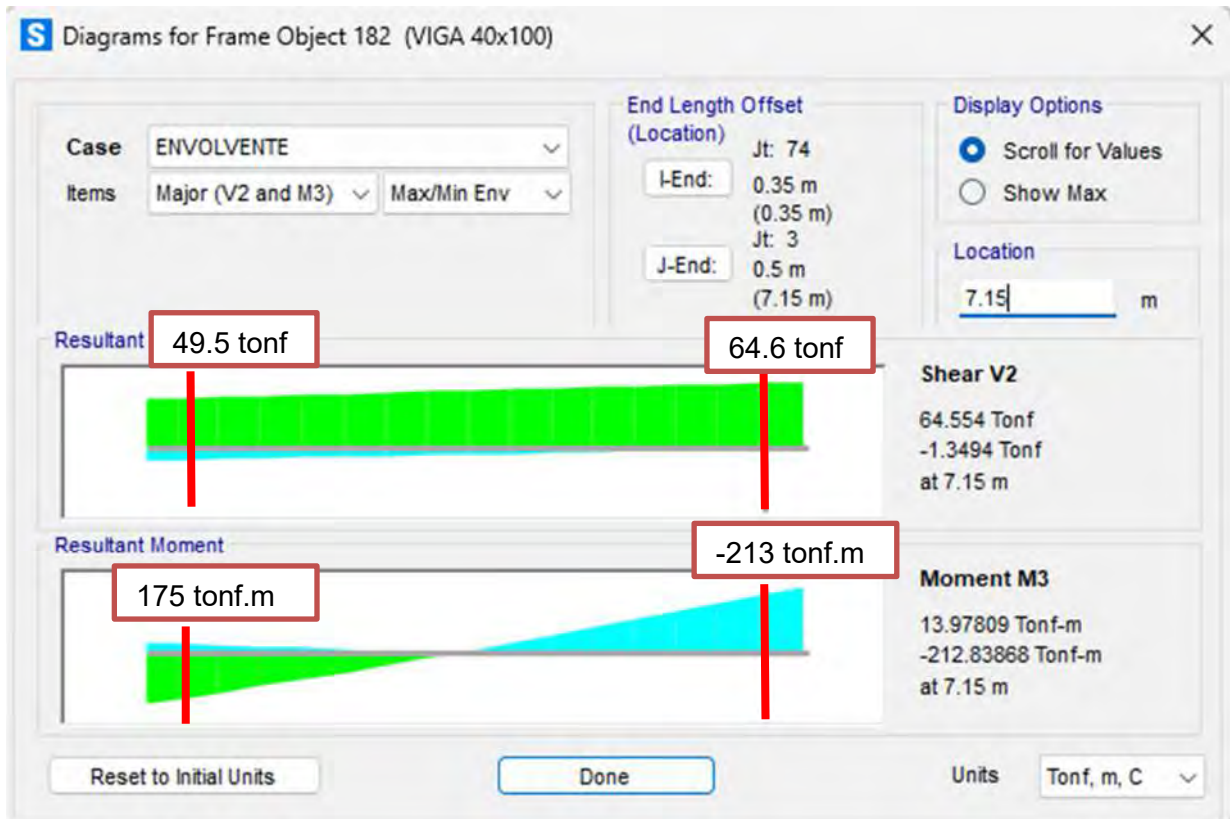
A continuación, se presentan el diagrama de momento flector (DMF) y el diagrama de fuerza cortante (DFC). El diagrama de momentos muestra una distribución similar a la resultante de aplicar una carga lateral en una dirección.

Esto se debe a la presencia de columnas desfasadas de su eje, lo que genera momentos de segundo orden y, por tanto, una distribución de momentos que se asemeja a la producida por cargas horizontales.



*Figura 35* Envolvente de DMF y DFC. Fuente: Elaboración propia, 2024

A continuación, se presenta los diagramas de momento en las vigas. Para el diseño se utilizará el momento último a la cara de la columna.



**Figura 36** Momento en la viga a la cara en los extremos. Fuente: Elaboración propia, 2024

**Tabla 45** Resumen del diseño de la viga por flexión. Fuente: Elaboración propia, 2024

|                               |        |                               |       |
|-------------------------------|--------|-------------------------------|-------|
| <b>Mu (ton-m)</b>             | 213    | <b>Mu (ton-m)</b>             | 175   |
| <b>Peralte (cm)</b>           | 100    | <b>Base (cm)</b>              | 40    |
| <b>Base(cm)</b>               | 40     | <b>Peralte (cm)</b>           | 100   |
| <b>d(cm)</b>                  | 91.5   | <b>Rec. (cm)</b>              | 8.27  |
| <b>d''(cm)</b>                | 8.5    | <b>d (cm)</b>                 | 92    |
| <b>fy(kg/cm<sup>2</sup>)</b>  | 4200   | <b>fc (kg/cm<sup>2</sup>)</b> | 350   |
| <b>f'c(kg/cm<sup>2</sup>)</b> | 350    | <b>Fy (kg/cm<sup>2</sup>)</b> | 4200  |
| <b>ε<sub>c</sub></b>          | 0.003  | <b>asmax (cm<sup>2</sup>)</b> | 91.70 |
| <b>ε<sub>s</sub></b>          | 0.0021 | <b>asmin (cm<sup>2</sup>)</b> | 11.44 |
| <b>A's(cm<sup>2</sup>)</b>    | 35.7   | <b>as (cm<sup>2</sup>)</b>    | 57.15 |
| <b>f's</b>                    | 3756.2 |                               |       |
| <b>Atención f's</b>           | 3756.2 |                               |       |
| <b>As(cm<sup>2</sup>)</b>     | 68.3   |                               |       |
| <b>C</b>                      | 16.04  |                               |       |
| <b>β</b>                      | 0.8001 |                               |       |
| <b>a</b>                      | 12.8   |                               |       |
| <b>Mn</b>                     | 251.80 |                               |       |
| <b>φMn</b>                    | 226.62 |                               |       |

Se realizó directamente el diseño por capacidad debido a que los momentos nominales son grandes y la cortante de diseño es mayor que la cortante calculada en la envolvente.

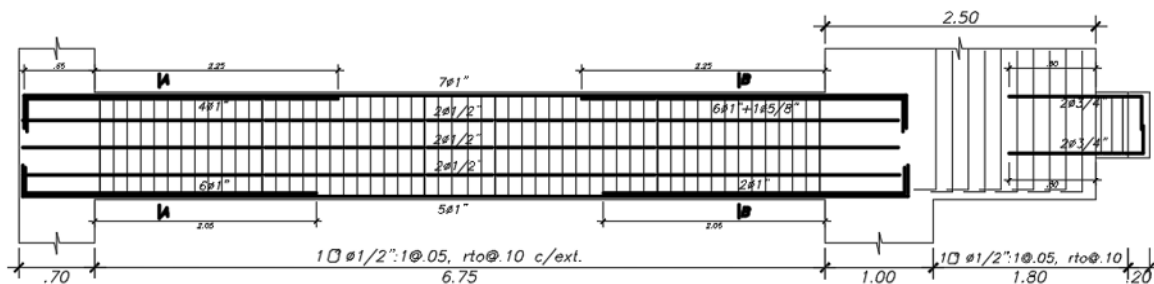
**Tabla 46** Cálculo de la fuerza cortante de diseño. Fuente: Elaboración propia, 2024

| Cortante por capacidad |       |
|------------------------|-------|
| Mn izq (ton-m)         | 251.8 |
| Mn der (ton-m)         | 205.7 |
| L (m)                  | 6.85  |
| Wm                     | 1.8   |
| Wv                     | 1.6   |
| Vu (ton)               | 14.5  |
| Vdiseño (ton)          | 98    |

**Tabla 47** Resumen del diseño de la viga por cortante. Fuente: Elaboración propia, 2024

| Diseño por cortante       |       |              |        |
|---------------------------|-------|--------------|--------|
| B (cm)                    | 40    | Vs máx (ton) | 141.43 |
| H (cm)                    | 100   | Vu máx (ton) | 148.84 |
| f'c (kg/cm <sup>2</sup> ) | 350   | Vc (ton)     | 35.7   |
| d (cm)                    | 90    | Phi Vc (ton) | 30.34  |
| rec. (cm)                 | 10    | Vs (ton)     | 77.71  |
| Vu (ton)                  | 96.39 | Phi Vs (ton) | 66.05  |
| phi                       | 0.85  | S (cm)       | 12.4   |
| Av (cm <sup>2</sup> )     | 2.54  |              |        |
| fy (kg/cm <sup>2</sup> )  | 4200  |              |        |

La cortante de diseño (Vu) de 98 ton se encuentra por debajo de la capacidad máxima de cortante resistida por la combinación de concreto y acero (Phi Vc + Phi Vs), lo cual es 31 ton + 84.8 ton = 115.8 ton. Esto indica que el diseño es seguro y cumple con los requisitos normativos. Además, la separación del refuerzo transversal (S) de 10 cm asegura una adecuada distribución de las fuerzas cortantes, ayudando a prevenir fallas por cortante y contribuyendo a la ductilidad del elemento.



$$V=1 (.40 \times 1.00)$$

**Figura 37** Vista lateral de viga que soporta elemento discontinuo. Fuente: Elaboración propia, 2024

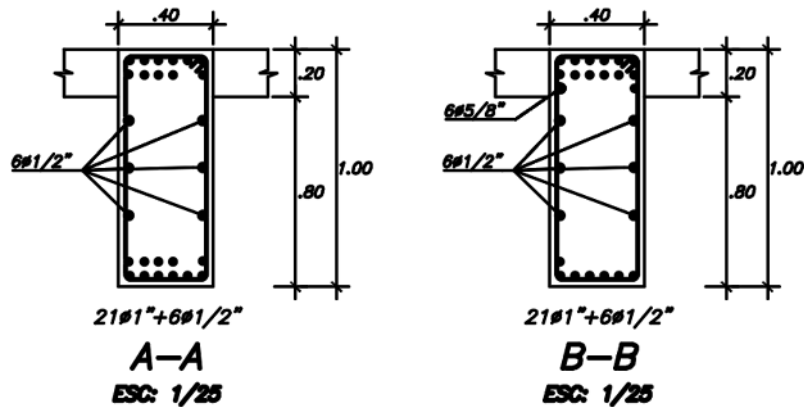


Figura 38 Distribución de acero de las vigas que soportan elementos discontinuos. Fuente: Elaboración propia, 2024

#### 4.5.3. DISEÑO DEL NUDO COLUMNA – VIGA

A continuación, se presentan los criterios de diseño del nudo entre la columna y la viga, esto se realiza siguiendo los lineamientos de la norma E.060 para pórticos.

##### 4.5.3.1. CONDICIÓN COLUMNA FUERTE – VIGA DÉBIL

El principio de "columna fuerte, viga débil" en diseño estructural asegura que, durante un terremoto, las vigas se deformen para absorber energía, mientras que las columnas se mantienen fuertes para prevenir el colapso del edificio.

- Sumatoria de momentos nominales de la viga

$$Mn^- = 251.8 \text{ ton} \cdot m$$

$$\sum Mn \cdot 1.2 = (Mn^-) \cdot 1.2 = 302 \text{ ton} \cdot m$$

- Sumatoria de momentos nominales de los elementos verticales que convergen en el nudo.

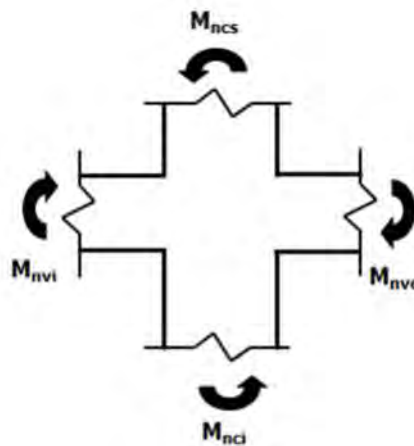
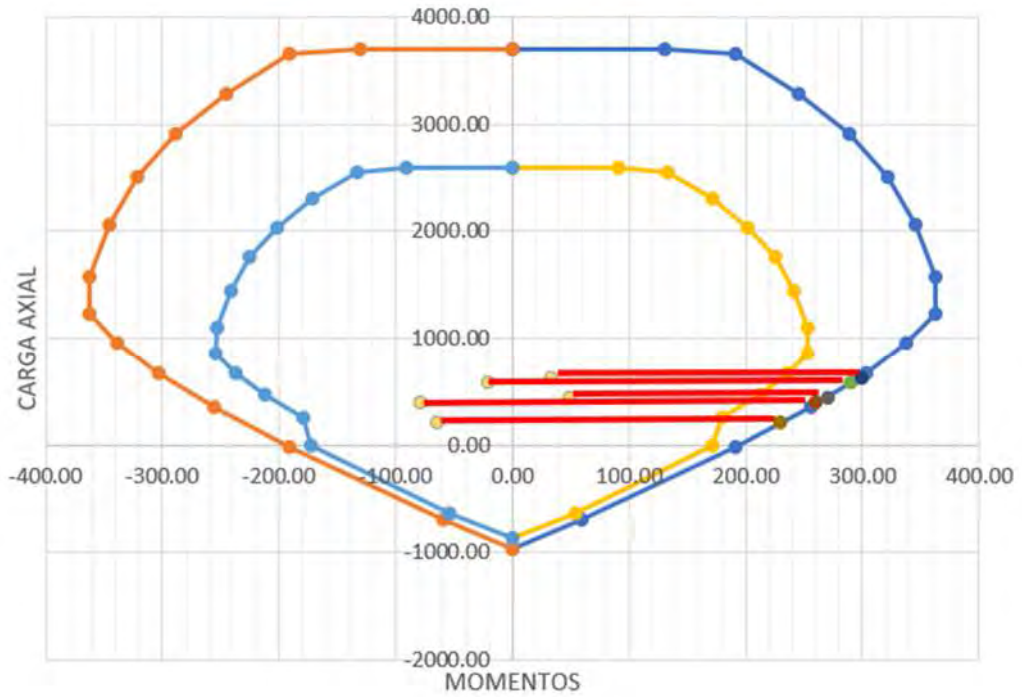


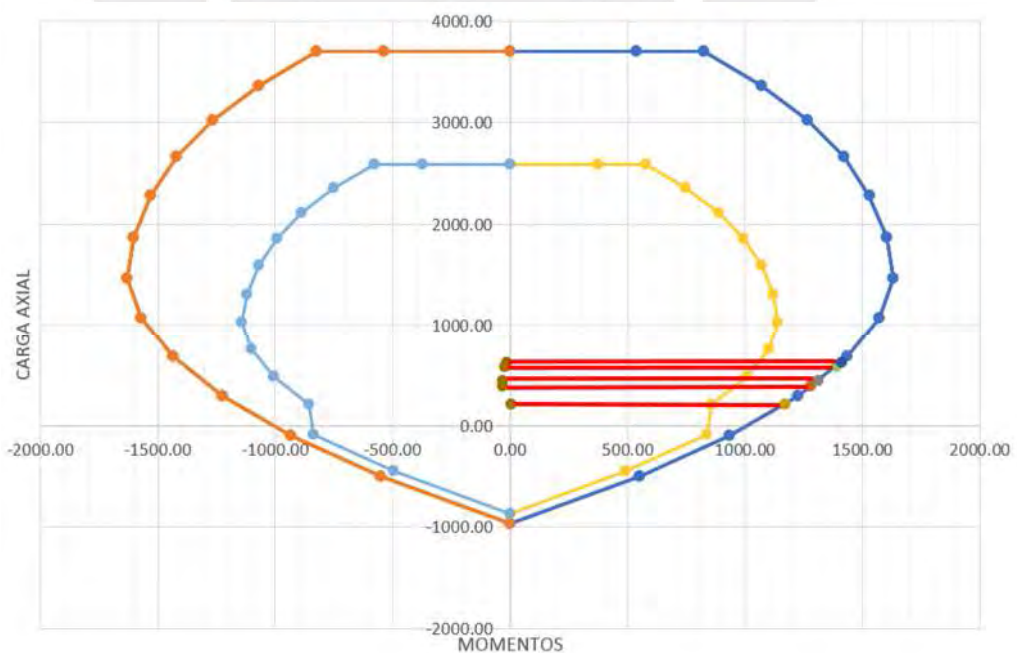
Figura 39 Momentos actuantes en el nudo. Fuente: Higashi, 2022



**Figura 40** Diagrama de interacción eje menor Fuente: Elaboración propia, 2025

**Tabla 48** Momentos nominales eje menor. Fuente: Elaboración propia, 2025

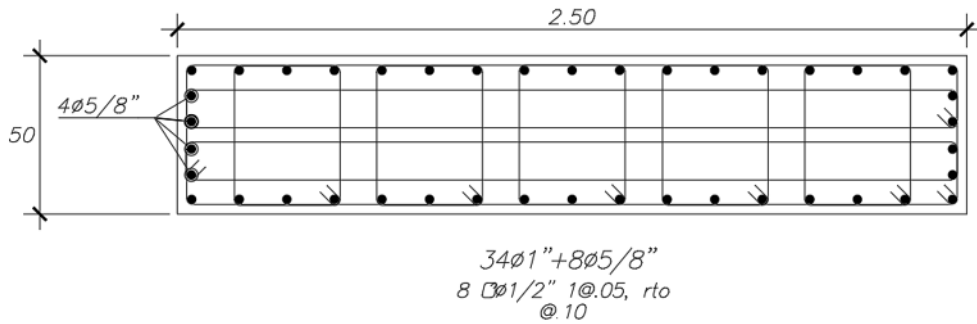
| Caso           | F (tonf) | Mn (tonf.m) |
|----------------|----------|-------------|
| 1.4CM+1.7CV    | 585      | 290         |
| 1.25(CM+CV)+SX | 626      | 300         |
| 1.25(CM+CV)-SX | 392      | 260         |
| 0.9CM+SX       | 441      | 270         |
| 0.9CM-SX       | 208      | 230         |



**Figura 41** Diagrama de interacción eje mayor Fuente: Elaboración propia, 2025

**Tabla 49** Momentos nominales eje mayor. Fuente: Elaboración propia, 2025

| Caso           | F (tonf) | Mn (tonf.m) |
|----------------|----------|-------------|
| 1.4CM+1.7CV    | 585      | 1390        |
| 1.25(CM+CV)+SY | 627      | 1410        |
| 1.25(CM+CV)-SY | 390      | 1280        |
| 0.9CM+SY       | 443      | 1310        |
| 0.9CM-SY       | 206      | 1170        |



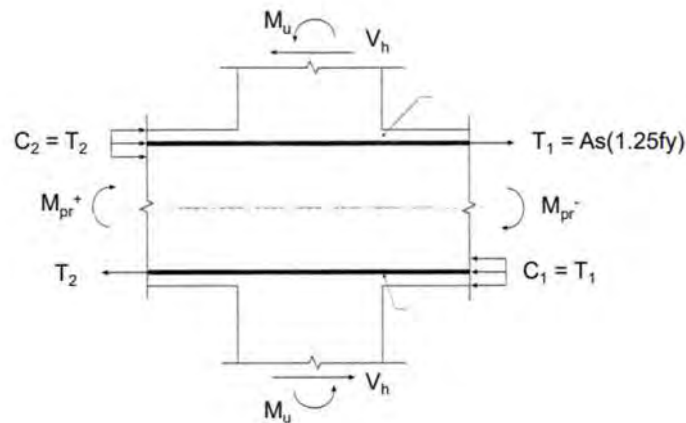
**Figura 42** Distribución de acero en la placa. Fuente: Elaboración propia, 2024

Para la sumatoria de momentos nominales, se considerarán los valores más bajos de Mn de los elementos verticales que convergen en el nudo, obtenidos a partir de la combinación de carga que los genere. Por lo tanto, se tomará el Mn correspondiente a la sección de menor inercia, tanto en la tabla 48 como en la tabla de momentos nominales del punto 4.5.1.

$$\sum Mn = 122 \text{ ton} \cdot m + 230 \text{ ton} \cdot m = 352 \text{ ton} \cdot m$$

#### 4.5.3.2. VERIFICACIÓN DE RESISTENCIA AL CORTE DEL NUDO

Se procederá a verificar la resistencia al corte del nudo para asegurar que cumple con los requisitos estructurales y de seguridad necesarios bajo las condiciones de carga previstas.



**Figura 43** Variables de diseño por corte del nudo. Fuente: Higashi, 2022

A continuación, se calcula la fuerza cortante en el nudo

$$T_1 = (13 \cdot 5.1 + 1 \cdot 2) \cdot 1.25 \cdot \frac{4200}{1000} = 358 \text{ tonf}$$

$$M_{pr1} = 1.25 \cdot Mn1 = 315 \text{ tonf}$$

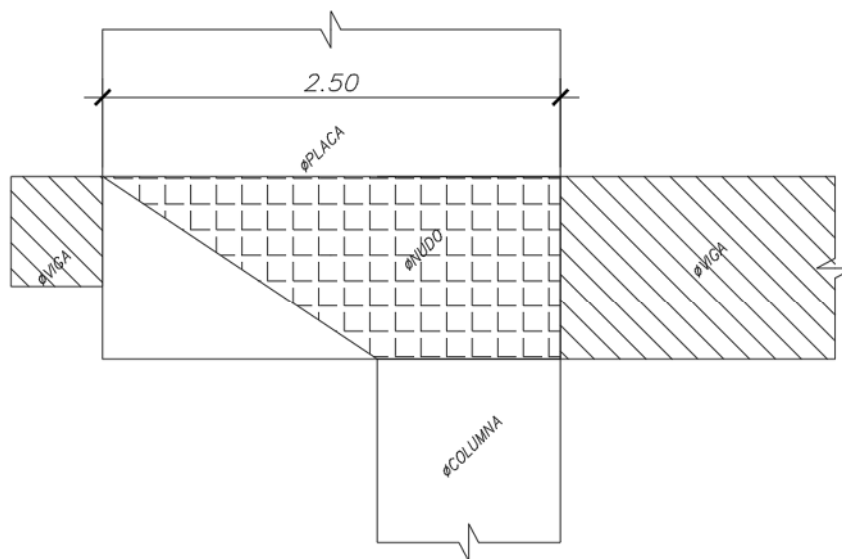
$$V_h = 2 \cdot \frac{315}{(3.5 + 3.5)} = 90 \text{ tonf}$$

$$Vu = (As1 + As2) \cdot 1.25 \cdot \frac{fy}{1000} - Vh$$

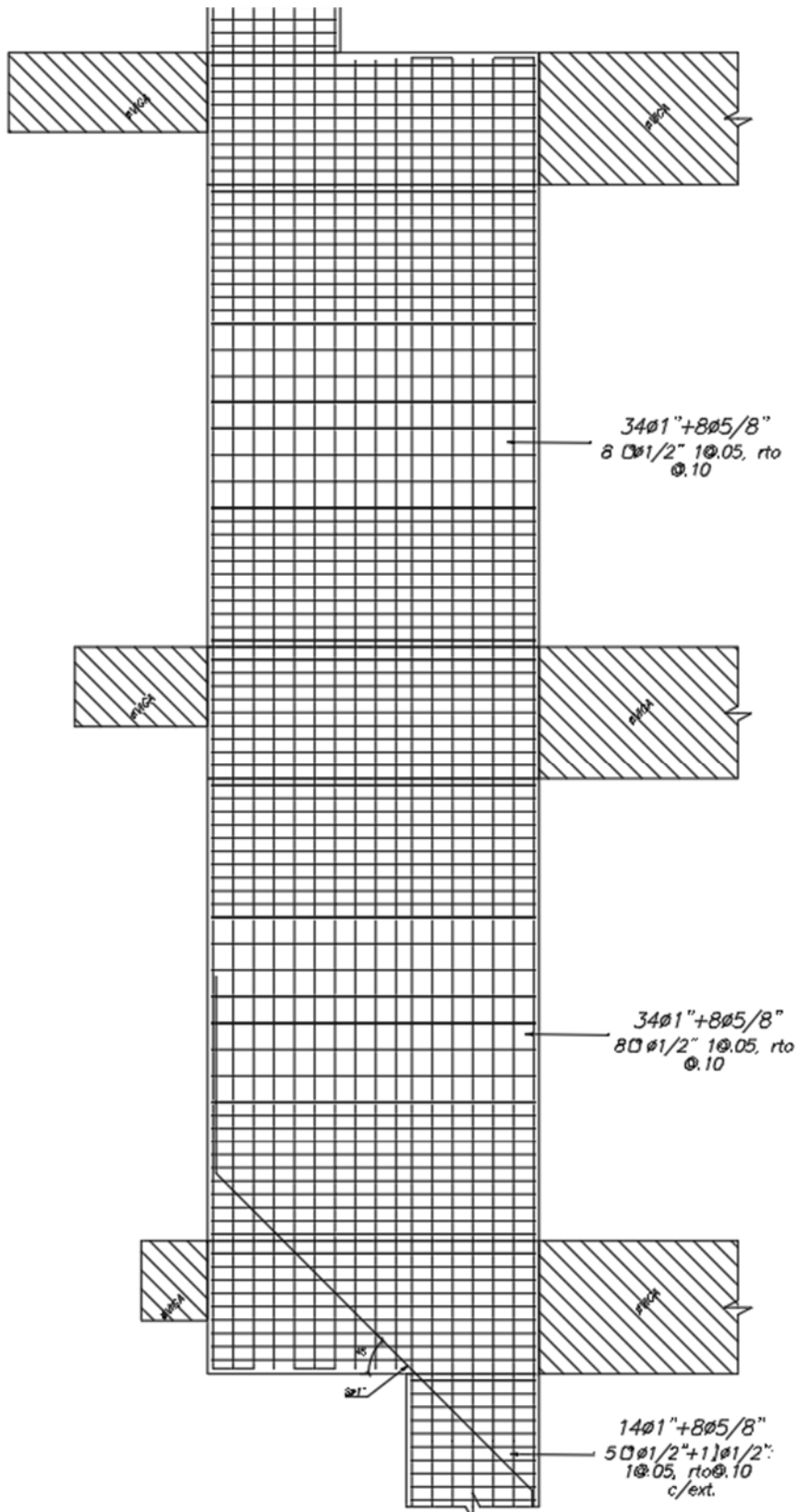
$$Vu = (13 \cdot 5.1 + 2) \cdot 1.25 \cdot \frac{4200}{1000} - 90 = 269 \text{ tonf}$$

De acuerdo con el artículo 21.7.4.1, la resistencia a corte se define por la cantidad de caras que llegan al nudo, por lo que se está utilizando la ecuación donde existe contacto con 2 o 3 caras.

$$\phi V_c = \phi * 4 * A_j * \sqrt{f'c} = 0.85 * 4 * 100 * 50 * \frac{\sqrt{350}}{1000} = 318 \text{ tonf}$$



**Figura 44** Elevación del nudo analizado. Fuente: Elaboración propia, 2024



**Figura 45** Vista en elevación de distribución de acero en columna discontinua. Fuente: Elaboración propia, 2024

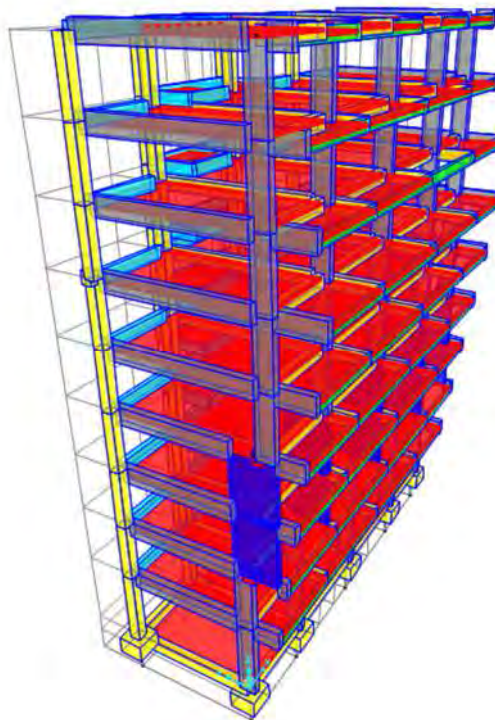
## CAPÍTULO 5:

# ANÁLISIS SÍSMICO Y DISEÑO DE EDIFICACIÓN CON BASE AISLADA

En este capítulo se realizará el análisis estático, el análisis dinámico espectral y el análisis tiempo-historia para una edificación de base aislada. El análisis estático evaluará las fuerzas y desplazamientos bajo cargas constantes. El análisis dinámico espectral calculará las vibraciones y desplazamientos inducidos por terremotos utilizando espectros de respuesta. El análisis tiempo-historia proporcionará una evaluación detallada del comportamiento de la edificación a lo largo del tiempo durante un terremoto.

### 5.1. MODELAMIENTO MATEMÁTICO

Para el modelamiento matemático, se utilizó el programa Sap2000. Además, se creó un nivel más que es denominado como piso técnico a diferencia del modelo de base fija. En este nivel se incluyen los elementos tipo *link rubber isolator* y los capiteles que albergan la unión entre la viga y la columna.



**Figura 46** Vista tridimensional de modelo de base aislada en Sap2000. Fuente: Elaboración propia, 2024

## 5.2. ANÁLISIS ESTÁTICO DE FUERZAS EQUIVALENTES

A continuación, en los siguientes puntos se presenta el procedimiento del análisis estático los cuales son necesarios para iniciar con el proceso iterativo de obtener las propiedades de los aisladores.

### 5.2.1. MASA Y PESO DE LA ESTRUCTURA

En la siguiente tabla, se presentan las masas de la superestructura y del piso técnico, ya que con este valor se calcula el periodo objetivo y centro de masa.

Tabla 50 Masa en superestructura y subestructura. Fuente: Elaboración propia, 2024

| PISO/NIVEL   | MASA (Ton-s <sup>2</sup> /m) | PESO (Ton)    |
|--------------|------------------------------|---------------|
| 9            | 34.8                         | 341.4         |
| 8            | 35.8                         | 351.2         |
| 7            | 36.9                         | 362.0         |
| 6            | 37.9                         | 371.8         |
| 5            | 36.9                         | 362.0         |
| 4            | 38.4                         | 376.7         |
| 3            | 37.2                         | 364.9         |
| 2            | 33.5                         | 327.7         |
| 1            | 33.5                         | 328.6         |
| Base         | 33.5                         | 328.6         |
| <b>Total</b> | <b>358.4</b>                 | <b>3516.1</b> |

### 5.2.2. PROPIEDADES DE LOS AISLADORES

Para el cálculo de los aisladores, se presenta la distribución de los aisladores que en el caso de estudio es de un solo tipo.

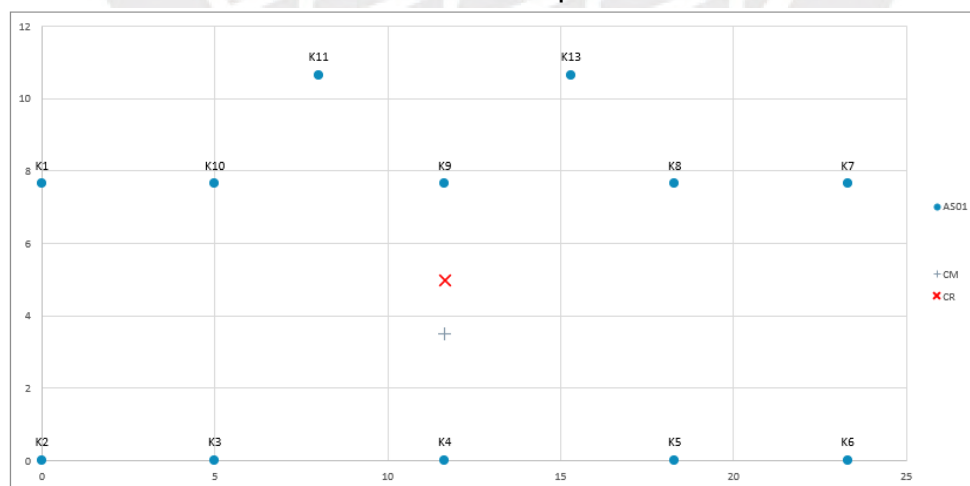


Figura 47 Ubicación planimétrica del centro de masa, centro de rigidez y aisladores. Fuente: Elaboración propia, 2024

**Tabla 51** Centro de rigidez y de masa del sistema de aislamiento. Fuente: Elaboración propia, 2024

| Aislador | X (m) | Y (m) | Pmax | Psis  | Ki | M.Xi | M.Yi | K.Xi  | K.Yi  | Xi <sup>2</sup> | Yi <sup>2</sup> |
|----------|-------|-------|------|-------|----|------|------|-------|-------|-----------------|-----------------|
| K1       | 0.00  | 7.65  | 629  | 166.3 | 1  | 0    | 1272 | 0.00  | 7.65  | 135.5           | 17.3            |
| K2       | 0.00  | 0.00  | 949  | 388.3 | 1  | 0    | 0    | 0.00  | 0.00  | 135.5           | 12.2            |
| K3       | 5.00  | 0.00  | 846  | 393.3 | 1  | 1966 | 0    | 5.00  | 0.00  | 44.1            | 12.2            |
| K4       | 11.65 | 0.00  | 947  | 473.8 | 1  | 5520 | 0    | 11.65 | 0.00  | 0.0             | 12.2            |
| K5       | 18.30 | 0.00  | 841  | 390.4 | 1  | 7143 | 0    | 18.30 | 0.00  | 44.3            | 12.2            |
| K6       | 23.30 | 0.00  | 947  | 387.3 | 1  | 9024 | 0    | 23.30 | 0.00  | 135.9           | 12.2            |
| K7       | 23.30 | 7.65  | 629  | 166.5 | 1  | 3881 | 1274 | 23.30 | 7.65  | 135.9           | 17.3            |
| K8       | 18.30 | 7.65  | 509  | 249.8 | 1  | 4571 | 1911 | 18.30 | 7.65  | 44.3            | 17.3            |
| K9       | 11.65 | 7.65  | 635  | 339.6 | 1  | 3956 | 2598 | 11.65 | 7.65  | 0.0             | 17.3            |
| K10      | 5.00  | 7.65  | 509  | 249.7 | 1  | 1249 | 1911 | 5.00  | 7.65  | 44.1            | 17.3            |
| K11      | 8.00  | 10.65 | 505  | 155.6 | 1  | 1245 | 1657 | 8.00  | 10.65 | 13.4            | 51.2            |
| K13      | 15.30 | 10.65 | 505  | 155.6 | 1  | 2380 | 1657 | 15.30 | 10.65 | 13.4            | 51.2            |

El centro de masa se obtuvo de la sumatoria del producto de Psis con las coordenadas entre el Psis total. Por otro lado, el centro de rigidez se obtuvo de la sumatoria del producto de Ki con las coordenadas. En principio, se consideró una rigidez equivalente a 1.

**Tabla 52** Excentricidad del sistema aislado. Fuente: Elaboración propia, 2024

|                           |               |
|---------------------------|---------------|
| <b>Peso sísmico (ton)</b> | <b>3516.1</b> |
| <b>CENTRO DE MASA</b>     |               |
| CM-X (m)                  | 11.64         |
| CM-Y (m)                  | 3.49          |
| <b>CENTRO DE RIGIDEZ</b>  |               |
| CR-X (m)                  | 11.65         |
| CR-Y (m)                  | 4.96          |
| <b>EXCENTRICIDAD</b>      |               |
| ex (m)                    | -0.01         |
| ey (m)                    | -1.47         |

Mediante el método estático, se realizó un precálculo de las propiedades de los aisladores, iterando el Desplazamiento Traslacional (DM) hasta lograr la convergencia.

**Tabla 53** Propiedades del aislador obtenidas por el método estático. Fuente: Elaboración propia, 2024

|               | Lim Inf | Nominal | Lim Sup |
|---------------|---------|---------|---------|
| K eff (ton/m) | 1009    | 1301    | 1849    |
| EDC (ton.m)   | 97      | 125     | 184     |
| T (s)         | 3.74    | 3.3     | 2.77    |
| C             | 0.18    | 0.23    | 0.33    |

|             |        |        |        |
|-------------|--------|--------|--------|
| Sa (g)      | 0.12   | 0.16   | 0.22   |
| DM (m)      | 0.29   | 0.29   | 0.28   |
| DM (m)      | 0.29   | 0.29   | 0.28   |
| DTM (m)     | 0.45   | 0.34   | 0.32   |
| $\beta$ (%) | 18.25% | 18.25% | 20.49% |
| BM          | 1.45   | 1.45   | 1.51   |
| Qd (ton)    | 88     | 113    | 175    |
| Fy (ton)    | 98     | 126    | 195    |

Esta iteración permitió obtener las propiedades que se encuentran en la tabla N°58.

**Tabla 54** Cálculo de propiedades dinámicas laterales. Fuente: Elaboración propia, 2024

| Cálculo de propiedades dinámicas laterales    |                   | Lim Inf | Nominal | Lim Sup  |
|---|-------------------|---------|---------|----------|
| Desplazamiento Máximo                         | DM (m)            | 0.2897  | 0.2897  | 0.2778   |
| Periodo                                       | T (s)             | 3.74    | 3.3     | 2.77     |
| Rigidez post fluencia                         | Kd (ton/m)        | 58.79   | 75.76   | 101.44   |
| Fuerza característica                         | Qd (ton)          | 7.34    | 9.46    | 14.61    |
| Rigidez elástica                              | Ke (ton/m)        | 587.9   | 757.6   | 1,014.43 |
| Fuerza de fluencia                            | Fy (ton)          | 8.15    | 10.51   | 16.24    |
| Desplazamiento de fluencia                    | dy (m)            | 0.0139  | 0.0139  | 0.016    |
| Fuerza de corte en el aislador                | F (ton)           | 24.37   | 31.41   | 42.79    |
| Rigidez efectiva @DM                          | Keff (ton/m)      | 84.12   | 108.4   | 154.05   |
| Energía disipada por ciclo @DM                | EDC (ton.m)       | 18.94   | 25.03   | 39.7     |
| Amortiguamiento efectivo @DM                  | $\beta_{eff}$ (%) | 18.25%  | 18.25%  | 20.49%   |
| Coeficiente horizontal de amortiguamiento @DM | Ch (ton-s/m)      | 18.3    | 20.77   | 27.79    |

### 5.3. SISTEMA DE AISLAMIENTO

A continuación, en los siguientes puntos se desarrolla el procedimiento para obtener las propiedades finales de sistema de aislamiento. Además, se verifica que la fuerza restitutiva y las fuerzas laterales en la subestructura y superestructura se encuentre dentro de los límites especificados en la norma E.031 de aislamiento sísmico.

#### 5.3.1. CÁLCULO DE PROPIEDADES DEL SISTEMA DE AISLADORES

A partir de las propiedades calculadas anteriormente, se ingresaron los valores del límite superior y se comenzó a iterar, modificando los valores de Desplazamiento Traslacional (DM) y el período obtenido en cada proceso iterativo en el programa, hasta que estos valores convergieran con los obtenidos

en el modelo matemático desarrollado en Sap2000. Este proceso iterativo se realizó utilizando el modelo del caso espectral.

**Tabla 55** Propiedades del aislador obtenidas por el método dinámico espectral. Fuente: Elaboración propia, 2024

|               | Lim Inf | Nominal | Lim Sup |
|---------------|---------|---------|---------|
| K eff (ton/m) | 1042    | 1343    | 1961    |
| EDC (ton.m)   | 87      | 112     | 154     |
| T (s)         | 4.06    | 3.59    | 3.03    |
| C             | 0.15    | 0.19    | 0.27    |
| Sa (g)        | 0.10    | 0.13    | 0.18    |
| DM (m)        | 0.26    | 0.26    | 0.24    |
| DTM (m)       | 0.32    | 0.30    | 0.27    |
| $\beta$ (%)   | 19.49%  | 19.48%  | 22.50%  |
| BM            | 1.48    | 1.48    | 1.55    |
| Qd (ton)      | 88      | 113     | 175     |
| Fy (ton)      | 98      | 126     | 195     |

**Tabla 56** Cálculo de las propiedades dinámicas del aislador. Fuente: Elaboración propia, 2024

| Cálculo de propiedades dinámicas laterales    |                   | Lim Inf | Nominal | Lim Sup |
|---|-------------------|---------|---------|---------|
| Desplazamiento Máximo                         | DM (m)            | 0.2614  | 0.2614  | 0.2358  |
| Periodo                                       | T (s)             | 4.06    | 3.59    | 3.03    |
| Rigidez post fluencia                         | Kd (ton/m)        | 58.79   | 75.76   | 101.44  |
| Fuerza característica                         | Qd (ton)          | 7.34    | 9.46    | 14.61   |
| Rigidez elástica                              | Ke (ton/m)        | 587.9   | 757.6   | 1014.43 |
| Fuerza de fluencia                            | Fy (ton)          | 8.15    | 10.51   | 16.24   |
| Desplazamiento de fluencia                    | dy (m)            | 0.0139  | 0.0139  | 0.0160  |
| Fuerza de corte en el aislador                | F (ton)           | 22.7    | 29.26   | 38.53   |
| Rigidez efectiva @DM                          | Keff (ton/m)      | 86.87   | 111.94  | 163.42  |
| Energía disipada por ciclo @DM                | EDC (ton.m)       | 7.27    | 9.36    | 12.84   |
| Amortiguamiento efectivo @DM                  | $\beta_{eff}$ (%) | 19.49%  | 19.48%  | 22.50%  |
| Coeficiente horizontal de amortiguamiento @DM | Ch (ton-s/m)      | 21.88   | 24.95   | 35.47   |

**Tabla 57** Cálculo de desplazamiento DM – Límite superior. Fuente: Elaboración propia, 2024

| <b>AISLADOR</b> | <b>CASO</b> | <b>U2 (m)</b> | <b>U3 (m)</b> | <b>UR (m)</b> |
|-----------------|-------------|---------------|---------------|---------------|
| K7              | SX          | 0.211         | 0.099         | 0.233         |
| K7              | SY          | 0.070         | 0.243         | 0.253         |
| K8              | SX          | 0.220         | 0.099         | 0.241         |
| K8              | SY          | 0.078         | 0.243         | 0.255         |
| K9              | SX          | 0.221         | 0.079         | 0.235         |
| K9              | SY          | 0.078         | 0.229         | 0.242         |
| K10             | SX          | 0.221         | 0.063         | 0.230         |
| K10             | SY          | 0.078         | 0.211         | 0.225         |
| K11             | SX          | 0.221         | 0.079         | 0.235         |
| K11             | SY          | 0.078         | 0.229         | 0.242         |
| K12             | SX          | 0.220         | 0.099         | 0.241         |
| K12             | SY          | 0.078         | 0.243         | 0.255         |
| K13             | SX          | 0.211         | 0.099         | 0.233         |
| K13             | SY          | 0.070         | 0.243         | 0.253         |
| K15             | SX          | 0.212         | 0.079         | 0.226         |
| K15             | SY          | 0.070         | 0.229         | 0.240         |
| K17             | SX          | 0.211         | 0.064         | 0.221         |
| K17             | SY          | 0.070         | 0.212         | 0.223         |
| K20             | SX          | 0.212         | 0.079         | 0.226         |
| K20             | SY          | 0.070         | 0.229         | 0.240         |
| K21             | SX          | 0.212         | 0.070         | 0.223         |
| K21             | SY          | 0.077         | 0.220         | 0.233         |
| K22             | SX          | 0.212         | 0.070         | 0.223         |
| K22             | SY          | 0.077         | 0.220         | 0.233         |

**Tabla 58** Cálculo de desplazamiento DM – Límite inferior. Fuente: Elaboración propia, 2024

| <b>AISLADOR</b> | <b>CASO</b> | <b>U2 (m)</b> | <b>U3 (m)</b> | <b>UR (m)</b> |
|-----------------|-------------|---------------|---------------|---------------|
| K3              | SX          | 0.232         | 0.112         | 0.257         |
| K3              | SY          | 0.076         | 0.271         | 0.282         |
| K4              | SX          | 0.241         | 0.113         | 0.266         |
| K4              | SY          | 0.085         | 0.272         | 0.285         |
| K5              | SX          | 0.241         | 0.089         | 0.257         |
| K5              | SY          | 0.085         | 0.256         | 0.270         |
| K6              | SX          | 0.241         | 0.071         | 0.251         |
| K6              | SY          | 0.085         | 0.236         | 0.261         |
| K7              | SX          | 0.241         | 0.089         | 0.257         |
| K7              | SY          | 0.085         | 0.256         | 0.270         |
| K8              | SX          | 0.241         | 0.113         | 0.266         |
| K8              | SY          | 0.085         | 0.272         | 0.285         |
| K9              | SX          | 0.232         | 0.112         | 0.257         |
| K9              | SY          | 0.076         | 0.271         | 0.282         |
| K10             | SX          | 0.232         | 0.089         | 0.249         |

|     |    |       |       |       |
|-----|----|-------|-------|-------|
| K10 | SY | 0.077 | 0.256 | 0.267 |
| K11 | SX | 0.232 | 0.071 | 0.240 |
| K11 | SY | 0.077 | 0.236 | 0.248 |
| K14 | SX | 0.232 | 0.089 | 0.249 |
| K14 | SY | 0.077 | 0.256 | 0.267 |
| K15 | SX | 0.234 | 0.078 | 0.247 |
| K15 | SY | 0.085 | 0.246 | 0.261 |
| K16 | SX | 0.234 | 0.078 | 0.247 |
| K16 | SY | 0.085 | 0.246 | 0.261 |

El gráfico muestra el ciclo histerético de un aislador sísmico con núcleo de plomo, resaltando tres situaciones: nominal, límite inferior y límite superior. Este estudio es esencial para entender cómo el aislador se comporta bajo cargas cíclicas, características de los eventos sísmicos.

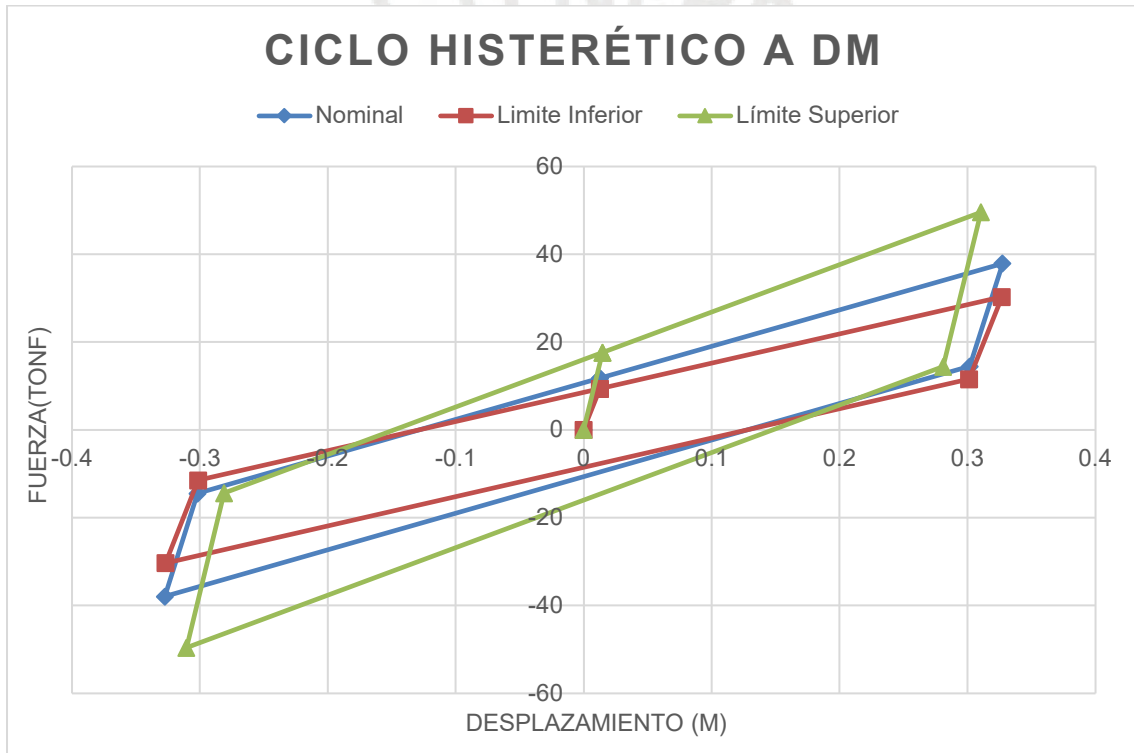


Figura 48 Ciclo histerético del aislador. Fuente: Elaboración propia, 2024

### 5.3.2. FUERZA RESTITUTIVA

En este caso, solo se presenta 1 solo tipo de aislador, por lo que la rigidez post-fluencia sería la de 1 tipo de aislador por el número de aisladores.

Tabla 59 Porcentaje de fuerza de restitución. Fuente: Elaboración propia, 2024

|            | Lim Inf | Nominal | Lim Sup |
|------------|---------|---------|---------|
| Vb (ton)   | 272     | 351     | 462     |
| Vb / W (%) | 7.75%   | 9.99%   | 13.15%  |
| Kd (ton/m) | 705.5   | 909.1   | 1217.3  |

|           |       |       |       |
|-----------|-------|-------|-------|
| Kd * DM/2 | 92.2  | 118.8 | 143.5 |
| %         | 2.62% | 3.38% | 4.08% |
| 2.5% W    | 87.9  | 87.9  | 87.9  |

Por lo que se puede observar que el valor obtenido de la fuerza restitutiva es mayor a la fuerza restitutiva mínima, por lo que se estaría cumpliendo con esta verificación.

### **5.3.3. CÁLCULO DE LAS FUERZAS LATERALES MÍNIMAS**

Para las fuerzas laterales mínimas, se debe verificar para la subestructura y la superestructura, ya que ambas presentan un factor de reducción distintos, los cuales se presentan en los siguientes puntos.

#### **5.3.3.1. FUERZA LATERAL EN LA SUBESTRUCTURA**

A continuación, se calcula la fuerza cortante en la subestructura e interfaz de aislamiento. Esta fuerza cortante es el resultado del producto de la rigidez efectiva calculada y el desplazamiento traslacional  $D_M$ .

*Tabla 60 Fuerza cortante en la subestructura. Fuente: Elaboración propia, 2024*

|   |                 |            |               |
|---|-----------------|------------|---------------|
| Rigidez efectiva global - límite superior | Keff (ton/m)    | 1,849      |               |
| Desplazamiento Máximo - límite superior   | DM (m)          | 0.2778     |               |
| <b>Cortante en la base</b>                | <b>Vb (ton)</b> | <b>513</b> | <b>14.60%</b> |

Se usa para este caso el del límite superior, ya que es el caso más crítico.

#### **5.3.3.2. FUERZA LATERAL EN LA SUPERESTRUCTURA**

En la Tabla 61, se presenta los parámetros utilizados para el cálculo de la fuerza lateral mínima en la superestructura de acuerdo a la norma E.031.

*Tabla 61 Fuerza cortante lateral en la superestructura. Fuente: Elaboración propia, 2024*

|  |                   |        |
|--|-------------------|--------|
| Peso Sísmico del bloque aislado                        | P (ton)           | 3,516  |
| Peso sísmico de la estructura sobre la interfaz        | Ps (ton)          | 3,216  |
| Amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento    | $\beta_{eff}$ (%) | 20.49% |
| Fuerza cortante no reducida para la superestructura    | Vst (ton)         | 492    |
| Coefficiente de reducción para la estructura E030      | R0                | 8      |
| Coefficiente de reducción para la superestructura E031 | Ra                | 2      |
| Fuerza cortante en la superestructura                  | Vs (ton)          | 246    |

#### **5.3.3.3. LÍMITES DE VS**

Para los límites de Vs, se verifica que la fuerza cortante calculada en la Tabla 61 sea mayor a los puntos "a, b y c" de la Tabla 62.

**Tabla 62** Fuerza cortante de diseño en la superestructura. Fuente: Elaboración propia, 2024

|   |                |
|---|----------------|
| a. Cortante para estructura de base fija con periodo aislado (tn) | 89             |
| b. Fuerza de activación - Límite superior (tn)                    | 195            |
|   | 187            |
| c. 1.5 Fuerza de activación - caso nominal (tn)                   | 189            |
|   | 181            |
| <b>Cortante de diseño de superestructura</b>                      | <b>Vs (tn)</b> |
|   | <b>246</b>     |

Como el valor calculado en la Tabla 62 es mayor, se utiliza esta fuerza como referencia para la fuerza cortante de diseño en la superestructura.

#### 5.4. ANÁLISIS DINÁMICO ESPECTRAL

Para el caso dinámico espectral, se verificarán las derivas y que estas, de acuerdo a la norma E.031, no superen el valor de 0.0035. Además, se verificarán las aceleraciones de entrepiso y los factores de corrección para el diseño de la superestructura.

##### 5.4.1. DERIVAS

Para las derivas se analizó para el caso del límite superior, ya que en este caso es donde se obtienen las mayores derivas. Además, se verifica en las siguientes tablas que las derivas no superen el valor de 0.0035.

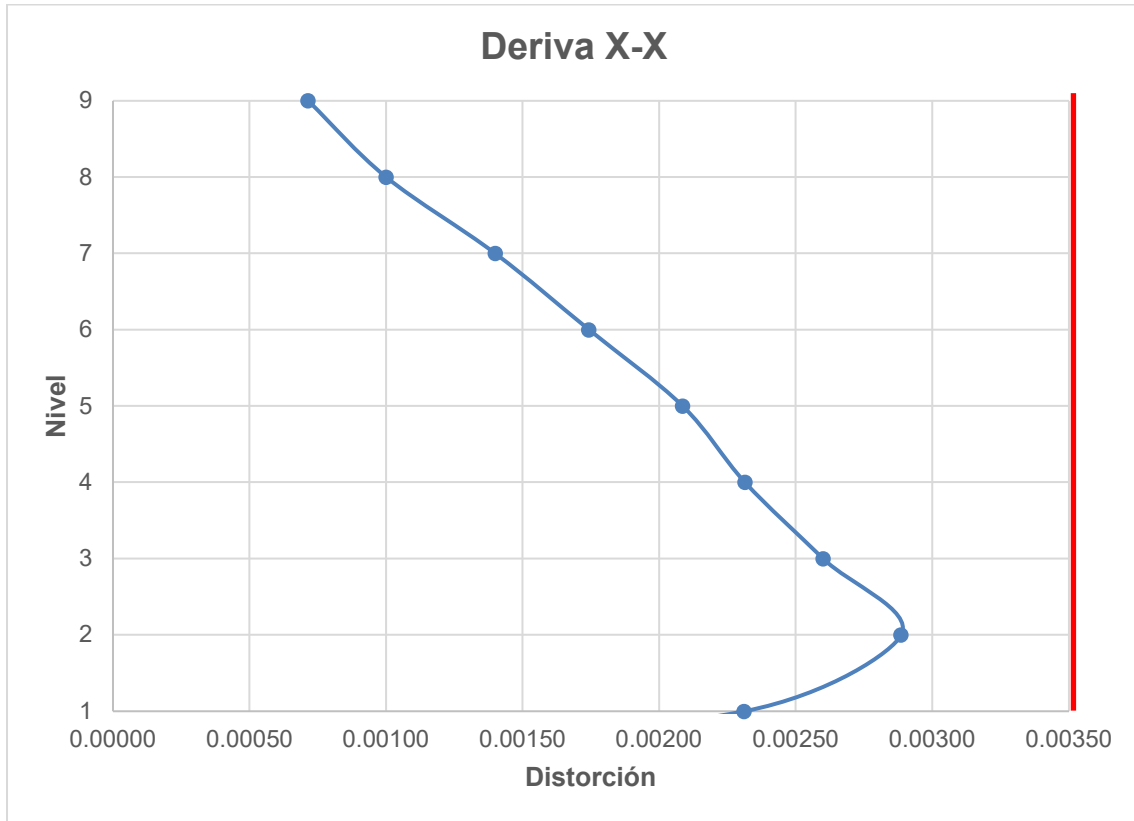
**Tabla 63** Desplazamiento y Derivas Caso X-X. Fuente: Elaboración propia, 2024

| Piso        | Desplazamiento (m) | Di - Df (cm) | Altura (m) | Deriva |
|-------------|--------------------|--------------|------------|--------|
| 9           | 0.3132             | 0.025        | 3.5        | 0.0007 |
| 8           | 0.3107             | 0.035        | 3.5        | 0.001  |
| 7           | 0.3072             | 0.049        | 3.5        | 0.0014 |
| 6           | 0.3023             | 0.061        | 3.5        | 0.0017 |
| 5           | 0.2962             | 0.073        | 3.5        | 0.0021 |
| 4           | 0.2889             | 0.081        | 3.5        | 0.0023 |
| 3           | 0.2808             | 0.091        | 3.5        | 0.0026 |
| 2           | 0.2717             | 0.101        | 3.5        | 0.0029 |
| 1           | 0.2616             | 0.104        | 4.5        | 0.0023 |
| Aislamiento | 0.2512             | 2.512        | -          | 0      |

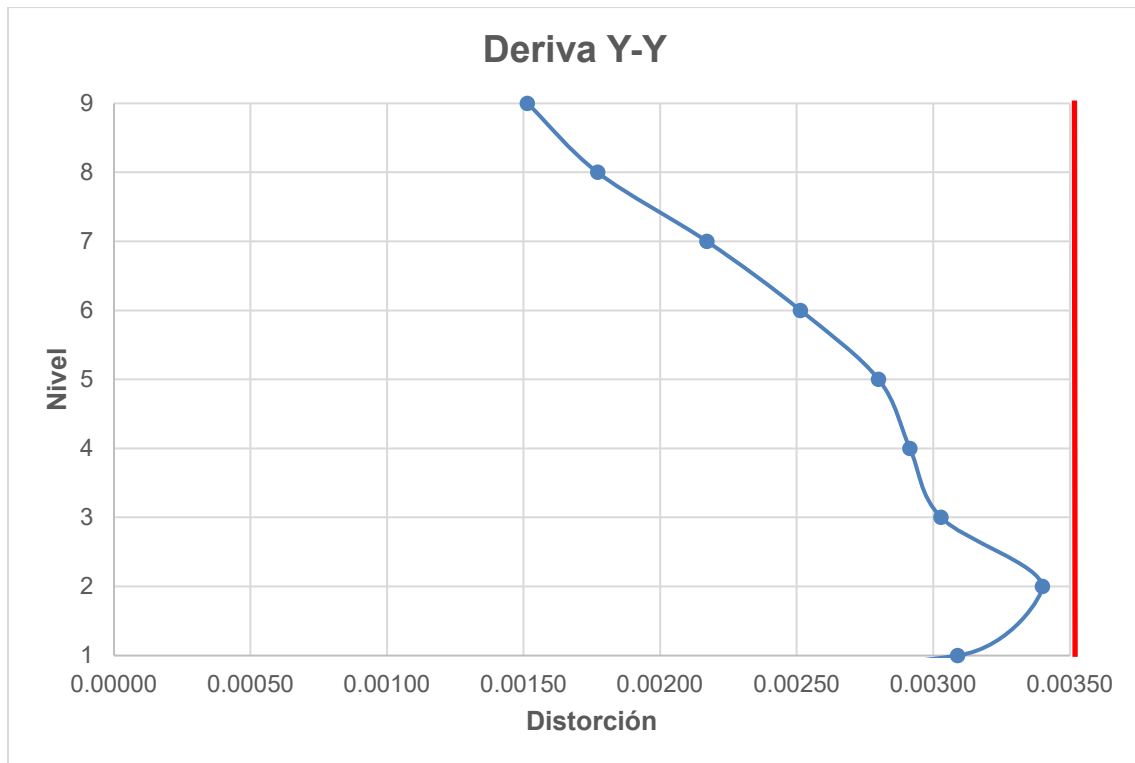
**Tabla 64** Desplazamiento y Derivas Caso Y-Y. Fuente: Elaboración propia, 2024

| Piso | Desplazamiento (m) | Di - Df (cm) | Altura (m) | Deriva |
|------|--------------------|--------------|------------|--------|
| 9    | 0.3817             | 0.005        | 3.5        | 0.0015 |
| 8    | 0.3764             | 0.006        | 3.5        | 0.0018 |
| 7    | 0.3702             | 0.008        | 3.5        | 0.0022 |
| 6    | 0.3626             | 0.009        | 3.5        | 0.0025 |
| 5    | 0.3538             | 0.010        | 3.5        | 0.0028 |

|             |        |       |     |        |
|-------------|--------|-------|-----|--------|
| 4           | 0.3440 | 0.010 | 3.5 | 0.0029 |
| 3           | 0.3338 | 0.011 | 3.5 | 0.0030 |
| 2           | 0.3232 | 0.012 | 3.5 | 0.0034 |
| 1           | 0.3113 | 0.014 | 4.5 | 0.0031 |
| Aislamiento | 0.2974 | 0.297 | -   | 0      |



**Figura 49** Gráfico de derivas caso X-X. Fuente: Elaboración propia, 2024



**Figura 50** Gráfico de derivas caso Y-Y. Fuente: Elaboración propia, 2024

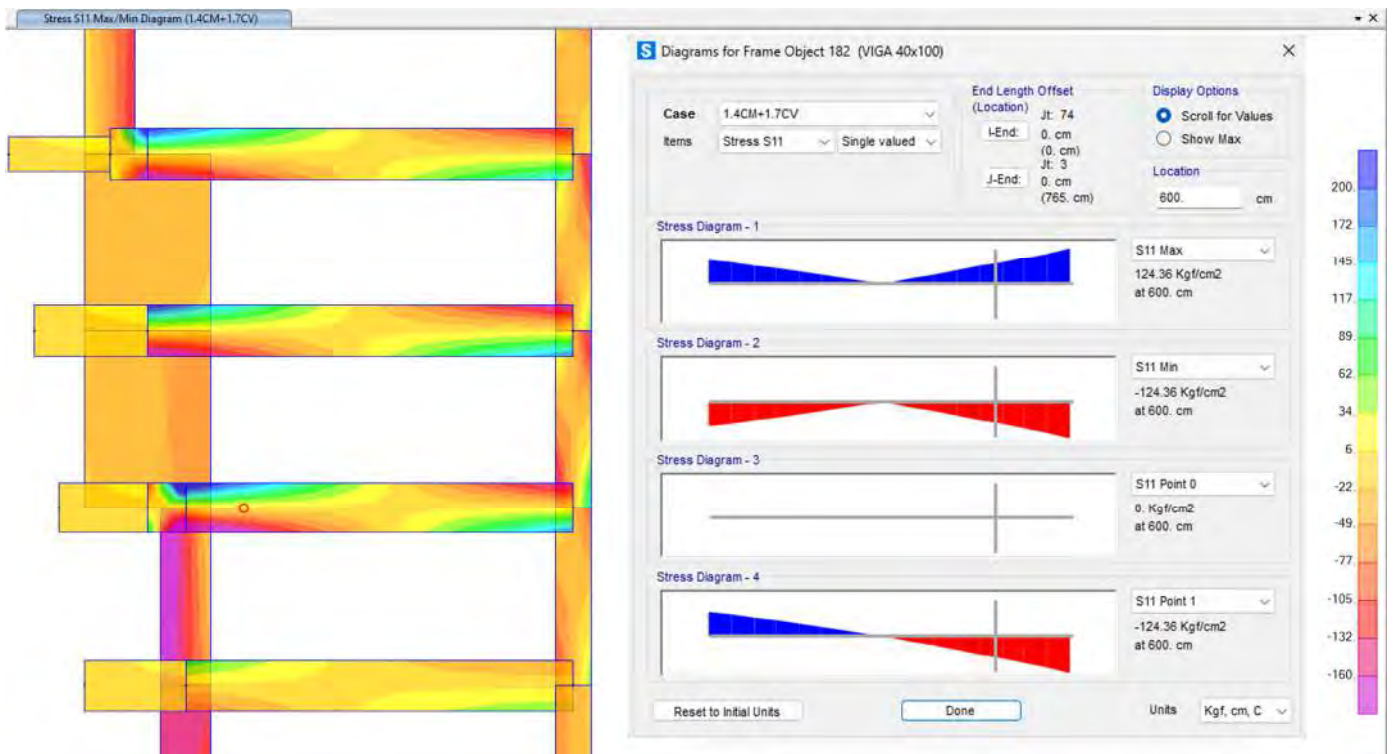
#### 5.4.2. MOMENTOS DE SEGUNDO ORDEN

A continuación, se presenta un análisis detallado de los momentos P-Delta generados en cada nivel de la estructura debido a los desplazamientos relativos y las cargas muertas de cada nivel.

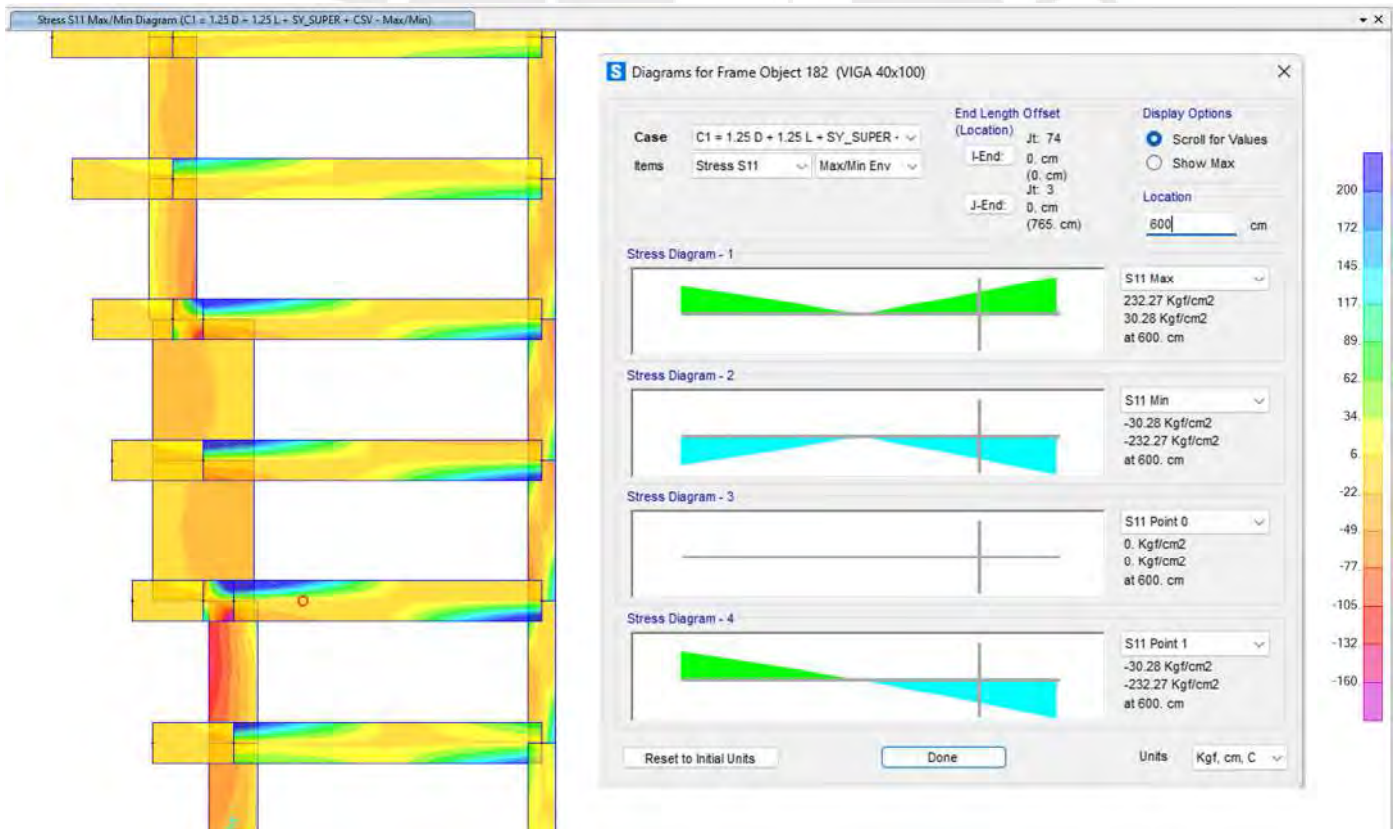
**Tabla 65** Cálculo de momento P-Delta. Fuente: Elaboración propia, 2024

| Nivel | Peso por nivel de una columna (tonf) | Desplazamiento por fuerza de sismo (m) | Fuerza P-Delta/H (ton) | Desplazamiento por fuerza P-Delta (m) | Desplazamiento relativo (m) | Momento P-delta (ton.m) |
|-------|--------------------------------------|--|------------------------|---------------------------------------|-----------------------------|-------------------------|
| 9     | 34.5                                 | 0.005                                  | 0.049                  | 0.0000085                             | 0.005                       | 0.173                   |
| 8     | 36.7                                 | 0.006                                  | 0.063                  | 0.0000108                             | 0.006                       | 0.221                   |
| 7     | 34.6                                 | 0.008                                  | 0.079                  | 0.0000136                             | 0.008                       | 0.277                   |
| 6     | 40.9                                 | 0.009                                  | 0.105                  | 0.0000180                             | 0.009                       | 0.369                   |
| 5     | 40.0                                 | 0.010                                  | 0.114                  | 0.0000196                             | 0.010                       | 0.401                   |
| 4     | 48.6                                 | 0.010                                  | 0.139                  | 0.0000238                             | 0.010                       | 0.487                   |
| 3     | 48.7                                 | 0.011                                  | 0.153                  | 0.0000017                             | 0.011                       | 0.536                   |
| 2     | 43.3                                 | 0.012                                  | 0.148                  | 0.0000016                             | 0.012                       | 0.520                   |
| 1     | 36.5                                 | 0.014                                  | 0.146                  | 0.0000250                             | 0.014                       | 0.512                   |

Al sumar los momentos P-Delta generados en cada nivel, se obtiene un momento acumulado total en la base de 3.5 tonf.m, lo cual representa el efecto de segundo orden que debe ser considerado en el análisis y diseño estructural.



**Figura 51** Esfuerzos en el nudo debido a combinación 1.4CM+1.7CV, Fuente: Elaboración propia, 2024



**Figura 52** Esfuerzos en el nudo debido a combinación 1.25 (CM+CV) + SY + CSV, Fuente: Elaboración propia, 2024

Se observa que, debido a la irregularidad de la estructura, esta influye de manera significativa en la distribución de esfuerzos en los elementos estructurales, como se evidencia en las figuras presentadas anteriormente. Esta irregularidad genera concentraciones de esfuerzos en los elementos estructurales como vigas y columnas.

Adicionalmente, se observa que el caso de carga  $1.25(CM + CV) + SY + CSV$  es el que genera el mayor esfuerzo, con un valor equivalente a  $232 \text{ kg/cm}^2$ . Esto refleja la influencia significativa de la combinación de cargas gravitacionales y sísmicas en los elementos de la estructura.

### **5.4.3. ACELERACIONES ABSOLUTAS**

A continuación, se presentan las aceleraciones absolutas obtenidas en un análisis dinámico espectral, esto se verificará en el análisis tiempo – historia.

*Tabla 66 Aceleraciones absolutas. Fuente: Elaboración propia, 2024*

| <b>Piso</b> | <b>Aceleración X-X (m/s<sup>2</sup>)</b> | <b>Aceleración Y-Y (m/s<sup>2</sup>)</b> |
|-------------|--|--|
| 9           | 2.01                                     | 2.03                                     |
| 8           | 1.92                                     | 1.90                                     |
| 7           | 1.82                                     | 1.77                                     |
| 6           | 1.73                                     | 1.68                                     |
| 5           | 1.68                                     | 1.62                                     |
| 4           | 1.65                                     | 1.59                                     |
| 3           | 1.66                                     | 1.60                                     |
| 2           | 1.68                                     | 1.64                                     |
| 1           | 1.72                                     | 1.69                                     |

### **5.4.4. FACTOR DE CORRECCIÓN**

El factor de corrección se detalla en los siguientes puntos para la subestructura como para la superestructura. Estos factores se utilizan para escalar la fuerza dinámica a la mínima fuerza estática lateral especificada en la norma E.031.

#### **5.4.4.1. FACTOR DE CORRECCIÓN DE LA FUERZA DINÁMICA EN LA SUBESTRUCTURA**

En el caso de la subestructura, la norma E.031 menciona que la cortante dinámica se calculará con un factor de reducción ( $R=1$ ), para ello, se debe verificar que la fuerza cortante dinámica sea equivalente al 90% de la cortante estática en la base.

*Tabla 67 Factor de escalamiento en la subestructura. Fuente: Elaboración propia, 2024*

|  |              |     |
|--|--------------|-----|
| Cortante en la base en dirección X     | Vb X (ton)   | 413 |
| Cortante en la base en dirección Y     | Vb Y (ton)   | 416 |
| Cortante del análisis estático         | Vb est (ton) | 513 |
| Cortante mínima de diseño (90% Vb est) | Vb est (ton) | 462 |

|                                     |       |              |
|-------------------------------------|-------|--------------|
| <b>Factor de amplificación en X</b> | $f_x$ | <b>1.118</b> |
| <b>Factor de amplificación en Y</b> | $f_y$ | <b>1.110</b> |

Como se puede observar la cortante dinámica es menor al 90% de la cortante estático en el caso de la subestructura, por lo tanto, se tiene que multiplicar por el factor de corrección para poder cumplir con la norma E.031.

#### **5.4.4.2. FACTOR DE CORRECCIÓN DE LA FUERZA DINÁMICA EN LA SUPERESTRUCTURA**

En el caso de la superestructura, la norma E.031 menciona que la cortante dinámica se calculará con un factor de reducción no menor que 1 ni mayor que 2.

*Tabla 68 Factor de escalamiento en la superestructura. Fuente: Elaboración propia, 2024*

|  |                   |        |
|--|-------------------|--------|
| Peso Sísmico del bloque aislado                              | P (ton)           | 3,516  |
| Peso sísmico de la estructura sobre la interfaz              | Ps (ton)          | 3,216  |
| Amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento          | $\beta_{eff}$ (%) | 22.50% |
| a. Cortante para estructura de base fija con periodo aislado | Vs min 1 (ton)    | 74     |
| b. Fuerza de activación - Límite superior                    | Vb (ton)          | 195    |
| c. 1.5 Fuerza de activación @ Nominal                        | Vst (ton)         | 187    |
|  | Vb (ton)          | 189    |
|  | Vs min 3 (ton)    | 182    |
| <b>Cortante de diseño de superestructura dirección X</b>     | Vs (ton)          | 231    |
| <b>Cortante de diseño de superestructura dirección Y</b>     | Vs (ton)          | 231    |
| Factor (sismo super / sismo sub) X                           | $f_x$             | 0.500  |
| Factor (sismo super / sismo sub) Y                           | $f_y$             | 0.500  |

### **5.5. ANÁLISIS NO LINEAL TIEMPO HISTORIA**

Para el análisis tiempo historia, se presenta el procedimiento para el tratamiento de los 7 pares de registros. Además, se obtendrán las derivas, aceleraciones y desplazamientos del promedio de las señales sísmicas

#### **5.5.1. TRATAMIENTO DE REGISTROS SÍSMICOS**

En el análisis tiempo – historia se realizó el procedimiento con 7 pares de registros sísmicos, según lo establece la norma E.031.

##### **5.5.1.1. SEÑALES SÍSMICAS**

A continuación, se presenta un cuadro comparativo que detalla las características principales de varios sismos significativos y el tratamiento de sus registros sísmicos, incluyendo la corrección por línea base, el filtrado por ruido y el escalamiento al espectro del Sismo Máximo Considerado (SMC). Esta información es fundamental para el análisis preciso y estandarizado de la

respuesta sísmica, crucial para el diseño y evaluación de estructuras resistentes a sismos.

**Tabla 69** Características de los registros sísmicos empleados. Fuente: Elaboración propia, 2024

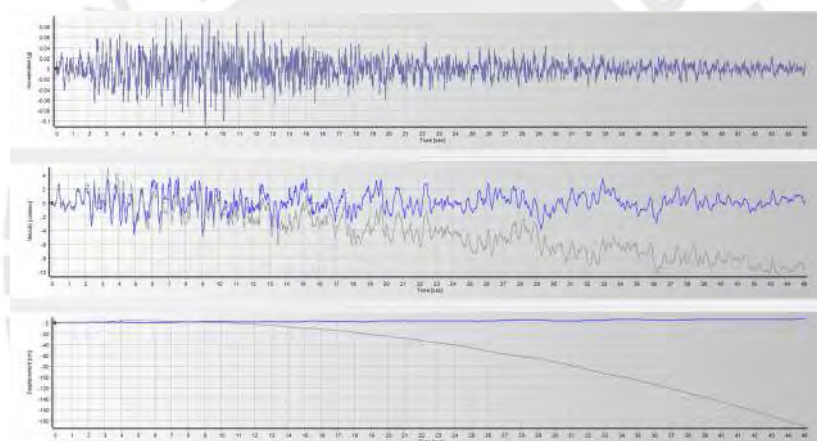
| Sismo            | Estación              | Magnitud                    | Intensidad  | Epicentro                                   | Profundidad | Fecha y Hora (GMT)   |
|------------------|-----------------------|-----------------------------|---|---|-------------|----------------------|
| Lima (1974)      | Parque de la reserva  | 6.6 Mb (IGP), 7.6 Ms (USGS) | VIII-IX MM en Lima, Callao (Licuefacción)                 | Mar peruano, 77 km frente a la costa limeña | 13 km       | 03/10/1974, 14:21:10 |
| Ica (2007)       | Unica                 | 7.9 Mw (IGP), 8.0 Mw (USGS) | VIII MMI en Pisco, IX MMI en Tambo de Mora (Licuefacción) | 40 km al oeste de Chincha Alta, Perú        | 40 km       | 15/08/2007, 23:40:53 |
| Lima (1966)      | Parque de la reserva  | 8.1 Mw (IGP)                | IX MM en Callao, Lima                                     | Mar frente a Las Salinas de Huacho, Perú    | 24 km       | 17/10/1966, 21:41:58 |
| Arequipa (2001)  | César Vizcarra Vargas | 8.4 Mw (IGP)                | VIII MMI  | 80 km frente a la costa de Ocoña, Perú      | 33 km       | 23/06/2001, 20:33:14 |
| Maule (2010)     | Maipú 663             | 8.8 Mw (USGS)               | IX-VIII MMI   | Mar chileno, frente a la costa de Biobío    | 30 km       | 27/02/2010, 06:34:17 |
| Tarapacá (2005)  | Pica 2799             | 7.8 Mw (USGS)               | VIII MMI  | 49 km al norte de Pica, Chile               | 115 km      | 13/06/2005, 22:44:49 |
| Tocopilla (2007) | Tocopilla 6736        | 7.7 Mw (USGS)               | VIII MM en Tocopilla                                      | 43 km al oeste de María Elena, Chile        | 47 km       | 14/11/2007, 15:40:50 |

**Tabla 70** Aceleraciones máximas de los registros sísmicos. Fuente: Elaboración propia, 2024

| Caso de Sismo  | Aceleración (g) Máxima |
|----------------|------------------------|
| Lima 1974      | 0.20                   |
| Pisco 2007     | 0.34                   |
| Lima 1966      | 0.27                   |
| Arequipa 2001  | 0.30                   |
| Maule 2010     | 0.49                   |
| Tarapacá 2005  | 0.73                   |
| Tocopilla 2007 | 0.50                   |

### 5.5.1.2. CORRECCIÓN POR LÍNEA BASE Y FILTRADO DE RUIDO

A continuación, se presenta el gráfico del registro sísmico corregido por línea base y filtrado de ruido para el sismo de Lima de 1974, donde la señal de color azul corresponde al registro corregido y la de color gris, al registro inicial. Este gráfico es solo un ejemplo, puesto que a los otros seis registros se les aplicó el mismo procedimiento.



**Figura 53** Corrección por línea base y filtrado por ruido del registro de Lima 1974. Fuente: Elaboración propia, 2024

Asimismo, se muestran los períodos predominantes para cada sismo empleado.

**Tabla 71** Período predominante para cada sismo empleado. Fuente: Elaboración propia, 2024

| Caso de Sismo  | $T_{\text{predominante}}$ |
|----------------|---------------------------|
| Lima 1974      | 0.30                      |
| Pisco 2007     | 0.48                      |
| Lima 1966      | 0.10                      |
| Arequipa 2001  | 0.44                      |
| Maule 2010     | 0.46                      |
| Tarapacá 2005  | 0.22                      |
| Tocopilla 2007 | 0.16                      |

### 5.5.1.3. ESCALAMIENTO AL ESPECTRO DEL SISMO MÁXIMO CONSIDERADO (SMC)

A continuación, se presenta el escalamiento de los registros al espectro de la norma E.031 para los tres casos: nominal, límite superior y límite inferior.

de los 7 espectros es mayor al de la norma entre 10% – 15%.

#### 5.5.1.3.1. ESCALAMIENTO CASO: LÍMITE INFERIOR

Para el caso del límite inferior se obtuvo un periodo de 4.06 segundos. De acuerdo a la norma E.031, se deben escalar las señales sísmicas para un rango de  $0.2 T_M$  a  $1.25 T_M$ .

$$T_M = 4.06 \text{ seg}, T_{M_{inicial}} = 0.61 \text{ seg}, T_{M_{final}} = 5.08 \text{ seg}$$

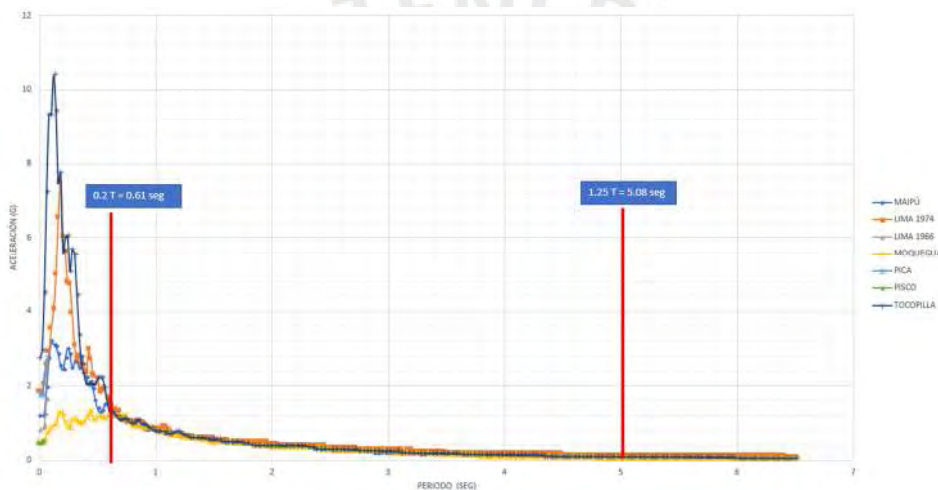


Figura 54 Escalamiento al espectro de la norma E.031 caso Límite Inferior EW. Fuente: Elaboración propia, 2024

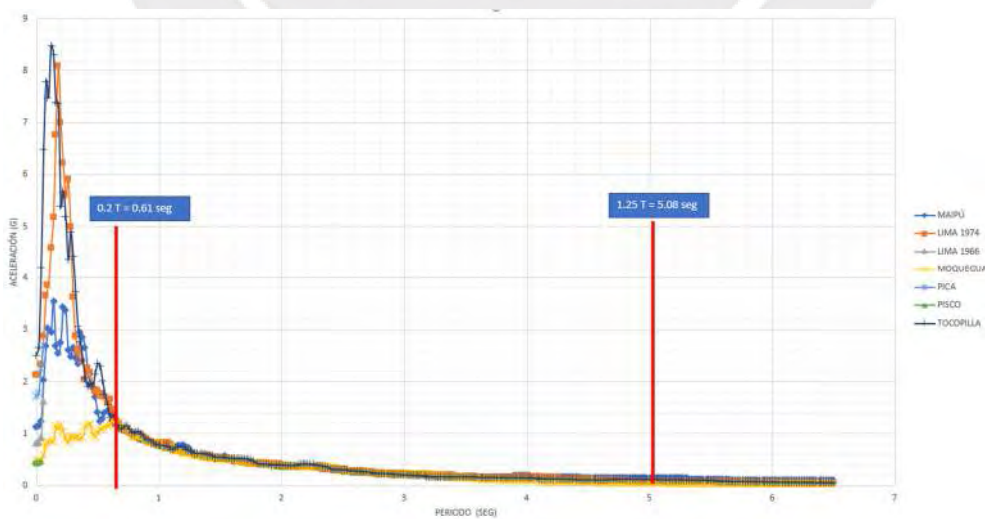


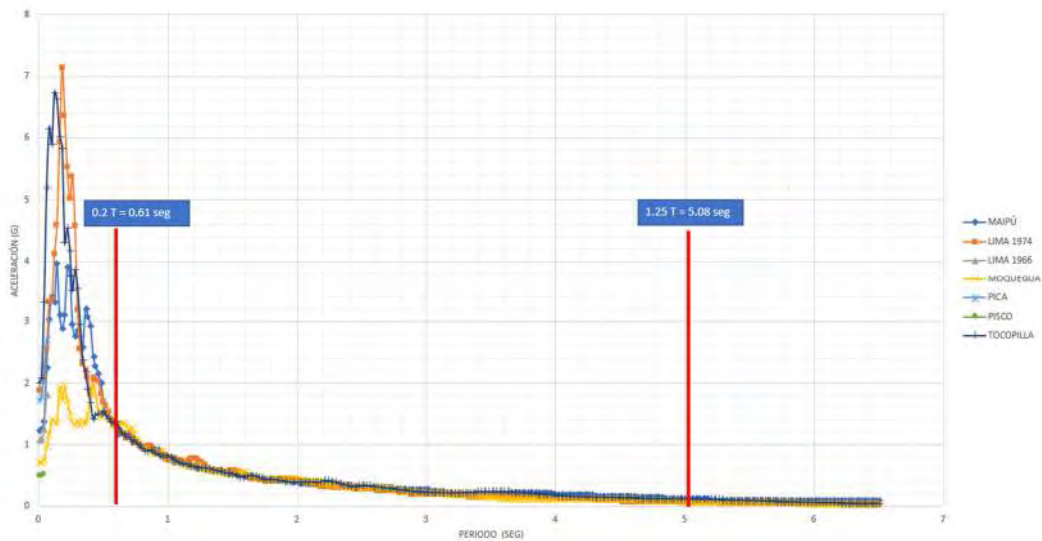
Figura 55 Escalamiento al espectro de la norma E.031 caso Límite Inferior NS. Fuente: Elaboración propia, 2024

En ambos casos los factores de escalamiento utilizados fueron de 0.90 y 0.40 para EW y NS. En el rango establecido el promedio de los 7 espectros es mayor al de la norma entre 10% – 15%.

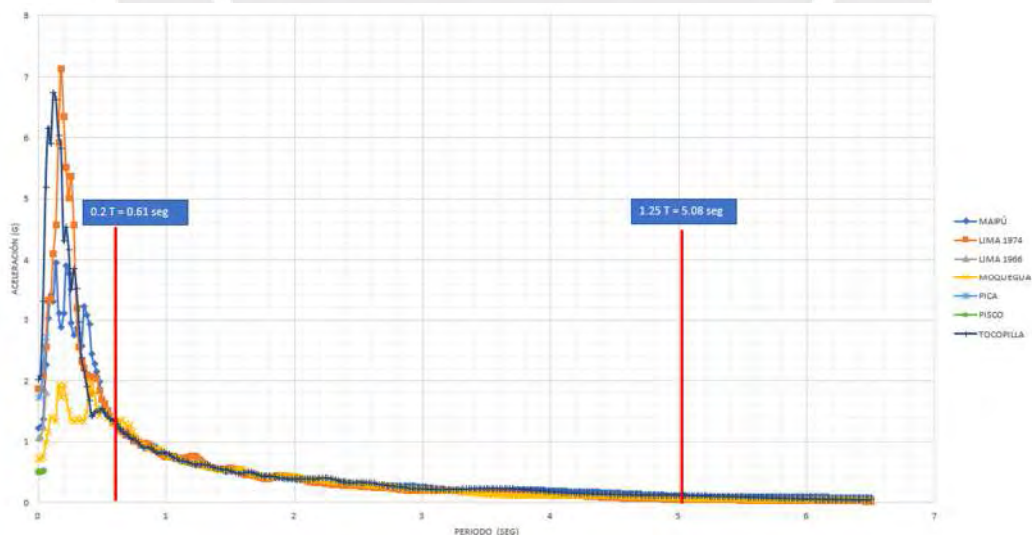
### 5.5.1.3.2. ESCALAMIENTO CASO: LÍMITE SUPERIOR

Para el caso del límite superior se obtuvo un periodo de 3.03 segundos. De acuerdo a la norma E.031, se deben escalar las señales sísmicas para un rango de  $0.2 T_M$  a  $1.25 T_M$ .

$$T_M = 3.03 \text{ seg}, T_{M\_inicial} = 0.61 \text{ seg}, T_{M\_final} = 5.08 \text{ seg}$$



**Figura 56** Escalamiento al espectro de la norma E.031 caso Límite Superior EW. Fuente: Elaboración propia, 2024



**Figura 57** Escalamiento al espectro de la norma E.031 caso Límite Superior NS. Fuente: Elaboración propia, 2024

En ambos casos los factores de escalamiento utilizados fueron de 0.90 y 0.40 para EW y NS. En el rango establecido el promedio de los 7 espectros es mayor al de la norma entre 10% – 15%.

### 5.5.2. DERIVAS

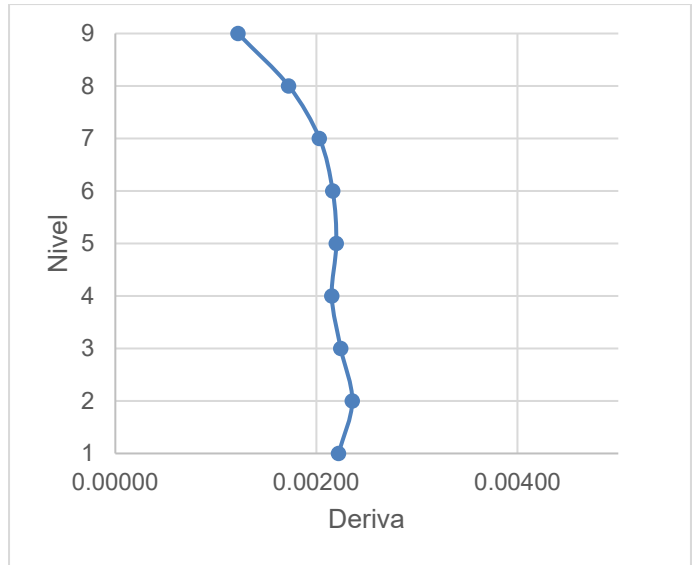
A continuación, se presentan las tablas que muestra las derivas obtenidas a partir del análisis tiempo-historia para siete registros sísmicos diferentes compatibilizados con el caso del límite superior. Esta tabla incluye las derivas en las direcciones X e Y para cada nivel de la estructura.

Para esta obtención de datos se verificó las derivas para cada instante de tiempo para cada señal sísmica, de esta forma se obtuvieron los valores máximos para cada nivel.

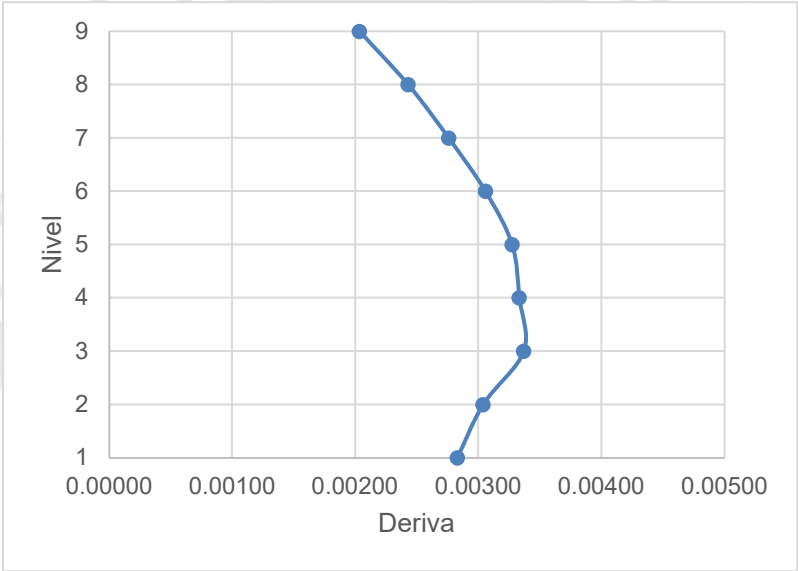
A continuación, se presenta para el caso tiempo – historia en dirección EW

**Tabla 72** Derivas del análisis tiempo – historia dirección EW. Fuente: Elaboración propia, 2024

| CASO \ NIVEL |   | 1       | 2       | 3       | 4       | 5       | 6       | 7       | 8       | 9       |
|--------------|---|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| LIMA 1974 NS | X | 0.00243 | 0.00249 | 0.00226 | 0.00205 | 0.00233 | 0.00228 | 0.00195 | 0.00175 | 0.00123 |
|              | Y | 0.00291 | 0.00309 | 0.00334 | 0.00326 | 0.00307 | 0.00273 | 0.00241 | 0.00212 | 0.00176 |
| LIMA 1970 NS | X | 0.00212 | 0.00228 | 0.00231 | 0.00228 | 0.00220 | 0.0022  | 0.00208 | 0.00171 | 0.00118 |
|              | Y | 0.00268 | 0.00298 | 0.00339 | 0.00337 | 0.00333 | 0.00313 | 0.00283 | 0.00242 | 0.00202 |
| MOQUEGUA NS  | X | 0.00210 | 0.00218 | 0.00215 | 0.00215 | 0.00222 | 0.00232 | 0.00213 | 0.00168 | 0.00113 |
|              | Y | 0.00265 | 0.00310 | 0.00351 | 0.00349 | 0.00345 | 0.00325 | 0.00292 | 0.00249 | 0.00205 |
| PICA NS      | X | 0.00218 | 0.00254 | 0.00242 | 0.00210 | 0.00195 | 0.00215 | 0.00262 | 0.00248 | 0.00179 |
|              | Y | 0.00300 | 0.00327 | 0.00360 | 0.00356 | 0.00350 | 0.00318 | 0.00292 | 0.00269 | 0.00228 |
| PISCO NS     | X | 0.00205 | 0.00213 | 0.00199 | 0.00205 | 0.00210 | 0.00188 | 0.00154 | 0.00123 | 0.00086 |
|              | Y | 0.00299 | 0.00309 | 0.00323 | 0.00315 | 0.00300 | 0.00269 | 0.00235 | 0.00201 | 0.00170 |
| TOCOPILLA NS | X | 0.00229 | 0.00245 | 0.00231 | 0.0022  | 0.00217 | 0.00201 | 0.00190 | 0.00168 | 0.00131 |
|              | Y | 0.00288 | 0.00303 | 0.00322 | 0.00315 | 0.00313 | 0.00295 | 0.00260 | 0.00239 | 0.00204 |
| MAIPÚ NS     | X | 0.00237 | 0.00243 | 0.00226 | 0.00224 | 0.00241 | 0.00231 | 0.00201 | 0.00156 | 0.00105 |
|              | Y | 0.00269 | 0.00272 | 0.00329 | 0.00334 | 0.00345 | 0.00347 | 0.00329 | 0.00290 | 0.00240 |



**Figura 58** Derivas dirección X análisis tiempo – historia EW. Fuente: Elaboración propia, 2024



**Figura 59** Derivas dirección Y análisis tiempo – historia EW. Fuente: Elaboración propia, 2024

A continuación, se presentan las derivas para el caso tiempo – historia NS.

**Tabla 73** Derivas del análisis tiempo – historia dirección NS. Fuente: Elaboración propia, 2024

| CASO \ NIVEL |   | 1       | 2       | 3       | 4       | 5       | 6       | 7       | 8       | 9       |
|--------------|---|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| LIMA 1974 NS | X | 0.00243 | 0.00249 | 0.00226 | 0.00205 | 0.00233 | 0.00228 | 0.00195 | 0.00175 | 0.00123 |
|              | Y | 0.00291 | 0.00309 | 0.00334 | 0.00326 | 0.00307 | 0.00273 | 0.00241 | 0.00212 | 0.00176 |
| LIMA 1970 NS | X | 0.00212 | 0.00228 | 0.00231 | 0.00228 | 0.00220 | 0.00220 | 0.00208 | 0.00171 | 0.00118 |
|              | Y | 0.00268 | 0.00298 | 0.00339 | 0.00337 | 0.00333 | 0.00313 | 0.00283 | 0.00242 | 0.00202 |
| MOQUEGUA NS  | X | 0.00210 | 0.00218 | 0.00215 | 0.00215 | 0.00222 | 0.00232 | 0.00213 | 0.00168 | 0.00113 |
|              | Y | 0.00265 | 0.00310 | 0.00351 | 0.00349 | 0.00345 | 0.00325 | 0.00292 | 0.00249 | 0.00205 |
| PICA NS      | X | 0.00218 | 0.00254 | 0.00242 | 0.00210 | 0.00195 | 0.00215 | 0.00262 | 0.00248 | 0.00179 |
|              | Y | 0.00300 | 0.00327 | 0.00360 | 0.00356 | 0.00350 | 0.00318 | 0.00292 | 0.00269 | 0.00228 |
| PISCO NS     | X | 0.00205 | 0.00213 | 0.00199 | 0.00205 | 0.00210 | 0.00188 | 0.00154 | 0.00123 | 0.00086 |
|              | Y | 0.00299 | 0.00309 | 0.00323 | 0.00315 | 0.00300 | 0.00269 | 0.00235 | 0.00201 | 0.00170 |
| TOCOPILLA NS | X | 0.00229 | 0.00245 | 0.00231 | 0.00220 | 0.00217 | 0.00201 | 0.00190 | 0.00168 | 0.00131 |
|              | Y | 0.00288 | 0.00303 | 0.00322 | 0.00315 | 0.00313 | 0.00295 | 0.00260 | 0.00239 | 0.00204 |
| MAIPÚ NS     | X | 0.00237 | 0.00243 | 0.00226 | 0.00224 | 0.00241 | 0.00231 | 0.00201 | 0.00156 | 0.00105 |
|              | Y | 0.00269 | 0.00272 | 0.00329 | 0.00334 | 0.00345 | 0.00347 | 0.00329 | 0.00290 | 0.00240 |
| PROMEDIO X   |   | 0.00222 | 0.00236 | 0.00224 | 0.00215 | 0.00220 | 0.00216 | 0.00203 | 0.00173 | 0.00122 |
| PROMEDIO Y   |   | 0.00283 | 0.00304 | 0.00337 | 0.00333 | 0.00328 | 0.00306 | 0.00276 | 0.00243 | 0.00204 |

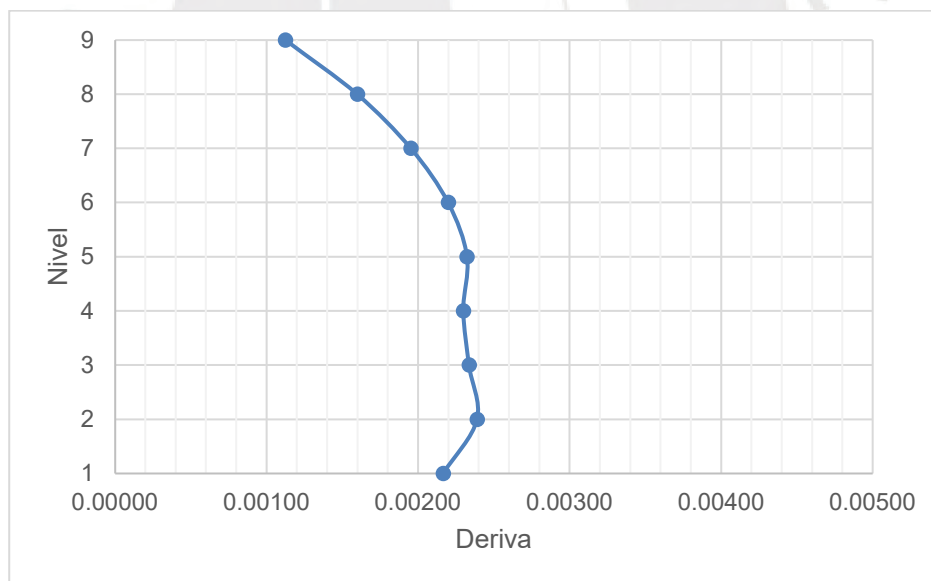
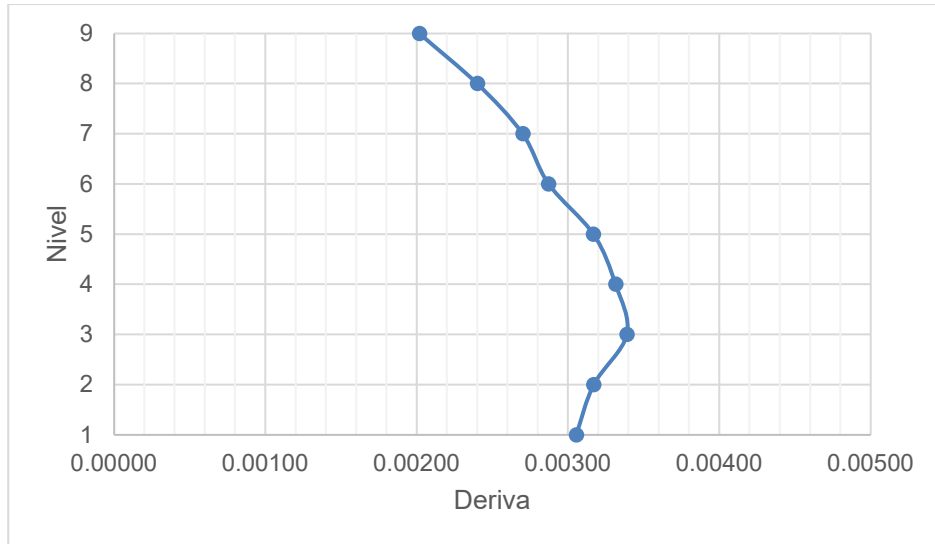


Figura 60 Derivas dirección X análisis tiempo – historia NS. Fuente: Elaboración propia, 2024



**Figura 61** Derivas dirección Y análisis tiempo – historia NS. Fuente: Elaboración propia, 2024

El análisis de tiempo-historia de las derivas muestra que todas las derivas promedio obtenidas para los 7 registros sísmicos en cada nivel están por debajo del límite normativo de 0.005. Esto indica que la estructura cumple con los requisitos de desplazamiento lateral establecidos por la normativa, asegurando que las deformaciones relativas entre pisos se mantengan dentro de límites seguros durante los eventos sísmicos considerados.

### 5.5.3. ACELERACIONES

A continuación, se presentan dos tablas comparativas que muestran las aceleraciones obtenidas a partir del análisis tiempo-historia para siete registros sísmicos diferentes. Estas tablas incluyen las aceleraciones en las direcciones X e Y para cada nivel de la estructura.

**Tabla 74** Aceleraciones dirección EW del análisis tiempo – historia. Fuente: Elaboración propia, 2024

| CASO \ NIVEL              | AI SLADO | 1    | 2    | 3    | 4    | 5    | 6    | 7    | 8    | 9    |
|---------------------------|----------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| <b>REG LIMA 1974 EW X</b> | 2.97     | 3.16 | 2.72 | 3.09 | 2.46 | 2.09 | 2.27 | 2.34 | 3.25 | 4.31 |
| <b>REG LIMA 1974 EW Y</b> | 3.46     | 3.13 | 2.79 | 2.37 | 1.99 | 2.37 | 2.06 | 2.36 | 3.10 | 4.95 |
| <b>REG LIMA 1970 EW X</b> | 4.23     | 3.86 | 3.39 | 2.45 | 2.49 | 2.28 | 2.44 | 2.98 | 3.43 | 5.16 |
| <b>REG LIMA 1970 EW Y</b> | 4.00     | 2.92 | 2.66 | 2.50 | 2.12 | 2.12 | 2.28 | 3.31 | 3.20 | 3.80 |
| <b>REG MOQUEGUA EW X</b>  | 3.69     | 3.42 | 2.88 | 2.75 | 2.40 | 2.37 | 2.16 | 2.45 | 3.31 | 4.21 |

|                           |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
|---------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| <b>REG MOQUEGUA EW Y</b>  | 3.52 | 2.91 | 2.31 | 1.81 | 2.08 | 2.00 | 1.97 | 2.45 | 2.89 | 3.98 |
| <b>REG PICA EW X</b>      | 8.34 | 6.50 | 4.01 | 4.48 | 6.64 | 7.08 | 5.42 | 3.76 | 5.42 | 8.76 |
| <b>REG PICA EW Y</b>      | 6.98 | 4.23 | 3.62 | 3.81 | 5.38 | 5.43 | 4.99 | 3.78 | 3.85 | 7.44 |
| <b>REG PISCO EW X</b>     | 2.36 | 2.12 | 1.95 | 1.94 | 1.79 | 1.73 | 1.82 | 2.07 | 2.28 | 3.15 |
| <b>REG PISCO EW Y</b>     | 2.47 | 2.11 | 1.92 | 1.97 | 1.89 | 1.49 | 1.62 | 1.83 | 2.03 | 2.30 |
| <b>REG TOCOPILLA EW X</b> | 5.22 | 4.90 | 4.02 | 4.44 | 3.72 | 4.56 | 4.55 | 3.98 | 3.10 | 6.17 |
| <b>REG TOCOPILLA EW Y</b> | 7.18 | 3.93 | 3.28 | 3.27 | 4.36 | 4.78 | 4.05 | 3.08 | 3.66 | 6.84 |
| <b>REG MAIPU EW X</b>     | 3.18 | 2.86 | 2.30 | 2.21 | 1.98 | 1.62 | 1.83 | 2.37 | 3.00 | 3.56 |
| <b>REG MAIPU EW Y</b>     | 3.70 | 3.26 | 2.80 | 2.19 | 1.58 | 1.42 | 1.56 | 2.26 | 3.67 | 4.93 |
| <b>PROMEDIO X</b>         | 4.28 | 3.83 | 3.04 | 3.05 | 3.07 | 3.11 | 2.92 | 2.85 | 3.40 | 5.04 |
| <b>PROMEDIO Y</b>         | 4.47 | 3.21 | 2.77 | 2.56 | 2.77 | 2.80 | 2.65 | 2.73 | 3.20 | 4.89 |

*Tabla 75 Aceleraciones dirección NS del análisis tiempo – historia. Fuente: Elaboración propia, 2024*

| <b>CASO \ NIVEL</b>       | <b>AISLADO</b> | <b>1</b> | <b>2</b> | <b>3</b> | <b>4</b> | <b>5</b> | <b>6</b> | <b>7</b> | <b>8</b> | <b>9</b> |
|---------------------------|----------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| <b>REG LIMA 1974 NS X</b> | 3.36           | 3.48     | 3.02     | 2.66     | 2.23     | 2.12     | 2.38     | 2.88     | 3.15     | 3.83     |
| <b>REG LIMA 1974 NS Y</b> | 4.21           | 2.97     | 2.84     | 2.54     | 2.72     | 2.82     | 2.91     | 2.80     | 3.13     | 5.20     |
| <b>REG LIMA 1970 NS X</b> | 3.86           | 3.48     | 2.59     | 2.62     | 2.63     | 2.73     | 2.87     | 2.83     | 3.13     | 3.86     |
| <b>REG LIMA 1970 NS Y</b> | 4.50           | 3.09     | 2.89     | 2.54     | 2.46     | 2.71     | 2.58     | 2.40     | 3.03     | 5.14     |
| <b>REG MOQUEGUA NS X</b>  | 2.91           | 2.76     | 2.39     | 1.82     | 1.82     | 1.78     | 1.79     | 2.36     | 2.96     | 3.46     |

|                   |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
|-------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| REG MOQUEGUANS Y  | 3.03 | 2.91 | 2.59 | 2.12 | 2.21 | 2.20 | 2.07 | 2.05 | 2.93 | 3.71 |
| REG PICANS X      | 5.77 | 4.41 | 3.16 | 4.05 | 5.04 | 5.15 | 4.41 | 3.72 | 3.79 | 6.46 |
| REG PICANS Y      | 6.55 | 4.90 | 3.97 | 3.74 | 4.58 | 4.74 | 4.27 | 3.13 | 3.98 | 6.81 |
| REG PISCO NS X    | 2.45 | 2.28 | 1.98 | 1.84 | 1.95 | 1.73 | 1.69 | 1.80 | 2.32 | 2.86 |
| REG PISCO NS Y    | 3.25 | 2.79 | 2.24 | 1.92 | 1.80 | 1.65 | 1.79 | 1.99 | 2.83 | 3.76 |
| REG TOCOPILLANS X | 4.72 | 3.51 | 3.08 | 3.14 | 2.90 | 3.73 | 4.02 | 2.83 | 2.94 | 6.02 |
| REG TOCOPILLANS Y | 6.43 | 3.48 | 3.55 | 3.31 | 3.71 | 3.32 | 3.81 | 4.16 | 4.05 | 6.98 |
| REG MAIPUN X      | 3.60 | 3.24 | 3.04 | 2.84 | 2.17 | 1.40 | 2.38 | 3.08 | 3.34 | 4.19 |
| REG MAIPUN Y      | 3.89 | 3.17 | 2.50 | 1.94 | 1.88 | 1.91 | 1.71 | 2.10 | 2.99 | 4.11 |
| PROMEDIO X        | 3.81 | 3.31 | 2.75 | 2.71 | 2.68 | 2.66 | 2.79 | 2.78 | 3.09 | 4.38 |
| PROMEDIO Y        | 4.55 | 3.33 | 2.94 | 2.59 | 2.77 | 2.76 | 2.74 | 2.66 | 3.28 | 5.10 |

Las aceleraciones obtenidas del análisis tiempo-historia para una estructura con código moderado (Moderate-Code) se comparan favorablemente con los umbrales de daño para componentes no estructurales sensibles a la aceleración. La mayoría de los niveles muestran aceleraciones que indican daño leve a moderado, con excepción del nivel 9, donde las aceleraciones sugieren que podría haber un mayor riesgo de daño moderado a extenso para los componentes no estructurales.

#### 5.5.4. DESPLAZAMIENTOS

Para el caso de los desplazamientos máximo se utilizó los registros compatibilizados con el límite inferior, ya que en este caso es donde se obtienen los casos más críticos de desplazamientos.

*Tabla 76 Desplazamientos máximos dirección EW del tiempo – historia. Fuente: Elaboración propia, 2024*

| REGISTROS | NIVEL | INTERFAZ AISL. | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
|-----------|-------|----------------|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
|           |       |                |   |   |   |   |   |   |   |   |   |

|                         |               |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|-------------------------|---------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| <b>REG_LIMA 1974 EW</b> | Máx. de X (m) | 0.229 | 0.232 | 0.235 | 0.237 | 0.238 | 0.240 | 0.244 | 0.248 | 0.251 | 0.253 |
|                         | Máx. de Y (m) | 0.363 | 0.370 | 0.373 | 0.376 | 0.379 | 0.383 | 0.388 | 0.391 | 0.394 | 0.397 |
| <b>REG_LIMA EW</b>      | Máx. de X (m) | 0.321 | 0.325 | 0.328 | 0.330 | 0.330 | 0.329 | 0.329 | 0.332 | 0.335 | 0.337 |
|                         | Máx. de Y (m) | 0.332 | 0.336 | 0.339 | 0.340 | 0.340 | 0.342 | 0.343 | 0.345 | 0.346 | 0.347 |
| <b>REG_MOQUEGUA EW</b>  | Máx. de X (m) | 0.195 | 0.198 | 0.201 | 0.203 | 0.205 | 0.206 | 0.206 | 0.207 | 0.207 | 0.207 |
|                         | Máx. de Y (m) | 0.235 | 0.238 | 0.240 | 0.241 | 0.241 | 0.243 | 0.244 | 0.246 | 0.248 | 0.249 |
| <b>REG_PICA EW</b>      | Máx. de X (m) | 0.210 | 0.215 | 0.219 | 0.223 | 0.226 | 0.228 | 0.229 | 0.231 | 0.232 | 0.233 |
|                         | Máx. de Y (m) | 0.304 | 0.312 | 0.320 | 0.328 | 0.336 | 0.344 | 0.350 | 0.356 | 0.360 | 0.365 |
| <b>REG_PISCO EW</b>     | Máx. de X (m) | 0.189 | 0.193 | 0.197 | 0.200 | 0.202 | 0.204 | 0.206 | 0.207 | 0.208 | 0.209 |
|                         | Máx. de Y (m) | 0.256 | 0.260 | 0.262 | 0.267 | 0.275 | 0.283 | 0.290 | 0.296 | 0.300 | 0.305 |
| <b>REG_TOCOPILLA EW</b> | Máx. de X (m) | 0.220 | 0.224 | 0.228 | 0.232 | 0.235 | 0.237 | 0.240 | 0.241 | 0.242 | 0.243 |
|                         | Máx. de Y (m) | 0.280 | 0.285 | 0.288 | 0.290 | 0.292 | 0.295 | 0.298 | 0.301 | 0.304 | 0.305 |
| <b>REG_MAIPU EW</b>     | Máx. de X (m) | 0.209 | 0.213 | 0.217 | 0.222 | 0.225 | 0.229 | 0.232 | 0.235 | 0.237 | 0.238 |
|                         | Máx. de Y (m) | 0.226 | 0.232 | 0.237 | 0.243 | 0.248 | 0.252 | 0.255 | 0.258 | 0.260 | 0.263 |
| <b>PROMEDIO</b>         | Máx. de X (m) | 0.225 | 0.229 | 0.232 | 0.235 | 0.237 | 0.239 | 0.241 | 0.243 | 0.245 | 0.246 |
|                         | Máx. de Y (m) | 0.285 | 0.290 | 0.294 | 0.298 | 0.302 | 0.306 | 0.310 | 0.313 | 0.316 | 0.319 |

**Tabla 77** Desplazamientos máximos dirección NS del tiempo – historia. Fuente: Elaboración propia, 2024

| NIVEL            |               | INTERFAZ AISL. | 1     | 2     | 3     | 4     | 5     | 6     | 7     | 8     | 9     |
|------------------|---------------|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| REGISTROS        |               |                |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
| REG_LIMA 1974 NS | Máx. de X (m) | 0.346          | 0.352 | 0.357 | 0.361 | 0.364 | 0.366 | 0.368 | 0.370 | 0.371 | 0.372 |
|                  | Máx. de Y (m) | 0.267          | 0.273 | 0.280 | 0.288 | 0.296 | 0.304 | 0.312 | 0.319 | 0.326 | 0.331 |
| REG_LIMA NS      | Máx. de X (m) | 0.279          | 0.284 | 0.288 | 0.292 | 0.295 | 0.299 | 0.301 | 0.304 | 0.305 | 0.306 |
|                  | Máx. de Y (m) | 0.326          | 0.330 | 0.332 | 0.333 | 0.335 | 0.337 | 0.339 | 0.339 | 0.339 | 0.341 |
| REG_MOQUEGUA NS  | Máx. de X (m) | 0.235          | 0.238 | 0.242 | 0.245 | 0.247 | 0.249 | 0.251 | 0.253 | 0.254 | 0.256 |
|                  | Máx. de Y (m) | 0.243          | 0.247 | 0.249 | 0.249 | 0.249 | 0.250 | 0.251 | 0.251 | 0.251 | 0.252 |
| REG_PICA NS      | Máx. de X (m) | 0.290          | 0.296 | 0.302 | 0.307 | 0.312 | 0.317 | 0.321 | 0.325 | 0.328 | 0.329 |
|                  | Máx. de Y (m) | 0.229          | 0.237 | 0.245 | 0.253 | 0.260 | 0.266 | 0.270 | 0.272 | 0.274 | 0.276 |
| REG_PISCO NS     | Máx. de X (m) | 0.252          | 0.256 | 0.260 | 0.264 | 0.267 | 0.270 | 0.273 | 0.276 | 0.278 | 0.279 |
|                  | Máx. de Y (m) | 0.191          | 0.197 | 0.203 | 0.210 | 0.217 | 0.222 | 0.227 | 0.231 | 0.235 | 0.238 |
| REG_TOCOPILLA NS | Máx. de X (m) | 0.216          | 0.220 | 0.223 | 0.226 | 0.229 | 0.232 | 0.234 | 0.235 | 0.237 | 0.238 |
|                  | Máx. de Y (m) | 0.234          | 0.241 | 0.248 | 0.256 | 0.264 | 0.270 | 0.275 | 0.280 | 0.284 | 0.287 |
| REG_MAIPU NS     | Máx. de X (m) | 0.230          | 0.234 | 0.237 | 0.240 | 0.242 | 0.244 | 0.246 | 0.247 | 0.248 | 0.249 |
|                  | Máx. de Y (m) | 0.231          | 0.238 | 0.246 | 0.254 | 0.262 | 0.269 | 0.275 | 0.280 | 0.285 | 0.289 |
| PROMEDIO         | Máx. de X (m) | 0.264          | 0.269 | 0.273 | 0.276 | 0.280 | 0.282 | 0.285 | 0.287 | 0.289 | 0.290 |
|                  | Máx. de Y (m) | 0.246          | 0.252 | 0.258 | 0.263 | 0.269 | 0.274 | 0.278 | 0.282 | 0.285 | 0.288 |

## 5.6. DISEÑO ESTRUCTURAL

El diseño estructural se realizará para columnas, vigas y nudos de acuerdo a la E.060. Además, se incluyen las combinaciones de cargas que influyen debido al aislamiento sísmico como los momentos de segundo orden P-Delta.

### 5.6.1. DISEÑO DE COLUMNAS

A continuación, se presentarán las verificaciones correspondientes, incluyendo el diagrama de interacción, flexión biaxial, flexocompresión y capacidad, para asegurar que las columnas cumplan con los requisitos de diseño y seguridad estructural establecidos.

**Tabla 78** Características de la sección de columna empleada. Fuente: Elaboración propia, 2024

| Sección |      |                    |
|---------|------|--------------------|
| b       | 50   | cm                 |
| h       | 100  | cm                 |
| f'c     | 350  | kg/cm <sup>2</sup> |
| fy      | 4200 | kg/cm <sup>2</sup> |
| hn      | 3    | m                  |
| d       | 93   | cm                 |
| d'      | 7    | cm                 |
| φ       | 0.85 | -                  |

#### 5.6.1.1. COMBINACIÓN DE CARGA EN LA COLUMNA

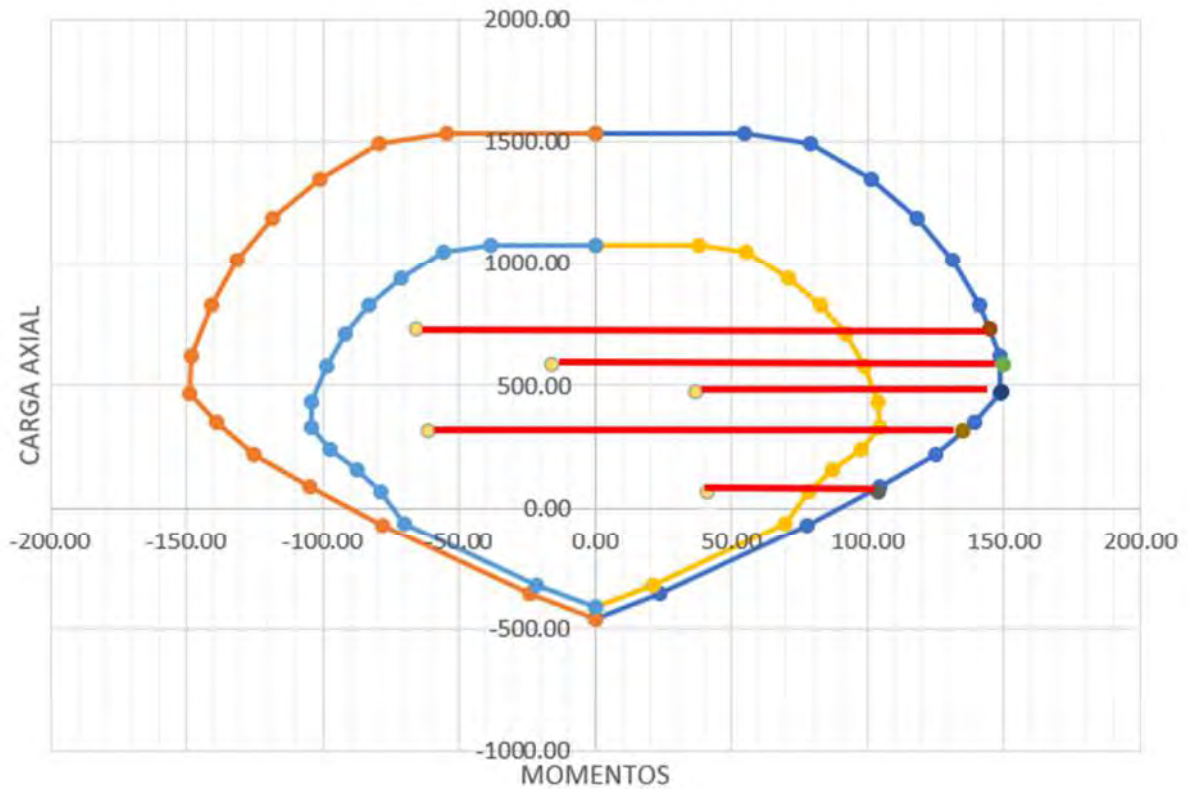
A continuación, se muestran las combinaciones solicitadas por la Norma E.060 para el diseño de columnas.

**Tabla 79** Combinaciones de carga de la columna irregular. Fuente: Elaboración propia, 2024

| Combinación                           | Pu (t) | Mu (t.m) | Mu (t.m) | Vu (t) | Vu (t) |
|---------------------------------------|--------|----------|----------|--------|--------|
| 1.4CM + 1.7CV                         | 585    | -21.31   | -1.64    | 0.00   | 0.00   |
| <b>SISMO X-X</b>                      |        |          |          |        |        |
| C1 = 1.25 D + 1.25 L + SX_SUPER + CSV | 493.7  | 33.3     | 14.1     | 11.3   | 8.3    |
| C1 = 1.25 D + 1.25 L - SX_SUPER + CSV | 714.2  | -79.5    | -17.3    | -13.4  | -17.5  |
| C2 = 0.9 D + SX_SUPER + CSV           | 80.7   | 48.9     | 15.4     | 12.4   | 10.7   |
| C2 = 0.9 D - SX_SUPER + CSV           | 301.2  | -63.9    | -16.1    | -12.6  | -14.6  |
| <b>SISMO Y-Y</b>                      |        |          |          |        |        |
| C1 = 1.25 D + 1.25 L + SY_SUPER + CSV | 478.9  | -13.0    | 32.1     | 13.1   | 25.8   |
| C1 = 1.25 D + 1.25 L - SY_SUPER + CSV | 729.0  | -33.2    | -35.3    | -15.6  | -35.0  |
| C2 = 0.9 D + SY_SUPER + CSV           | 65.9   | 2.6      | 33.3     | 13.3   | 28.7   |
| C2 = 0.9 D - SY_SUPER + CSV           | 316.0  | -17.6    | -34.1    | -14.4  | -32.1  |

### 5.6.1.2. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

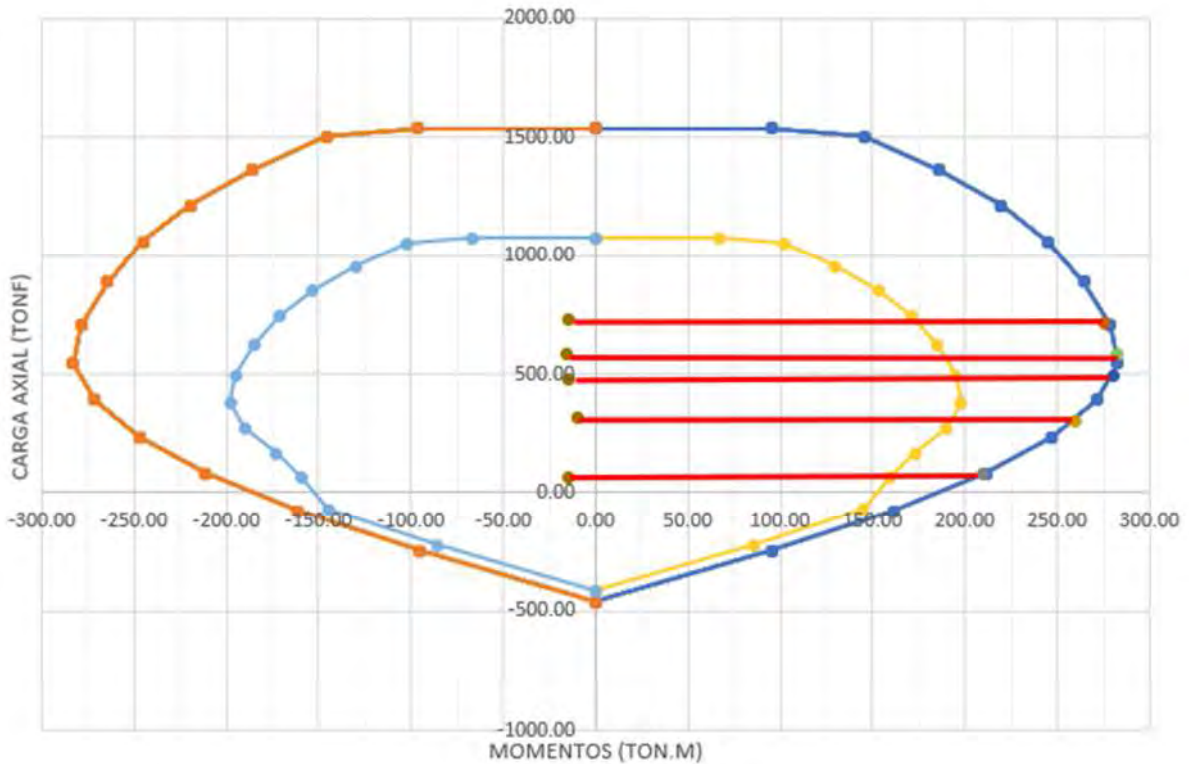
A continuación, se presenta el diagrama de interacción tanto para el eje local de la columna X-X como para el eje Y-Y.



**Figura 62** Diagrama de interacción eje local X-X Fuente: Elaboración propia, 2024

**Tabla 80** Momentos nominales eje local X-X. Fuente: Elaboración propia, 2024

| Casos                    | F (ton) | Mn (ton.m) |
|--------------------------|---------|------------|
| 1.4CM+1.7CV              | 585     | 150        |
| 1.25(CM+CV)+SY_SUPER+CSV | 479     | 149        |
| 1.25(CM+CV)-SY_SUPER+CSV | 729     | 145        |
| 0.9CM+SY_SUPER+CSV       | 66      | 104        |
| 0.9CM-SY_SUPER+CSV       | 316     | 135        |



**Figura 63** Diagrama de interacción eje local Y-Y. Fuente: Elaboración propia, 2024

**Tabla 81** Momentos nominales eje local Y-Y. Fuente: Elaboración propia, 2024

| Casos                    | F (ton) | Mn (ton.m) |
|--------------------------|---------|------------|
| 1.4CM+1.7CV              | 585     | 282        |
| 1.25(CM+CV)+SY_SUPER+CSV | 494     | 280        |
| 1.25(CM+CV)-SY_SUPER+CSV | 714     | 275        |
| 0.9CM+SY_SUPER+CSV       | 81      | 210        |
| 0.9CM-SY_SUPER+CSV       | 301     | 260        |

### 5.6.1.3. DISEÑO POR CAPACIDAD

A continuación, se detalla el diseño por capacidad de acuerdo al artículo 21.6.5 de la E.060

**Tabla 82** Fuerza cortante de diseño por capacidad eje local X-X. Fuente: Elaboración propia, 2024

| Vu                  |     |
|---------------------|-----|
| 1.25 (Mni+Mnf) / Ln | 150 |
|                     | 149 |
|                     | 145 |
|                     | 104 |

**Tabla 83** Fuerza cortante de diseño por capacidad eje local Y-Y. Fuente: Elaboración propia, 2024

| Vu                  |     |
|---------------------|-----|
| 1.25 (Mni+Mnf) / Ln | 282 |
|                     | 280 |

|  |     |
|--|-----|
|  | 275 |
|  | 210 |

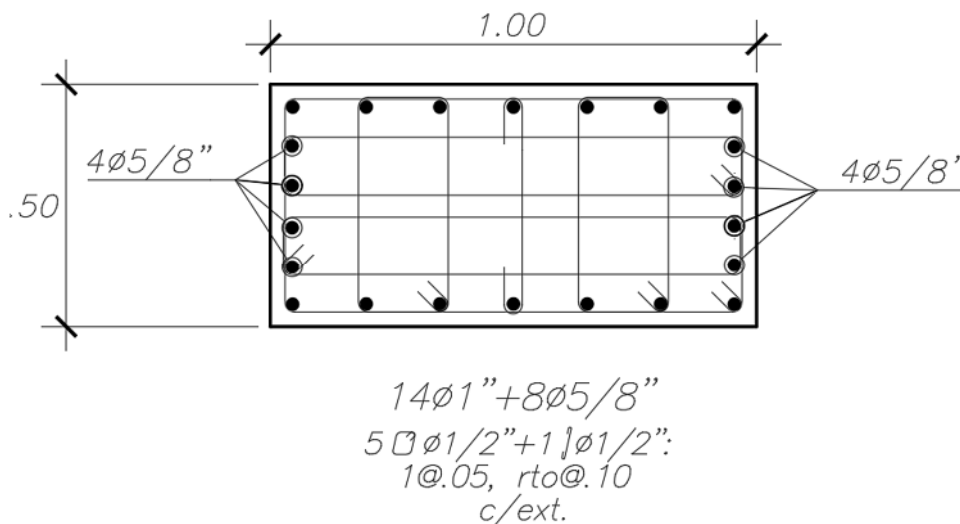
**Tabla 84** Separación de estribos por diseño por corte – capacidad eje local X-X. Fuente: Elaboración propia, 2024

| PU (ton) | Vu (ton) | $\phi V_c$ (ton) | Vs (ton) | S (cm) |
|----------|----------|------------------|----------|--------|
| 495      | 150.0    | 66.7             | -98.0    | 31     |
| 714      | 149.0    | 80.9             | -80.2    | 37     |
| 81       | 145.0    | 43.3             | -119.6   | 25     |
| 301      | 104.0    | 57.5             | -54.7    | 55     |

**Tabla 85** Separación de estribos por diseño por corte – capacidad eje local Y-Y. Fuente: Elaboración propia, 2024

| PU (ton) | Vu (ton) | $\phi V_c$ (ton) | Vs (ton) | S (cm) |
|----------|----------|------------------|----------|--------|
| 479      | 226      | 67.6             | -185.9   | 16     |
| 729      | 224      | 80.0             | -169.4   | 18     |
| 66       | 220      | 44.2             | -206.8   | 15     |
| 316      | 168      | 56.6             | -131.0   | 23     |

Armadura final para las columnas son 14 varillas de 1" + 8 varillas de 5/8" y estribos de 1/2" espaciados 1@.05 y rto@.10. La cuantía representativa es de 1.75%.



**Figura 64** Distribución de acero en la columna discontinua. Fuente: Elaboración propia, 2024

### 5.6.2. DISEÑO DE VIGAS

A continuación, se presenta los diagramas de momento en las vigas. Para el diseño se utilizará el momento último a la cara de la columna.

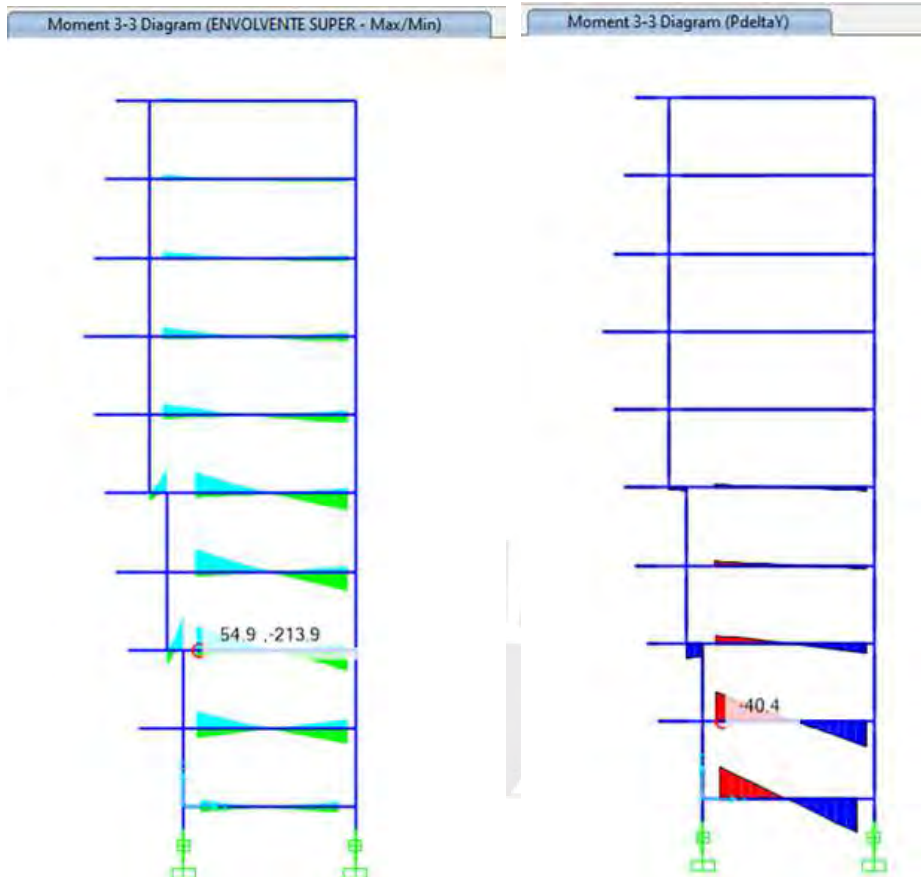


Figura 65 DMF – caso envolvente y P-delta. Fuente: Elaboración propia, 2024

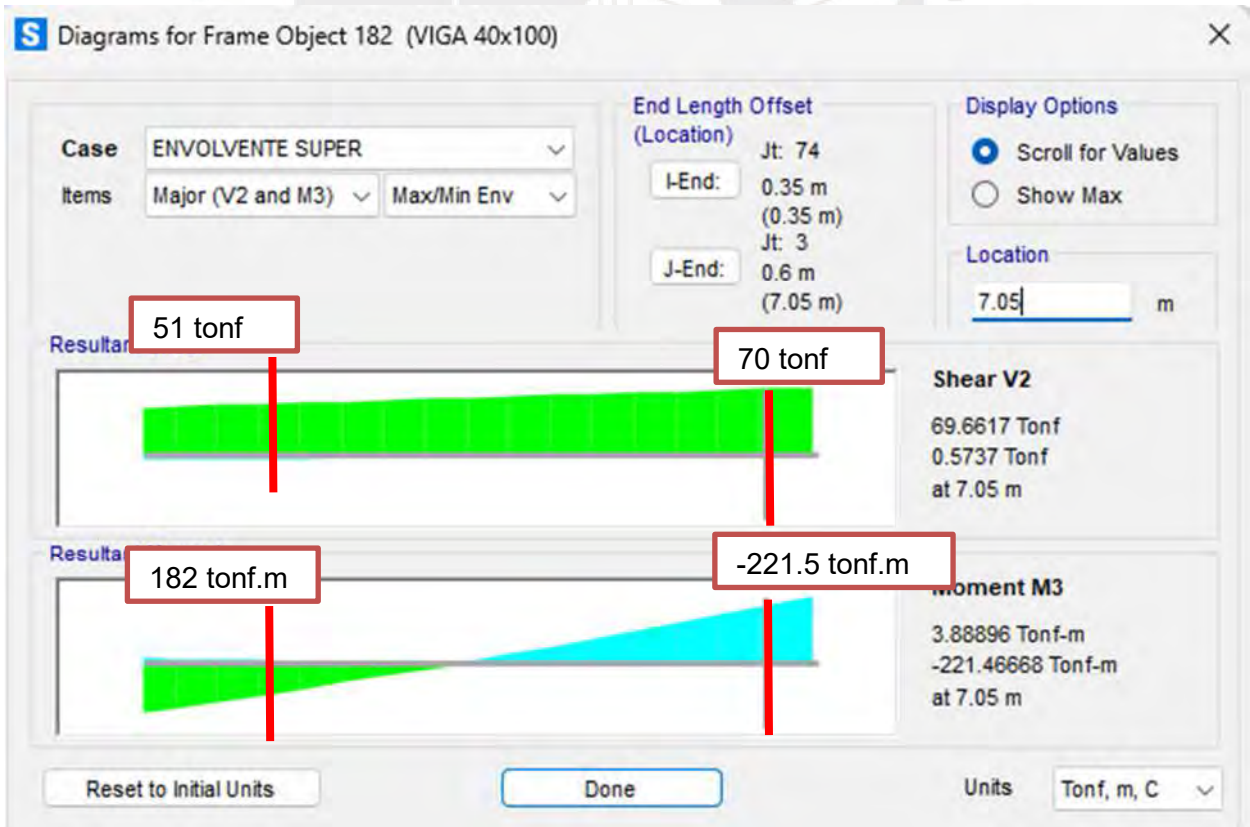


Figura 66 Momento en la viga a la cara en los extremos. Fuente: Elaboración propia, 2024

**Tabla 86** Resumen del diseño de la viga por flexión. Fuente: Elaboración propia, 2024

|                     |        |                               |       |
|---------------------|--------|-------------------------------|-------|
| <b>Mu (ton-m)</b>   | 221.47 | <b>Mu (ton-m)</b>             | 182.2 |
| <b>Peralte (cm)</b> | 100    | <b>Base (cm)</b>              | 40    |
| <b>Base(cm)</b>     | 40     | <b>Peralte (cm)</b>           | 100   |
| <b>d(cm)</b>        | 94.0   | <b>Rec. (cm)</b>              | 8.50  |
| <b>d''(cm)</b>      | 6.0    | <b>d (cm)</b>                 | 92    |
| <b>fy(kg/cm2)</b>   | 4200   | <b>fc (kg/cm<sup>2</sup>)</b> | 350   |
| <b>f'c(kg/cm2)</b>  | 350    | <b>Fy (kg/cm<sup>2</sup>)</b> | 4200  |
| <b>εc</b>           | 0.003  | <b>asmax (cm<sup>2</sup>)</b> | 91.47 |
| <b>εs</b>           | 0.0021 | <b>asmin (cm<sup>2</sup>)</b> | 11.41 |
| <b>A's(cm2)</b>     | 35.7   | <b>as (cm<sup>2</sup>)</b>    | 60.07 |
| <b>f's</b>          | 3756.2 |                               |       |
| <b>Atención f's</b> | 3756.2 |                               |       |
| <b>As(cm2)</b>      | 68.3   |                               |       |
| <b>C</b>            | 16.04  |                               |       |
| <b>β</b>            | 0.8001 |                               |       |
| <b>a</b>            | 12.8   |                               |       |
| <b>Mn</b>           | 251.80 |                               |       |
| <b>φMn</b>          | 226.62 |                               |       |

Se realizó directamente el diseño por capacidad debido a que los momentos nominales son considerables y la cortante de diseño es mayor que la cortante calculada en la envolvente.

**Tabla 87** Cálculo de la cortante de diseño. Fuente: Elaboración propia, 2024

| <b>Cortante por capacidad</b> |       |
|-------------------------------|-------|
| <b>Mn izq (ton-m)</b>         | 251.8 |
| <b>Mn der (ton-m)</b>         | 205.7 |
| <b>L (m)</b>                  | 6.85  |
| <b>Wm</b>                     | 1.8   |
| <b>Wv</b>                     | 1.6   |
| <b>Vu (ton)</b>               | 14.5  |
| <b>Vdiseño (ton)</b>          | 98    |

**Tabla 88** Resumen del diseño de la viga por cortante. Fuente: Elaboración propia, 2024



### 5.6.3. DISEÑO DEL NUDO COLUMNA – VIGA

A continuación, se presentan los criterios de diseño del nudo entre la columna y la viga, esto se realiza siguiendo los lineamientos de la norma E.060 para pórticos

#### 5.6.3.1. CONDICIÓN COLUMNA FUERTE – VIGA DÉBIL

El principio de "columna fuerte, viga débil" en diseño estructural asegura que, durante un terremoto, las vigas se deformen para absorber energía, mientras que las columnas se mantienen fuertes para prevenir el colapso del edificio.

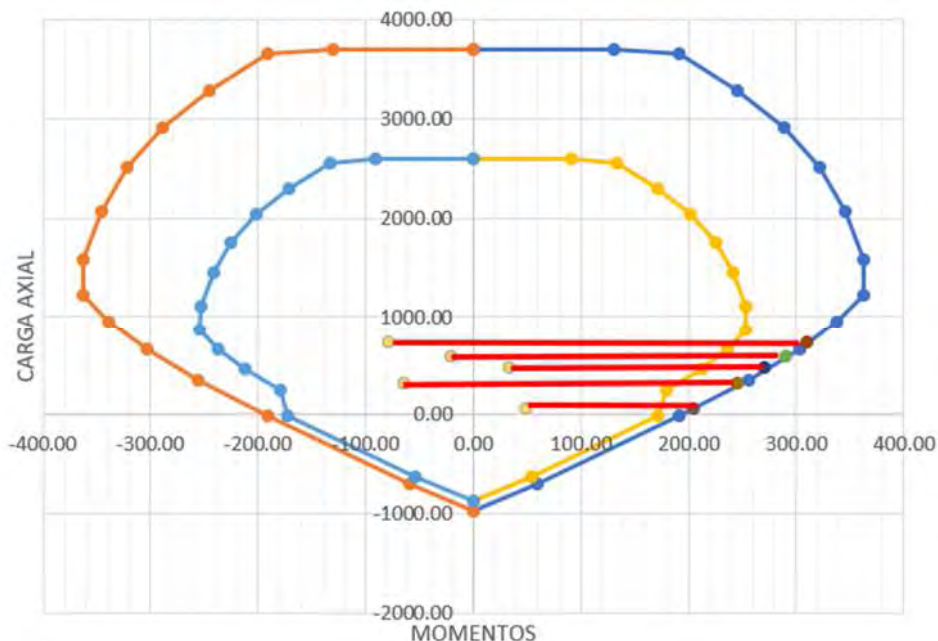
- Sumatoria de momentos nominales de la viga

$$Mn^- = 252 \text{ ton} \cdot m$$

$$\sum Mn \cdot 1.2 = (Mn^-) \cdot 1.2 = 302.4 \text{ ton} \cdot m$$

- Sumatoria de momentos nominales de elementos verticales inferior y superior.

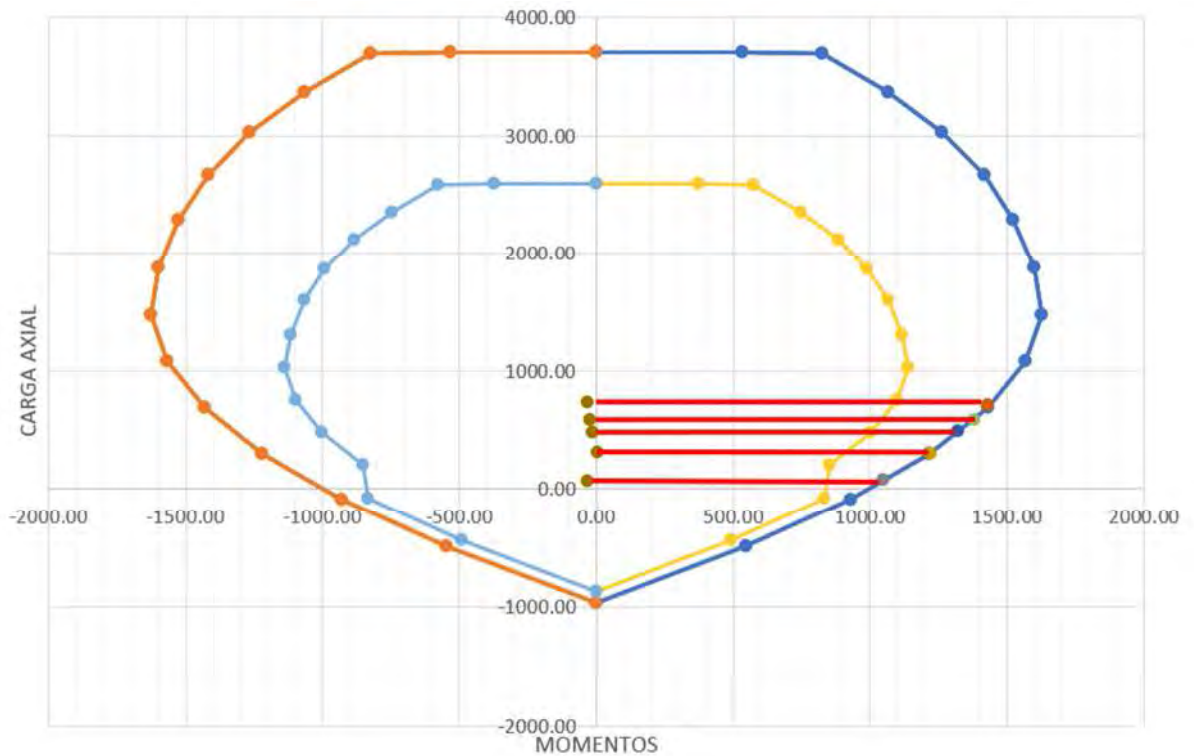
A continuación, se presenta el diagrama de iteración del elemento superior.



**Figura 69** Diagrama de interacción eje menor. Fuente: Elaboración propia, 2024

**Tabla 89** Momentos nominales eje menor. Fuente: Elaboración propia, 2024

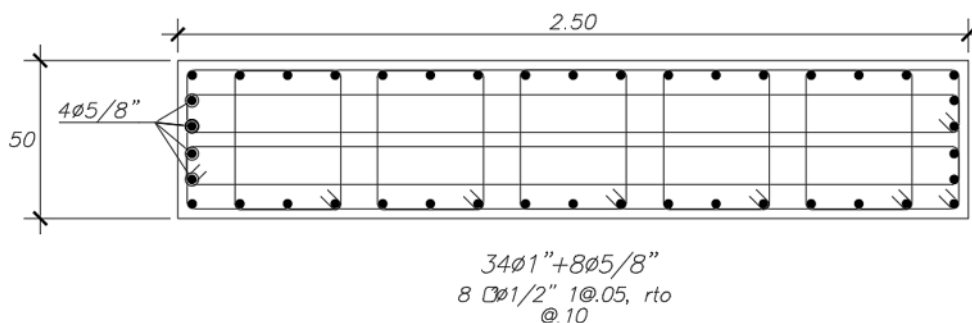
| Casos                    | F (ton) | Mn (ton.m) |
|--------------------------|---------|------------|
| 1.4CM+1.7CV              | 584     | 290        |
| 1.25(CM+CV)+SY_SUPER+CSV | 479     | 270        |
| 1.25(CM+CV)-SY_SUPER+CSV | 729     | 310        |
| 0.9CM+SY_SUPER+CSV       | 66      | 205        |
| 0.9CM-SY_SUPER+CSV       | 316     | 245        |



**Figura 70** Diagrama de interacción eje mayor. Fuente: Elaboración propia, 2024

**Tabla 90** Momentos nominales eje mayor. Fuente: Elaboración propia, 2024

| Casos                    | F (ton) | Mn (ton.m) |
|--------------------------|---------|------------|
| 1.4CM+1.7CV              | 585     | 1380       |
| 1.25(CM+CV)+SX_SUPER+CSV | 494     | 1320       |
| 1.25(CM+CV)-SX_SUPER+CSV | 714     | 1430       |
| 0.9CM+SX_SUPER+CSV       | 81      | 1050       |
| 0.9CM-SX_SUPER+CSV       | 301     | 1220       |



**Figura 71** Distribución de acero en placa. Fuente: Elaboración propia, 2024

Para la sumatoria de momentos nominales, se considerarán los valores mínimos de  $M_n$  de los elementos verticales que convergen en el nudo, obtenidos a partir de la combinación de carga más desfavorable. Por ello, se tomará el  $M_n$  correspondiente a la sección de menor inercia, según lo indicado en la tabla 89 y en la tabla de momentos nominales del punto 5.6.1.

$$\sum Mn = 104 \text{ ton} \cdot m + 205 \text{ ton} \cdot m = 309 \text{ ton} \cdot m$$

### 5.6.3.2. VERIFICACIÓN DE RESISTENCIA AL CORTE DEL NUDO

Se procederá a verificar la resistencia al corte del nudo para asegurar que cumple con los requisitos estructurales y de seguridad necesarios bajo las condiciones de carga previstas.

A continuación, se calculará la fuerza cortante en el nudo.

$$T_1 = (13 \cdot 5.1 + 1 \cdot 2) \cdot 1.25 \cdot \frac{4200}{1000} = 358 \text{ tonf}$$

$$M_{pr} = 1.2 \cdot Mn = 315 \text{ tonf} \cdot m$$

$$V_h = 2 \cdot \frac{315}{(3.5 + 3.5)} = 90 \text{ tonf}$$

$$Vu = (As1) \cdot 1.25 \cdot \frac{fy}{1000} - Vh$$

$$Vu = (13 \cdot 5.1 + 2) \cdot 1.25 \cdot \frac{4200}{1000} - 90 = 269 \text{ tonf}$$

De acuerdo con el artículo 21.7.4.1, la resistencia a corte se define por la cantidad de caras que llegan al nudo, por lo que se está utilizando la ecuación donde existe contacto con 2 o 3 caras.

$$\phi Vc = \phi \cdot 4 \cdot A_j \cdot \sqrt{f'c} = 0.85 \cdot 4 \cdot 100 \cdot 50 \cdot \frac{\sqrt{350}}{1000} = 318 \text{ tonf}$$

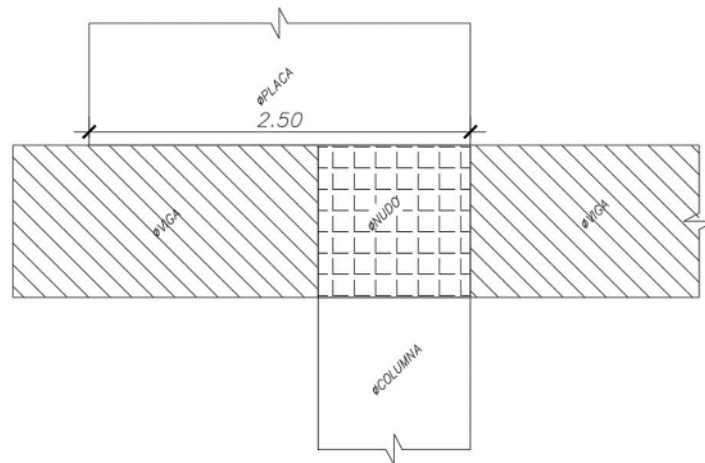
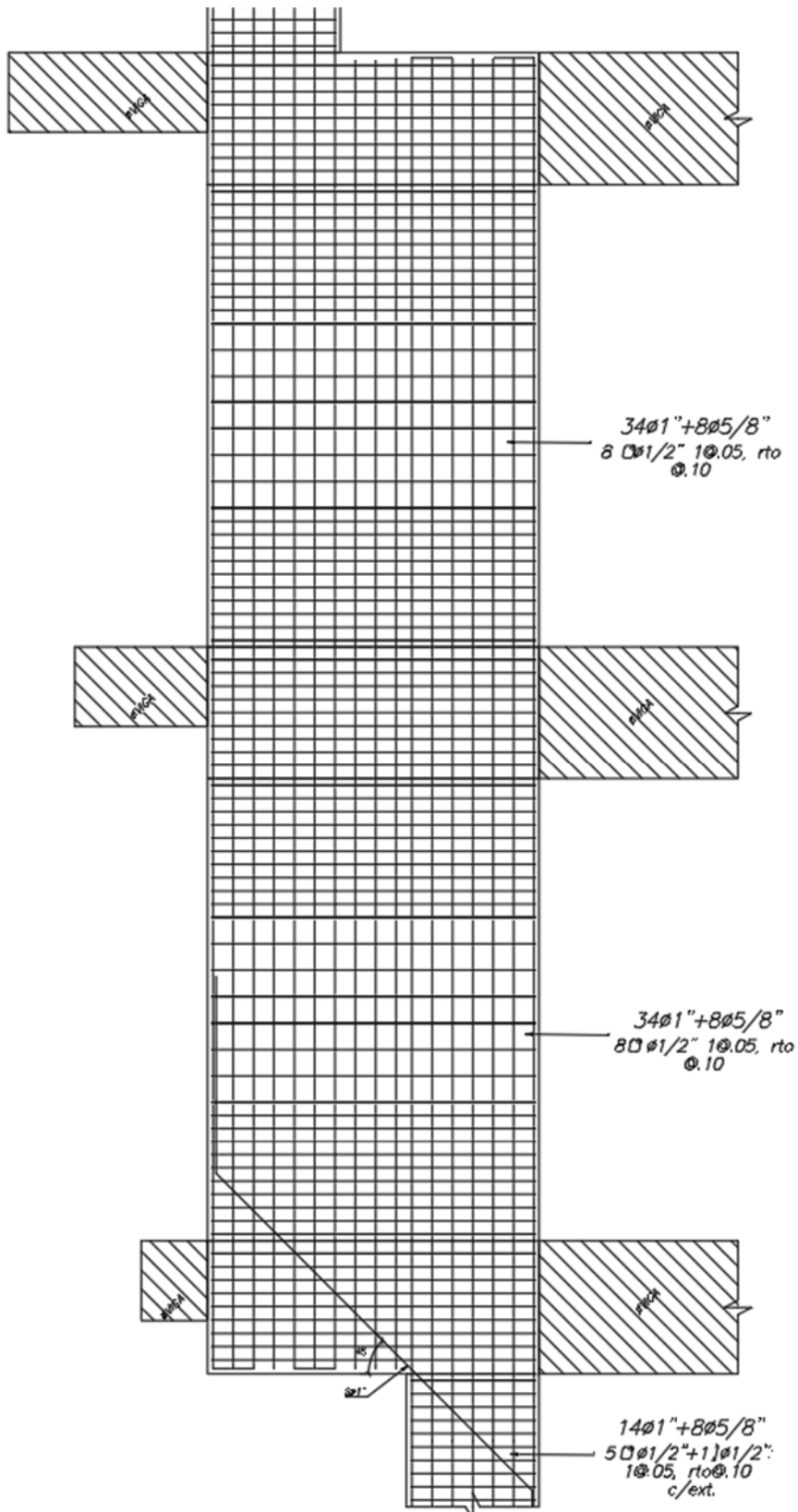


Figura 72 Elevación del nudo analizado. Fuente: Elaboración propia, 2024



**Figura 73** Vista en elevación de distribución de acero en columna discontinua. Fuente: Elaboración propia, 2024

## CAPÍTULO 6:

# COMPARACIÓN DE RESULTADOS

En este capítulo, se comparará los resultados obtenidos en cada análisis para ambas edificaciones, donde se evaluarán las derivas, desplazamientos, aceleraciones y armaduras de las edificaciones de base fija y aislada.

### 6.1. DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS

El análisis comparativo de los desplazamientos en las edificaciones de base fija y base aislada revela que las variaciones entre ambas configuraciones no son tan significativas. En la dirección X, la edificación de base fija presenta un desplazamiento de 40 cm, mientras que la edificación de base aislada muestra valores ligeramente menores: 31 cm para el análisis dinámico espectral y 30 cm para el análisis tiempo-historia. En la dirección Y, el desplazamiento es de 37 cm para la base fija, mientras que el desplazamiento es de 38 cm en el caso espectral y 32 cm en el caso del análisis tiempo-historia para la base aislada.

A pesar de estas diferencias, es importante señalar que, en el sistema de base aislada, los desplazamientos relativos de la superestructura son menores, y la mayor deformación se encuentra concentrada dentro del sistema de aislamiento. Específicamente, el sistema de aislamiento presenta deformaciones de 25 cm en la dirección X y 29 cm en la dirección Y para el caso dinámico espectral, y de 26.4 cm en la dirección X y 29.5 cm en la dirección Y para el caso tiempo-historia.

Este comportamiento evidencia que el sistema de aislamiento está absorbiendo gran parte de la energía sísmica, lo que reduce los desplazamientos de la superestructura. Este mecanismo es altamente deseable en el diseño sísmico, ya que permite que la estructura principal permanezca más estable, minimizando daños durante un evento sísmico al derivar las deformaciones significativas hacia el sistema de aislamiento.

**Tabla 91** Desplazamientos absolutos de la edificación de base fija y aislada. Fuente: Elaboración propia, 2024

| Análisis                         | Dirección X (cm) | Dirección Y (cm) |
|----------------------------------|------------------|------------------|
| Base fija                        | 40               | 37               |
| Base aislada (Espectral)         | 31               | 38               |
| Base aislada (tiempo – historia) | 30               | 32               |

**Tabla 92** Comparación derivas base fija SMC vs base aislada SMC caso X. Fuente:  
Elaboración propia, 2024

| Nivel | Base fija Espectral X | Base Aislada Espectral X | % Reducción |
|-------|-----------------------|--------------------------|-------------|
| 9     | 0.0073                | 0.0015                   | 79.50%      |
| 8     | 0.0090                | 0.0018                   | 80.00%      |
| 7     | 0.0108                | 0.0022                   | 79.60%      |
| 6     | 0.0124                | 0.0025                   | 79.80%      |
| 5     | 0.0140                | 0.0028                   | 80.00%      |
| 4     | 0.0143                | 0.0029                   | 79.70%      |
| 3     | 0.0144                | 0.0030                   | 79.20%      |
| 2     | 0.0136                | 0.0034                   | 75.00%      |
| 1     | 0.0084                | 0.0031                   | 63.10%      |

**Tabla 93** Comparación derivas base fija smc vs base aislada smc caso Y. Fuente:  
Elaboración propia, 2024

| Nivel | Base fija Espectral Y | Base Aislada Espectral Y | % Reducción |
|-------|-----------------------|--------------------------|-------------|
| 9     | 0.0036                | 0.0007                   | 80.60%      |
| 8     | 0.0061                | 0.0010                   | 83.60%      |
| 7     | 0.0090                | 0.0014                   | 84.40%      |
| 6     | 0.0153                | 0.0017                   | 88.90%      |
| 5     | 0.0168                | 0.0021                   | 87.50%      |
| 4     | 0.0159                | 0.0023                   | 85.50%      |
| 3     | 0.0156                | 0.0026                   | 83.30%      |
| 2     | 0.0155                | 0.0029                   | 81.30%      |
| 1     | 0.0111                | 0.0023                   | 79.30%      |

**Tabla 94** Comparación derivas base fija smc vs base aislada tiempo - historia caso X.  
Fuente: Elaboración propia, 2024

| Nivel | Base fija Espectral X | Base Aislada TH X | % Reducción |
|-------|-----------------------|-------------------|-------------|
| 9     | 0.0073                | 0.0022            | 69.60%      |
| 8     | 0.0090                | 0.0024            | 73.80%      |
| 7     | 0.0108                | 0.0022            | 79.30%      |
| 6     | 0.0124                | 0.0022            | 82.70%      |
| 5     | 0.0140                | 0.0020            | 84.30%      |
| 4     | 0.0143                | 0.0020            | 84.90%      |
| 3     | 0.0144                | 0.0020            | 85.90%      |
| 2     | 0.0136                | 0.0017            | 87.30%      |
| 1     | 0.0084                | 0.0012            | 85.50%      |

**Tabla 95** Comparación derivas base fija smc vs base aislada tiempo - historia caso Y.  
Fuente: Elaboración propia, 2024

| Nivel | Base fija Espectral Y | Base Aislada TH Y | % Reducción |
|-------|-----------------------|-------------------|-------------|
| 9     | 0.0036                | 0.0031            | 15.30%      |
| 8     | 0.0061                | 0.0032            | 48.00%      |
| 7     | 0.0090                | 0.0034            | 62.30%      |
| 6     | 0.0153                | 0.0033            | 78.40%      |
| 5     | 0.0168                | 0.0032            | 81.10%      |
| 4     | 0.0159                | 0.0029            | 81.90%      |
| 3     | 0.0156                | 0.0027            | 82.70%      |
| 2     | 0.0155                | 0.0024            | 84.50%      |
| 1     | 0.0111                | 0.0020            | 81.80%      |

En el caso espectral, las derivas en la dirección X de la estructura con base aislada representan entre el 20% y el 36.9% de las derivas de la base fija, destacando una disminución significativa en todos los niveles. De manera similar, en la dirección Y, las derivas de la base aislada equivalen a entre el 15% y el 20% de las de la base fija, lo que refuerza la efectividad del aislamiento en mitigar el desplazamiento relativo entre niveles.

En el análisis tiempo-historia, se observa un comportamiento similar. En la dirección X, las derivas de la base aislada representan entre el 12.7% y el 30.4% de las de la base fija, mostrando una reducción más pronunciada en los niveles inferiores. Sin embargo, en la dirección Y, aunque el aislamiento sigue siendo efectivo, su impacto es menor en los niveles superiores, donde las derivas de la base aislada alcanzan hasta el 84.7% de las de la base fija en el nivel 9. A medida que se desciende en altura, las derivas en la base aislada disminuyen progresivamente, destacando su mayor efectividad en niveles intermedios e inferiores.

## **6.2. ACELERACIONES**

En las tablas de las aceleraciones de entrepiso se muestra un claro contraste entre las edificaciones de base fija y aquellas con base aislada, destacando la significativa reducción de aceleraciones que se logra mediante el aislamiento sísmico. En el caso espectral, las aceleraciones en la base aislada son considerablemente menores que en la base fija. Por ejemplo, en el nivel 9, la aceleración en la dirección Y disminuye de 14.92 m/s<sup>2</sup> en la base fija a solo 2.03 m/s<sup>2</sup> en la base aislada, lo que representa una reducción del 86.4%. En el análisis tiempo-historia, las aceleraciones máximas en la base aislada alcanzan los 5.10 m/s<sup>2</sup> en la dirección Y, también significativamente menores que las de la base fija.

Esta reducción de aceleraciones no solo es evidente en magnitudes absolutas, sino también en la uniformidad de su distribución. En los niveles inferiores, las edificaciones de base aislada muestran una reducción más constante de las aceleraciones en comparación con las de base fija, donde las variaciones son más pronunciadas. Esto sugiere que el sistema de aislamiento sísmico actúa como un filtro

eficaz que distribuye las fuerzas sísmicas de manera equilibrada, mitigando las irregularidades propias de la estructura y garantizando mayor estabilidad.

Además, desde la perspectiva de la demanda en los elementos estructurales y no estructurales, las aceleraciones en la edificación de base fija superan ampliamente los valores establecidos por el manual de HAZUS para evitar daños moderados (7.36 m/s<sup>2</sup>). Esto implica un mayor riesgo de daño, especialmente en los elementos no estructurales. En contraste, las aceleraciones en la base aislada se encuentran dentro de un rango seguro (menores a 2.45 m/s<sup>2</sup>), lo que asegura una mayor protección y un menor riesgo de daños significativos.

El aislamiento sísmico, por lo tanto, demuestra su eficacia no solo en reducir las aceleraciones, sino también en mitigar los efectos de irregularidades estructurales. Al distribuir las fuerzas sísmicas de manera uniforme, se minimizan las concentraciones de fuerza en puntos específicos de la estructura, lo que contribuye a un desempeño más estable y seguro de la edificación en su conjunto. Este sistema no solo protege la integridad estructural, sino que también reduce la vulnerabilidad de los componentes no estructurales, asegurando un mejor desempeño ante eventos sísmicos.

**Tabla 96** Resumen comparativo aceleraciones de base fija y base aislada caso tiempo – historia. Fuente: Elaboración propia, 2024

| Nivel | Base fija<br>espectral<br>acc (m/s <sup>2</sup> ) | Base aislada<br>tiempo - historia<br>acc (m/s <sup>2</sup> ) | % Reducción |
|-------|---|--|-------------|
| 9     | 14.92   | 5.10   | 65.80%      |
| 8     | 9.84  | 3.28   | 66.70%      |
| 7     | 8.44  | 2.66   | 68.50%      |
| 6     | 8.92  | 2.74   | 69.30%      |
| 5     | 9.96  | 2.76   | 72.30%      |
| 4     | 10.64   | 2.77   | 74.00%      |
| 3     | 9.90  | 2.59   | 73.80%      |
| 2     | 10.11   | 2.94   | 70.90%      |
| 1     | 7.11  | 3.33   | 53.20%      |

**Tabla 97** Resumen comparativo aceleraciones de base fija y base aislada caso espectral. Fuente: Elaboración propia, 2024

| Nivel | Base fija<br>espectral<br>acc (m/s <sup>2</sup> ) | Base aislada<br>espectral acc<br>(m/s <sup>2</sup> ) | % Reducción |
|-------|---|--|-------------|
| 9     | 14.92   | 2.03   | 86.40%      |
| 8     | 9.84  | 1.90   | 80.70%      |
| 7     | 8.44  | 1.77   | 79.00%      |
| 6     | 8.92  | 1.68   | 81.20%      |
| 5     | 9.96  | 1.62   | 83.70%      |
| 4     | 10.64   | 1.59   | 85.10%      |

|   |       |      |        |
|---|-------|------|--------|
| 3 | 9.90  | 1.60 | 83.80% |
| 2 | 10.11 | 1.64 | 83.80% |
| 1 | 7.11  | 1.69 | 76.20% |

### 6.3. ESFUERZOS EN ZONAS LOCALES

Se observa en la siguiente tabla que el momento P-Delta generado en el edificio con base aislada es considerablemente inferior al del edificio con base fija, presentando una reducción del 77.4% del valor producido en este último. Esta reducción se atribuye al menor desplazamiento relativo entre niveles que presenta el edificio con base aislada, lo cual disminuye significativamente las demandas de segundo orden asociadas al efecto P-Delta.

**Tabla 98** Resumen comparativo de momento P-delta en base fija y base aislada. Fuente: Elaboración propia, 2024

| Caso         | Momento P-delta (tonf.m) |
|--------------|--------------------------|
| Base fija    | 15.50                    |
| Base aislada | 3.50                     |

En la siguiente tabla se detallan los esfuerzos en la zona donde ocurre el cambio de sección debido a la irregularidad estructural. Estos esfuerzos están influenciados, en parte, por la combinación de cargas muertas y vivas, las cuales generan un momento natural asociado a la excentricidad de las cargas debido a la forma de la sección. Este momento se produce de manera inherente como consecuencia de la configuración geométrica de la estructura.

Adicionalmente, se observa que los esfuerzos en el caso de base fija, son significativamente mayores al caso aislado. Esto demuestra que el sistema de base aislada contribuye a reducir los efectos de las cargas sísmicas en comparación con la base fija, mejorando la respuesta estructural frente a sismos.

Es importante destacar que, en el análisis del caso de base aislada, se emplea un factor de reducción  $R = 2$  para la superestructura. Además, dentro de las combinaciones de carga, se considera el sismo vertical, el cual representa un incremento adicional del 33.75% de la carga muerta. Este aporte, aunque significativo, es moderado por la reducción de los efectos dinámicos que proporciona el sistema de aislamiento, resultando en una disminución general de los esfuerzos. En consecuencia, la variación observada es significativa y reafirma la eficacia del aislamiento sísmico en el control de estos efectos.

**Tabla 99** Resumen comparativo esfuerzos en casos de base fija y base aislada. Fuente: Elaboración propia, 2024

| Caso      | Combinación       | Esfuerzo (ton/m2) |
|-----------|-------------------|-------------------|
| Base fija | 1.25 (CM+CV) + SY | 257               |

Se observó que el esfuerzo resultó en una reducción de 9.7% en el caso de base aislada, respecto al de base fija.

#### **6.4. DISEÑO ESTRUCTURAL**

De acuerdo a los diseños desarrollados en los acápites 4.5 y 5.6, se realiza una comparativa a nivel de comentarios en los elementos diseñados que serán desarrollados en los siguientes puntos.

##### **6.4.1. COMPARACIÓN DISEÑO DE VIGAS**

En la comparación de las vigas de dos edificaciones, una con base fija y otra con base aislada, no se observan diferencias significativas en la armadura. Ambas vigas presentan un diseño de refuerzo similar, utilizando estribos de  $\varnothing 1/2$ " espaciados a 0.10 metros. Esta disposición busca evitar falla por capacidad.

Sin embargo, en la edificación de base fija, la viga experimentará incursiones inelásticas debido a las altas fuerzas sísmica, lo que causa deformaciones plásticas y daños estructurales significativos. Las altas aceleraciones y esfuerzos concentrados hacen que esta estructura sea más propensa a sufrir daños severos en los elementos estructurales.

Por otro lado, en la edificación de base aislada, la viga mantendrá su comportamiento elástico gracias a la reducción de las aceleraciones y la distribución equilibrada de las fuerzas sísmicas proporcionada por el sistema de aislamiento. Esto asegura que la estructura de base aislada esté mejor protegida contra daños, manteniendo la integridad y durabilidad de los elementos estructurales incluso bajo condiciones sísmicas.

##### **6.4.2. COMPARACIÓN DISEÑO DE COLUMNA Y NUDO**

En el diseño estructural de columnas para edificios con distintas condiciones de apoyo, es fundamental analizar la cuantía de acero utilizada y su comportamiento frente a cargas sísmicas. En este caso, se comparan dos columnas de 50 cm x 100 cm, diseñadas para dos escenarios distintos: un edificio con base aislada y otro con base fija.

El análisis muestra que, en ambos casos, la cuantía de acero en las columnas es del 1.75%. Sin embargo, las sollicitaciones a las que están sometidas varían según el sistema estructural adoptado.

En el caso del edificio con base fija, las columnas experimentan mayores incursiones inelásticas debido a que la estructura disipa energía a través de deformaciones plásticas en los elementos verticales. Esto implica una mayor

demanda de ductilidad y una acumulación de daños estructurales con cada evento sísmico.

Por otro lado, en el edificio con base aislada, la estructura reduce significativamente los desplazamientos relativos entre pisos, lo que disminuye la demanda en las columnas y evita incursiones inelásticas. Aunque la cuantía de refuerzo sigue siendo la misma, el diseño prioriza mantener las columnas dentro del rango elástico, garantizando así un mejor desempeño estructural sin sufrir daños durante un evento sísmico.



## CAPÍTULO 7:

# CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este capítulo, se presentarán las conclusiones derivadas del análisis y diseño estructural realizado, resaltando los hallazgos más significativos y su impacto en la estabilidad y seguridad de la edificación. Asimismo, se proporcionarán recomendaciones prácticas y técnicas basadas en los resultados obtenidos, orientadas a mejorar el diseño y desempeño estructural. Estas recomendaciones incluirán sugerencias para futuras investigaciones y mejores prácticas para la implementación de los criterios estudiados. Este capítulo tiene como objetivo consolidar el conocimiento adquirido y ofrecer directrices claras para la aplicación efectiva de las soluciones propuestas.

### 7.1. CONCLUSIONES

- El análisis muestra que las edificaciones, que presentan irregularidad por discontinuidad de sistemas resistentes, con base aislada reducen significativamente las derivas respecto a las de base fija, concentrando las deformaciones en el sistema de aislamiento. En desplazamientos absolutos, las diferencias no son tan marcadas, pero las derivas de la base aislada se reducen en un 70% respecto al de base fija, según la dirección y el análisis.
- El sistema de aislamiento sísmico muestra una notable reducción en las aceleraciones absolutas en más del 70%, en la mayoría de casos, comparado con una de base fija, mejorando la seguridad estructural y protegiendo los componentes no estructurales del edificio. La uniformidad en la distribución de aceleraciones demuestra la fiabilidad del sistema de aislamiento en eventos sísmicos, mientras que las irregularidades en la de base fija resaltan la importancia de un diseño estructural continuo y sin discontinuidades para optimizar el desempeño sísmico.
- La reducción a 90% en los esfuerzos generados por la carga sísmica en el caso de base aislada, en comparación con el sistema de base fija, evidencia la capacidad del aislador para distribuir de manera más uniforme las fuerzas y limitar los efectos de segundo orden. Asimismo, el comportamiento observado en el modelo con base aislada resalta la capacidad del sistema para mejorar la respuesta estructural frente a combinaciones de carga, garantizando un desempeño más estable y seguro.

- El empleo de sistemas de aislamiento sísmico contribuye a la disminución de los resultados producidos por el efecto P-Delta, ya que, al haber un menor desplazamiento relativo entre los niveles de una edificación, disminuyen significativamente las demandas de segundo orden asociados a dicho efecto. Por su parte, en el caso de estudio se observó una disminución de 77.4% en el caso con base aislada, respecto al de base fija.
- Aunque en las armaduras de vigas, columnas y nudos no se observan diferencias muy significativas entre las estructuras de base fija y base aislada, el caso de base aislada presenta un mejor comportamiento estructural. Esto se debe a que las estructuras de base aislada tienden a comportarse elásticamente, mejorando su capacidad de resistir y disipar las fuerzas sísmicas de manera más eficiente, mientras que, el de base fija los elementos estructurales incursionan en el rango inelástico.

## **7.2. RECOMENDACIONES**

- La investigación actual aborda el nivel de desempeño de estructuras a través de las tablas de HAZUS; sin embargo, se recomienda realizar análisis no lineales estáticos (pushover) para obtener la curva de capacidad. Este enfoque permitirá una mejor comparativa en el rango de desempeño sísmico entre ambas edificaciones, proporcionando una evaluación más precisa y detallada de su comportamiento estructural bajo cargas sísmicas.
- En futuros estudios comparativos de aislamiento sísmico, es crucial incluir más irregularidades de altura para una evaluación más crítica del desempeño de estos sistemas. Esto permite obtener datos relevantes sobre su comportamiento en condiciones variadas, identificar vulnerabilidades específicas y desarrollar soluciones robustas, optimizar diseños ajustando parámetros, y apoyar la creación de normativas de construcción más seguras.
- Para futuras investigaciones, se recomienda realizar un diseño completo y detallado de todos los elementos estructurales y no estructurales. Este enfoque permitirá evaluar de manera integral las implicancias en los costos operativos iniciales, así como los costos de mantenimiento y los posibles gastos posteriores a una eventualidad sísmica. Estos gastos pueden incluir reparaciones estructurales y pérdidas de elementos arquitectónicos, equipos y otros bienes. Un análisis exhaustivo contribuirá a una mejor planificación y gestión de los recursos, asegurando la resiliencia y sostenibilidad de las edificaciones.

## BIBLIOGRAFÍA

Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2022). *Hazus Earthquake Model Technical Manual* (Version 5.1). obtenido de: <https://www.fema.gov/media-library/assets/documents/132652>

Naeim, F., & Kelly, J. M. (1999). *Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice*. John Wiley & Sons, Inc.

Whittaker, A. S., & Warn, G. P. (2000). *Property Modification Factors for Seismic Isolation Isolators*. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand.

Muñoz Peláez, A. (2020). *Comentarios a la Norma Peruana E.030 Diseño Sismorresistente*. Primera Edición. Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción – SENCICO.

Muñoz, A. (2022). *Respuesta inelástica de estructuras* [Curso Ingeniería Sismorresistente].

Higashi, J. (2022). *Diseño de nudos viga-columna* [Curso Concreto Armado 2].

Saing Consulting S.A.C. (2022). *Aislamiento Sísmico de Edificaciones - Fundamentos clave en análisis y diseño de edificios aislados*. (Edy Acuña Monteza, John Chiroque Paico, Luis Crisanto Rubio, Diego Taboada Saavedra, Autores; José Iván Gonzales Cruz, María Inés Castillo Aravena, Colaboradores). 1ª edición. Saing Consulting S.A.C., Lima. Hecho el Depósito Legal en la Biblioteca Nacional del Perú N° 2022-00031.

Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (SENCICO). (2020). *Norma E.031 Aislamiento Sísmico*. Primera edición digital. SENCICO, Lima. ISBN: 978-612-48427-1-9.

Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (SENCICO). (2020). *Norma E.030 Diseño Sismorresistente*. Primera edición digital. SENCICO, Lima. ISBN: 978-612-48427-0-2.

Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (SENCICO). (2020). *Norma E.060 Concreto Armado*. Primera edición digital. SENCICO, Lima. ISBN: 978-612-48427-2-6.

Korswagen Eguren, P. A., Arias Ricse, J. C., & Huaranga Huamán, P. G. (2011). *Análisis y diseño de estructuras con aisladores sísmicos en el Perú* [Tesis de licenciatura, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Repositorio Institucional PUCP.

Rojas Sarmiento, B. O. (2024). *Cálculo estructural de una edificación con aislamiento sísmico en el centro histórico de la ciudad de Cuenca* [Tesis de licenciatura, Universidad Politécnica Salesiana]. Repositorio Institucional UPS.

Kuroiwa, J. (2010). *Los sismos de Ancash (1970), Pisco (2007), Haití y Chile (2010) y el desarrollo sostenible del Perú*. Presentación en el Encuentro Económico – Región Ica, 13-14 de abril de 2010. Banco Central de Reserva del Perú. <https://www.bcrp.gob.pe/docs/Proyeccion-Institucional/Encuentros-Regionales/2010/Ica/EER-Ica-Julio-Kuroiwa.pdf>

FIP MEC S.r.l. (s.f.). *Dispositivos antisísmicos y antivibratorios*. Recuperado el 23 de enero de 2025, de <https://www.fipmec.it/es/products/dispositivos-antisismicos-y-antivibratorios/>

Cevallos, J. (2016). *Respuesta en el tiempo de bloque estructural 3 con aisladores FPT de UFA-ESPE ante sismos interplaca tipo thrust: Time response analysis for structural block 3 of UFA-ESPE building using FPT insulator*. ResearchGate. <https://www.researchgate.net/publication/303681609>

Alva Hurtado, J. (s.f.). *Redes acelerográficas: Caso de estudio en Cusco*. Recuperado de <https://www.jorgealvahurtado.com/files/8.RedesAcelerograficasCuscoCorta.pdf>

CISMID. (s.f.). *Efemérides sísmica: El gran terremoto de Áncash, 31-05-1970*. Recuperado de <https://www.cismid.uni.edu.pe/efemeridessismica-el-gran-terremoto-de-ancash-31-05-1970/>

Centro Sismológico Nacional. (s.f.). *Efemérides sísmicas: Terremoto de Tocopilla 2007*. Recuperado de <http://www.csn.uchile.cl/efemerides-sismicas-terremoto-de-tocopilla-2007/>

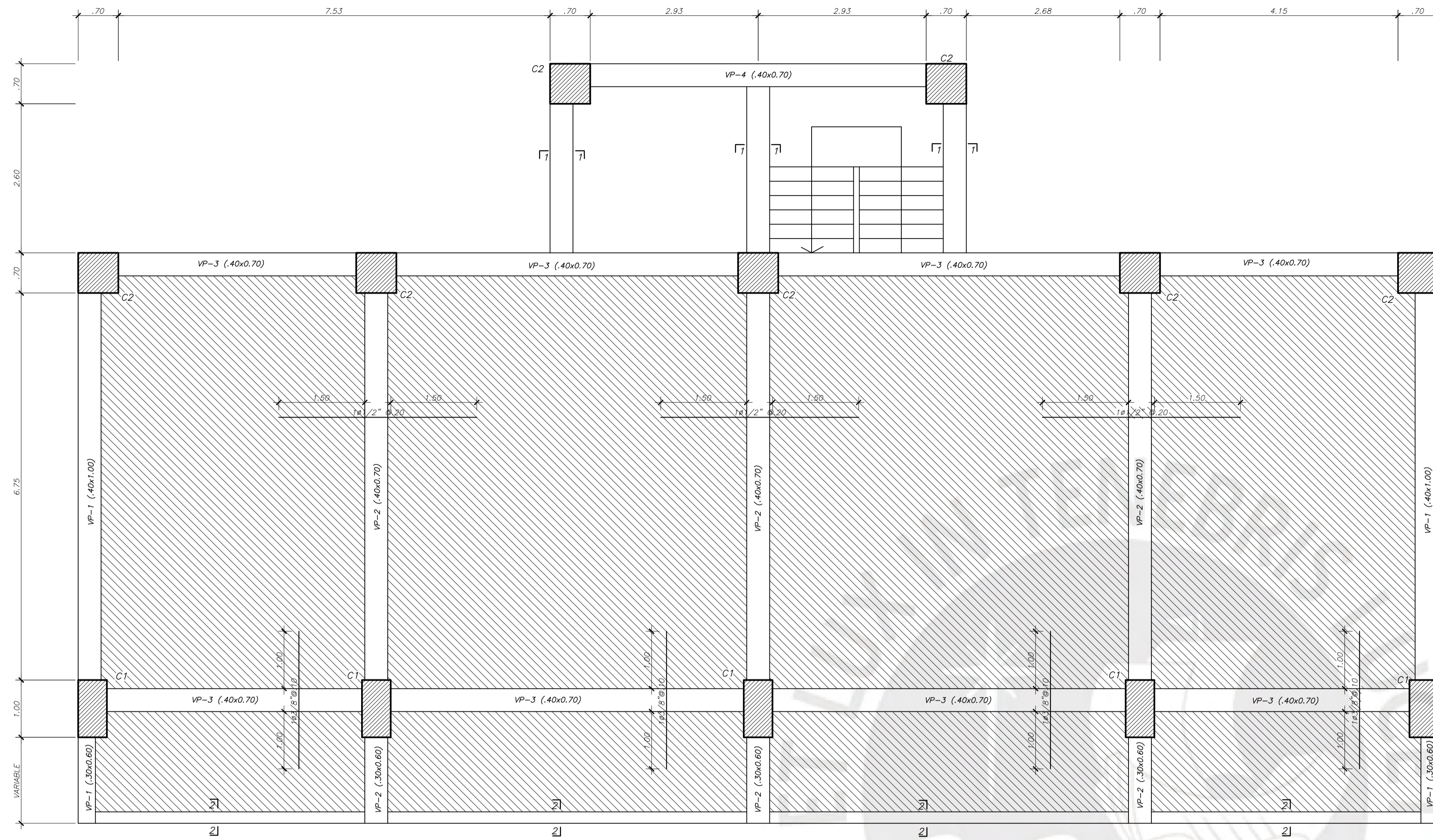
Centro Sismológico Nacional. (s.f.). *Efemérides sísmicas: Terremoto de Tarapacá 2005*. Recuperado de <http://www.csn.uchile.cl/efemerides-sismicas-terremoto-de-tarapaca-2005/#:~:text=El%2013%20de%20junio%20del,el%20norte%20grande%20de%20Chile>

Centro Sismológico Nacional. (s.f.). *Efemérides sísmicas: Terremoto del Maule 2010*. Recuperado de <http://www.csn.uchile.cl/efemerides-sismicas-terremoto-del-maule-2010/>

Ministerio de Educación de Chile. (s.f.). *Terremoto 27F*. Recuperado el 23 de enero de 2025, de <https://emergenciaydesastres.mineduc.cl/terremoto-27f/>

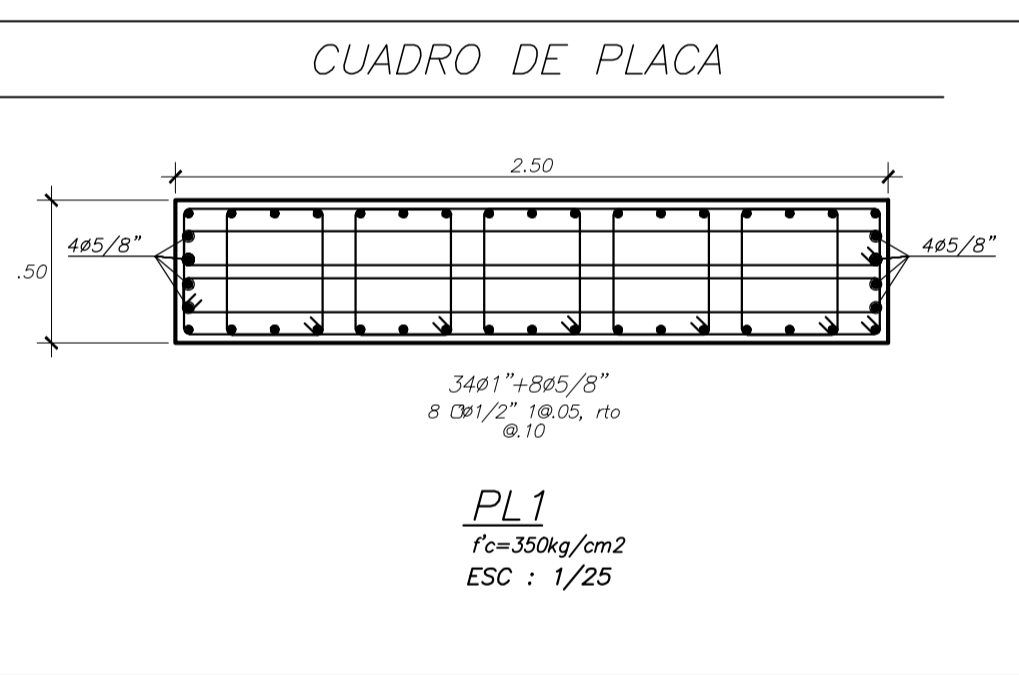
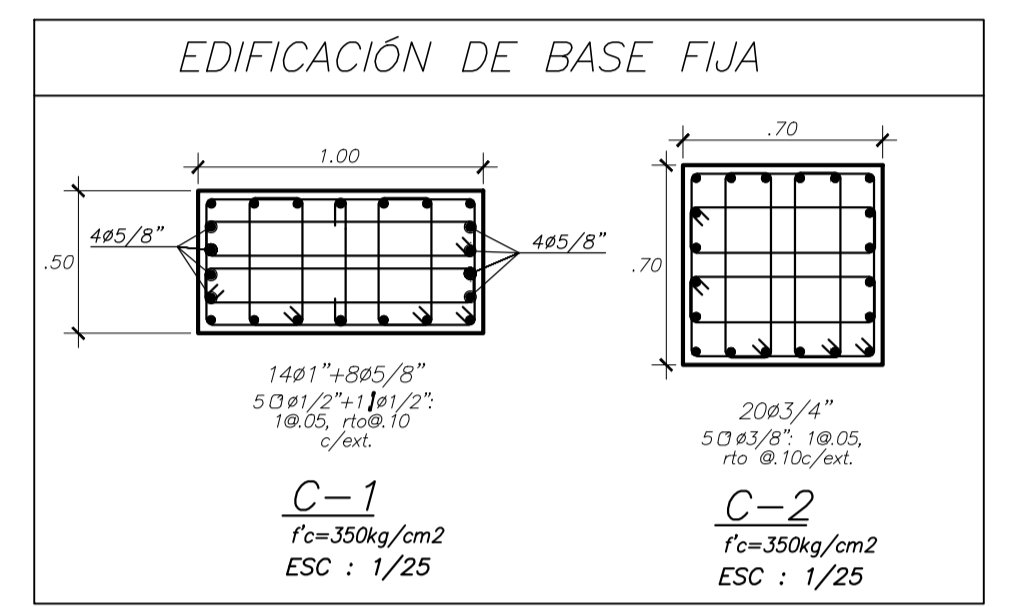
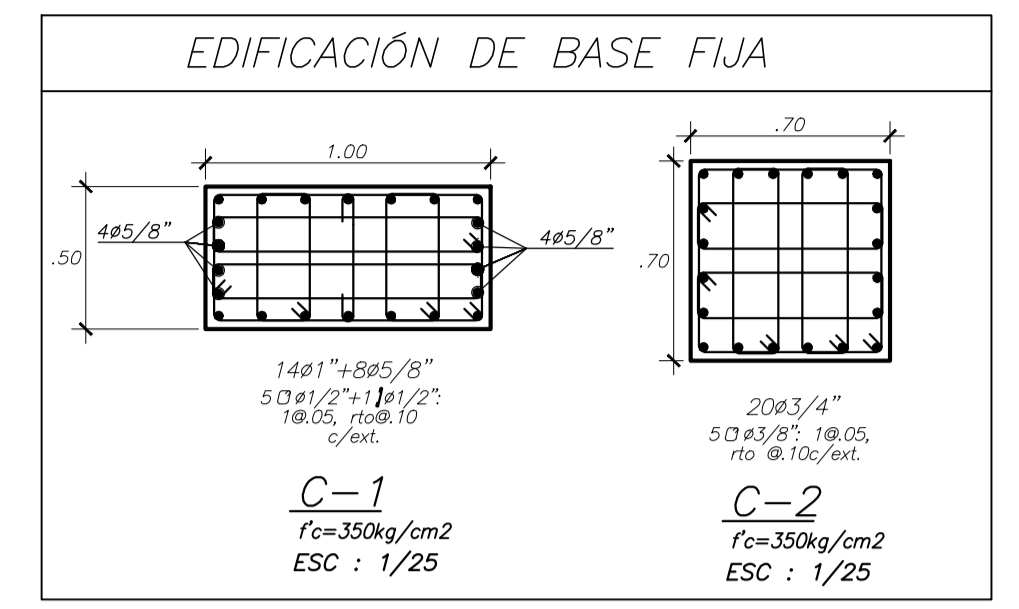
# ANEXOS





**ENCOFRADO 1º-2º PISO**

LOSA MACIZA H=0.20, S/C=200 Kg/m<sup>2</sup>, NPT+3.90  
 MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR  $\phi 3/8 @ .25$   
 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR  $\phi 3/8 @ .25$   
 (En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)



**ANCLAJE CON GANCHO ESTÁNDAR VALORES MÍNIMOS**

| $\phi$      | d(cm) | A(cm) en función del $f_c$ |     | B(cm)=12d | C(cm)=12d+D/2 |
|-------------|-------|----------------------------|-----|-----------|---------------|
|             |       | 210                        | 280 |           |               |
| $\phi 3/8"$ | 0.95  | 20                         | 20  | 12        | 15            |
| $\phi 1/2"$ | 1.27  | 30                         | 25  | 16        | 20            |
| $\phi 5/8"$ | 1.59  | 35                         | 30  | 20        | 25            |
| $\phi 3/4"$ | 1.91  | 45                         | 40  | 23        | 30            |
| $\phi 1"$   | 2.54  | 55                         | 50  | 31        | 40            |

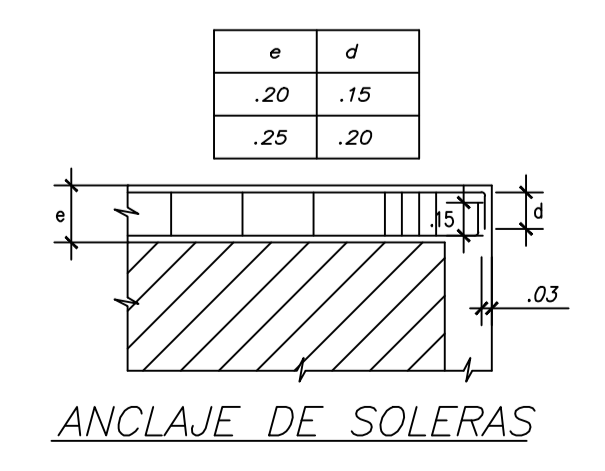
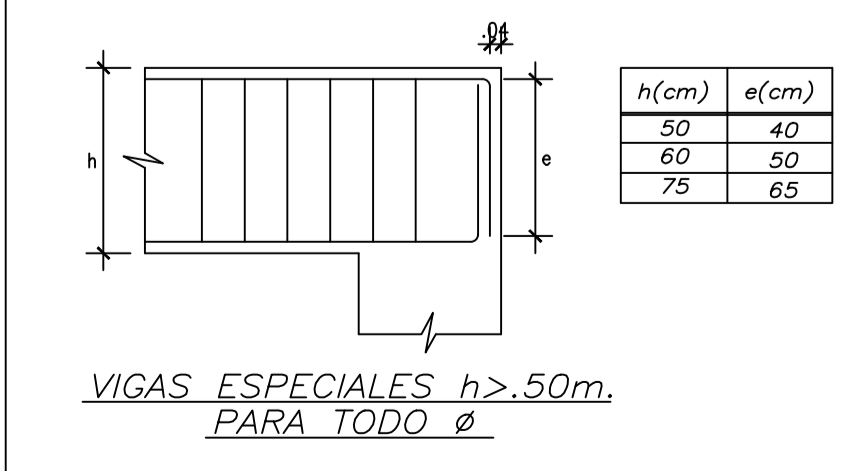
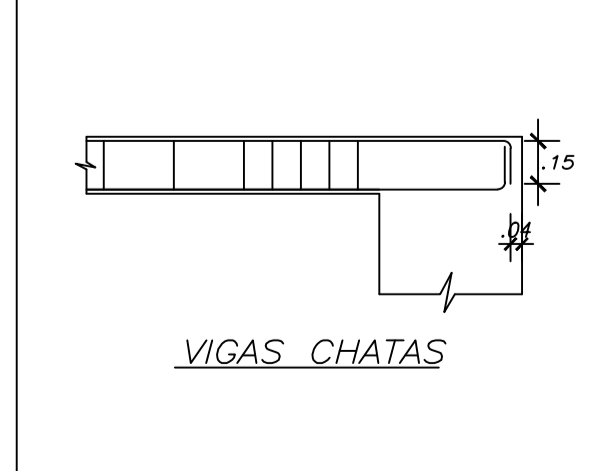
**DIÁMETROS DE DOBLADO**

| $\phi$      | Diámetros de Doblado |          |
|-------------|----------------------|----------|
|             | d(cm)                | D(cm)=6d |
| $\phi 3/8"$ | 0.95                 | 5.8      |
| $\phi 1/2"$ | 1.27                 | 7.7      |
| $\phi 5/8"$ | 1.59                 | 9.6      |
| $\phi 3/4"$ | 1.91                 | 11.5     |
| $\phi 1"$   | 2.54                 | 15.3     |

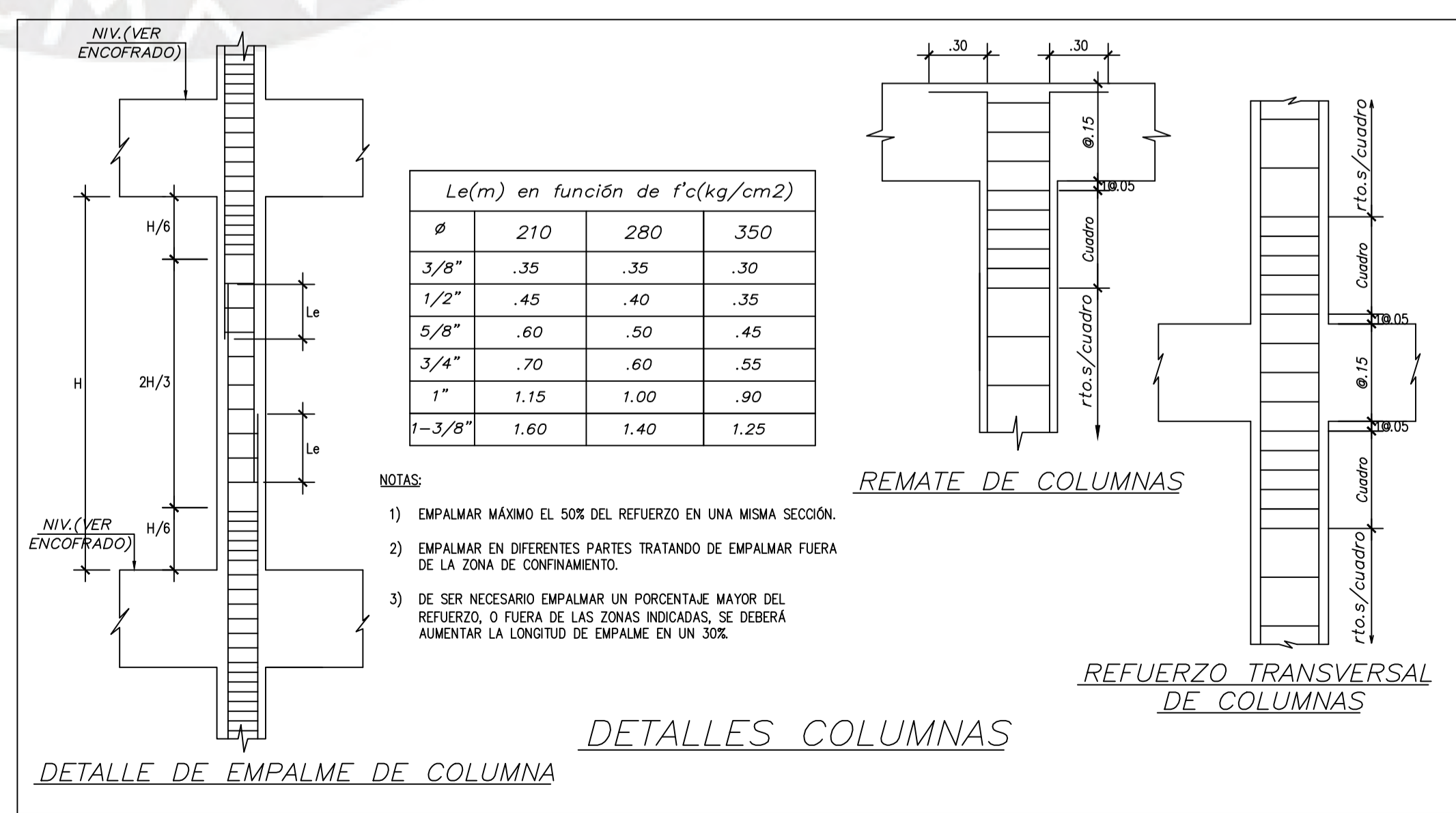
**ANCLAJE SIN GANCHO VALORES MÍNIMOS**

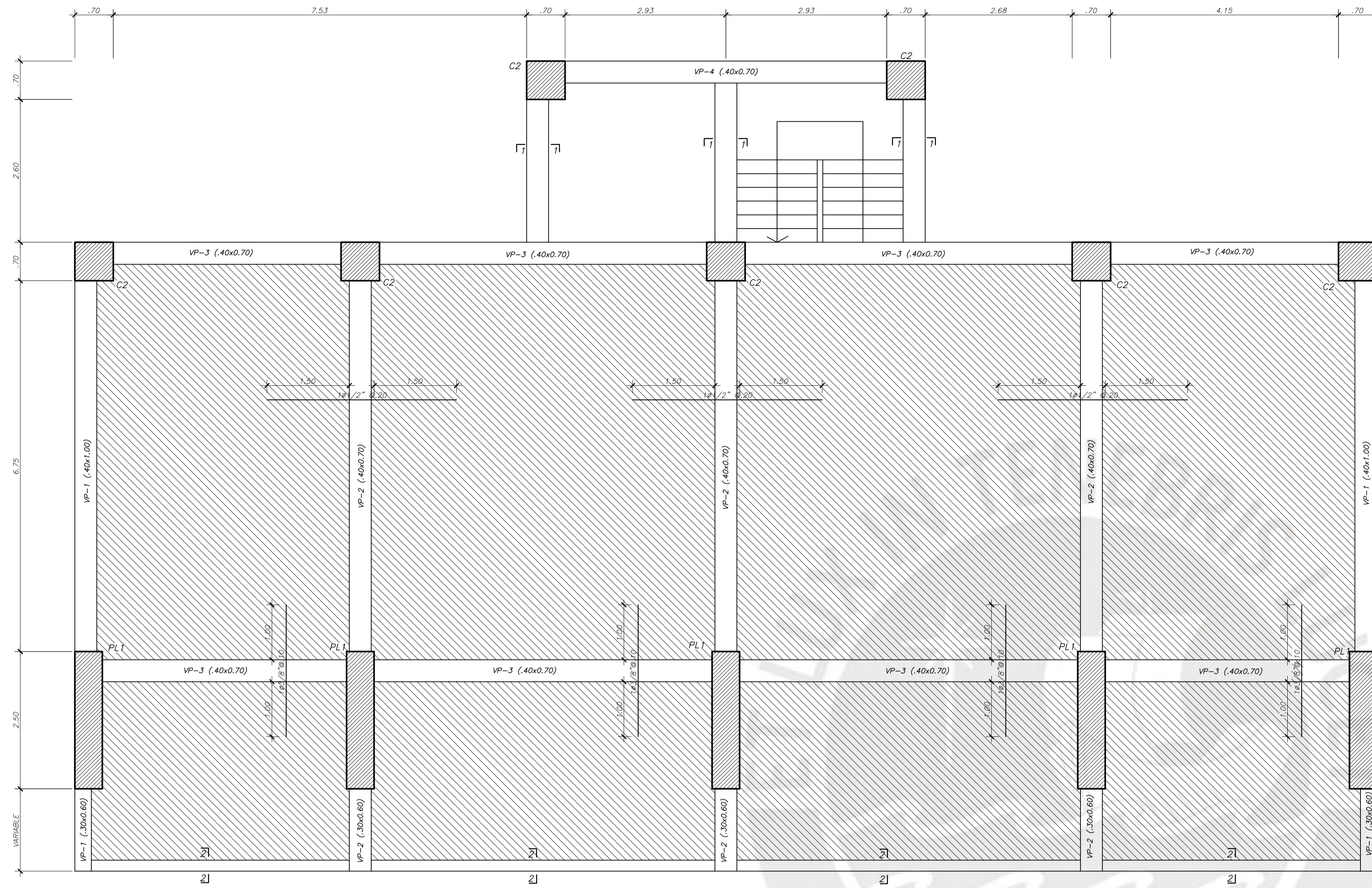
| $\phi$      | d(cm) | L1(cm) en función del $f_c$ |     |
|-------------|-------|-----------------------------|-----|
|             |       | 210                         | 280 |
| $\phi 3/8"$ | 0.95  | 45                          | 40  |
| $\phi 1/2"$ | 1.27  | 60                          | 50  |
| $\phi 5/8"$ | 1.59  | 75                          | 65  |
| $\phi 3/4"$ | 1.91  | 90                          | 80  |
| $\phi 1"$   | 2.54  | 145                         | 125 |

| $\phi$      | d(cm) | L2(cm) en función del $f_c$ |     |
|-------------|-------|-----------------------------|-----|
|             |       | 210                         | 280 |
| $\phi 3/8"$ | 0.95  | 35                          | 30  |
| $\phi 1/2"$ | 1.27  | 45                          | 40  |
| $\phi 5/8"$ | 1.59  | 60                          | 50  |
| $\phi 3/4"$ | 1.91  | 70                          | 60  |
| $\phi 1"$   | 2.54  | 115                         | 100 |



**DETALLES ANCLAJES DE VIGAS**

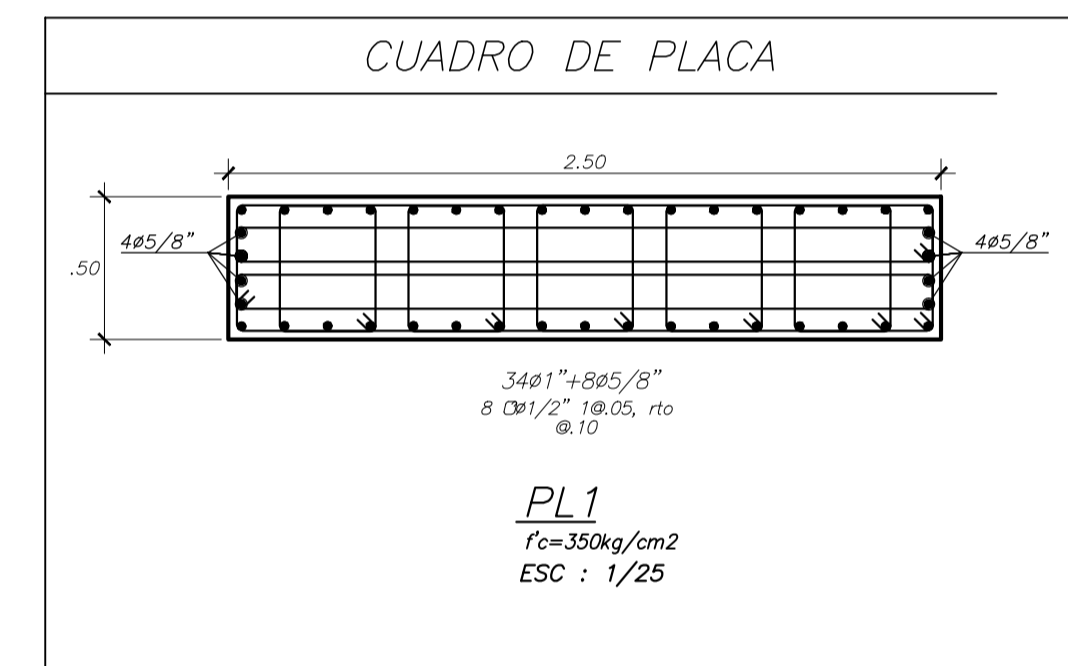
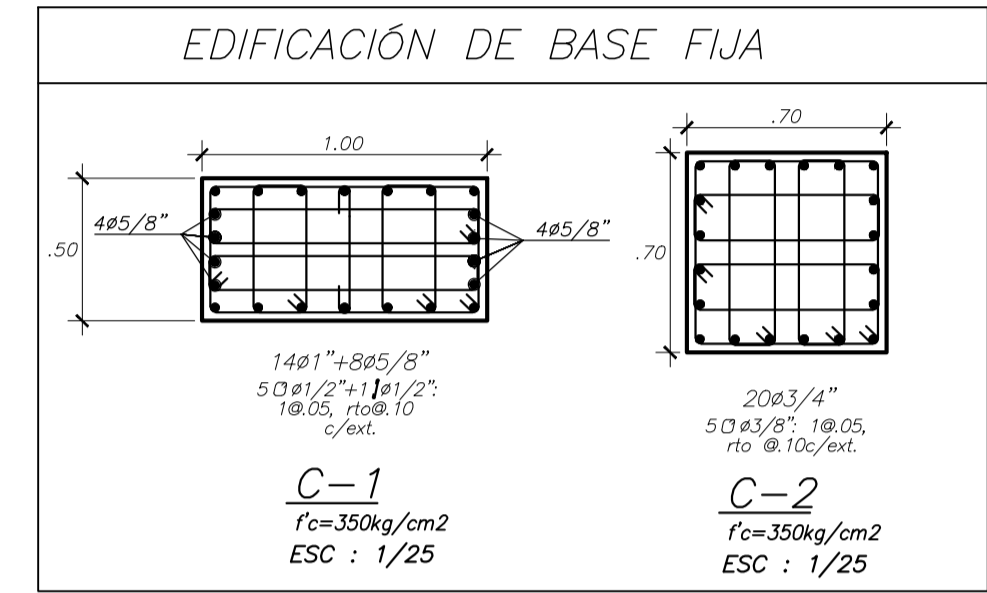
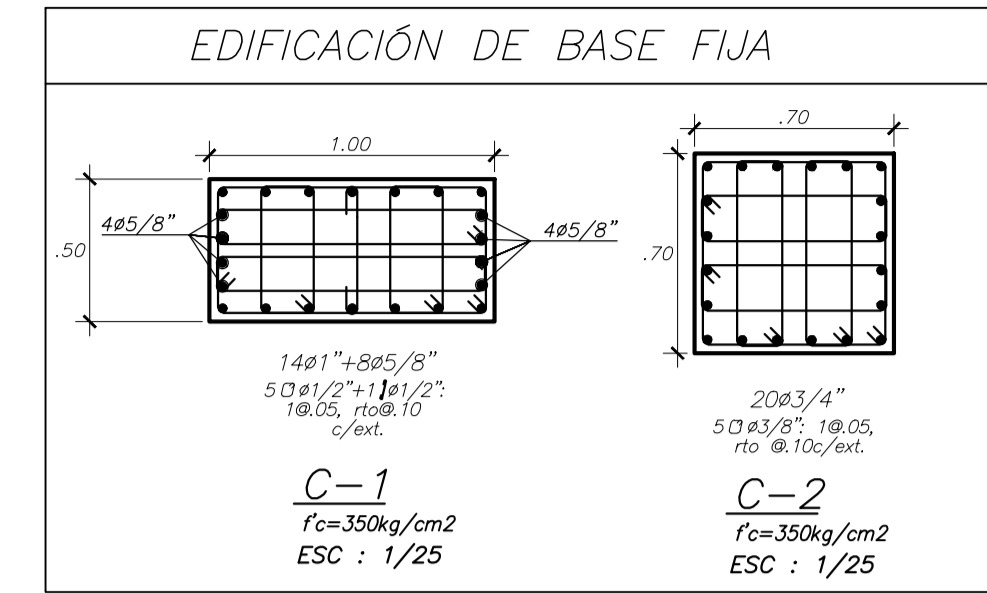




**ENCOFRADO 3º-4º PISO**

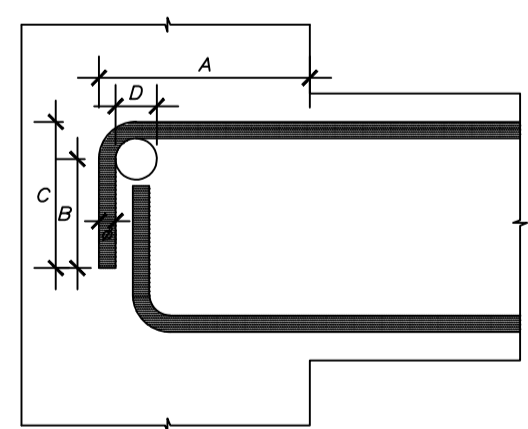
LOSA MACIZA H=0.20, S/C=200 Kg/m<sup>2</sup>, NPT+3.90  
 MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR Ø3/8.Ø.25  
 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR Ø3/8.Ø.25

(En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)



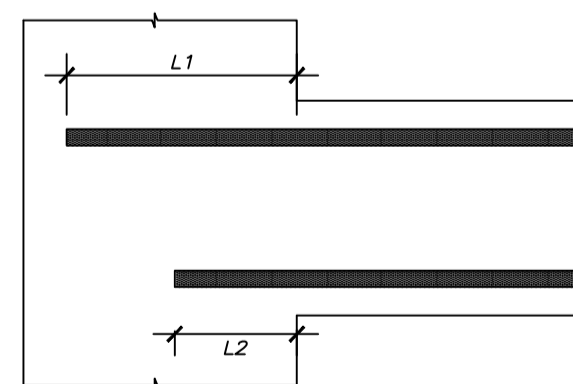
**ANLAJE CON GANCHO ESTÁNDAR VALORES MÍNIMOS**

| Ø     | d(cm) | A(cm) en función del f'c |     | B(cm)=12d | C(cm)=12d+D/2 |
|-------|-------|--------------------------|-----|-----------|---------------|
|       |       | 210                      | 280 |           |               |
| Ø3/8" | 0.95  | 20                       | 20  | 12        | 15            |
| Ø1/2" | 1.27  | 30                       | 25  | 16        | 20            |
| Ø5/8" | 1.59  | 35                       | 30  | 20        | 25            |
| Ø3/4" | 1.91  | 45                       | 40  | 23        | 30            |
| Ø1"   | 2.54  | 55                       | 50  | 31        | 40            |



**ANLAJE SIN GANCHO VALORES MÍNIMOS**

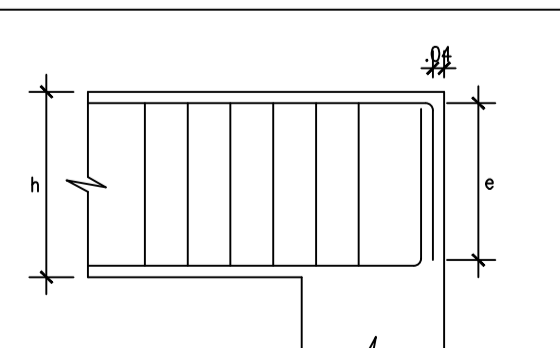
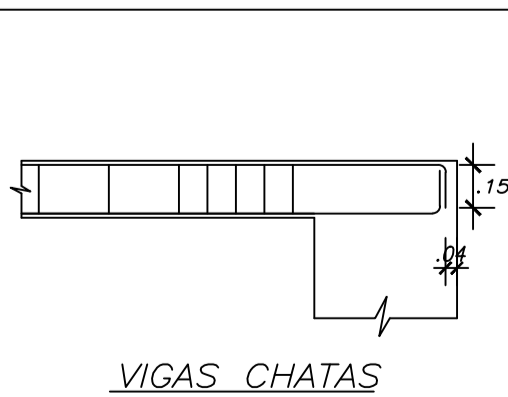
| Ø     | d(cm) | L1(cm) en función del f'c |     |
|-------|-------|---------------------------|-----|
|       |       | 210                       | 280 |
| Ø3/8" | 0.95  | 45                        | 40  |
| Ø1/2" | 1.27  | 60                        | 50  |
| Ø5/8" | 1.59  | 75                        | 65  |
| Ø3/4" | 1.91  | 90                        | 80  |
| Ø1"   | 2.54  | 145                       | 125 |



| Ø     | d(cm) | L2(cm) en función del f'c |     |
|-------|-------|---------------------------|-----|
|       |       | 210                       | 280 |
| Ø3/8" | 0.95  | 35                        | 30  |
| Ø1/2" | 1.27  | 45                        | 40  |
| Ø5/8" | 1.59  | 60                        | 50  |
| Ø3/4" | 1.91  | 70                        | 60  |
| Ø1"   | 2.54  | 115                       | 100 |

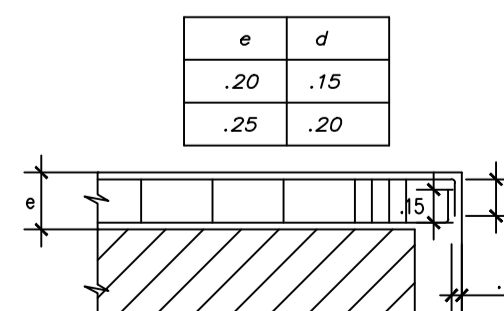
**DIÁMETROS DE DOBLADO**

| Ø     | Diámetros de Doblado |          |
|-------|----------------------|----------|
|       | d(cm)                | D(cm)=6d |
| Ø3/8" | 0.95                 | 5.8      |
| Ø1/2" | 1.27                 | 7.7      |
| Ø5/8" | 1.59                 | 9.6      |
| Ø3/4" | 1.91                 | 11.5     |
| Ø1"   | 2.54                 | 15.3     |



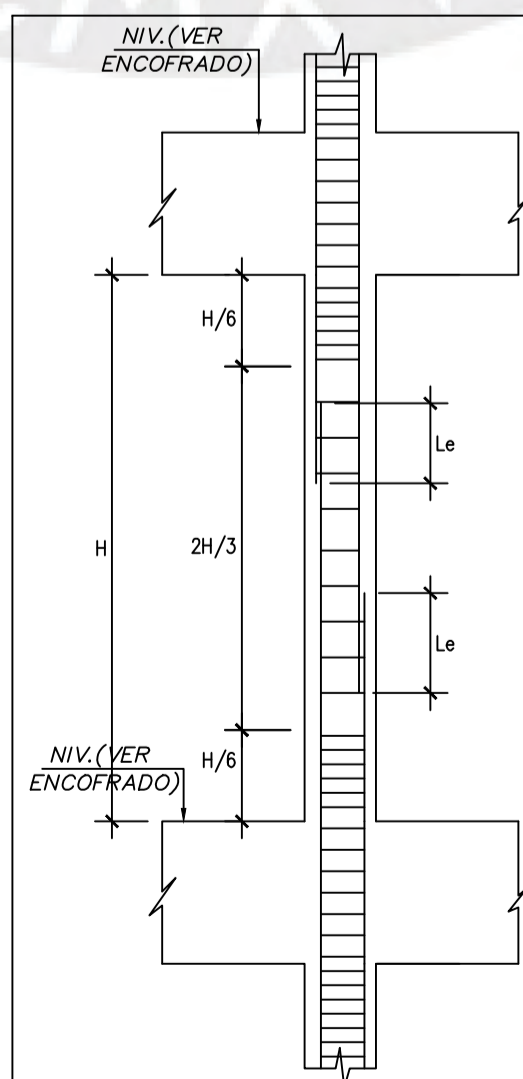
| h(cm) | e(cm) |
|-------|-------|
| 50    | 40    |
| 60    | 50    |
| 75    | 65    |

VIGAS ESPECIALES h > .50m. PARA TODO Ø



ANLAJE DE SOLERAS

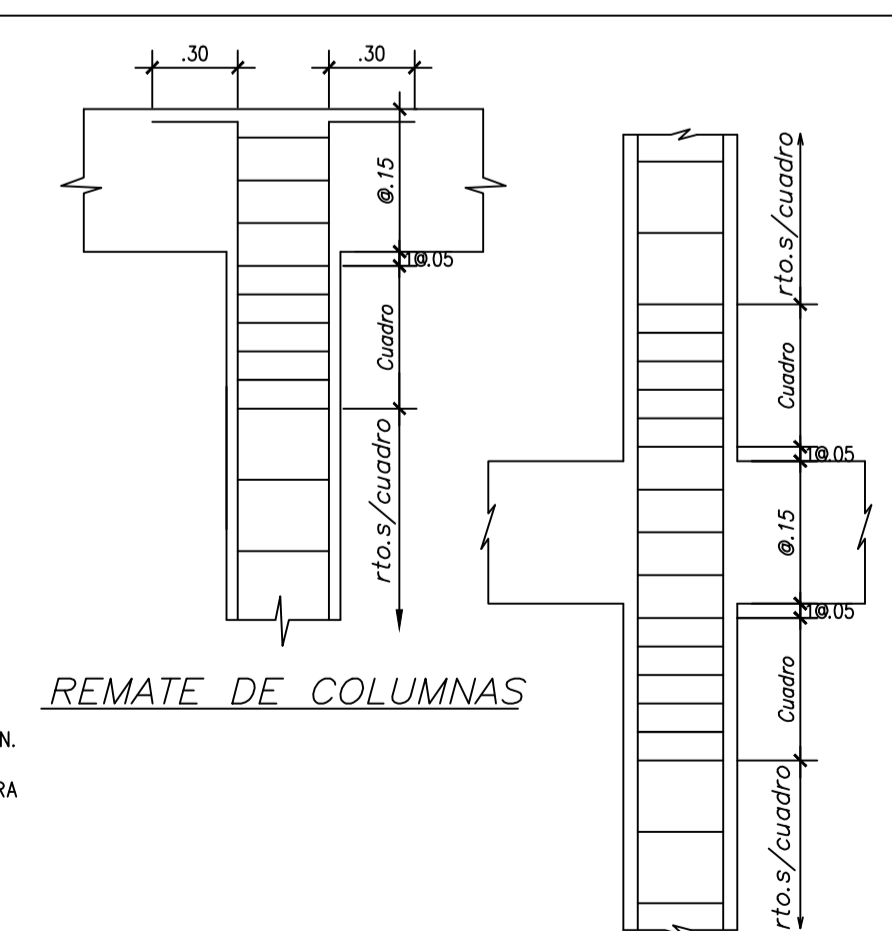
**DETALLES ANCLAJES DE VIGAS**



Le(m) en función de f'c(kg/cm<sup>2</sup>)

| Ø      | 210  | 280  | 350  |
|--------|------|------|------|
| 3/8"   | .35  | .35  | .30  |
| 1/2"   | .45  | .40  | .35  |
| 5/8"   | .60  | .50  | .45  |
| 3/4"   | .70  | .60  | .55  |
| 1"     | 1.15 | 1.00 | .90  |
| 1-3/8" | 1.60 | 1.40 | 1.25 |

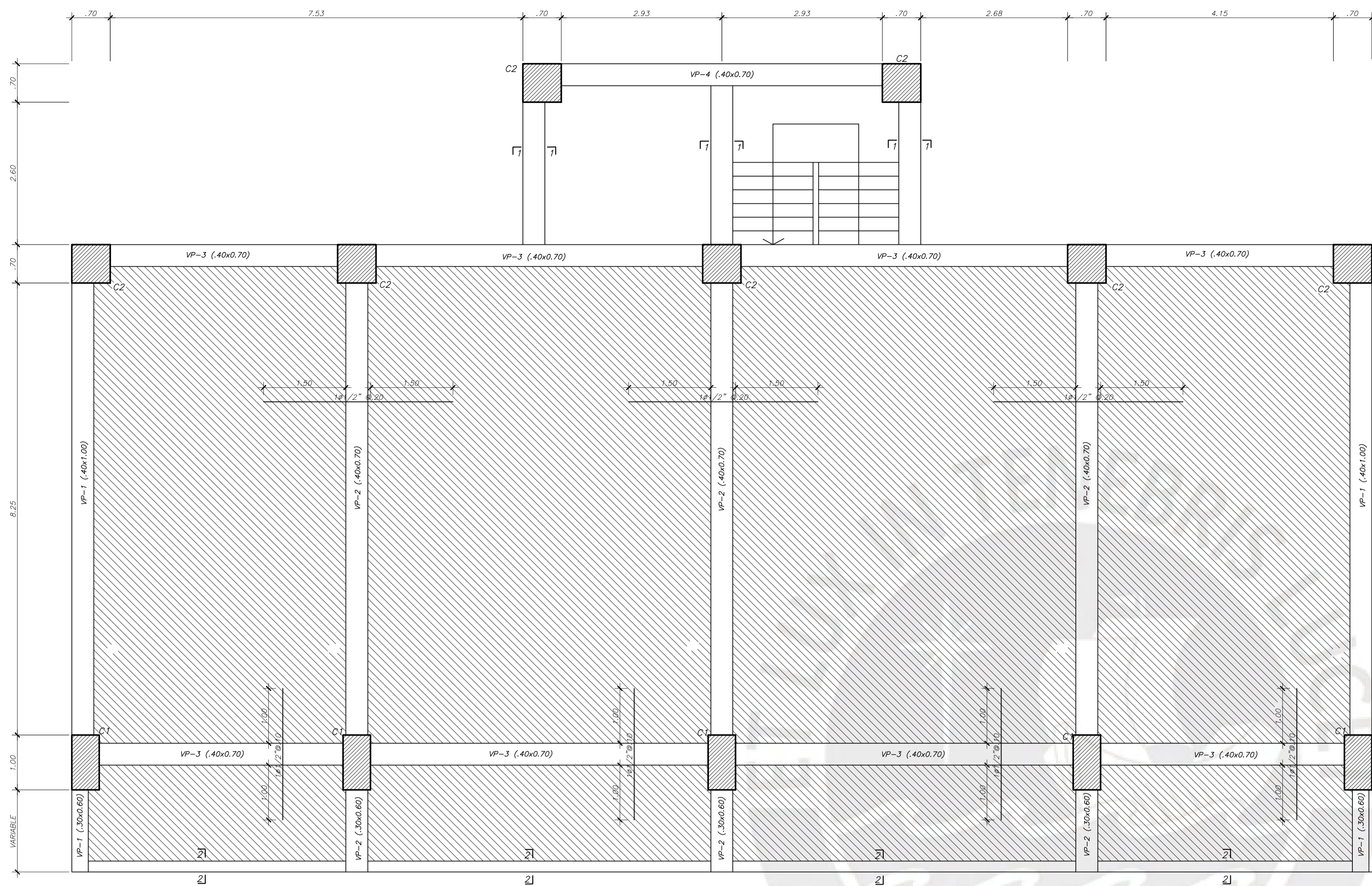
- NOTAS:
- 1) EMPALMAR MÁXIMO EL 50% DEL REFUERZO EN UNA MISMA SECCIÓN.
  - 2) EMPALMAR EN DIFERENTES PARTES TRATANDO DE EMPALMAR FUERA DE LA ZONA DE CONFINAMIENTO.
  - 3) DE SER NECESARIO EMPALMAR UN PORCENTAJE MAYOR DEL REFUERZO, O FUERA DE LAS ZONAS INDICADAS, SE DEBERÁ AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 30%.



REMATÉ DE COLUMNAS

REFUERZO TRANSVERSAL DE COLUMNAS

**DETALLES COLUMNAS**



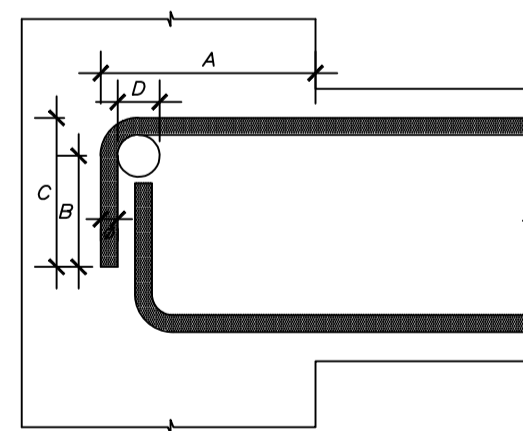
**ENCOFRADO 5º-9º PISO**

LOSA MACIZA H=0.20, S/C=200 Kg/m<sup>2</sup>, NPT+3.90  
 MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR ø3/8.Ø.25  
 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR ø3/8.Ø.25

(En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)

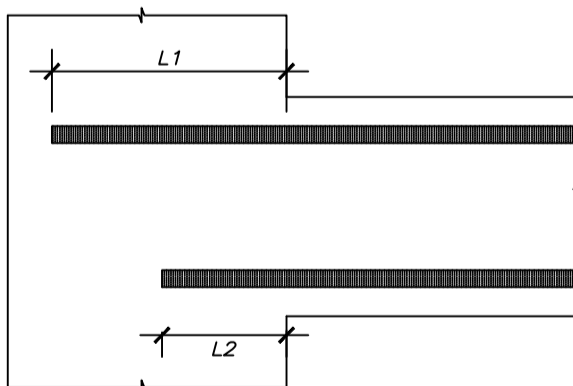
**ANCLAJE CON GANCHO ESTÁNDAR VALORES MÍNIMOS**

| Ø     | d(cm) | h(cm) en función del f <sub>c</sub> |     | B(cm)=12d | C(cm)=12d+D/2 |
|-------|-------|-------------------------------------|-----|-----------|---------------|
|       |       | 210                                 | 280 |           |               |
| ø3/8" | 0.95  | 20                                  | 20  | 12        | 15            |
| ø1/2" | 1.27  | 30                                  | 25  | 16        | 20            |
| ø5/8" | 1.59  | 35                                  | 30  | 20        | 25            |
| ø3/4" | 1.91  | 45                                  | 40  | 23        | 30            |
| ø1"   | 2.54  | 55                                  | 50  | 31        | 40            |



**ANCLAJE SIN GANCHO VALORES MÍNIMOS**

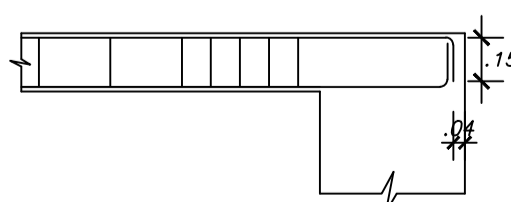
| Ø     | d(cm) | L1(cm) en función del f <sub>c</sub> |     |
|-------|-------|--------------------------------------|-----|
|       |       | 210                                  | 280 |
| ø3/8" | 0.95  | 45                                   | 40  |
| ø1/2" | 1.27  | 60                                   | 50  |
| ø5/8" | 1.59  | 75                                   | 65  |
| ø3/4" | 1.91  | 90                                   | 80  |
| ø1"   | 2.54  | 145                                  | 125 |



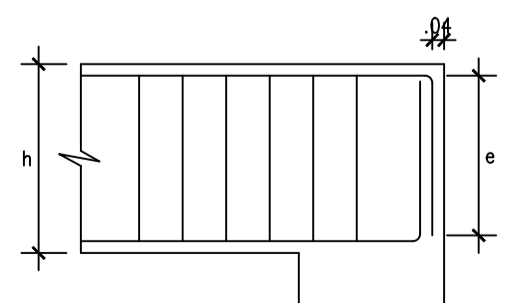
| Ø     | d(cm) | L2(cm) en función del f <sub>c</sub> |     |
|-------|-------|--------------------------------------|-----|
|       |       | 210                                  | 280 |
| ø3/8" | 0.95  | 35                                   | 30  |
| ø1/2" | 1.27  | 45                                   | 40  |
| ø5/8" | 1.59  | 60                                   | 50  |
| ø3/4" | 1.91  | 70                                   | 60  |
| ø1"   | 2.54  | 115                                  | 100 |

**DIÁMETROS DE DOBLADO**

| Ø     | Diámetros de Doblado |          |
|-------|----------------------|----------|
|       | d(cm)                | D(cm)=6d |
| ø3/8" | 0.95                 | 5.8      |
| ø1/2" | 1.27                 | 7.7      |
| ø5/8" | 1.59                 | 9.6      |
| ø3/4" | 1.91                 | 11.5     |
| ø1"   | 2.54                 | 15.3     |

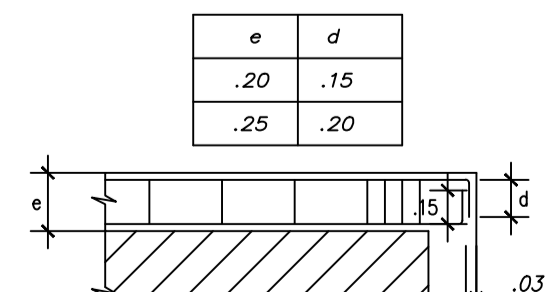


VIGAS CHATAS



VIGAS ESPECIALES h > 50cm. PARA TODO Ø

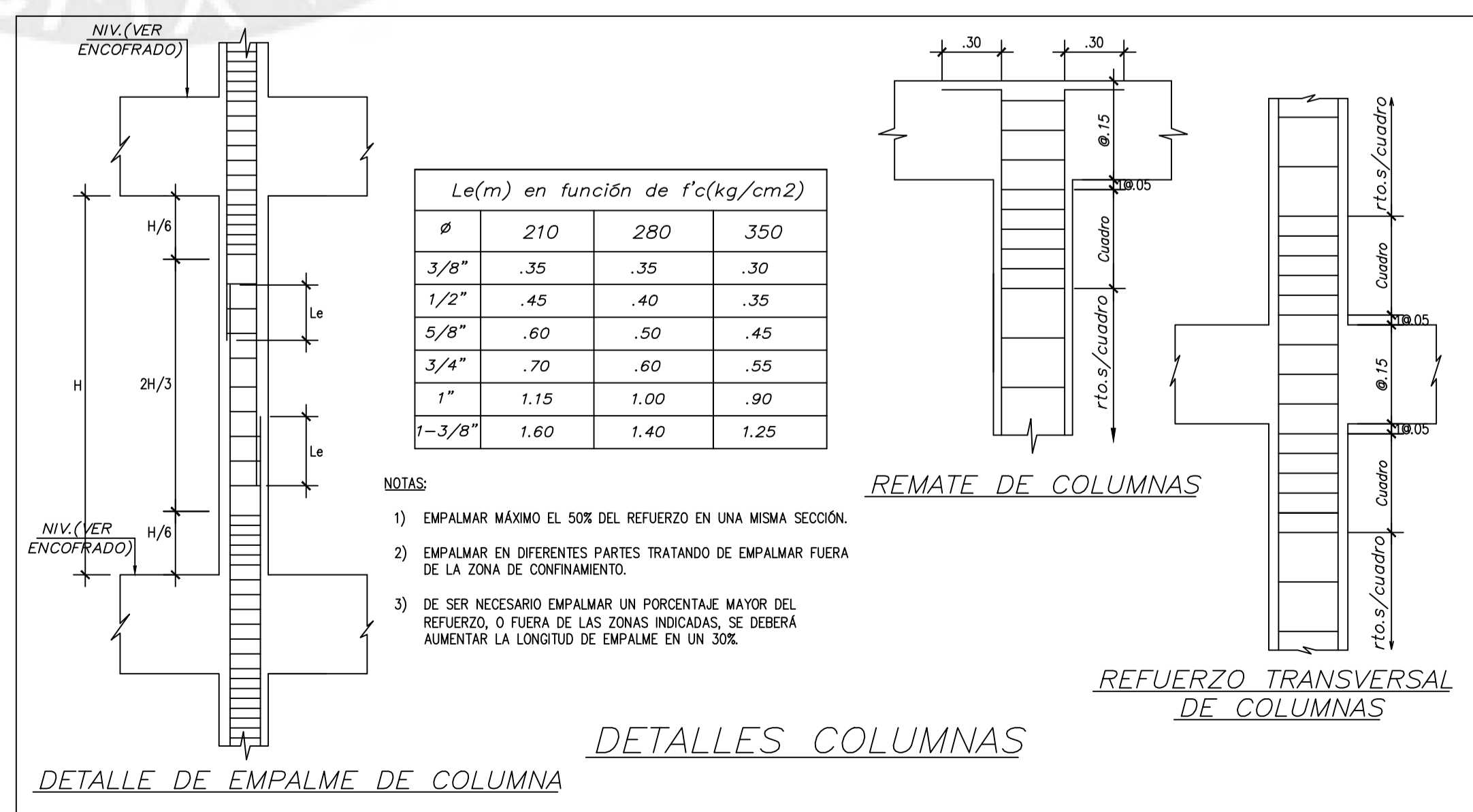
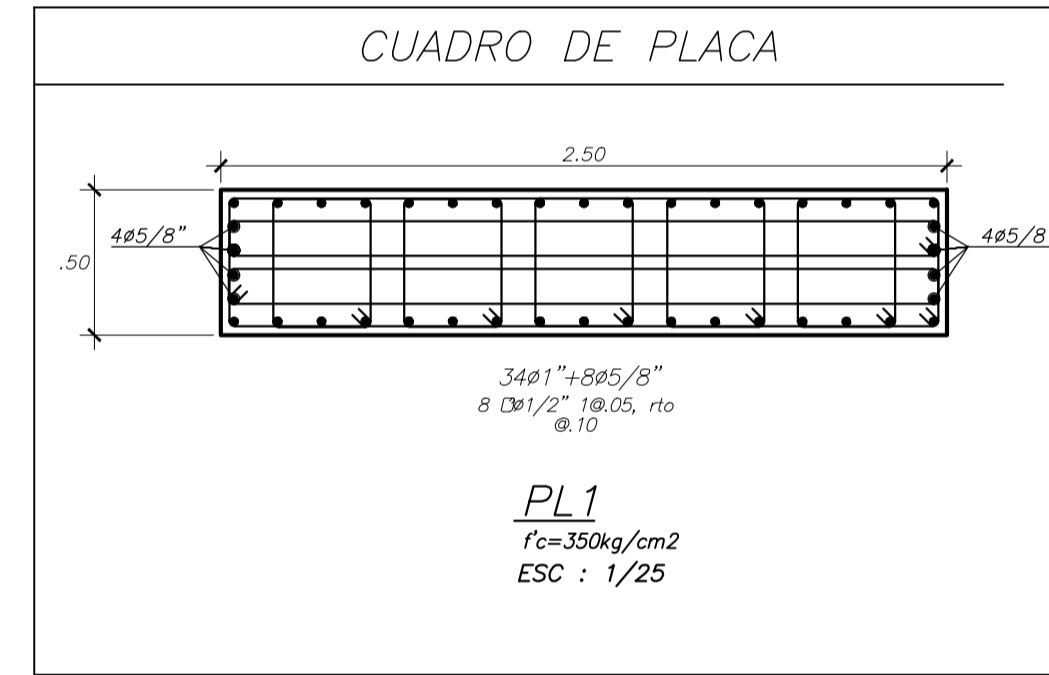
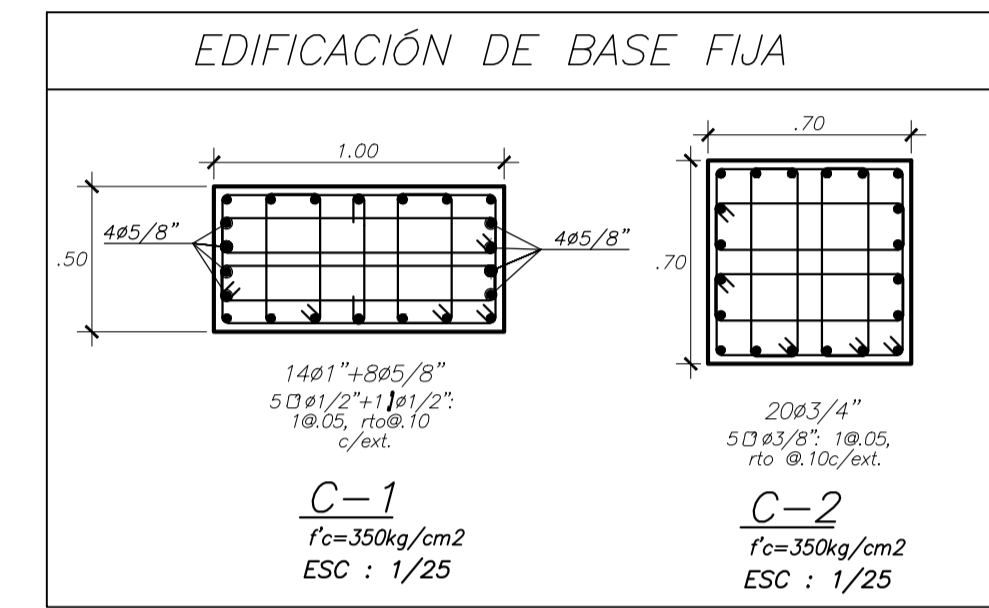
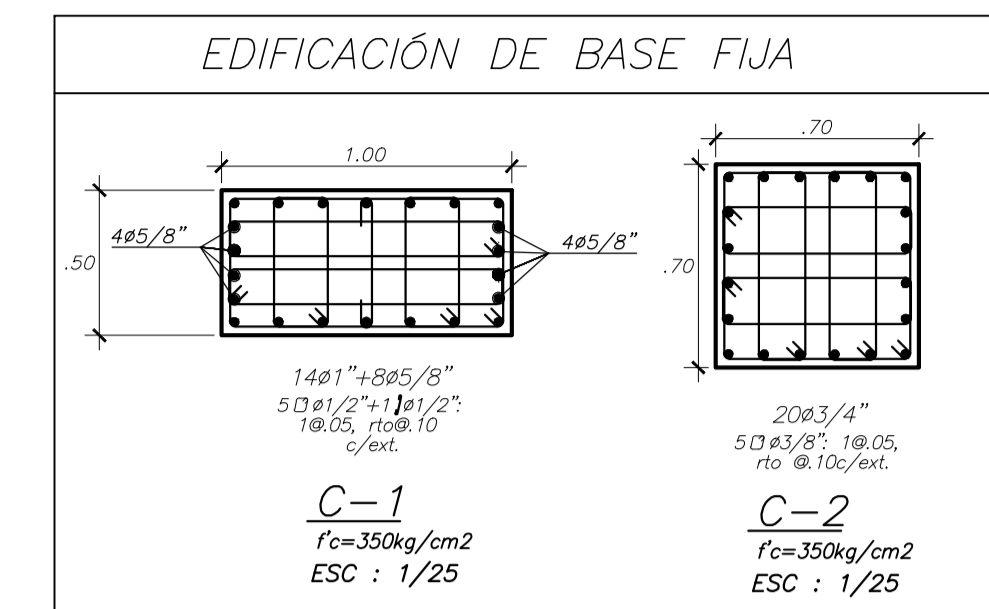
| h(cm) | e(cm) |
|-------|-------|
| 50    | 40    |
| 60    | 50    |
| 75    | 65    |



ANCLAJE DE SOLERAS

**DETALLES ANCLAJES DE VIGAS**

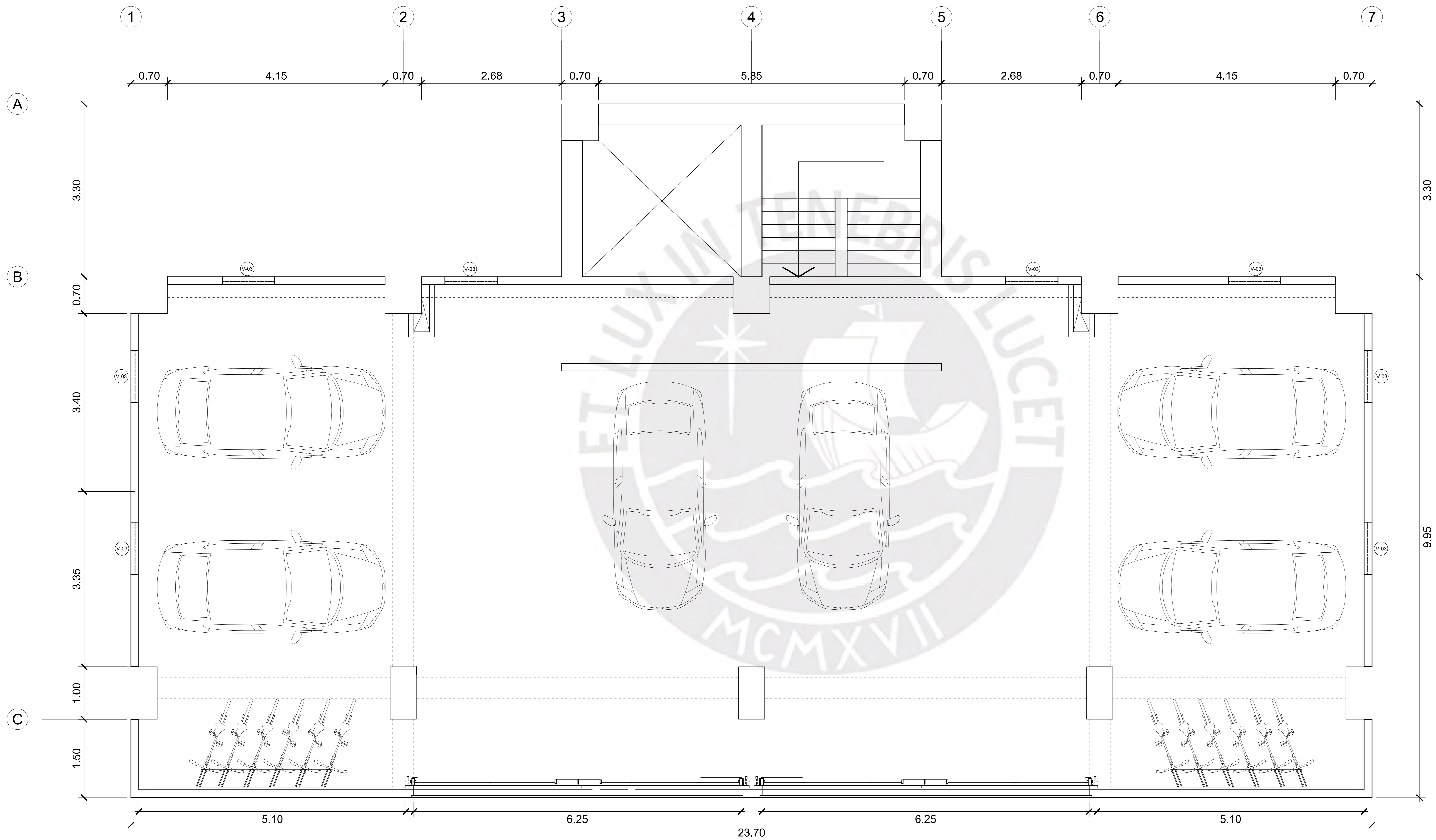
| e   | d   |
|-----|-----|
| .20 | .15 |
| .25 | .20 |



**Le(m) en función de f<sub>c</sub>(kg/cm<sup>2</sup>)**

| Ø      | 210  | 280  | 350  |
|--------|------|------|------|
| 3/8"   | .35  | .35  | .30  |
| 1/2"   | .45  | .40  | .35  |
| 5/8"   | .60  | .50  | .45  |
| 3/4"   | .70  | .60  | .55  |
| 1"     | 1.15 | 1.00 | .90  |
| 1-3/8" | 1.60 | 1.40 | 1.25 |

- NOTAS:**
- 1) EMPALMAR MÁXIMO EL 50% DEL REFUERZO EN UNA MISMA SECCIÓN.
  - 2) EMPALMAR EN DIFERENTES PARTES TRATANDO DE EMPALMAR FUERA DE LA ZONA DE CONFINAMIENTO.
  - 3) DE SER NECESARIO EMPALMAR UN PORCENTAJE MAYOR DEL REFUERZO, O FUERA DE LAS ZONAS INDICADAS, SE DEBERÁ AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 30%.

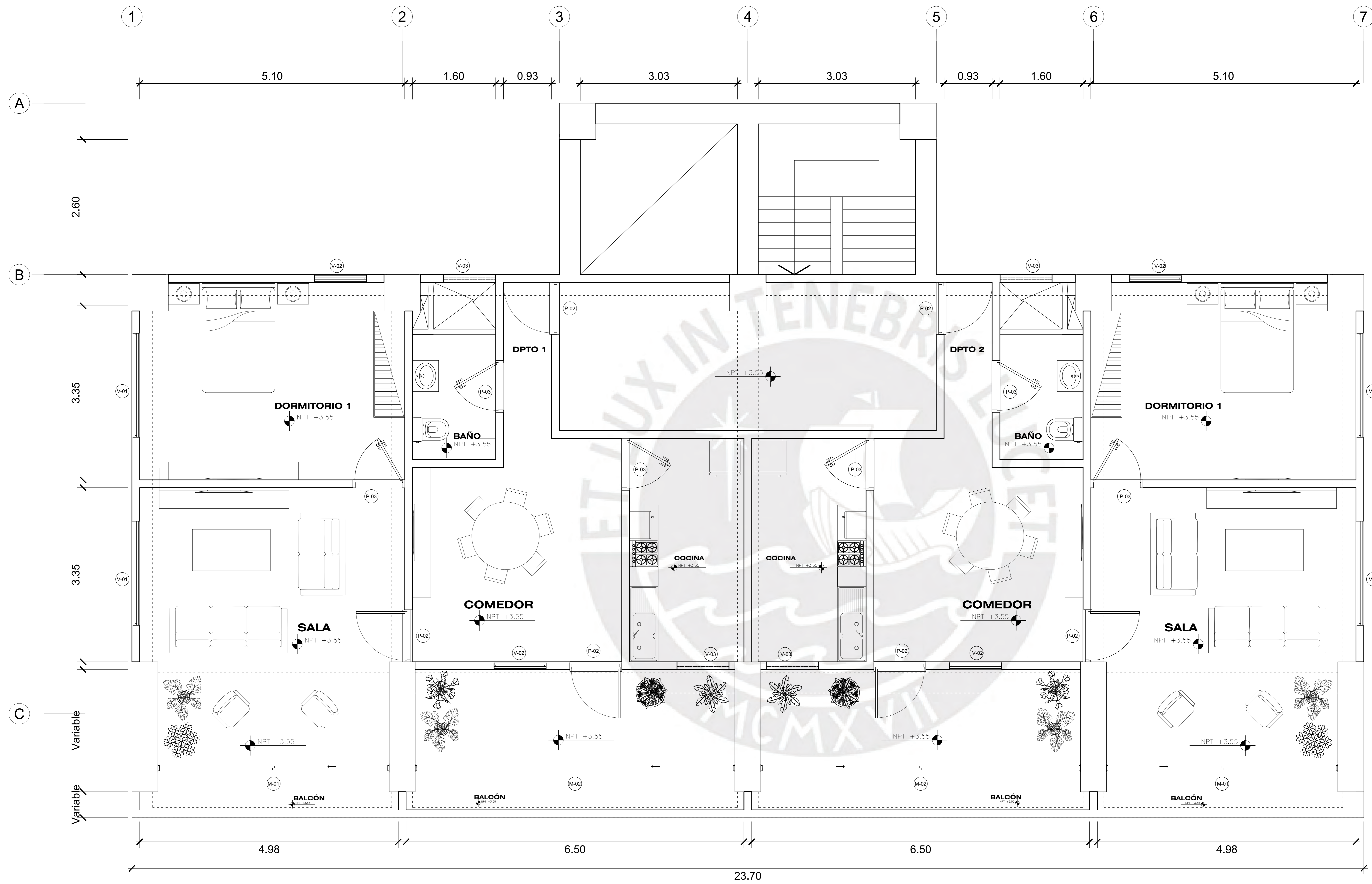


| CUADRO DE VANOS - PUERTAS |       |        |          |          |
|---------------------------|-------|--------|----------|----------|
| PUERTA                    | ANCHO | ALTURA | ALFEIZAR | CANTIDAD |
| P-01                      | 6.25  | 2.75   | -        | 2        |
| P-02                      | 1.00  | 2.10   | -        | 0        |
| P-03                      | 1.00  | 2.10   | -        | 0        |

| CUADRO DE VANOS - MAMPARAS |       |        |          |          |
|----------------------------|-------|--------|----------|----------|
| MAMPARA                    | ANCHO | ALTURA | ALFEIZAR | CANTIDAD |
| M-01                       | 4.45  | 2.75   | -        | 0        |
| M-02                       | 6.15  | 2.75   | -        | 0        |

| CUADRO DE VANOS - VENTANAS |       |        |          |          |
|----------------------------|-------|--------|----------|----------|
| VENTANA                    | ANCHO | ALTURA | ALFEIZAR | CANTIDAD |
| V-1                        | 2.00  | 1.30   | 1.00     | 0        |
| V-2                        | 1.00  | 1.30   | 0.90     | 0        |
| V-3                        | 1.00  | 0.50   | 1.70     | 8        |

## ARQUITECTURA 1º PISO



| CUADRO DE VANOS - PUERTAS |       |        |          |          |
|---------------------------|-------|--------|----------|----------|
| PUERTA                    | ANCHO | ALTURA | ALFEIZAR | CANTIDAD |
| P-01                      | 6.25  | 2.75   | -        | 0        |
| P-02                      | 1.00  | 2.10   | -        | 6        |
| P-03                      | 1.00  | 2.10   | -        | 6        |

| CUADRO DE VANOS - MAMPARAS |       |        |          |          |
|----------------------------|-------|--------|----------|----------|
| MAMPARA                    | ANCHO | ALTURA | ALFEIZAR | CANTIDAD |
| M-01                       | 4.45  | 2.75   | -        | 2        |
| M-02                       | 6.15  | 2.75   | -        | 2        |

| CUADRO DE VANOS - VENTANAS |       |        |          |          |
|----------------------------|-------|--------|----------|----------|
| VENTANA                    | ANCHO | ALTURA | ALFEIZAR | CANTIDAD |
| V-1                        | 2.00  | 1.30   | 1.00     | 4        |
| V-2                        | 1.00  | 1.30   | 0.90     | 4        |
| V-3                        | 1.00  | 0.50   | 1.70     | 4        |

## ARQUITECTURA 2° - 9° PISO