

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MÓDULO DE HOSPITAL DE  
CONCRETO ARMADO CON AISLADORES SÍSMICOS**

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

**AUTORES:**

**ENRIQUE CARPIO DELGADO**

**YONER EFRAIN JULCA YUNCA**

**ASESOR:**

**PHD. ING. GUSTAVO LOA CANALES**

Lima, noviembre, 2025

### Informe de Similitud

Yo, Gustavo Juan Franklin Loa Canales, docente de la Facultad de Ingeniería Civil de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis de investigación titulado ***Diseño Estructural de un Módulo de Hospital de Concreto Armado con Aisladores Sísmicos*** de los autores Enrique Carpio Delgado y Yoner Efrain Julca Yunca.

Dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 20% Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 11/11/2025.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis, 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, 11 de noviembre del 2025

Apellidos y nombres del asesor: <u>Loa Canales, Gustavo Juan Franklin</u>	
DNI: 72161111	Firma 
ORCID: 0000-0002-6358-4264	

## AGRADECIMIENTOS

*A mis padres, Juan y Alejandrina, por su amor incondicional y el apoyo constante a lo largo de mi formación académica y mi vida, siendo mi guía en los momentos difíciles y mi mayor inspiración para seguir adelante. Extiendo mi gratitud a toda mi familia y amigos, en especial a mi hermana Marcela y su esposo Narcizo, cuyo respaldo ha sido invaluable y cuya influencia ha enriquecido mi manera de pensar y contribuido significativamente a mi crecimiento personal. Agradezco también al profesor Guillermo, de mi etapa escolar, por su orientación y por haber incentivado en mí el interés por el aprendizaje y el desarrollo académico. Asimismo, expreso mi reconocimiento al Mag. Gustavo Loa, cuya mentoría y apoyo han sido fundamentales en la elaboración de este trabajo, permitiéndome afrontar cada desafío con mayor claridad y confianza. Finalmente, agradezco a Enrique, por su perseverancia, paciencia, dedicación y motivación a lo largo de este proceso, cuyo compromiso ha sido clave para la culminación de este proyecto. A todos ellos, mi más sincero agradecimiento.*

**Yoner Julca Yunca**

*A mi madre, Mary Sol, pilar fundamental en mi vida. Su dedicación y valentía han sido mi mayor inspiración. Su amor y perseverancia me han guiado en cada paso de este camino, recordándome siempre que los sueños se alcanzan con trabajo, esfuerzo y determinación, con el anhelo de que cada paso que doy sea motivo de orgullo en su corazón. A mi abuelita Estefanía, ejemplo de fortaleza y trabajo incansable, quien me enseñó con su vida el verdadero significado de amor, disciplina y sacrificio por un bien mayor. A mis tíos Tito, Milagros, Mary Luz y Alfonso, cuyo apoyo incondicional sigue siendo un motor invaluable en este proceso, motivándome a seguir adelante y culminar con éxito este trabajo. Finalmente, a mi abuelito Alfonso, a quien abrazo en mis sueños y me encomiendo en mis decisiones más importantes. Sus valores y su ejemplo siguen guiando mi camino, dándome la certeza de que todo lo que me enseñó sigue presente en mí. Agradezco inmensamente al Mg, Gustavo Loa, quien con su guía, conocimientos y disposición motivó el proceso de la culminación del presente trabajo. Finalmente, agradezco a Yoner por su paciencia, motivación y firmeza, quien fue ejemplo de compromiso de aprendizaje y responsabilidad, los cuales fueron una base importante para la elaboración de esta tesis.*

**Enrique Carpio Delgado**

## **RESUMEN**

Las estructuras esenciales, como los hospitales, deben mantener niveles de operatividad que permitan la atención inmediata a la población tras un sismo raro. Lineamientos como SEAOC y FEMA recomiendan este desempeño para asegurar la continuidad del servicio. En concordancia con ello, la Norma E.031 (Aislamiento Sísmico) exige el uso de sistemas de aislamiento en edificaciones esenciales ubicadas en zonas sísmicas 3 y 4.

El proyecto consiste en el diseño estructural de un módulo hospitalario de concreto armado con aislamiento sísmico, ubicado en Zona Sísmica 3 (Chupaca – Junín). Se realizó una revisión normativa para definir los criterios de diseño y las propiedades del sistema de aislamiento. Posteriormente, se efectuó el predimensionamiento de los elementos estructurales y el modelado analítico considerando las cargas establecidas en la Norma E.020.

Se realizó el modelo del edificio con base fija para estimar las propiedades lineales del sistema de aislamiento. Luego, se determinaron sus propiedades no lineales y los límites superiores e inferiores establecidos por la normativa. Con esta información se desarrolló el modelo tridimensional aislado mediante elementos link, y se llevó a cabo un análisis tiempo-historia utilizando 7 registros espectro compatibles. Se verificaron derivas máximas, aceleraciones, desplazamientos, fuerza restitutiva y carga vertical mínima en los aisladores. Del análisis no lineal se obtuvieron la rigidez y el amortiguamiento efectivos, los cuales se emplearon en un análisis espectral definitivo para el diseño de los elementos de la subestructura y superestructura. Finalmente, se diseñaron los elementos de concreto armado y se elaboraron los planos estructurales del proyecto. Los resultados muestran que la edificación presentaría únicamente daño leve en elementos estructurales y no estructurales ante un sismo raro, cumpliendo así con los objetivos de desempeño requeridos para una edificación esencial.

## ÍNDICE GENERAL

<b>1. INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>1</b>
<b>1.1 JUSTIFICACIÓN</b> .....	<b>2</b>
<b>1.2 OBJETIVOS</b> .....	<b>2</b>
1.2.1 Objetivo general:.....	2
1.2.2 Objetivos específicos:.....	3
<b>1.3 METODOLOGÍA Y ALCANCE</b> .....	<b>3</b>
1.3.1 Metodología .....	3
1.3.2 Alcance.....	4
<b>2. REVISIÓN DE LITERATURA</b> .....	<b>5</b>
<b>2.1 CONCEPTOS BÁSICOS DE COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE BASE AISLADA Y BASE FIJA</b> .....	<b>5</b>
<b>2.2 MODELOS ELÁSTICOS PARA EL ANÁLISIS DE EDIFICIOS AISLADOS</b> .....	<b>7</b>
<b>2.3 PRINCIPALES TIPOS DE DISPOSITIVOS DE AISLAMIENTO SÍSMICO</b> .....	<b>11</b>
<b>2.4 MODELO INELÁSTICO PARA SISTEMAS DE AISLAMIENTO CON AISLADORES</b> .....	<b>12</b>
<b>2.5 CONTROL DE PROPIEDADES</b> .....	<b>16</b>
<b>2.6 ANÁLISIS ESTÁTICO</b> .....	<b>19</b>
<b>2.7 ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL</b> .....	<b>26</b>
<b>2.8 ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA</b> .....	<b>28</b>
<b>2.9 TRATAMIENTO DE JUEGO DE REGISTROS</b> .....	<b>30</b>
<b>2.10 EFECTO P-DELTA</b> .....	<b>31</b>
<b>3. METODOLOGÍA Y OBJETIVOS DEL AISLAMIENTO SÍSMICO</b> .....	<b>33</b>
<b>3.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO</b> .....	<b>33</b>
<b>3.2 ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO</b> .....	<b>35</b>
3.2.1 Estructuración.....	35
3.2.2 Predimensionamiento .....	35
<b>3.3 PREDIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO</b> .....	<b>38</b>
3.3.1 Modelo de base fija. ....	38
3.3.2 Metrado de cargas .....	40
3.3.3 Análisis modal del edificio de base fija.....	40
3.3.4 Propiedades lineales del sistema de aislamiento.....	41
<b>4. DISEÑO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO SÍSMICO</b> .....	<b>44</b>
<b>4.1 CÁLCULO DE PROPIEDADES DE LOS DISPOSITIVOS DE AISLAMIENTO</b> .....	<b>45</b>
<b>4.2 MODIFICACIÓN DE LAS PROPIEDADES NO LINEALES</b> .....	<b>46</b>
<b>4.3 MODELO TRIDIMENSIONAL DEL EDIFICIO AISLADO</b> .....	<b>50</b>
<b>4.4 ANÁLISIS NO LINEAL TIEMPO-HISTORIA</b> .....	<b>52</b>
4.4.1 Señales sísmicas considerados para el análisis tiempo-Historia.....	52

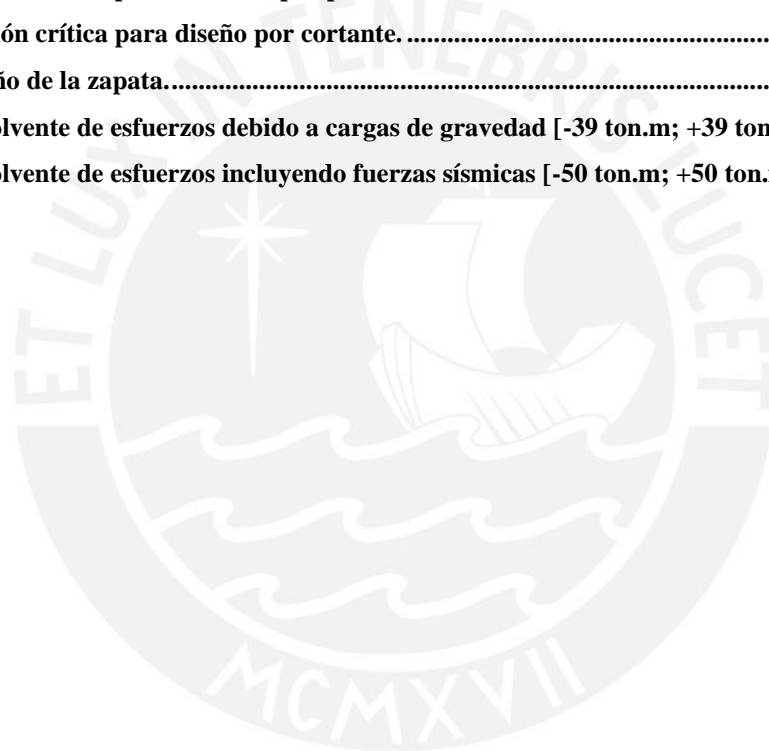
4.4.2	Verificación de derivas y aceleraciones.....	54
4.4.3	Verificación de fuerza de restitución.....	57
4.4.4	Verificación de carga vertical mínima. ....	58
4.4.5	Modelos elásticos equivalentes.....	60
4.5	CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO EN CONCRETO ARMADO. ....	67
4.5.1	Propiedades consideradas en el modelo para el diseño en concreto armado.....	67
4.5.2	Análisis estático definitivo con el límite inferior. ....	68
4.5.3	Análisis estático definitivo con el límite superior ....	69
4.5.4	Análisis espectral definitivo con el límite superior.....	72
4.5.5	Efecto P-delta .....	74
5.	DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA .....	76
5.1	DISEÑO DE LOSAs .....	77
5.1.1	Diseño por flexión y cortante para losa maciza.....	78
5.1.2	Control de deflexiones .....	82
5.2	DISEÑO DE VIGAS .....	87
5.2.1	Ejemplo de diseño de viga por flexión.....	91
5.2.2	Ejemplo de diseño de viga por cortante.....	93
5.3	DISEÑO DE COLUMNAs .....	96
5.3.1	Diseño por flexocompresión:.....	97
5.3.2	Diseño por flexión biaxial.....	100
5.3.3	Diseño por fuerza cortante.....	101
5.3.4	Ejemplo de diseño de columna.....	102
5.4	DISEÑO DE UNIONES VIGA – COLUMNA .....	109
5.5	DISEÑO DE ESCALERAS .....	112
6.	DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA .....	116
6.1	DISEÑO DE PEDESTALES/CAPITELES .....	116
6.1.1	DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN.....	117
6.1.2	DISEÑO POR CORTANTE. ....	119
6.2	DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN .....	121
6.2.1	Tipos de fallas de muros de contención: .....	121
6.2.2	Empuje debido a sismos: .....	122
6.2.3	Cargas según AASHTO LRFD:.....	124
6.3	DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN.....	136
7.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	148
7.1	CONCLUSIONES.....	148
7.2	RECOMENDACIONES.....	152
8.	BIBLIOGRAFÍA .....	154

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 01.	Matriz de objetivos para edificaciones .....	5
Figura 02.	Aceleración pico y periodo de retorno para sitio de la obra.....	6
Figura 03.	Aceleración pico del suelo y probabilidad de excedencia durante la vida útil de una obra en particular. ....	6
Figura 04.	Esquema ideal de una estructura con rigidez muy alta. Estructura aislada.....	8
Figura 05.	Esquema ideal de una estructura con aislamiento muy rígido o base fija.....	8
Figura 06.	Esquema aproximado de la dinámica de una estructura con aislamiento. Sistema de 2 grados de libertad. ....	9
Figura 07.	Esquema aproximado de la dinámica de una estructura con aislamiento con desplazamiento unitario en el nivel de base. Sistema de 2 grados de libertad.....	10
Figura 08.	Esquema donde se presentan las propiedades del modelo bilineal .....	12
Figura 09.	Esquema del modelo lineal elástico.....	13
Figura 10.	Elipse que representa un ciclo perfecto del modelo lineal elástico.....	14
Figura 11.	Esquema de curva de no lineal.....	15
Figura 12.	Esquema de curva bilineal donde se muestran los parámetros de desplazamiento máximo y fr. ....	16
Figura 13.	Esquema de curva de no lineal donde se muestran los valores nominales máximos y mínimos. ....	17
Figura 14.	Esquema de desplazamiento traslacional y desplazamiento total, respectivamente. ....	20
Figura 15.	Esquema de distancias horizontales entre el centro de masas del aislamiento y el aislador i-ésimo. ....	22
Figura 16.	Esquema de superestructura y subestructura. ....	24
Figura 17.	Espectro de pseudo aceleraciones modificado para un amortiguamiento de 5%.....	27
Figura 18.	Esquematación del efecto P-Delta en aisladores elastoméricos y deslizadores de fricción .	32
Figura 19.	Esquema de distribución de bloques. ....	33
Figura 20.	Planta arquitectónica del quinto piso. ....	34
Figura 21.	Corte de arquitectura. ....	34
Figura 22.	. Modelo de base fija.....	39
Figura 23.	Planta del modelo. ....	39
Figura 24.	Distribución de los aisladores elastoméricos .....	43
Figura 25.	Modelo bilineal del aislamiento sísmico. ....	44
Figura 26.	Modelo bilineal de los dispositivos .....	46
Figura 27.	Modelo bilineal con propiedades modificadas de AIS1 .....	48
Figura 28.	Modelo bilineal con propiedades modificadas de AIS-2 .....	49
Figura 29.	Incorporación de “Links” para el modelo de base aislada .....	51
Figura 30.	Vista en planta de la excentricidad crítica .....	52
Figura 31.	Comparación de espectro promedio de pseudoaceleraciones con el espectro de la norma. ....	53
Figura 32.	Comparación de espectro promedio de psudodesplazamientos con el espectro de la norma.	54
Figura 33.	Curva de histéresis del sistema de aislamiento en la dirección X-X (Nominal) .....	61
Figura 34.	Curva de histéresis del sistema de aislamiento en la dirección Y-Y (Nominal) .....	62

Figura 35.	Curva de histéresis del sistema de aislamiento en la dirección X-X (Superior).....	64
Figura 36.	Curva de histéresis del sistema de aislamiento en la dirección Y-Y (Superior).....	64
Figura 37.	Curva de histéresis del sistema de aislamiento en la dirección X-X (Inferior) .....	66
Figura 38.	Curva de histéresis del sistema de aislamiento en la dirección Y-Y (Inferior).....	66
Figura 39.	Espectros de pseudoaceleraciones.....	72
Figura 40.	Esquema de alternancia de cargas.....	77
Figura 41.	Planta de encofrado de modelo en ETABS para diseño de losas con método de elementos finitos. ....	78
Figura 42.	Momentos en dirección X-X considerando como límites la resistencia brindada por las mallas. ....	79
Figura 43.	Momentos en dirección Y-Y considerando como límites la resistencia brindada por las mallas. ....	80
Figura 44.	Fuerzas cortantes en dirección X-X e Y-Y considerando como límites la resistencia brindada por la sección.....	81
Figura 45.	Gráfico de deflexiones elásticas donde las vigas son consideradas infinitamente rígidas. ....	82
Figura 46.	Planta del ejemplo de diseño. ....	86
Figura 47.	Esquema de consideraciones para corte de acero considerando lineamientos. ....	88
Figura 48.	Diseño por capacidad según Norma E.060 para sistema de pórticos o dual tipo II .....	89
Figura 49.	Viga VT1-02 (35x75). ....	91
Figura 50.	Esquema de momentos nominales y momentos últimos. ....	93
Figura 51.	Elevación de diseño de viga. ....	93
Figura 52.	Esquema de cortantes nominales y cortante últimos. ....	96
Figura 53.	Esquema de sección de concreto reforzada parcialmente fisurada. ....	98
Figura 54.	Esquema de sección de con deformación cero en acero de tracción. ....	98
Figura 55.	Esquema de sección con 50% de fluencia. ....	99
Figura 56.	Esquema de sección falla balanceada. ....	99
Figura 57.	Forma típica de un diagrama de interacción para una columna con estribos .....	100
Figura 58.	Esquema de diseño por capacidad para columnas para pórticos o dual tipo II. ....	101
Figura 59.	Columna elegida para ejemplo de diseño.....	102
Figura 60.	Distribución de acero en la columna para construcción del diagrama de interacción.....	104
Figura 61.	Diagramas de interacción de $\phi M_n - \phi P_n$ para cada uno de los ejes. ....	104
Figura 62.	Superficie de interacción. ....	105
Figura 63.	Diagrama de interacción para la combinación 1.25 (cm + cv) + cs. ....	105
Figura 64.	Diagramas de interacción de Mn-Pn para cada uno de los ejes. ....	107
Figura 65.	Diseño de la columna C-03. ....	108
Figura 69.	Modelo de ETABS donde se muestran las cargas muertas y los apoyos idealizados. ....	113
Figura 70.	Modelo de ETABS donde se muestran las cargas vivas y los apoyos idealizados.....	114
Figura 71.	Modelo de ETABS con Mu (ton.m) de la escalera.....	114
Figura 72.	Modelo de ETABS con Vu (ton) de la escalera.....	115
Figura 73.	Desarrollo de la escalera diseñada. ....	115
Figura 74.	Pedestal elegido para diseño.....	116

<b>Figura 75.</b>	<b>Distribución de acero en el pedestal para construcción del diagrama de interacción.....</b>	<b>117</b>
<b>Figura 76.</b>	<b>Diagramas de interacción de <math>\phi M_n - \phi P_n</math> para cada uno de los ejes. ....</b>	<b>118</b>
<b>Figura 77.</b>	<b>Elevación pedestal. ....</b>	<b>120</b>
<b>Figura 78.</b>	<b>Corte PD-PD (detalle pedestal) y corte CA-CA (detalle capitel). Elaboración propia.....</b>	<b>120</b>
<b>Figura 79.</b>	<b>Esquemas de empuje activo y empuje debido a sismo por Mononobe &amp; Okabe.....</b>	<b>123</b>
<b>Figura 80.</b>	<b>Esquema de distribución de esfuerzos por sobrecargas transitorias según tipo de carga. ..</b>	<b>125</b>
<b>Figura 81.</b>	<b>Esquema geométrico de los parámetros de diseño para muro de contención.....</b>	<b>126</b>
<b>Figura 82.</b>	<b>Esquema de diseño de muros de contención. ....</b>	<b>136</b>
<b>Figura 83.</b>	<b>Resumen de las condiciones de cimentación .....</b>	<b>137</b>
<b>Figura 84.</b>	<b>Vista en planta de la zapata elegida para ejemplo de diseño.....</b>	<b>138</b>
<b>Figura 85.</b>	<b>Ejes locales y globales para considerar para la exportación de datos. ....</b>	<b>138</b>
<b>Figura 86.</b>	<b>Sección crítica para el diseño por punzonamiento. ....</b>	<b>142</b>
<b>Figura 87.</b>	<b>Sección crítica para diseño por cortante. ....</b>	<b>144</b>
<b>Figura 88.</b>	<b>Diseño de la zapata.....</b>	<b>146</b>
<b>Figura 89.</b>	<b>Envolvente de esfuerzos debido a cargas de gravedad [-39 ton.m; +39 ton.m].....</b>	<b>147</b>
<b>Figura 90.</b>	<b>Envolvente de esfuerzos incluyendo fuerzas sísmicas [-50 ton.m; +50 ton.m]. ....</b>	<b>147</b>



## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 01.	Factores de modificación máximos y mínimos de las propiedades de los dispositivos de clase II.	18
Tabla 02.	Factores de amortiguamiento $B_M$ .	21
Tabla 03.	Derivas máximas permitidas.	29
Tabla 04.	Resumen de predimensionamiento para sobrecargas menores a $300 \text{ kgf/cm}^2$ .	36
Tabla 05.	Resumen de pesos asignados a la estructura.	40
Tabla 06.	Masa sísmica de la edificación.	41
Tabla 07.	Periodos para los tres primeros modos.	41
Tabla 08.	Parámetros considerados para los análisis.	41
Tabla 09.	Parámetros para el prediseño del sistema de aislamiento.	42
Tabla 10.	Predimensionamiento del sistema de aislamiento.	43
Tabla 11.	Propiedades no lineales del sistema de aislamiento.	44
Tabla 12.	Propiedades no lineales de AIS1.	45
Tabla 13.	Propiedades no lineales de AIS2.	46
Tabla 14.	Factores utilizados para la modificación de propiedades.	47
Tabla 15.	Propiedades no lineales para los límites, inferior, nominal y superior.	48
Tabla 16.	Propiedades no lineales modificadas de AIS2.	49
Tabla 17.	Propiedades no lineales modificadas del sistema de aislamiento.	50
Tabla 18.	Excentricidad de la estructura.	51
Tabla 19.	Señales consideradas para el análisis con su factor de escalamiento.	53
Tabla 20.	Resultados del análisis tiempo historia, en la dirección X-X, con los parámetros del límite superior.	55
Tabla 21.	Resultados del análisis tiempo historia, en la dirección Y-Y, con los parámetros del límite superior.	55
Tabla 22.	Resultados del análisis tiempo historia, en la dirección X-X, con los parámetros nominales.	56
Tabla 23.	Resultados del análisis tiempo historia, en la dirección Y-Y, con los parámetros nominales.	56
Tabla 24.	Resultados del análisis tiempo historia, en la dirección X-X, con los parámetros del límite inferior.	57
Tabla 25.	Resultados del análisis tiempo historia, en la dirección Y-Y, con los parámetros del límite inferior.	57
Tabla 26.	Fuerza de restitución obtenido para el límite inferior.	58
Tabla 27.	Comparación fuerza de restitución para los tres casos.	58
Tabla 28.	Carga axial sísmica, en toneladas, obtenida para cada registro.	59
Tabla 29.	Carga vertical mínima, en toneladas, para cada uno de los dispositivos ubicados en la esquina.	59
Tabla 30.	Propiedades obtenidas de la curva de histéresis en la dirección X-X (Nominal).	60
Tabla 31.	Propiedades obtenidas de la curva de histéresis en la dirección Y-Y (Nominal).	61
Tabla 32.	Propiedades obtenidas de la curva de histéresis en la dirección X-X(Superior).	63
Tabla 33.	Propiedades obtenidas de la curva de histéresis en la dirección Y-Y (Superior).	63

Tabla 34.	Propiedades obtenidas de la curva de histéresis en la dirección X-X (Inferior) .....	65
Tabla 35.	Propiedades obtenidas de la curva de histéresis en la dirección Y-Y (Inferior) .....	65
Tabla 36.	Rigidez efectiva y amortiguamiento efectivo del sistema y los dispositivos para el límite superior. ....	68
Tabla 37.	Desplazamiento total calculado, mediante el método estático. ....	68
Tabla 38.	Desplazamiento máximo de diseño del sistema.....	69
Tabla 39.	Fuerzas laterales requeridas para el diseño .....	70
Tabla 40.	Fuerzas laterales mínimas requeridas para el diseño de la superestructura .....	71
Tabla 41.	Derivas y aceleraciones obtenidas mediante el análisis espectral. ....	73
Tabla 42.	Factor de escalamiento para el diseño de la superestructura.....	73
Tabla 43.	Factor de escalamiento para el diseño del sistema de aislamiento y de la subestructura. ....	74
Tabla 44.	Momentos de segundo orden colocados en el modelo de diseño.....	75
Tabla 45.	Resumen de factores de reducción ( $\phi$ ) para diseño. ....	76
Tabla 46.	Resumen de armado de mallas para los aceros de losas .....	79
Tabla 47.	Resumen del cálculo de control de deflexiones en dirección X-X .....	83
Tabla 48.	Resumen de cálculo de control de deflexiones en dirección Y-Y.....	85
Tabla 49.	Consideraciones empíricas para corte de acero. ....	90
Tabla 50.	Longitud de anclaje para resistencia de concreto de 280 kg/cm <sup>2</sup> .....	91
Tabla 51.	Resumen de características de la sección .....	92
Tabla 52.	Tabla resumen de momentos últimos, momentos nominales y aceros instalados .....	92
Tabla 53.	Verificación de diseño para pórticos especiales .....	93
Tabla 54.	Cargas consideradas para el diseño de la columna. ....	103
Tabla 55.	Combinaciones últimas (axial y momento) obtenidas de la columna. ....	103
Tabla 56.	Combinaciones últimas (cortante) obtenidas de la columna. ....	106
Tabla 57.	Momentos nominales obtenidos para cada dirección.....	107
Tabla 58.	Verificación de la capacidad a flexión en la dirección X. Unidades en ton.m. ....	109
Tabla 59.	Verificación de la capacidad a flexión en la dirección Y. Unidades en ton.m. ....	109
Tabla 60.	Resumen de cargas y espesores de tramos de la escalera. ....	113
Tabla 61.	Resumen de diseño para cada tramo de la escalera. ....	115
Tabla 62.	Combinaciones últimas (axial y momento) obtenidas del pedestal. ....	117
Tabla 63.	Combinaciones últimas (axial y momento) obtenidas del pedestal. ....	118
Tabla 64.	Combinaciones últimas (cortante) obtenidas del pedestal. ....	119
Tabla 65.	Cargas obtenidas de análisis estructural.....	138
Tabla 66.	Esfuerzos obtenidos en las esquinas de la zapata. ....	141
Tabla 67.	Esfuerzos obtenidos en las esquinas de la zapata. ....	145

## 1. INTRODUCCIÓN

El Perú es un país muy expuesto a los sismos debido al contacto entre las placas de Nazca y Sudamericana. En la región de Junín, esta realidad se refleja en ciudades como Chupaca, donde un evento sísmico fuerte podría afectar gravemente a la población si las edificaciones no estuvieran preparadas para responder adecuadamente. En una emergencia, el rol de los hospitales es crucial, ya que deben continuar atendiendo a las personas lesionadas justo cuando más se les necesita.

Para lograr esa continuidad, no basta con que la edificación no colapse. También es necesario que los daños en la estructura, los elementos no estructurales y los equipos médicos sean mínimos. En ese sentido, el aislamiento sísmico se ha convertido en una estrategia de diseño que ayuda a reducir significativamente la fuerza que llega al edificio durante un sismo. Gracias a ello, los hospitales pueden mantener su funcionamiento incluso frente a movimientos sísmicos severos.

Este trabajo desarrolla el diseño estructural de un hospital de cinco pisos ubicado en el distrito de Chupaca, considerado como infraestructura esencial dentro de la normativa peruana. Debido a su localización en Zona Sísmica 3, la Norma E.031 (Aislamiento Sísmico) exige incorporar un sistema de aislamiento.

Para lograr ese objetivo, se revisan primero los conceptos y requisitos normativos que gobiernan el diseño con aislamiento. Luego, se elabora el modelo estructural y se realiza el análisis sísmico aplicando los criterios establecidos en las Normas E.020, E.030 y E.031. Habiendo finalizado los análisis mencionados, se procede con el diseño de los principales elementos de concreto armado tales como cimentaciones, columnas, vigas, losas y escalera, los cuales se presentan en sus respectivos planos estructurales.

## **1.1 JUSTIFICACIÓN**

Los hospitales son esenciales para la atención de una población afectada por un sismo. Si un establecimiento médico deja de funcionar en medio de una emergencia, la situación puede agravarse rápidamente. Por ello, en zonas de alta sismicidad como Chupaca, es fundamental que las edificaciones destinadas a la salud estén diseñadas para mantener su operatividad después de un movimiento fuerte.

En los últimos años, el uso de sistemas de aislamiento sísmico en infraestructura hospitalaria peruana ha comenzado a tomar mayor relevancia, debido a los beneficios que ofrece para reducir daños estructurales, limitar aceleraciones y proteger equipos vitales para la atención médica. Desarrollar proyectos con esta tecnología en regiones andinas aporta conocimiento técnico que puede impulsar futuras construcciones que deban permanecer en servicio tras un sismo severo.

Este trabajo busca contribuir en esa dirección mediante una propuesta de diseño estructural para un hospital de cinco pisos con aislamiento sísmico, desarrollado según la normativa vigente. Se espera que esta alternativa técnica pueda servir como referencia en proyectos similares dentro del país.

## **1.2 OBJETIVOS**

### **1.2.1 Objetivo general:**

Desarrollar el diseño estructural de un hospital de cinco pisos con sistema de aislamiento sísmico ubicado en el distrito de Chupaca (Zona 3) , aplicando las disposiciones establecidas en las normas técnicas peruanas vigentes para asegurar un comportamiento estructural adecuado frente a sismos muy raros.

### **1.2.2 Objetivos específicos:**

- Recopilar y analizar bibliografía especializada y normativa peruana relacionada con el aislamiento sísmico, el diseño de estructuras esenciales y el análisis dinámico estructural.
- Desarrollar el modelo computacional de la estructura sobre el sistema de aislamiento y elaborar el predimensionamiento inicial del sistema de protección sísmico.
- Realizar el análisis modal espectral conforme a las Normas E.030 y E.031, teniendo en cuenta las propiedades efectivas de las unidades de aislamiento sísmico.
- Determinar las propiedades no lineales de los dispositivos y aplicarlas en el análisis dinámico en el tiempo.
- Verificar que las respuestas máximas obtenidas en el análisis, en términos de fuerzas y derivas, se ajusten a los requisitos establecidos en la normativa aplicable.
- Diseñar los elementos estructurales de concreto armado de la edificación (vigas, columnas, losas y cimentaciones), así como los dispositivos de aislamiento sísmico.
- Presentar el diseño de la subestructura (base aislada) y de la superestructura.
- Presentar los planos estructurales que respalden el diseño final del hospital con aislamiento sísmico.

## **1.3 METODOLOGÍA Y ALCANCE**

### **1.3.1 Metodología**

La metodología empleada en este trabajo inicia con la revisión técnica y normativa relacionada con el aislamiento sísmico y el diseño de edificaciones esenciales. Esto permite establecer un marco conceptual adecuado para comprender la respuesta dinámica de estructuras con sistemas de aislamiento.

Con los planos arquitectónicos del hospital, se plantea una estructuración preliminar definiendo la ubicación de los elementos principales de concreto armado. En esta etapa se

realiza el predimensionamiento inicial de losa, vigas, columnas y escaleras, tomando como referencia criterios estructurales establecidos en la literatura especializada.

Luego, se determinan las cargas gravitacionales conforme a la Norma E.020, para lo cual se desarrolla el metrado considerando la tabiquería prevista, equipos médicos y los diferentes usos distribuidos en los cinco niveles del hospital.

A continuación, se desarrolla el modelo computacional en ETABS, incorporando el sistema de aislamiento sísmico. Se realiza un análisis dinámico tiempo-historia considerando las propiedades no lineales del sistema, con el objetivo de evaluar las derivas, desplazamientos, aceleraciones y la fuerza restitutiva. A partir de estos resultados, se determinan las propiedades efectivas del sistema. Posteriormente, se ejecuta un análisis modal espectral utilizando dichas propiedades efectivas, a fin de facilitar el diseño de los elementos de concreto armado de la subestructura y superestructura.

Con los resultados obtenidos del análisis estructural, se ejecuta el diseño de los elementos estructurales de concreto armado y se desarrollan los planos estructurales que complementan la propuesta final del hospital con aislamiento sísmico.

### **1.3.2 Alcance**

El presente trabajo incluye la revisión normativa y conceptual del aislamiento sísmico, el predimensionamiento y modelado estructural del hospital, la ejecución del análisis dinámico tiempo-historia y del análisis modal espectral definitivo, así como el diseño de los elementos de concreto armado y del sistema de aislamiento. Finalmente, se elaboran los planos estructurales del diseño propuesto.

## 2. REVISIÓN DE LITERATURA

En este capítulo se presenta el marco conceptual del aislamiento sísmico, abordando los aspectos del comportamiento de estructuras aisladas y los criterios normativos asociados. Los contenidos aquí desarrollados proporcionan las bases necesarias para su correcta aplicación en el diseño estructural del proyecto, asegurando un adecuado desempeño frente a acciones sísmica

### 2.1 CONCEPTOS BÁSICOS DE COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE BASE AISLADA Y BASE FIJA

La ingeniería actual tiene como filosofía alcanzar ciertos niveles de desempeño en función al tipo o uso de la estructura para los distintos niveles de sismos, los cuales están caracterizados en función al tiempo de retorno que representa a cada uno de ellos. El periodo de retorno es el número de años que, en promedio, se iguala o supera un valor de aceleración pico. En la figura 01, se muestra una tabla resumen.

		Nivel de desempeño			
		Completamente operativo	Operativo	Resguardo de vida	Cerca al colapso
Sismo de diseño	Sismo frecuente				
	Sismo ocasional				
	Sismo raro				
	Sismo muy raro				




		
Edificación común	Edificación esencial	Edificación de seguridad crítica

Figura 01. Matriz de objetivos para edificaciones

*Nota:* Tomado de “Comentarios a la Norma peruana E.030”, por Alejandro Muñoz, Perú, 2020.

La representación probabilística del peligro sísmico se realiza a partir de datos registrados durante sismos, como la aceleración pico del suelo (PGA, por sus siglas en inglés) y el tiempo de retorno previamente definido. Con esta información es posible elaborar curvas

que reflejan la representatividad de los sismos y la frecuencia con la que ocurren en función de su magnitud.

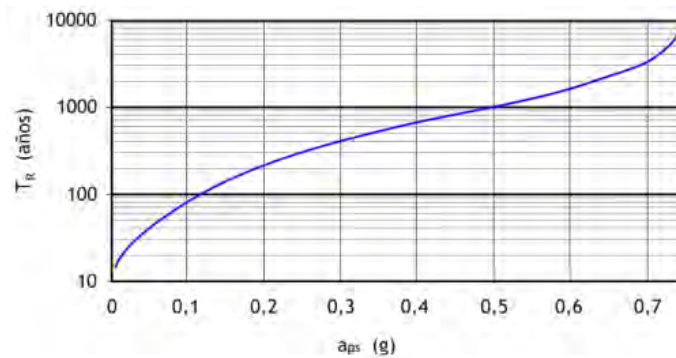


Figura 02. Aceleración pico y periodo de retorno para sitio de la obra

*Nota:* Tomado de “Apuntes de clase – Ingeniería Sismorresistente 2022-2”, Pontificia Universidad Católica del Perú, Perú, 2022.

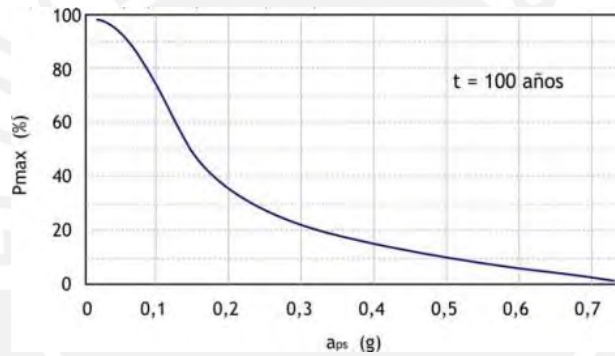


Figura 03. Aceleración pico del suelo y probabilidad de excedencia durante la vida útil de una obra en particular.

*Nota:* Tomado de “Apuntes de clase – Ingeniería Sismorresistente 2022-2”, Pontificia Universidad Católica del Perú, Perú, 2022.

Si uno de los objetivos es reducir las demandas sísmicas de desplazamiento entre piso para minimizar los daños, los sistemas de aislamiento y disipación sísmica se presentan como soluciones que protegen la estructura frente a los movimientos durante los sismos. En particular, los aisladores cumplen este propósito al desacoplar la superestructura de la subestructura, disminuyendo así las fuerzas y desplazamientos que experimenta la edificación.

Diversos autores han desarrollado modelos matemáticos e ingenieriles para predecir la respuesta de las edificaciones frente a sismos, permitiendo determinar desplazamientos, velocidades, aceleraciones y fuerzas. En estos modelos intervienen variables características de

la estructura, como la masa, el amortiguamiento y la rigidez, las cuales pueden cuantificarse mediante distintos métodos para resolver la ecuación de equilibrio dinámico.

Para las estructuras de concreto armado, la energía histerética es predominante en la respuesta frente a sismos. Con el fin de reducir el daño, existen distintos métodos, como incrementar la resistencia para ampliar el rango elástico y la capacidad de rotación de los elementos. Otra estrategia es la utilización de aisladores sísmicos y disipadores de energía.

Los aisladores sísmicos actúan directamente reduciendo la energía de entrada y, por ende, la energía histerética, al “desacoplar” la superestructura de la subestructura. Esto incrementa el periodo de vibración de la superestructura, disminuyendo las aceleraciones absolutas de respuesta respecto al suelo. Asimismo, los desplazamientos entre piso se reducen considerablemente, mejorando el desempeño estructural, minimizando daños y asegurando la continuidad de uso de la edificación.

## **2.2 MODELOS ELÁSTICOS PARA EL ANÁLISIS DE EDIFICIOS AISLADOS**

El comportamiento dinámico de una estructura con aislamiento sísmico puede representarse mediante modelos elásticos simplificados que permiten comprender la interacción entre la superestructura y la base aislada. Para el análisis inicial, se emplea el modelo de un grado de libertad (1GDL), que describe de manera sencilla el movimiento global del sistema.

En este modelo se pueden considerar distintas configuraciones, dependiendo de si la estructura o la base son deformables. En primer lugar, se tiene el caso de la estructura aislada indeformable, en la cual la superestructura se idealiza como un sólido rígido, es decir, con rigidez infinita. Bajo esta condición, la deformación se concentra exclusivamente en los aisladores, cuyas propiedades determinan el comportamiento del sistema. A partir de este modelo se obtienen parámetros fundamentales como el periodo del sistema aislado ( $T_b$ ), la

constante del amortiguamiento equivalente ( $C_b$ ) y el desplazamiento máximo del edificio, que coincide con el desplazamiento de los aisladores debido a que la superestructura no se deforma.

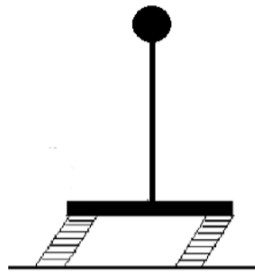


Figura 04. Esquema ideal de una estructura con rigidez muy alta. Estructura aislada.

*Nota:* Tomado de “Introducción al Aislamiento y la Disipación de Energía”, Pontificia Universidad Católica del Perú, Perú, 2023.

A partir del modelo de la estructura aislada se puede determinar su periodo:

$$T_b = 2\pi \sqrt{\frac{m_s + m_b}{k_b}}$$

Donde:

$m_s$ : Masa de la superestructura

$m_b$ : Masa del sistema de aislamiento

$k_b$ : Representación ideal de la rigidez del sistema de un grado de libertad.

En contraste, el modelo de estructura con base fija considera que la base del sistema no presenta desplazamientos, mientras que la superestructura sí se deforma. En este caso, se determina el periodo correspondiente al modo fundamental de vibración de la edificación ( $T_s$ ), el cual depende únicamente de la rigidez y masa de la superestructura

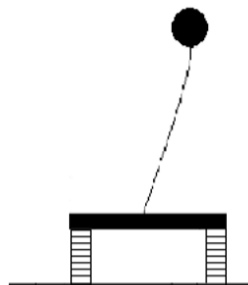


Figura 05. Esquema ideal de una estructura con aislamiento muy rígido o base fija

*Nota:* Tomado de “Introducción al Aislamiento y la Disipación de Energía”, Pontificia Universidad Católica del Perú, Perú, 2023.

Análogamente para este esquema, se puede determinar su periodo.

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{m_s}{k_s}}$$

Donde  $k_s$  es la rigidez de la representación ideal de la rigidez de la estructura.

A partir de ambos modelos extremos —estructura indeformable y estructura con base fija—, se puede representar el sistema real como uno de dos grados de libertad, en el que tanto la base como la superestructura experimentan deformaciones. Este modelo permite describir con mayor precisión la respuesta dinámica de la edificación aislada frente a la excitación sísmica y constituye la base para el desarrollo de los análisis numéricos empleados en el presente proyecto.

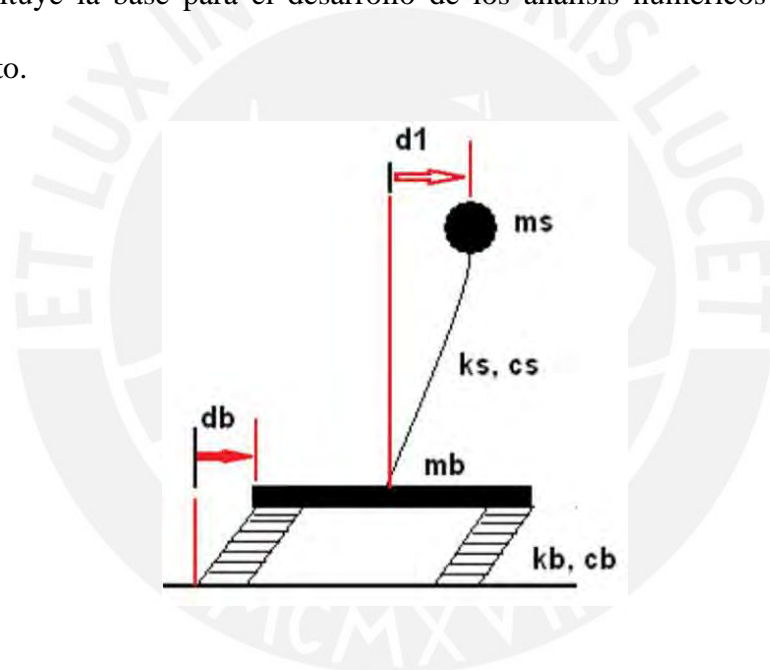


Figura 06. Esquema aproximado de la dinámica de una estructura con aislamiento. Sistema de 2 grados de libertad.

*Nota:* Tomado de “Introducción al Aislamiento y la Disipación de Energía”, Pontificia Universidad Católica del Perú, Perú, 2023.

Con dicha configuración, el cuadrado de la relación entre los periodos de los dos sistemas ideales iniciales se puede expresar mediante el parámetro.

Cuadrado de la relación de periodos: 
$$\epsilon = \left(\frac{T_s}{T_b}\right)^2$$

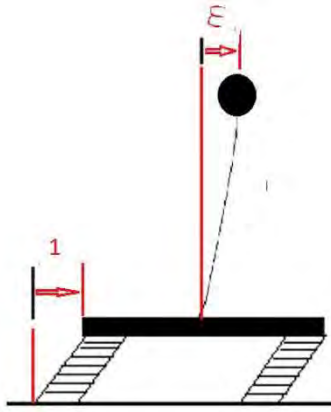


Figura 07. Esquema aproximado de la dinámica de una estructura con aislamiento con desplazamiento unitario en el nivel de base. Sistema de 2 grados de libertad.

*Nota:* Tomado de “Introducción al Aislamiento y la Disipación de Energía”, Pontificia Universidad Católica del Perú, Perú, 2023.

La relación de periodos mide la discrepancia dinámica entre la superestructura y la base aislada. Valores pequeños de  $\epsilon$  indican que el periodo del sistema aislado domina la respuesta global.

Al considerar la interacción entre la base y la superestructura, el periodo fundamental del sistema real (modelo de dos grados de libertad) puede aproximarse por

$$T_1 = \frac{T_b}{\sqrt{1 - \gamma \epsilon}} \approx T_b$$

Siendo:

$$\gamma = \frac{m_s}{m_b + m_s}$$

La fracción de masa correspondiente a la superestructura (con  $m_s$  y  $m_b$  masa de la superestructura y de la base, respectivamente). Cuando es " $\gamma \epsilon$ " es pequeño,  $T_1$  es aproximadamente igual a  $T_b$ , lo que justifica, en muchos casos prácticos, el uso del periodo del sistema aislado como estimación del periodo fundamental del conjunto.

En la práctica, la relación entre los periodos  $T_b/T_s$  se utiliza generalmente un valor de 3, considerando que, mientras mayor sea este valor, la estructura estará más aislada. En consecuencia, se obtendrán menores desplazamientos en la superestructura, aunque con un

mayor periodo en el sistema aislado. Esto implica aceleraciones espectrales más bajas y, por tanto, menores fuerzas inerciales sobre la superestructura. Asimismo, el modo fundamental toma mayor relevancia. En el presente proyecto se buscó que el periodo de base aislada ( $T_b$ ) sea de 3.5 segundos.

$$T_b = 3.5$$

### 2.3 PRINCIPALES TIPOS DE DISPOSITIVOS DE AISLAMIENTO SÍSMICO

Entre los principales tipos de dispositivos se encuentran los aisladores elastoméricos, los péndulos friccionales y los deslizadores, cada uno con características y mecanismos de funcionamiento particulares.

- Los **aisladores elastoméricos**, con o sin núcleo de plomo, están formados por láminas de caucho natural intercaladas con planchas de acero, lo que les otorga estabilidad y restringe la expansión lateral del material. La incorporación de un núcleo de plomo en el centro del aislador incrementa el amortiguamiento efectivo del sistema, mejorando su capacidad de disipar energía durante un sismo. Estos dispositivos pueden alcanzar grandes deformaciones angulares, del orden de  $45^\circ$ , manteniendo su integridad estructural y desempeño funcional.
- El **péndulo friccional**, en sus variantes simple, doble o triple, se caracteriza por permitir desplazamientos tanto horizontales como verticales. Su comportamiento se basa en la fricción entre superficies esféricas y la restitución de la posición original una vez finalizado el movimiento sísmico. Este tipo de aislador ofrece un comportamiento estable ante diferentes intensidades sísmicas y puede ajustarse a diversas condiciones de carga y desplazamiento.
- Por su parte, **los deslizadores** permiten únicamente desplazamientos horizontales y se utilizan como una alternativa más económica. Generalmente, se emplean en conjunto

con los aisladores elastoméricos, ya que su función se limita al control del movimiento lateral sin aportar amortiguamiento adicional.

En el presente trabajo se propone el uso de dos tipos de aisladores de goma con núcleo de plomo, ambos con el mismo amortiguamiento efectivo, pero con distinta rigidez.

## 2.4 MODELO INELÁSTICO PARA SISTEMAS DE AISLAMIENTO CON AISLADORES

La curva de histéresis de los dispositivos elastoméricos puede representarse mediante un modelo bilineal, definido a partir de las siguientes variables:

- $K_1$ : La rigidez inicial (tonf/m)
- $K_2$ : Rigidez post fluencia (tonf/m)
- $F_y$ : Fuerza de fluencia o en el límite elástico (tonf)
- $F_{max}$ : Fuerza máxima (tonf)
- $D_y$ : Desplazamiento de fluencia (m)
- $Q$ : Resistencia característica
- $A_b$ : Área para un ciclo de histéresis (tonf.m)
- $A$ : Área de curva de histéresis (tonf.m)
- $D$  o  $D_m$ : Desplazamiento máximo (m)
- $\alpha$ : Relación de rigideces, oscila entre 7 a 15
- $K_b$ : Rigidez del sistema de aislamiento (tonf/m)
- $\xi_b$ : Razón de amortiguamiento efectivo

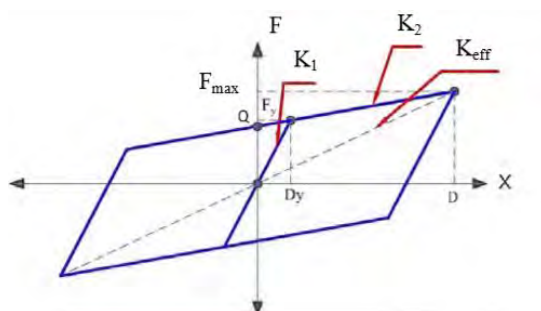


Figura 08. Esquema donde se presentan las propiedades del modelo bilineal

*Nota:* Tomado de “Introducción al Aislamiento y la Disipación de Energía”, Pontificia Universidad Católica del Perú, Perú, 2023.

Esta curva representa la relación entre el desplazamiento relativo entre la estructura y el dispositivo de aislamiento y la fuerza cortante que actúa en el aislador.

Para determinar los parámetros del modelo bilineal, se parte del modelo elástico lineal, considerando que el modelo elástico equivalente, durante un ciclo completo de oscilación, debe disipar la misma cantidad de energía por amortiguamiento y alcanzar la misma fuerza en el desplazamiento máximo.

La fuerza máxima del sistema bilineal puede determinarse geoméricamente mediante la siguiente expresión:

$$F_{MÁX} = F_y + K_2(D - D_y)$$

Asimismo, la fuerza máxima del modelo elástico lineal puede determinarse multiplicando la rigidez efectiva por el desplazamiento máximo.

$$F_{MÁX} = K_{eff}D$$

Dado que las fuerzas máximas son iguales se tiene la siguiente expresión:

$$K_{eff}D = F_y + K_2(D - D_y)$$

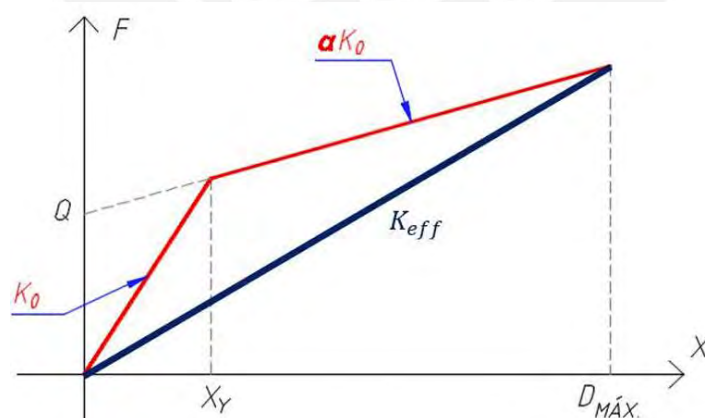


Figura 09. Esquema del modelo lineal elástico

*Nota:* Tomado de “Introducción al Aislamiento y la Disipación de Energía”, Pontificia Universidad Católica del Perú, Perú, 2023.

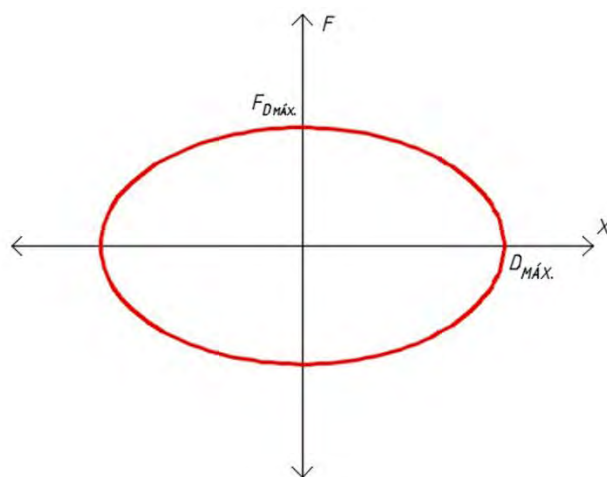


Figura 10. Elipse que representa un ciclo perfecto del modelo lineal elástico.

*Nota:* Tomado de “Introducción al Aislamiento y la Disipación de Energía”, Pontificia Universidad Católica del Perú, Perú, 2023.

La fuerza de amortiguamiento en sistemas de un grado de libertad disipa, durante un ciclo de oscilación, una cantidad de energía dentro del rango elástico, la cual corresponde al área de la elipse generada por su movimiento:

$$\text{Energía} = 2\pi\xi K_{eff}D^2$$

En los sistemas inelásticos, la disipación de energía se manifiesta mediante la formación de lazos de histéresis, siendo el área encerrada por dichos lazos la que representa la energía disipada, la cual se expresa como:

$$\text{Energía} = 4Q(D - D_y)$$

Igualando las expresiones:

$$2\pi\xi K_{eff}D^2 = 4Q(D - D_y)$$

Para resolver la curva del modelo bilineal es necesario determinar las incógnitas  $k_1$ ,  $D_y$  y  $k_2$ . No obstante, hasta este punto solo se dispone de dos ecuaciones para las tres variables desconocidas. Por ello, se asume una relación entre la rigidez inicial ( $k_1$ ) y la rigidez post-fluencia ( $k_2$ ), la cual es proporcionada por el fabricante, quien indica un rango de valores típicos a emplear en los cálculos:

$$K_1 = \alpha K_2$$

Dado que ahora se dispone de las tres ecuaciones necesarias, se procede a resolver el sistema de ecuaciones obteniendo:

$$2\pi\xi K_{eff}D^2 = \frac{4D_y K_{eff}D(\alpha - 1)}{D + (\alpha - 1)D_y}(D - D_y)$$

La cual es una expresión cuadrática que se puede desarrollar como:

$$4(\alpha - 1)D_y^2 + D(\alpha - 1)(2\pi\xi - 4)D_y + 2\pi\xi D^2 = 0$$

Finalmente, se puede determinar el valor de  $D_y$  para el sistema bilineal. A partir de este valor, es posible obtener los parámetros restantes del modelo.

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

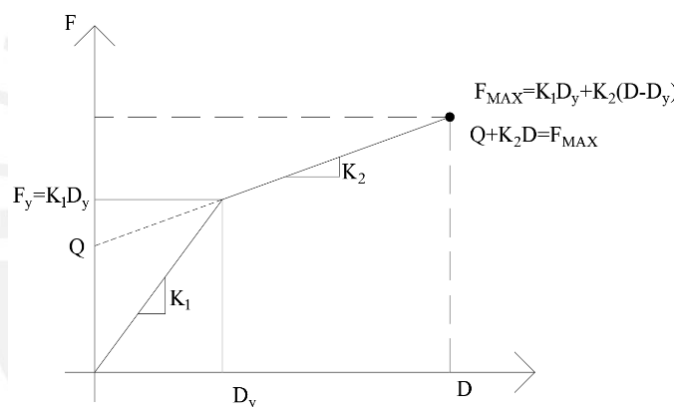


Figura 11. Esquema de curva de no lineal.

*Nota:* Adaptado de “Introducción al Aislamiento y la Disipación de Energía”, Pontificia Universidad Católica del Perú, Perú, 2023.

Así mismo, resulta relevante señalar que el amortiguamiento correspondiente al sistema elástico equivalente no debe ser excesivamente alto, ya que en ese caso el comportamiento podría asemejarse al de una estructura sin dispositivos de aislamiento. Esto ocurre porque un alto amortiguamiento reduce la fuerza restitutiva ( $f_r$ ), la cual, de acuerdo con la normativa, debe ser como mínimo del 2.5 % del peso total de la estructura. Este parámetro resulta fundamental, pues garantiza que el aislador pueda retornar, en la medida de lo posible, a su posición original y no permanezca desplazado luego de un evento sísmico. En la siguiente figura se muestra el esquema representativo de la fuerza de restitución.

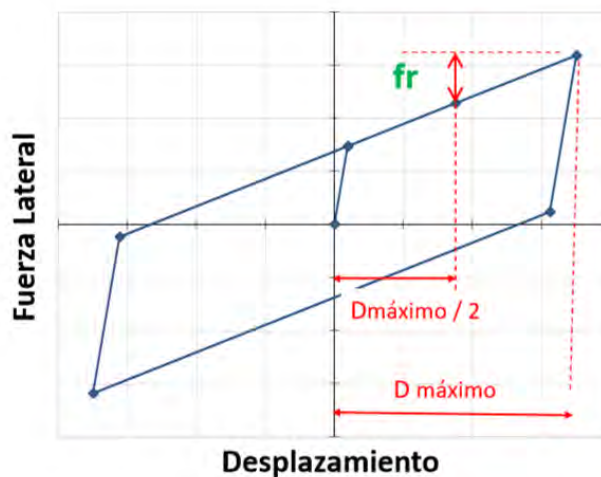


Figura 12. Esquema de curva bilineal donde se muestran los parámetros de desplazamiento máximo y  $f_r$ .

*Nota:* Tomado de “Introducción al Aislamiento y la Disipación de Energía”, Pontificia Universidad Católica del Perú, Perú, 2023.

## 2.5 CONTROL DE PROPIEDADES

A diferencia del concreto, los dispositivos de aislamiento sísmico pueden presentar fenómenos de degradación o endurecimiento con el paso del tiempo y bajo la influencia de condiciones ambientales. Asimismo, cuando son sometidos a la acción de sismos o a pruebas de ensayo, estos dispositivos experimentan incrementos de temperatura que, de no ser controlados adecuadamente, podrían afectar su comportamiento o modificar sus propiedades nominales.

Durante el proceso de fabricación, es fundamental controlar las características de la goma, ya que este material presenta una alta variabilidad. Por ello, resulta necesario realizar ensayos y fabricar prototipos representativos que consideren solicitaciones equivalentes a sismos con un periodo de retorno de 2500 años, a fin de garantizar un desempeño adecuado durante su aplicación en obra, donde se consideran sismos con un periodo de retorno de 500 años.

La normativa establece factores de modificación mínimos y máximos de las propiedades, los cuales dependen de la clase del fabricante (Clase 1 o Clase 2). Estos factores deben aplicarse directamente a los valores nominales obtenidos a partir del modelo bilineal.

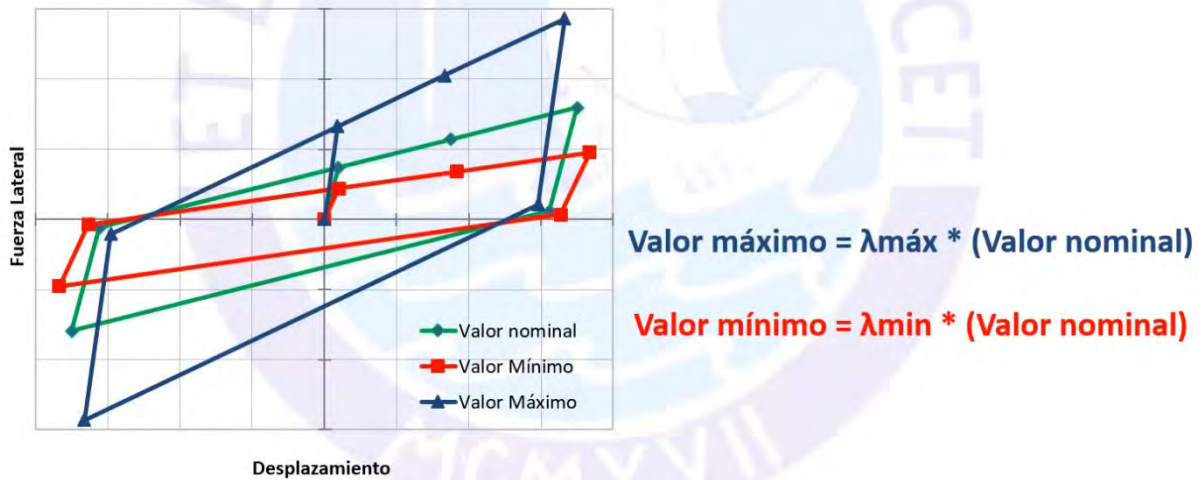


Figura 13. Esquema de curva de no lineal donde se muestran los valores nominales máximos y mínimos.

*Nota:* Tomado de “Introducción al Aislamiento y la Disipación de Energía”, Pontificia Universidad Católica del Perú, Perú, 2023.

Por lo tanto, es imprescindible que el diseño del sistema de aislamiento considere un rango de propiedades máximas y mínimas.

En el caso de la curva de valor mínimo, la rigidez del sistema es menor, lo que implica un comportamiento más flexible. Esto favorece la respuesta de la superestructura, ya que reduce las fuerzas sísmicas transmitidas. Sin embargo, la fuerza restitutiva disminuye significativamente, pudiendo ocasionar que el dispositivo quede con un desplazamiento residual considerable. Para este caso, se debe demostrar que la fuerza restitutiva continúa siendo superior al 2.5 % del peso total de la estructura no aislada. Además, dado que este escenario genera mayores desplazamientos, a partir de esta curva se puede determinar el desplazamiento máximo del sistema de aislamiento.

Por otro lado, en la curva de valor máximo, los aisladores presentan un comportamiento más endurecido (mayor rigidez) y un incremento en el amortiguamiento (mayor capacidad de disipar energía). Esto significa que una mayor cantidad de energía sísmica será transmitida al

edificio, afectando en mayor medida a la superestructura. En consecuencia, esta curva permite establecer los requisitos de diseño y verificar las derivas y aceleraciones que aseguren un comportamiento estructural adecuado.

En la siguiente tabla se muestra los valores de los factores de amplificación máxima y mínima “λ” según el tipo de aislador y su material.

**Tabla 01. Factores de modificación máximos y mínimos de las propiedades de los dispositivos clase II.**

	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
<b>Variable</b>	<b>u o <math>\underline{O_d}</math></b>	<b>u o <math>\underline{O_d}</math></b>	<b>K</b>	<b>Kd</b>	<b><math>\underline{O_d}</math></b>	<b>Kd</b>	<b><math>\underline{O_d}</math></b>
<b>Mínimo factor de modificación <math>\lambda_{max}</math></b>	2.1	3.2	1.8	1.8	1.8	2.2	1.8
<b>Máximo factor de modificación <math>\lambda_{max}</math></b>	0.6	0.6	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8

*Nota:* Adaptado de los valores indicados en los comentarios del Capítulo 17 de la ASCE 7-16, NTP 0.31 - SENCICO, Perú, 2018.

La Norma E.031 establece diversos parámetros que deben considerarse en función de los ensayos de cualificación del fabricante y su concordancia con las especificaciones del Artículo 29 (Ensayos de Cualificación). La determinación de los factores máximos y mínimos de modificación de propiedades son dadas por las siguientes ecuaciones:

$$\lambda_{max} = \left( 1 + \left( 0.75(\lambda_{(ae,max)} - 1) \right) \right) \lambda_{(tvs,max)} \cdot \lambda_{(fab,max)}$$

$$\lambda_{min} = \left( 1 - \left( 0.75(\lambda_{(ae,min)} - 1) \right) \right) \lambda_{(tvs,min)} \cdot \lambda_{(fab,min)}$$

Donde:

- $\lambda_{(ae,max)}$ : Factor de modificación para determinar el máximo valor de una propiedad del aislador, considerando las condiciones ambientales y el envejecimiento.
- $\lambda_{(ae,min)}$ : Factor de modificación para determinar el mínimo valor de una propiedad del aislador, considerando las condiciones ambientales y el envejecimiento.
- $\lambda_{(tvs,max)}$ : Factor de modificación para obtener el máximo valor de una propiedad del aislador considerando las condiciones de temperatura, velocidad de carga y scragging.
- $\lambda_{(tvs,min)}$ : Factor de modificación para obtener el mínimo valor de una propiedad del aislador considerando las condiciones de temperatura, velocidad de carga y scragging.
- $\lambda_{(fab,max)}$ : Factor de modificación para obtener el máximo valor de una propiedad del aislador, considerando la variabilidad en la fabricación de aisladores de la misma dimensión.
- $\lambda_{(fab,min)}$ : Factor de modificación para obtener el mínimo valor de una propiedad del aislador, considerando la variabilidad en la fabricación de aisladores de la misma dimensión.

## 2.6 ANÁLISIS ESTÁTICO

El método estático permite establecer límites mínimos para el diseño de estructuras con aislamiento sísmico. Si bien es posible diseñar una edificación aislada mediante este procedimiento, puede aplicarse siempre y cuando cumpla ciertas condiciones establecidas en la Norma Técnica E.031, como el tipo de suelo en el que se ubica la estructura (solo aplicable para suelos tipo S1), la zona sísmica (Z4), el límite del período de vibración (no mayor a tres veces el período de la superestructura de base fija), la altura máxima permitida (cuatro niveles o 20 m) y el amortiguamiento efectivo del sistema.

El procedimiento de este análisis inicia con la determinación del desplazamiento traslacional y el desplazamiento total del sistema de aislamiento.

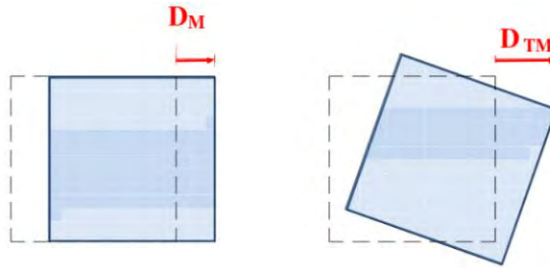


Figura 14. Esquema de desplazamiento traslacional y desplazamiento total, respectivamente.

*Nota:* Tomado de “Introducción al Aislamiento y la Disipación de Energía”, Pontificia Universidad Católica del Perú, Perú, 2023.

Para el desplazamiento traslacional, se determina el período de vibración, el cual se expresa de manera análoga al período del edificio aislado, considerando la superestructura como un sólido rígido.

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

A partir del período de vibración, es posible obtener la respuesta sísmica de la estructura conforme a los lineamientos de la Norma Técnica E.030. No obstante, se debe aplicar un factor de incremento de 1.5, ya que la E.030 se basa en sismos con períodos de retorno de 500 años, mientras que el análisis de estructuras aisladas debe considerar eventos con períodos de 2500 años.

Asimismo, es importante tener presente que los valores de referencia corresponden a un amortiguamiento del 5%, por lo que se debe aplicar el Factor de Reducción por Amortiguamiento (BM) para ajustar los resultados al nivel de amortiguamiento específico del sistema analizado.

**Tabla 02. Factores de amortiguamiento  $B_M$ .**

Tabla N°5: Factor de amortiguamiento $B_M$	
Amortiguamiento Efectivo, $\beta_M$ (En porcentaje del amortiguamiento crítico) <sup>a,b</sup>	Factor $B_M$
$\leq 2$	0.8
5	1
10	2
20	1.5
30	1.7
$\geq 40$	1.9

*Nota:* Adaptado de la NTP 0.31, SENCICO, Perú, 2018.

Donde:

- a:  $\beta_M$  se basará en el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento sísmico determinado en concordancia con los requisitos del numeral 13.5 del artículo 13. De la presente Norma Técnica.
- b: Para valores de  $\beta_M$  diferentes de los indicados en la tabla, el factor  $\beta_M$  se obtendrá por interpolación lineal.

Con el periodo de vibración y el factor de reducción por amortiguamiento ya determinados se puede calcular el desplazamiento traslacional:

$$S_{aM} = 1.5ZUCSg$$

$$D_M = \frac{S_{aM}T_M^2}{4\pi^2 B_M}$$

Siendo:

- $S_a$  : Aceleración espectral del espectro elástico correspondiente al sismo máximo.
- $T_M$  : Periodo efectivo de la estructura sísmicamente aislada asociada al desplazamiento traslacional  $D_M$ .
- $B_M$  : Factor de reducción por amortiguamiento.

Además, con la relación de:

$$S_a = S_d \cdot \omega^2$$

Donde  $\omega$  es la frecuencia angular del sistema de base aislada de 1 grado de libertad.

Seguidamente, se determina el desplazamiento total máximo ( $D_{tm}$ ), el cual se calcula considerando la excentricidad y la rotación del sistema de aislamiento sísmico. Este valor se obtiene mediante la siguiente expresión:

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

Donde:

- $D_M$  = Desplazamiento traslacional en el centro de rigidez del sistema de aislamiento sísmico en la dirección de análisis, en milímetros.
- $y$  = Distancia entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento sísmico y el elemento de interés, medida perpendicularmente a la dirección de la sollicitación sísmica considerada, en milímetros.
- $e$  = Excentricidad obtenida como la suma de la distancia en planta entre el centro de masa de la estructura sobre la interfaz de aislamiento y el centro de rigidez del sistema de aislamiento sísmico. Más la excentricidad accidental, tomada como 5% de la mayor dimensión en planta del edificio en dirección perpendicular a la fuerza sísmica, en milímetros.
- $b$  = Dimensión menor a la proyección en planta de la estructura, medida de manera perpendicular a la dimensión mayor,  $d$ , en milímetros.
- $d$  = Dimensión mayor de la proyección en planta de la estructura, en milímetros.
- $P_T$  = Razón de período traslacional efectivo del sistema de aislamiento sísmico y el Período rotacional efectivo del sistema de aislamiento sísmico; calculada mediante análisis dinámico como se muestra a continuación, sin ser menor que 1.

$$P_T = \frac{1}{r_a} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x_i^2 + y_i^2)}{N}}$$

- $r_a$  = Radio de giro del sistema de aislamiento sísmico, en milímetros, el cual es igual a  $\frac{1}{12} (b^2 + d^2)^{1/2}$  en sistemas de aislamiento con planta rectangular de dimensiones  $b \times d$ .
- $N$  = Número de aisladores
- $x_i, y_i$  = Distancias horizontales entre el centro de masas del aislamiento sísmico y aislador  $i$ -ésimo, medidas en las direcciones de los ejes del sistema de aislamiento sísmico, en milímetros.

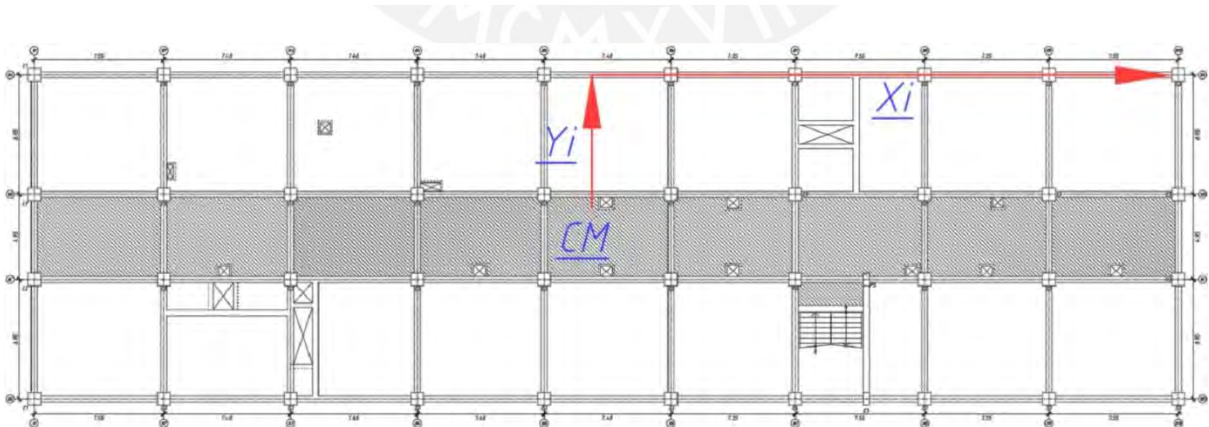


Figura 15. Esquema de distancias horizontales entre el centro de masas del aislamiento y el aislador  $i$ -ésimo.

Sin embargo, de forma alternativa, la razón de periodos puede obtenerse a partir de la relación entre los periodos del modo 1 y del modo 3, tal como se indica en la definición del desplazamiento total del Artículo 20.3 de la Norma E.031.

$$\rho_T = \frac{T_1}{T_3}$$

Donde:

- T1: Es el mayor valor del periodo considerando solo movimiento traslacional
- T3: Es el mayor valor del periodo considerando movimiento rotacional.

Además, es importante considerar que, de acuerdo con el acápite 20.3 de la Norma E.031, el desplazamiento total no debe ser menor que  $1.15 D_M$ .

Continuando con el análisis estático, la fuerza cortante en la interfaz de aislamiento puede calcularse mediante:

$$V_b = K_M \cdot D_M$$

Siendo:

- $V_b$ : Cortante de la interfaz de aislamiento
- $K_M$ : Rigidez del sistema de aislamiento
- $D_M$ : Desplazamiento traslacional

Con la fuerza cortante en la base del aislamiento ( $V_b$ ) se puede determinar la fuerza cortante en la base de la superestructura ( $V_{st}$ ) mediante la siguiente expresión:

$$V_{st} = V_b \cdot \left( \frac{P_s}{P} \right)^{1-2.5\beta_M}$$

Siendo:

- $V_{st}$ : Cortante de la superestructura.
- $P_s$ : Peso de la superestructura.
- $P$ : Peso total.
- $\beta_M$ : Factor de reducción por amortiguamiento.

Una vez determinada la fuerza cortante de la superestructura ( $V_{st}$ ), se procede a calcular la cortante mínima de diseño en la base de la superestructura ( $V_s$ ), la cual se define como:

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

$$R_a = \frac{3}{8} \cdot R_o \quad R_a \in [1,2]$$

Siendo:

- $V_s$ : Cortante mínima de diseño en la base de la superestructura
- $V_b$ : Fuerza de diseño en la base de la superestructura
- $R_a$ : Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas para estructuras con aislamiento sísmico el cual está limitado en 1 como mínimo y 2 como máximo.
- $R_o$ : Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas para superestructura.
- $V_{st}$ : Cortante de la superestructura.

Para la presente investigación, la estructura está conformada por pórticos especiales de concreto armado ( $R_o = 8$ ). En este caso, se considerará un valor de  $R_a = 2$  para el diseño de la superestructura, mientras que el sistema de aislamiento y los elementos de la subestructura no presentarán reducción ( $R = 1$ ). En la siguiente figura se muestra el esquema que diferencia y ubica la superestructura y la subestructura.

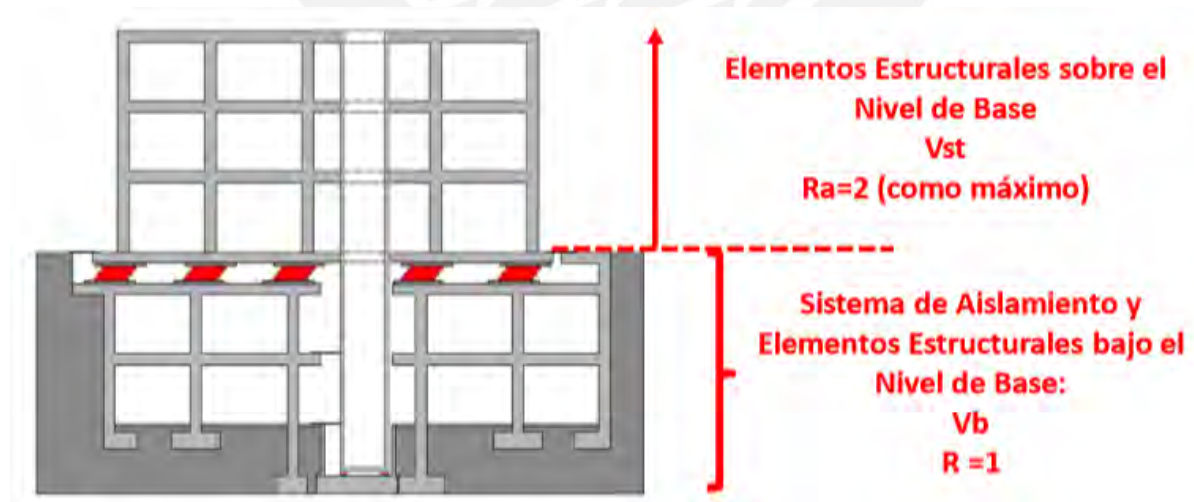


Figura 16. Esquema de superestructura y subestructura.

*Nota. Sistema de aislamiento. Tomado de Norma Peruana de Aislamiento sísmico. MAESTRÍA PUCP. Muñoz.*

En el Artículo 21 de la Norma E.031, se establece límites mínimos para la fuerza de diseño  $V_s$ , los cuales deben ser mayores que la fuerza sísmica obtenida según la Norma E.030 para una estructura de base fija con el período efectivo objetivo del sistema aislado ( $T_M$ ). Este período está relacionado con el desplazamiento traslacional ( $D_M$ ) y se considera un factor de uso e importancia igual a 1 ( $U = 1$ ). Además, dicha fuerza debe compararse con la cortante generada por el viento, en caso corresponda su evaluación.

$$V_s > V_{E.030} \text{ y } V_s > V_{viento}$$

Conforme a la Norma E.030,  $V_{st}$  se obtiene a partir de un  $V_b$  que garantice el funcionamiento pleno del sistema de aislamiento. Se adopta el mayor  $V_b$  considerando: (1) las propiedades del sistema en su límite superior, (2) un incremento del 50 % sobre las propiedades nominales necesarias para su activación o (3) la fuerza que corresponde al punto de desplazamiento nulo en un sistema de deslizamiento luego de un ciclo dinámico de amplitud  $D_M$ .

El cortante se distribuye en fuerzas estáticas equivalentes en toda la altura de la estructura:

$$F_1 = \frac{(V_b - V_{st})}{R_a}$$

$$F_i = \frac{p_i h_i^k}{\sum_{j=2}^n p_j h_j^k} V_s \text{ donde } i > 1$$

$$k = 14\beta_M T_f$$

Donde:

- $F_1$  = Fuerza sísmica lateral en el nivel de base, expresada en kN.
- $F_i$  = Fuerza sísmica lateral en el nivel i, expresada en kN.
- $h_i$  = Altura del nivel i respecto al nivel de base, expresada en mm.
- n = Número de pisos de la estructura sobre la interfaz de aislamiento.
- $P_i$  = Parte del peso P que se ubica en o se asigna al nivel i, expresado en kN.

- $R_a$  = Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas para la estructura sobre el sistema de aislamiento sísmico, calculado como  $3/8R_0$ , pero no menor que 1 ni mayor a 2.
- $T_f$  = Periodo fundamental de la estructura considerada con base fija en dirección de análisis, expresado en segundos.

## 2.7 ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL

De acuerdo con la Norma Peruana E.031, en su apartado 26.4, la deriva máxima de la superestructura obtenida mediante el análisis modal espectral no debe superar el valor de 0.0035. Para este procedimiento se adopta un factor de reducción  $R_a = 1$ . Asimismo, la norma precisa que el análisis debe efectuarse en ambas direcciones principales, considerando el 100 % del espectro en la dirección analizada y el 30 % del espectro correspondiente a la dirección ortogonal. En consecuencia, el desplazamiento del sistema de aislamiento en cada eje se determina a partir de la combinación vectorial de los desplazamientos en ambas direcciones.

En las estructuras con aislamiento sísmico, el comportamiento amortiguado ya no puede representarse por un único valor, ya que la superestructura mantiene un amortiguamiento del 5 %, mientras que el sistema de aislamiento posee un valor distinto. Para incluir la fracción de amortiguamiento equivalente del sistema, la norma permite aplicar tres métodos distintos.

**Primer método:** En esta alternativa, el amortiguamiento se distribuye de manera uniforme en los dispositivos de aislamiento, asignándolo al coeficiente  $C_{bi}$  de cada uno. Dado que esta distribución podría generar duplicaciones en los primeros modos, es necesario modificar el amortiguamiento a 0 % para los tres primeros modos. A partir del cuarto modo, que representa principalmente la respuesta de la superestructura, se adopta un amortiguamiento del 5 %.

**Segundo método:** Este método consiste en asignar directamente el porcentaje de amortiguamiento deseado en los tres primeros modos, por ejemplo, un 20 %, manteniendo un

5 % para los modos restantes. De manera similar a los métodos anteriores, los valores de  $C_{bi}$  en los dispositivos deben establecerse en cero para evitar duplicaciones.

**Tercer método:** Finalmente, en este caso se realiza una modificación directa del espectro de respuesta, aplicando el factor de amortiguamiento  $B_m$ . Esta corrección se aplica únicamente a los tres primeros modos, comenzando desde el periodo inmediatamente menor al del tercer modo. Como ejemplo, se considera un factor de amortiguamiento  $B_m = 1.5$ , modificando el espectro a partir de un periodo de 3 s. Es importante que el valor de  $C_{bi}$  en cada dispositivo se mantenga en cero para evitar duplicaciones. En la siguiente figura se ilustra el espectro modificado a partir del periodo de 3 s.

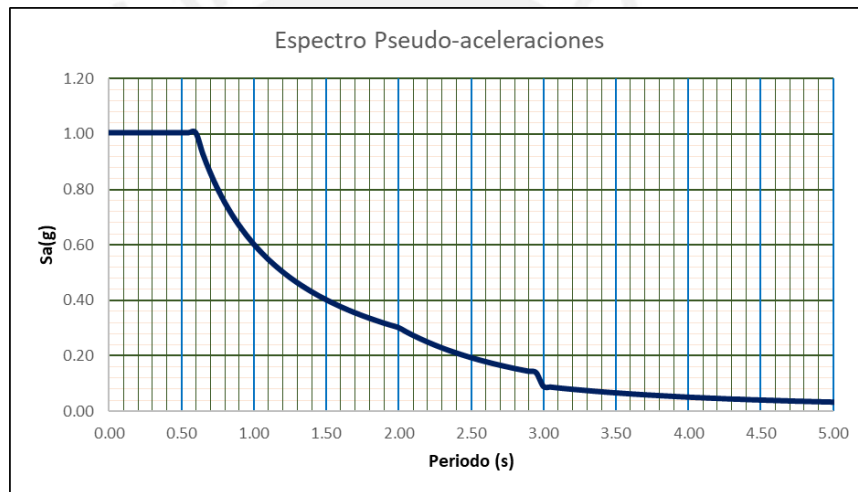


Figura 17. Espectro de pseudo aceleraciones modificado para un amortiguamiento de 5%.

El análisis modal espectral debe realizarse considerando los espectros de aceleraciones correspondientes a los Sismos Máximos Considerados (SMC), definidos por la Norma E.031. Para ello, es necesario amplificar en 1.5 veces los espectros de aceleración obtenidos según los parámetros del sitio.

Por otro lado, la misma norma —en su artículo 17— establece una serie de condiciones que deben cumplirse para que este tipo de análisis pueda emplearse en el diseño de estructuras con aislamiento sísmico. Entre los principales criterios se señalan los siguientes:

- La ubicación de la edificación debe encontrarse dentro de las zonas sísmicas 1 o 2. En el caso de estar en zona 3, el terreno deberá ser de tipo S1 o S2, y para la zona 4 se requiere suelo tipo S1. Además, el periodo efectivo de traslación del sistema aislado,  $T_M$ , no puede exceder los 5.0 segundos.
- La superestructura no debe superar los cuatro niveles ni una altura total mayor a 20 metros.
- El amortiguamiento equivalente asociado al sistema de aislamiento sísmico, vinculado al desplazamiento traslacional ( $\beta_M$ ), debe limitarse a un valor que no exceda el 30 % del amortiguamiento crítico establecido para el sistema.
- El periodo efectivo de la estructura aislada ( $T_M$ ) no debe ser superior a tres veces el periodo fundamental de la estructura con base fija ubicada sobre el sistema de aislamiento.
- La superestructura no debe de presentar irregularidades extremas.
- El sistema de aislamiento debe tener una rigidez efectiva de aislamiento que sea mayor al tercio de la rigidez efectiva a un 20% del desplazamiento máximo.
- El sistema de aislamiento puede generar la fuerza de restitución lateral mínima.

## 2.8 ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA

Mediante este procedimiento de análisis se logra una representación más realista del comportamiento de los dispositivos de aislamiento, dado que estos presentan propiedades no lineales.

A diferencia de los métodos de análisis estático equivalente y del análisis modal espectral, el análisis tiempo-historia no presenta restricciones específicas de aplicación, por lo que puede emplearse en cualquier tipo de estructura. Sin embargo, los valores mínimos de diseño obtenidos deberán escalarse en función de los resultados obtenidos a partir del análisis estático.

Cada registro sísmico está compuesto por dos acelerogramas, correspondientes a cada dirección principal, los cuales se aplican de manera simultánea, considerando diferentes niveles de participación en cada sentido según el análisis respectivo. En total, se requiere un conjunto de siete registros.

Una característica fundamental de los acelerogramas es que deben representar sismos con un periodo de retorno de 2500 años, lo cual implica una mayor complejidad para su obtención, especialmente al exigir que sean compatibles con las condiciones de sitio, tipo de suelo y parámetros geotécnicos. Por esta razón, existen diversos métodos para el tratamiento y ajuste de los conjuntos de registros con fines de análisis y diseño estructural. Si bien los registros procesados presentan cierto grado de incertidumbre respecto a la realidad, pueden emplearse adecuadamente para fines de diseño.

El límite permisible de deriva para el análisis tiempo-historia es menos exigente que el establecido para el análisis modal espectral, tal como se muestra en la siguiente tabla.

**Tabla 03. Derivas máximas permitidas.**

<b>Deriva máxima de entrepiso</b>	
Análisis Modal Espectral	3.5 ‰
Análisis Tiempo - Historia	5.0 ‰

*Nota. Adaptado de Norma Peruana de Aislamiento sísmico. Artículo 26.4. 2014. SENCICO.*

La Norma Peruana no contempla el control de aceleraciones en el diseño sismo-resistente. No obstante, sería recomendable establecer límites de aceleración con el fin de proteger los elementos no estructurales y los equipos sensibles, especialmente en edificaciones con funciones críticas, como hospitales.

El manual técnico HAZUS MR4 distingue entre los daños ocasionados por derivas y aquellos causados por aceleraciones. En el caso de las aceleraciones, se pueden presentar afectaciones en elementos no estructurales tales como equipos suspendidos del techo, equipos eléctricos y mecánicos, ductos, instalaciones y ascensores.

Este manual proporciona valores medios de aceleración asociados a distintos niveles de daño para edificaciones modernas con sistemas estructurales de pórticos de entre cuatro y siete pisos (clasificación C1M). Según HAZUS MR4, un daño leve corresponde a una media de aceleración de 0.3g, mientras que un daño moderado se asocia a 0.6g.

En el presente estudio, las aceleraciones en el edificio se limitan a valores de aproximadamente 0.25g entre el primer y cuarto piso, y 0.3g en la azotea. De acuerdo con los parámetros establecidos en el manual técnico HAZUS MR4, dichas aceleraciones podrían generar daños leves en los equipos no estructurales.

## **2.9 TRATAMIENTO DE JUEGO DE REGISTROS**

Los acelerogramas reales constituyen una sumatoria de armónicos que requieren ser procesados numéricamente para determinar su contenido de frecuencias adecuado. Este procesamiento incluye principalmente la corrección de línea base y el filtrado de frecuencias, con el objetivo de eliminar interferencias y ajustar el registro a las condiciones representativas del sismo de diseño.

Los acelerogramas no pueden ser utilizados directamente en los programas de análisis estructural si no han sido sometidos a dichas correcciones, ya que, al ser una combinación de armónicos, pueden presentar desfases en su inicio de movimiento, variaciones significativas en la amplitud de cada componente y presencia de ruido. La corrección de línea base permite eliminar las frecuencias que no son propias del movimiento sísmico, logrando que los desplazamientos oscilen alrededor del valor cero. A su vez, la corrección por filtrado de frecuencias adecua los registros mediante funciones sinusoidales en el dominio de las frecuencias, de modo que las frecuencias predominantes se aproximen a los valores máximos establecidos por la Norma en uso.

Considerando la gran variabilidad que pueden presentar los espectros resultantes, se realiza un proceso de espectro-compatibilización, con el fin de que el espectro obtenido sea

semejante al espectro de diseño normativo. Para el tratamiento del juego de registros se requieren siete pares de acelerogramas representativos de la zona del proyecto. Asimismo, se permite aplicar un factor de amplificación de 1.5 para sismos de 2500 años en estructuras aisladas, así como ajustar las frecuencias de los registros según sea necesario.

La Norma Peruana E.031 reconoce tres tipos de registros sísmicos: reales, correspondientes a sismos representativos que pueden ser adecuados a condiciones de 2500 años; artificiales, generados mediante la suma de armónicos característicos del tipo de sismo; y espectro-compatibles, los cuales son registros manipulados de manera que su espectro se asemeje al establecido por la Norma. Con los acelerogramas procesados se determinan los espectros de respuesta, a partir de los cuales se calcula el espectro SRSS para cada componente direccional. Este espectro representa la combinación cuadrática de las respuestas y debe cumplir la condición de que el espectro resultante se mantenga por encima del espectro de diseño normativo. Finalmente, se deben considerar los factores  $\alpha$  y  $\beta$  en los registros, de modo que al aplicar el espectro SRSS, se obtenga un acelerograma compatible con el comportamiento dinámico esperado.

## **2.10 EFECTO P-DELTA**

La Norma E.031 indica que para las solicitaciones sísmicas máximas consideradas para el cálculo de las fuerzas laterales y los desplazamientos de la superestructura y subestructura tienen que contemplar que los dispositivos resistan los efectos P-Delta. Las cargas axiales a las cuales están sometidos los aisladores pueden llegar con excentricidades debido al desplazamiento relativo que existirán entre la cara superior y en la cara inferior del elemento.

A continuación, se muestra la esquematización del efecto P-Delta en los dispositivos de aislamiento. En la figura izquierda se ilustran los momentos generados por dicho efecto en los aisladores elastoméricos, mientras que en la figura derecha se presentan los momentos correspondientes a los deslizadores planos.

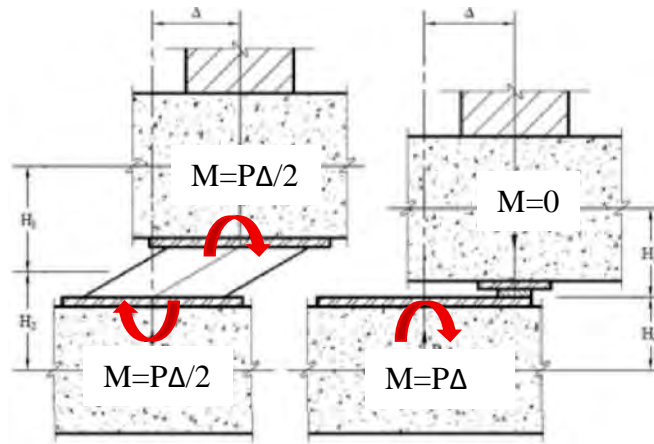


Figura 18. Esquematzación del efecto P-Delta en aisladores elastoméricos y deslizadores de fricción.

*Nota:* Tomado de “Introducción al Aislamiento y la Disipación de Energía”, Pontificia Universidad Católica del Perú, Perú, 2023.



### 3. METODOLOGÍA Y OBJETIVOS DEL AISLAMIENTO SÍSMICO

#### 3.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

La presente tesis tiene por objetivo realizar el diseño estructural de un hospital con sistema de aislamiento sísmico, situado en el distrito de Chupaca, provincia de Chupaca y departamento de Junín. La infraestructura hospitalaria consta de tres módulos, de los cuales el alcance de la investigación comprende el diseño integral del Módulo B, que incorpora aisladores sísmicos de caucho con núcleo de plomo.

El Módulo B está constituido por cinco niveles y presenta una planta alargada de 67,5 m  $\times$  19,6 m, alcanzando un área techada total de 7 745 m<sup>2</sup>. Este módulo alberga una diversidad de ambientes funcionales, entre los que se incluyen salas de operaciones, salas de parto, habitaciones de cirugía, laboratorios, comedores, corredores, almacenes, cocinas, tópicos y oficinas.

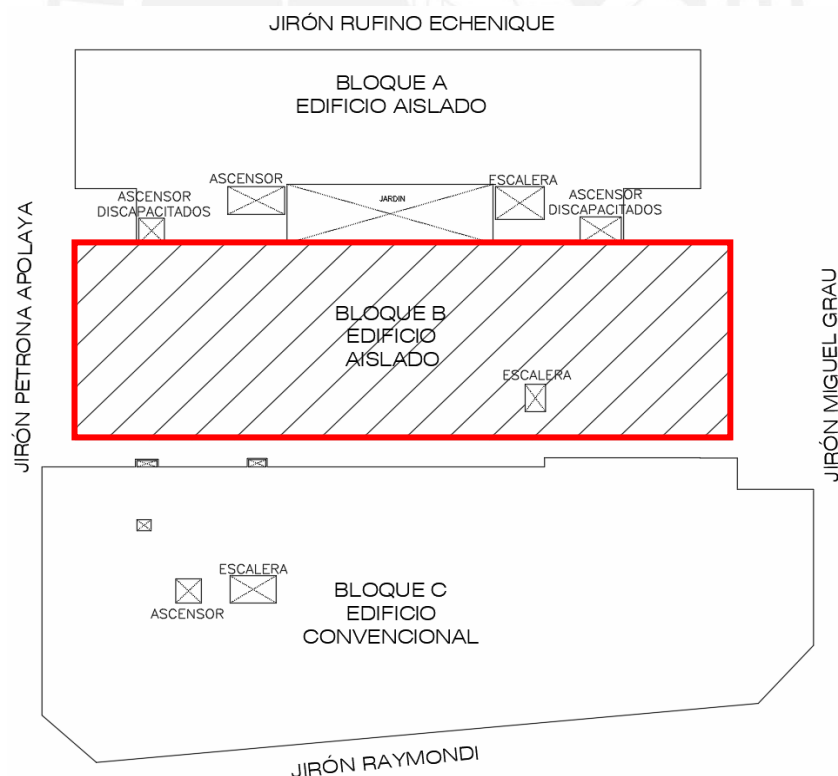


Figura 19. Esquema de distribución de bloques.

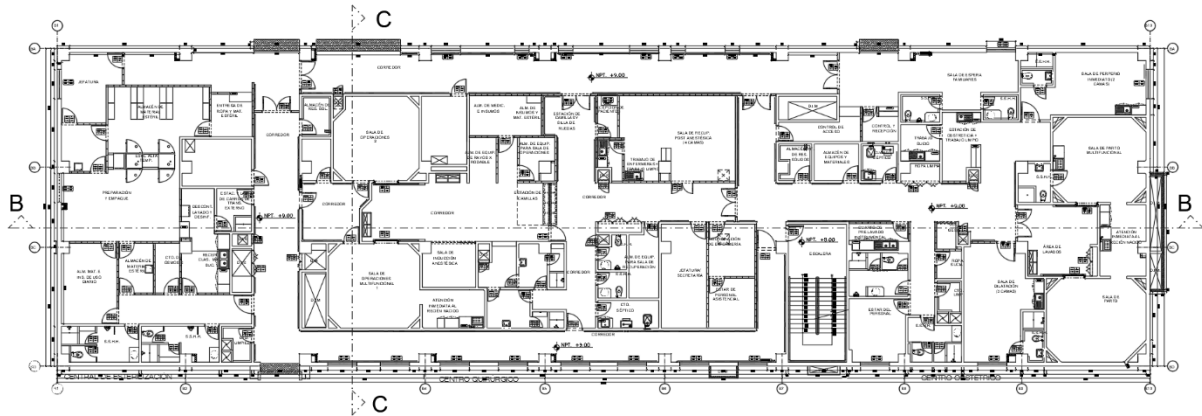


Figura 20. Planta arquitectónica del quinto piso.

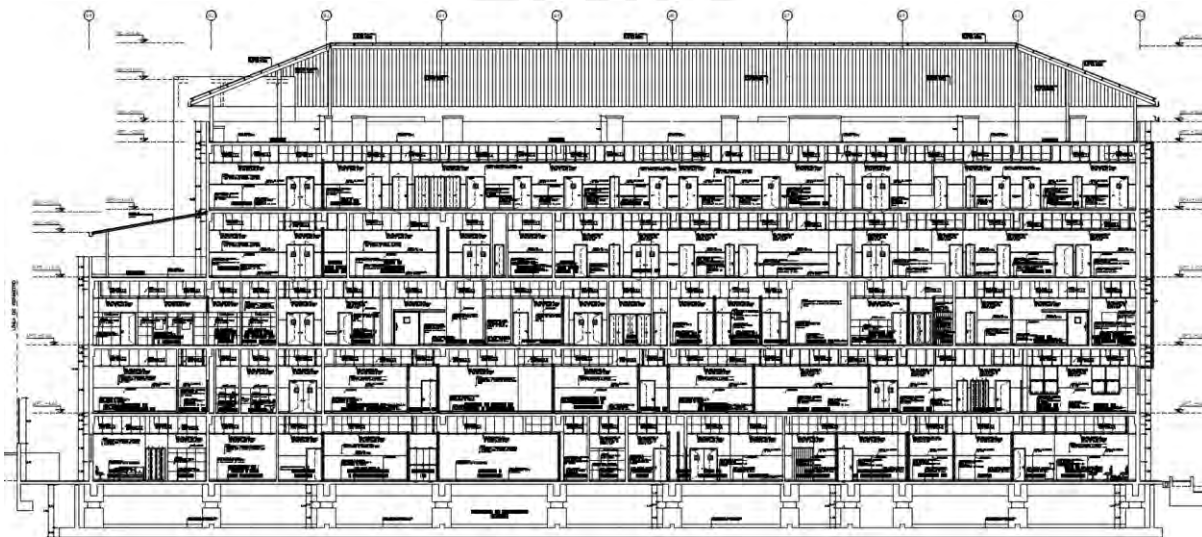


Figura 21. Corte de arquitectura.

Para ambas direcciones, la estructura está conformada íntegramente por pórticos de concreto armado, compuestos por columnas y vigas. La resistencia a la compresión del concreto ( $f'c$ ) es de  $280 \text{ kg/cm}^2$  para todos los elementos estructurales, tanto verticales como horizontales. Asimismo, el acero de refuerzo empleado presenta una resistencia a la fluencia ( $f_y$ ) de  $4\,200 \text{ kg/cm}^2$ .

- Resistencia a la compresión de concreto de superestructura ( $f'c$ ) =  $280 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad del concreto de  $f'c$  ( $E_c$ ) =  $15\,000\sqrt{f'c} = 2\,509\,980 \text{ ton/m}^2$
- Resistencia del acero en fluencia ( $f_y$ ) =  $4200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad del acero ( $E_s$ ) =  $20\,000\,000 \text{ ton/m}^2$

## **3.2 ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO**

### **3.2.1 Estructuración**

La estructuración se realizó con el objetivo de garantizar la continuidad de los elementos verticales desde la interfaz de aislamiento hasta el último nivel, con el fin de lograr el monolitismo de la superestructura y, en consecuencia, un comportamiento estructural adecuado frente a las acciones sísmicas.

Se procuró que la edificación mantuviera una disposición simétrica en ambas direcciones, de manera que el centro de rigidez coincida con el centro geométrico de cada nivel, evitando así irregularidades torsionales. Asimismo, se adoptaron criterios de simplicidad estructural, de modo que los modelos de análisis representen de forma idealizada, pero realista, el comportamiento global de la estructura.

Por otra parte, en estructuras aporricadas de concreto armado es fundamental prestar especial atención a los nudos, zonas donde interactúan vigas y columnas. Esto se debe a que el área efectiva del nudo, empleada para el cálculo de la resistencia al cortante, depende de la alineación de las vigas respecto al eje de la columna. Durante el proceso de diseño se observó que, cuando las vigas no llegan centradas, el área efectiva del nudo se reduce considerablemente, disminuyendo con ello su capacidad resistente. Por esta razón, en el presente proyecto se cuidó que todas las vigas lleguen centradas a las columnas, garantizando una transmisión eficiente de esfuerzos y un desempeño estructural óptimo.

### **3.2.2 Predimensionamiento**

Se determinan las dimensiones preliminares de los elementos estructurales para eventualmente analizarlo. En ese sentido, se utilizan los criterios y conceptos detallados en la Norma técnica E.060 y lo expuesto por Blanco (Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado, 1994).

### 3.2.2.1 Predimensionamiento de losas macizas

Las losas macizas se predimensionan en función de si serán losas de una o dos direcciones. En ese sentido, de acuerdo con el ingeniero Blanco (Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado, 1994), las losas macizas trabajan en dos direcciones de manera natural, a menos que no estén rodeadas por vigas en alguno de sus bordes. Para el caso del módulo hospitalario, todas las losas estarán apoyadas en cada uno de sus bordes, por lo cual serán consideradas losas en dos direcciones, donde se tendrá el criterio de  $h = L_n/40$ . Dado que en su mayoría son losas macizas en dos direcciones apoyadas en cuatro lados, también se puede considerar como  $h = \text{Perímetro}/180$  o  $h = \text{Perímetro}/140$  para casos más críticos, donde la losa se apoya en tres lados, siendo  $h$  el peralte o espesor de la losa. Asimismo, se tendrán consideraciones con respecto a la distribución de ambientes según los planos de arquitectura.

**Tabla 04. Resumen de predimensionamiento para sobrecargas menores a 300 kgf/cm<sup>2</sup>.**

LOSAS MACIZAS EN 2D	
Apoyado en 3 lados	Apoyado en 4 lados
$h = \text{Perímetro}/140$	$H = \text{Perímetro}/180$

La estructura contará con tres filas de losas macizas, siendo la primera y la tercera las que presentarán un mayor espesor, debido a las exigencias de uso y carga asociadas a los ambientes de los pisos cuarto y quinto, donde se ubican salas de operaciones, cirugías y salas de parto.

Aplicando la regla práctica de diseño para estimar el espesor de la losa, se tiene:

$$\frac{L_n}{40} = \frac{7.75}{40} \approx 0.20 \text{ m}$$

Por lo tanto, se adoptará un espesor de 20 cm para las losas correspondientes a la primera y tercera fila, lo que garantiza la rigidez y resistencia necesarias para los requerimientos funcionales y estructurales de dichas zonas.

Para la fila intermedia, se propone un espesor de losa de 18 cm, dado que en esta zona no se concentran cargas significativas de equipos especiales en la mayoría de los niveles. Esta

elección también contribuye a mantener la simetría estructural, evitando desplazamientos del centro de rigidez.

Asimismo, el espesor propuesto cumple con el criterio práctico de diseño dado por la expresión:

$$h = \frac{\text{Perímetro}}{140} = \frac{22.7}{140} \approx 16 \text{ cm}$$

Por lo tanto, adoptar un espesor de 18 cm resulta adecuado, garantizando el cumplimiento de los requisitos de diseño por cortante, flexión y deflexión establecidos para el sistema estructural.

### 3.2.2.2 Predimensionamiento de columnas

La ubicación de las columnas será importante para la determinación del área tributaria. Es decir, es necesario realizar una estimación rápida de las cargas de servicio que soportará cada columna. Blanco (Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado, 1994) sugiere que la carga axial en servicio no supere entre el 35% y el 45% de la resistencia a compresión del concreto. Por lo tanto, se tiene:

$$A = \frac{P_{\text{servicio}}}{0.35f'_c} = \frac{486,000}{0.35 \times 280} = 4,959 \text{ cm}^2$$

En base a ello, se proponen columnas principales de  $75 \times 75$  cm, que proporcionan un área de  $5,625 \text{ cm}^2$ .

### 3.2.2.3 Predimensionamiento de vigas

Para las vigas se consideran distintos criterios en función de la condición de sus apoyos, es decir, si se trata de vigas continuas, simplemente apoyadas o en voladizo. En el presente proyecto, debido a las grandes dimensiones de las columnas, las cuales permiten un adecuado desarrollo del anclaje del acero, se emplearán vigas de tramos continuos.

Dado que la estructura es del tipo aporticada, se utilizan relaciones empíricas del orden de 1/10 a 1/12 de la luz libre para el predimensionamiento. Esto conduce a anchos de viga en

el rango de 0.25 m a 0.50 m. Para este proyecto se adoptó un ancho de 0.35 m, valor promedio dentro de dicho intervalo.

La luz más extensa en la estructura es de 7.75 m; aplicando las relaciones 1/12 y 1/10, se obtiene un peralte aproximado entre 0.65 m y 0.80 m, respectivamente. En el proyecto se adoptó un peralte intermedio de 0.75 m.

Por otro lado, las vigas correspondientes al sistema de aislamiento se predimensionaron con un mayor peralte, considerando su función principal en la transmisión de las fuerzas sísmicas hacia los aisladores. En este caso, se adoptó una sección de 0.50 m × 0.90 m.

### **3.3 PREDIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO**

Para el predimensionamiento del sistema de aislamiento, se comienza con un modelo de base fija del edificio de donde se obtiene la masa sísmica y luego el periodo fundamental ( $T_f$ ). Posteriormente, se define el periodo objetivo del sistema de aislamiento ( $T_b$ ), buscando que el cuadrado de la relación entre ambos periodos ( $\epsilon$ ) sea la mayor posible, con el objetivo de maximizar la efectividad del aislamiento. Con el periodo  $T_b$  determinado, se calcula la rigidez y el amortiguamiento preliminar del sistema de aislamiento. Estas propiedades se distribuyen entre los dispositivos, ya sea de manera uniforme o proporcional a la carga axial con el fin de optimizar los costos. En este proyecto, se utilizó la distribución proporcional a la carga axial, dividiendo los dispositivos en dos grupos, cuya disposición se detallará más adelante.

#### **3.3.1 Modelo de base fija.**

Para el modelo de base fija, se utilizará el software ETABS, donde las columnas y vigas se modelarán como elementos tipo "*frame*" y las losas como membranas, para que no contribuyan a la rigidez de la estructura, y solo se encarguen de transmitir las cargas a las vigas. En este modelo, la base tendrá apoyos simples, mientras que el sistema de aislamiento estará restringido por vigas de mayor peralte que las de la superestructura, con dimensiones de 0.50 x 0.90 m.

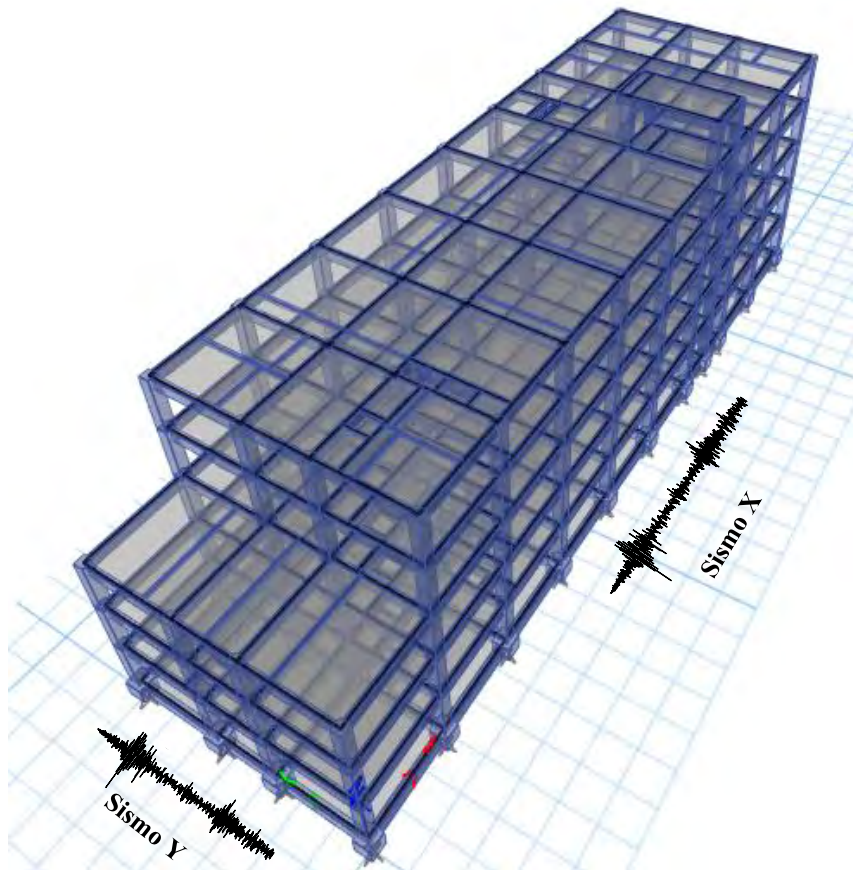


Figura 22. . Modelo de base fija.

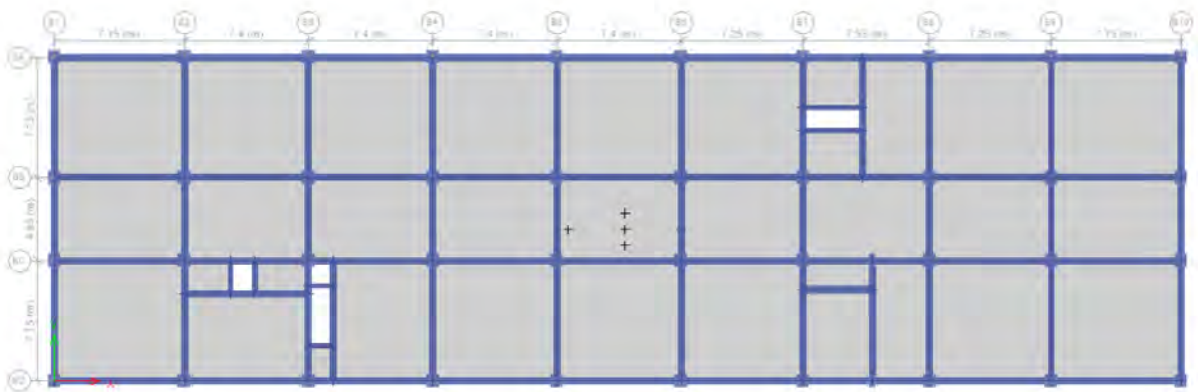


Figura 23. Planta del modelo.

### 3.3.2 Metrado de cargas

Para el metrado de cargas, se emplearon los lineamientos de la Norma E.020. Se consideró, por un lado, el peso propio de los elementos estructurales (columnas, vigas y losas) y no estructurales (tabiquería y piso terminado). Además, se incluyó el peso de las coberturas metálicas presentes en los últimos pisos del edificio. Por otro lado, dado que se trata de una edificación de uso hospitalario, se aplicó una sobrecarga de 300 kg/m<sup>2</sup> en las áreas de consultorios y servicios, 400 kg/m<sup>2</sup> en corredores y escaleras, y 30 kg/m<sup>2</sup> en las coberturas metálicas. Finalmente, debido a la falta de información detallada sobre los pesos de los equipos ubicados en el techo del quinto piso, se asignó una sobrecarga de 500 kg/m<sup>2</sup>. A continuación, se presenta un resumen de las cargas consideradas para el análisis.

**Tabla 05. Resumen de pesos asignados a la estructura.**

<b>Material</b>	<b>Peso</b>
Concreto armado	2400 kg/m <sup>3</sup>
Unidad de albañilería	2200 kg/m <sup>3</sup>
Piso terminado	100 kg/m <sup>2</sup>
Tabiquería móvil	100 kg/m <sup>2</sup>
Sobrecarga consultorio y zona de servicios	300 kg/m <sup>2</sup>
Sobrecarga corredores, salas de espera y escaleras	400 kg/m <sup>2</sup>
Sobrecarga cobertura metálica	30 kg/m <sup>2</sup>
Sobrecarga equipos	500 kg/m <sup>2</sup>

### 3.3.3 Análisis modal del edificio de base fija.

Tras asignar las cargas al modelo, definir los diafragmas rígidos y asignar los brazos rígidos en las vigas, se obtuvieron las masas sísmicas (100% de la carga muerta más el 50% de la carga viva) y los periodos correspondientes junto con la masa participativa de cada uno. Se observa que el primer modo de vibración corresponde a la dirección "Y", el segundo a la dirección "X", y finalmente el tercer modo corresponde a la rotación.

**Tabla 06. Masa sísmica de la edificación**

Story	MASA tonf-s <sup>2</sup> /m
T Met	27.6
TAZ	147.31
T4	188.27
T3	202.21
T2	211.65
T1	205.46
Base	226.72
<b>TOTAL</b>	<b>1209.22</b>

**Tabla 07. Periodos para los tres primeros modos.**

Modo	Periodo S	UX	UY	RZ
1	0.890	0.002	0.614	0.086
2	0.862	0.687	0.003	0.000
3	0.745	0.001	0.074	0.588

### 3.3.4 Propiedades lineales del sistema de aislamiento

Para efectuar los distintos tipos de análisis (estático, espectral y tiempo-historia), es necesario definir los parámetros sísmicos conforme a lo establecido en las Normas E.030 y E.031, a fin de representar adecuadamente las sollicitaciones sísmicas consideradas por la normativa. Estos parámetros se determinan a partir de las características específicas de la edificación, tales como su ubicación geográfica, el tipo de suelo, la configuración estructural, el uso previsto del edificio y la presencia de posibles irregularidades. De este modo, se obtuvo un factor de zona de 0.35, un factor de suelo de 1.15 (S2) y los factores  $T_p$  y  $T_l$  de 0.6 y 2.0 segundos, respectivamente. Además, según la norma E.031, el factor de uso (U) se considera siempre igual a 1.

**Tabla 08. Parámetros considerados para los análisis.**

Parámetro	Valor
Z	0.35
U	1
S	1.15

El sistema de aislamiento es efectivo solo si los periodos del sistema aislado y de base fija están suficientemente separados, lo cual permite reducir las demandas sísmicas en la estructura. En este proyecto, se estableció un periodo objetivo de 3.5 segundos para el sistema aislado, elegido específicamente para limitar las aceleraciones en el edificio, después de varias iteraciones. Este periodo contribuye a “desacoplar” el movimiento del suelo del movimiento de la superestructura, minimizando las aceleraciones y, por lo tanto, los daños potenciales. Asimismo, se asumió un amortiguamiento efectivo de 15%.

**Tabla 09. Parámetros para el prediseño del sistema de aislamiento**

<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>
Periodo de base fija $T_s$ (s)	0.89
Periodo de base aislada $T_b$ (s)	3.5
Masa sísmica de la superestructura $M_s$ (tonf.s <sup>2</sup> /m)	982.50
Masa sísmica de la base de aislamiento $M_b$ (tonf.s <sup>2</sup> /m)	226.72
Masa sísmica total $M_t$ (tonf.s <sup>2</sup> /m)	1209.22
Razón de amortiguamiento efectivo $\zeta_b$	0.15

Con estos datos, es posible calcular la rigidez del sistema de aislamiento ( $K_b$ ). Asimismo, se determinaron el amortiguamiento crítico, el factor de amortiguamiento, la pseudoaceleración y el desplazamiento traslacional, empleando las fórmulas que se presentan a continuación.

$$K_b = \frac{4\pi^2 M_t}{T_b^2}$$

$$C_{cr} = 2\sqrt{M_t K_b}$$

$$S_{am} = 1.5ZUCSg$$

$$D_m = \frac{S_{am} T_m^2}{4\pi^2 B_m}$$

Tabla 10. Predimensionamiento del sistema de aislamiento.

Parámetro	Valor
Rigidez del sistema de aislamiento $K_b$ (tonf/m)	3897
Amortiguamiento crítico $C_{cr}$ (tonf.s/m)	4342
Amortiguamiento total efectivo $C_b$ (tonf.s/m)	651.24
Pseudo aceleración $S_{aM}$ (g)	0.15
Factor de amortiguamiento, $B_m$	1.35
Desplazamiento de la base de aislamiento, $D_m$ (m)	0.33

Como se mencionó anteriormente, la rigidez ( $K_b$ ) puede distribuirse uniformemente entre los aisladores presentes en el proyecto (un total de 42). Sin embargo, también es posible distribuirla de manera proporcional a la carga axial, lo que permite reducir costos. En el proyecto, se compararon las cargas axiales y se optó por considerar dos tipos de aisladores: AIS1 y AIS2, donde el AIS2 tiene una rigidez del 70% de la del AIS1. De este modo, se decidieron instalar 16 dispositivos del tipo AIS1 y 26 dispositivos del tipo AIS2, distribuidos como se muestra en la siguiente figura.

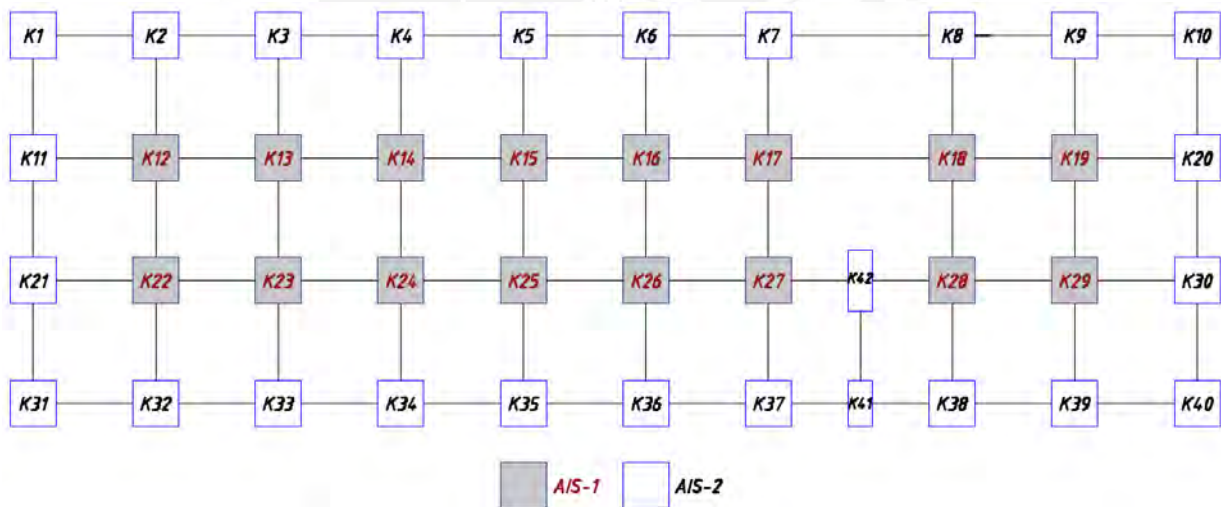


Figura 24. Distribución de los aisladores elásticos.

#### 4. DISEÑO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO SÍSMICO

Hasta el momento, se cuenta con la rigidez efectiva ( $K_{eff}$ ), el amortiguamiento efectivo ( $\xi_{eff}$ ) y el desplazamiento de la plataforma de aislamiento ( $D$ ). Para construir el modelo bilineal, es necesario contar con al menos tres parámetros independientes. Por lo tanto, se debe asumir un valor de  $\alpha$ , que representa la relación entre las rigideces ( $\alpha$ ) inicial ( $K_1$ ) y postfluencia ( $K_2$ ). En el proyecto, se asumió una relación de 10, lo que significa que  $K_1$  tiene una rigidez diez veces mayor que ( $K_2$ ) ( $K_1 = 10K_2$ ). Siguiendo el procedimiento descrito en el capítulo 2.4 se obtiene las propiedades no lineales del sistema de aislamiento.

Tabla 11. Propiedades no lineales del sistema de aislamiento.

Parámetro	Valor
Desplazamiento máximo $D_m$ (m)	0.333
Relación de rigideces ( $\alpha$ )	10
Rigidez del sistema de aislamiento, $K_b$ (tonf/m)	3897
Razón de amortiguamiento efectivo, $\xi_b$	0.15
Desplazamiento de fluencia, $D_y$ (m)	0.012
Rigidez postfluencia, $K_2$ (tonf/m)	2945
Rigidez inicial $K_1$ (tonf/m)	29446
Resistencia característica, $Q$ (tonf)	317.5
Fuerza de fluencia, $F_y$ (tonf)	353
Fuerza máxima $F_{max}$ (tonf)	1299
Área de curva de histéresis $A$ (tonf.m)	408.2

Nota. Elaboración propia.

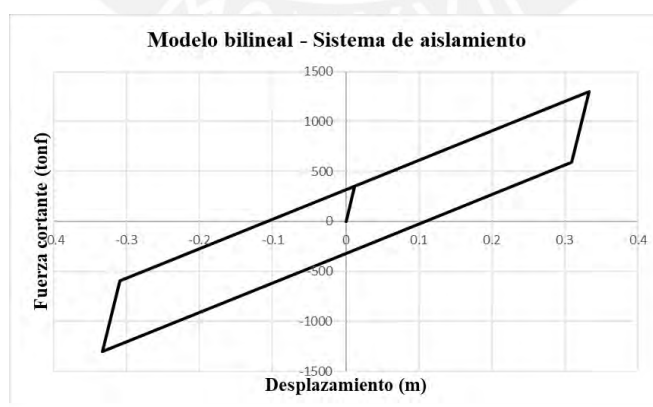


Figura 25. Modelo bilineal del aislamiento sísmico.

Nota. Elaboración propia.

#### 4.1 CÁLCULO DE PROPIEDADES DE LOS DISPOSITIVOS DE AISLAMIENTO.

A partir de las propiedades del sistema de aislamiento, es posible determinar las propiedades de los dispositivos individuales, ya que la suma de sus modelos debe equivaler al modelo del sistema. Como, por simplicidad, se asume que tanto el desplazamiento máximo (D) como el desplazamiento de fluencia (Dy) son constantes, no importa si esta suma se realiza en términos de fuerza o rigidez, ya que el resultado será equivalente.

$$K_{AIS1} + K_{AIS2} = K_{SISTEMA} \rightarrow K_{AIS2} = 0.7K_{AIS1}$$

Usando ambas ecuaciones se puede obtener que:

$$K_{AIS1} = \frac{K_{SISTEMA}}{34.2}$$

El mismo principio se aplica para la resistencia característica Q. Por lo tanto, ya se puede obtener el modelo bilineal de los dispositivos.

**Tabla 12. Propiedades no lineales de AISL.**

Parámetro	Valor
Desplazamiento máximo Dm (m)	0.333
Fuerza de fluencia, Fy (tonf)	10.3
Fuerza máxima Fmax (tonf)	38.0
Desplazamiento de fluencia, Dy (m)	0.012
Rigidez postfluencia, K2 (tonf/m)	86.1
Rigidez inicial K1 (tonf/m)	861.0
Relación de rigideces (α)	10.00
Resistencia característica, Q (tonf)	9.3
Área de curva de histéresis A (tonf.m)	11.9
Rigidez lateral efectivo Ke (tonf/m)	113.9
Razón de amortiguamiento efectivo, ζb	0.15

*Nota. Elaboración propia.*

Tabla 13. Propiedades no lineales de AIS2.

Parámetro	Valor
Desplazamiento máximo $D_m$ (m)	0.333
Fuerza de fluencia, $F_y$ (tonf)	7.22
Fuerza máxima $F_{max}$ (tonf)	26.59
Desplazamiento de fluencia, $D_y$ (m)	0.012
Rigidez postfluencia, $K_2$ (tonf/m)	60.3
Rigidez inicial $K_1$ (tonf/m)	602.7
Relación de rigideces ( $\alpha$ )	10.00
Resistencia característica, $Q$ (tonf)	6.5
Área de curva de histéresis $A$ (tonf.m)	8.4
Rigidez lateral efectivo $K_e$ (tonf/m)	79.8
Razón de amortiguamiento efectivo, $\zeta_b$	0.15

Nota. Elaboración propia.

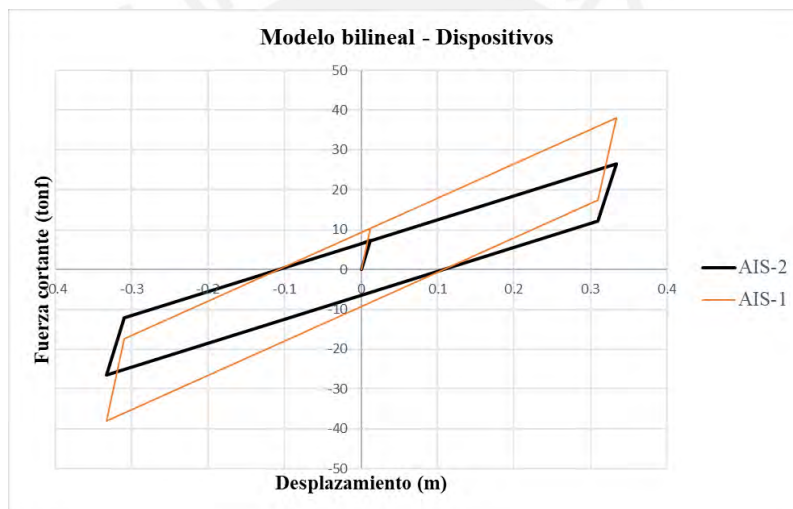


Figura 26. Modelo bilineal de los dispositivos

Nota. Elaboración propia.

## 4.2 MODIFICACIÓN DE LAS PROPIEDADES NO LINEALES

Como se detalló en el capítulo 2.5, existen diversas fuentes de incertidumbre que pueden provocar que las propiedades del dispositivo, al activarse debido a un movimiento sísmico, difieran de las propiedades nominales especificadas en el diseño. Por esta razón, se introducen factores de modificación, los cuales inciden tanto en la resistencia característica ( $Q_d$ ) como en la rigidez postfluencia ( $K_d$ ). De acuerdo con la Norma E.031, los dispositivos se clasifican en dos categorías: clase I y clase II. Los dispositivos de clase I presentan factores de modificación

respaldados por ensayos y estudios de investigación, mientras que los de clase II carecen de dicha verificación experimental. En el presente trabajo se asumirá que los dispositivos pertenecen a la clase I.

**Tabla 14. Factores utilizados para la modificación de propiedades.**

Dispositivo	Propiedad	$\lambda$ min	$\lambda$ max
Aislador	Kd	0.8	1.3
	Qd	0.8	1.5

*Nota. Elaboración propia.*

Como se mencionó, se requieren al menos tres parámetros independientes para construir el modelo bilineal, lo cual implica que uno de ellos debe mantenerse constante. En el proyecto, se asumió como constante la relación entre las rigideces ( $\alpha$ ). Los demás parámetros se calcularon siguiendo las fórmulas descritas en el capítulo 2.4. El cálculo del desplazamiento máximo se llevó a cabo mediante un método iterativo, el cual se explica a continuación.

Inicialmente, se asumió un desplazamiento máximo preliminar ( $D_i$ ). Para determinar el valor del desplazamiento de fluencia ( $D_y$ ), se realizó la intersección entre las rectas correspondientes a la rigidez inicial ( $K_1$ ) y la rigidez postfluencia ( $K_2$ ).

En segundo lugar, se procedió a calcular la rigidez efectiva ( $K_{eff}$ ) utilizando la siguiente expresión:

$$K_{eff} = \frac{(K_1 D_y + (D_i - D_y) K_2)}{D}$$

En tercer lugar, se determinó el área encerrada por un ciclo histerético del modelo bilineal, mediante la ecuación:

$$\text{Área} = 4Q(D_i - D_y)$$

Posteriormente, se calculó el amortiguamiento efectivo ( $\xi$ ) a partir de la fórmula establecida en la norma E.031:

$$\xi = \frac{A}{2\pi K_{eff} D_M^2}$$

A continuación, con el valor del amortiguamiento efectivo obtenido, se determinó el factor B:

$$B = \frac{2.31 - 0.41L_N(5)}{2.31 - 0.41L_N(\xi)}$$

Finalmente, se calculó el desplazamiento máximo (D) mediante la siguiente relación:

$$D = \frac{1.5 g 2.5 Z S T_p T_L}{4\pi^2 B_M}$$

La iteración concluye cuando el desplazamiento inicial asumido (Di) coincide con el desplazamiento final (D).

En los cuadros a continuación se presentan las propiedades obtenidas para el límite inferior, nominal y superior.

**Tabla 15. Propiedades no lineales para los límites, inferior, nominal y superior.**

AIS1			
Parámetro	$\lambda$ min	Nominal	$\lambda$ max
Desplazamiento máximo Dm (m)	0.33	0.33	0.30
Desplazamiento de fluencia, Dy (m)	0.012	0.012	0.014
Rigidez postfluencia, Kd (tonf/m)	68.9	86.1	111.9
Resistencia característica, Q (tonf)	7.4	9.3	13.9
Relación de rigideces ( $\alpha$ )	10	10	10
Rigidez inicial K1 (tonf/m)	688.8	861.0	1119.3
Rigidez lateral efectivo Ke (tonf/m)	91.2	113.9	148.1
Fuerza de fluencia, Fy (tonf)	8.3	10.3	15.5
Fuerza de fluencia, Fmax (tonf)	29.8	37.3	48.6

Nota. Elaboración propia.

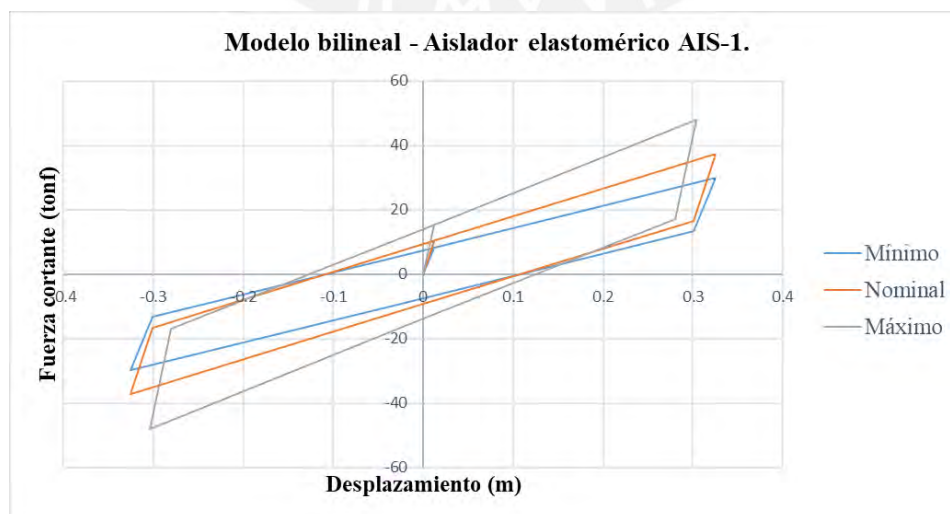


Figura 27. Modelo bilineal con propiedades modificadas de AIS1

Nota. Elaboración propia.

Tabla 16. Propiedades no lineales modificadas de AIS2

AIS2			
Parámetro	$\lambda$ min	Nominal	$\lambda$ max
Desplazamiento máximo Dm (m)	0.33	0.33	0.30
Desplazamiento de fluencia, Dy (m)	0.012	0.012	0.014
Rigidez postfluencia, Kd (tonf/m)	48.2	60.3	78.3
Resistencia característica, Q (tonf)	5.2	6.5	9.7
Relación de rigideces ( $\alpha$ )	10	10	10
Rigidez inicial K1 (tonf/m)	482.2	602.7	783.5
Rigidez lateral efectivo Ke (tonf/m)	91.2	79.8	103.7
Fuerza de fluencia, Fy (tonf)	5.8	7.2	10.8
Fuerza de fluencia, Fmax (tonf)	20.9	26.1	34.0

Nota. Elaboración propia.

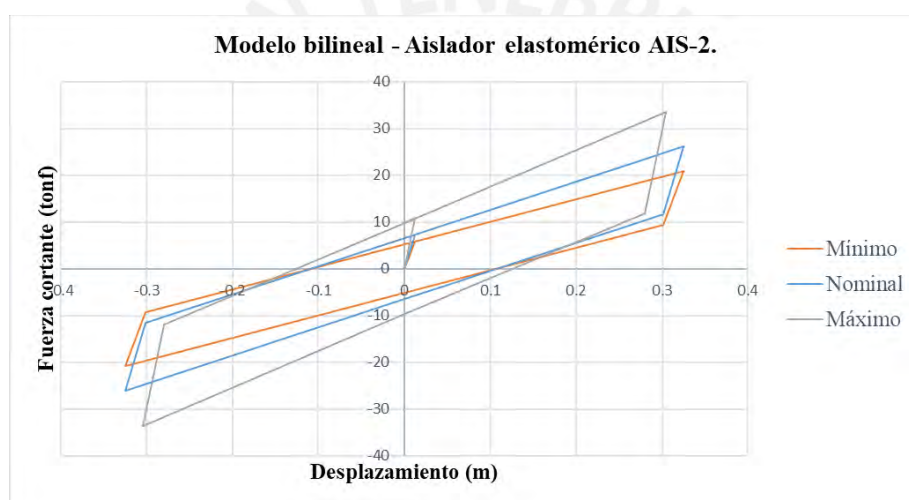


Figura 28. Modelo bilineal con propiedades modificadas de AIS-2

Nota. Elaboración propia.

Las propiedades del sistema de aislamiento se determinan a partir de la suma de las propiedades de los dispositivos individuales presentes en el proyecto. Con los valores obtenidos, es posible realizar un análisis tiempo-historia, con el propósito de verificar que se cumplan los requisitos que indica la normativa.

**Tabla 17. Propiedades no lineales modificadas del sistema de aislamiento**

<b>Parámetro</b>	<b><math>\lambda</math> min</b>	<b>Nominal</b>	<b><math>\lambda</math> max</b>
Desplazamiento máximo Dm (m)	0.33	0.33	0.31
Desplazamiento de fluencia, Dy (m)	0.012	0.012	0.014
Rigidez postfluencia, Kd (tonf/m)	2356	2945	3828
Resistencia característica, Q (tonf)	254	318	476
Relación de rigideces ( $\alpha$ )	10	10	10
Rigidez inicial K1 (tonf/m)	23556	29446	38279
Rigidez lateral efectivo Ke (tonf/m)	3137	3922	5364
Fuerza de fluencia, Fy (tonf)	282	353	529
Fuerza de fluencia, Fmax (tonf)	1020	1275	1663.0

Nota. Elaboración propia.

### 4.3 MODELO TRIDIMENSIONAL DEL EDIFICIO AISLADO.

En el modelo de base fija desarrollado previamente, se incorporan los “links” entre los pedestales, a los cuales se asigna el tipo de dispositivo correspondiente al proyecto, que en este caso es del tipo “*Rubber Isolator*”. Adicionalmente, se definen las propiedades no lineales conforme a los valores obtenidos en la sección 4.2.

Para incorporar el amortiguamiento efectivo, se puede proceder de tres maneras diferentes, tal como se explicó en el capítulo 2.7. En el análisis tiempo-historia, se opta por la forma 1, donde los dispositivos ya incluyen el amortiguamiento, pues este es una medida proporcional a la disipación de energía. Por lo tanto, se asigna un 0% de amortiguamiento a los tres primeros modos del modelo y un 5% a los modos subsiguientes. Para el análisis espectral, el amortiguamiento se aplicará directamente en los tres primeros modos, mientras que los demás modos tendrán un 5%.

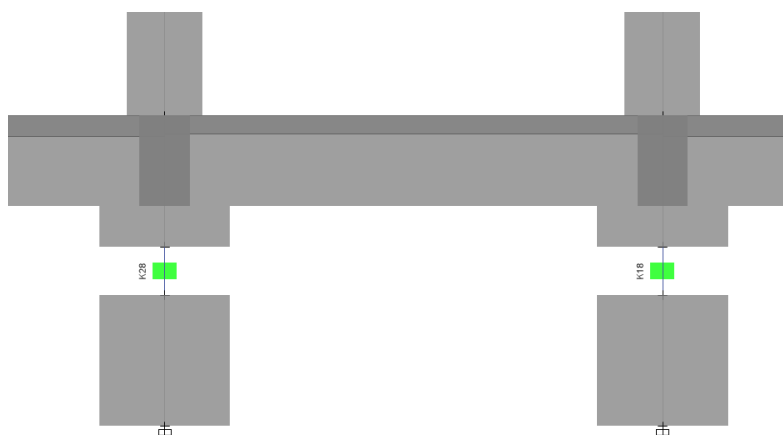


Figura 29. Incorporación de “Links” para el modelo de base aislada

*Nota. Elaboración propia.*

En la siguiente tabla se presenta la distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez, considerando las excentricidades accidentales, asumidas como el 5% de la dimensión en planta del edificio en la dirección perpendicular a la fuerza sísmica evaluada. Los resultados muestran que la excentricidad más crítica se produce al desplazar el centro de masa en la dirección positiva del eje X, lo cual corresponde al caso en que el análisis se efectúa en la dirección Y.

**Tabla 18. Excentricidad de la estructura.**

Dirección	Excentricidad	Desplazamiento relativo	
		XCR-XCCM	YCR-YCCM
X-X	+0.05	3.74	0.16
	-0.05	-3.01	0.16
Y-Y	+0.05	0.36	1.14
	-0.05	0.36	-0.82

*Nota. Elaboración propia.*

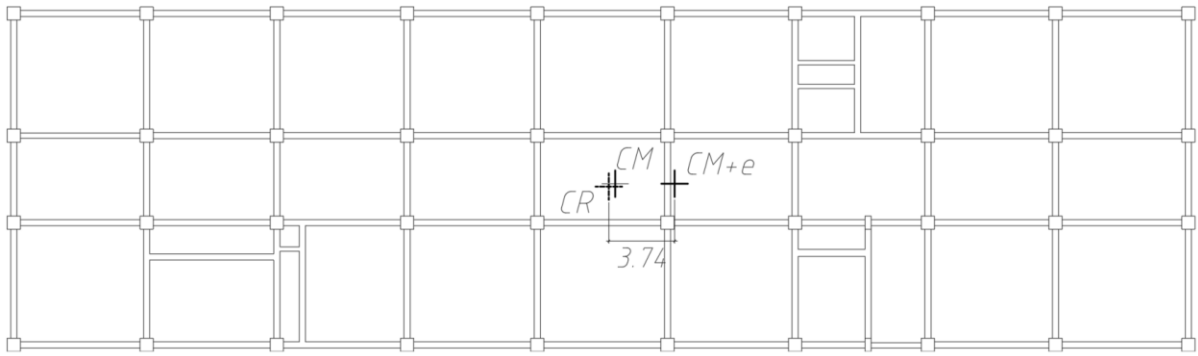


Figura 30. Vista en planta de la excentricidad crítica.

#### 4.4 ANÁLISIS NO LINEAL TIEMPO-HISTORIA.

##### 4.4.1 Señales sísmicas considerados para el análisis tiempo-Historia.

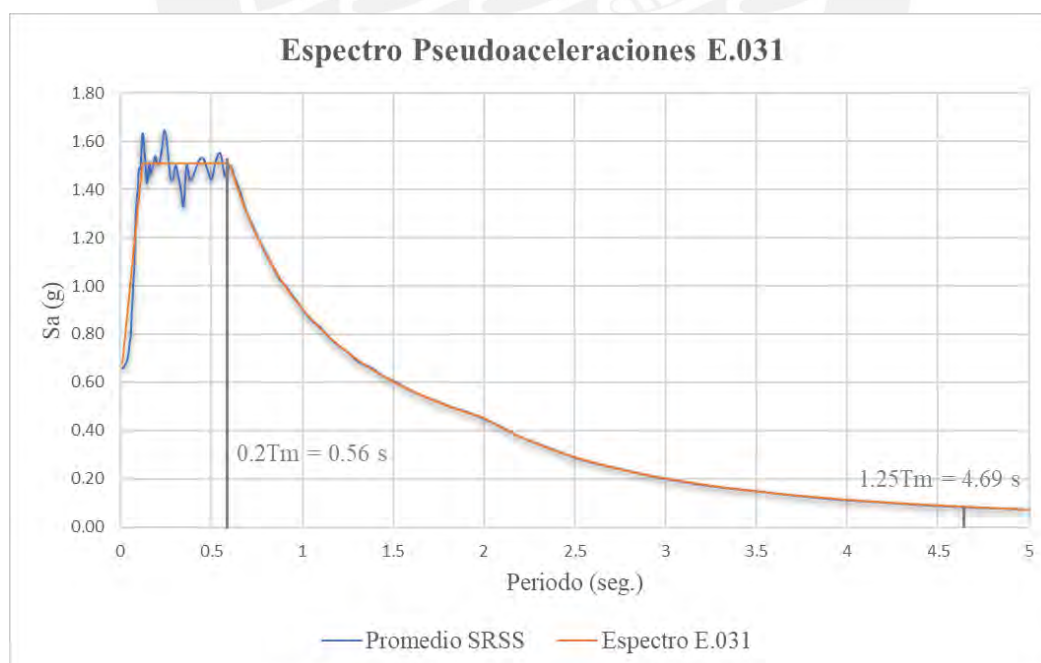
El conjunto de registros fue seleccionado en función de la similitud entre los tipos de suelo y la sismicidad de la zona, considerando eventos de subducción con foco superficial, que son característicos de los sismos en la ubicación del edificio diseñado. Después de aplicar las correcciones de línea base y el filtrado de frecuencias, como se detalla en la sección 2.9, se generó el espectro de pseudo-aceleraciones para cada acelerograma considerando un amortiguamiento del 5% y se procedió a escalar utilizando la técnica de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) de las componentes espectrales, de modo que el promedio de los siete pares de registros supere a los valores del espectro de diseño de la norma. Además, se garantizó el cumplimiento de la Norma E.031, que establece que el factor de escalamiento en la dirección de análisis no debe ser inferior a 0.9. Los acelerogramas y los factores que se usaron para el escalamiento se muestran en la siguiente tabla.

**Tabla 19. Señales consideradas para el análisis con su factor de escalamiento.**

SISMO	ABREVIATURA	PGA (g)		FACTOR XX		FACTOR YY	
		EW	NS	EW	NS	EW	NS
CURICO-2010	CUR 10	0.46	0.39	0.9	0.44	0.44	0.9
HUALAÑE-210	HUA 10	0.46	0.43	0.9	0.44	0.44	0.9
MAIPU-2010	MAI 10	0.42	0.46	0.9	0.44	0.44	0.9
TALCA-2010	TALCA 10	0.39	0.39	0.9	0.44	0.44	0.9
LIMA-1966	LIMA 66	0.5	0.49	0.9	0.44	0.44	0.9
LIMA-1970	LIMA 70	0.44	0.45	0.9	0.44	0.44	0.9
LIMA-1974	LIMA 74	0.43	0.4	0.9	0.44	0.44	0.9

*Nota. Elaboración propia.*

El escalamiento previamente mencionado se realizó en un rango comprendido entre  $0.2 T_m$  (0.56 s), calculado utilizando el límite superior de las propiedades del sistema de aislamiento sísmico, y  $1.25 T_m$  (4.69 s), obtenido a partir del límite inferior. En la siguiente figura se muestra la comparación entre el espectro promedio de pseudoaceleraciones y el espectro establecido por la norma. Asimismo, se presenta la comparación correspondiente de pseudodesplazamientos



**Figura 31. Comparación de espectro promedio de pseudoaceleraciones con el espectro de la norma.**

*Nota. Elaboración propia.*

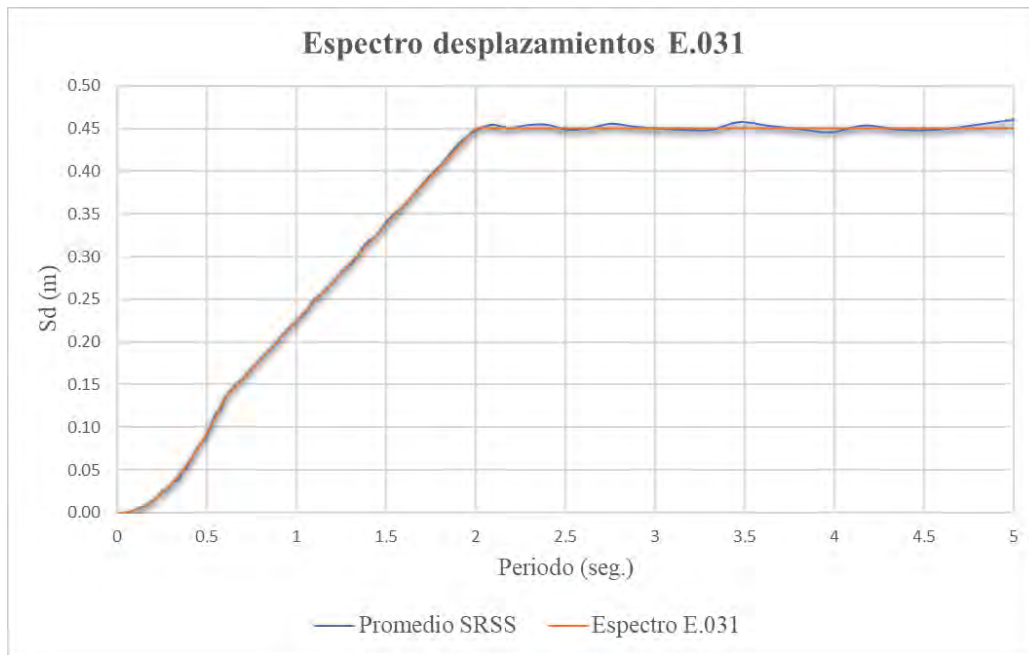


Figura 32. Comparación de espectro promedio de pseudodesplazamientos con el espectro de la norma.

*Nota. Elaboración propia.*

#### 4.4.2 Verificación de derivas y aceleraciones

Dado que el proyecto es un hospital, una edificación crítica que debe mantenerse operativa durante y después de los eventos sísmicos, se busca minimizar los daños en los equipos para que estos estén funcionales tras un sismo raro. Por ello, se controlan las aceleraciones en los primeros cuatro pisos a un máximo de 0.25g y en la azotea a un máximo de 0.3g, con el fin de reducir el riesgo de daño en los equipos médicos y sistemas esenciales. Esta medida contribuye a preservar la continuidad de los servicios de atención médica en situaciones de emergencia, minimizando interrupciones y favoreciendo una respuesta inmediata del hospital.

Por otro lado, la deriva se controla con el límite de cinco por mil, tal como lo indica la norma.

La verificación de las aceleraciones y las derivas se realiza con el caso de variación superior, el cual resulta ser más demandante y se muestra a continuación.

**Tabla 20. Resultados del análisis tiempo historia, en la dirección X-X, con los parámetros del límite superior.**

X-X (Max)	CUR 10	HUA 10	MAI 10	TALCA 10	LIMA 66	LIMA 70	LIMA 74	Promedio
Desp. Azotea (m)	0.236	0.244	0.206	0.289	0.210	0.197	0.210	0.227
Desp.plat. Aisl (m)	0.213	0.223	0.182	0.265	0.188	0.173	0.209	0.208
Deriva (‰)	2.387	2.211	2.445	2.427	1.997	1.899	2.329	2.24
Aceleración (g)	0.201	0.159	0.153	0.175	0.171	0.173	0.200	0.18
Acel. azotea (g)	0.266	0.222	0.184	0.201	0.183	0.236	0.236	0.22

*Nota. Elaboración propia.*

**Tabla 21. Resultados del análisis tiempo historia, en la dirección Y-Y, con los parámetros del límite superior.**

Y-Y (Max)	CUR 10	HUA 10	MAI 10	TALCA 10	LIMA 66	LIMA 70	LIMA 74	Promedio
Desp. Azotea (m)	0.209	0.244	0.203	0.289	0.218	0.224	0.214	0.229
Desp.plat. Aisl (m)	0.190	0.224	0.180	0.264	0.189	0.204	0.209	0.209
Deriva (‰)	2.85	2.95	3.08	2.70	3.39	3.45	3.01	3.06
Aceleración (g)	0.246	0.223	0.189	0.262	0.234	0.228	0.275	0.24
Acel. azotea (g)	0.312	0.297	0.248	0.266	0.303	0.298	0.344	0.30

*Nota. Elaboración propia.*

A partir de los resultados obtenidos en las tablas, se puede inferir que la **deriva máxima** en la dirección "X" es de **2.24 ‰**, mientras que en la dirección "Y" alcanza un valor superior de **3.1 ‰**. En cuanto a las aceleraciones, se registra un valor máximo de **0.18g** en los primeros cuatro pisos en la dirección "X" y de **0.24g** en la dirección "Y". En la azotea, la aceleración en la dirección "X" llega a **0.22g**, mientras que en la dirección "Y" se incrementa hasta **0.3g**.

Estos resultados revelan que la estructura experimenta una mayor demanda en la dirección "Y", lo cual puede atribuirse a la configuración geométrica del edificio, que es más alargado en la dirección "X". Esta característica influye en el comportamiento dinámico del edificio, generando una mayor respuesta en la dirección perpendicular a su eje más largo.

**Tabla 22. Resultados del análisis tiempo historia, en la dirección X-X, con los parámetros nominales.**

<b>X-X (Nom)</b>	<b>CUR 10</b>	<b>HUA 10</b>	<b>MAI 10</b>	<b>TALCA 10</b>	<b>LIMA 66</b>	<b>LIMA 70</b>	<b>LIMA 74</b>	<b>Promedio</b>
Desp. Azotea (m)	0.249	0.255	0.192	0.309	0.221	0.252	0.268	0.255
Desp.plat. Aisl (m)	0.234	0.236	0.177	0.287	0.205	0.231	0.261	0.239
Deriva (‰)	1.77	1.48	1.56	1.66	1.40	1.52	1.76	1.59
Aceleración (g)	0.151	0.123	0.120	0.124	0.120	0.125	0.145	0.13
Acel. azotea (g)	0.196	0.152	0.159	0.150	0.135	0.179	0.186	0.17

*Nota. Elaboración propia.*

**Tabla 23. Resultados del análisis tiempo historia, en la dirección Y-Y, con los parámetros nominales.**

<b>Y-Y (Nom)</b>	<b>CUR 10</b>	<b>HUA 10</b>	<b>MAI 10</b>	<b>TALCA 10</b>	<b>LIMA 66</b>	<b>LIMA 70</b>	<b>LIMA 74</b>	<b>Promedio</b>
Desp. Azotea (m)	0.214	0.234	0.187	0.324	0.230	0.308	0.311	0.265
Desp.plat. Aisl (m)	0.191	0.216	0.167	0.302	0.204	0.280	0.283	0.241
Deriva (‰)	2.15	1.72	2.06	2.16	2.37	2.72	2.26	2.21
Aceleración (g)	0.197	0.177	0.155	0.193	0.141	0.197	0.190	0.18
Acel. azotea (g)	0.243	0.224	0.222	0.205	0.185	0.239	0.254	0.24

*Nota. Elaboración propia.*

Asimismo, se obtienen los resultados que conciernen a los análisis realizados con los valores nominales y los correspondientes al caso inferior. Se observa que las derivas y aceleraciones obtenidas en estos casos son menores en comparación con los resultados del análisis con parámetros superiores. Sin embargo, en contraste, el desplazamiento de la plataforma de aislamiento es mayor en el caso del límite inferior. Este comportamiento responde a la reducción de la rigidez efectiva en el sistema de aislamiento, lo que permite mayores desplazamientos en la base, aunque con menores deformaciones y aceleraciones en la superestructura.

**Tabla 24. Resultados del análisis tiempo historia, en la dirección X-X, con los parámetros del límite inferior.**

<b>X-X (Min)</b>	<b>CUR 10</b>	<b>HUA 10</b>	<b>MAI 10</b>	<b>TALCA 10</b>	<b>LIMA 66</b>	<b>LIMA 70</b>	<b>LIMA 74</b>	<b>Promedio</b>
Desp. Azotea (m)	0.257	0.257	0.201	0.328	0.237	0.294	0.300	0.268
Desp.plat. Aisl (m)	0.243	0.244	0.185	0.306	0.225	0.282	0.299	0.255
Deriva (‰)	1.40	1.14	1.22	1.47	1.19	1.36	1.40	1.31
Aceleración (g)	0.130	0.101	0.097	0.100	0.092	0.103	0.116	0.11
Acel. azotea (g)	0.169	0.127	0.141	0.127	0.116	0.128	0.147	0.14

*Nota. Elaboración propia.*

**Tabla 25. Resultados del análisis tiempo historia, en la dirección Y-Y, con los parámetros del límite inferior.**

<b>Y-Y (Min)</b>	<b>CUR 10</b>	<b>HUA 10</b>	<b>MAI 10</b>	<b>TALCA 10</b>	<b>LIMA 66</b>	<b>LIMA 70</b>	<b>LIMA 74</b>	<b>Promedio</b>
Desp. Azotea (m)	0.233	0.256	0.203	0.326	0.237	0.339	0.313	0.273
Desp.plat. Aisl (m)	0.215	0.243	0.187	0.304	0.225	0.318	0.298	0.256
Deriva (‰)	1.73	1.52	1.65	1.65	1.91	1.71	2.30	1.78
Aceleración (g)	0.162	0.142	0.127	0.174	0.114	0.163	0.180	0.15
Acel. azotea (g)	0.191	0.175	0.180	0.205	0.150	0.212	0.207	0.19

*Nota. Elaboración propia.*

#### **4.4.3 Verificación de fuerza de restitución.**

La norma E.031 establece que el sistema de aislamiento sísmico debe diseñarse de manera que genere una fuerza lateral de restitución en el desplazamiento máximo, tomando en cuenta tanto sus propiedades en el límite superior como en el inferior. Además, esta fuerza debe superar en al menos 0.025P (2.5% del peso de la estructura sobre la interfaz de aislamiento) a la fuerza lateral asociada al 50 % del desplazamiento máximo.

Los análisis realizados muestran que la condición más crítica para la fuerza de restitución ocurre cuando se consideran las propiedades en su límite inferior. Por ello, se presenta a continuación una tabla con los valores obtenidos en esta situación.

**Tabla 26. Fuerza de restitución obtenido para el límite inferior.**

<b><math>\lambda</math> Mínimo</b>		
<b>Desplazamiento (m)</b>	<b>Fuerza (Tonf)</b>	
Dmax	0.255	859
Dmax/2	0.128	554
Frestauradora	305	
Frestauradora (% W)	2.57	

*Nota. Elaboración propia.*

Se verifica que la fuerza de restitución equivale al 2.57% del peso sísmico, lo que demuestra que se cumple con los requisitos de la norma E.031. Este cumplimiento también se confirma para los otros casos, tal como se muestra en la siguiente tabla.

**Tabla 27. Comparación fuerza de restitución para los tres casos.**

	<b><math>\lambda</math> Mínimo</b>	<b>Nom</b>	<b><math>\lambda</math> Max</b>
Frestauradora	305	347	400
Frestauradora (% W)	2.57	2.93	3.38

*Nota. Elaboración propia.*

#### **4.4.4 Verificación de carga vertical mínima.**

Es fundamental verificar que la fuerza axial de tracción en los dispositivos elastoméricos sea mínima, dado que su capacidad para resistir esfuerzos de tracción es limitada. En el caso de los aisladores de goma, se puede admitir un axial de tracción que no exceda aproximadamente el 10% de la carga axial de compresión originada por el peso sísmico. La Norma E.031 establece las condiciones de carga correspondientes para calcular la carga vertical mínima en cada dispositivo, como se muestra en la siguiente ecuación.

$$Carga\ Vertical\ Mínima = 0.9CM - 1.0(CSH + CSV)$$

$$CSV = 0.5(1.5ZS)CM = 0.302CM$$

Donde

CM: Carga muerta.

CSV: Carga sísmica vertical.

CSH: Carga sísmica horizontal.

En el proyecto, se identificaron los casos más críticos de tracción en los dispositivos ubicados en las esquinas, particularmente cuando las cargas sísmicas actúan en la dirección Y-Y. En la tabla siguiente, se presentan los datos utilizados para determinar la carga vertical mínima, incluyendo la carga muerta y la carga axial para cada registro sísmico y para cada uno de los dispositivos ubicados en las esquinas. Las unidades de las cargas axiales que se presentan están en toneladas y el signo positivo indica que el axial está en tracción.

**Tabla 28. Carga axial sísmica, en toneladas, obtenida para cada registro.**

<b>Aislador</b>	<b>CM</b>	<b>CUR 10</b>	<b>HUA 10</b>	<b>MAI 10</b>	<b>TALCA 10</b>	<b>LIMA 66</b>	<b>LIMA 70</b>	<b>LIMA 74</b>
K1	-105.3	64.1	73.5	49.6	53.6	48.1	58.8	63.6
K31	-113.6	71.3	69.9	73.2	85.3	76.6	76.4	64.9
K10	-164.2	112.5	20.2	46.3	52.0	12.8	28.6	22.5
K40	-171.1	110.7	67.7	36.2	12.7	39.5	46.5	48.4

*Nota. Elaboración propia.*

A partir de los datos y la fórmula presentados previamente, se determinó la carga vertical mínima correspondiente a cada dispositivo. Asimismo, se calculó el 10% (0.1P) de la carga axial debida al peso sísmico para cada uno de ellos.

**Tabla 29. Carga vertical mínima, en toneladas, para cada uno de los dispositivos ubicados en la esquina.**

	<b>CUR 10</b>	<b>HUA 10</b>	<b>MAI 10</b>	<b>TALCA 10</b>	<b>LIMA 66</b>	<b>LIMA 70</b>	<b>LIMA 74</b>	<b>Promedio</b>	<b>0.1P</b>
K1	1.2	10.5	-13.4	-9.4	-14.9	-4.2	0.6	-4.2	11.6
K31	3.3	2.0	5.3	17.1	8.7	8.5	-3.0	6.0	12.4
K10	14.3	-78.0	-51.9	-46.2	-85.4	-69.6	-75.7	-56.1	18.3
K40	8.4	-34.6	-66.1	-89.7	-62.8	-55.8	-53.9	-50.6	19.0

*Nota. Elaboración propia.*

De los resultados obtenidos se observa que el dispositivo K31 representa el caso más crítico, al generar una tracción de 6.0 ton (equivalente al 4.8% del peso sísmico), valor que no supera el límite del 10%. Por lo tanto, se concluye que se cumplen los requisitos establecidos para controlar los esfuerzos de tracción en los aisladores elastoméricos.

#### 4.4.5 Modelos elásticos equivalentes.

Del análisis tiempo-historia se obtuvieron las curvas de histéresis correspondientes al sistema de aislamiento. Estas curvas permiten determinar los desplazamientos y fuerzas máximas experimentadas en cada registro sísmico. Es importante señalar que la curva mostrada corresponde al dispositivo ubicado más cerca del centro de masa de la base de aislamiento. A partir de estos valores, se determinaron la rigidez efectiva ( $K_{eff}$ ), la energía disipada ( $E_d$ ) y el amortiguamiento efectivo ( $\beta_{eff}$ ).

Las siguientes tablas muestran las propiedades derivadas de las curvas de histéresis obtenidas para el caso nominal, en ambas direcciones “X” y “Y”. Asimismo, se muestran las curvas de histéresis correspondientes a cada dirección.

**Tabla 30. Propiedades obtenidas de la curva de histéresis en la dirección X-X (Nominal).**

X-X (Nom)	CUR 10	HUA 10	MAI 10	TALCA 10	LIMA 66	LIMA 70	LIMA 74	Promedio
Dmax+ (cm)	25.04	25.38	18.67	27.26	20.53	24.65	23.82	23.6
Dmax- (cm)	21.75	21.80	16.75	30.15	20.44	21.50	28.31	23.0
Dprom (cm)	23.40	23.59	17.71	28.70	20.49	23.08	26.06	23.3
Fmax+ (ton)	1034	1049	857	1040	867	1030	965	977
Fmax- (ton)	937	936	800	1197	917	943	1125	979
Fprom (ton)	986	992	829	1119	892	986	1045	978
Q (ton)	318	318	318	318	318	318	318	318
$K_{eff}$ (ton/m)	4213	4207	4678	3897	4356	4275	4009	4233
Dy (cm)	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
$E_d$ (ton.m)	282	284	210	349	245	278	316	281
Amortiguamiento	0.195	0.193	0.227	0.173	0.213	0.194	0.185	0.197
T (s)	3.37	3.37	3.19	3.50	3.31	3.34	3.45	3.36

*Nota. Elaboración propia.*

**Tabla 31. Propiedades obtenidas de la curva de histéresis en la dirección Y-Y (Nominal)**

Y-Y (Nom)	CUR 10	HUA 10	MAI 10	TALCA 10	LIMA 66	LIMA 70	LIMA 74	Promedio
Dmax+ (cm)	22.29	25.37	18.55	27.06	20.51	29.18	23.77	23.8
Dmax- (cm)	19.12	21.57	16.65	30.16	20.38	28.03	28.29	23.5
Dprom (cm)	20.70	23.47	17.60	28.61	20.45	28.60	26.03	23.6
Fmax+ (ton)	966	1058	851	1034	866	1160	963	986
Fmax- (ton)	868	931	788	1195	914	1127	1123	992
Fprom (ton)	917	995	819	1114	890	1143	1043	989
Q (ton)	318	318	318	318	318	318	318	318
Keff (ton/m)	4430	4239	4655	3895	4354	3997	4006	4225
Dy (cm)	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
Ed (ton.m)	248	283	208	348	244	348	315	285
Amortiguamiento	0.208	0.193	0.230	0.174	0.214	0.169	0.185	0.196
T (s)	3.28	3.36	3.20	3.50	3.31	3.46	3.45	3.37

Nota. Elaboración propia.

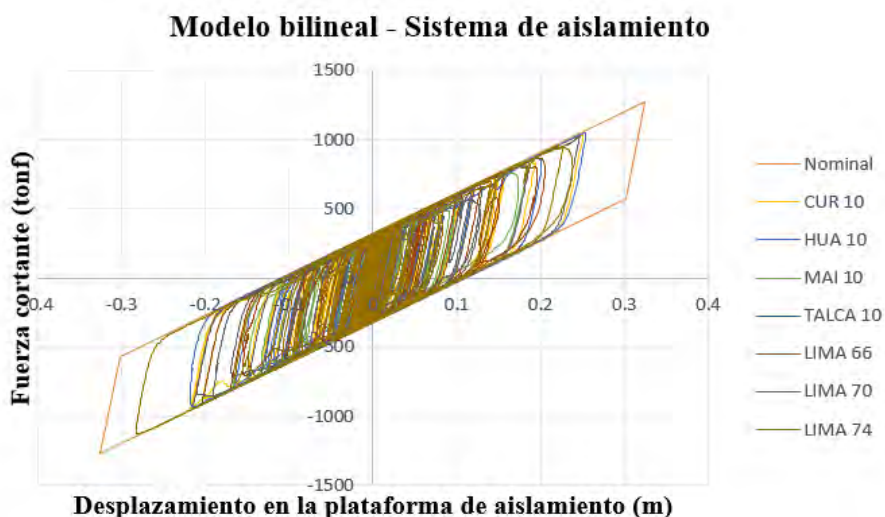


Figura 33. Curva de histéresis del sistema de aislamiento en la dirección X-X (Nominal)

Nota. Elaboración propia.

### Modelo bilineal - Sistema de aislamiento

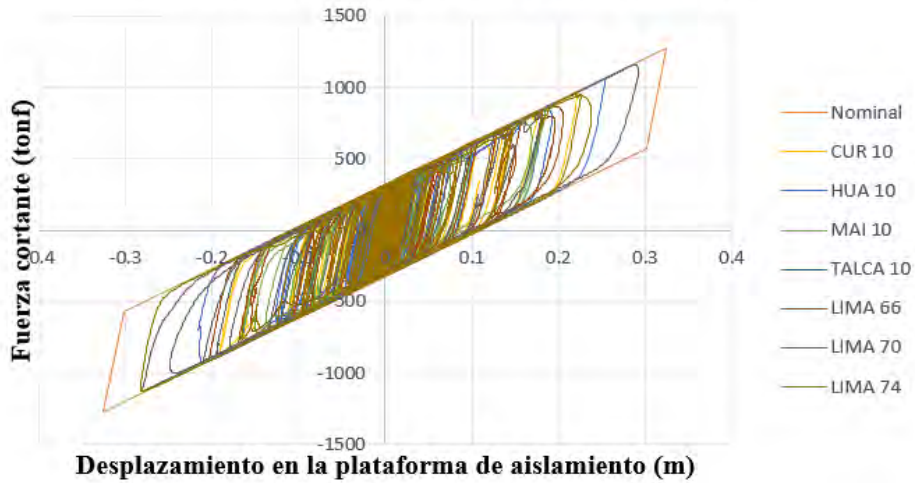


Figura 34. Curva de histéresis del sistema de aislamiento en la dirección Y-Y (Nominal)

Nota. Elaboración propia.

A partir de las imágenes presentadas, se puede apreciar que los diagramas de histéresis correspondientes a los siete sismos analizados se encuentran dentro de los límites establecidos por el modelo bilineal para el caso nominal. Este resultado sugiere que las propiedades definidas en el modelo bilineal son adecuadas para representar el comportamiento histerético del sistema de aislamiento, cuando este es sometido a eventos sísmicos compatibles con el espectro de diseño.

Las tablas que se muestran, a continuación, corresponden a las propiedades que resultaron de las curvas de histéresis de la variación superior.

**Tabla 32. Propiedades obtenidas de la curva de histéresis en la dirección X-X(Superior)**

<b>X-X (Max)</b>	<b>CUR 10</b>	<b>HUA 10</b>	<b>MAI 10</b>	<b>TALCA 10</b>	<b>LIMA 66</b>	<b>LIMA 70</b>	<b>LIMA 74</b>	<b>Promedio</b>
Dmax+ (cm)	19.72	20.66	16.45	28.18	18.28	17.68	19.40	20.1
Dmax- (cm)	22.90	23.97	20.05	24.81	19.39	16.84	22.32	21.5
Dprom (cm)	21.31	22.31	18.25	26.49	18.83	17.26	20.86	20.8
Fmax+ (ton)	1205	1242	1094	1519	1108	1089	1186	1206
Fmax- (ton)	1319	1379	1207	1420	1195	1117	1322	1280
Fprom (ton)	1262	1311	1151	1469	1152	1103	1254	1243
Q (ton)	476	476	476	476	476	476	476	476
Keff (ton/m)	5923	5873	6305	5547	6115	6392	6010	6024
Dy (cm)	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38
Ed (ton.m)	380	399	321	478	332	303	371	369
Amortiguamiento	0.225	0.217	0.244	0.196	0.244	0.253	0.226	0.229
T (s)	2.84	2.85	2.75	2.93	2.79	2.73	2.82	2.82

*Nota. Elaboración propia.*

**Tabla 33. Propiedades obtenidas de la curva de histéresis en la dirección Y-Y (Superior)**

<b>Y-Y (Max)</b>	<b>CUR 10</b>	<b>HUA 10</b>	<b>MAI 10</b>	<b>TALCA 10</b>	<b>LIMA 66</b>	<b>LIMA 70</b>	<b>LIMA 74</b>	<b>Promedio</b>
Dmax+ (cm)	17.56	20.69	16.22	28.04	18.40	18.78	19.59	19.9
Dmax- (cm)	20.37	24.04	19.82	24.73	19.44	22.04	22.30	21.8
Dprom (cm)	18.96	22.37	18.02	26.38	18.92	20.41	20.95	20.9
Fmax+ (ton)	1130	1240	1084	1516	1113	1176	1187	1207
Fmax- (ton)	1237	1384	1196	1414	1193	1321	1321	1295
Fprom (ton)	1183	1312	1140	1465	1153	1248	1254	1251
Q (ton)	476	476	476	476	476	476	476	476
Keff (ton/m)	6241	5868	6328	5553	6094	6117	5987	6027
Dy (cm)	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38
Ed (ton.m)	335	400	317	476	334	363	373	371
Amortiguamiento	0.238	0.217	0.246	0.196	0.244	0.226	0.226	0.227
T (s)	2.77	2.85	2.75	2.93	2.80	2.79	2.82	2.82

*Nota. Elaboración propia.*

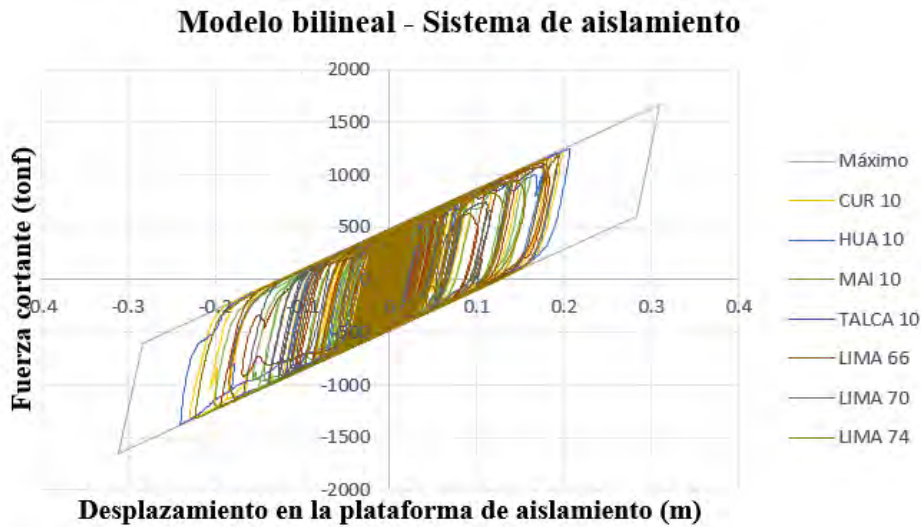


Figura 35. Curva de histéresis del sistema de aislamiento en la dirección X-X (Superior)

*Nota. Elaboración propia.*

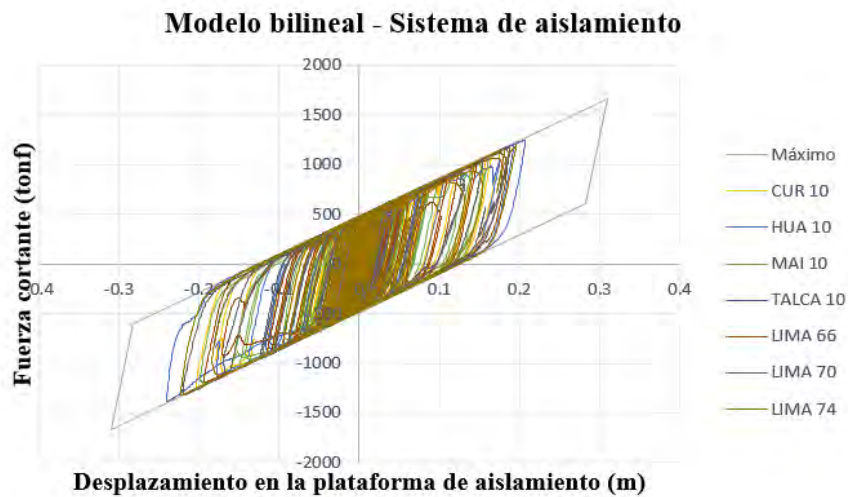


Figura 36. Curva de histéresis del sistema de aislamiento en la dirección Y-Y (Superior)

*Nota. Elaboración propia.*

A partir de las imágenes presentadas, se puede apreciar que los diagramas de histéresis correspondientes a los siete sismos analizados se encuentran dentro de los límites establecidos por el modelo bilineal para el límite superior. Este resultado sugiere que las propiedades definidas en el modelo bilineal son adecuadas para representar el comportamiento histerético del sistema de aislamiento, cuando este es sometido a eventos sísmicos compatibles con el espectro de diseño.

Las tablas que se muestran, a continuación, corresponden a las propiedades que resultaron de las curvas de histéresis para la variación inferior.

**Tabla 34. Propiedades obtenidas de la curva de histéresis en la dirección X-X (Inferior)**

<b>X-X (Min)</b>	<b>CUR 10</b>	<b>HUA 10</b>	<b>MAI 10</b>	<b>TALCA 10</b>	<b>LIMA 66</b>	<b>LIMA 70</b>	<b>LIMA 74</b>	<b>Promedio</b>
Dmax+ (cm)	27.2	27.2	21.1	25.5	22.9	31.5	29.9	26.5
Dmax- (cm)	21.4	21.6	16.0	35.7	22.1	24.9	29.8	24.5
Dprom (cm)	24.3	24.4	18.5	30.6	22.5	28.2	29.9	25.5
Fmax+ (ton)	903	904	758	855	794	995	959	881
Fmax- (ton)	760	769	631	1107	792	840	965	837
Fprom (ton)	831	837	694	981	793	917	962	859
Q (ton)	254	254	254	254	254	254	254	254
Keff (ton/m)	3424	3429	3746	3207	3520	3258	3222	3401
Dy (cm)	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
Ed (ton.m)	234	236	176	299	217	274	291	247
Amortiguamiento	0.185	0.184	0.218	0.158	0.193	0.169	0.161	0.181
T (s)	3.73	3.73	3.57	3.86	3.68	3.83	3.85	3.75

*Nota. Elaboración propia.*

**Tabla 35. Propiedades obtenidas de la curva de histéresis en la dirección Y-Y (Inferior)**

<b>Y-Y (Min)</b>	<b>CUR 10</b>	<b>HUA 10</b>	<b>MAI 10</b>	<b>TALCA 10</b>	<b>LIMA 66</b>	<b>LIMA 70</b>	<b>LIMA 74</b>	<b>Promedio</b>
Dmax+ (cm)	23.5	27.1	21.0	25.2	22.9	36.4	29.9	26.6
Dmax- (cm)	19.4	21.6	16.3	35.7	22.0	27.2	29.7	24.6
Dprom (cm)	21.5	24.3	18.7	30.4	22.5	31.8	29.8	25.6
Fmax+ (ton)	809	902	749	848	793	1112	958	882
Fmax- (ton)	711	770	639	1105	789	894	963	839
Fprom (ton)	760	836	694	977	791	1003	961	860
Q (ton)	254	254	254	254	254	254	254	254
Keff (ton/m)	3542	3436	3715	3208	3521	3155	3224	3400
Dy (cm)	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
Ed (ton.m)	206	235	178	297	216	311	291	248
Amortiguamiento	0.201	0.184	0.218	0.159	0.194	0.155	0.162	0.182
T (s)	3.67	3.73	3.58	3.86	3.68	3.89	3.85	3.75

*Nota. Elaboración propia.*

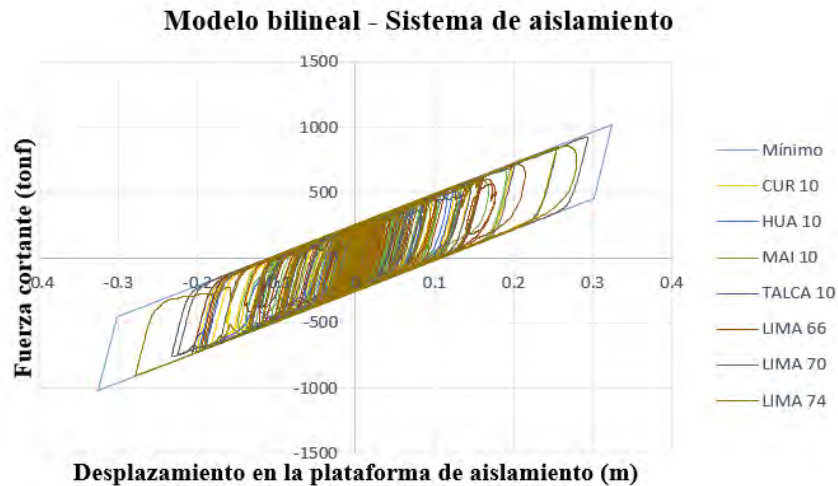


Figura 37. Curva de histéresis del sistema de aislamiento en la dirección X-X (Inferior)

Nota. Elaboración propia.

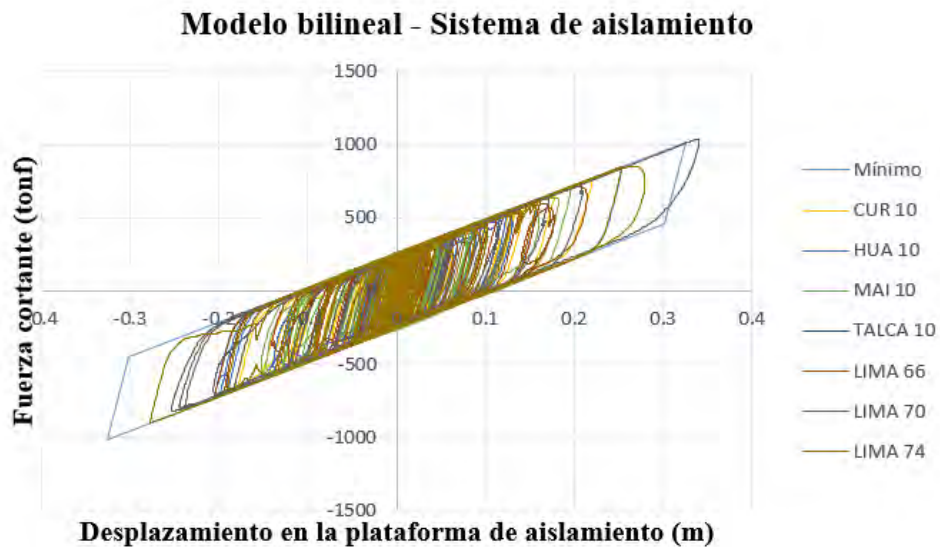


Figura 38. Curva de histéresis del sistema de aislamiento en la dirección Y-Y (Inferior)

Nota. Elaboración propia.

A partir de las imágenes presentadas, se puede apreciar que los diagramas de histéresis correspondientes a los siete sismos analizados se encuentran dentro de los límites establecidos por el modelo bilineal para el límite inferior. Este resultado sugiere que las propiedades definidas en el modelo bilineal son adecuadas para representar el comportamiento histerético del sistema de aislamiento, cuando este es sometido a eventos sísmicos compatibles con el espectro de diseño.

## 4.5 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO EN CONCRETO ARMADO.

### 4.5.1 Propiedades consideradas en el modelo para el diseño en concreto armado.

Para el diseño de los elementos de concreto armado, se considerará el análisis espectral correspondiente al límite superior. En los "Links", que representan los dispositivos de aislamiento, se asigna la rigidez efectiva ( $K_{eff}$ ) de cada tipo de dispositivo junto con el amortiguamiento efectivo correspondiente.

De acuerdo con el artículo 36.2 de la Norma Técnica E.031, la rigidez efectiva debe calcularse para cada ciclo de carga según la siguiente fórmula:

$$K_{eff} = \frac{|F^+| + |F^-|}{|\Delta^+| + |\Delta^-|}$$

Donde  $F^+$  y  $F^-$  son las máximas fuerzas positivas y negativas en  $\Delta^+$  y  $\Delta^-$ , respectivamente.

Asimismo, el artículo 36.2 de la Norma Técnica E.031 establece que el amortiguamiento efectivo,  $\beta_{eff}$ , de una unidad de aislador debe ser calculado para cada ciclo de carga utilizando la siguiente ecuación:

$$\beta_{eff} = \frac{2}{\pi} \frac{E_{ciclo}}{K_{eff} (|\Delta^+| + |\Delta^-|)^2}$$

Los valores de rigidez efectiva ( $K_{eff}$ ) y amortiguamiento efectivo ( $\beta_{eff}$ ) del sistema de aislamiento fueron calculados en el apartado 4.4.5 Cabe destacar que, para incorporar el amortiguamiento en el análisis espectral, se aplicará el valor calculado de  $\beta_{eff}$  en los tres primeros modos del modelo estructural, mientras que en los modos restantes se asignará un amortiguamiento del 5%, de acuerdo con lo descrito en el acápite 3.4.4.

Con la rigidez global calculada, se procedió a realizar la distribución proporcional de la rigidez entre los dispositivos de aislamiento, considerando la carga axial de cada uno. Para ello, se emplearon dos tipos de aisladores: AIS1 y AIS2, siendo la rigidez de AIS2 equivalente al 70% de la de AIS1. Esta metodología de distribución se aplicó de manera similar a la descrita en la sección 4.1.

**Tabla 36. Rigidez efectiva y amortiguamiento efectivo del sistema y los dispositivos para el límite superior.**

<b>Parámetros</b>	<b>Unidad</b>	<b>Global</b>	<b>AIS1</b>	<b>AIS2</b>
Rigidez efectiva, $K_{eff}$	ton	6027	176	123
Amortiguamiento efectivo, $\beta_{eff}$	-	0.227	0.227	0.227

*Nota. Elaboración propia.*

#### **4.5.2 Análisis estático definitivo con el límite inferior.**

Con base en las propiedades efectivas obtenidas, para el límite inferior, en el acápite 4.4.5 y las fórmulas descritas en el apartado 2.6, se procede a realizar el análisis estático definitivo. Para determinar el desplazamiento total ( $D_{TM}$ ), que considera tanto el desplazamiento generado por la torsión natural como por la torsión accidental, se emplean los parámetros correspondientes al límite inferior.

**Tabla 37. Desplazamiento total calculado, mediante el método estático.**

<b>Parámetro límite inferior</b>	<b>Unidad</b>	<b>X-X</b>	<b>Y-Y</b>
Rigidez efectiva, $K_{eff}$	ton/m	3401	3400
Amortiguamiento efectivo, $\beta_{eff}$	(%)	18.1%	18.2%
Periodo efectivo, $T_M$	s	3.75	3.75
Periodo rotacional $T_\theta$	s	3.68	3.68
Factor de amortiguamiento efectivo, $B_M$	-	1.44	1.45
Ordenada de espectro elástico, $S_{am}$	cm/s <sup>2</sup>	124.5	124.5
Desplazamiento traslacional, $D_M$	cm	30.7	30.7
Distancia al aislador mas alejado, $y$	m	9.87	34.19
Dimensión menor de la proyección en planta, $b$	m	19.6	19.6
Dimensión mayor de la proyección en planta, $d$	m	67.5	67.5
Excentricidad $e$ (accidental+natural)	m	3.74	1.14
Razón entre $T_M/T_\theta$ , $P_T$	-	1.02	1.02
Desplazamiento total calculado, $D_{TM}$ con $D_M$	cm	33.4	33.5
$D'_M$ , Artículo 26 E0.31	cm	30.2	29.9
Desplazamiento total calculado, $D_{TM}$ con $D'_M$	cm	32.8	32.6
Requerimiento mínimo, $D_{TM} \geq 1.15 D_M$	cm	35.3	35.3
<b>Desplazamiento total, <math>D_{TM}</math></b>	cm	35.3	35.3

*Nota. Elaboración propia.*

Se obtiene un desplazamiento máximo de 35.3 cm en ambas direcciones, el cual será comparado con el desplazamiento derivado del método de análisis tiempo-historia. Es importante señalar que, conforme a la norma E.031, el desplazamiento total del sistema de aislamiento no debe ser inferior al 80% del valor calculado mediante el método estático ( $D_{TM}$ ). Por lo tanto, el desplazamiento total máximo no podrá ser inferior a 28.2 cm.

**Tabla 38. Desplazamiento máximo de diseño del sistema.**

<b>Parámetros límite inferior</b>	<b>Unidad</b>	<b>X-X</b>	<b>Y-Y</b>
Desplazamiento total mínimo, 80% $D_{TM}$	cm	28.3	28.2
Desplazamiento dinámico, $D_{TM\ T-H}$	cm	25.5	25.6
<b>Desplazamiento máximo de diseño, <math>D_{MAX}</math></b>	cm	28.3	28.2

*Nota. Elaboración propia.*

El desplazamiento máximo de diseño definido para ambas direcciones es de 28.2 cm, mientras que la junta mínima que se consideró es de 30 cm en cada dirección. Esta disposición asegura el cumplimiento de las especificaciones requeridas para la adecuada funcionalidad del sistema de aislamiento y previene posibles interferencias durante los desplazamientos sísmicos.

#### **4.5.3 Análisis estático definitivo con el límite superior**

Se procede a calcular la fuerza cortante estática, utilizando las propiedades efectivas obtenidas, para el límite superior, en el capítulo 4.4.5 y las fórmulas descritas en el capítulo 2.6.

**Tabla 39. Fuerzas laterales requeridas para el diseño**

<b>Parámetro límite superior</b>	<b>Unidad</b>	<b>X-X</b>	<b>Y-Y</b>
Rigidez efectiva, $K_{eff}$	ton/m	6024	6027
Amortiguamiento efectivo, $\beta_{eff}$	(%)	23%	23%
Periodo efectivo, $T_M$	s	2.82	2.82
Factor de amortiguamiento efectivo, $B_M$	-	1.56	1.55
Ordenada de espectro elástico, $S_{am}$	cm/s <sup>2</sup>	224	224
Desplazamiento traslacional, $D_M$	cm	28.9	28.9
Fuerza lateral subestructura y sistema de aislamiento, $V_b$	ton	1740	1743
Peso Sísmico, $P$	ton	11862	11862
Peso sísmico efectivo, $P_s$	ton	9638	9638
Fuerza cortante no reducida de superestructura, $V_{st}$	ton	1592	1594
Coefficiente de reducción sísmica, $R_o$	-	8	8
Coefficiente de reducción sísmica, $R_a$	-	2	2
Fuerza lateral de superestructura, $V_s$	ton	796	797
Fuerza lateral como porcentaje de peso %P	%	6.7%	6.7%
Fuerza lateral como porcentaje de peso efectivo %Ps	%	8.3%	8.3%

*Nota. Elaboración propia.*

El valor de la fuerza cortante en la base sobre el sistema de aislamiento sísmico ( $V_s$ ) calculado mediante el método estático es de 797 toneladas, lo que representa el 8.3% del peso sísmico efectivo.

La norma establece límites específicos para la fuerza cortante en la base sobre el sistema de aislamiento sísmico ( $V_s$ ). En primer lugar, indica que esta fuerza debe ser superior a la fuerza sísmica lateral requerida por la Norma Técnica E.030 de Diseño Sismorresistente para estructuras con base fija. Este cálculo debe realizarse considerando un peso igual al peso sísmico efectivo ( $P_s$ ) y un período que coincida con el período del sistema de aislamiento sísmico ( $T_M$ ), utilizando las propiedades correspondientes al límite superior y un factor de importancia ( $U=1$ ). En segundo lugar, la fuerza cortante en la base sobre el sistema de aislamiento sísmico ( $V_s$ ) debe calcularse con la fuerza lateral sísmica ( $V_{st}$ ). Esta fuerza lateral debe considerar ( $V_b$ ) como la fuerza necesaria para activar plenamente el sistema de

aislamiento sísmico. Si bien la norma también menciona la carga de viento, esta consideración no se toma en cuenta en Perú, ya que las acciones laterales de viento son bajas.

**Tabla 40. Fuerzas laterales mínimas requeridas para el diseño de la superestructura.**

Parámetros	Unidad	X-X	Y-Y
Peso sísmico efectivo, $P_s$	ton	9638	9638
Periodo efectivo, $T_M$	s	2.82	2.82
Coefficiente de amplificación sísmica, C	-	0.378	0.378
Relación C/R	-	0.047	0.047
Relación mínima C/R	-	0.11	0.11
Fuerza lateral límite (base fija)	ton	729	733
Fuerza lateral límite (activar el Sist. de aislamiento)	ton	436	435

*Nota. Elaboración propia.*

Según los valores presentados en la tabla, se observa que los límites obtenidos son menores al valor calculado mediante el método estático. Por consiguiente, se establece la fuerza cortante límite en la base del sistema de aislamiento sísmico en 797 ton, lo que equivale al 6.7% del peso sísmico total.

Por otra parte, para el diseño del sistema de aislamiento y de los elementos estructurales de la subestructura, la normativa permite emplear la fuerza cortante obtenida a partir de los análisis de respuesta en el tiempo. Sin embargo, en el artículo 26.1, se especifica que estos elementos deben diseñarse utilizando un factor de reducción igual a 1 ( $R_a = 1$ ). Además, se establece que la fuerza lateral de diseño no debe ser inferior al 90% del valor de  $V_b$ .

$$V_b = 1743 * 0.9 = 1569 \text{ ton (13.2\%)}$$

En consecuencia, la fuerza mínima de diseño para la subestructura se ha determinado en 1569 toneladas, lo cual representa el 13.2% del peso sísmico.

Dado que el diseño de los elementos de concreto armado se llevará a cabo mediante análisis espectral, resulta necesario ajustar la fuerza cortante dinámica obtenida de dicho análisis. Para asegurar la seguridad estructural, esta fuerza cortante dinámica debe incrementarse con un factor de escala apropiado, de forma tal que su valor final sea igual o

superior al límite de fuerza cortante especificado. El cálculo y la justificación de este factor de escala serán detallados en el acápite 4.5.4

#### 4.5.4 Análisis espectral definitivo con el límite superior

Utilizando los parámetros establecidos en el capítulo 3.6.1, se calculó la aceleración espectral, aplicando un valor de factor de reducción  $R=1$  para la subestructura y  $R=2$  para la superestructura.

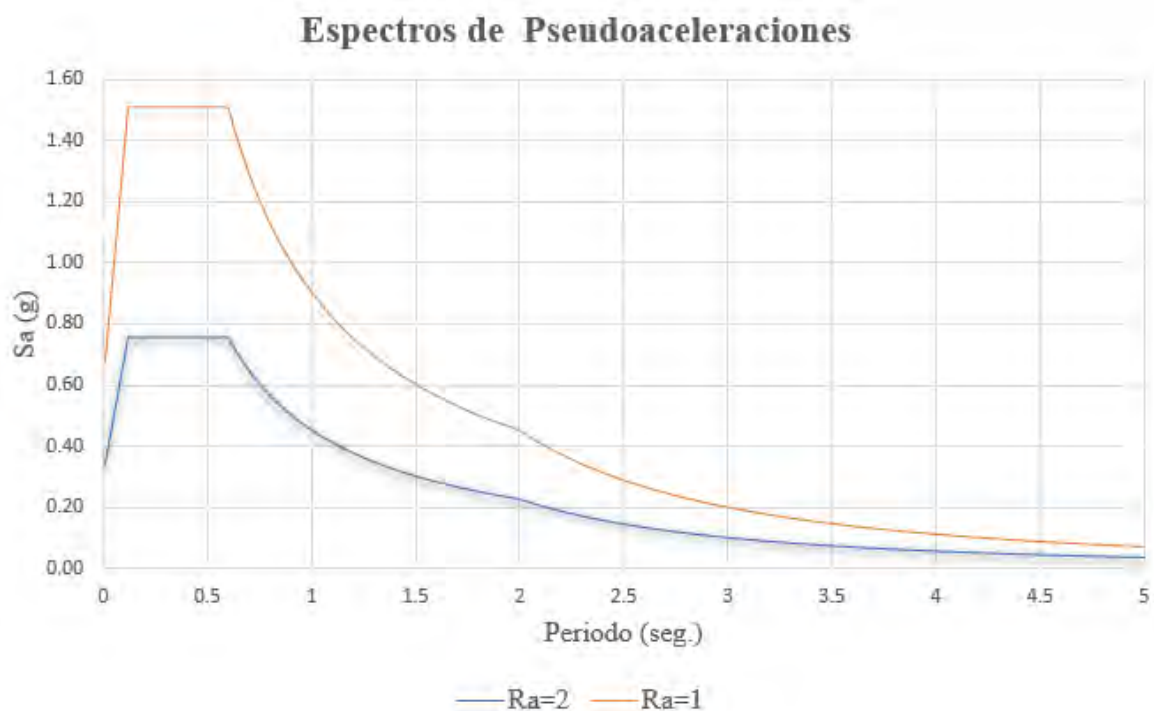


Figura 39. Espectros de pseudoaceleraciones.

*Nota. Elaboración propia.*

Según lo estipulado en el artículo 25.2, inciso b) de la Norma, se adoptó el 100% de la pseudoaceleración en la dirección principal del análisis, junto con el 30% de la pseudoaceleración en la dirección perpendicular. Esta consideración asegura que se tomen en cuenta los efectos de la carga sísmica en ambas direcciones de análisis, siguiendo los lineamientos normativos para el diseño sismorresistente y permitiendo una adecuada evaluación de las demandas sísmicas sobre el sistema estructural.

A continuación, se presentan los resultados del análisis espectral en términos de derivas y aceleraciones. La máxima deriva obtenida mediante este método es de 2.08 ‰ en la dirección X y de 2.42 ‰ en la dirección Y, ambos valores registrados en el techo del segundo piso y por debajo del límite normativo de 3.5 ‰. En cuanto a las aceleraciones, el valor máximo alcanza menos de 0.2g, lo que evidencia una demanda moderada en términos de aceleración en el sistema estructural.

**Tabla 41. Derivas y aceleraciones obtenidas mediante el análisis espectral.**

	Deriva (‰)		Aceleración (g)	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
TAZ	0.78	0.98	0.16	0.20
T4	1.27	1.55	0.15	0.20
T3	1.72	2.10	0.14	0.19
T2	2.08	2.42	0.14	0.18
T1	1.81	2.11	0.14	0.18

*Nota. Elaboración propia.*

La siguiente tabla resume las fuerzas cortantes en el primer piso aislado, las cuales fueron obtenidas a partir del análisis espectral considerando un factor de reducción de fuerza sísmica (R) de 2 para la superestructura. En este contexto, se aplicarán factores de escalamiento de 1.22 en la dirección X y de 1.25 en la dirección Y, con el fin de ajustar los valores de fuerza cortante a las condiciones de diseño requeridas.

**Tabla 42. Factor de escalamiento para el diseño de la superestructura.**

Parámetros	Unidad	X-X	Y-Y
Fuerza lateral mínima, Vs (ton)	ton	797	797
Fuerza lateral dinámica, Vs (ton)	ton	651	636
Factor de escalamiento	-	1.22	1.25

*Nota. Elaboración propia.*

La siguiente tabla presenta un resumen de las fuerzas cortantes en la interfaz de aislamiento, calculadas a partir del análisis espectral utilizando un factor de reducción de fuerza sísmica (R) de 1 para la subestructura. En este contexto, se aplicarán factores de escalamiento de 1.00 en la dirección X y de 1.02 en la dirección Y. Estos factores están diseñados para asegurar que las

fuerzas cortantes dinámicas obtenidas en el análisis espectral cumplan con los requisitos establecidos por la normativa, garantizando así la adecuada respuesta del sistema de aislamiento sísmico en ambas direcciones y promoviendo la seguridad estructural del edificio.

**Tabla 43. Factor de escalamiento para el diseño del sistema de aislamiento y de la subestructura.**

<b>Parámetros</b>	<b>Unidad</b>	<b>X-X</b>	<b>Y-Y</b>
Fuerza lateral mínima, Vb (ton)		1569	1569
Fuerza lateral dinámica, Vb (ton)		1572	1532
Factor de escalamiento		1	1.02

*Nota. Elaboración propia.*

#### **4.5.5 Efecto P-delta**

De acuerdo con lo expuesto en el acápite 2.1, se procede a determinar los momentos de segundo orden para cada dispositivo. La carga axial considerada se calcula utilizando la combinación  $P_u = 1.25(CM + CV) + 1.0 (CSH+CSV)$ , donde CM representa la carga muerta, CV la carga viva y CS la carga sísmica. Para el análisis, se considera el desplazamiento total ( $D_{TM}$ ), el cual ha sido calculado en 35.3 cm

De la siguiente tabla, se puede observar que los dispositivos que reciben mayores cargas axiales (promedio de 560 ton) son los que se consideraron como aislador tipo I. Por consiguiente, a estos se le asigna mayores momentos debido al efecto de segundo orden.

Tabla 44. Momentos de segundo orden colocados en el modelo de diseño.

Aislador	SISMO X-X		SISMO Y-Y	
	Pmax (ton)	M P-D YY (ton.m)	Pmax (ton)	M P-D XX (ton.m)
K1	279	49	290	51
K2	470	82	538	94
K3	498	87	570	100
K4	506	89	577	101
K5	496	87	566	99
K6	472	83	542	95
K7	517	90	586	103
K8	496	87	569	100
K9	503	88	580	101
K10	387	68	410	72
K11	358	63	353	62
K12	613	107	665	116
K13	663	116	720	126
K14	661	116	717	125
K15	644	113	699	122
K16	633	111	688	120
K17	656	115	714	125
K18	638	112	697	122
K19	648	113	708	124
K20	499	87	501	88
K21	359	63	353	62
K22	621	109	674	118
K23	686	120	743	130
K24	641	112	697	122
K25	665	116	721	126
K26	649	114	705	123
K27	630	110	635	111
K28	598	105	574	101
K29	647	113	707	124
K30	496	87	498	87
K31	282	49	292	51
K32	470	82	538	94
K33	503	88	574	101
K34	492	86	563	98
K35	505	88	575	101
K36	492	86	561	98
K37	486	85	536	94
K38	464	81	489	86

Nota. Elaboración propia.

## 5. DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

Según la Norma E.060 el diseño por Resistencia es la metodología en la cual se considera la resistencia nominal como el aporte del concreto y el acero, modificada con un factor ( $\phi$ ) que reduce su valor de tal forma que pueda ser comparada con la resistencia requerida para el diseño.

La resistencia referida para el diseño es obtenida a través de amplificaciones en las Cargas Muertas (CM), Cargas Vivas (CV) y en las Cargas de Sismo (CS). Estas combinaciones están dadas en la Norma E.060, las cuales son las siguientes:

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

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

$$U = 0.90CM + S$$

Así mismo, el factor ( $\phi$ ) de reducción, estará en relación con el tipo de demanda.

**Tabla 45. Resumen de factores de reducción ( $\phi$ ) para diseño.**

Solicitud	$\phi$
Flexión pura	0.90
Cortante	0.85
Flexo-Compresión con estribos	0.70
Compresión pura	0.70
Cortante y torsión	0.85
Aplastamiento	0.70

Es así como para el diseño por Resistencia se tiene que cumplir para todos los elementos estructurales, la resistencia de diseño será expresada como  $\phi R_n$ , sea mayor a las resistencias últimas requeridas ( $R_u$ )

$$\phi R_n \geq R_u$$

## 5.1 DISEÑO DE LOSAS

De manera general, para el diseño por flexión se consideran algunas hipótesis, con las cuales se deben de cumplir condiciones de equilibrio, compatibilidad y relaciones constitutivas. En las hipótesis se encuentran:

- Secciones planas se mantienen planas (Navier).
- Se desprecia el aporte del concreto en tracción
- Existe perfecta adherencia entre el acero y el concreto
- El acero del refuerzo tiene un diagrama elastoplástico perfecto (relación constitutiva)
- La deformación unitaria máxima en la fibra extrema sometida a compresión del concreto es de 0.003.

Para el presente proyecto se utilizan losas macizas que trabajan en dos direcciones. Se están usando espesores de losa de 18 cm para los paños centrales y 20 cm para los paños extremos. El análisis y diseño por flexión y cortante se realiza considerando cargas por gravedad, con la amplificación requerida según la siguiente ecuación.

$$CU = 1.4CM + 1.7CV$$

Se considerará la alternancia de carga viva pues esta es mayor al 75% de la carga muerta. Dado que las losas son en dos sentidos, la alternancia de cargas se realizará como damero.

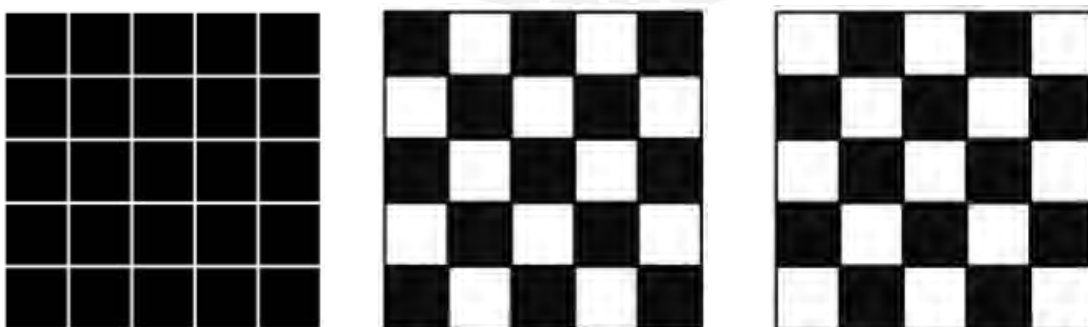


Figura 40. Esquema de alternancia de cargas

### 5.1.1 Diseño por flexión y cortante para losa maciza

Para el diseño por flexión de losas macizas se considera un ancho de 1 m y del espesor correspondiente a la losa en análisis. Además, la malla del acero cumplirá con la cuantía mínima de al menos 0.0018 por retracción y temperatura para barras corrugadas o malla de alambre como menciona el artículo 9.7.2. de la Norma E.060. Adicionalmente, según el artículo 10.5.4, para losas estructurales y zapatas de espesor uniforme, se cumplirá con la cuantía de refuerzo en la cara en tracción por flexión de al menos 0.0012.

$$A_{s_{min}} = 0.0018bh$$

$$A_{s_{tracción}} = 0.0012bh$$

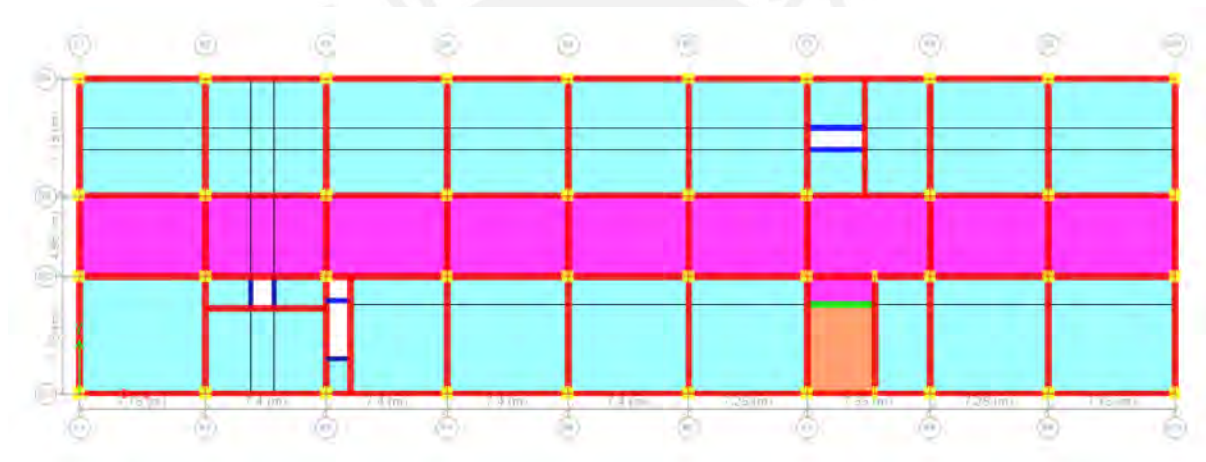


Figura 41. Planta de encofrado de modelo en ETABS para diseño de losas con método de elementos finitos.

Para el diseño por cortante se verificará que la resistencia del elemento de espesor constante sea suficiente para resistir la fuerza última.

$$V_C = 0.53\sqrt{f'_c}b_w$$

El análisis estructural se realizó mediante el Método de los Elementos Finitos, utilizando el software ETABS. En el modelado se aplicaron factores de agrietamiento, considerando una reducción de la inercia al 20% para las losas y al 50% para las vigas.

Para el diseño por resistencia se debe cumplir la siguiente expresión.

$$\phi Mn \geq Mu$$

Donde la resistencia a flexión se obtiene con la siguiente formula.

$$Mn = As \times f_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{As \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b}$$

Considerando las cuantías mínimas requeridas para cara en tracción y compresión se tiene lo siguiente:

**Tabla 46. Resumen de armado de mallas para los aceros de losas**

<b>Acero Superior</b>					
Cuantía mínima	Ancho de análisis (cm)	Altura de losa (cm)	Acero requerido (cm <sup>2</sup> /m)	Acero colocado	$\phi M_n$ (tonf.m/m) del acero colocado
0.0006	100	20	1.2	$\phi$ 3/8"@0.50	0.88
0.0006	100	18	1.08	$\phi$ 3/8"@0.50	0.77
<b>Acero Inferior</b>					
Cuantía mínima	Ancho de análisis (cm)	Altura de losa (cm)	Acero requerido (cm <sup>2</sup> /m)	Acero colocado	$\phi M_n$ (tonf.m/m) del acero colocado
0.0012	100	20	2.4	$\phi$ 3/8"@0.25	1.74
0.0012	100	18	2.16	$\phi$ 3/8"@0.25	1.57

A continuación, se presenta el diseño del paño que se encuentra entre los ejes BB-BA y B3-B4 del techo 01:

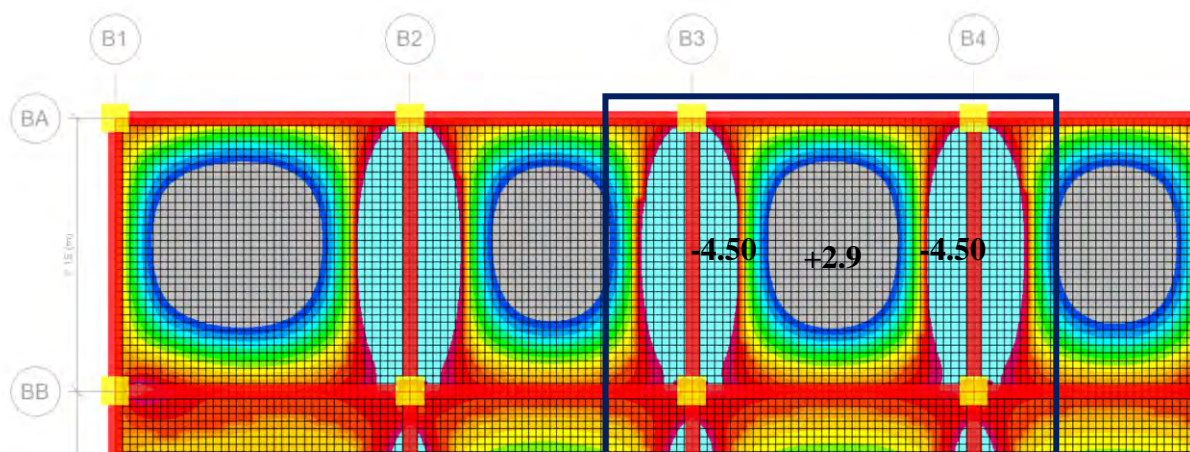


Figura 42. Momentos en dirección X-X considerando como límites la resistencia brindada por las mallas.

Para el análisis en la dirección X-X, se tiene que los momentos a la cara de la viga es de

- $M_u^-$  izquierda = 4.50 ton.m/m = 8.51 cm<sup>2</sup> => Malla<sup>-</sup> +  $\phi 3/8''@0.25 + \phi 1/2''@0.25$   
=> 9.42 cm<sup>2</sup> = 5.48 tonf.m/m
- $M_u^+$  = 2.95 ton.m/m = 5.44 cm<sup>2</sup> => Malla<sup>+</sup> +  $\phi 3/8''@0.25$   
=> 5.68 cm<sup>2</sup> = 3.40 tonf.m/m
- $M_u^-$  derecha = 4.50 ton.m/m = 8.51 cm<sup>2</sup> => Malla<sup>-</sup> +  $\phi 3/8\text{mm}@0.25 + \phi 6\text{mm}@0.25$   
=> 9.42 cm<sup>2</sup> = 5.48 tonf.m/m

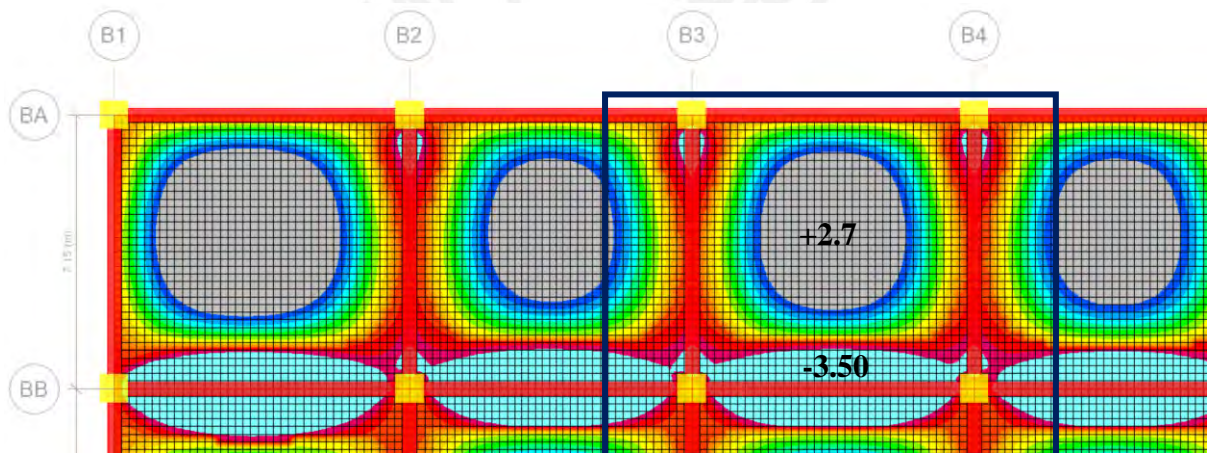


Figura 43. Momentos en dirección Y-Y considerando como límites la resistencia brindada por las mallas.

Para el análisis en la dirección Y-Y, se tiene que los momentos a la cara de la viga es de

- $M_u^-$  borde = Se usa el tercio del máximo del acero positivo o negativo
- $M_u^+$  = 2.72 ton.m/m = 4.51 cm<sup>2</sup> => Malla<sup>+</sup> +  $\phi 8\text{mm}@0.25$   
=> 4.84 cm<sup>2</sup> => 2.91 tonf.m/m
- $M_u^-$  inferior = 3.50 ton.m/m = 5.86 cm<sup>2</sup> = Malla<sup>-</sup> +  $\phi 8\text{mm}@0.25 + \phi 3/8''@0.25$   
=> 6.26 cm<sup>2</sup> => 3.73 tonf.m/m

La resistencia a cortante es:

- $\phi V_c = 11.10 \text{ tonf}$

Donde la resistencia última por cortante en las losas es de:

- $V_{u_{x-x}} = 4.55 \text{ tonf}$

- $V_{u_{y-y}} = 4.50 \text{ tonf}$

Dado que la resistencia nominal por corte es mayor que el  $V_u$ , se verifica que el diseño por cortante es correcto.

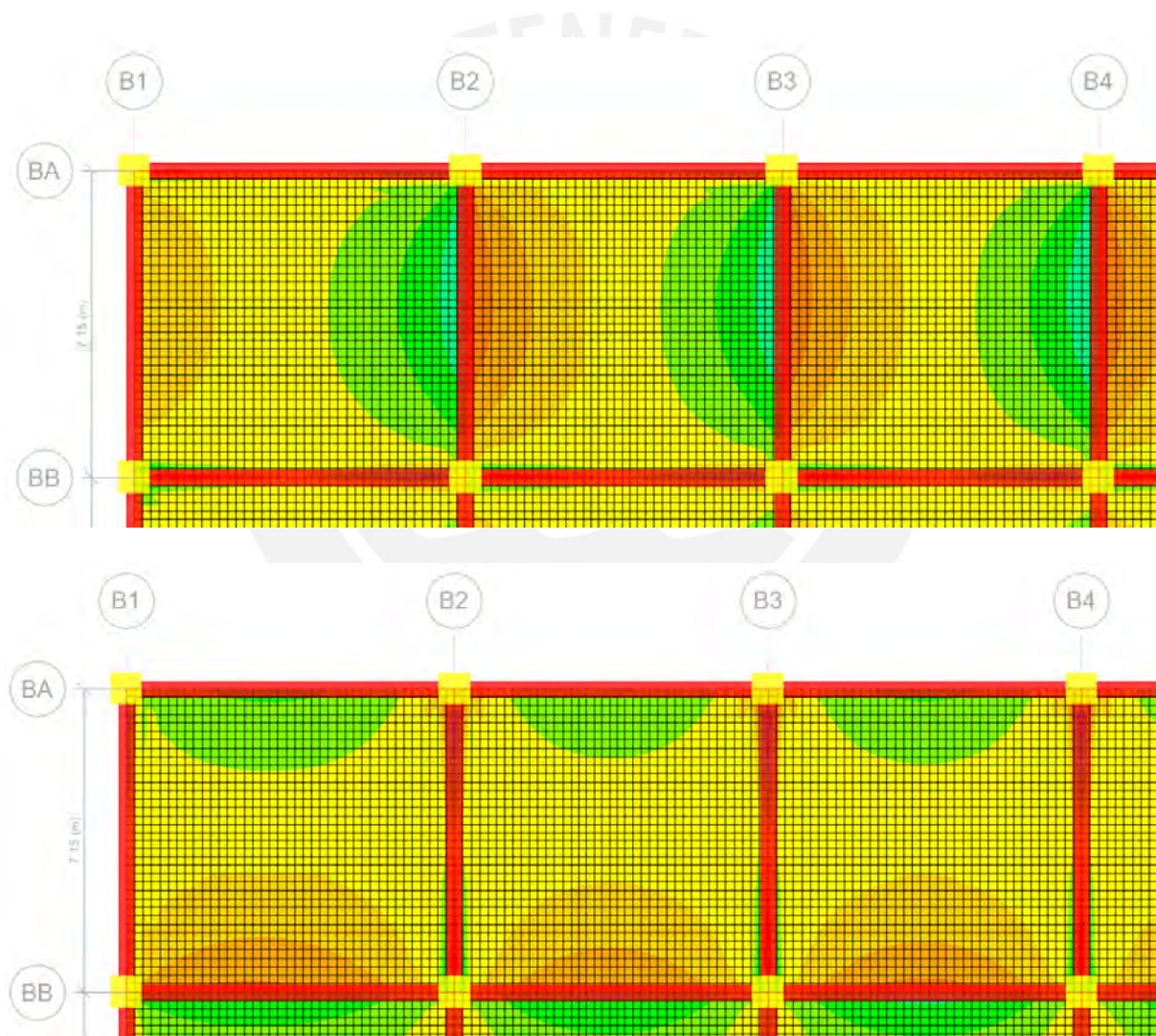


Figura 44. Fuerzas cortantes en dirección X-X e Y-Y considerando como límites la resistencia brindada por la sección.

### 5.1.2 Control de deflexiones

Es importante poder controlar las deflexiones en las losas debido a las deformaciones que podrían producir múltiples daños en tabiques y vanos. Para lo cual se debe de calcular la sección del elemento agrietado, la inercia promedio representativa a las inercias a lo largo de la franja de análisis (1 m), para finalmente determinar las deflexiones inmediatas y diferidas considerando el efecto de flujo plástico o creep.

Para el presente caso se realizará la verificación considerando que el cálculo de la inercia efectiva se realizará como se indica en la Norma Peruana.

La verificación y control se realizará en el mismo paño de losa diseñado, paño comprendido entre los ejes BB-BA y B3-B4:

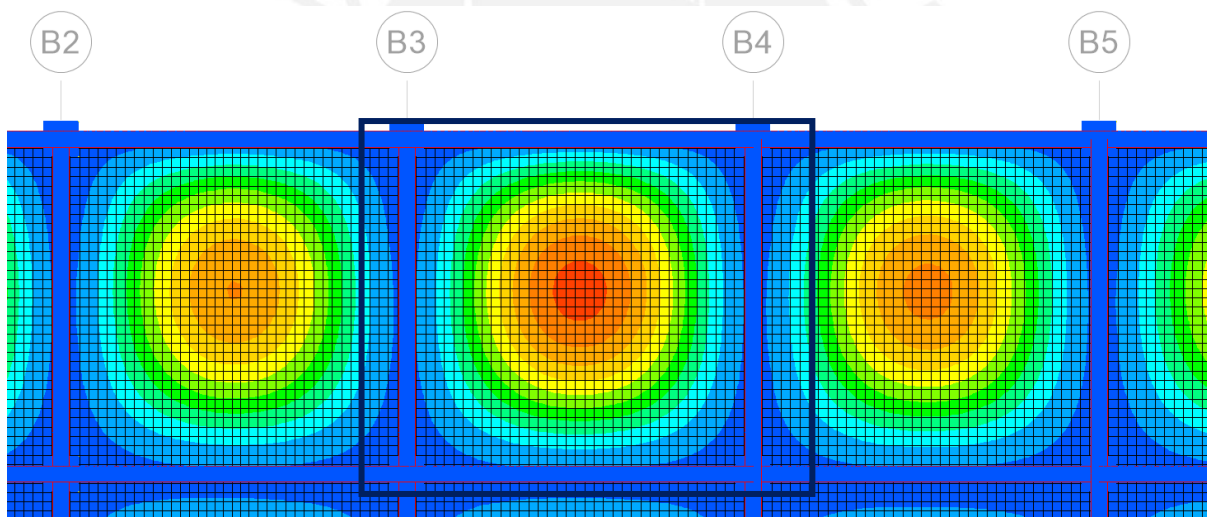


Figura 45. Gráfico de deflexiones elásticas donde las vigas son consideradas infinitamente rígidas.

A continuación, se presenta el resumen de cálculos para el control de deflexiones:

Para el eje X-X:

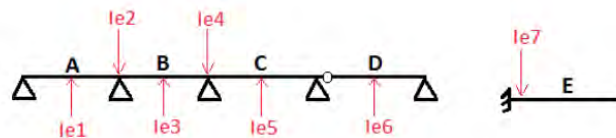
La cantidad de acero colocado  $A_s$  representa el acero en tracción. Este acero es inicialmente determinado en la fase de diseño por flexión de la losa. En caso sea necesario, se podría aumentar para poder cumplir con el requisito de control de deflexiones.

Los parámetros como las gravitatorias en cada tramo se toman en cuenta para las condiciones de servicio. Así también, se determina la inercia bruta, momento de agrietamiento, la distancia del eje neutro,  $c$ , la inercia bruta y efectiva.

$$I_g = \frac{bh^3}{12}$$

$$I_{ef} = \begin{cases} M_s \leq M_{cr}; I_e = I_g \\ M_s \geq M_{cr}; I_e = I_{cr} \end{cases}$$

Además, el factor de inercia efectiva ( $I_{ef}$ ) se determina como un promedio de los bordes y el centro:



- $I_{ef}$  tramo A:  $(2I_{e1} + I_{e2})/3$
- $I_{ef}$  tramo B:  $(2I_{e3} + I_{e2} + I_{e4})/4$
- $I_{ef}$  tramo C:  $(I_{e4} + 2I_{e5})/3$
- $I_{ef}$  tramo D:  $I_{e6}$
- $I_{ef}$  tramo E:  $I_{e7}$

Tabla 47. Resumen del cálculo de control de deflexiones en dirección X-X

PARÁMETRO	LADO IZQUIERDO	LADO CENTRAL	LADO DERECHO
As	9.42	3.40	9.42
As'	1.42	1.42	1.42
d	0.17	0.17	0.17
d'	0.04	0.04	0.04
Mcm	2.20	1.36	2.20
Mcv	0.00	0.47	0.80
Ma serv	2.20	1.83	3.00
Mcm+50%cv	2.20	1.60	2.60
Ig	66666.67	66666.67	66666.67
Mcr	2.23	2.23	2.23
c	4.25	2.78	4.25
Icr	13834.53	5826.89	13834.53
%	20.75	8.74	20.75
Ief'	66666.67	66666.67	13834.53
<b>Factor Ig/Ief</b>		<b>1.25</b>	

<b>Deflexiones inmediatas</b>		
$\delta_i$ CM	0.30	0.37
$\delta_i$ CV	0.10	0.12
$\delta_i$ 30%CV	0.03	0.04

<b>Deflexiones Diferidas</b>	
$\rho'$	0.00
$\xi$	1.75
$\lambda$	1.68
$\delta_d$ CM	0.63
$\delta_d$ CV	0.21
$\delta_d$ 30%CV	0.06

<b>Deflexiones Totales</b>	
$\delta_T$ ( $\delta_d$ CM+ $\delta_i$ CV)	0.75
$\delta_T$ ( $\delta_d$ CM+ $\delta_i$ CV+ $\delta_d$ 30%CV)	0.82
$\delta_T$ ( $\delta_i$ CM+ $\delta_d$ CM+ $\delta_i$ CV+ $\delta_d$ 30%CV)	1.19

<b>Verificación de mínimos</b>	
CASO	Límite (cm)
Pisos con elementos no estructurales susceptibles a ser dañados (L/480)	1.51
Pisos con elementos no estructurales no susceptibles a ser dañados (L/240)	3.02
Techos planos sin elementos no estructurales (L/180)	4.03
Pisos sin elementos no estructurales (L/360)	2.01

Se observa que las deflexiones totales están dentro de los límites permitidos. Por ende, se puede concluir con que las deflexiones están debidamente controladas. Siendo la contra flecha la suma de las deflexiones inmediatas (deflexión inmediata por carga muerta y el 30% de la deflexión inmediata de la carga viva) obteniendo 0.37 cm. Dado que hay gran cantidad de acero no será necesario agregar la contra flecha para este caso.

Análogamente se resuelve para la dirección Y-Y:

Tabla 48. Resumen de cálculo de control de deflexiones en dirección Y-Y

PARÁMETRO	LADO IZQUIERDO	LADO CENTRAL	LADO DERECHO
As (cm <sup>2</sup> )	6.26	4.84	0.00
As' (cm <sup>2</sup> )	1.12	1.12	0.00
d (m)	0.17	0.17	0.17
d' (m)	0.04	0.04	0.04
Mcm (ton.m)	1.60	1.23	0.01
Mcv (ton.m)	0.60	0.41	0.01
Ma serv (ton.m)	2.20	1.64	0.02
Mcm+50%cv (ton.m)	1.90	1.44	0.02
Ig (cm <sup>4</sup> )	66666.67	66666.67	66666.67
Mcr (ton.m)	2.23	2.23	2.23
c (cm)	3.75	3.22	0.00
Icr (cm <sup>4</sup> )	10774.35	7915.63	0.00
%	16.16	11.87	0.00
Ief' (cm <sup>4</sup> )	66666.67	66666.67	66666.67
Factor Ig/If	1		

Deflexiones inmediatas		
$\delta_i$ CM (cm)	0.30	0.30
$\delta_i$ CV (cm)	0.10	0.10
$\delta_i$ 30%CV (cm)	0.03	0.03

Deflexiones diferidas	
$\rho'$	0
$\xi$	1.75
$\lambda$	1.69
$\delta_d$ CM (cm)	0.51
$\delta_d$ CV (cm)	0.17
$\delta_d$ 30%CV (cm)	0.05

Deflexiones Totales	
$\delta_T$ ( $\delta_d$ CM+ $\delta_i$ CV)	0.610
$\delta_T$ ( $\delta_d$ CM+ $\delta_i$ CV+ $\delta_d$ 30%CV)	0.660
$\delta_T$ ( $\delta_i$ CM+ $\delta_d$ CM+ $\delta_i$ CV+ $\delta_d$ 30%CV)	0.960

Verificación de mínimos	
CASO	Límite (cm)
Pisos con elementos no estructurales susceptibles a ser dañados (L/480)	1.38
Pisos con elementos no estructurales no susceptibles a ser dañados (L/240)	2.75
Techos planos sin elementos no estructurales (L/180)	3.67
Pisos sin elementos no estructurales (L/360)	1.83

De la misma manera que en la dirección X-X, la dirección Y-Y cumple con el control de deflexiones dado que las deflexiones totales son menores que las deflexiones límites. Por lo tanto, se concluye con la revisión.

Es importante tener en cuenta que la contra flecha solo ayuda a controlar las deflexiones inmediatas. Para que las deflexiones diferidas puedan ser controladas se tiene que aumentar la cuantía de acero o agregar sección.

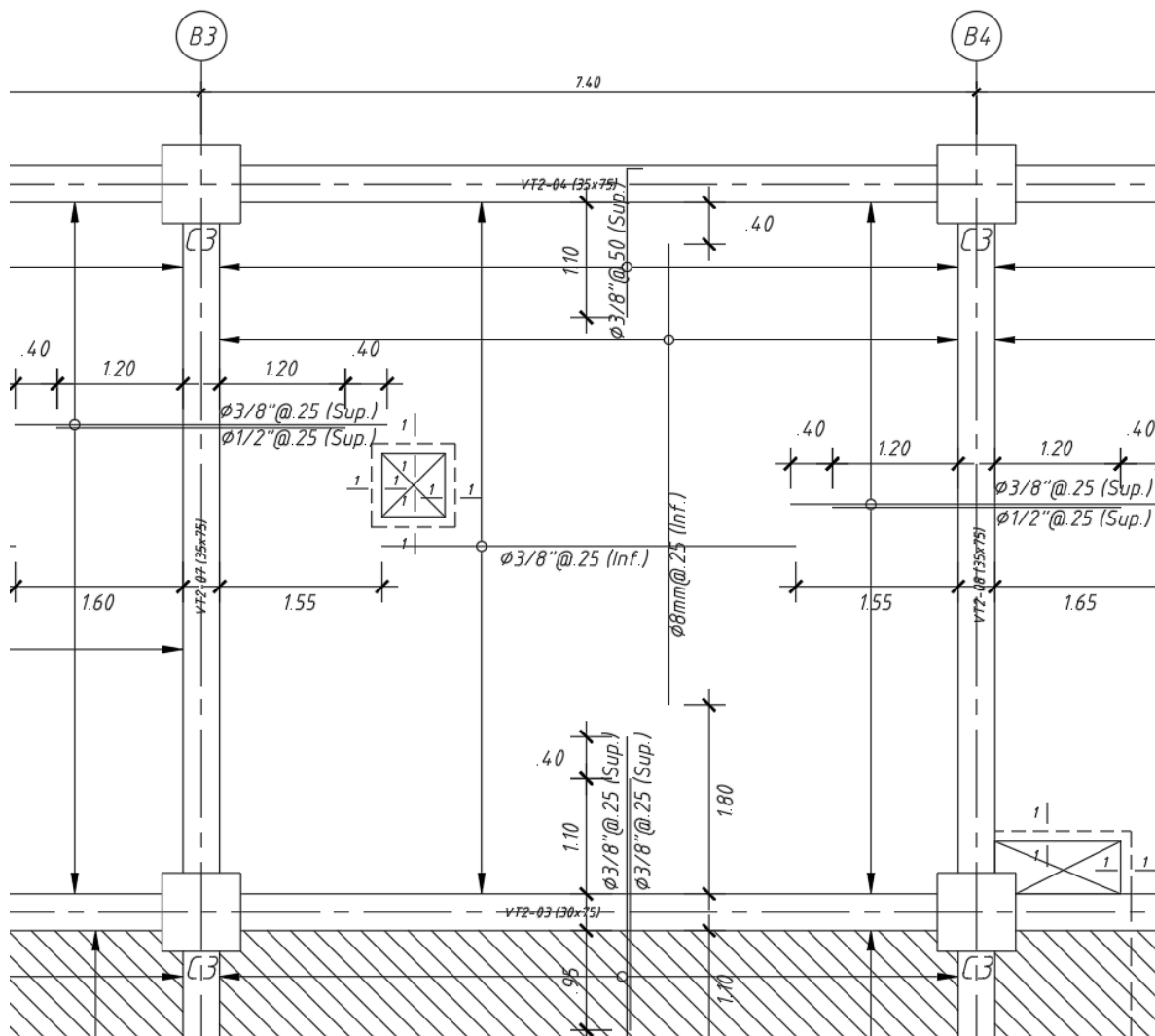


Figura 46. Planta del ejemplo de diseño.

## 5.2 DISEÑO DE VIGAS

Para las vigas, se considera la envolvente de las combinaciones de diseño con el fin de determinar las acciones últimas. A partir de estas acciones se calculan los aceros requeridos, garantizando que las resistencias nominales cumplan con los requisitos mínimos establecidos para flexión, corte y análisis por capacidad.

En el presente proyecto, entre las principales consideraciones adoptadas para el diseño de las vigas se incluye la verificación del acero mínimo, el acero máximo según la cuantía balanceada y la evaluación de la deformación, considerando el aporte de la cuantía de compresión. Se cumple con la deformación mínima del 0.4% del acero más alejado en tracción, conforme al Artículo 10.3.5 de la Norma E.060 (2014). Esta medida permite un mejor control de las deformaciones en la sección, además de posibilitar la colocación de mayores cuantías en tracción al reducir el bloque de compresión del concreto, incrementando así la ductilidad del elemento.

Asimismo, se contemplan las propiedades de los materiales empleados para el cálculo de los requerimientos establecidos por la Norma E.060, junto con las disposiciones específicas aplicables a vigas sísmicas en sistemas de pórticos especiales o pórticos tipo II. Para el proyecto se emplea concreto con una resistencia del concreto  $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$  y acero de refuerzo de grado 60 ( $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ ).

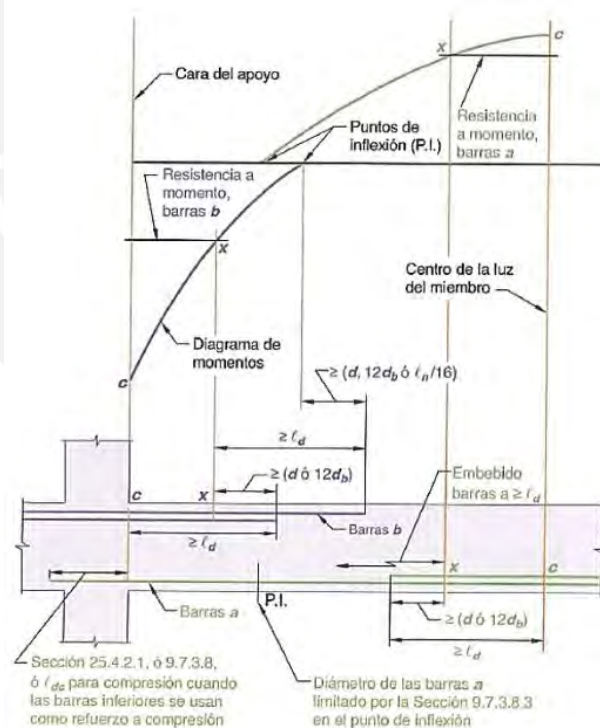
La disposición de los estribos en las vigas con responsabilidad sísmica se define a partir del análisis por capacidad. Estos deberán ser cerrados, con ganchos estándar de  $135^\circ$ , y un diámetro mínimo de  $3/8''$ , conforme al Artículo 21.1 de la propuesta de la Norma E.060 (2019, Perú).

Entre las consideraciones adicionales para el diseño y presentación de vigas se tendrá en cuenta los siguiente:

1. Desarrollo del refuerzo para momento positivo y negativo:

Para cubrir los apartados 12.11 y 12.12 de la Norma E.060. Se debe correr por los menos el acero mínimo para el acero negativo y positivo, además de que al menos 1/3 del refuerzo total por tracción en el apoyo para la resistencia del momento negativo tiene que extenderse por lo menos el mayor entre el peralte efectivo, 12 veces el diámetro de barra o  $L_n/16$  a partir del punto de inflexión. Con respecto al acero positivo se debe de considerar prolongar 1/3 del refuerzo por lo menos 15 cm dentro del apoyo. Además, se debe limitarse al mayor entre el peralte “d” o 12 veces el diámetro de la barra a partir del punto de inflexión. Sin embargo, este requerimiento variará en función a las solicitaciones de las combinaciones por cargas de gravedad y sismo.

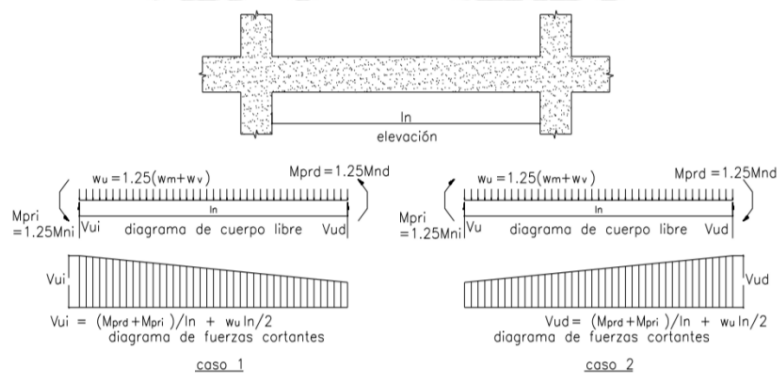
Figura 47. Esquema de consideraciones para corte de acero considerando lineamientos.



Para sistema de Pórticos Especiales o Dual Tipo II:

- El momento nominal positivo deberá ser al menos la mitad del momento negativo en la cara del nudo para ambos extremos de la viga.
- El momento nominal mínimo al centro de la viga tiene que ser al menos mayor a la cuarta parte del momento nominal máximo del extremo.
- Para el procedimiento de diseño por capacidad se considerará el momento probable (1.25 veces el momento nominal) y la cortante isostática.

Figura 48. Diseño por capacidad según Norma E.060 para sistema de pórticos o dual tipo II.



2. Con el acero mínimo se asegura de que la resistencia de diseño,  $\phi Mn$ , sea mayor al momento de agrietamiento  $Mcr$ . Considerando lo anterior mencionado, se tiene que el acero mínimo para secciones rectangulares se puede determinar cómo:

$$A_{s_{min}} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d$$

3. El acero máximo, al igual que el acero mínimo, tiene como objetivo el evitar la falla frágil por flexión. Para su análisis se considera que el instante en que la fibra comprimida llegue a su estado máximo de deformación ( $\epsilon_{cu} = 0.003$ ), el acero más traccionado ya haya fluido. La Norma limita el acero máximo como el 0.75 del acero balanceado:

$$A_{s_{min}} = 0.75 A_{s_{bal}}$$

Sin embargo, como se mencionó, se considerará el artículo 10.3.5. donde se contempla la deformación mínima de 0.4% del acero más alejado en tracción para poder considerar el aporte del concreto en compresión para la determinación del cálculo del acero máximo.

4. Para vigas de gran peralte (mayor a peraltes de 0.90 m). Se distribuye el refuerzo considerando una cuantía de 0.002.
5. La resistencia de cortante máxima se determina con la siguiente expresión:

$$\phi V n_{max} = 0.85 \times (2.63 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d)$$

Es importante mencionar que si la cortante última es mayor a la resistencia de cortante máxima se deberá considerar el cambio de sección.

6. Para vigas de gravedad o con cargas distribuidas homogéneamente a lo largo de la viga se podría considerar lo siguiente:

**Tabla 49. Consideraciones empíricas para corte de acero.**

<b>CORTE DE ACERO</b>				
	Viga continua en ambos extremos	Viga empotrada en ambos extremos	Viga continua en un extremo y apoyada en otro	Viga empotrada en un extremo y apoyada en otro
As superior	L/3		L/3	
As inferior		L/5	L/5 - L/7	

Se debe verificar que la longitud del bastón sea mayor a (longitud teórica) y ldb  
L: Luz libre de la viga  
Ldb: Longitud de anclaje de varilla  
d: Peralte efectivo de la viga

7. Para el anclaje de refuerzo para elementos con una resistencia de concreto ( $f'_c$ ) de 280 kg/cm<sup>2</sup> se determinará con ayuda de la siguiente tabla:

Tabla 50. Longitud de anclaje para resistencia de concreto de 280 kgf/cm<sup>2</sup>.

$f'_c$	280 kg/cm <sup>2</sup>		
$\phi$	Refuerzo		
	Superior Les (m)	Inferior Lei (m)	Gancho
3/8"	0.4	0.3	0.2
1/2"	0.55	0.4	0.25
5/8"	0.65	0.5	0.35
3/4"	0.8	0.6	0.4
1"	1.3	1	0.5
1 3/8"	1.75	1.35	0.7

### 5.2.1 Ejemplo de diseño de viga por flexión

A continuación, se presentará el diseño por flexión, cortante y capacidad del tramo de viga con mayor cantidad de acero de una de las vigas más largas, en ese sentido se diseñará la viga del eje BC primer piso la cual tiene una sección de 35x75 cm.

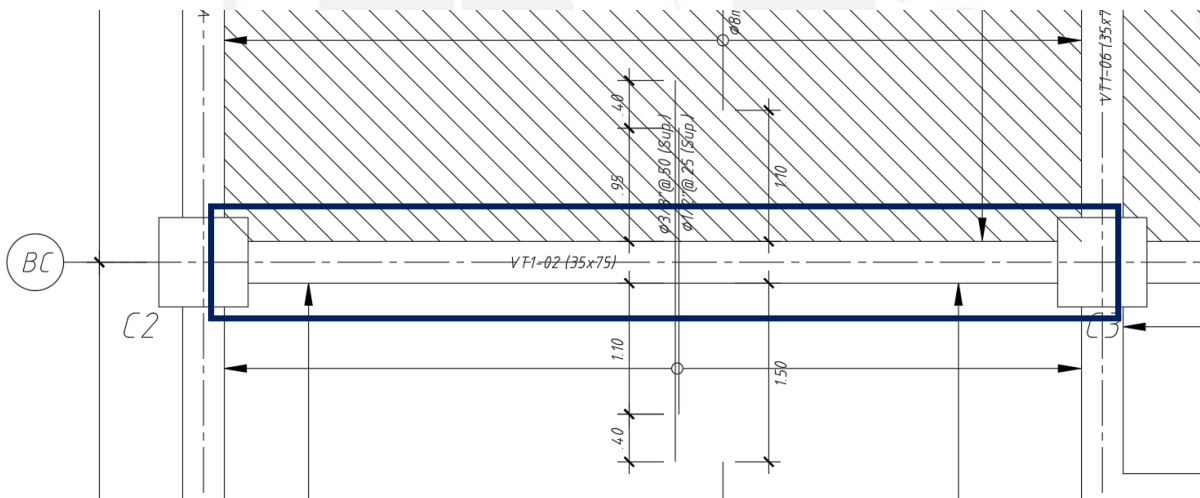


Figura 49. Viga VT1-02 (35x75).

La tabla que se muestra detalla las características de la sección.

Tabla 51. Resumen de características de la sección

Características de la sección		
Variable	Valor	Unidad
$f'_c$	280	kgf/cm <sup>2</sup>
$f_y$	4200	kgf/cm <sup>2</sup>
$E_c$	250998.008	kgf/cm <sup>2</sup>
$E_s$	2000000	kgf/cm <sup>2</sup>
B	35	cm
H	75	cm
Capas	2	u
d	67	cm
d'	8	cm

Se determinará el acero mínimo:

$$A_{s_{min}} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d = 6.54 \text{ cm}^2$$

A continuación, se presenta las cuantías de aceros requeridas y las envolventes para la viga de ejemplo:

Se presentan los cálculos del primer tramo dado que tiene mayor cantidad de acero.

Del tramo mencionado, se tienen los siguientes momentos flectores últimos y su refuerzo requerido. Así mismo, se determina el momento nominal y el refuerzo colocado en la sección con el objetivo de poder cumplir con el diseño por resistencia.

$$M_u < \phi M_n$$

Tabla 52. Tabla resumen de momentos últimos, momentos nominales y aceros instalados

Ier tramo	Und.	Izquierda	Centro	Derecha
Mu superior	tonf.m	69.232	10.972	64.214
Mu inferior	tonf.m	14.278	22.673	15.751
As superior req	cm2	30.9	4.1	28.4
As inferior req	cm2	5.8	9.3	6.4
$\phi M_n$ superior	tonf.m	69.99	25	65.39
$\phi M_n$ inferior	tonf.m	37.8	25	37.8
As superior coloc.	cm2	30.6 (6 $\phi$ 1")	10.2 (2 $\phi$ 1")	28.3 (5 $\phi$ 1"+1 $\phi$ 3/4")
As inferior coloc.	cm2	15.9 (2 $\phi$ 1"+2 $\phi$ 3/4")	10.2 (2 $\phi$ 1")	15.9 (2 $\phi$ 1"+2 $\phi$ 3/4")



Figura 50. Esquema de momentos nominales y momentos últimos.

Se verifican los requerimientos del capítulo 21 de la Norma E.060 para refuerzo longitudinal en pórticos:

Tabla 53. Verificación de diseño para pórticos especiales

Criterio	¿Cumple?	¿Cumple?	¿Cumple?
$A_{scorrado} \geq A_{sminimo}$	Si	Si	Si
$\phi M_{n+} \geq \phi M_{n+}/2$	Si	Si	Si
$\phi M_{n+}, \phi M_{n-} \geq \phi M_{nmax}/4$	Si	Si	Si

Para determinar el corte de acero, se determinó la resistencia a flexión necesaria para que sea mayor al momento último en cada sección y partir de dicho punto se le añadió una distancia “d” de 0.67 m.

A continuación, se presenta la distribución longitudinal del acero en la viga:

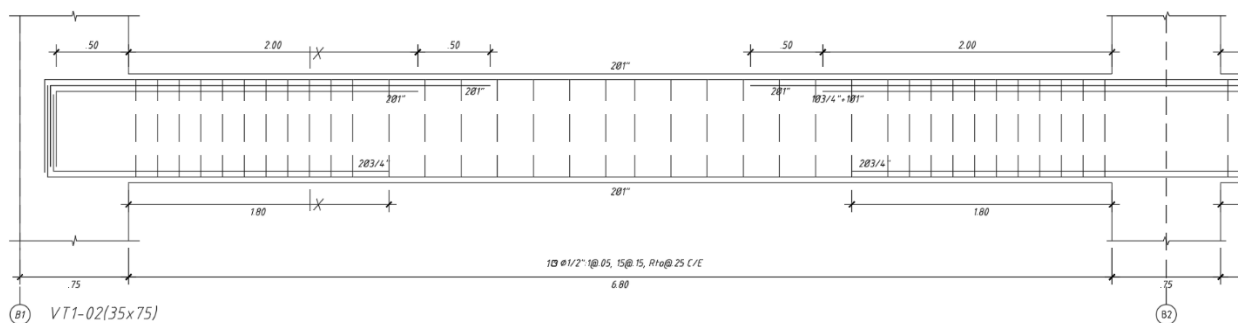


Figura 51. Elevación de diseño de viga.

### 5.2.2 Ejemplo de diseño de viga por cortante

Para el diseño por fuerza cortante del tramo mostrado, se verificará primero que la capacidad por cortante del concreto es suficiente para soportar las cortantes aplicadas y se añadirá el

refuerzo correspondiente según las solicitudes de cortante última y según el análisis por capacidad del capítulo 21 de la Norma E.060:

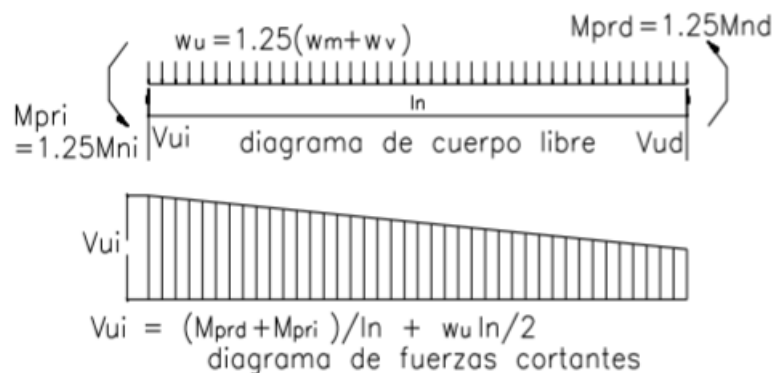
Se determina la resistencia de corte del concreto:

$$\phi V_c = (0.85)(0.53)\sqrt{f'_c} b_w d = 17.68 \text{ tonf}$$

La cortante última ( $V_u$ ) a “d” de la cara por envolvente es de

<b>Cortante última</b>	<b>Und.</b>	<b>Izquierda</b>	<b>Derecha</b>
$V_u$	tonf	35.7	33.1

Para el análisis por capacidad, se determinan las cortantes a partir de los momentos nominales y su respectiva amplificación por 1.25 para obtener los momentos resistentes probables. Este procedimiento se debe realizar en ambos extremos. Además, se adiciona las fuerzas cortantes probables isostáticas para cargas de gravedad amplificadas:



<b>1er tramo</b>	<b>Und.</b>	<b>Izquierda</b>	<b>Derecha</b>
Mpr- izq / Mpr+der	tonf.m	90.84	52.33
Mpr+izq / Mpr- der	tonf.m	50.23	88.25
$V_u$ isostática	tonf	21.4	21.4
<b>V capacidad</b>	<b>tonf</b>	<b>42.45</b>	<b>41.84</b>

Dado que la resistencia por corte del concreto es mucho menor a la cortante última a “d” de la cara de la envolvente y a la cortante del análisis de capacidad, será necesario agregar estribos para poder cumplir con las sollicitaciones las fuerzas cortantes calculadas. Para este caso, se considerarán estribos de 3/8”. A continuación, se determinará el espaciamiento necesario de los estribos:

$$\phi V_s + \phi V_c = 42.45 \text{ tonf}$$

$$V_s = \frac{42.45}{\phi} - 17.68 = 32.26 \text{ tonf}$$

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{2.58 * 4200 * 67}{32260} = 22.51 \rightarrow 20 \text{ cm}$$

El espaciamiento determinado se corroborará con el espaciamiento máximo exigido por la Norma E.060 para la zona de confinamiento:

<b>Espaciamientos mínimos</b>	<b>Valor calculado</b>	<b>Und.</b>
d/4	75/4	18.75 cm
6db	6*1.91	11.46 cm
15	15	15 cm
<b>Valor posible</b>	<b>11.46</b>	<b>cm</b>

Sin embargo, la Norma E.060 vigente (2009) establece que, en la zona de confinamiento, el espaciamiento de los estribos no requiere ser menor a 15 cm. En cumplimiento de esta disposición, en el presente proyecto se adoptó un espaciamiento de 15 cm para las vigas dentro de dichas zonas.

$$\text{Zona de confinamiento} = 2h = 2 \times 0.75 = 1.5 \text{ m}$$

Fuera de la zona de confinamiento se considerará un espaciamiento máximo de la mitad del peralte efectivo:

$$S \text{ fuera de confinamiento} = \frac{75 - 8}{2} = 33.5 \rightarrow 25 \text{ cm}$$

Con todas estas consideraciones se obtiene la siguiente distribución de estribos:

$$1 \text{ } \phi \text{ } 1/2": 1@.05, 10@.15, Rto@.25 \text{ C/E}$$

Con dicha distribución se obtiene una resistencia nominal a la cortante ( $\phi V_n$ ) de 58.90 tonf en la zona de confinamiento y una resistencia nominal a la cortante de 42.40 tonf en las zonas fuera de confinamiento.

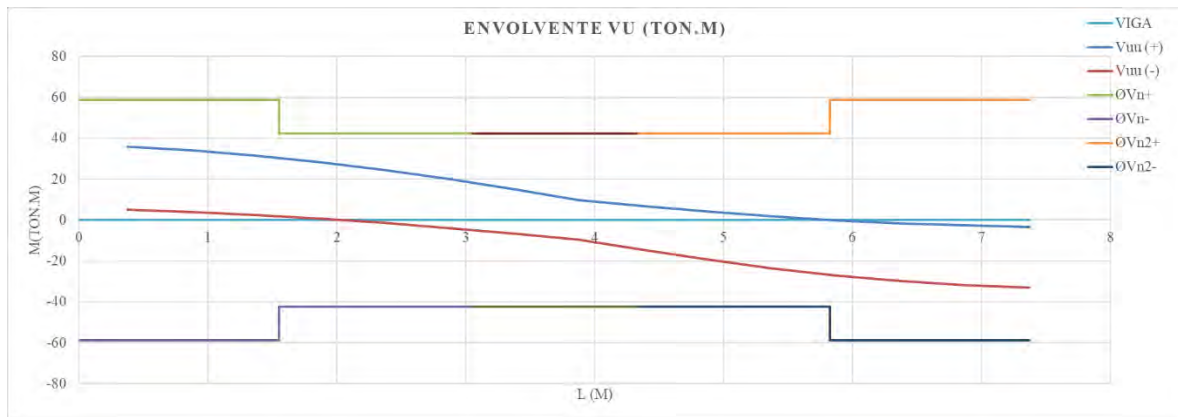


Figura 52. Esquema de cortantes nominales y cortante últimos.

### 5.3 DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas son elementos estructurales que resisten cargas axiales, momentos flectores, fuerzas cortantes y, en algunos casos, momentos torsores. Estas solicitaciones actúan de manera combinada, generando el efecto conocido como flexocompresión.

El propósito principal de las columnas es transmitir las cargas de la superestructura hacia la cimentación, garantizando al mismo tiempo la rigidez necesaria para mantener los desplazamientos dentro de los límites establecidos por la Norma E.060.

De acuerdo con las recomendaciones del ACI 318-14, el área del refuerzo longitudinal debe cumplir con los límites de cuantía mínima y máxima definidos por las siguientes expresiones:

$$\rho_{min} = 0.01A_g$$

$$\rho_{max} = 0.08A_g$$

donde  $A_g$  representa el área bruta de la sección transversal del elemento.

Asimismo, cuando la cuantía del refuerzo longitudinal supera el 4% del área bruta ( $0.04A_g$ ), se recomienda detallar cuidadosamente la disposición de las barras longitudinales, a fin de evitar concentraciones excesivas de acero que dificulten el vaciado del concreto.

Por su parte, la Norma Peruana E.060 establece que la cuantía máxima de refuerzo longitudinal en columnas no debe exceder el 6% del área bruta de la sección transversal

### 5.3.1 Diseño por flexocompresión:

Para el diseño por flexocompresión se realiza un análisis considerando los ejes principales de la sección y las combinaciones de carga correspondientes, las cuales se detallarán más adelante en el presente capítulo. Este procedimiento se apoya en el modelo tridimensional de la estructura, a partir del cual se obtienen las solicitaciones producidas por las cargas sísmicas y gravitacionales determinadas en el análisis estructural.

El proceso de diseño por flexocompresión es de carácter iterativo, iniciando con una distribución inicial del refuerzo longitudinal, que posteriormente se verifica y ajusta hasta que los puntos obtenidos de las combinaciones de carga se ubiquen dentro del diagrama de interacción. Dicho diagrama está conformado por una serie de puntos notables que representan la relación entre los momentos nominales y las cargas axiales actuantes en la sección.

Para la determinación de los puntos notables del diagrama de interacción es esencial identificar dos parámetros fundamentales: el eje neutro, que corresponde a la ubicación en la sección donde los esfuerzos de compresión y tracción se anulan; y el centroide plástico, que es el punto de equilibrio donde, al aplicar una carga perpendicular al plano de la sección, no se genera giro alguno. Este último se utiliza como referencia para cuantificar los momentos flectores originados por excentricidades, especialmente en secciones asimétricas.

Para la determinación de los puntos notables del diagrama de interacción es esencial identificar dos parámetros fundamentales: el eje neutro, que corresponde a la ubicación en la sección donde los esfuerzos de compresión y tracción se anulan; y el centroide plástico, que es el punto de equilibrio donde, al aplicar una carga perpendicular al plano de la sección, no se genera giro alguno. Este último se utiliza como referencia para cuantificar los momentos flectores originados por excentricidades, especialmente en secciones asimétricas.

A continuación, se presentan los puntos más relevantes del diagrama de interacción

- a) Compresión pura:

$$Mn = 0 \rightarrow e = 0$$

Donde:

Mn: Momento nominal

e: Excentricidad

Donde para columnas con estribos, la forma de determinar la compresión pura es:

$$P_n = 0.8(0.85f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st}f_y)$$

Siendo:

$A_g$ : Área bruta de sección de concreto.

$A_{st}$ : Área total de barras de acero.

b) Elemento parcialmente fisurado:

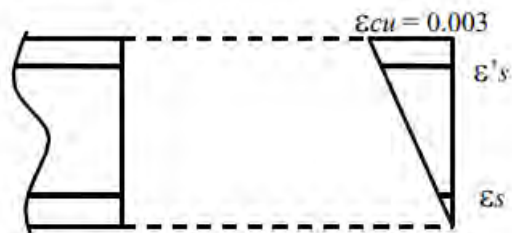


Figura 53. Esquema de sección de concreto reforzada parcialmente fisurada.

Nota: Tomado de Apuntes de Concreto Armado. Gianfranco Ottazi.

c) Elemento sin aporte de acero en tracción:

La deformación del acero en tracción es exactamente cero:

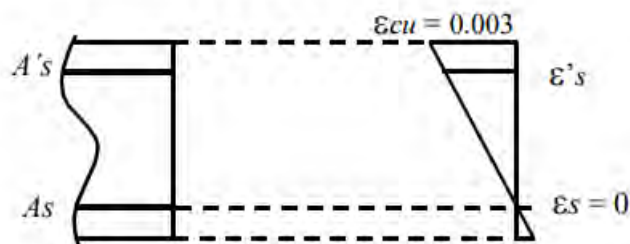


Figura 54. Esquema de sección de con deformación cero en acero de tracción.

Nota: Tomado de Apuntes de Concreto Armado. Gianfranco Ottazi.

d) Elemento con el acero más alejado en tracción alcanza un esfuerzo al 50% de su fuerza de fluencia:

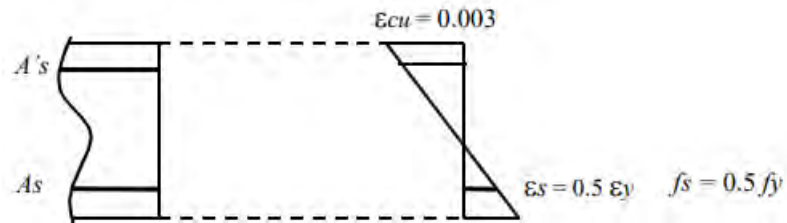


Figura 55. Esquema de sección con 50% de fluencia.

Nota: Tomado de Apuntes de Concreto Armado. Gianfranco Ottazi.

e) Falla balanceada:

Falla el concreto y fluencia del acero, donde:

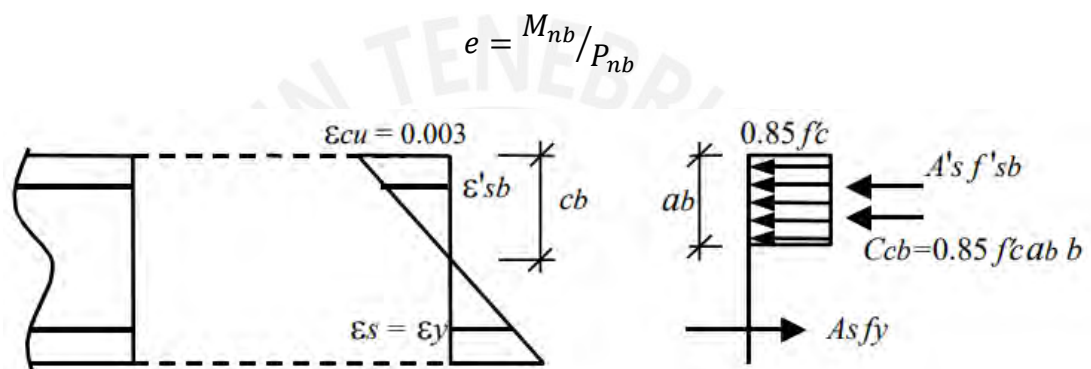


Figura 56. Esquema de sección falla balanceada.

Nota: Tomado de Apuntes de Concreto Armado. Gianfranco Ottazi.

A partir de este punto se puede definir el tránsito entre la falla por compresión y la falla por tracción

f) Flexión pura:

La carga axial es nula siendo el momento flector diferente de cero. Este punto se determina con ayuda de la curva suavizada tomando en cuenta los puntos notables anteriormente hallados y el punto de tracción pura.

g) Tracción pura:

Se desprecia la resistencia del concreto en tracción:

$$\varphi T_o = 0.9 A_{st} f_y$$

Finalmente se obtiene el diagrama de interacción para una columna con estribos:

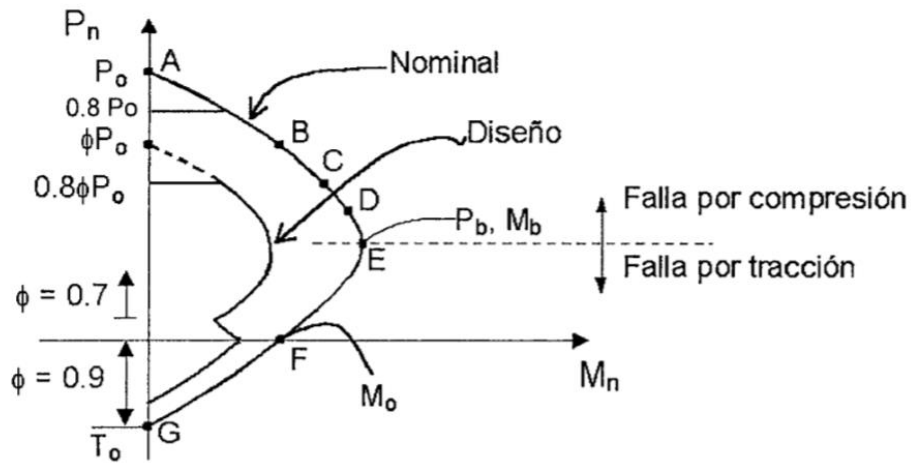


Figura 57. Forma típica de un diagrama de interacción para una columna con estribos

Nota: Tomado de Apuntes de Concreto Armado. Gianfranco Ottazi.

### 5.3.2 Diseño por flexión biaxial

Las columnas están sometidas no solo a cargas axiales, sino también a fuerzas laterales producto de acciones sísmicas. Estas solicitaciones generan momentos flectores en ambos ejes principales de la sección, originando el fenómeno conocido como flexión biaxial.

La solución del diseño de columnas por efectos de flexión biaxial es numéricamente compleja. por ello, resulta conveniente emplear métodos aproximados que representen adecuadamente la superficie de interacción entre los esfuerzos. Uno de los métodos más difundidos es el método de la Carga Recíproca, propuesto por Boris Bresler (1960), el cual permite estimar la capacidad resistente de una sección a partir del diseño previamente obtenido por flexocompresión.

El método de Bresler plantea que la sección cumple adecuadamente con el diseño cuando se satisface la siguiente condición:

$$P_{ur} \geq 0.1\phi P_o$$

$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \leq 1$$

Para poder utilizar la expresión:

$$\frac{1}{P_{ur}} = \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} + \frac{1}{\phi P_{no}}$$

Siendo:

- $P_{ur}$  : Carga axial que resiste la columna en flexión biaxial
- $\phi P_{nx}$  : Capacidad de la sección si solo existiera  $M_{ux}$  ( $M_{uy} = 0$ )
- $\phi P_{ny}$  : Capacidad de la sección si solo existiera  $M_{uy}$  ( $M_{ux} = 0$ )
- $\phi P_{no}$  : Capacidad de la sección si solo existiera carga axial ( $e_x = e_y = 0$ )

Donde se debe de verificar que  $P_{ur}$  sea mayor a la expresión mencionada

### 5.3.3 Diseño por fuerza cortante

Para elementos sometidos a cargas de compresión ( $N_u$ ), se tiene la siguiente expresión para poder determinar el aporte de resistencia del concreto:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \left( 1 + \frac{N_u}{140A_g} \right) b_w d$$

Además, en el análisis de la sección para cortante, es necesario incluir estribos y considerar las disposiciones establecidas en el acápite 21.6 de la Norma E.060 para garantizar que la sección resista las sollicitaciones de cortante de diseño ( $V_u$ ). Asimismo, se deben calcular las fuerzas máximas que podrían desarrollarse a partir de las resistencias probables a flexión en cada extremo del elemento, utilizando la expresión ( $M_{pr} = 1.25M_n$ ).

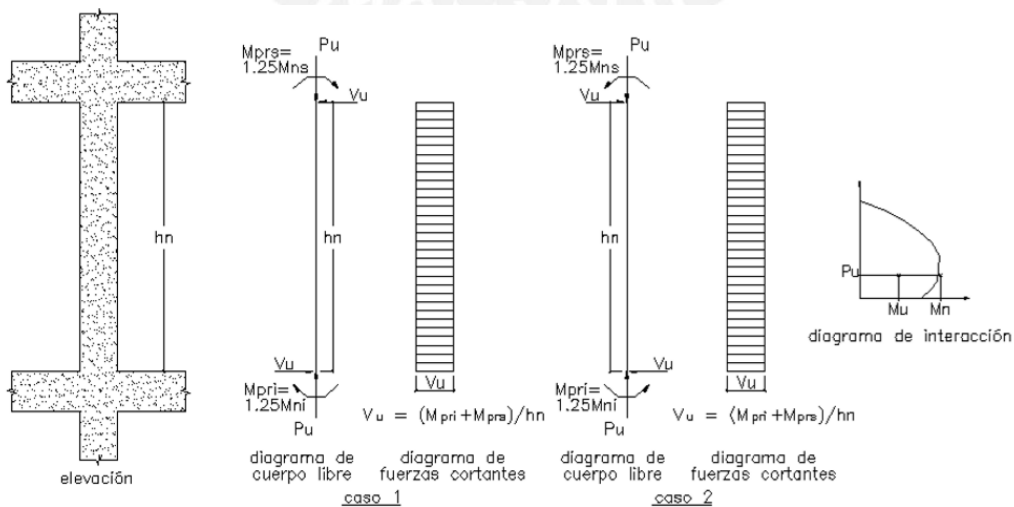


Figura 58. Esquema de diseño por capacidad para columnas para pórticos o dual tipo II.

Nota: Tomado de NTP E.060. SENCICO.

### 5.3.4 Ejemplo de diseño de columna

En este apartado, se describe el procedimiento para el diseño del primer piso de una columna en el edificio. Se toma como caso de estudio la columna C-03, ubicada entre los ejes B7 y BC, la cual está resaltada en la siguiente figura. El diseño de esta columna se llevará a cabo considerando las solicitaciones de flexocompresión y cortante, cumpliendo los requisitos establecidos para columnas en un sistema aporticado según la Norma E.060.

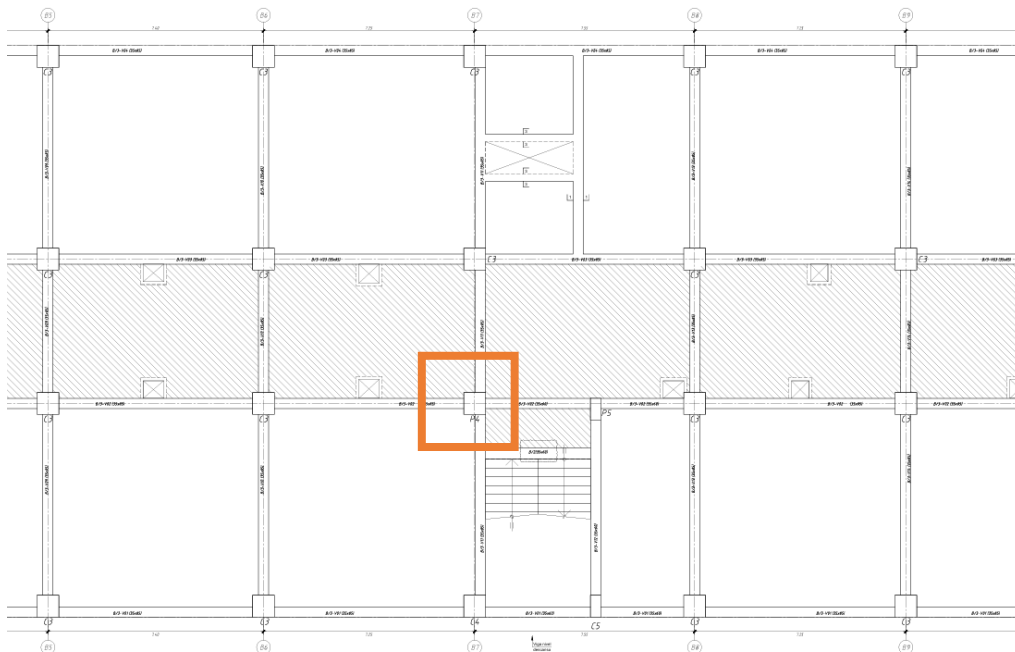


Figura 59. Columna elegida para ejemplo de diseño

*Nota. Elaboración propia.*

La siguiente tabla muestra las cargas derivadas del análisis estructural, que se emplearán para formular las combinaciones de carga última correspondientes a los casos de gravedad y sismo. Es importante considerar que el efecto  $P-\Delta$  se ha incluido en las cargas sísmicas ( $S_x$  y  $S_y$ ).

**Tabla 54. Cargas consideradas para el diseño de la columna.**

Output Case	Location	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	T tonf-m	M2 tonf-m	M3 tonf-m
Dead	Bottom	-238.13	3.39	3.71	0	8.25	6.29
Live	Bottom	-82.77	1.15	0.97	0	2.01	2.13
Sx	Bottom	26.59	23.34	13.18	0.26	25.52	59.55
Sy	Bottom	29.4	7.48	33.17	0.73	71.35	22.29
Dead	Top	-232.26	3.39	3.71	0	-7.87	-8.46
Live	Top	-82.77	1.15	0.97	0	-2.2	-2.88
Sx	Top	26.59	23.34	13.18	0.26	31.82	53.17
Sy	Top	29.4	7.48	33.17	0.73	72.97	21.47

*Nota. Elaboración propia.*

### **Diseño por flexocompresión.**

Para el diseño por flexo-compresión, se genera una curva de interacción cuyo objetivo es verificar que los puntos obtenidos a partir de las combinaciones de carga última se encuentren dentro de sus límites. Esta curva se construye mediante un proceso iterativo, conforme a lo descrito en el apartado 5.4.1. A continuación, se presentan las combinaciones de carga última en la siguiente tabla.

**Tabla 55. Combinaciones últimas (axial y momento) obtenidas de la columna.**

	Combinaciones	P (tonf)	M2 (tonf.m)	M3 (tonf.m)
	1.4CM+1.7CV	-474	15	12.4
<b>SISMO EN X-X</b>	1.25(CM+CV) + Sx	-375	-12.7	70.1
	1.25(CM+CV) - Sx	-428	38.4	-49
	0.9CM+Sx	-188	-18.1	65.2
	0.9CM-Sx	-241	33	-53.9
<b>SISMO EN Y-Y</b>	1.25(CM+CV) + Sy	-372	84.2	-11.8
	1.25(CM+CV)- Sy	-431	-58.5	32.8
	0.9CM+Sy	-185	78.8	28
	0.9CM-Sy	-244	-63.9	-16.6

*Nota. Elaboración propia.*

Para la construcción de la curva de interacción de la columna se utilizó el programa ETABS. Se consideró un refuerzo de 16 barras de 1", equivalente a una cuantía del 1.45%. La distribución del acero se muestra en la siguiente figura.

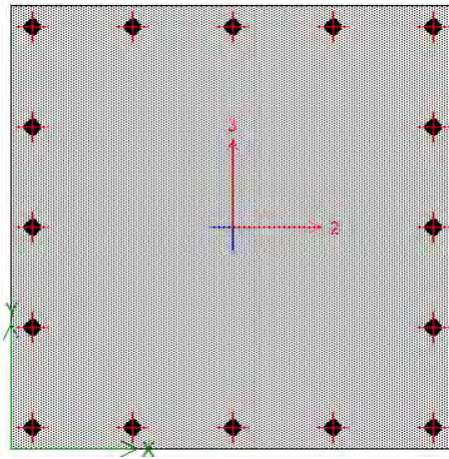


Figura 60. Distribución de acero en la columna para construcción del diagrama de interacción.

Nota. Elaboración propia.

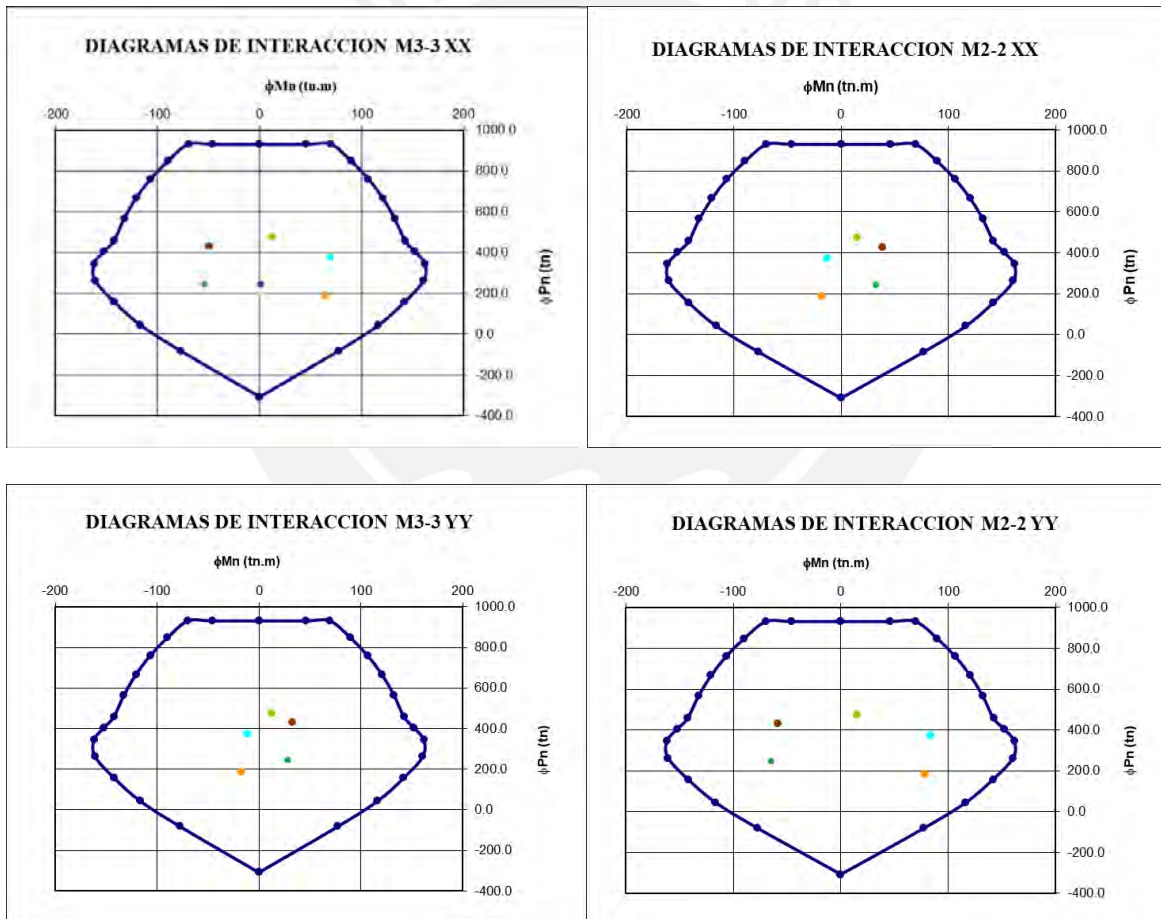


Figura 61. Diagramas de interacción de  $\phi M_n$ - $\phi P_n$  para cada uno de los ejes.

## Diseño por flexióncompresión biaxial.

Con ayuda del ETABS, se obtiene la superficie de interacción de las secciones, lo que permite definir el contorno de carga constante a través de una hoja de cálculo.

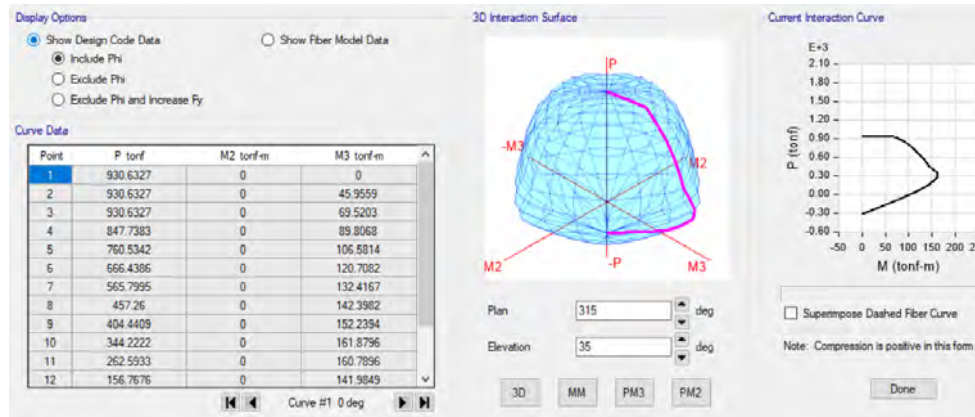


Figura 62. Superficie de interacción.

*Nota. Elaboración propia.*

A partir de estos datos, se determina el contorno de carga constante más crítico utilizando la combinación 1.25 (CM + CV) + Sy. El diagrama correspondiente se presenta en la figura.

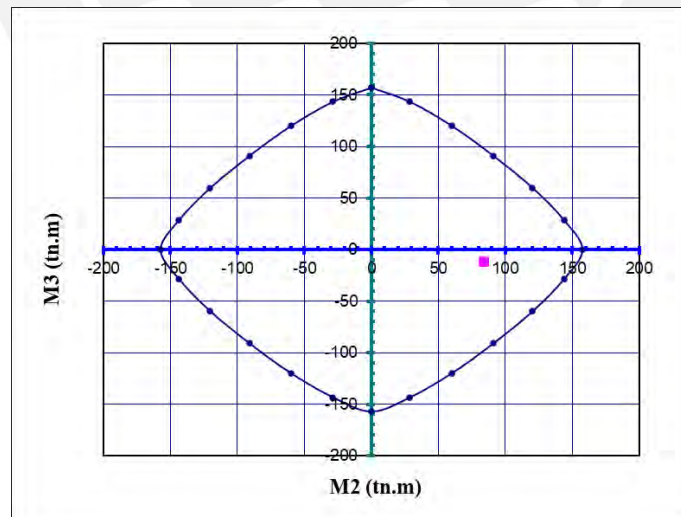


Figura 63. Diagrama de interacción para la combinación 1.25 (cm + cv) + cs.

*Nota. Elaboración propia.*

Se observa que la carga se encuentra dentro del diagrama, lo cual confirma que el diseño es adecuado.

**Diseño por cortante y capacidad.**

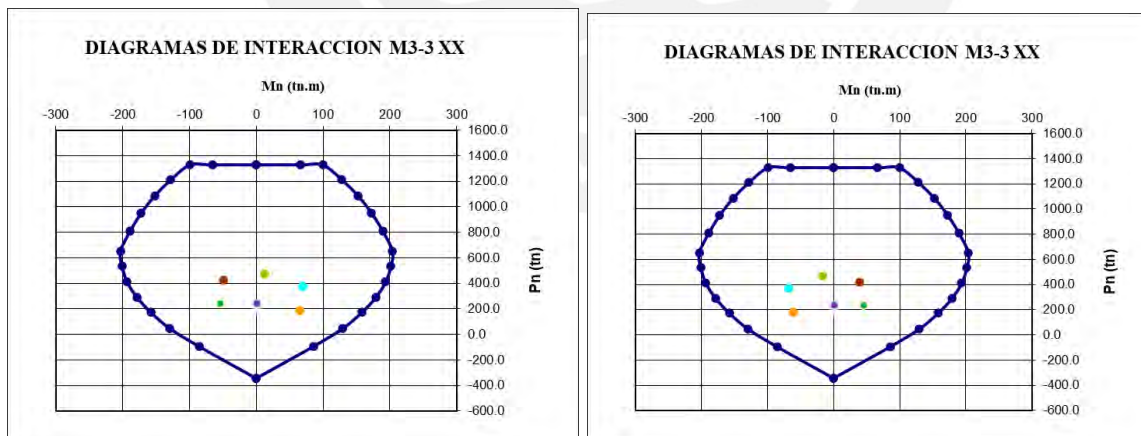
Del análisis se obtuvieron las siguientes cortantes últimas para cada dirección de sismo y para cada eje de la columna.

**Tabla 56. Combinaciones últimas (cortante) obtenidas de la columna.**

	Combinaciones	V2 (tonf)	V3 (tonf)
	1.4CM+1.7CV	6.7	6.8
<b>SISMO EN X-X</b>	1.25(CM+CV)+Sx	-17.7	-7.3
	1.25(CM+CV)-Sx	29	19
	0.9CM+Sx	-20.3	-9.8
	0.9CM-Sx	26.4	16.5
<b>SISMO EN Y-Y</b>	1.25(CM+CV)+Sy	13.2	39
	1.25(CM+CV)-Sy	-1.8	-27.3
	0.9CM+Sy	10.5	36.5
	0.9CM-Sy	-4.4	-29.8

*Nota. Elaboración propia.*

Para el diseño por capacidad, se construyen las curvas de interacción Mn vs. Pn y se determina el mayor momento nominal de la columna, asociado a una fuerza axial de una combinación de diseño. Se muestran las curvas para cada zona (inferior y superior de la columna) y dirección.



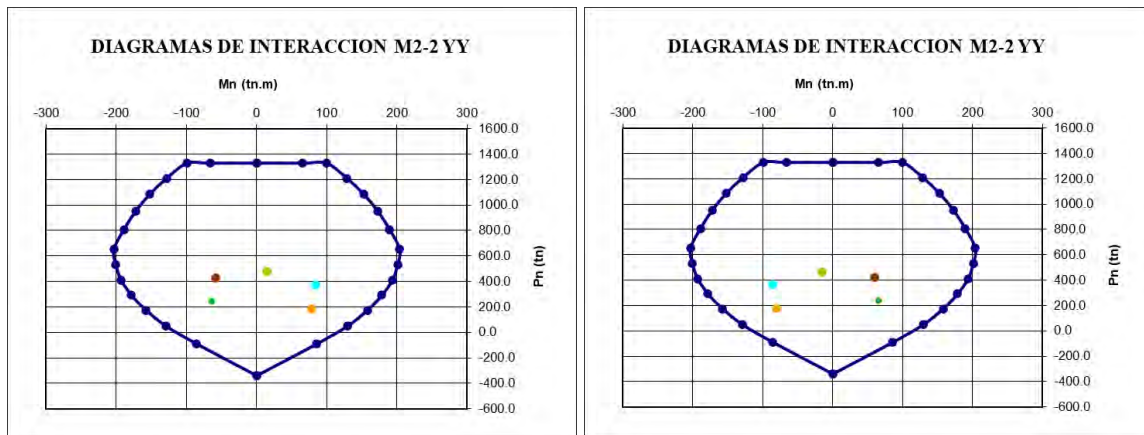


Figura 64. Diagramas de interacción de Mn-Pn para cada uno de los ejes.

En el siguiente cuadro, se muestra los momentos nominales obtenidos para el diseño por capacidad.

Tabla 57. Momentos nominales obtenidos para cada dirección.

	M33 (tonf.m)	M22 (tonf.m)
Superior	199	199
Inferior	199	199

Nota. Elaboración propia.

Usando una altura libre de 3.6 m y las fórmulas descritas en el apartado 5.4.3 se obtienen las cortantes por capacidad.

$$V_{22} = \frac{1.25 * (199 + 199)}{3.6} = 138 \text{ tonf}$$

$$V_{33} = \frac{1.25 * (199 + 199)}{3.6} = 138 \text{ tonf}$$

La Norma E.060 indica requisitos mínimos para el espaciamiento de los estribos (s) y la longitud de confinamiento (Lo).

La longitud de confinamiento debe ser al menos igual al mayor valor de las siguientes tres restricciones:

- 1/6 de la luz libre del elemento. (Lo=60 cm)
- La mayor dimensión de la sección transversal en la cara del nudo. (Lo = 75 cm)
- 50 cm.

Dentro de la zona de confinamiento los estribos deben estar espaciados al menos una de las siguientes opciones:

- La tercera parte de la menor dimensión de la columna. (S=25 cm)
- Seis veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro. (S=15.2 cm)
- 10 cm.

Fuera de esta longitud confinada no se deberá exceder al menor de las siguientes opciones:

- 10 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro. (S=25.4 cm)
- 25 cm.
- La menor dimensión transversal del elemento (S=75 cm)
- Lo requerido por cortante de capacidad. (S=23 cm)

Finalmente, se decidió por un espaciamiento de 10 cm en toda la columna. Entonces, considerando espaciamiento de 10 cm la resistencia al cortante se calcula como:

$$\phi V_n = 0.85x \left( 0.53x\sqrt{280}x75x69 + \left( \frac{(4x1.29)x4200x69}{10} \right) \right) = 166 \text{ ton}$$

Dado que  $\phi V_n \geq \phi V_u$ , el diseño cumple con los requerimientos de resistencia al cortante, resultando el diseño final de la columna en lo siguiente:

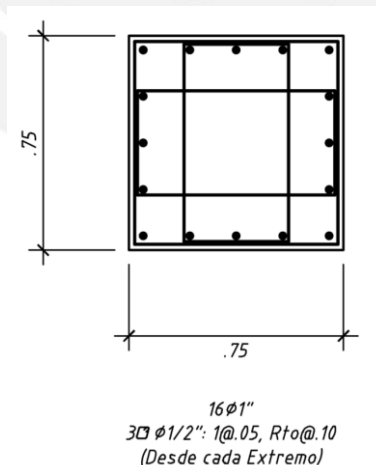


Figura 65. Diseño de la columna C-03.

*Nota: Elaboración propia.*

#### 5.4 DISEÑO DE UNIONES VIGA – COLUMNA

Se verificará el criterio de "columna fuerte, viga débil". Este principio busca que, en caso de un evento sísmico, las vigas de una estructura sean las que se deformen plásticamente antes que las columnas, manteniendo así la estabilidad general de la edificación. Este enfoque es crucial para evitar el colapso progresivo de una estructura, ya que, si las columnas fallan antes que las vigas, se comprometería el soporte vertical de la edificación, lo que incrementaría significativamente el riesgo de un colapso global.

El criterio de columna fuerte – viga débil está regulado en la Norma Técnica E.060, la cual establece que, en las conexiones de nudos, la capacidad resistente de las columnas debe ser al menos 1.2 veces la de las vigas. Este requisito tiene como objetivo favorecer una adecuada secuencia de formación de rótulas plásticas, priorizando que estas se desarrollen en las vigas y no en las columnas. De este modo, se busca que las columnas conserven un comportamiento predominantemente elástico, contribuyendo a mantener la estabilidad estructural durante un evento sísmico y a disipar adecuadamente la energía mediante las vigas.

**Tabla 58. Verificación de la capacidad a flexión en la dirección X. Unidades en ton.m.**

<b>X-X</b>	<b>Mn iz(-)</b>	<b>Mn (+)</b>	<b>Der</b>	<b>ΣMn</b>
Viga	72.7	42		114.7
Columna	155	155		310
		R		2.7

*Nota. Elaboración propia.*

**Tabla 59. Verificación de la capacidad a flexión en la dirección Y. Unidades en ton.m.**

<b>Y-Y</b>	<b>Mn iz(-)</b>	<b>Mn (+)</b>	<b>Der</b>	<b>ΣMn</b>
Viga	72.7	42		114.7
Columna	155	155		310
		R		2.7

*Nota. Elaboración propia.*

Se puede observar que la relación de momentos para ambas direcciones es mayor a 1.2, por lo que se cumple con el criterio.

Para garantizar la aplicación efectiva de este principio es esencial un diseño adecuado de los nudos, las zonas donde interactúan vigas y columnas. En estas áreas, las columnas deben reforzarse con elementos adicionales, como estribos cerrados, que aumenten su capacidad resistente. De esta manera, se busca que las vigas sean las primeras en entrar en el rango plástico, mientras que las columnas mantienen un comportamiento principalmente elástico, contribuyendo a preservar la estabilidad del sistema estructural durante un evento sísmico.

El diseño de los estribos debe comenzar con la determinación del tipo de confinamiento del nudo. A partir de esta información, se puede calcular la resistencia al cortante utilizando las fórmulas proporcionadas en el capítulo 21.7.4.1 de la Norma E.060. Según la Norma, un nudo se considera confinado por la viga cuando al menos tres cuartas partes de la cara lateral del nudo están cubiertas por el elemento que conecta con él.

Para nudos confinados en las cuatro caras: .....	$5,3\sqrt{f'c} A_j$
Para nudos confinados en tres caras o en dos caras opuestas : .....	$4,0\sqrt{f'c} A_j$
Para otros casos: .....	$3,2\sqrt{f'c} A_j$

Figura 66. Resistencia  $V_n$  en el nudo para concreto de peso normal.

*Nota. Tomado de "Norma E.060, Concreto Armado" por SENCICO, 2016.*

En el proyecto en cuestión, las columnas son cuadradas, con una longitud de 75 cm, mientras que las vigas tienen un ancho de 35 cm, lo que no cumple con el criterio de confinamiento. Por lo tanto, se aplicará la fórmula para el caso más desfavorable, que corresponde a la situación en la que las vigas no confinan los nudos.

El área efectiva del nudo ( $A_j$ ) se determina como el producto entre la profundidad del nudo y el ancho efectivo. Este último se define como el menor valor entre:

- La suma del ancho de la viga y la profundidad del nudo.
- El doble de la distancia desde el eje longitudinal de la viga hasta el borde más cercano de la columna.

Estos criterios se ilustran en la siguiente figura.

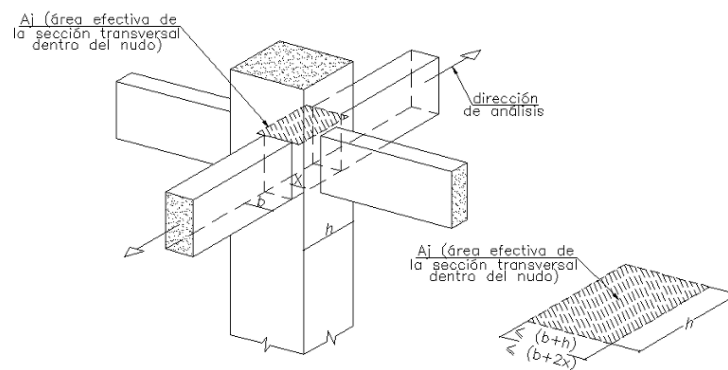


Figura 67. Área efectiva del nudo. Norma E.060.

Nota. Tomado de "Norma E.060, Concreto Armado" por SENCICO, 2016.

En ambas direcciones, la viga se conecta en el centro de la columna, lo que resulta en un ancho efectivo de 75 cm.

$$V_n = 3.2x\sqrt{280} * 75 * 75 = 301 \text{ tonf}$$

$$\phi V_n = 256 \text{ tonf}$$

La cortante en el nudo se calcula con la formula del capítulo 21.7.4.3 de la Norma.

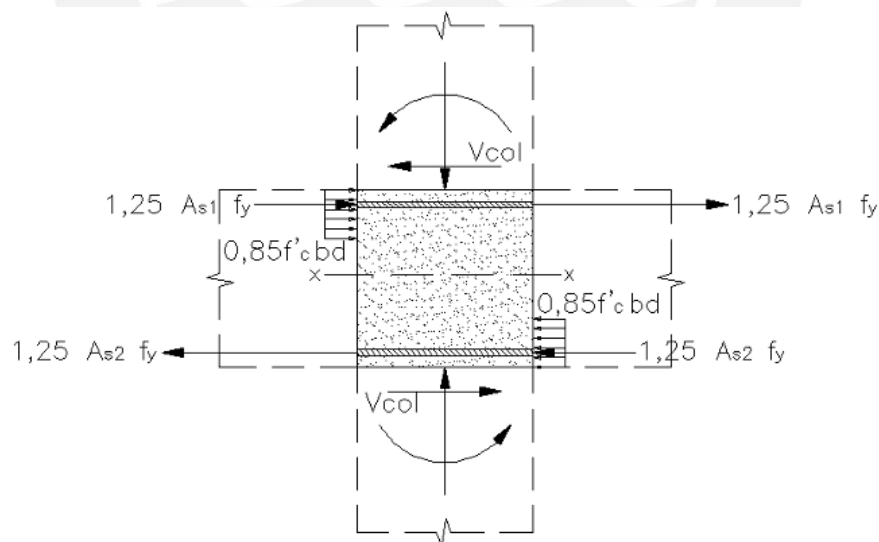


Figura 68. Diagrama para el cálculo de fuerza cortante.

Nota. Tomado de "Norma E.060, Concreto Armado" por SENCICO, 2016.

$$Vu_{xx} = 1.25 * f_y * (As1 + As2) - V_{col} = 1.25 * 4.2(28.3 + 15.9) - 17.7 = 214.4 \text{ tonf}$$

$$Vu_{yy} = 1.25 * f_y * (As1 + As2) - V_{col} = 1.25 * 4.2(28.3 + 15.9) - 1.8 = 230.3 \text{ tonf}$$

La resistencia a cortante es mayor que la cortante en el nudo. Por lo tanto, el diseño del nudo es correcto.

## 5.5 DISEÑO DE ESCALERAS

La escalera puede idealizarse como una losa maciza unidireccional que conecta dos niveles de la edificación. Para su diseño estructural se consideran las solicitaciones principales de cortante y flexión.

En edificaciones que incorporan sistemas de aislamiento sísmico, es fundamental que la escalera que conecta la superestructura con la subestructura permita el movimiento relativo en la interfaz de aislamiento. Para ello, se debe dejar un espacio tipo junta que garantice la libertad de desplazamiento durante un evento sísmico, evitando la transmisión de esfuerzos no deseados entre ambas partes.

Para el predimensionamiento, la escalera se considera como una losa maciza, adoptando el criterio empírico de  $L/25$  para estimar el espesor tentativo de la garganta. Aplicando dicha relación se obtiene un valor aproximado de 0.204 m (20.4 cm). En ese sentido, un espesor de 20 cm representaría un dimensionamiento al límite. Sin embargo, considerando que se trata de una edificación hospitalaria, donde la sobrecarga de uso alcanza los 400 kgf/m<sup>2</sup>, se optó por incrementar el espesor de la garganta a 23 cm, a fin de garantizar un comportamiento estructural seguro y adecuado.

A continuación, se presenta la expresión utilizada para determinar el peso propio de la escalera.

$$w_{pp} = \gamma \left[ \frac{c_p}{2} + t \sqrt{1 + \left( \frac{c_p}{p} \right)^2} \right] = 0.85 \text{ ton/m}^2$$

Donde:

- $\gamma$ : Peso específico del concreto = 2.4 ton/m<sup>3</sup>
- $t$ : Espesor de la garganta = 23 cm

- $c_p$ : Dimensión del contrapaso = 17 cm
- P: Dimensión del paso = 28 cm

Con las cargas aplicadas en el modelo, se presentan las imágenes de la escalera con sus cargas respectivas para sus tramos. El primer tramo es una losa de espesor de 20 cm y el tramo inclinado es la escalera de 23 cm:

**Tabla 60. Resumen de cargas y espesores de tramos de la escalera.**

Tramo	Espesor (cm)	Carga muerta (tonf/m)	Carga viva (tonf/m)	Carga última (tonf/m)
Horizontal	20	0.48	0.40	1.35
Horizontal	18	0.432	0.40	1.28
Inclinado	23	0.85	0.40	1.87

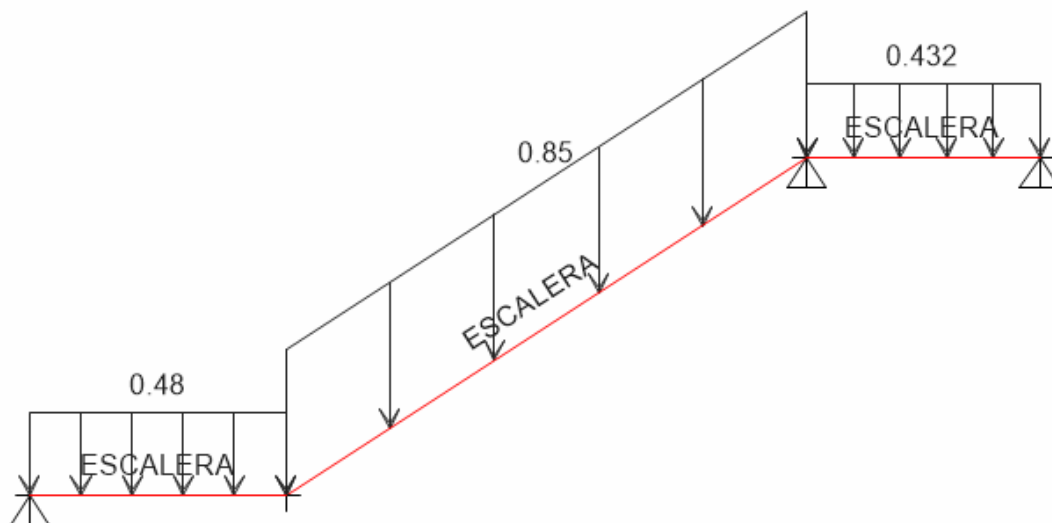


Figura 69. Modelo de ETABS donde se muestran las cargas muertas y los apoyos idealizados.

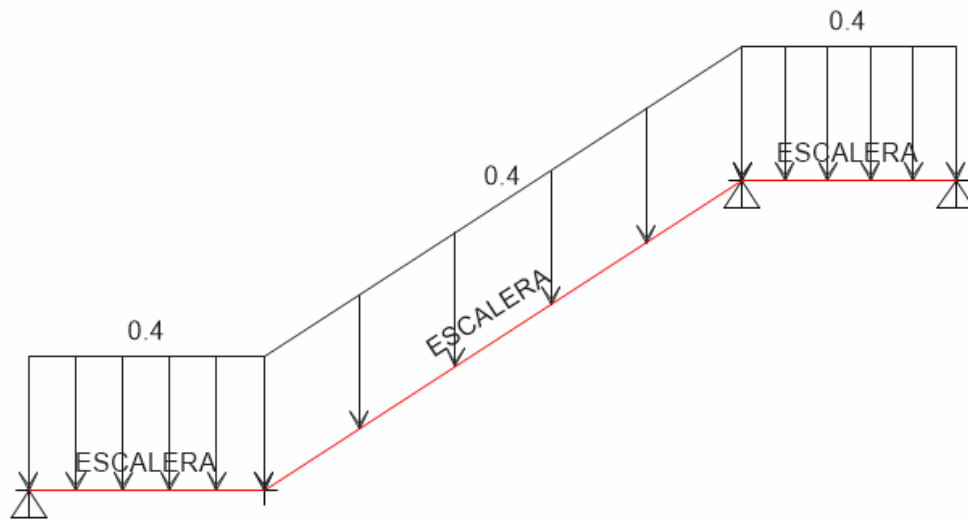


Figura 70. Modelo de ETABS donde se muestran las cargas vivas y los apoyos idealizados.

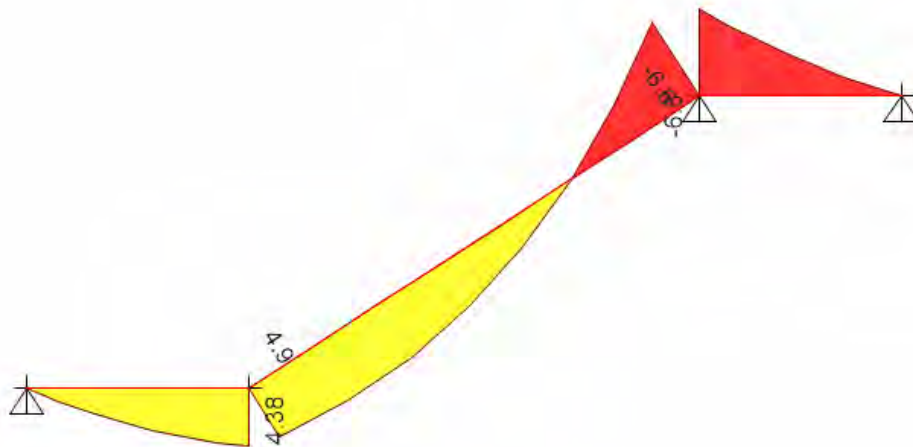


Figura 71. Modelo de ETABS con  $M_u$  (ton.m) de la escalera.

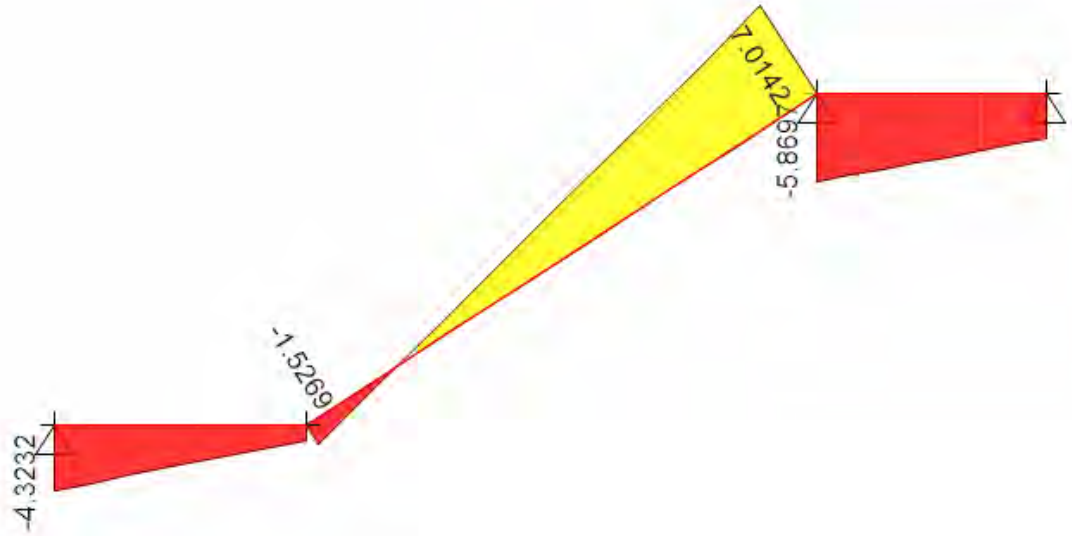


Figura 72. Modelo de ETABS con Vu (ton) de la escalera.

Tabla 61. Resumen de diseño para cada tramo de la escalera.

Tramo	Momento último (tonf.m)	Armado seleccionado	Momento resistente (tonf.m)	Cortante última (tonf)	Cortante resistente (tonf)
Inclinado	5.20	$\phi 1/2''@0.175$	5.25	7.00	15.36
Horizontal Izquierdo	4.38	$\phi 1/2''@0.175$	4.42	4.30	12.44
Horizontal derecho	5.47	$\phi 3/8''@0.50+$ $2 \phi 1/2''@.25$	5.82	5.80	11.31

Se presenta el desarrollo de la escalera:

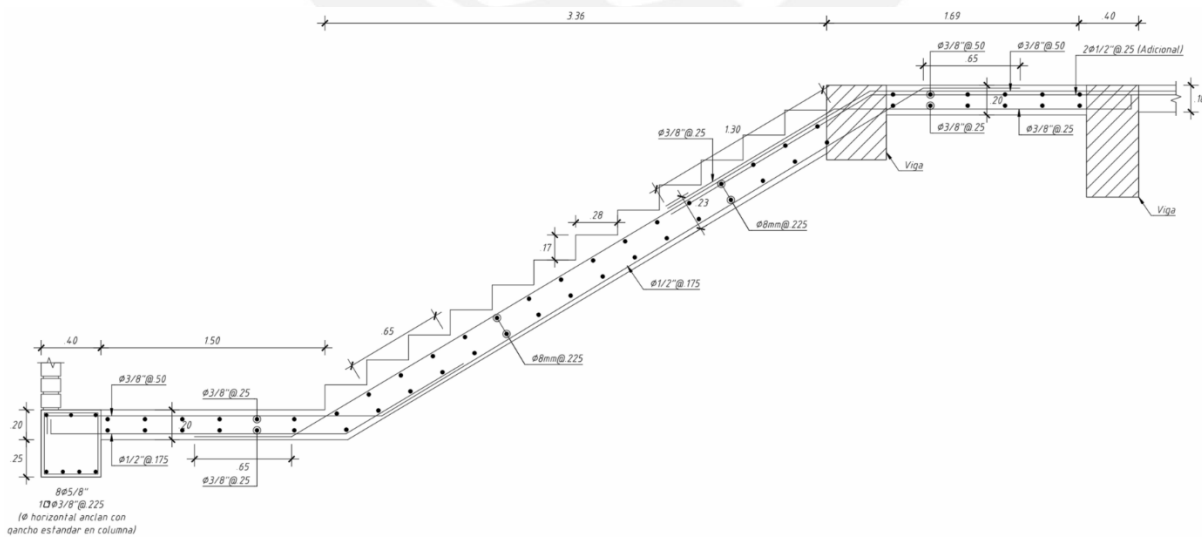


Figura 73. Desarrollo de la escalera diseñada.

## 6. DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

### 6.1 DISEÑO DE PEDESTALES/CAPITELES

En esta sección se describe el diseño de los pedestales que sirven como soporte para los aisladores sísmicos.

En esta sección se describe el diseño de los pedestales que sirven como soporte para los aisladores sísmicos. El pedestal se considera como una columna en voladizo, dado que se encuentra fijo en su base y libre en la parte superior, donde interactúa directamente con el aislador. El pedestal que se empleará como ejemplo de diseño está ubicado en la misma posición que la columna presentada previamente como referencia, específicamente entre los ejes B7 y BC.

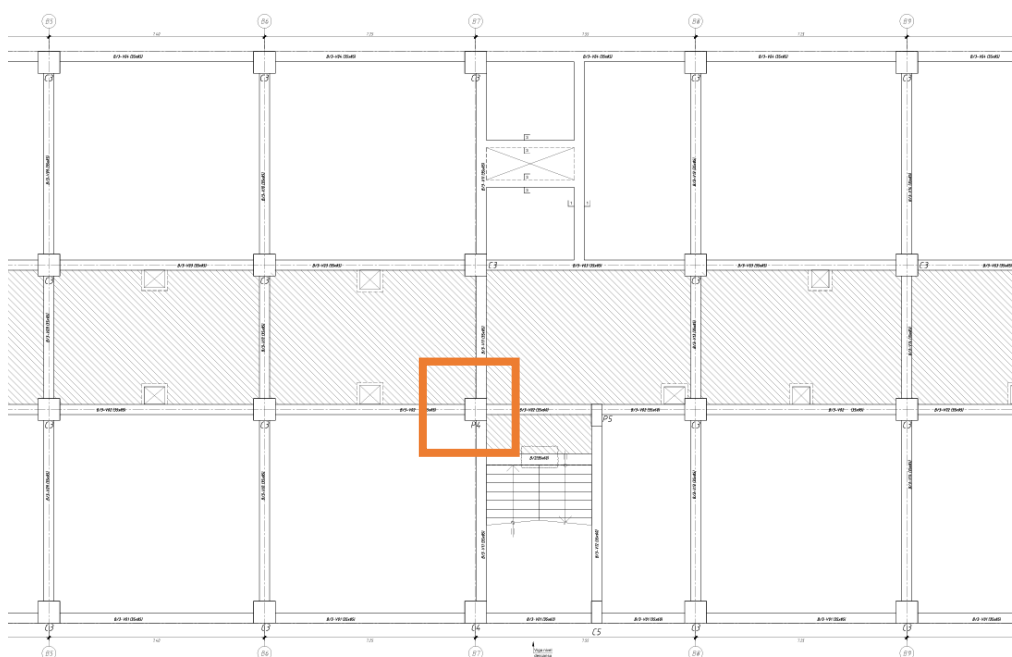


Figura 74. Pedestal elegido para diseño.

*Nota. Elaboración propia.*

El diseño del pedestal se realiza considerando las solicitaciones derivadas del análisis estructural, incluyendo las cargas gravitatorias y las solicitaciones sísmicas. En este caso, se verifican los efectos de flexocompresión y cortante para garantizar su capacidad estructural. Las combinaciones de carga última se formularon de acuerdo con la Normativa E.060.

**Tabla 62. Combinaciones últimas (axial y momento) obtenidas del pedestal.**

Output Case	Location	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	T tonf-m	M2 tonf-m	M3 tonf-m
Dead	Bottom	292.77	0.01	0.02	0	0.04	0.02
Live	Bottom	93.83	0	0	0	0.01	0.01
Sx	Bottom	-59.17	46.11	-13.95	0	-120.08	185.23
Sy	Bottom	-63.42	14.2	45.93	0	183.99	121.44

*Nota. Elaboración propia.*

### 6.1.1 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN.

Se desarrolla la curva de interacción y se comprueba que los puntos correspondientes a las combinaciones de carga última se encuentren dentro de los límites definidos por dicha curva.

Para la construcción de la curva de interacción del pedestal se utilizó el programa ETABS. Se consideró un refuerzo de 36 barras de 1", equivalente a una cuantía del 1.08%. La distribución del acero se muestra en la siguiente figura.

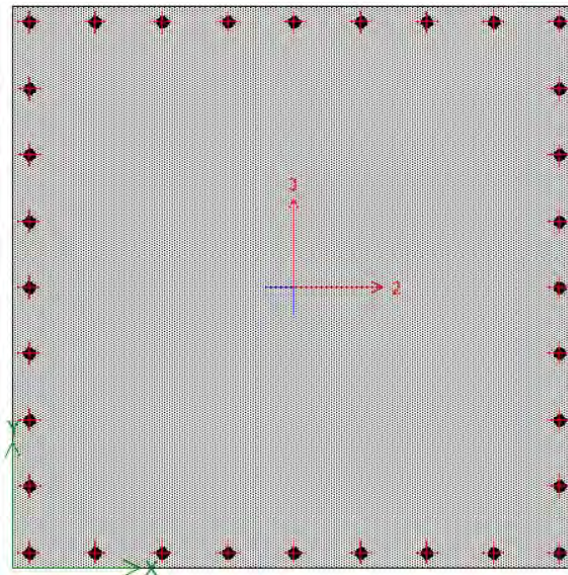


Figura 75. Distribución de acero en el pedestal para construcción del diagrama de interacción.

Tabla 63. Combinaciones últimas (axial y momento) obtenidas del pedestal.

	Combinaciones	P (tonf)	M2 (tonf.m)	M3 (tonf.m)
	1.4CM+1.7CV	569	0.1	0
<b>SISMO EN X-X</b>	1.25(CM+CV) + S <sub>x</sub>	424	-120	185.3
	1.25(CM+CV) - S <sub>x</sub>	542	120.1	-185.2
	0.9CM+S <sub>x</sub>	204	-120	185.2
	0.9CM-S <sub>x</sub>	323	120.1	-185.2
<b>SISMO EN Y-Y</b>	1.25(CM+CV) + S <sub>y</sub>	420	184.1	121.5
	1.25(CM+CV)- S <sub>y</sub>	547	-183.9	-121.4
	0.9CM+S <sub>y</sub>	200	184	121.5
	0.9CM-S <sub>y</sub>	327	-184	-121.4

Nota. Elaboración propia.

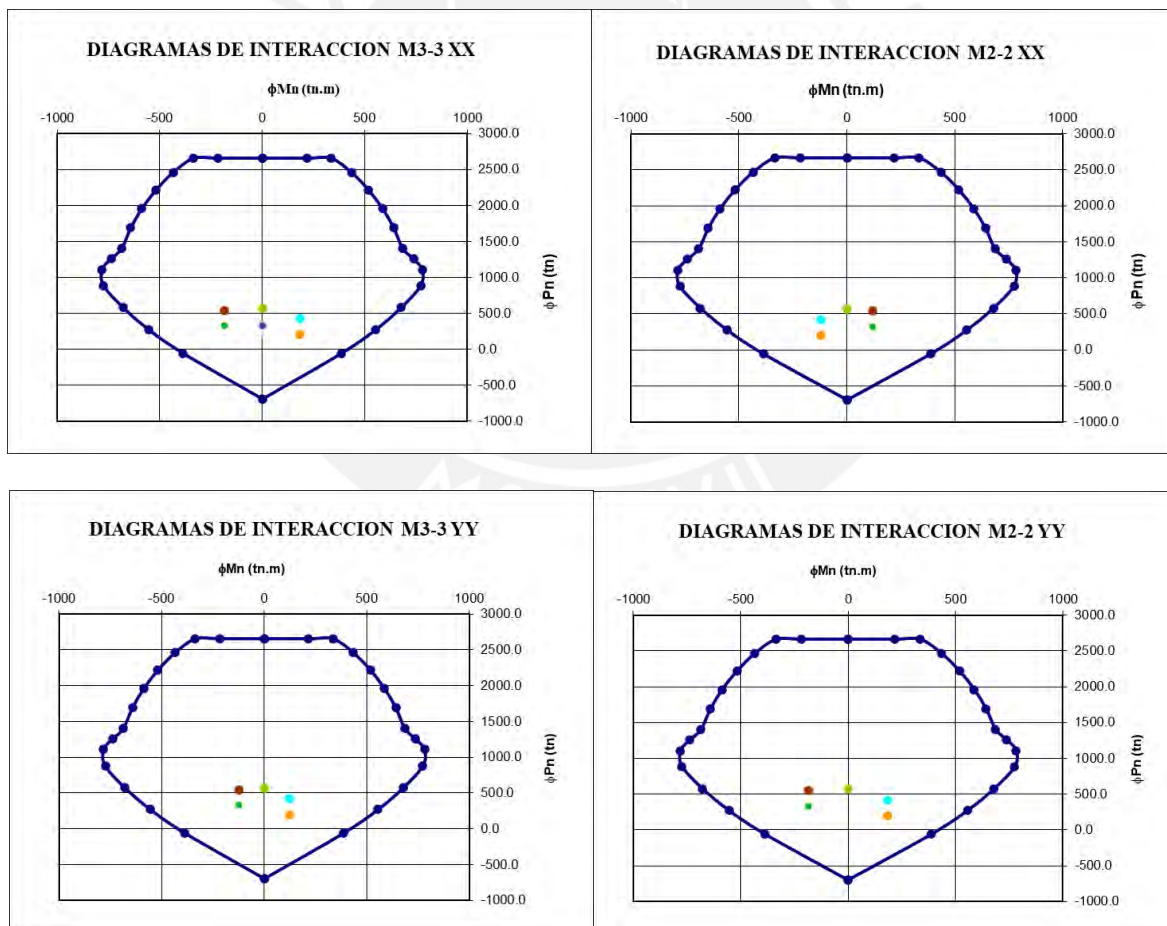


Figura 76. Diagramas de interacción de  $\phi M_n$ - $\phi P_n$  para cada uno de los ejes.

Nota. Elaboración propia.

### 6.1.2 DISEÑO POR CORTANTE.

Del análisis se obtuvieron las siguientes cortantes últimas para cada dirección de sismo y para cada eje del pedestal.

**Tabla 64. Combinaciones últimas (cortante) obtenidas del pedestal.**

	<b>Combinaciones</b>	<b>V2 (tonf)</b>	<b>V3 (tonf)</b>
	1.4CM+1.7CV	0	0
<b>SISMO EN X-X</b>	1.25(CM+CV)+Sx	46.1	-13.9
	1.25(CM+CV)-Sx	-46.1	14
	0.9CM+Sx	46.1	-13.9
	0.9CM-Sx	-46.1	14
<b>SISMO EN Y-Y</b>	1.25(CM+CV)+Sy	14.2	46
	1.25(CM+CV)-Sy	-14.2	-45.9
	0.9CM+Sy	14.2	45.9
	0.9CM-Sy	-14.2	-45.9

*Nota. Elaboración propia.*

La resistencia por cortante del concreto es de:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{280} \times 130 \times 124 = 121.5 \text{ ton}$$

Se verifica que el concreto es capaz de resistir la totalidad de la demanda de cortante, por lo que se procederá a proporcionar únicamente los estribos mínimos requeridos por la normativa.

A continuación, se presenta el diseño final.

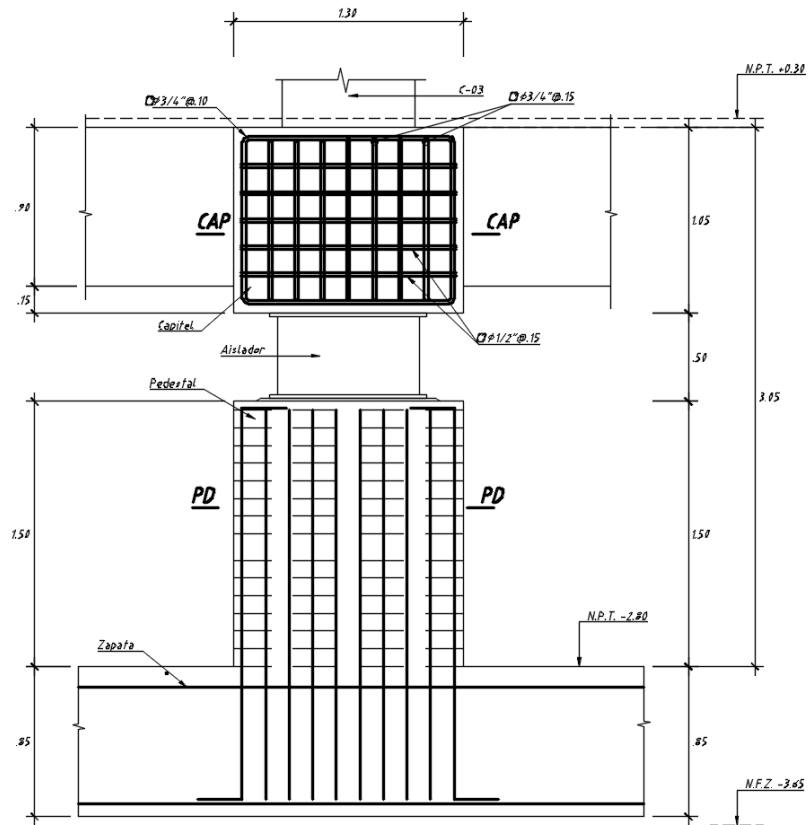


Figura 77. Elevación pedestal.

Nota. Elaboración propia.

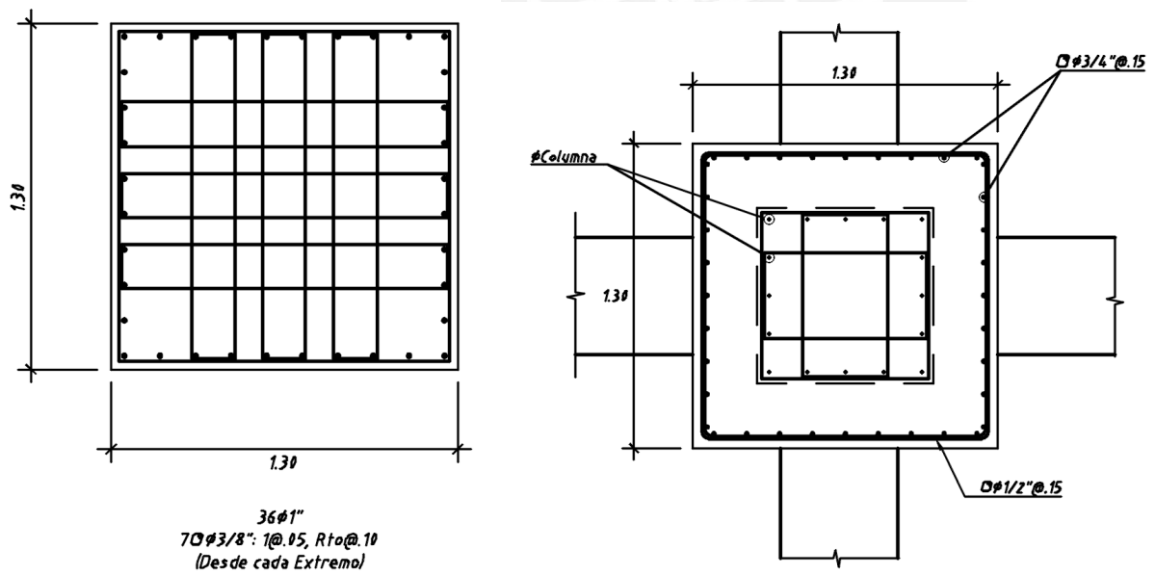


Figura 78. Corte PD-PD (detalle pedestal) y corte CA-CA (detalle capitel). Elaboración propia.

Nota. Elaboración propia.

## 6.2 DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN

Los muros de contención tienen como función principal mantener la diferencia de niveles entre dos cotas, resistiendo los empujes generados por el relleno de tierra en una o ambas caras del muro.

En el presente proyecto se emplearán muros tipo ménsula (cantiléver), los cuales son elementos de concreto armado que se caracterizan por ser más esbeltos y permitir mayores alturas en comparación con los muros de gravedad. Los muros en voladizo pueden presentar diversas configuraciones según las exigencias estructurales del proyecto, incorporando elementos como talón, punta y distribución de acero de refuerzo para mejorar su comportamiento estructural frente a los empujes laterales del terreno.

### 6.2.1 Tipos de fallas de muros de contención:

Se debe de controlar 4 tipos de fallas:

- Deslizamiento: Debido a los empujes del suelo, el muro se puede deslizar, por lo cual se tiene que evaluar la fuerza de fricción para evitar los movimientos horizontales.

$$F_{Resistentes} > F_{Desfavorables}$$

Donde se puede determinar el factor de seguridad de deslizamiento:

$$F_{Seguridad-deslizamiento} = \frac{F_{Resistente}}{F_{Desfavorables}} \geq 1.3$$

- Volteo: Para este caso se tienen que estudiar los momentos resistentes en donde se generan aportes o momentos favorables dados por el peso del elemento. La Norma AASHTO brinda lineamientos a seguir para el cálculo de este tipo de falla, además del requerimiento de la comprobación que la resultante se encuentre fuera del núcleo central de la cimentación del muro. Los momentos se determinan respecto al centro de rotación el cual se encuentra en la zona baja de la punta del muro.

$$F_{Seguridad-volteo} = \frac{M_{Resistente}}{M_{Desfavorables}} \geq 1.5$$

- Capacidad de carga: Cálculo para verificar las presiones en el suelo de tal forma de que el muro no se asiente o falle por exceder su esfuerzo admisible

$$\sigma_{suelo} \leq \sigma_{adm}$$

- Falla General: Es un análisis global el cual se puede evaluar a través de métodos matemáticos o modelamiento con interacción suelo-estructura, donde se verifica, además, el comportamiento de toda la masa del suelo.

### 6.2.2 Empuje debido a sismos:

El método de Mononobe y Okabe, el cual es un método pseudo estático en donde se estiman las fuerzas sísmicas basándose en la teoría de Coulomb, en el cual se realizan cálculos a partir de empujes pasivos y activos aplicando un factor de sismo.

Entre las restricciones y/o limitaciones de este método se encuentran:

- El suelo no debe de estar saturado (relleno no saturado no susceptible a licuefacción). En caso el suelo presente saturación, se debería de aplicar otros métodos debido a eventos como la licuefacción de suelos.

En la siguiente imagen se muestra que inicialmente el empuje activo se presenta como una fuerza distribuida variable a lo largo de su altura siendo el valor máximo aquel que se encuentre con a mayor a profundidad (Distribución donde interviene  $k_a$ ).

Sin embargo, en el método de Mononobe y Okabe, ocurre lo contrario (Distribución triangular invertida, donde interviene el  $k_{AE}$ , siendo el empuje por sismo). La cual viene a ser la fuerza de sismo ( $\Delta E_{AE}$ ).

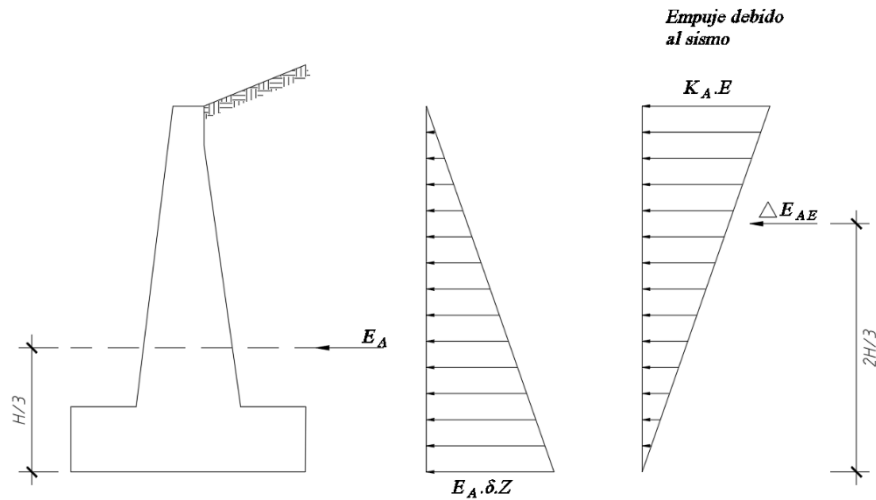


Figura 79. Esquemas de empuje activo y empuje debido a sismo por Mononobe & Okabe.

Los efectos de carga sísmica se consideran únicamente en la combinación de carga denominada “Evento Extremo I”, donde tanto el factor de resistencia ( $\phi$ ) como el factor de carga ( $\gamma_p$ ) toman un valor de 1. En el caso de muros de contención o retención, se emplea la teoría de Mononobe-Okabe para la evaluación de los empujes del suelo.

En el Anexo A11.3 de la AASHTO LRDF 2020 se encuentra el desarrollo del cálculo de la presión activa sísmica de Mononobe – Okabe (M - O):

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta_{MO} - \beta)}{\cos(\theta_{MO})\cos^2(\beta)\cos(\delta + \beta + \theta_{MO})} \times \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi - \theta_{MO} - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta_{MO})\cos(i - \beta)}} \right]^{-2}$$

Donde:

$K_{AE}$  = Coeficiente de empuje activo sísmico

$\gamma$  = Densidad del suelo

$H$  = Altura del muro

- $h$  = Distancia vertical entre la superficie del suelo y la base del muro  
 $\varphi_f$  = Ángulo de fricción interna (°)  
 $\theta_{MO}$  =  $\arctan(k_h/(1 - k_v))$  (°)  
 $\delta$  = Ángulo de fricción entre el suelo y el muro (°)  
 $k_h$  = Coeficiente de aceleración sísmica horizontal  
 $k_v$  = Coeficiente de aceleración sísmica vertical  
 $i$  = Ángulo de inclinación de la superficie del terreno (°)  
 $\beta$  = Pendiente vertical del muro (°)

### 6.2.3 Cargas según AASHTO LRFD:

Las cargas que participan en el análisis son las siguientes:

- Empujes laterales de suelos (activos, pasivos y de reposo) incluyendo sobrecargas.
- Peso propio del muro
- Cargas aplicadas por las superestructuras vecinas.
- Cargas sísmicas con Mononobe - Okabe.

Además, se definen dos tipos de cargas que son las cargas permanentes y cargas transitorias.

- Cargas permanentes:
  - o DC: Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.
  - o DW: Peso propio de las superficies de rodamientos e instalaciones para servicios públicos. Por ejemplo, losa de piso o pavimentos.
  - o EH: Empuje horizontal del suelo
  - o ES: Sobrecarga de suelo
  - o EV: Presión vertical del peso propio del suelo de relleno

La diferenciación entre la sobrecarga de suelo (ES) y la presión vertical del peso propio del suelo de relleno (EV) se puede observar con la siguiente imagen:

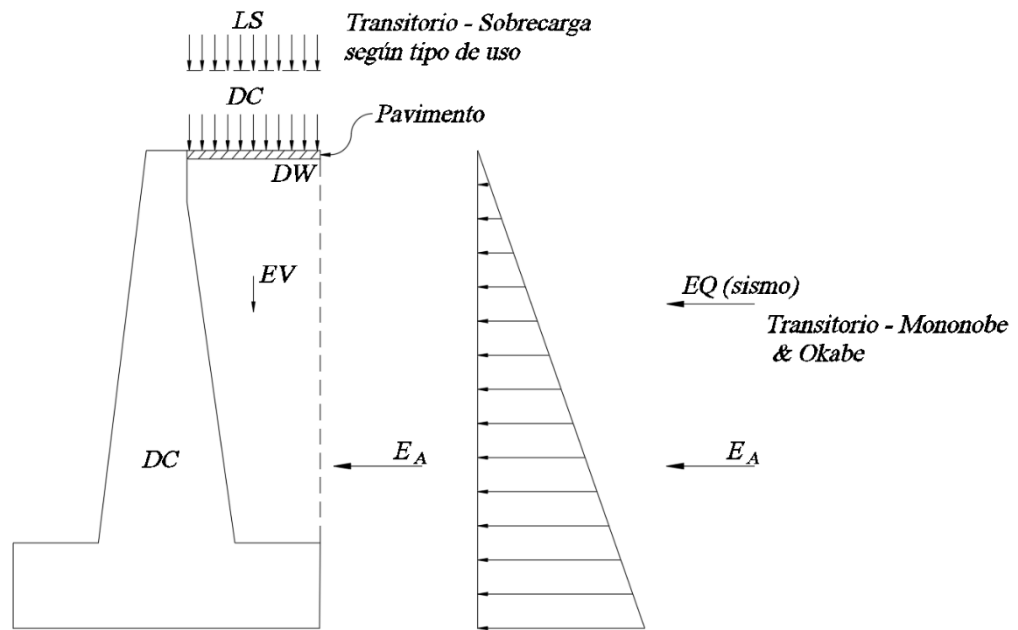


Figura 80. Esquema de distribución de esfuerzos por sobrecargas transitorias según tipo de carga.

- Cargas transitorias:

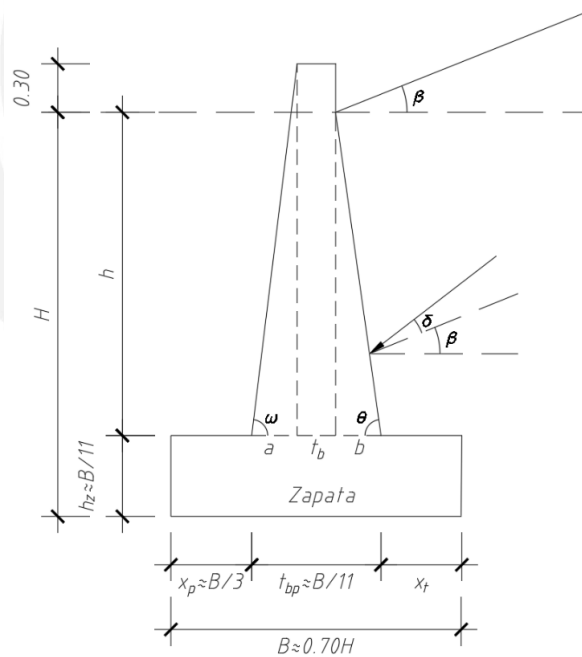
- EQ: Sismo
- FR: Fricción
- LL: Sobrecarga vehicular
- LS: Sobrecarga viva

Además, la Norma AASHTO menciona que, en función a las cargas aplicadas, se tendrán que evaluar las combinaciones de cargas y factores de carga como muestra la tabla 3.4.1-1.

**Tabla 3.4.1-1 – Combinaciones de Cargas y Factores de Carga**

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez				
										EQ	IC	CT	CV	
Estado Límite														
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	$\gamma_p$	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
RESISTENCIA II	$\gamma_p$	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
RESISTENCIA III	$\gamma_p$	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	$\gamma_p$ 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	$\gamma_p$	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	$\gamma_p$	$\gamma_{EQ}$	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	$\gamma_p$	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00	-
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

**Figura 81. Esquema geométrico de los parámetros de diseño para muro de contención**



Para el diseño del muro, es importante considerar las siguientes variables a tomar en cuenta:

- El peso propio del elemento (DC):
- El empuje del relleno (EH):
- Carga viva vehicular (LS):

- Se considera la altura equivalente ( $h_{eq}$ ) como la distancia entre la cara del muro al borde del tráfico. Para el caso de muros de contención con el tráfico en paralelo se utiliza la siguiente tabla:

Altura del muro	$h_{eq}$ (m) Distancia desde la cara del muro hasta el borde del tráfico	
1.52	1.52	0.061
3.05	1.07	0.061
$\geq 6.10$	0.061	0.061

La fórmula para determinar la presión por sobrecarga vehicular está dada como:

$$LS = K_a \gamma_s h_{eq}$$

- Sobrecarga uniforme (ES):
  - Generalmente es debido a edificios y está dada por la siguiente expresión:

$$ES = K_a * S/C$$

- Presión vertical del relleno sobre la estructura (EV)
- Cargas por efectos sísmicos – Mononobe & Okabe:
  - Es importante recordar que se utiliza para relleno seco no saturado

Donde el empuje por sismo se puede definir como:

$$E_{ae} = E_a + \Delta E_{ae}$$

Donde:

$E_{ae}$  : Empuje del suelo y el sismo

$E_a$  : Empuje por Coulomb

$\Delta E_{ae}$  : Aporte del sismo (Dinámico)

Despejando tenemos lo siguiente:

$$\Delta E_{ae} = E_{ae} - E_a$$

La fuerza del empuje de Coulomb está aplicada a  $H/3$  mientras que el empuje debido al aporte del sismo se podría simplificar a  $2H/3$  o  $0.6H$ .

Además, las aceleraciones verticales y horizontales son partes del análisis donde:

$w_s$  : Peso de la cuña deslizando

$K_h$  : Coeficiente de aceleración sísmica horizontal

$K_v$  : Coeficiente de aceleración sísmica vertical

Donde:

$$K_h = \frac{2}{3} a_g F$$

$$K_v = \frac{2}{3} K_h$$

Siendo el  $a_g$  la aceleración en la base (PGA).

En función a la Normativa peruana el coeficiente de aceleración sísmica horizontal sería expresada de la siguiente forma:

$$K_h = \frac{2}{3} (Z)(S)$$

Siendo:

Z : Zona sísmica (E.030)

S : Tipo de suelo (E.030)

Por ejemplo, en Chupaca – Junin, según la Norma E.030, se tendría que el valor del Z sería de 0.35 (g). Además, para considerar el diseño para un sismo con  $T_r$  de 2000 años, se le añadirá un factor de 1.5. Para un suelo de S2 se tiene un factor de 1.15 lo que resulta en un  $a_g = 0.40$ , se tiene lo siguiente:

$$K_h = \frac{2}{3} (0.40)(1.5) = 0.40$$

$$K_v = \frac{2}{3} (0.40) = 0.267$$

$$\theta_{MO} = \arctan \left( \frac{0.40}{1 - 0.267} \right) = 28.62^\circ = 0.50 \text{ rad}$$

Se presenta el diseño del muro de contención del eje "BD":

<b>CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL DE RELLENO</b>			
$\varphi$	39°	0.68rad	Ángulo de fricción interna del relleno en trasdós
$\delta$	26.00°	0.45rad	Ángulo de fricción entre el relleno en trasdós y muro
$\beta$	0°	0.00rad	Inclinación del relleno
$\gamma_s$	2	tf/m <sup>3</sup>	Peso específico del suelo
$\gamma_c$	2.4	tf/m <sup>3</sup>	Peso del concreto armado
Df	1.35	m	Profundidad de cimentación (respecto al intradós)
qadm	3.9	kgf/cm <sup>2</sup>	Capacidad portante del Suelo
FS	3		Factor de seguridad (GEOTECNIA)

<b>CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL DEL CONCRETO</b>			
$f_c$	280	kgf/cm <sup>2</sup>	Resistencia del concreto armado
$f_r$	33.47	kgf/cm <sup>2</sup>	Resistencia a tracción del concreto
$f_y$	4200	kgf/cm <sup>2</sup>	Resistencia del acero

<b>PARÁMETROS SÍSMICOS</b>			
$a_g=Z$	0.525	(g)	Aceleración en roca
$F_a=S$	1.15		Factor de Sitio que depende del tipo de suelo
$kh_0$	0.60375		
$kh$	0.403		Coficiente sísmico horizontal
$kv$	0.268		Coficiente sísmico vertical
$\theta_{mo}$	28.816°	0.503rad	

<b>GEOMETRÍA</b>			
H	3.7	m	Altura del muro armado
h	2.85	m	Altura de la pantalla enterrada del muro
B	2.65	m	Ancho de la base
hz	0.85	m	Peralte de zapata
tp	0.25	m	Espesor del muro en corona
tb	0.25	m	Espesor del muro en la base
$x_p+x_t$	2.40	m	
$x_p$	0.9	m	Longitud de la Punta (tracción)
$x_t$	1.50	m	Longitud del Talón (compresión)
a	0.00	m	Ensanche del muro en el intradós
b	0.00	m	Ensanche del muro en el trasdós
hp	2.85	m	Altura del muro más corona de 30 cm
$\theta$	90.00°	1.57rad	Ángulo del trasdós con la horizontal
$\omega$	90.00°	1.57rad	Ángulo del intradós con la horizontal
$\theta'$	0.00°	0.00rad	$\theta'$ para M-O
$i=\theta'+\delta$	26.00°	0.45rad	Inclinación del empuje respecto a la horizontal (Coulumb)
$i=\beta$	0.00°	0.00rad	Inclinación del empuje respecto a la horizontal (Rankine)

---

**EMPUJES**

---

Ka	0.208	Coeficiente de Empuje Activo (Coulomb) - AASHTO
Γ	3.23	

---

1) Cálculo del peso propio del muro (DC) - AASHTO

Elemento	Peso (w)	x	z	wx	wz
Zapata	5.406	1.325	0.425	7.163	2.298
Muro 1	0.000	0.900	1.800	0.000	0.001
Muro 2	1.710	1.025	2.275	1.753	3.890
Muro 3	0.000	1.150	1.800	0.000	0.000
<b>Wtotal</b>	<b>7.116</b>		$\Sigma$	<b>8.916</b>	<b>6.188</b>

Resumen:

Wtotal	<b>7.12</b>	tnf
Xcg	<b>1.25</b>	m
Zcg	<b>0.87</b>	m

2) Empuje de relleno seco por Coulomb (EH)

---

**EMPUJE DE RELLENO SECO (COULOMB) (EH)**

---

h*	3.7	m	h*=H
EH	2.85	tf	Empuje para la altura H
EH <sub>h</sub>	2.56	tf	Empuje para la altura H horizontal
EH <sub>v</sub>	1.25	tf	Empuje para la altura V vertical
X	2.65	m	Coordenada en X
Z	1.23	m	Coordenada en Y

---

3) Empuje de sobre carga uniforme (ES)

---

**SOBRE CARGA UNIFORME (ES)**

---

S/C	3.50	tf/m <sup>2</sup>	Sobrecarga uniforme
Es <sub>z</sub>	5.25	tf	Sobrecarga vertical
X	0.75	m	Coordenada en X
h*	3.70	m	h*=H
ES	2.70	tf	Empuje para altura H
ES <sub>h</sub>	2.42	tf	Componente horizontal del empuje generado por ES
ES <sub>v</sub>	1.18	tf	Componente vertical del empuje generado por ES
X	2.65	m	Coordenada en X
Z	1.85	m	Coordenada en Z

---

4) Cálculo de presión vertical del relleno sobre estructura (EV)

Elemento	Peso relleno	X (m)	Z (m)	P.X	P.Z
1	0.000	1.650	3.700	0.000	0.000
2	0.000	1.150	2.750	0.000	0.000
3	8.549	1.900	2.275	16.244	19.450
<b>ΣPr</b>	<b>8.549</b>		<b>Σ</b>	<b>16.244</b>	<b>19.450</b>

Resumen:

<b>Presión Vertical</b>	EV	<b>8.55</b>	tf
<b>Coordenada en X</b>	X <sub>cg</sub>	<b>1.90</b>	tf
<b>Coordenada en Y o Z</b>	Z <sub>cg</sub>	<b>2.28</b>	tf

5) Cálculo de cargas por efectos de sismo

**5) CÁLCULO DE CARGAS POR EFECTOS SÍSMICOS (M-O)**

K <sub>ae</sub>	0.823	tf	Coefficiente de empuje por sismo
h*	3.70	m	h*=H
E <sub>ae</sub>	8.24	tf	Empuje total = Estático + Dinámico
ΔE <sub>ae</sub>	5.39	tf	Empuje Dinámico (SISMO)
ΔE <sub>ae<sub>h</sub></sub>	4.84	tf	Empuje Dinámico horizontal
ΔE <sub>ae<sub>v</sub></sub>	2.36	tf	Empuje Dinámico vertical
X	2.65	m	Coordenada en X
Z	2.22	m	Coordenada en Z

Las combinaciones de carga a utilizar son:

ESTADOS	DC	EH	LS	ES	EV	ΔE <sub>ae</sub>
<b>RESIST 1.A</b>	0.90	1.50	1.75	1.50	1.00	-
<b>RESIST 1.B</b>	1.25	1.50	1.75	1.50	1.35	-
<b>Ev. Ext 1</b>	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00

Cargas totales en vertical:

Carga	F <sub>v</sub> (tf)	X (m)	M <sub>v</sub> (tf.m)
DC	7.116	1.253	8.916
EH <sub>v</sub>	1.249	2.650	3.311
LS <sub>vz</sub>	0.000	0.750	0.000
LS <sub>v</sub>	0.000	2.650	0.000
ES <sub>vz</sub>	5.250	0.750	3.937
ES <sub>v</sub>	1.182	2.650	3.132
EV	8.549	1.900	16.244
ΔE <sub>ae<sub>v</sub></sub>	2.362	2.650	6.260
<b>Σ</b>	<b>25.71</b>	<b>Σ</b>	<b>41.80</b>

Cargas totales en horizontal:

Carga	Fv (tf)	Z (m)	Mv (tf.m)
EH <sub>h</sub>	2.562	1.233	3.159
LS <sub>h</sub>	0.000	1.850	0.000
ES <sub>h</sub>	2.423	1.850	4.483
ΔEae <sub>h</sub>	4.844	2.220	10.753
<b>Σ</b>	<b>9.83</b>	<b>Σ</b>	<b>18.39</b>

Con las combinaciones de carga y las fuerzas totales en horizontal y vertical obtenemos las cargas últimas:

Cargas últimas verticales:

ESTADOS	Fvu (tf)	Mvu (tf.m)
<b>RESIST 1.A</b>	26.48	39.84
<b>RESIST 1.B</b>	31.96	48.64
<b>Ev. Ext 1</b>	25.71	41.80

Cargas últimas horizontales:

ESTADOS	Fhu (tf)	Mvu (tf.m)
<b>RESIST 1.A</b>	7.48	11.46
<b>RESIST 1.B</b>	7.48	11.46
<b>Ev. Ext 1</b>	9.83	18.39

Ahora, el análisis por estabilidad al volteo y presiones actuantes, sabiendo que la presión admisible es:

$$q_n = FS \times q_{adm} = 3 \times 3.9 = 11.7 \frac{kgf}{cm^2}$$

ESTADOS	MR (tf.m)	Vu (tf)	Xo (m)	e (m)	e/B	FSV	
<b>RESIST 1.A</b>	28.38	26.48	1.07	0.253	0.10B	3.48	Cumple
<b>RESIST 1.B</b>	37.18	31.96	1.16	0.162	0.06B	4.24	Cumple
<b>Ev. Ext 1</b>	23.41	25.71	0.91	0.41	0.16	2.27	Cumple

ESTADOS	φ <sub>b</sub>	qr (kgf/cm <sup>2</sup> )	qu (kgf/cm <sup>2</sup> )	
<b>RESIST 1.A</b>	0.55	6.44	1.24	Cumple
<b>RESIST 1.B</b>	0.55	6.44	1.37	Cumple
<b>Ev. Ext 1</b>	1.00	11.70	1.41	Cumple

Análisis de estabilidad por deslizamiento donde la fuerza resistente se determina como:

$$R_f = N \times \tan(\mu)$$

ESTADOS	Hu (tf)	Rf (tf)	Rd	Ff (tf)	FSD	
RESIST 1.A	7.48	12.91	0.00	12.91	1.73	Cumple
RESIST 1.B	7.48	15.59	0.00	15.59	2.08	Cumple
Ev. Ext 1	9.83	12.54	0.00	12.54	1.28	Cumple

Para el diseño de pantalla se trabajarán con las combinaciones últimas horizontales

Características de sección		
re	7.5	cm
$\phi$ barra	5/8	pulgadas
dc	8.29	cm
h=tb	25.00	cm
d	16.71	cm
Sc	10417.50	cm <sup>3</sup>
Mc <sub>r</sub>	3.83	tf.m

Estados	Fhu (ft)	Mhu (tf.m)	$\phi$ flexión n	$\omega$	$\rho$	A <sub>sc</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	a (cm)	$\phi$ Mn (tf.m)	M <sub>Asmin</sub> (tf.m)	Verif
RESIST 1.A	5.08	6.16	0.9	0.092	0.0062	10.30	2.794	9.17	3.84	Cumple Flexión
RESIST 1.B	5.08	6.16	0.9	0.092	0.0062	10.30	2.794	9.17	3.84	Cumple Flexión
Ev. Ext 1	6.26	9.02	1	0.124	0.0083	13.86	2.794	10.19	3.84	Cumple Flexión
<b>Max</b>	<b>6.26</b>	<b>9.02</b>			<b>Max</b>	<b>13.86</b>	<b>Max</b>	<b>10.19</b>		

Estados	$\phi$ cortante	dv (cm)	$\phi$ Vn(tf)	Verif
RESIST 1.A	0.90	15.31	13.59	Cumple cortante
RESIST 1.B	0.90	15.31	13.59	Cumple cortante
Ev. Ext 1	1.00	15.31	13.59	Cumple cortante

Armado de pantalla		
A <sub>sc</sub>	13.87	cm <sup>2</sup> /m
$\phi$ barra	5/8	pulgadas
s	0.125	m

A continuación, en los siguientes cuadros se presenta el procedimiento de diseño del talón:

Carga	Fv (tf)	x (m)	Mv (tf*m)
DC_talón	3.06	0.75	2.29
LSz	0.00	0.75	0.00
ESz	5.25	0.75	3.94
EV	8.55	0.75	6.41
	<b>16.86</b>		<b>12.64</b>

Características de sección		
re	7.50	cm
φbarra	5/8	pulgadas
dc	8.29	cm
h=hz	85.00	cm
d	76.71	cm
Sc	120416.67	cm <sup>3</sup>
Mcr	44.33	tf*m

Estados	Vu (tf)	Mu (tf.m)	φf	ω	ρ	As (cm <sup>2</sup> /m)	a (cm)	Mn (tf.m)	M_Asmin (tf.m)	Verif
Res. 1a	19.18	14.38	0.9	0.010	0.0007	4.99	1.75	28.37	19.13	Cumple Flexión
Res. 1b	23.24	17.43	0.9	0.012	0.0008	6.05	1.75	28.37	23.18	Cumple Flexión
Event. Ext	16.86	12.64	1	0.008	0.0005	3.94	1.75	31.52	16.82	Cumple Flexión
Max	<b>23.24</b>	<b>17.43</b>			Max	<b>6.05</b>	Max	<b>31.52</b>		

Estados	φcortante	dv (cm)	φVn(tf)	Verif
Res. 1a	0.90	75.83	67.25	Cumple cortante
Res. 1b	0.90	75.83	67.25	Cumple cortante
Event.Ext	1.00	75.83	67.25	Cumple cortante

#### Armado de talón

As_cal	6.05	cm <sup>2</sup> /m
φbarra	5/8	Pulgadas
s	<b>0.20</b>	m

En siguientes cuadros se presenta el procedimiento de diseño de la punta:

Características de sección		
re	7.50	cm
φbarra	5/8	pulgadas
dc	8.29	cm
h=hz	85.00	cm
d	76.71	cm
Sc	120416.67	cm <sup>3</sup>
Mcr	44.33	tf*m

Estados	qu1 (tf/m2)	qu2 (tf/m2)	qu3 (tf/m2)	qu_V	qu_M	Vu (tf)	Mu (tf*m)	$\phi_f$	$\omega$	$\rho$
Res. 1a	15.719	4.263	11.828	13.77	13.13	1.83	5.58	0.9	0.004	0.0003
Res. 1b	16.472	7.648	13.475	14.97	14.47	1.99	6.06	0.9	0.004	0.0003
Event.Ext	18.808	0.595	12.623	15.72	14.68	2.09	6.36	1	0.004	0.0003
<b>Max</b>						<b>2.09</b>	<b>6.36</b>			

Estados	As(cm2/m)	a (cm)	Mn(tf.m)	Mn_Asmin(tf.m)	Verif
Res. 1a	1.93	1.75	28.37	7.42	Cumple Flexión
Res. 1b	2.10	1.75	28.37	8.07	Cumple Flexión
Event.Ext	1.98	1.75	31.52	8.47	Cumple Flexión

Estados	$\phi_{cortante}$	dv (cm)	$\phi Vn(tf)$	Verif
Res. 1a	0.90	75.83	67.25	Cumple cortante
Res. 1b	0.90	75.83	67.25	Cumple cortante
Event.Ext	1.00	75.83	67.25	Cumple cortante

#### Armado de punta

As_cal	2.10	cm2/m
$\phi_{barra}$	5/8	pulgadas
s	0.20	m

Cálculo del acero por temperatura:

Características de sección		
b	285.00	cm
h	25.00	cm
Ast	2.07	cm2
$\phi_{barra}$	3/8"	pulgadas
s	0.275	m
Acero colocado	2.59	cm2
Armado	3/8"@0.275	

Elaboración propia

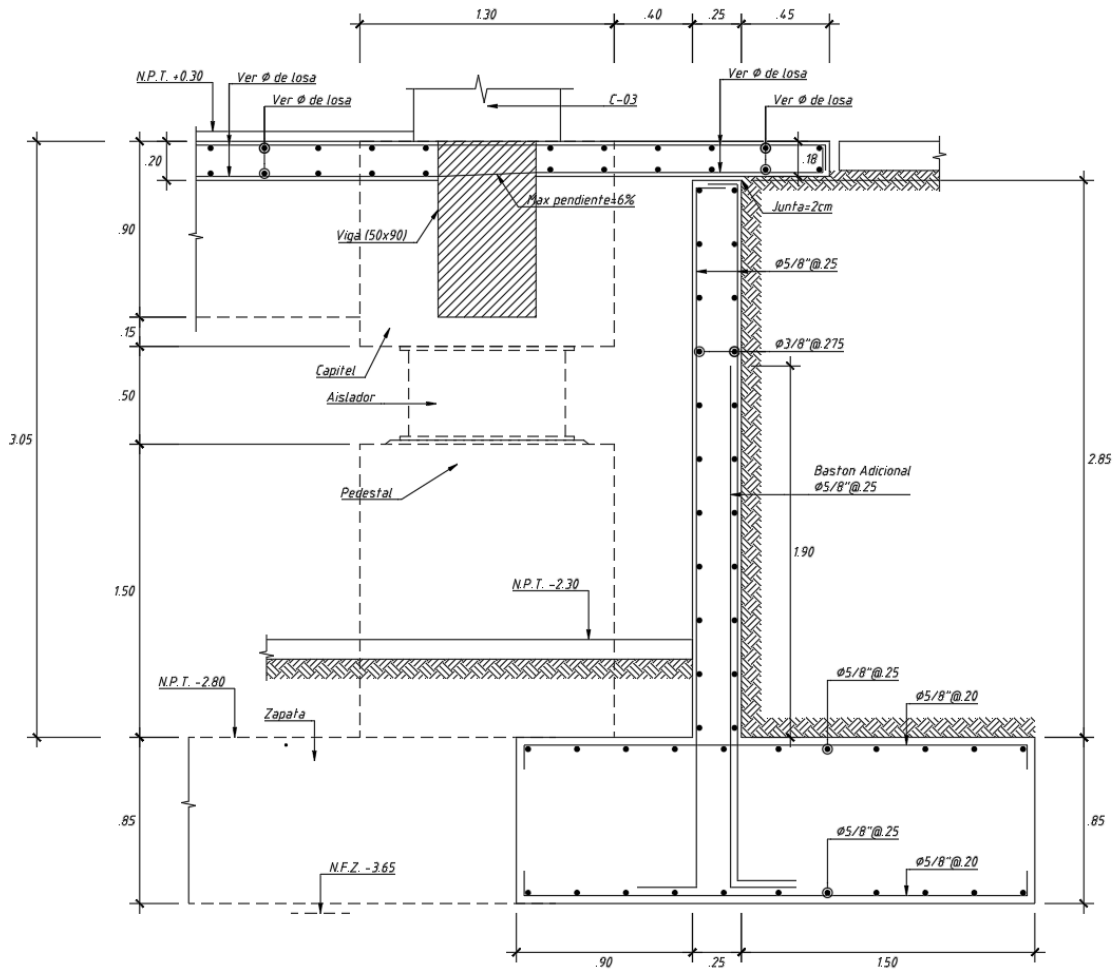


Figura 82. Esquema de diseño de muros de contención.

### 6.3 DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

El diseño de las cimentaciones tiene como objetivo principal transferir las cargas estructurales al terreno de forma segura, garantizando que las presiones generadas no excedan la capacidad portante del suelo. En este proyecto, se contemplaron zapatas aisladas y combinadas como parte del sistema de cimentación. Como ejemplo ilustrativo, se presenta el diseño de una zapata aislada, mientras que las zapatas combinadas se modelaron y analizaron mediante el programa SAFE, en cumplimiento de la Norma Técnica de Edificaciones E.060.



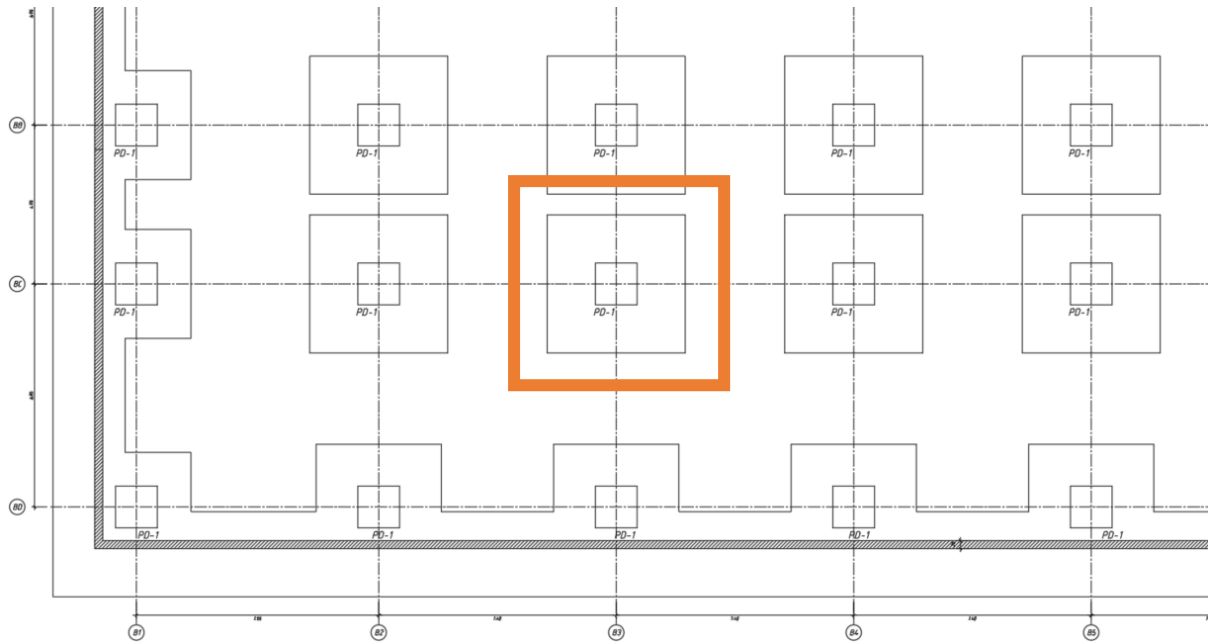


Figura 84. Vista en planta de la zapata elegida para ejemplo de diseño  
 Nota. Elaboración propia.

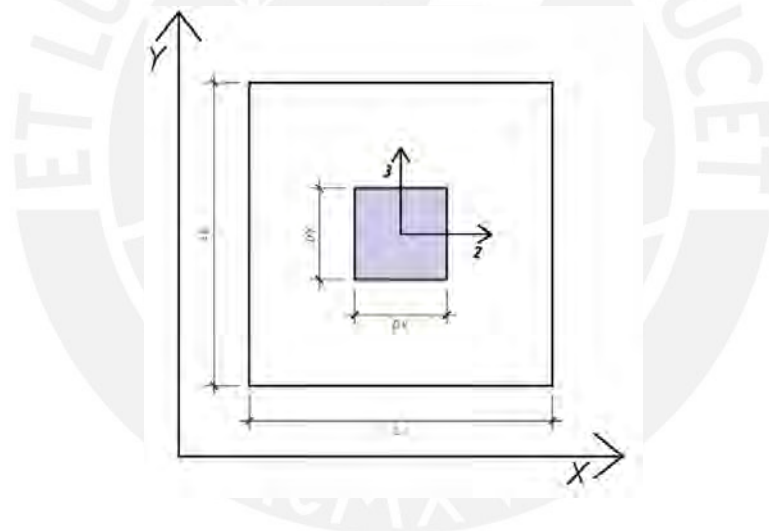


Figura 85. Ejes locales y globales para considerar para la exportación de datos.

Nota. Elaboración propia.

Tabla 65. Cargas obtenidas de análisis estructural.

Caso de carga	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
Dead	-347.8	-0.01	0.04	0.07	-0.02
Live	-103.2	0	0.01	0.02	-0.01
Sx	28.9	46.1	14.3	129.1	200.9
Sy	75.3	14.2	47.3	195.1	137.1

Nota. Elaboración propia.

Es importante señalar que, para las cargas inducidas por sismos, el análisis proporciona los valores de cargas últimas. Sin embargo, conforme a lo estipulado en la norma E.060, estos valores pueden reducirse al 80% para la verificación de los esfuerzos actuantes en el suelo

- Predimensionamiento sin cargas de sismo.

Para realizar un predimensionamiento preliminar, que permita estimar de manera aproximada el área requerida para la cimentación, se consideran únicamente las cargas gravitacionales en estado de servicio. Adicionalmente, para incluir el efecto del peso propio de la zapata, se aplica un incremento del 5% al 10%, dependiendo de las características del terreno: valores menores para suelos duros y mayores para suelos blandos.

En caso de que existan momentos significativos que afecten la distribución de las presiones, es posible ajustar la presión admisible del terreno aplicando un factor de reducción de 0.95.

$$A_{tentativa} = \frac{P_{total}}{\sigma_{adm}} = \frac{(348 + 103) \times 1.05}{39 \times 0.95} = 12.8 \text{ m}^2$$

El predimensionamiento inicial determinó que se requiere un área mínima de 12.8 m<sup>2</sup>, lo que corresponde a una sección de 3.7 m x 3.7 m. Esta configuración implica un volado mínimo de cimentación de 1.2 m en ambas direcciones.

Sin embargo, tras realizar las verificaciones incorporando los efectos de la carga sísmica, se ajustó la sección de la zapata a 4.3 m x 4.3 m, con volados uniformes de 1.5 m en ambas direcciones. Por consiguiente, todas las verificaciones siguientes se realizarán utilizando estas dimensiones finales.

- Verificación de esfuerzos sobre el terreno (Cargas de gravedad)

Para las verificaciones, se incluyeron tanto el peso propio de la zapata como el peso del terreno que actúa sobre ella. Además, se consideró una sobrecarga adicional de 200 kg/m<sup>2</sup>, correspondiente al acceso necesario para inspeccionar los dispositivos de aislamiento.

De acuerdo con el análisis realizado, los momentos que actúan sobre la zapata resultaron ser despreciables. Por tanto, el esfuerzo transmitido al terreno se determina únicamente por la acción de las cargas verticales, lo que simplifica el cálculo y permite concentrarse en la distribución uniforme de las presiones bajo la cimentación.

$$\sigma = \frac{P_{total}}{A} = \frac{401.7+103.2}{4.3 \times 4.3} = 27.3 \text{ ton/m}^2 < 39 \text{ ton/m}^2 \rightarrow (\text{cumple})$$

➤ Verificación de esfuerzos sobre el terreno (Cargas de sismo)

Se llevó a cabo la verificación de los esfuerzos en el suelo, incluyendo los efectos de las cargas sísmicas. De acuerdo con la Norma E.060, para cargas eventuales como las generadas por un sismo, se permite incrementar en un 30% el valor de la presión admisible del terreno. Para esta verificación, se utilizan las expresiones que se muestran a continuación y, posteriormente, se presenta el cuadro de resultados.

Sismo positivo en dirección X.

$$\sigma_x = \frac{Pd + Pl + Psx}{A} \pm \frac{6M_{33-sx}}{Ly * Lx^2} \pm \frac{6M_{22-sx}}{Lx * Ly^2}$$

$$\rightarrow \frac{401.7 + 103.2 - 23.1}{4.3 * 4.3} \pm \frac{6x(160.6)}{4.3 * 4.3^2} \pm \frac{6x(103.2)}{4.3 * 4.3^2}$$

Sismo negativo en dirección X.

$$\sigma_x = \frac{Pd + Pl - Psx}{A} \pm \frac{6M_{33-sx}}{Ly * Lx^2} \pm \frac{6M_{22-sx}}{Lx * Ly^2}$$

$$\rightarrow \frac{401.7 + 103.2 + 23.1}{4.3 * 4.3} \pm \frac{6x(160.6)}{4.3 * 4.3^2} \pm \frac{6x(103.2)}{4.3 * 4.3^2}$$

Sismo positivo en dirección Y.

$$\sigma_y = \frac{Pd + Pl + Psy}{A} \pm \frac{6M_{22-sy}}{Lx * Ly^2} \pm \frac{6M_{33-sy}}{Ly * Lx^2}$$

$$\rightarrow \frac{401.7 + 103.2 - 60.26}{4.3 * 4.3} \pm \frac{6x(156)}{4.3 * 4.3^2} \pm \frac{6x(109)}{4.3 * 4.3^2}$$

Sismo negativo en dirección Y.

$$\sigma_y = \frac{Pd + Pl - P_{sy}}{A} \pm \frac{6M_{22-sy}}{Lx * Ly^2} \pm \frac{6M_{33-sy}}{Ly * Lx^2}$$

$$\rightarrow \frac{401.7 + 103.2 + 60.26}{4.3 * 4.3} \pm \frac{6x(156)}{4.3 * 4.3^2} \pm \frac{6x(109)}{4.3 * 4.3^2}$$

A continuación, se presenta la tabla resumen de los esfuerzos actuantes sobre el terreno. En caso de que se generen esfuerzos de tracción, se debe proceder a redistribuir las presiones utilizando la teoría de Meyerhoff. No obstante, para esta zapata en particular, se observa que no se presentan esfuerzos de tracción

**Tabla 66. Esfuerzos obtenidos en las esquinas de la zapata.**

	Sx		Sy	
	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
$\sigma_1$ (ton/m <sup>2</sup> ) =	46	48.5	44.1	50.6
$\sigma_2$ (ton/m <sup>2</sup> ) =	30.4	32.9	27.6	34.1
$\sigma_3$ (ton/m <sup>2</sup> ) =	21.7	24.2	20.5	27.1
$\sigma_4$ (ton/m <sup>2</sup> ) =	6.1	8.6	4	10.5

*Nota. Elaboración propia.*

En todos los casos analizados, los esfuerzos generados resultan menores al límite permitido,  $1.3 \times 39 = 50.7$  ton/m<sup>2</sup>. Por lo tanto, las dimensiones finales de la zapata se establecen en 4.3 m × 4.3 m, cumpliendo con los requisitos estructurales y geotécnicos.

➤ Cálculo de esfuerzo último.

El diseño de la zapata frente a los efectos de cortante, punzonamiento y flexión debe realizarse considerando las presiones últimas, lo que implica amplificar las presiones aplicadas de acuerdo con las combinaciones especificadas en la normativa vigente. Esto requiere que los cálculos previos se ajusten amplificando tanto las cargas como los momentos en función de dichas combinaciones. No obstante, este proceso puede simplificarse al amplificar directamente la presión obtenida con cargas de servicio mediante el uso de un coeficiente intermedio o aproximado (Higashi, 2019). Esta aproximación permite obtener resultados

precisos sin necesidad de realizar una ampliación individual de cada componente, optimizando así el procedimiento de diseño.

$$\sigma_{gravedad} = 1.6 \times 27.3 = 43.7 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{Sx} = 1.25 \times 48.5 = 60.6 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{Sy} = 1.25 \times 48.5 = 63.2 \text{ ton/m}^2$$

Los esfuerzos máximos obtenidos fueron de 60.6 ton/m<sup>2</sup> cuando el sismo actúa en dirección X, y de 63.2 ton/m<sup>2</sup> cuando actúa en dirección Y. Para simplificar el proceso de diseño se adoptará un esfuerzo último de 63.2 ton/m<sup>2</sup>, que corresponde al valor más alto registrado, para todas las verificaciones.

➤ Diseño por punzonamiento.

Es necesario verificar que el concreto sea capaz de resistir la cortante última por punzonamiento, un tipo de esfuerzo cortante concentrado que se presenta en las zonas cercanas a las caras de la zapata debido a las cargas verticales. Este fenómeno se caracteriza por una falla frágil y local abrupta, que puede desencadenar el colapso de la cimentación. Para llevar a cabo esta verificación, la sección crítica se ubica a una distancia de  $d/2$  de la cara de la zapata, donde  $d$  corresponde a la altura efectiva de la cimentación.

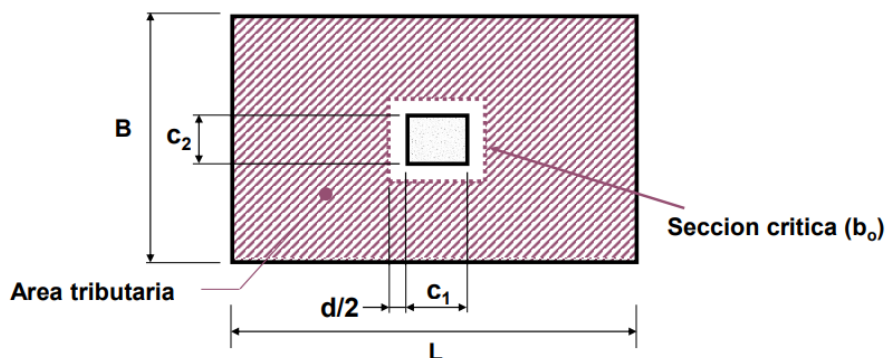


Figura 86. Sección crítica para el diseño por punzonamiento.

Nota. Tomado de "Diseño De cimentaciones superficiales" por Higashi., 2021.

Para realizar la verificación de la resistencia a punzonamiento, se debe cumplir la condición  $V_u \leq \phi V_c$ , donde  $V_u$  es la cortante última aplicada,  $\phi$  es el factor de seguridad correspondiente, y  $V_c$  es la resistencia a la cortante del concreto. El primer paso es asumir un valor inicial del peralte efectivo "d" de la zapata. Tras realizar las iteraciones necesarias, se obtuvo un valor de  $d=0.75$  m, que se utilizará en los cálculos. A continuación, se explica el procedimiento para verificar la cortante última por punzonamiento.

Para obtener la cortante última por punzonamiento, se aplica la siguiente fórmula:

$$A_0 = (c1 + d) * (c2 + d)$$

$$V_u = \sigma_u x (A_{total} - A_0) = 63.2 * (4.3 * 4.3 - 2.05 * 2.05) = 903 \text{ ton}$$

Para determinar la cortante resistente del concreto ( $V_c$ ), se emplean las fórmulas descritas en el capítulo 11.12.2.1 de la norma E.060. Este capítulo establece que  $V_c$  debe ser el menor de los siguientes valores:

$$V_{c1} = 0.53x \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f'c} * b_0 * d$$

$$V_{c2} = 0.27 \left( \frac{\alpha_s * d}{b_0} + 2 \right) \sqrt{f'c} * b_0 * d$$

$$V_{c3} = 1.06 \sqrt{f'c} * b_0 * d$$

Donde:

$$b_0 = 2 * ((c1 + d) + (c2 + d))$$

$\beta$ : relación del lado largo al lado corto de la sección de la columna, la carga concentrada o el área de reacción.

$\alpha_s$ : factor igual a 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas de esquina.

Aplicando estas fórmulas, se obtienen los siguientes resultados, de los cuales se selecciona el menor valor, tal como lo establece la norma.

$$V_{c1} = 1677.4 \text{ ton}, V_{c2} = 1911.1 \text{ ton}, V_{c3} = 1132 \text{ ton}$$

Por lo tanto, la resistencia a la cortante última por punzonamiento es:

$$\phi V_c = 0.85 \times 1132 = 962.2 \text{ ton}$$

Este valor es mayor que la cortante última aplicada (903 ton), lo que confirma que el diseño cumple con los requisitos de resistencia por punzonamiento. En consecuencia, el peralte efectivo de 0.75 m es adecuado para satisfacer las exigencias de diseño por punzonamiento.

➤ Diseño por fuerza cortante.

El diseño por fuerza cortante se plantea de manera que la resistencia del concreto sea suficiente para soportar la cortante última sin requerir refuerzo de acero. La verificación de esta condición se realiza a una distancia "d" desde la cara de la zapata.

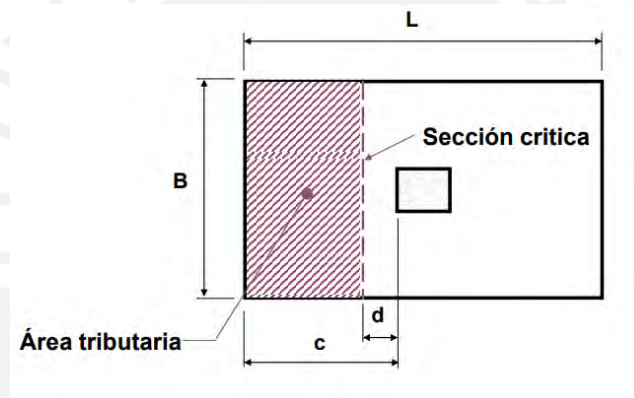


Figura 87. Sección crítica para diseño por cortante.

*Nota. Tomado de "Diseño De cimentaciones superficiales" por Higashi., 2021.*

La cortante última ( $V_u$ ) se calcula utilizando la siguiente ecuación.

$$V_u = B \times (c - d) = 63.2 \times 4.3 \times (1.5 - 0.75) = 203.8 \text{ ton}$$

La resistencia del concreto  $\phi V_c$  se determina aplicando la siguiente formula.

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{280} \times 4.3 \times 0.75 = 243.1 \text{ ton}$$

Por lo tanto, se verifica que  $V_u \leq \phi V_c$ . La verificación debe realizarse en ambas direcciones; sin embargo, en este caso, al tratarse de una zapata cuadrada, los resultados son idénticos en ambas direcciones. Se concluye que la resistencia por cortante cumple con los requisitos establecidos.

➤ Diseño por flexión.

Para el diseño por flexión, se considera la zapata como una losa en voladizo de un metro de ancho. De acuerdo con la Norma E.060, se debe instalar como mínimo el siguiente refuerzo de acero:

$$A_s \geq 0.0018bh$$

El diseño por flexión debe cumplir con la siguiente igualdad.

$$Mu = \frac{\sigma_u * c^2}{2} \leq \phi Mn = \phi A_s * f_y * (d - \frac{a}{2})$$

$$a = d - \left[ d^2 - \frac{2|Mu|}{\phi 0.85 f' c b} \right]^{1/2}$$

Se muestra los resultados del diseño por flexión en la siguiente tabla.

**Tabla 67. Esfuerzos obtenidos en las esquinas de la zapata.**

<b>En dirección X:</b>		<b>En dirección Y:</b>	
Volado (m)=	1.5	Volado (m)=	1.5
Mu(ton.m)=	68.2	Mu(ton.m)=	71.1
b (m)=	1	b (m)=	1
As (cm2) =	<b>24.8</b>	As (cm2)=	<b>25.9</b>
1"	5.07	1"	5.07
# de varillas =	4.89	# de varillas =	5.1
s (m) =	0.205	s (cm) =	0.196
Asmin (cm2) =	15.3	Asmin (cm2) =	15.3

*Nota. Elaboración propia.*

En base a estos resultados, se coloca una malla inferior de 1" de diámetro, con un espaciado de 20 cm, para cumplir con los requisitos de acero mínimo. El diseño final de la zapata, que incluye la distribución de acero y las dimensiones definidas, se muestra a continuación.

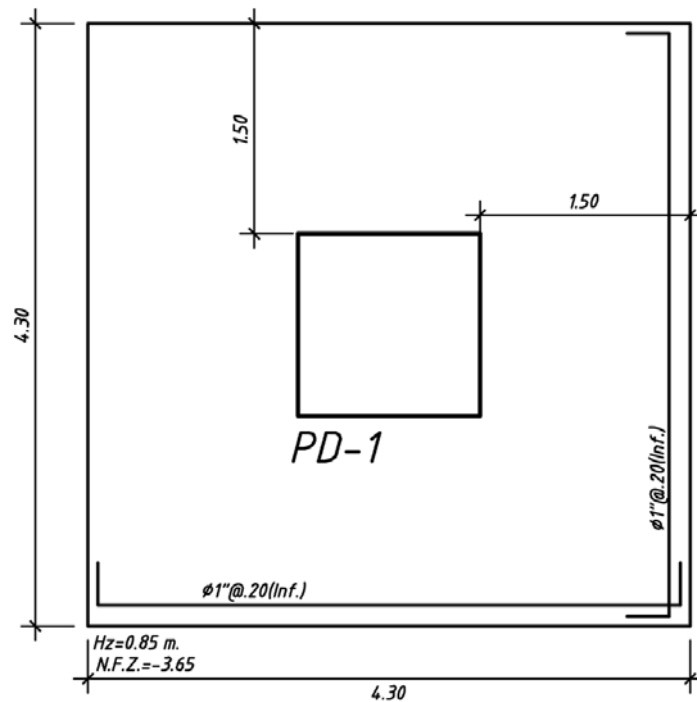


Figura 88. Diseño de la zapata.

*Nota. Elaboración propia.*

Para los demás elementos, se realizó un modelo mediante SAFE, considerando un coeficiente de balasto de  $7.8 \text{ kg/cm}^3$ . Este valor fue seleccionado tomando como referencia la clasificación de suelos para resortes de Winkler, la cual establece rangos típicos de rigidez para suelos con características similares a las reportadas en el estudio de suelos del proyecto.

El modelo incluye los muros de contención y las cargas asociadas. A continuación, se presenta la envolvente de los esfuerzos en el suelo obtenida para los casos de carga gravitacional y carga gravitacional con acción sísmica.

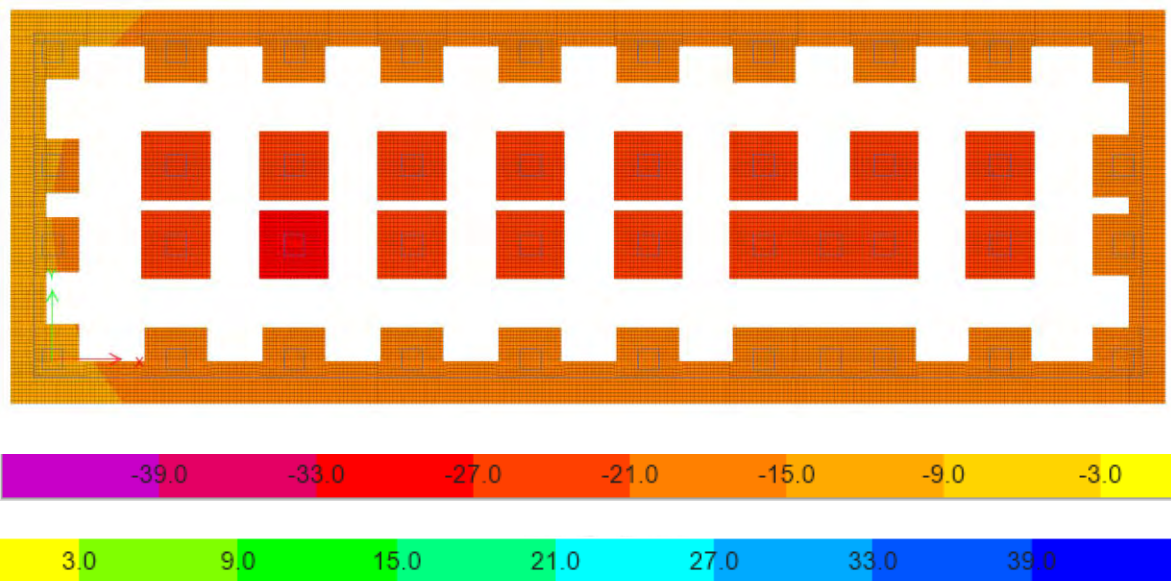


Figura 89. Envolvente de esfuerzos debido a cargas de gravedad [-39 ton.m; +39 ton.m].

Nota. Elaboración propia.

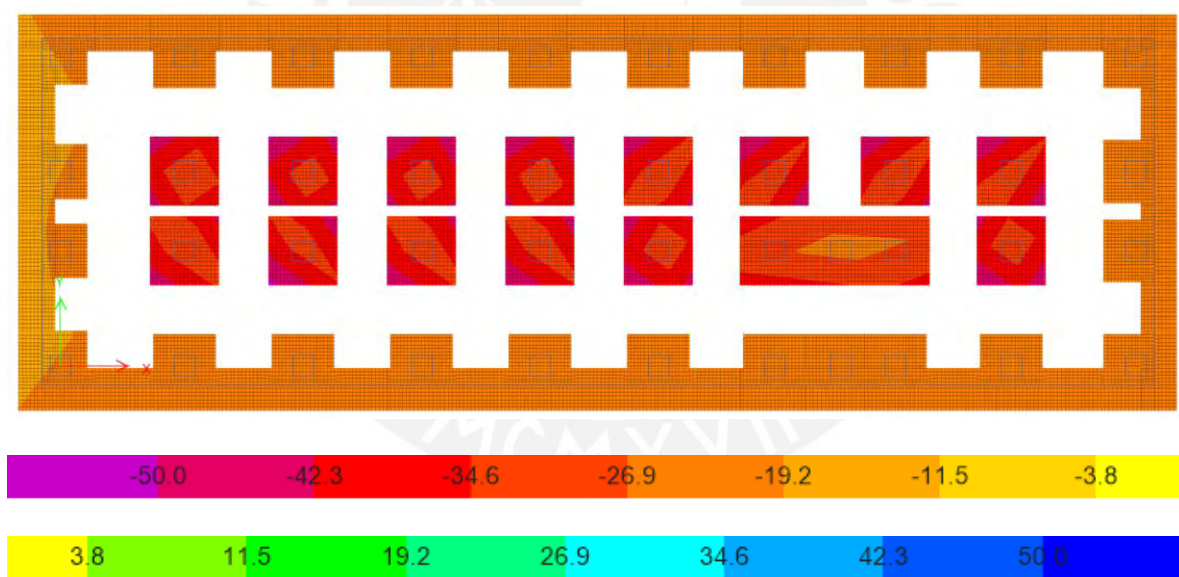


Figura 90. Envolvente de esfuerzos incluyendo fuerzas sísmicas [-50 ton.m; +50 ton.m].

Nota. Elaboración propia.

Las figuras permiten comprobar que los esfuerzos transmitidos al suelo se mantienen dentro del límite establecido en el estudio de suelos.

## 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 7.1 CONCLUSIONES

De la presente tesis se concluye lo siguiente.

El uso de aisladores elastoméricos con núcleo de plomo ha demostrado ser una solución eficiente para reducir las derivas y aceleraciones en la superestructura. Los análisis espectral y tiempo-historia confirman que el desplazamiento relativo de entrepiso se mantiene dentro de los límites establecidos por la norma E.031, garantizando el desempeño esperado del edificio frente a sismos severos. Además, se ha observado una reducción significativa de las aceleraciones en la superestructura, lo que minimiza el daño potencial en los elementos no estructurales y asegura la continuidad operativa del hospital. En particular, se registraron aceleraciones de 0.24g en los primeros cuatro pisos y 0.3g en la azotea, lo que sugiere que los equipos hospitalarios experimentarán, como máximo, daños leves según el manual HAZUS.

El análisis del modelo de base fija arrojó un período de 0.89 s con una masa sísmica de 1209 tonf·s<sup>2</sup>/m, mientras que el período objetivo asumido fue de 3.5 s, lo que representa una relación de 3.93 entre ambos valores. Se emplearon dos tipos de dispositivos de aislamiento (AIS1 y AIS2), distribuidos de manera proporcional a la carga axial soportada. AIS2 posee una rigidez equivalente al 70% de la de AIS1. En total, se instalaron 16 dispositivos AIS1 y 26 dispositivos AIS2, ambos con una razón de amortiguamiento del 15%.

El partir del análisis tiempo historia para el límite nominal, se obtuvo una rigidez efectiva de 123.8 ton/m para AIS1 y de 86.6 ton/m para AIS2, con una razón de amortiguamiento del 19.6 %. El periodo del edificio resultante fue de 3.36 s en la dirección X y 3.37 s en la dirección Y. Además, la rigidez efectiva del sistema en la dirección X fue de 4233 ton/m, mientras que en la dirección Y fue de 4225 ton/m, manteniendo una razón de amortiguamiento del 19.6 %.

En el análisis tiempo-historia, la deriva media máxima fue de 2.24‰ en la dirección X y 3.06‰ en la dirección Y, valores menores al límite normativo de 5‰ según la norma E.031.

Las aceleraciones obtenidas fueron 0.18g en los primeros cuatro pisos y 0.22g en la azotea en la dirección X, mientras que en la dirección Y se registraron 0.24g y 0.3g, respectivamente. Esto confirma que los elementos no estructurales solo sufrirán daños leves, de acuerdo con el manual HAZUS.

La fuerza de restitución obtenida fue de 2.57% del peso del edificio, dentro del rango indicado por la norma E.031 (mayor a 2.5% del peso de la estructura). Además, se verificó la existencia de tracción en algunos dispositivos, principalmente en las esquinas y debido a cargas sísmicas en la dirección Y. Sin embargo, la carga vertical mínima obtenida fue en promedio 6 ton en compresión, lo que confirma que no se generaron fuerzas de tracción en los dispositivos, asegurando el cumplimiento de la Norma.

El desplazamiento de diseño total calculado en el nivel superior de aislamiento (DTM) es de 28.3 cm en la dirección X y 28.2 cm en la dirección Y. En función de estos valores, se estableció una junta mínima de 30 cm en cada dirección para garantizar un adecuado desempeño del sistema de aislamiento sísmico.

Del análisis modal espectral definitivo, se obtuvo una deriva máxima de 2.1 ‰ en la dirección X y 2.42 ‰ en la dirección Y, ambos valores por debajo del límite de 3.5 ‰ establecido por la normativa. Asimismo, las aceleraciones registradas en la azotea fueron de 0.16g en la dirección X y 0.20 g en la dirección Y.

Se empleó el análisis modal espectral para el diseño de los elementos de concreto armado, considerando un factor de reducción  $R = 1$  para la subestructura y  $R = 2$  para la superestructura.

La fuerza lateral de la superestructura obtenida mediante el análisis tiempo-historia fue de 796 toneladas, equivalente al 6.7 % del peso, mientras que para la subestructura se obtuvo una fuerza lateral de 1740 toneladas, correspondiente al 14.6 % del peso.

En este contexto, se determinó una fuerza lateral de diseño para la superestructura de 797 toneladas en ambas direcciones y una fuerza lateral mínima de 1569 toneladas para la

subestructura en ambas direcciones. Para alcanzar estas fuerzas mínimas en el análisis espectral, se aplicaron factores de escalamiento específicos para cada dirección. Como resultado, se obtuvieron factores de 1.22 en la dirección X y 1.25 en la dirección Y para el diseño de la superestructura, mientras que para la subestructura se emplearon factores de 1.00 en la dirección X y 1.02 en la dirección Y.

El edificio de concreto armado diseñado se realizó como un sistema estructural de pórticos especiales, para lo cual se realizaron las verificaciones pertinentes solicitadas por el capítulo 21 de la Norma E.060.

Las losas fueron verificadas por deflexiones. El espesor adoptado evita la fisuración bajo las cargas de servicio, por lo que la sección se considera no fisurada según la norma peruana. En consecuencia, se mantiene una inercia efectiva elevada y las deflexiones inmediata y diferida permanecen dentro de límites controlables.

El diseño de vigas es similar para ambas direcciones debido a los requisitos sísmicos obtenidos con el aislamiento sísmico. Así mismo, para el sistema de la superestructura se mantuvieron dimensiones de los elementos horizontales para evitar el congestionamiento de acero con la finalidad de evitar problemas de deflexiones y fisuración. La cantidad de acero colocado en los estribos tiene como finalidad asegurar el comportamiento dúctil de la estructura de concreto y evitar las fallas por corte. Como anteriormente se mencionó, el diseño por corte y capacidad se desarrollaron siguiendo los lineamientos brindados por la norma de diseño vigente (NTP E.060)

Las vigas de la superestructura se diseñaron con barras de refuerzo de 3/4" y 1". El refuerzo negativo máximo corresponde a 6 barras de 1", lo que representa una cuantía de tracción del 1.16%. De manera similar, en las vigas de la base de aislamiento se emplearon diámetros de refuerzo equivalentes, obteniéndose una cuantía máxima negativa del 1.02%.

El diseño de las columnas se realizó considerando la flexocompresión, el cortante y la capacidad. Además, se verificó el diseño del nudo y el cumplimiento del criterio de columna fuerte – viga débil. En la superestructura, se utilizaron secciones de  $0.75 \times 0.75$  m y  $0.35 \times 0.75$  m. Las columnas de  $0.75 \times 0.75$  m se agruparon en tres categorías: C-01, con una cuantía de acero del 1.13 %; C-02, con 1.29 %; y C-03, con 1.45 %. Finalmente, la sección de  $0.35 \times 0.75$  m, correspondiente a C-04, presentó una cuantía de 2.33 %.

Para el diseño de escaleras se consideró grandes sobrecargas. Estas van de 200 kg/cm<sup>2</sup> hasta los 500 kg/cm<sup>2</sup>, para lo cual se determinó un espesor con el cual se evite congestión de acero y una distribución de acero por flexión importante, siendo el espesor de la garganta 23 cm.

El sistema de cimentación está conformado principalmente por zapatas aisladas y combinadas, todas con un espesor de 0.85 m. Se consideraron volados de 1.05 m y 1.3 m para las zapatas combinadas, y de 1.5 m para las zapatas aisladas. En el diseño por flexión, el refuerzo de las zapatas aisladas se dispuso mediante mallas inferiores de 1" @20 cm. Además, se verificó cada uno de los elementos de la cimentación frente a esfuerzos de cortante y punzonamiento, asegurando su adecuado desempeño estructural.

## 7.2 RECOMENDACIONES

Una vez definida la configuración estructural del edificio, se recomienda realizar un análisis preliminar mediante el método modal espectral utilizando las propiedades nominales de los materiales para evaluar su comportamiento en términos de deriva y aceleración. Dado que estos valores aumentarán al considerar las propiedades máximas, es conveniente establecer un margen de seguridad del 70-80% respecto a los límites permitidos. En caso de que la deriva exceda los valores normativos, se deben realizar ajustes en el diseño estructural, ya sea aumentando la rigidez de la superestructura o flexibilizando el sistema de aislamiento sísmico, según resulte más adecuado para garantizar el desempeño óptimo de la edificación.

Si bien la normativa vigente no impone restricciones explícitas sobre la aceleración de entepiso, es recomendable tenerla en cuenta, ya que influye directamente en el comportamiento de los elementos no estructurales dentro del edificio. Dependiendo del nivel de daño admisible en estos elementos, es posible controlar la aceleración en cada nivel mediante ajustes en el sistema de aislamiento sísmico y el diseño de la superestructura.

En el diseño de la superestructura, es recomendable seguir lineamientos basados en literatura especializada y experiencias profesionales previas, con el fin de evitar modificaciones y rediseños posteriores. Por ejemplo, en edificaciones con sistemas aporticados, se sugiere que las vigas se ubiquen lo más centradas posible dentro de los nudos, de manera que el diseño de estos cumpla con las disposiciones de la Norma E.060.

Si bien en el presente proyecto no se ha incorporado el uso de deslizadores, su implementación puede representar una alternativa viable para optimizar costos sin comprometer el desempeño del sistema de aislamiento sísmico.

Es fundamental garantizar que los aisladores sísmicos no se vean restringidos por ningún elemento circundante, ya que cualquier interferencia con su funcionamiento podría comprometer el desempeño del sistema y provocar daños severos en la edificación. Esto se

debe a que la superestructura de un edificio aislado suele ser menos rígida y resistente en comparación con una edificación convencional. Por ello, es necesario verificar que las juntas de separación entre la estructura aislada y los elementos no aislados sean adecuadas, considerando no solo los espacios dentro del edificio, sino también la proximidad de estructuras adyacentes, muros de contención y otros elementos constructivos.

Las especialidades de instalaciones eléctricas, sanitarias, mecánicas, de telecomunicaciones y del sistema de agua contra incendios deben considerar en su diseño y ejecución que el edificio experimentará desplazamientos de hasta 30 cm en cada dirección. Por ello, se deben prever soluciones de flexibilidad en las conexiones y recorridos de ductos para evitar fallas durante un evento sísmico.

Finalmente, dado el buen desempeño del sistema de aislamiento sísmico en el módulo hospitalario analizado, se recomienda su implementación en otras infraestructuras esenciales, tales como estaciones de bomberos, centros de comando y edificaciones estratégicas, donde la operatividad post-sismo es crítica.

## 8. BIBLIOGRAFÍA

- [01] AASHTO, A. (2020). LRFD Bridge Design Specifications. Washington, DC. USA.
- [02] Blanco, A. (1994). Estructuración y diseño de edificaciones en concreto armado. Lima, Perú.
- [03] Bridgestone (2017). Seismic Isolation Product Line-up. Cataloge for High Damping Rubber Bearing, Lead Rubber Bearing, Natural Rubber Bearing and Elastic Sliding Bearing. Vol. 1. Tokyo, Japón.
- [04] HAZUS MR4. (2003). Multi-hazard Loss Estimation Methodology. Technical Manual. Washington DC, USA.  
[https://www.bridgestone.com/products/diversified/antiseismic\\_rubber/](https://www.bridgestone.com/products/diversified/antiseismic_rubber/)
- [05] Higashi, J. (2021). Capítulo 5: Diseño de Cimentaciones superficiales. Diapositivas del Curso Concreto Armado 2, Pontificia Universidad Católica Del Perú, Lima, Perú.
- [06] Huamaní, H. (2022). Diseño en concreto armado IV – Muros de Contención. Lima, Perú.
- [07] Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2020). Norma Técnica E.020 "Cargas". Lima, Perú.
- [08] Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2020). Norma Técnica E.030 "Diseño sismorresistente". Lima, Perú.
- [09] Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2020). Norma Técnica E.031 "Aislamiento sísmico". Lima, Perú.
- [10] Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2020). Norma Técnica E.050 "Suelos y cimentaciones". Lima, Perú.
- [11] Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2020). Norma Técnica E.060 "Concreto armado". Lima, Perú.

- [12] Muñoz, A. (2020). Modelo inelástico para el sistema de aislamiento. Apuntes del curso sistemas modernos de protección sísmica de edificios. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- [13] Muñoz, A. (2020), Diseño de edificios aislados con la E.031. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- [14] Muñoz, A. (2023). Apuntes del curso de Temas de Ingeniería Estructural, Sismorresistente y Aislamiento. Lima, Perú: Escuela de Posgrado de la Universidad Católica del Perú.
- [15] Ottazzi, G. (2015). Apuntes del curso Concreto Armado I. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- [16] Villagómez, D. (2023). Diseño de Sistemas de Concreto para Contención de Tierra. Diapositivas del Curso Diseño de Sistema de Concreto Para Contención de Tierra y Líquidos de la Diplomatura de estudio en Diseño Estructural, Pontificia Universidad Católica Del Perú, Lima, Perú.
- [17] Zanelli, C. & Paredes, P. (2019). Diseño Estructural de un pabellón de hospital con aisladores sísmicos. Lima, Perú.