

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO PÚBLICO CON
AISLADORES SÍSMICOS**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTORES:

Coila Mamani, Leonidas Martin

Cornejo Palacios, Leonardo Manuel

ASESOR:

Muñoz Peláez, Juan Alejandro

Lima, Diciembre, 2023

Informe de Similitud

Yo, Juan Alejandro Muñoz Pelaez, docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis titulado

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO PÚBLICO CON AISLADORES SÍSMICOS,

De los autores

Leonardo Manuel Cornejo Palacios,

Leonidas Martín Coila Mamani,

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 17%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 11/12/2023.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, 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, Peru – 09 de Marzo del 2024

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: <u>Muñoz Pelaez, Juan Alejandro</u>	
DNI: 09857570	Firma 
ORCID: 0000-0002-3719-4721	

Resumen Ejecutivo

En el presente trabajo se realizará el diseño estructural de un edificio de 04 pisos utilizando aislamiento sísmico. El sistema estructural del edificio estará compuesto de pórticos de concreto armado, cuyas ubicaciones fueron definidas con la estructuración de la planta de arquitectura. Para el sistema de aislamiento a diseñar se utilizaron 12 aisladores elastoméricos con núcleo de plomo.

El proyecto comprende un edificio de oficinas de uso público, centrado en programas sociales: DEMUNA, Defensa Civil, Vaso de Leche y Tópico. El edificio se ubica en distrito de San Antonio de Cañete.

El proceso de diseño de edificios con base aislada es iterativo, este inicia con la estructuración y la estimación de las dimensiones iniciales de los elementos estructurales. A continuación, mediante un análisis estático se determinan las propiedades preliminares del sistema de aislamiento y se verifica las respuestas máximas de derivas y aceleraciones con un análisis modal espectral. Luego, mediante un análisis dinámico tiempo – historia se realiza el diseño definitivo del sistema de aislamiento considerando la variabilidad de sus propiedades. Finalmente, mediante un análisis modal espectral se diseñan los elementos estructurales de concreto armado.

En este documento se presentan los procesos seguidos para diseñar algunos elementos estructurales (una Zapata Aislada, las Columnas, las Vigas de Aislamiento y de la Superestructura) y los dispositivos aisladores con base en las Normas Técnicas: E.030 – Diseño Sismorresistente, E.031 – Aislamiento Sísmico, E.060 – Concreto Armado y E.020 – Cargas.

Agradecimiento

Damos nuestro agradecimiento al ingeniero Alejandro Muñoz, nuestro asesor, por haber dedicado su tiempo y brindarnos su valiosa experiencia en el tema,



Dedicatoria

A nuestros padres y amigos por su apoyo y comprensión continuos durante la realización de este documento.



INDICE

1.	Generalidades	1
1.1.	Introducción	1
1.2.	Objetivos	1
1.2.1.	Objetivo General.....	1
1.2.2.	Objetivo Específico	1
2.	Fundamentos Teóricos del Aislamiento Sísmico	2
2.1.	Comportamiento dinámico de edificios aislados	2
2.2.	Tipos de Aisladores Sísmicos	4
2.2.1.	Aisladores Elastoméricos	4
2.2.2.	Aisladores Deslizantes.....	7
2.3.	Análisis Elástico de Edificios Aislados.....	9
2.3.1.	Modelo elástico de 1 grado de libertad.....	9
2.3.2.	Modelo elástico de 2 grados de libertad	10
2.3.3.	Modelo elástico de varios grados de libertad	15
2.4.	Modelos No Lineales para el sistema de aislamiento	18
2.4.1.	Modelo Bilineal	18
2.4.2.	Diagrama elástico equivalente.....	19
2.4.3.	Integración tiempo-historia con método FNA.....	20
2.5.	Variabilidad de Propiedades No Lineales	20
3.	Diseño de Edificios Aislados según el RNE	22
3.1.	Método Estático: Fuerzas Estáticas Equivalentes	22
3.2.	Métodos Dinámicos.....	25
3.2.1.	Análisis de Edificios Aislados usando modelos 3D	25
3.2.2.	Análisis Modal Espectral.....	25
3.2.3.	Análisis Tiempo-Historia	27
3.3.	Requisitos del Sistema de Aislamiento	29
3.3.1.	Fuerza Lateral Restitutiva.....	29
3.3.2.	Estabilidad ante Cargas Verticales	29
3.4.	Requisitos del Sistema Estructural.....	30
3.4.1.	Requisitos geométricos.....	30
3.4.2.	Diafragma de la base de aislamiento	31
3.4.3.	Distancia Mínima con Estructuras Aledañas	31
3.5.	Efecto P-Delta	31

4.	Análisis y Diseño de una Edificación pública con Aisladores Elastoméricos	33
4.1.	Procedimiento de diseño de un edificio de base aislada	33
4.2.	Características Arquitectónicas de la Edificación	34
4.3.	Estructuración y Predimensionamiento de elementos estructurales	35
4.3.1.	Estructuración	35
4.3.2.	Predimensionamiento de los elementos de la superestructura.....	36
4.3.3.	Predimensionamiento de los elementos de la subestructura.....	38
4.4.	Diseño Preliminar del Sistema de Aislamiento.....	38
4.4.1.	Análisis de la Estructura de base fija.....	39
4.4.2.	Propiedades lineales del sistema de aislamiento	40
4.4.3.	Análisis modal de la Estructura de base aislada	41
4.4.4.	Análisis Espectral y ajustes en el Diseño Preliminar	43
4.5.	Diseño Definitivo del Sistema de Aislamiento	45
4.5.1.	Desarrollo del Modelo No Lineal del dispositivo	45
4.5.2.	Variabilidad de las propiedades nominales del dispositivo.....	48
4.5.3.	Modelo bilineal del sistema de aislamiento.....	48
4.5.4.	Compatibilización de Registros.....	50
4.5.5.	Análisis No Lineal Tiempo-Historia	52
4.5.6.	Propiedades lineales efectivas modificadas.....	59
4.6.	Diseño de algunos Elementos de la Superestructura.....	63
4.6.1.	Selección del procedimiento de análisis para estructuras aisladas	63
4.6.2.	Diseño de la estructura utilizando análisis modal espectral	65
4.6.3.	Desplazamientos laterales mínimas requeridas para el diseño	67
4.6.4.	Fuerzas laterales mínimas requeridas para el diseño.....	68
4.6.5.	Efecto P-Delta.....	69
4.6.6.	Fuerzas laterales de diseño	72
4.6.7.	Diseño de losa maciza	73
4.6.8.	Diseño de Vigas.....	75
4.6.9.	Diseño de columnas.....	90
4.6.10.	Diseño de Cimentaciones	96
4.6.11.	Diseño de Capiteles	103
5.	Conclusiones.....	106
6.	Recomendaciones	110
7.	Bibliografía.....	111



Índice de Tablas

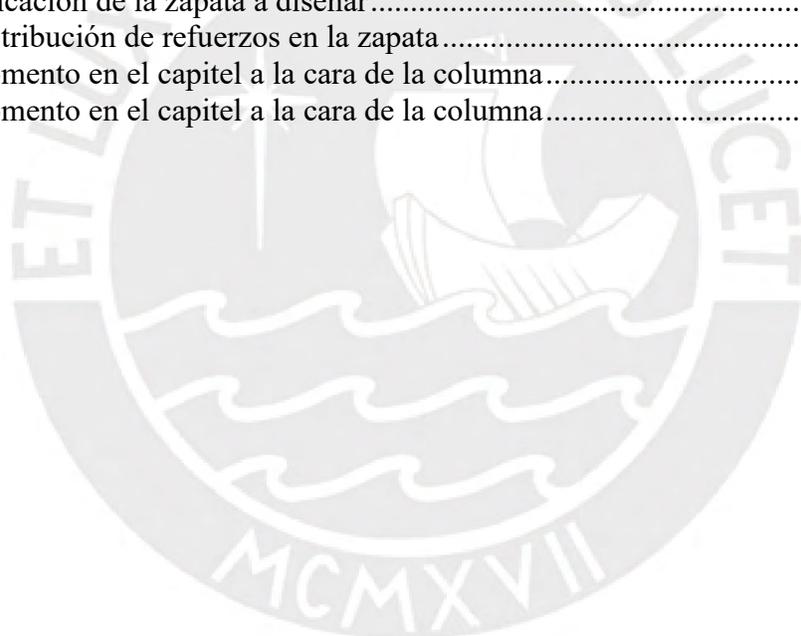
Tabla 3.1: Factor de amortiguamiento B_M	23
Tabla 4.1: Masas sísmicas de la estructura aislada.....	40
Tabla 4.2: Porcentaje de participación de masa y períodos del análisis modal en X.....	42
Tabla 4.3: Porcentaje de participación de masa y períodos del análisis modal en Y.....	43
Tabla 4.4: Parámetros para el cálculo del Espectro de Diseño.....	43
Tabla 4.5: Resultados espectrales preliminares para las distintas excentricidades.....	45
Tabla 4.6: Propiedades nominales de un dispositivo.....	47
Tabla 4.7: Factores de modificación.....	48
Tabla 4.8: Propiedades límite superior y límite inferior.....	48
Tabla 4.9: Modelos bilineal para el sistema de aislamiento con propiedades nominales, máximas y mínimas.....	49
Tabla 4.10: Registro de acelerogramas.....	50
Tabla 4.11: Respuestas máximas para el análisis no lineal en la excentricidad X positivo.....	53
Tabla 4.12: Resumen de derivas promedio para las distintas excentricidades.....	53
Tabla 4.13: Resumen de aceleraciones promedio para las distintas excentricidades.....	53
Tabla 4.14: Combinación CV min sin incluir efectos de sismo para cada dispositivo.....	54
Tabla 4.15: Ubicación de los dispositivos en planta.....	55
Tabla 4.16: Peso sísmico sobre los dispositivos.....	56
Tabla 4.17: Carga vertical mínima del análisis sísmico con excentricidad X positivo.....	56
Tabla 4.18: Resumen de tracciones promedio, carga sísmica, y carga vertical máxima para cada dispositivo.....	57
Tabla 4.19: Fuerza restitutiva del análisis sísmico con excentricidad X positivo.....	59
Tabla 4.20: Resumen de fuerzas restitutivas del análisis sísmico.....	59
Tabla 4.21: Amortiguamiento y rigidez del sistema de aislamiento para el análisis sísmico con excentricidad en X positivo (Propiedades Nominales).....	60
Tabla 4.22: Resumen de las razones de amortiguamiento del sistema de aislamiento para las distintas excentricidades.....	61
Tabla 4.23: Resumen de rigideces efectivas del sistema de aislamiento para las distintas excentricidades.....	61
Tabla 4.24: Resumen de fuerzas cortantes del sistema de aislamiento para las distintas excentricidades.....	61
Tabla 4.25: Propiedades lineales efectivas del sistema de aislamiento para la dirección de análisis Y-Y.....	62
Tabla 4.26: Propiedades lineales efectivas del sistema de aislamiento para la dirección de análisis X-X.....	62
Tabla 4.27: Propiedades de diseño de 01 dispositivo.....	62
Tabla 4.28: Irregularidad de rigidez X-X.....	63
Tabla 4.29: Irregularidad de rigidez Y-Y.....	63
Tabla 4.30: Irregularidad de resistencia X-X.....	64
Tabla 4.31: Irregularidad de resistencia Y-Y.....	64
Tabla 4.32: Irregularidad de torsional en planta X-X.....	64
Tabla 4.33: Irregularidad de torsional en planta Y-Y.....	64
Tabla 4.34: Resultados del análisis espectral.....	67
Tabla 4.35: Cálculo del Dtm.....	67
Tabla 4.36: Cálculo de la fuerza V_b para el caso más crítico.....	68

Tabla 4.37: Cálculo de la fuerza V_s	68
Tabla 4.38: Límites de la fuerza V_s	69
Tabla 4.39: Momentos P-Delta.....	71
Tabla 4.40: Cortante de diseño y factores de escalamiento para la subestructura.....	72
Tabla 4.41: Cortante de diseño y factores de escalamiento para la superestructura.....	72
Tabla 4.42: Refuerzo instalado en la dirección X-X.....	74
Tabla 4.43: Refuerzo instalado en la dirección Y-Y.....	74
Tabla 4.44: Acero requerido para el momento de 44.7 ton.m.....	79
Tabla 4.45: Solicitaciones de la Viga VP-3.....	80
Tabla 4.46: Cálculo del Acero requerido por los distintos momentos.....	80
Tabla 4.47: Acero instalado para los distintos momentos.....	80
Tabla 4.48: Resistencia de los aceros instalados.....	81
Tabla 4.49: Comparación entre los aceros instalados y los requeridos.....	81
Tabla 4.50: Longitudes de anclaje.....	82
Tabla 4.51: Cálculo de espaciamiento para estribos.....	84
Tabla 4.52: Restricciones de espaciamiento en la zona confinada.....	84
Tabla 4.53: Resistencia al corte en la zona confinada.....	84
Tabla 4.54: cálculo de resistencia fuera de la zona de confinamiento.....	85
Tabla 4.55: Solicitaciones de momentos en la viga de aislamiento.....	88
Tabla 4.56: Aceros instalados del tramo 1.....	88
Tabla 4.57: Resistencia instalada para en tramo 1.....	88
Tabla 4.58: Aceros instalados del tramo 2.....	89
Tabla 4.59: Resistencia instalada en el tramo 2.....	89
Tabla 4.60: Cortante de diseño y resultados de diseño por cortante para el tramo 1.....	90
Tabla 4.61: Cortante de diseño y resultados de diseño por cortante para el tramo 2.....	90
Tabla 4.62: Solicitaciones para la columna C3.....	92
Tabla 4.63: Combinaciones de carga para las solicitaciones de C3.....	93
Tabla 4.64: Restricciones dentro de la zona confinada.....	95
Tabla 4.65: Longitud de la zona de confinamiento.....	95
Tabla 4.66: Solicitaciones para la zapata aislada a diseñar.....	97
Tabla 4.67: dimensiones obtenidas para la zapata.....	97
Tabla 4.68: Verificación de presiones por gravedad.....	98
Tabla 4.69: Verificación de presiones por sismo.....	99
Tabla 4.70: Obtención de presiones de diseño.....	99
Tabla 4.71: Parámetros para verificación por punzonamiento.....	100
Tabla 4.72: Verificación por cortante.....	101
Tabla 4.73: Cálculo de refuerzo por metro lineal.....	102
Tabla 4.74: Elección del diámetro y espaciamiento del refuerzo.....	102
Tabla 4.75: Verificación de cuantía mínima.....	102

Índice de Imágenes

Imagen 2.1: Reducción de la pseudo-aceleración y desplazamiento espectral.....	2
Imagen 2.2: Desplazamiento de una estructura aislada versus desplazamiento de una estructura de base fija	3
Imagen 2.3: Sistema de aislamiento sísmico	3
Imagen 2.4: Componentes del aislador LDRB	4
Imagen 2.5: Curva histerética LDRB.....	5
Imagen 2.6: Elementos del dispositivo HDR.....	5
Imagen 2.7: Curva histerética HDR.....	6
Imagen 2.8: Componentes del aislador LRB	6
Imagen 2.9: Curva histerética LRB	7
Imagen 2.10: Componentes del aislador Elastic Sliding Bearing.....	8
Imagen 2.11: Componentes del aislador FPS	8
Imagen 2.12: Comportamiento del Modelo de Ladrillo (1 GDL) de una Estructura Aislada	9
Imagen 2.13: Modelo de 2 GDL de una Estructura Aislada.....	11
Imagen 2.14: Modos de Vibración del Modelo de 2GDL	14
Imagen 2.15: Ciclo Histerético de un Dispositivo Aislador	19
Imagen 3.1: Distribución vertical de las fuerzas sísmicas laterales.....	22
Imagen 3.2: Requisitos de Fuerza de Restitución Lateral.....	29
Imagen 3.3: Relación de esbeltez.....	30
Imagen 3.4: Representación del Efecto P-Delta	31
Imagen 4.1: Flujograma de diseño de edificios aislados	33
Imagen 4.2: Plano de Arquitectura del Segundo y Tercer Piso	34
Imagen 4.3: Estructuración de la planta típica del edificio.....	35
Imagen 4.4: Modelo del Edificio de Base Fija	39
Imagen 4.5 Excentricidad accidental en la dirección X positivo.....	41
Imagen 4.6 Asignación del amortiguamiento en los tres primeros modos de	42
Imagen 4.7 Modelo del edificio con aislamiento sísmico.....	42
Imagen 4.8 Espectro de diseño	44
Imagen 4.9 Definición del caso de análisis espectral	44
Imagen 4.10 Esquema del modelo bilineal	46
Imagen 4.11 Definición del modelo bilineal en ETABS	47
Imagen 4.12 Amortiguamiento de los tres primeros modos fundamentales.....	47
Imagen 4.13 Diagrama de histéresis (Fuerza lateral – Desplazamiento).....	49
Imagen 4.14 Acelerogramas espectro compatibles.....	51
Imagen 4.15 Espectro de aceleraciones promedio SRSS vs espectro de la norma.....	51
Imagen 4.16 Comparación de los espectros de desplazamiento	52
Imagen 4.17 Asignación de carga sísmica en el programa.....	52
Imagen 4.18 Ubicación de los dispositivos en planta	55
Imagen 4.19 Ubicación de los dispositivos críticos en planta	58
Imagen 4.20:Espectros de diseño para superestructura y subestructura	66
Imagen 4.21: Load pattern para P-Delta	69
Imagen 4.22: Load case para P-Delta	70
Imagen 4.23: Load Combination para P-Delta en xx+	70
Imagen 4.24: Load Combinations para las distintas direcciones.....	70
Imagen 4.25: Ubicación de los dispositivos	71

Imagen 4.26: Modelado de la loza maciza en SAP2000	73
Imagen 4.27: Momentos flectores últimos para ambas direcciones de análisis, X e Y, respectivamente.....	74
Imagen 4.28: Cortantes últimas en la dirección X-X e Y-Y, respectivamente.....	75
Imagen 4.29: Cargas del tramo AC.....	76
Imagen 4.30: Cargas del tramo CD.....	76
Imagen 4.31: Combinaciones de cargas utilizadas en ETABS.....	76
Imagen 4.32: Corte de acero (Ottazzi Pasino, 2012)	81
Imagen 4.33: Distribución del refuerzo de la Viga VP-3	85
Imagen 4.34: Tramos 13 y 35 de la Viga VP-C.....	86
Imagen 4.35: Tramo 56 de la Viga VP-C	86
Imagen 4.36: Ubicación de la viga de aislamiento a diseñar	87
Imagen 4.37: Viga del sistema de aislamiento.....	90
Imagen 4.38: Curva de interacción para sismo en X	93
Imagen 4.39: Curva de interacción para sismo en Y	94
Imagen 4.40: Refuerzos longitudinales elegidos para la columna C3	94
Imagen 4.41: Distribución de refuerzo de la columna.....	96
Imagen 4.42: Ubicación de la zapata a diseñar	96
Imagen 4.43: Distribución de refuerzos en la zapata.....	103
Imagen 4.44: Momento en el capitel a la cara de la columna.....	104
Imagen 4.45: Momento en el capitel a la cara de la columna.....	105



1. Generalidades

1.1. Introducción

El territorio peruano se ubica en una zona de elevada actividad sísmica y los movimientos telúricos son una amenaza constante para las obras civiles. Los sismos pueden ocasionar desde daños leves hasta el colapso de las edificaciones.

El método de aislamiento sísmico permite disminuir la energía que ingresa a una estructura durante un sismo mediante una interface de aislamiento compuesta por dispositivos de considerable flexibilidad lateral pero relativamente rígidos verticalmente. Con el aislamiento sísmico se logran reducir las fuerzas laterales y las deformaciones del edificio aislado a tal punto que, en un sismo grande, se puede conseguir comportamiento elástico de la estructura y prácticamente ningún deterioro de los elementos no estructurales.

Según la norma peruana, las edificaciones públicas que sirven para manejar emergencias son consideradas edificaciones esenciales y, por tanto, luego de un sismo importante deberían continuar funcionando normalmente. El edificio seleccionado para esta tesis se ubica en San Antonio, Provincia de Cañete.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

Aportar a la protección de los edificios públicos en el Perú mediante el uso de aislamiento sísmico.

1.2.2. Objetivo Específico

Diseñar la estructura del edificio “Casa de la Mujer, Niño, Adolescente y Adulto Mayor en San Antonio” con aisladores sísmicos de acuerdo a la normativa peruana.

2. Fundamentos Teóricos del Aislamiento Sísmico

2.1. Comportamiento dinámico de edificios aislados

Las estructuras que utilizan sistemas de aislamiento sísmico son sometidas a menores solicitaciones sísmicas que las estructuras de base fija o convencionales, debido a una mayor disipación de energía. En la imagen 2.1, se observa como el aislamiento incrementa el periodo del edificio, por lo que disminuye la pseudo-aceleración e incrementa el amortiguamiento, lo que reduce el desplazamiento relativo de la estructura (Constantinou, Kalpakidis, Filiatrault, & Ecker Lay, 2011).

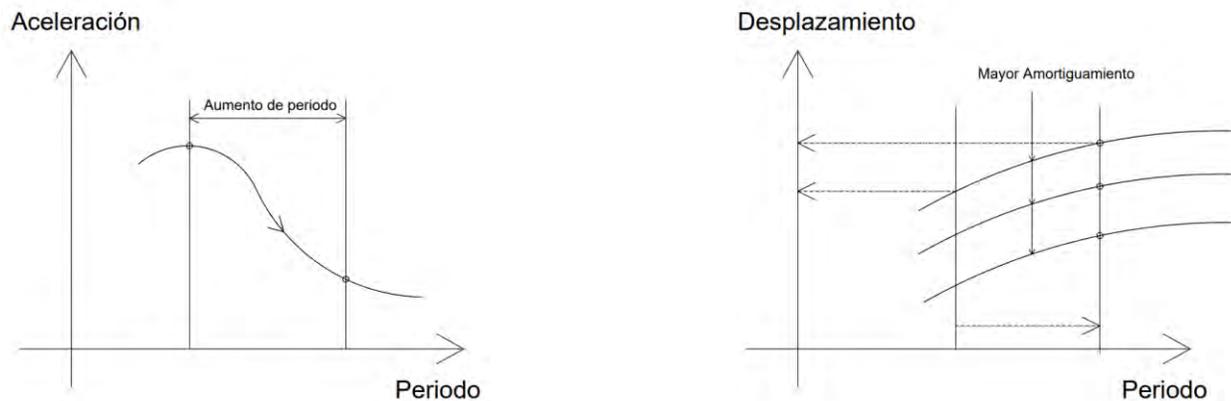
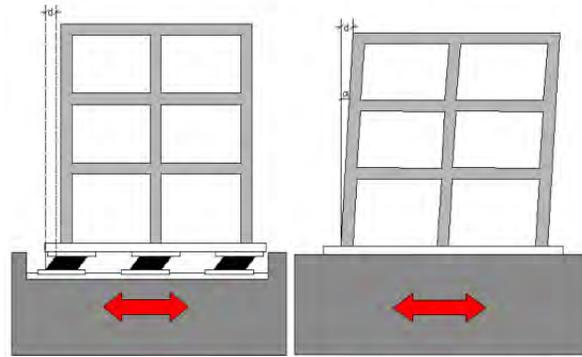


Imagen 2.1: Reducción de la pseudo-aceleración y desplazamiento espectral.

Adaptado de: (Constantinou, Kalpakidis, Filiatrault, & Ecker Lay, 2011)

Con base en la Norma E.031, un aislador sísmico se define como un elemento estructural que es horizontalmente flexible, por lo que admite grandes deformaciones laterales ante movimientos sísmicos, y verticalmente rígido. Esto implica que la base de aislamiento presenta grandes deformaciones en comparación con una estructura de base fija; mientras que, como se muestra en la imagen 2.2, las edificaciones aisladas presentan desplazamientos relativos de entre pisos menores.



El suelo se mueve la estructura queda "quieta"

La estructura se mueve, generando deformaciones

*Imagen 2.2: Desplazamiento de una estructura aislada versus desplazamiento de una estructura de base fija
Adaptado de Introducción a los Sistemas de Aislamiento y la Disipación de Energía en Edificios, por J.A. Muñoz,
2016*

Un sistema de aislamiento consiste en el conjunto de aisladores (interfaz de aislamiento) y base de aislamiento (elementos estructurales que distribuyen las fuerzas de los aisladores a la superestructura).

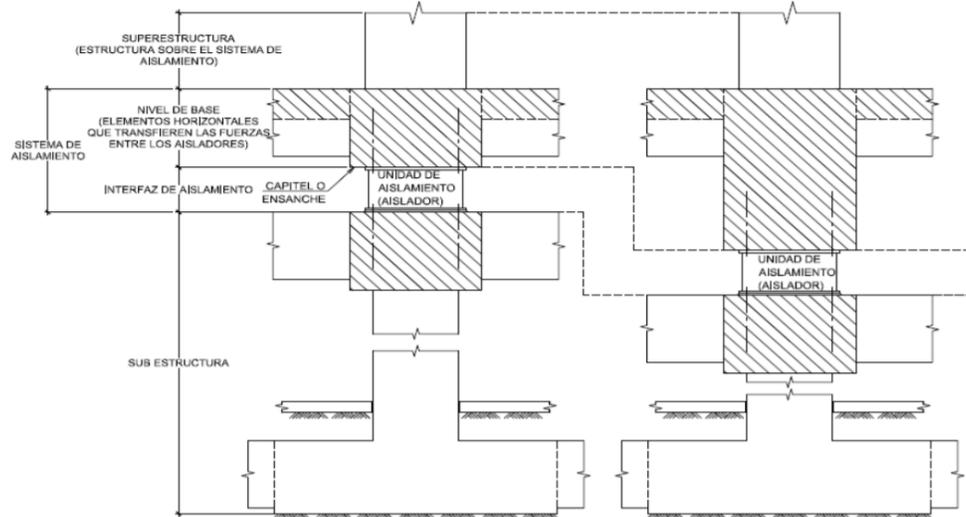


Imagen 2.3: Sistema de aislamiento sísmico

Adaptado de N.T.E.031, 2019.

2.2. Tipos de Aisladores Sísmicos

En esta parte se detallan los tipos de aisladores que se utilizan con mayor frecuencia. Estos dispositivos de aislamiento se pueden clasificar en dos grandes categorías: los elastoméricos y los deslizantes.

2.2.1. Aisladores Elastoméricos

Estos dispositivos están generalmente compuestos por placas de acero y láminas de caucho alternadas entre sí unidas mediante un proceso de vulcanización. Asimismo, según la subcategoría a la que pertenezca pueden poseer un núcleo de plomo. La rigidez vertical es controlada por las placas de acero y la rigidez lateral, por las láminas de caucho. Se distinguen tres subcategorías dentro de los dispositivos elastoméricos:

2.2.1.1 Aisladores Elastoméricos de Bajo Amortiguamiento (LDRB)

Estos dispositivos presentan menor complejidad debido a su fácil fabricación. Poseen una baja capacidad de amortiguamiento que varía entre 2 a 5%, por lo que es necesario un amortiguamiento adicional que es generalmente provisto por disipadores de energía (Corporación de Desarrollo Tecnológico - Cámara Chilena de la Construcción, 2011).

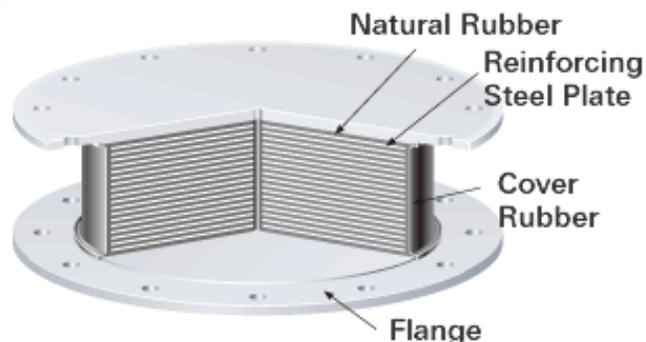


Imagen 2.4: Componentes del aislador LDRB

Adaptado de Bridgestone, 2017

Se puede evaluar el desempeño de estos dispositivos a través de experimentos donde se les somete a cargas axiales constantes y cargas sinusoidales laterales. Este tipo de dispositivos LDRB producen curvas histeréticas estrechas dada a su baja capacidad de disipación energética (Symans, 2009)

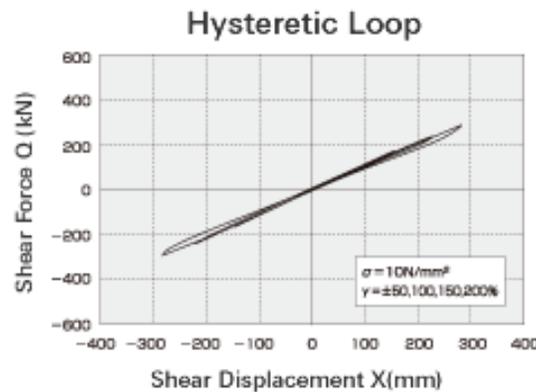


Imagen 2.5: Curva histerética LDRB

Adaptado de Bridgestone, 2017

2.2.1.2 Aisladores Elastoméricos de Alto Amortiguamiento (HDR)

Estos dispositivos consisten en láminas de caucho fabricados con aditivos de resinas, aceites y carbón, lo que permite aumentar el amortiguamiento hasta, aproximadamente, entre 10 y 15%. Son más sensibles a las variaciones de frecuencia y temperatura que los dispositivos LRB y LDRB (Corporación de Desarrollo Tecnológico - Cámara Chilena de la Construcción, 2011).

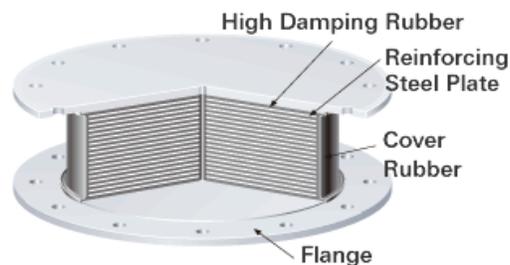


Imagen 2.6: Elementos del dispositivo HDR

Adaptado de Bridgestone, 2017

Los aisladores tipo HDR pueden disipar significativas cantidades de energía, por lo que, producen curvas histeréticas amplias cuando son ensayados bajo las condiciones anteriormente descritas. En los primeros ciclos, presentan una mayor rigidez que se estabiliza a partir del tercer ciclo (Symans, 2009).

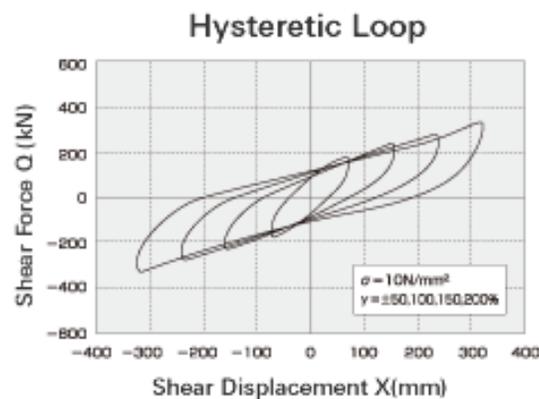


Imagen 2.7: Curva histerética HDR

Adaptado de Bridgestone, 2017

2.2.1.3 Aisladores Elastoméricos con Núcleo de Plomo (LRB)

Estos dispositivos incluyen un núcleo de plomo, ubicado en el centro del aislador. El plomo posee un comportamiento elastoplástico, su resistencia se mantiene constante durante los ciclos de histeréticos y además se obtienen elevados valores de amortiguamiento cercanos al 25 – 30% del crítico (Genatios & Lafuente, 2016).

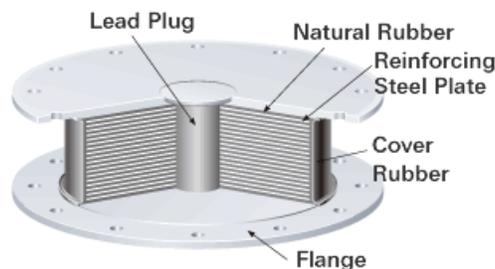


Imagen 2.8: Componentes del aislador LRB

Adaptado de Bridgestone, 2017

Al igual que los dispositivos HDR, los aisladores LRB poseen una curva histerética amplia debido a que disipan una gran cantidad de energía.

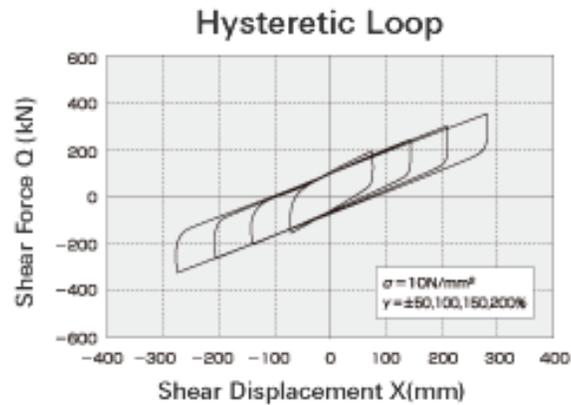


Imagen 2.9: Curva histerética LRB

Adaptado de Bridgestone, 2017

2.2.2. Aisladores Deslizantes

Este tipo de dispositivos permiten un movimiento independiente de la estructura respecto del suelo, al deslizar una placa de acero recubierta de Politetra Fluoro Etileno (PTFE) sobre una superficie de acero inoxidable. Estos dispositivos liberan energía a través de fuerzas friccionantes (Corporación de Desarrollo Tecnológico - Cámara Chilena de la Construcción, 2011).

2.2.2.1 Aisladores Deslizantes Planos

Estos dispositivos están compuestos por un par de planchas de acero inoxidable que se adhieren a los pedestales, y un material intermedio de baja fricción que permite el desplazamiento horizontal al ocurrir un sismo, por ello son la versión más simple de los aisladores deslizantes. Estos dispositivos se utilizan en combinación con los aisladores elastoméricos para poder volver a centrar la estructura luego de un movimiento sísmico a fin de evitar las deformaciones residuales (Genatios & Lafuente, 2016).

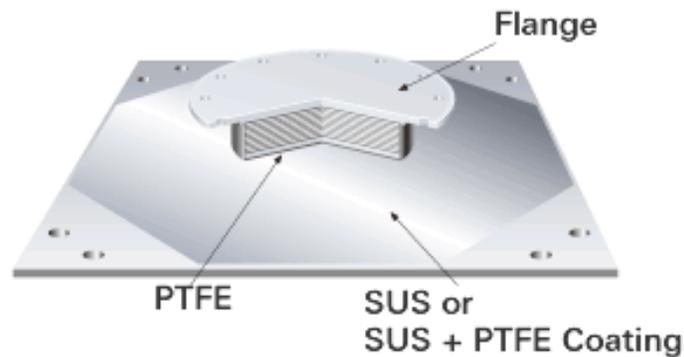


Imagen 2.10: Componentes del aislador Elastic Sliding Bearing

Adaptado de Bridgestone, 2017

2.2.2.2 Péndulos Friccionales (FPS, Friction Pendulum System)

A diferencia de los deslizadores planos, los aisladores de péndulo friccional, gracias a su geometría, pueden centrar la estructura por acción de su mismo peso luego de un movimiento sísmico. El dispositivo está compuesto por planchas curvas de acero inoxidable, una articulación central y un revestimiento de material compuesto de baja fricción. Se obtienen valores de amortiguamiento cercanos al 10 – 30% del crítico (Genatios & Lafuente, 2016).

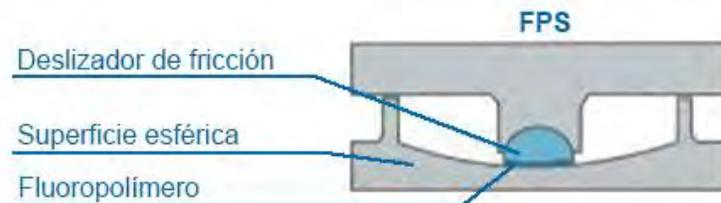


Imagen 2.11: Componentes del aislador FPS

Adaptado de DISIPA, 2020

2.3. Análisis Elástico de Edificios Aislados

2.3.1. Modelo elástico de 1 grado de libertad

Este modelo (Imagen 2.12) consiste en analizar la estructura aislada considerando que la rigidez de la superestructura (K_s) es mayor que la rigidez de los aisladores (K_b), por lo que el edificio se comportaría como un sólido rígido (Ladrillo). Esto implica que el desplazamiento traslacional es el mismo en todos los puntos de la superestructura y la base de aislamiento.

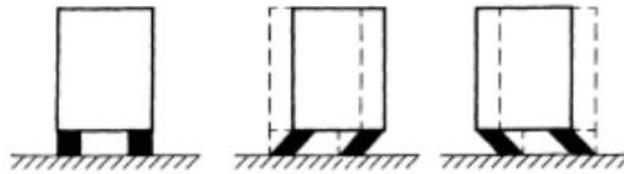


Imagen 2.12: Comportamiento del Modelo de Ladrillo (1 GDL) de una Estructura Aislada

Adaptado de *Base Isolation: Linear Theory and Design*, por J. M. Kelly, 1990

El periodo (T_b) y el amortiguamiento (C_b) correspondientes a este modelo, puede obtenerse usando las siguientes ecuaciones:

$$T_b = 2\pi \sqrt{\frac{m_b + m_s}{k_b}} \quad (2.1)$$

$$C_b = 2\beta_b \sqrt{(m_b + m_s)k_b} \quad (2.2)$$

Donde:

- m_s : Masa de la Superestructura
- m_b : Masa de la Base de Aislamiento
- β_b : Razón de Amortiguamiento de los dispositivos
- k_b : Rigidez de los dispositivos aisladores

El desplazamiento máximo (S_d) se puede obtener a partir del valor del periodo T_b y del factor de reducción B_M .

$$S_d = \frac{S_a T_b^2}{B_M 4\pi^2} \quad (2.3)$$

Donde:

- S_a : Aceleración espectral (máxima) de la superestructura

$$S_a = 1.5 ZUCS (g) \quad (2.4)$$

- B_M : Factor de Reducción para razones de amortiguamiento mayores a 5%. Puede calcularse con la expresión de Newmann:

$$B_M = \frac{1.65}{2.31 - 0.41 \ln \beta} \quad (2.5)$$

2.3.2. Modelo elástico de 2 grados de libertad

2.3.2.1 *Análisis de Modos y Frecuencias usando un Modelo de 2 GDL*

Según Kelly y Naeim (1999), para analizar el comportamiento de estructuras aisladas, se puede usar, como aproximación, un modelo simplificado que consta de 2 grados de libertad amortiguamiento viscoso. Este modelo (Imagen 2.13) está compuesto por 2 masas concentradas: la masa de la base de aislamiento (m_b) y la masa de la superestructura (m_s). El amortiguamiento y la rigidez del sistema de aislamiento están representados por C_b y K_b , respectivamente. En la superestructura, el amortiguamiento se representa como C_s y la rigidez, como K_s . Los desplazamientos absolutos de la superestructura, base de aislamiento, y suelo, se representan con: u_s , u_b y u_g respectivamente.

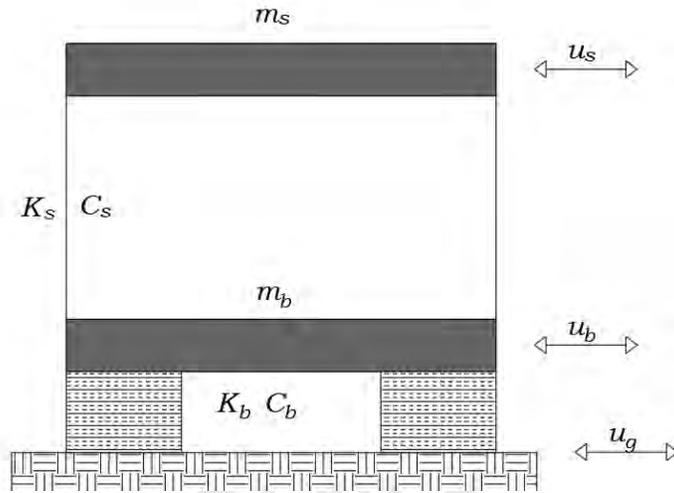


Imagen 2.13: Modelo de 2 GDL de una Estructura Aislada

Adaptado de *Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice*, por J.M. Kelly & F. Naeim, 1990

A partir de los parámetros de masa, amortiguamiento y rigidez, se puede plantear la ecuación de movimiento. Esta ecuación requiere de 2 coordenadas: el desplazamiento de la base de aislamiento respecto al suelo (v_b), y el desplazamiento de la superestructura respecto a la base de aislamiento (v_s).

$$v_s = u_s - u_b \quad (2.6)$$

$$v_b = u_b - u_g \quad (2.7)$$

$$M^* \ddot{v}^* + C^* \dot{v}^* + K v^* = -M^* h \ddot{u}_g \quad (2.8)$$

Donde:

- M^* : Matriz de Masas del modelo

$$M^*: \begin{bmatrix} m_s + m_b & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix}$$

- C^* : Matriz de Amortiguamiento del modelo

$$C^*: \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix}$$

- K^* : Matriz de Rigideces del modelo

$$K^*: \begin{bmatrix} K_b & 0 \\ 0 & K_s \end{bmatrix}$$

- v^* : Vector de Desplazamientos Relativos

$$v^*: \begin{Bmatrix} v_b \\ v_s \end{Bmatrix}$$

- h : Vector de compatibilidad

$$h: \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Según Kelly (1990), el análisis espectral del modelo de 2 GDL se suele expresar como sigue:

$$\gamma = \frac{m_s}{m_s + m_b} \quad (2.9)$$

$$\omega_b^2 = \frac{K_b}{m_s + m_b} \quad (2.10)$$

$$\omega_s^2 = \frac{K_s}{m_s} \quad (2.11)$$

$$\epsilon = \left(\frac{\omega_b}{\omega_s} \right)^2 \quad (2.12)$$

$$\beta_b = \frac{c_b}{2\omega_b(m_s + m_b)} \quad (2.13)$$

$$\beta_s = \frac{c_s}{2\omega_s(m_s)} \quad (2.14)$$

Donde:

- γ : Coeficiente de Masas
- ϵ : Relación de Frecuencias Nominales
- ω_b : Frecuencia de la estructura aislada como Sólido Rígido
- β_b : Fracción de amortiguamiento del sistema de aislamiento
- ω_s : Frecuencia de la estructura con Base Fija

- β_s : Fracción de amortiguamiento de la superestructura

Para realizar el análisis modal de un modelo de 2 GDL, se parte de una estructura de 2 masas discretas en vibración libre y sin amortiguamiento, donde, partiendo de la ecuación (2.8), se asume que el desplazamiento de las masas sigue una ecuación armónica, por lo que se tiene lo siguiente:

$$v^* = A \sin(\omega t) \phi \quad (2.15)$$

$$\dot{v}^* = -\omega^2 A \sin(\omega t) \phi \quad (2.16)$$

$$M^* \ddot{v}^* + K v^* = 0 \quad (2.17)$$

Reemplazando el movimiento armónico (2.15) en la (2.17):

$$M^* (-\omega^2 A) \sin(\omega t) \phi + K A \sin(\omega t) \phi = 0 \quad (2.18)$$

$$K \phi - \omega^2 M^* \phi = 0 \quad (2.19)$$

Debido a que las formas de vibración ϕ serán diferentes a cero, la única solución de la ecuación (2.19), se dará cuando $|K - \omega^2 M^*|$ sea cero. Entonces, resolviendo la ecuación característica, se pueden determinar las frecuencias y formas de cada modo de vibración del modelo analizado:

$$\omega_1^2 = \omega_b^2 (1 - \gamma \epsilon) \quad (2.20)$$

$$\omega_2^2 = \frac{\omega_s^2}{1 - \gamma} (1 + \gamma \epsilon) \quad (2.21)$$

$$\phi^1 = \begin{Bmatrix} 1 \\ \epsilon \end{Bmatrix} \quad (2.22)$$

$$\phi^2 = \begin{Bmatrix} 1 \\ -\frac{1}{\gamma} [1 - (1 - \gamma) \epsilon] \end{Bmatrix} \quad (2.23)$$

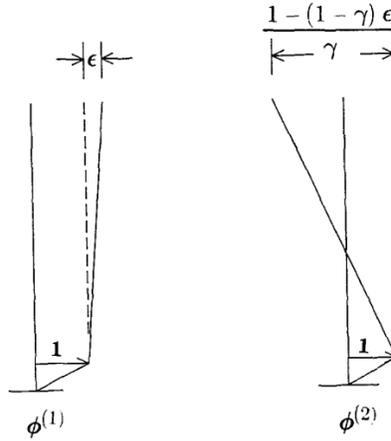


Imagen 2.14: Modos de Vibración del Modelo de 2GDL

Adaptado de *Linear Theory and Design*, por J. M. Kelly, 1990

2.3.2.2 Respuesta Espectral usando un Modelo de 2 GDL

Se pueden calcular los factores de participación (L_i) y fracciones de amortiguamiento (β_i) de cada uno de los modos, por lo que se obtiene:

$$L_1 = 1 - \gamma \epsilon \quad (2.24)$$

$$L_2 = \gamma \epsilon \quad (2.25)$$

$$\beta_1 = \beta_b \left(1 - \frac{3}{2} \gamma \epsilon \right) \quad (2.26)$$

$$\beta_2 = \frac{1}{\sqrt{1 - \gamma}} (\beta_s - \gamma \sqrt{\epsilon} \beta_b) \left(1 - \frac{\gamma \epsilon}{2} \right) \quad (2.27)$$

A partir de los factores de participación, los modos de vibración y de las fracciones de amortiguamiento de cada uno, se obtienen las respuestas espectrales para ambos modos:

$$X_{1max} = L_1 \phi^1 S_D(\omega_1, \beta_1) \quad (2.28)$$

$$X_{2max} = L_2 \phi^2 S_D(\omega_2, \beta_2) \quad (2.29)$$

Donde $S_D(\omega, \beta)$ es el desplazamiento espectral (máximo) para una frecuencia ω y factor de amortiguamiento β .

Asimismo, debido a que el factor de participación del primer modo es mucho mayor que el del segundo modo (el modo 1 es el modo fundamental de la estructura), la respuesta del modelo puede ser aproximada usando el modo 1:

$$X = (1 - \gamma \epsilon) \begin{Bmatrix} 1 \\ \epsilon \end{Bmatrix} S_D(\omega_1, \beta_1) \quad (2.30)$$

2.3.3. Modelo elástico de varios grados de libertad

2.3.3.1 *Análisis de Modos y Frecuencias usando un Modelo de VGDL*

De acuerdo a Kelly (1990), el modelo de 2GDL se puede extender a un modelo de VGDL, donde cada uno representa un nivel del edificio, modificando las matrices utilizadas en la ecuación

(2.8):

- \hat{M} : Matriz de Masas del modelo de VGDL

$$\hat{M} : \begin{bmatrix} m + m_b & h^T M \\ M h & M \end{bmatrix}$$

- \hat{C} : Matriz de Amortiguamiento del modelo de VGDL

$$\hat{C} : \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & C \end{bmatrix}$$

- \hat{K} : Matriz de Rigideces del modelo de VGDL

$$\hat{K} : \begin{bmatrix} K_b & 0 \\ 0 & K \end{bmatrix}$$

- \hat{v} : Vector de Desplazamientos Relativos

$$\hat{v} : \begin{Bmatrix} v_b \\ v \end{Bmatrix}$$

- h : Vector de compatibilidad

$$h : \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Donde:

- M : Matriz de masas de cada uno de los niveles del modelo de VGDL
- C : Matriz de amortiguamientos de cada uno de los niveles del modelo de VGDL
- K : Matriz de rigideces de cada uno de los niveles del modelo de VGDL
- v : Matriz de desplazamientos relativos de cada uno de los niveles del modelo de VGDL

Entonces, la nueva ecuación matricial de movimiento se puede escribir de la siguiente manera:

$$\widehat{M}\widehat{v} + \widehat{C}\widehat{v} + \widehat{K}\widehat{v} = -\widehat{M}h\ddot{u}_g \quad (2.31)$$

Se puede realizar el análisis modal de una estructura de base aislada de VGDL partiendo de las ecuaciones de análisis modal de una estructura de base fija de VGDL. Asumiendo que conocemos los modos de vibración para una estructura de N niveles ($\phi^i, i = 1, \dots, N$), se pueden obtener los desplazamientos de cada GDL de la estructura a partir de las formas de cada modo de vibración. Donde q_i se define como coordenada modal del modo i , y ϕ^i es la forma de vibración del modo i .

$$v = \sum_{i=1}^N q_i \phi^i \quad (2.32)$$

Tanto las formas de vibración como las frecuencias naturales de cada modo (ω_i^2), están dadas por la siguiente ecuación (ecuación de valores y vectores propios), la cual, como se mencionó anteriormente, viene de asumir vibración libre en la estructura de base fija ($\phi^i C \phi^j = 0$, siempre que $i \neq j$).

$$K\phi^i - \omega_i^2 M\phi^i = 0 \quad (2.33)$$

A partir de la ecuación (2.31), se pueden escribir las siguientes ecuaciones de movimiento:

$$\sum_{i=1}^N h^T M \phi^i \ddot{q}_i + (m + m_b) \ddot{v}_b + c_b \dot{v}_b + k_b v_b = -(m + m_b) \ddot{u}_g \quad (2.34)$$

Y

$$\ddot{q}_i + 2\omega_i \beta_i \dot{q}_i + \omega_i^2 q_i = -L_i (\ddot{v}_b + \ddot{u}_g) \quad (2.35)$$

Estas ecuaciones se pueden reescribir usando las ecuaciones de las masas modales y de los factores de participación:

$$L_i = \frac{\phi^{iT} M h}{\phi^{iT} M \phi^i} \quad (2.36)$$

$$M_i = \phi^{iT} M \phi^i \quad (2.37)$$

$$\sum_{i=1}^N \frac{L_i M_i}{m + m_b} \ddot{q}_i + \ddot{v}_b + 2\omega_b \beta_b \dot{v}_b + \omega_b^2 v_b = -\ddot{u}_g \quad (2.38)$$

$$L_i \ddot{v}_b + \ddot{q}_i + 2\omega_i \beta_i \dot{q}_i + \omega_i^2 q_i = -L_i \ddot{u}_g \quad (2.39)$$

Donde,

- L_i : Factor de participación de los modos del modelo de base fija
- M_i : Masas modales del modelo de base fija

2.3.3.2 Respuesta Espectral usando un Modelo de VGDL

A partir de las ecuaciones de estructuras de base fija de VGDL y ecuaciones de base aislada de 1 GDL mencionadas anteriormente, se puede obtener la respuesta espectral de una estructura aislada de VGDL reemplazando los siguientes parámetros:

$$v_b \rightarrow L_1 v_b$$

$$\ddot{u}_g \rightarrow L_1 \ddot{u}_g$$

$$\gamma = \frac{m}{m + m_b} = \frac{m}{M} \rightarrow \gamma_1 = \frac{L_i^2 M_i}{m + m_b}$$

Por lo que se obtendrían las siguientes ecuaciones:

$$\frac{L_1^2 M_1}{m + m_b} \ddot{q}_1 + (L_1 \ddot{v}_b) + 2\omega_b \beta_b (L_1 \dot{v}_b) + \omega_b^2 (L_1 v_b) = -L_1 \ddot{u}_g \quad (2.40)$$

$$(L_1 \ddot{v}_b) + \ddot{q}_1 + 2\omega_1 \beta_1 \dot{q}_1 = -L_1 \ddot{u}_g \quad (2.41)$$

En tal sentido, a partir de los resultados de la estructura de 1GDL, se obtiene el máximo desplazamiento relativo de la base de aislamiento utilizando la siguiente ecuación:

$$|L_1 v_b|_{max} = \frac{1}{\omega_b^2} L_1 S_A(\omega_b, \beta_b) \quad (2.42)$$

Por otro lado, para obtener la fuerza cortante en la base se utiliza la siguiente ecuación:

$$|V_1|_{max} = \left[\frac{\epsilon^2 L_1^2 S_A^2(\omega_b^*, \beta_b^*)}{\omega_b^{*4}} + \frac{\epsilon^2 L_1^2 S_A^2(\omega_s^*, \beta_s^*)}{\omega_s^{*4}} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2.43)$$

Donde, ω_s^* y β_s^* , son calculados con las ecuaciones correspondientes, ϵ es reemplazado por $\epsilon = \frac{\omega_b^2}{\omega_1^2}$, y el vector de desplazamiento relativo v para la base de aislamiento está dado por la ecuación:

$$v = q_1 \phi^1 \quad (2.44)$$

2.4. Modelos No Lineales para el sistema de aislamiento

2.4.1. Modelo Bilineal

La respuesta no lineal del Sistema de Aislamiento está descrita por una curva bilineal. En la Imagen 2.15, se presenta el gráfico de un ciclo histérico general, el cual se define por los siguientes parámetros:

- Rigidez elástica (K_e o K_1)
- Rigidez secundaria (K_d o K_2)
- Resistencia Lateral del dispositivo (F_y)

- Desplazamiento de Fluencia (D_y).
- Resistencia Característica (Q).
- Desplazamiento Máximo (D_M).

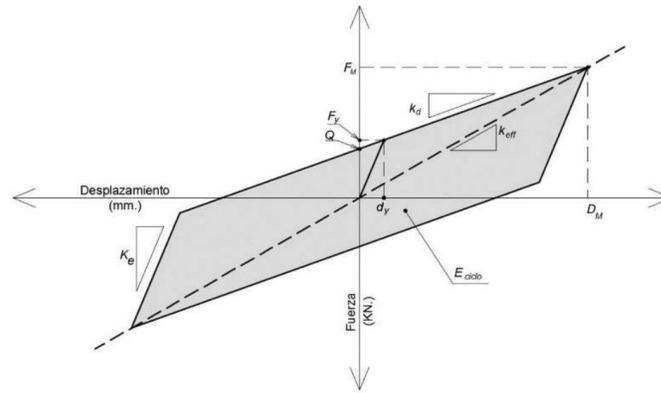


Imagen 2.15: Ciclo Histerético de un Dispositivo Aislador

Adaptado de Norma Técnica E.031, 2019

A partir de los parámetros del modelo bilineal, se pueden plantear las siguientes ecuaciones:

$$F_y = K_1 D_y \quad (2.45)$$

$$Q = F_y - K_2 D_y \quad (2.46)$$

$$F_{max} = K_2 (D - D_y) + F_y \quad (2.47)$$

$$A = 4Q(D - D_y) \quad (2.48)$$

Donde “A” es el área que se encuentra circunscrita por un ciclo histerético del modelo bilineal.

2.4.2. Diagrama elástico equivalente

Este modelo consiste en la simplificación del comportamiento de los aisladores (simplificación de la curva de capacidad) a través del cálculo de dos propiedades “efectivas”: Rigidez Efectiva y Amortiguamiento Efectivo.

La rigidez efectiva (k_M) es el valor de la rigidez para el cual, asumiendo una estructura completamente elástica, se obtiene el valor máximo del desplazamiento (obtenido de la curva de

capacidad). Sin embargo, para que este nuevo dispositivo con una rigidez efectiva presente un comportamiento equivalente al dispositivo real, se requiere que la energía total disipada del dispositivo lineal sea la misma que el dispositivo real. El amortiguamiento efectivo (β_M) representa la energía que se disipa por histéresis del dispositivo real. Con los parámetros del modelo elástico, se pueden calcular el área un ciclo histerético (energía disipada) y la fuerza máxima:

$$F_{max} = K_{eff}D \quad (2.49)$$

$$A = 2\pi\beta_M K_{eff}D^2 \quad (2.50)$$

2.4.3. Integración tiempo-historia con método FNA

Los aisladores elastoméricos se modelan como soportes no lineales, cuyo comportamiento dinámico está definido por el modelo bilineal o curva de histéresis. La estructura por encima de la interfaz de aislamiento se asume un comportamiento lineal. La respuesta dinámica es calculada con el esquema de análisis modal no lineal propuesta por Wilson (2002) conocido como análisis rápido no lineal o análisis modal no lineal o simplemente FNA (Fast Nonlinear Analysis). Este tipo de análisis es más adecuado para estructuras que tienen un número limitado de elementos con un comportamiento no lineal bajo la acción de cargas estáticas o dinámicas.

2.5. Variabilidad de Propiedades No Lineales

El desempeño de los aisladores o deslizadores puede variar por efectos de calentamiento, variabilidad en la fabricación, exposición a condiciones ambientales dañinas, etc. Esta variabilidad se toma en cuenta aplicando factores de modificación (λ) máximos o mínimos a las propiedades de los aisladores.

Estos factores se pueden calcular con las ecuaciones (2.51) y (2.52). Estas ecuaciones requieren factores que consideren los efectos máximos y mínimos del envejecimiento ($\lambda_{(ae,max)}$ y $\lambda_{(ae,min)}$);

del calentamiento, desgaste y razón de carga ($\lambda_{(test,max)}$ y $\lambda_{(test,min)}$); y de la variabilidad en fabricación ($\lambda_{(spec,max)}$ y $\lambda_{(spec,min)}$).

$$\lambda_{max} = \left(1 + \left(0.75 * (\lambda_{(ae,max)} - 1)\right)\right) * \lambda_{(test,max)} * \lambda_{(spec,max)} \quad (2.51)$$

$$\lambda_{min} = \left(1 - \left(0.75 * (1 - \lambda_{(ae,min)})\right)\right) * \lambda_{(test,min)} * \lambda_{(spec,min)} \quad (2.52)$$

Asimismo, también se pueden utilizar los factores de modificación de las tablas presentadas en el Anexo 1 de la Norma E.031.

Para incluir esta variabilidad en el diseño de los elementos seleccionados, se requiere desarrollar un modelo matemático de la estructura usando las propiedades máximas de los dispositivos, y otro modelo utilizando las mínimas, donde las propiedades máximas y mínimas se obtienen escalando las propiedades del dispositivo (K_1 y Q), por los valores de λ correspondientes. Estos modelos deben ser analizados y, a partir de los resultados, se selecciona el caso más crítico en el diseño estructural.

3. Diseño de Edificios Aislados según el RNE

3.1. Método Estático: Fuerzas Estáticas Equivalentes

La Norma E.031 permite emplear el Análisis Estático si la estructura se ubica en las zonas de menor peligro sísmico 1 o 2. En caso el edificio se ubique en las zonas 3 o 4, la norma permite este tipo de análisis en suelos del tipo S1 o S2. El método estático consiste en calcular el desplazamiento de la base de aislamiento, usando un modelo de 1 GDL, y las fuerzas sísmicas laterales calculadas a partir del espectro de pseudo-aceleraciones.

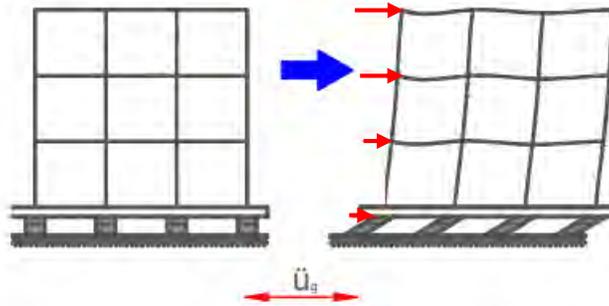


Imagen 3.1: Distribución vertical de las fuerzas sísmicas laterales

Adaptado de *Introducción a los Sistemas de Aislamiento y la Disipación de Energía en Edificios*, por J.A.Muñoz, 2016

Desplazamiento traslacional

En primer lugar, se determina el periodo efectivo en función al peso de la estructura por encima de la interfaz de aislamiento y la rigidez efectiva de sistema de aislamiento. Se calcula el desplazamiento máximo de diseño en función de la pseudo-aceleración y el factor de amortiguamiento.

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{P}{K_M g}} \quad (3.1)$$

$$D_M = \frac{S_{aM} T_M^2}{4\pi^2 B_M} \quad (3.2)$$

Donde:

- P : Peso de la estructura sobre la interfaz de aislamiento.
- K_M : Rigidez efectiva del sistema de aislamiento en la dirección de análisis.
- g : Aceleración de la gravedad (9.81 m/s^2).
- S_{aM} : Ordenada del espectro elástico de pseudo aceleraciones correspondiente al sismo máximo considerado.

Aquí, sin embargo, se suelen utilizar los valores de B_M presentados en la tabla 1, en lugar de la expresión de Newmann.

Tabla 3.1: Factor de amortiguamiento B_M

Amortiguamiento Efectivo, β_M (En porcentaje del amortiguamiento crítico)	Factor B_M
≤ 2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
≥ 40	1.9

Adaptado de Norma Técnica E.031, 2019

Desplazamiento total

El desplazamiento total de la base de aislamiento se calcula utilizando las dimensiones en planta de la estructura (b y d), la relación entre el periodo efectivo fundamental y el periodo efectivo rotacional (P_T), la distancia entre el CM de la superestructura y el CR de la base de aislamiento (e), la distancia entre el CR del sistema de aislamiento y el elemento analizado (y) y el

desplazamiento máximo traslacional (D_M), el cual, a su vez, se calcula usando el “periodo efectivo de la estructura (T_M)” a través de las siguientes ecuaciones:

$$D_{TM} = D_M \left[1 + \left(\frac{y}{P_T^2} \right) \left(\frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \right] \quad (3.3)$$

Fuerzas laterales

En segundo lugar, se determinan las fuerzas laterales mínimas de diseño. El diseño del sistema de aislamiento y los elementos de la subestructura debe resistir una fuerza lateral mínima V_b , teniendo en cuenta la variabilidad de las propiedades del aislamiento sísmico.

$$V_b = K_M D_M \quad (3.4)$$

Los elementos de la superestructura deben ser diseñados con los requisitos aplicables a una estructura no aislada. Deben ser capaces de resistir una fuerza cortante mínima V_s , calculada como el mayor valor entre el resultado de la ecuación (3.5) y los límites de V_s . Luego, se calcula las fuerzas laterales distribuidas en los niveles de la estructura.

$$V_s = \frac{V_{st}}{R_a} \quad (3.5)$$

$$V_{st} = V_b \left(\frac{P_s}{P} \right)^{(1-2.5\beta_M)} \quad (3.6)$$

Donde:

- R_a : Coeficiente de Reducción de Fuerzas Sísmicas.
- V_{st} : Fuerza Cortante No Reducida actuante en la superestructura
- P : Peso Sísmico de la estructura
- P_s : Peso Sísmico Efectivo de la Superestructura (sin incluir la base de aislamiento)
- β_M : Amortiguamiento Efectivo del Sistema de Aislamiento correspondiente a D_M

Límite de deriva

La deriva de entrepisos para edificios aislados no debe ser mayor a 0.0035.

3.2. Métodos Dinámicos

3.2.1. Análisis de Edificios Aislados usando modelos 3D

Se pueden utilizar distintos programas de computación para modelar una estructura de forma tridimensional. Una estructura aislada de n pisos, se modelaría con $n+1$ diafragmas, considerando el diafragma adicional en la base de aislamiento. El movimiento tridimensional de cada uno de los pisos se representa con 3 GDL (2 componentes horizontales paralelos al diafragma y perpendiculares entre sí, y un momento torsor perpendicular al diafragma) en cada uno de los diafragmas, por lo que habría $3n+3$ GDL.

El modelo tridimensional debe incluir una excentricidad accidental para incluir efectos de falta de simetría de masas y rigideces. Esta excentricidad se representa como el 5% de la dimensión perpendicular a la dirección de análisis.

Se puede realizar el análisis modal del modelo tridimensional usando un amortiguamiento inherente (amortiguamiento por los elementos estructurales) de 5% para la superestructura y utilizando las propiedades efectivas de los dispositivos. Para este análisis, los modos 1, 2 y 3 corresponden a grandes deformaciones del sistema de aislamiento; por lo tanto, a estos modos se les puede asignar el mismo amortiguamiento que se designe para el sistema de aislamiento. Los modos restantes están relacionados a deformaciones de la superestructura y permanecen con el amortiguamiento inherente (5%).

3.2.2. Análisis Modal Espectral

Este método consiste en calcular los modelos de vibración (frecuencias y formas de vibración) del modelo analizado, siguiendo un procedimiento similar al que se hizo para el modelo de 2 GDL;

sin embargo, a diferencia del análisis modelo de 2 GDL, no se utiliza una señal armónica, sino que se analiza la respuesta del modelo tridimensional ante un “espectro de diseño”, el cual representa los movimientos sísmicos para la zona y tipo de suelo en los que está la estructura, usando las propiedades elásticas de la superestructura y las propiedades efectivas de los aisladores.

Para este análisis, cabe señalar, el amortiguamiento equivalente del modelo tridimensional para los modos 1, 2 y 3 (debido a los grandes desplazamientos de los dispositivos de aislamiento) puede ser asignado de 2 maneras: puede ingresarse directamente el valor del coeficiente de amortiguamiento (C) en las propiedades de los dispositivos, y usar el amortiguamiento inherente de 5% en los primeros modos; o puede asignarse directamente la fracción de amortiguamiento de los dispositivos a los primeros modos y, dejar el coeficiente de amortiguamiento de los dispositivos en cero.

Espectro de diseño

El espectro de diseño se determina mediante un estudio de sitio o empleando las indicaciones de la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente.

El espectro elástico de pseudo aceleraciones, correspondiente al sismo máximo considerado (SMC), se determina como:

$$S_{aM} = 1.5 ZUCS g \quad (3.7)$$

Donde Z, U y S son los parámetros definidos en la Norma Técnica E.030. Para estructuras aisladas, el factor U es en todos los casos igual a 1.

El parámetro C se calcula con las siguientes expresiones:

$$T < 0.2T_p \quad \rightarrow \quad C = 1 + 7.5 \frac{T}{T_p} \quad (3.8)$$

$$0.2T_p < T < T_p \quad \rightarrow \quad C = 2.5 \quad (3.9)$$

$$T_p < T < T_L \quad \rightarrow \quad C = 2.5 \frac{T_p}{T} \quad (3.10)$$

$$T > T_L \quad \rightarrow \quad C = 2.5 \frac{T_P \cdot T_L}{T^2} \quad (3.11)$$

Consideraciones para el Análisis

- Emplear el menor valor entre el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento sísmico y el 30% del amortiguamiento crítico en los modos de vibración asociados al aislamiento sísmico.
- En los demás modos de vibración, el amortiguamiento debe ser consistente con valores correspondientes a la estructura de base fija.
- Se debe emplear el 100% del espectro en la dirección de análisis más el 30% en la dirección perpendicular.
- El desplazamiento máximo del sistema de aislamiento se calcula como la suma vectorial de los desplazamientos ortogonales, para cada dirección de análisis.

Límite de deriva

La deriva máxima permitida para el análisis modal espectral de estructuras aisladas es 0.0035.

3.2.3. Análisis Tiempo-Historia

De acuerdo a la Norma E.031, se permite realizar el análisis Tiempo-Historia para el diseño de estructuras sísmicamente aisladas, y debe ser utilizado para todas las estructuras que no puedan ser diseñadas utilizando el análisis Modal Espectral. El análisis tiempo historia consiste en someter la estructura a un conjunto de, por lo menos, 7 registros representativos de las aceleraciones del terreno. Cada uno de los registros debe incluir dos componentes horizontales en direcciones ortogonales (y un componente vertical de ser necesario). Asimismo, el modelo tridimensional utilizado para este método, debe considerar el comportamiento histerético (propiedades no lineales) de los dispositivos de aislamiento.

Tratamiento de Señales Sísmicas

Las señales deberán ser obtenidas a partir de movimientos con características similares a las del sismo máximo considerado (SMC). Cada una de las componentes de los registros debe ser compatibilizada con el espectro de diseño utilizado. De ser necesario se pueden aplicar correcciones a través de programas:

- Corrección por Línea Base
- Corrección por Filtrado de Señales
- Análisis Unidimensional de Propagación de Onda

En caso de utilizar, por lo menos, 7 juegos de señales, las deformaciones de los elementos, las fuerzas sísmicas y las distorsiones de entrepiso analizadas, serán los promedios de los resultados máximos obtenidos para las distintas señales. En caso de usar un menor número de señales, se utilizará el valor máximo de los parámetros mencionados anteriormente.

A partir de las componentes de las señales, se construye un espectro de pseudo aceleraciones utilizando el método de combinación SRSS. Este proceso implica combinar los valores espectrales calculados para cada componente de manera individual, aplicando un amortiguamiento del 5%. Ambos componentes deben ser escalados tal que, en el rango de periodos entre $0.2T$ y $1.25T$ (donde T es el periodo fundamental), el promedio de valores espectrales obtenido con SRSS para los distintos registros no sea menor que la ordenada correspondiente al espectro de diseño.

Se aplica cada par de componentes del movimiento del suelo simultáneamente al modelo, teniendo en cuenta la ubicación más desfavorable del CM excéntrico. El cálculo del desplazamiento máximo del sistema de aislamiento debe realizarse mediante la suma vectorial de los dos desplazamientos horizontales para cada instante de tiempo.

Límite de deriva

La deriva máxima permitida para el análisis modal espectral de estructuras aisladas es 0.005.

3.3. Requisitos del Sistema de Aislamiento

3.3.1. Fuerza Lateral Restitutiva

El sistema de aislamiento debe ser diseñado de forma que la diferencia entre la fuerza máxima (correspondiente al desplazamiento máximo considerando la variabilidad de las propiedades de los aisladores) y la fuerza correspondiente a $0.5D_M$, sea por lo menos 2.5% del peso de la superestructura ($\Delta F > 0.025W_s$).

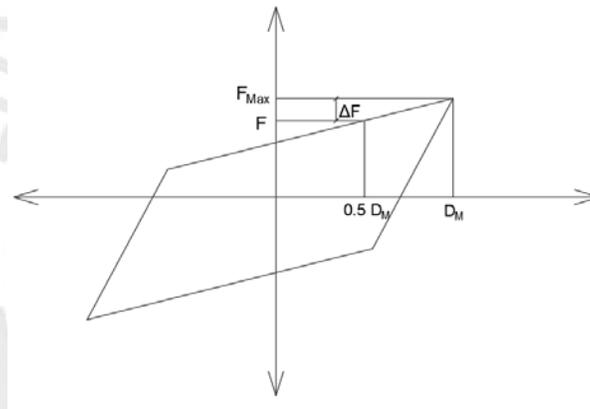


Imagen 3.2: Requisitos de Fuerza de Restitución Lateral

3.3.2. Estabilidad ante Cargas Verticales

La estabilidad de cada elemento se debe garantizar en 2 situaciones: para cargas cotidianas, y para las máximas y mínimas cargas verticales en condiciones de desplazamiento total máximo. Las cargas verticales máxima y mínima, están definidas por las combinaciones de carga de la Norma E.031 como sigue:

Combinación de Carga Vertical

El diseño del sistema de aislamiento sísmico y los ensayos de las unidades de aisladores se realizarán con las siguientes combinaciones de cargas verticales.

Combinaciones:

$$\text{Promedio:} \quad 1.0 CM + 0.5 CV \quad (3.12)$$

$$\text{Máxima:} \quad 1.25 (CM + CV) + 1.0 (CSH + CSV) + 0.2 CN \quad (3.13)$$

$$\text{Mínima:} \quad 0.9 CM - 1.0 (CSH + CSV) \quad (3.14)$$

3.4. Requisitos del Sistema Estructural

3.4.1. Requisitos geométricos

La esbeltez de la edificación es un factor importante a considerar. Por un lado, los edificios con una mayor esbeltez presentan un mayor desplazamiento en la superestructura. Por otro lado, las probabilidades de que se presenten esfuerzos de tracción son mayores debido a los momentos volcantes producidos por fuerzas laterales sísmicas. Por lo tanto, se sugiere que la esbeltez de los edificios se conserve por debajo de 3 (Aguirre Amez & Huallanca Parra, 2016).

$$\frac{H}{B} < 3 \quad (3.15)$$

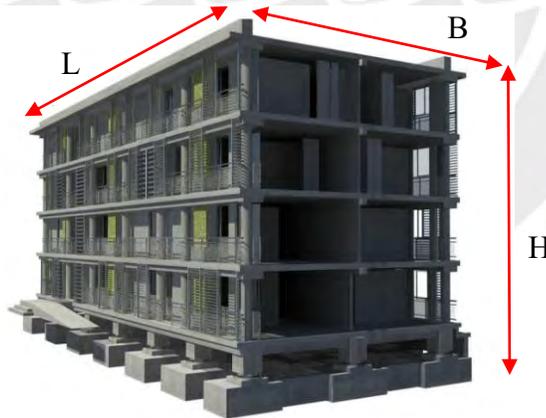


Imagen 3.3: Relación de esbeltez.

Adaptado de: Corporación de Desarrollo Tecnológico, 2011

3.4.2. Diafragma de la base de aislamiento

El diafragma de la base de aislamiento, debe ser lo suficientemente rígido para lograr un trabajo conjunto entre los aisladores y la superestructura, y debe contar de una resistencia estructural determinada.

3.4.3. Distancia Mínima con Estructuras Aledañas

La mínima distancia de separación entra la estructura sísmicamente aislada y estructuras aledañas u otros obstáculos fijos en los alrededores, y la distancia al límite de propiedad, no debe ser menor que el desplazamiento total máximo (D_{TM}) calculado con el Método Estático: Fuerzas Estáticas Equivalentes.

3.5. Efecto P-Delta

Debido al movimiento de los dispositivos de aislamiento sísmico durante un sismo, se generarán excentricidades sobre las cargas de gravedad de la estructura. Estas excentricidades resultan en momentos adicionales sobre los elementos estructurales, los cuales deben ser considerados para el diseño estructural del edificio.

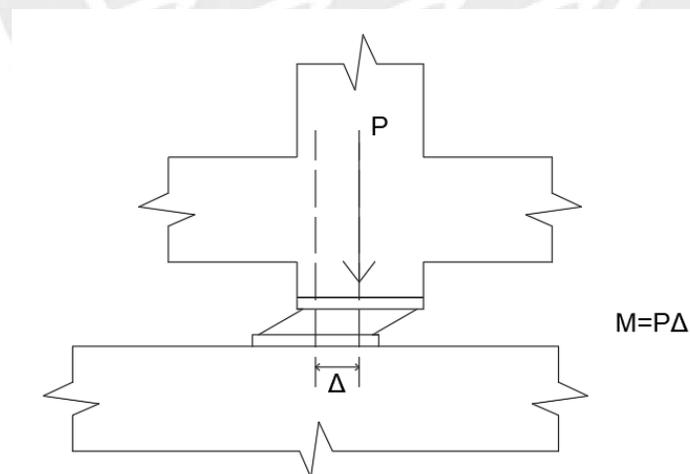


Imagen 3.4: Representación del Efecto P-Delta

El efecto P-Delta, puede darse sobre la zapata o actuar en la superestructura. Sin embargo, la mejor ubicación para este efecto, dependerá de cada uno de los dispositivos (cada fabricante decide si es

mejor que el efecto se produzca sobre o bajo el dispositivo). Para dispositivos elastoméricos este momento deberá ser igual a P veces $\Delta/2$ para los elementos estructurales (NCh2745, 2003).



4. Análisis y Diseño de una Edificación pública con Aisladores Elastoméricos

4.1. Procedimiento de diseño de un edificio de base aislada

Los pasos a seguir para diseñar edificios con base aislada siguen un proceso iterativo que se da hasta cumplir con los requisitos mínimos de derivas, aceleraciones, fuerza restitutiva y tracciones explicados en la sección 3.2. Luego, se obtienen las propiedades efectivas finales con las cuales se realizará el diseño de los elementos estructurales. A continuación, se muestra el flujo correspondiente a este proceso.

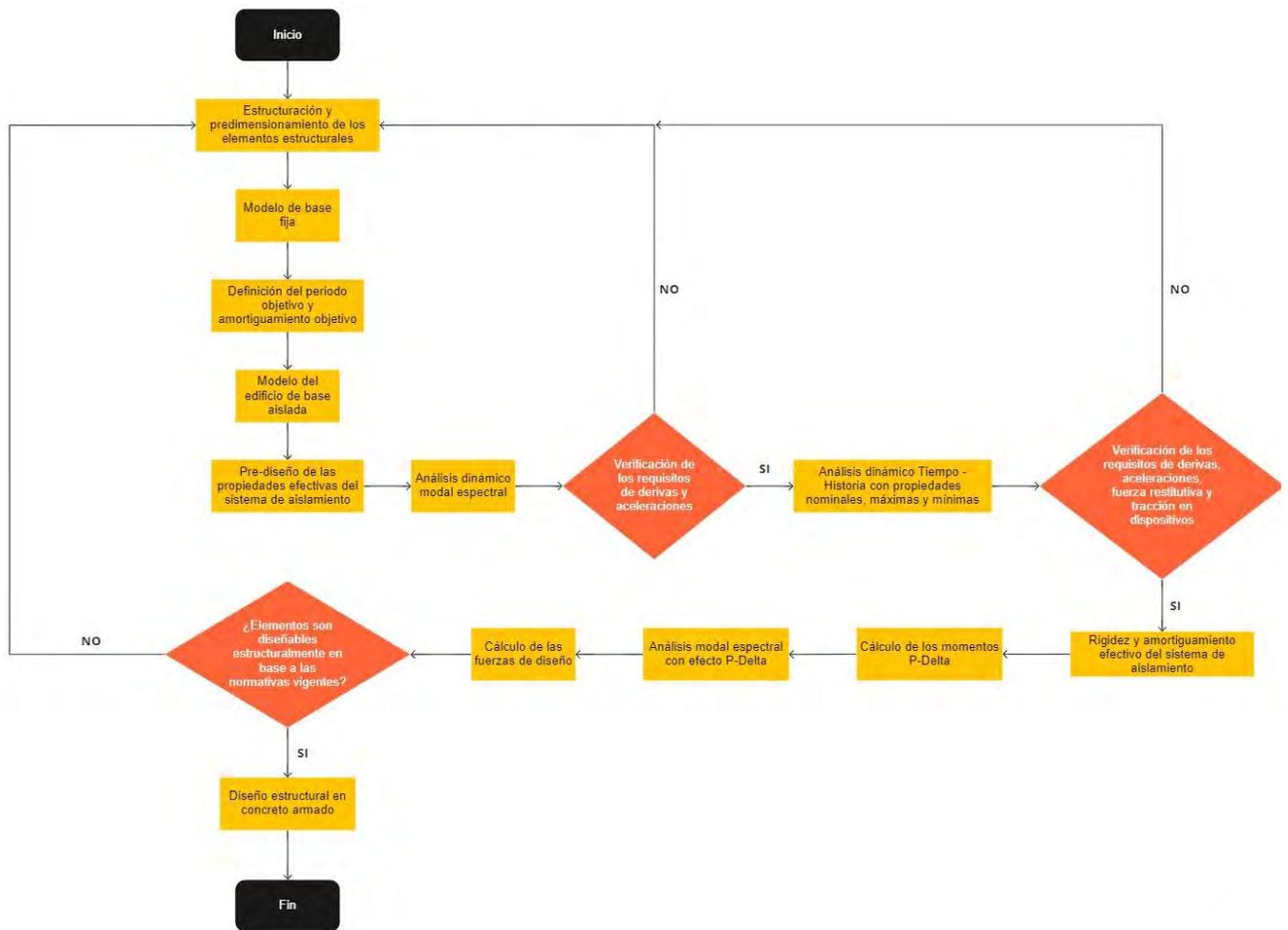


Imagen 4.1: Flujograma de diseño de edificios aislados

4.2. Características Arquitectónicas de la Edificación

El edificio elegido consta de 04 pisos, cada uno de los cuales tiene 3.25 m de altura. Es un edificio que contiene diferentes servicios sociales dirigidos a la población más vulnerable, tales como: oficina de DEMUNA, Defensa Civil, Vaso de Leche, entre otros.

Esta edificación presenta 3 plantas distintas en términos de arquitectura: Una correspondiente al primer piso, con un área aproximada de 290m²; la segunda, corresponde al segundo y tercer piso, con un área similar a la de la primera planta (290m²), pero con una distinta distribución de tabiquería; y, la tercera, corresponde al cuarto piso, de igual área que los niveles inferiores, pero con una distinta distribución de tabiquería.

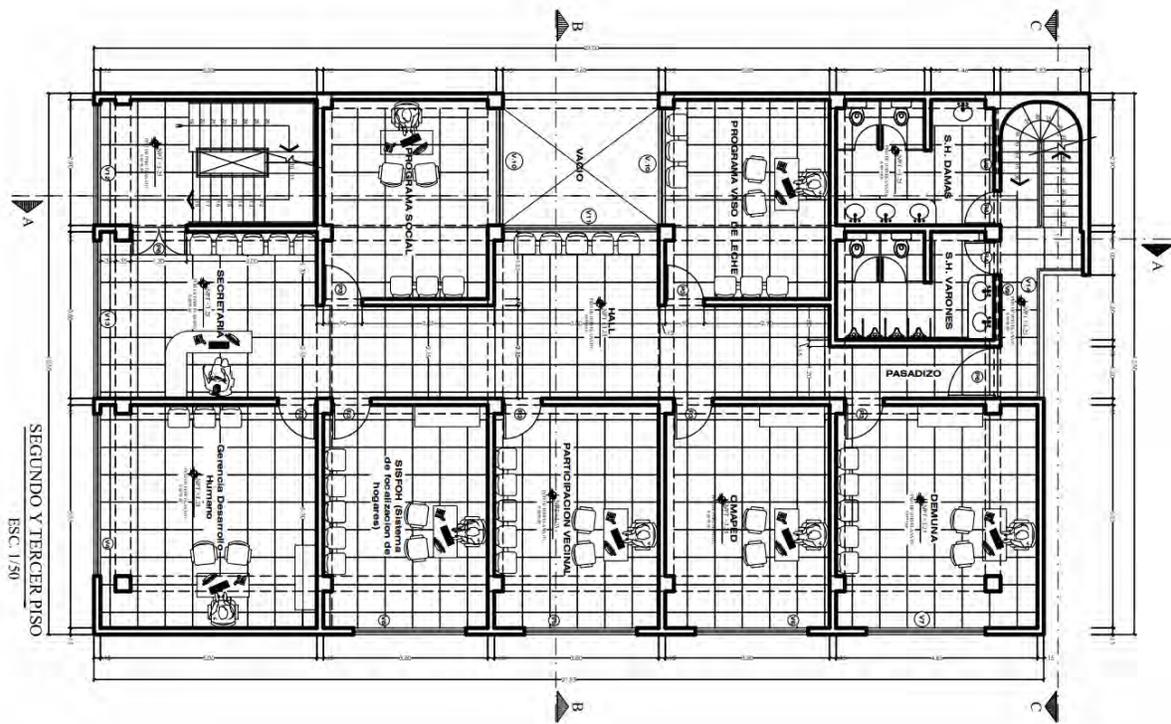


Imagen 4.2: Plano de Arquitectura del Segundo y Tercer Piso

4.3. Estructuración y Predimensionamiento de elementos estructurales

4.3.1. Estructuración

Para la estructuración (ubicación de los elementos estructurales) se tomaron en cuenta los ductos, los muros perimetrales, las escaleras y las ubicaciones de elementos estructurales según los planos arquitectónicos. Se consideraron los criterios de simplicidad y simetría en busca de un comportamiento sísmico predecible; además, se aseguró la continuidad y uniformidad de la estructura con el fin de prevenir la concentración de esfuerzos tanto en la distribución horizontal como en la vertical. El objetivo es dotar a la estructura de la suficiente resistencia y rigidez para mitigar los efectos del sismo.

La edificación tendrá un sistema aporticado y las losas serán macizas que trabajan en 1 dirección o 2 direcciones. Las vigas serán soportadas por columnas y en conjunto formarán pórticos con responsabilidad sísmica.

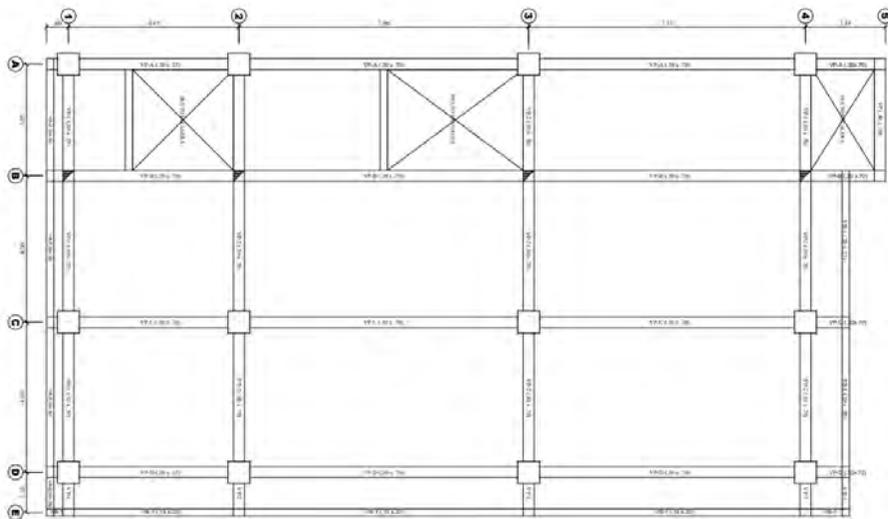


Imagen 4.3: Estructuración de la planta típica del edificio

A partir de la estructuración planteada, se pueden ubicar los dispositivos de aislamiento sísmico bajo la plataforma de aislamiento. En este caso, la plataforma de aislamiento sísmico se ubicará bajo el primer piso.

4.3.2. Predimensionamiento de los elementos de la superestructura

Se utilizaron los criterios y las recomendaciones prácticas de “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado” de Blanco (1994) en el proceso de predimensionamiento de los elementos estructurales.

4.3.2.1 Predimensionamiento de losas macizas

El espesor de las losas macizas se estimó a partir de las siguientes ecuaciones:

- Losas macizas en 1 dirección:

$$e = \frac{L}{30} \quad (4.1)$$

- Losas macizas en 2 direcciones:

$$e = \frac{L}{40} \text{ o } \frac{L}{180} \quad (4.2)$$

A manera de ejemplo, se realizó el predimensionamiento del espesor de la losa que trabaja en dos direcciones, situada entre los ejes 3 y 4 y B y C, donde se tiene una luz crítica de 7.3 m y un perímetro de 21.9 m.

$$e = \frac{7.3}{40} = 0.18 \text{ m}$$

$$e = \frac{21.9}{180} = 0.12 \text{ m}$$

Se consideró un espesor de 20 cm para todas las losas macizas ya que se busca asegurar un rendimiento óptimo en servicio y prevenir vibraciones no deseadas.

4.3.2.2 Predimensionamiento de vigas

Para el predimensionamiento del peralte de las vigas se usaron las siguientes ecuaciones:

- Peralte (H):
 - Vigas simplemente apoyadas:

$$H = \frac{L}{10} \quad (4.3)$$

- Vigas continuas:

$$H = \frac{L}{12} \quad (4.4)$$

El ancho mínimo de las vigas, según la N.T.E E.060 y aplicable a vigas que forman pórticos con responsabilidad sísmica, es de 25 cm. A manera de ejemplo, se realizó el predimensionamiento de una viga con luz libre de 7.3 m, usando la siguiente ecuación (4.4).

$$H = \frac{7.3}{12} = 0.61 \text{ m}$$

Por lo tanto, las vigas de la presente edificación tendrán un peralte de 0.65 m y el ancho seleccionado para las vigas es de 0.30 m.

4.3.2.3 Predimensionamiento de columnas

El predimensionamiento de las columnas se realizó en base a las siguientes ecuaciones:

- Comportamiento controlado, predominantemente, por cargas de gravedad:

$$A_c = \frac{P_s}{0.45 f'_c} \quad (4.5)$$

- Comportamiento controlado, predominantemente, por cargas sísmicas:

$$A_c = \frac{P_s}{0.35 f'_c} \quad (4.6)$$

Se utilizó una carga de servicio de 1 ton/m² para el predimensionamiento de una columna interior y a partir de un área tributaria de 43.1 m², se obtiene el área tentativa que debe tener el elemento:

$$A_c = \frac{43.13 * 4 * 1000}{0.35 * 210} = 2347.2 \text{ cm}^2$$

Las dimensiones de la columna pueden ser de 0.55x0.55 m.

4.3.3. Predimensionamiento de los elementos de la subestructura

4.3.3.1 Predimensionamiento de vigas de aislamiento

Estos elementos estructurales permiten controlar el desplazamiento diferencial de las columnas debido a su gran rigidez; asimismo, garantizan estabilidad ante el riesgo de vuelco debido al efecto P- Δ . Para el presente proyecto las vigas de aislamiento son de 0.40 m x 0.90 m.

4.3.3.2 Predimensionamiento de capiteles

Los capiteles son elementos ubicados inmediatamente arriba y abajo de los aisladores. El predimensionamiento de este elemento se realiza a partir de un rango de valores para el diámetro del dispositivo de aislamiento. En este caso, de acuerdo a Dynamic Isolation Systems (2007), considerando que se espera un desplazamiento de alrededor de 0.4 m (a partir de las dimensiones del proyecto), se tiene un rango de valores de entre 0.50 m a 0.70 m para el diámetro del dispositivo. En tal sentido, considerando un desfase de 0.20 m para el caso crítico (mayores dimensiones), se optó por una sección trasversal de 1.1m x 1.1m.

En cuanto a la altura del capitel, con base en las dimensiones preliminares de las vigas de aislamiento, obtenidas en la sección anterior, se optó por un altura total de 1.20 m para evitar la congestión de refuerzo estructural en el elemento y para considerar posibles variaciones en la altura del dispositivo.

4.4. Diseño Preliminar del Sistema de Aislamiento

El prediseño del sistema de aislamiento de una edificación aislada se realiza considerando un modelo de un grado de libertad o modelo “ladrillo”. Se tienen en cuenta un amortiguamiento efectivo en el sistema de aislamiento y se amplía el periodo de la estructura de base fija a la cual se instalarán los aisladores. Finalmente, se obtiene las propiedades lineales las cuales se sujetan a un análisis modal espectral.

4.4.1. Análisis de la Estructura de base fija

Según la norma E.020, se consideró como carga muerta el peso propio de los elementos estructurales de concreto armado ($2.4 \text{ ton}/m^3$), el peso del piso terminado ($0.1 \text{ ton}/m^2$) y el peso de la tabiquería ($0.15 \text{ ton}/m^2$). Asimismo, se consideró como carga viva la sobrecarga correspondiente al uso del edificio ($0.25 \text{ ton}/m^2$ para los primeros 3 niveles, y $0.10 \text{ ton}/m^2$ para la azotea).

La estructura de base fija fue modelada usando las cargas elegidas y las dimensiones de los elementos de concreto armado obtenidas del predimensionamiento.

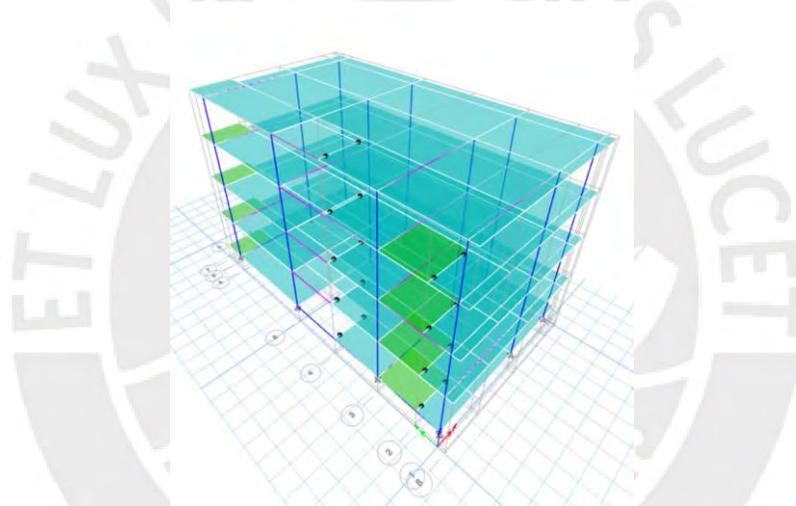


Imagen 4.4: Modelo del Edificio de Base Fija

A partir del análisis modal del modelo de base fija, se obtuvo el periodo fundamental del edificio y junto al valor de ε se obtuvo el periodo objetivo.

$$T_s = 0.58 \text{ s}$$

$$\varepsilon = 5.2$$

$$T_{obj} = 3.00 \text{ s}$$

4.4.2. Propiedades lineales del sistema de aislamiento

En primer lugar, se determina la masa total de la estructura aislada. Del programa ETABS, se conoce las masas sísmicas del nivel base y la superestructura.

Tabla 4.1: Masas sísmicas de la estructura aislada

Piso	Masa (ton. s ² /m)
1	39.5
2	39.5
3	39.5
4	24.6
M _S	143.0
M _B	44.1
M _{total}	187.1

Con el valor del periodo objetivo (T_{obj}) y la masa total de la estructura aislada se calculó la rigidez del sistema de aislamiento con la siguiente ecuación:

$$k_b = \frac{4\pi^2}{T_b^2} (M_S + M_B) = 840 \text{ ton/m}$$

Se consideró un amortiguamiento efectivo $\xi_b = 10\%$ y con la ecuación se calculó la constante de amortiguamiento:

$$C_b = 2\xi_b \sqrt{(M_S + M_B)k_b} = 79.3 \text{ ton. s/m}$$

El amortiguamiento y rigidez efectiva de cada aislador se determina dividiendo las propiedades del sistema de aislamiento entre el número de dispositivos.

$$k_{disp} = \frac{k_b}{N} \quad (4.7)$$

$$k_{disp} = \frac{840.00}{12} = 70 \text{ ton/m}$$

$$C_{disp} = \frac{C_b}{N} \quad (4.8)$$

$$C_{disp} = \frac{79.29}{12} = 6.6 \text{ ton/m}$$

4.4.3. Análisis modal de la Estructura de base aislada

Se emplea una excentricidad accidental de 5% en la dirección ortogonal a la dirección de análisis. El análisis debe realizarse por separado para cada caso de excentricidad positiva y negativa de tal manera que puedan determinarse las respuestas máximas. Para la asignación, se considera el 50% de la carga viva dado que la edificación clasifica como tipo “A”. A continuación, se presenta el ingreso de la excentricidad en la dirección X positiva en el programa ETABS.

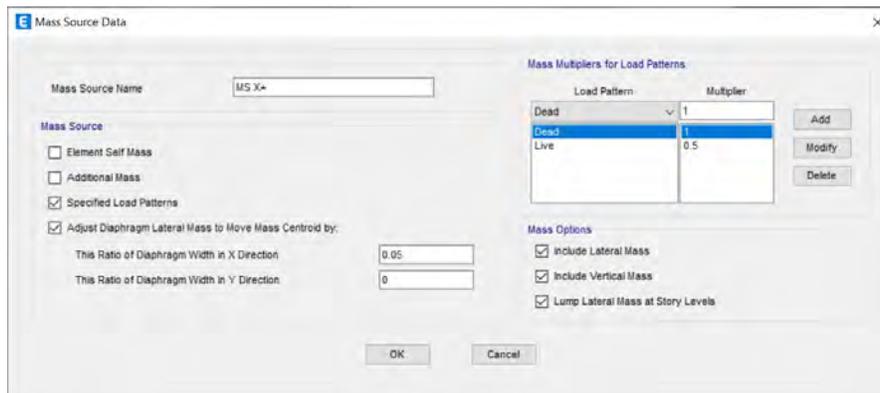


Imagen 4.5 Excentricidad accidental en la dirección X positivo

El amortiguamiento efectivo en el modelo matemático puede ser representado de tres formas distintas. En primer lugar, se puede introducir el valor de amortiguamiento obtenido directamente en las propiedades del dispositivo. En segundo lugar, se puede generar un espectro con el valor del amortiguamiento objetivo. En tercer lugar, como se hará en el presente documento, se puede introducir el valor del amortiguamiento efectivo a los tres primeros modos de vibración de la estructura; ya que, en estos modos de vibración la superestructura se comporta como un ladrillo.

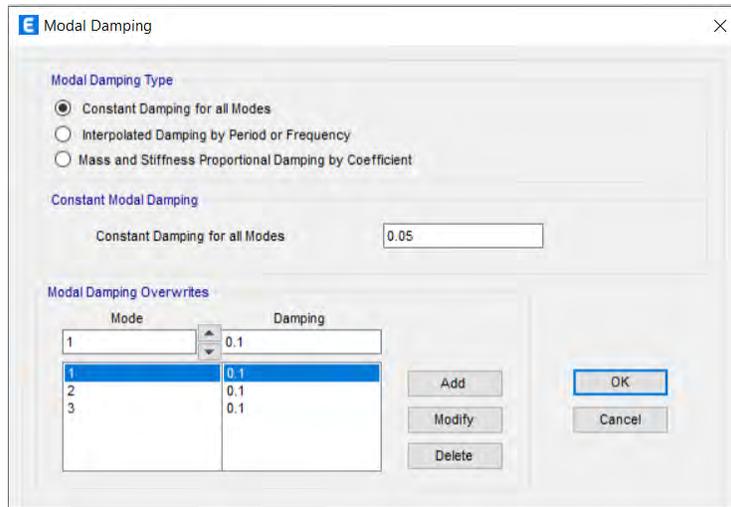


Imagen 4.6 Asignación del amortiguamiento en los tres primeros modos de

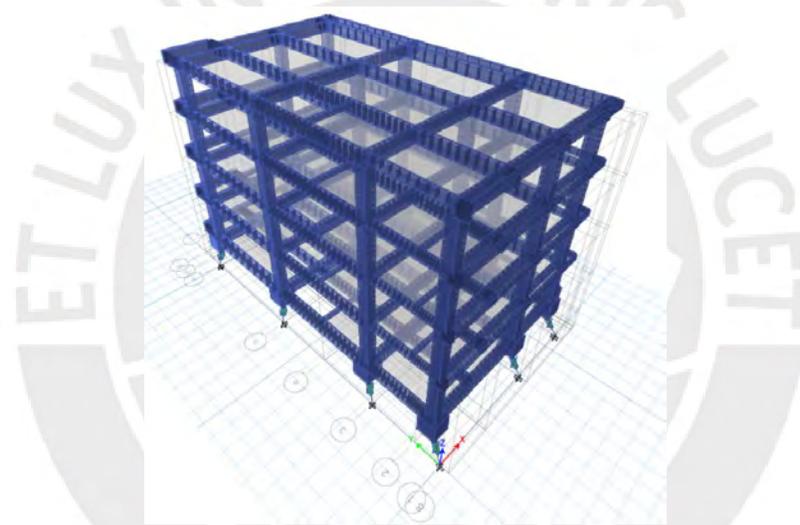


Imagen 4.7 Modelo del edificio con aislamiento sísmico

A continuación, en las tablas 4.2 y 4.3 se muestran los valores obtenidos del análisis modal en las direcciones X e Y.

Tabla 4.2: Porcentaje de participación de masa y períodos del análisis modal en X

Modo	Excentricidad					
	Periodo	Y+		Y-		UY (%)
		UX (%)	UY (%)	Periodo	UX (%)	
1	3.4	68.8%	0.2%	3.0	8.3%	90.5%
2	3.0	0.3%	99.6%	3.0	91.4%	8.5%
3	2.6	30.8%	0.1%	2.8	0.3%	0.9%

Tabla 4.3: Porcentaje de participación de masa y períodos del análisis modal en Y

Excentricidad						
X+				X-		
Modo	Periodo	UX (%)	UY (%)	Periodo	UX (%)	UY (%)
1	3.2	52.8%	21.0%	3.2	63.9%	10.9%
2	3.0	28.2%	71.8%	3.0	14.4%	85.6%
3	2.7	19.0%	7.2%	2.7	21.6%	3.5%

El período fundamental de la estructura aislada en todos los casos de análisis es mayor al período objetivo debido a que el programa ETABS considera la flexibilidad de la superestructura.

4.4.4. Análisis Espectral y ajustes en el Diseño Preliminar

4.4.4.1 Espectro de diseño

Para el análisis espectral del edificio de base aislada se define el espectro de diseño como 1.5 veces el espectro de la Norma E.030, en base al tipo de suelo y la zona sísmica en donde se encuentra el proyecto. Los parámetros quedan definidos como:

Tabla 4.4: Parámetros para el cálculo del Espectro de Diseño

S	S1 = 1.0
Z	Z4 = 1.5*0.45
S	1.00
T_P	0.4
T_L	2.5
R	1

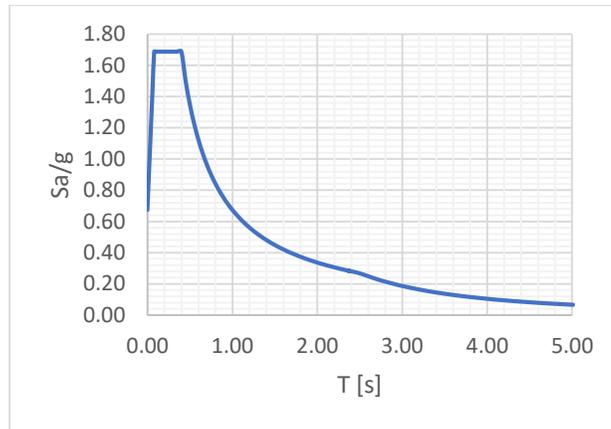


Imagen 4.8 Espectro de diseño

En base a la norma E.031, se considera la influencia del sismo del 100% en la dirección principal de análisis y 30% en la dirección secundaria. Se obtiene las escalas de factor de $1.5 \cdot 9.81 \cdot 100\% = 14.72$ en la dirección de análisis principal y $1.5 \cdot 9.81 \cdot 30\% = 4.41$ en la dirección secundaria, ver imagen 4.9:

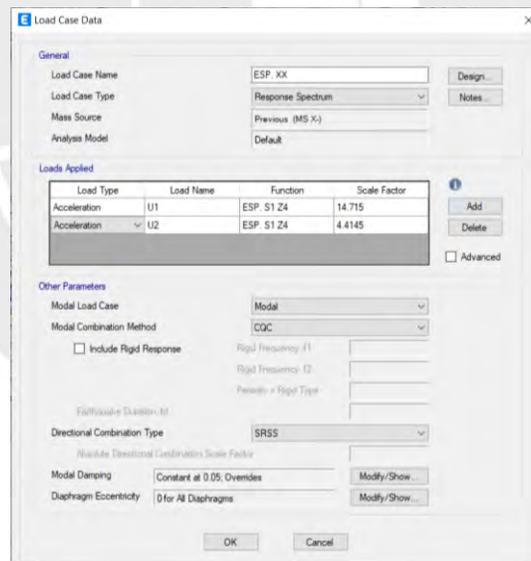


Imagen 4.9 Definición del caso de análisis espectral

4.4.4.2 Verificación de resultados

La norma E.031 dispone de un máximo de 3.5% para las derivas de entrepiso. Además, según el manual técnico de Hazus MR4, la aceleración máxima para que los elementos no estructurales

presentan un leve daño debe ser menor a 0.3g. En la tabla 4.5, se muestra los resultados del análisis espectral:

Tabla 4.5: Resultados espectrales preliminares para las distintas excentricidades

	X+	X-	Y+	Y-
Desplazamiento en el nivel base (cm)	32.7	33.2	28.7	33.8
Desplazamiento en la azotea (cm)	34.7	35.3	30.2	35.7
Deriva máxima de entrepiso (%)	2.3	2.2	2.6	2.1
Aceleración absoluta máxima (g)	0.16	0.17	0.22	0.17
Cortante de entrepiso, Vb (ton)	272.7	278.2	232.7	283.0

Las derivas máximas obtenidas en todos los casos de análisis son menores a 3.5% y las aceleraciones absolutas son menores a 0.3g, por lo tanto, se cumple con los valores máximos permisibles.

4.5. Diseño Definitivo del Sistema de Aislamiento

Se realiza el análisis Tiempo-Historia para el diseño definitivo del sistema de aislamiento, usando las propiedades del modelo bilineal mediante un proceso iterativo hasta cumplir con los requisitos de derivas, aceleraciones, fuerza restitutiva y tracciones máximas en los dispositivos. Este análisis incluye la modificación de las propiedades no lineales al considerar la variabilidad de los dispositivos.

4.5.1. Desarrollo del Modelo No Lineal del dispositivo

Las propiedades no lineales se calculan a partir del valor del desplazamiento máximo estático (D_M), el amortiguamiento efectivo asumido inicialmente ($\beta_{eff} = 10\%$) y la rigidez efectiva de los dispositivos. Se utiliza un modelo bilineal caracterizado por los parámetros de rigidez inicial (K_1), rigidez post fluencia (K_2), fuerza de fluencia (F_y), junto al desplazamiento de fluencia (D_y), la fuerza de deformación cero (Q) y la fuerza máxima ($F_{m\acute{a}x}$). Para poder obtener estos parámetros, se utiliza la siguiente igualdad de energía disipada:

$$2\pi\beta_{eff}D_M - \frac{4D_y(\alpha - 1)(D_M - D_y)}{D_M + (\alpha - 1)D_y} = 0 \quad (4.9)$$

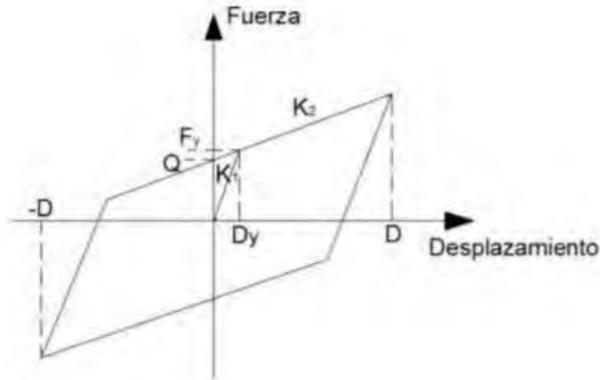


Imagen 4.10 Esquema del modelo bilineal

Adaptado de: Norma Técnica E.031, 2019

Los datos de entrada:

- $D_M = 34.9 \text{ cm}$
- $k_{disp} = 70 \text{ ton/m}$
- $\xi_b = 10\%$

Se asume una relación de rigidez $\alpha = \frac{K_1}{K_2} = 10$ y reemplazando los datos en la ecuación (4.8) se obtiene el valor de $D_y = 0.0074$. Luego, se determina el valor de K_2 con la siguiente ecuación:

$$K_2 = \frac{k_{eff}D_M}{D_M + (\alpha - 1)D_y} = 58.8 \text{ ton/m}$$

Por lo tanto, el valor de $K_1 = \alpha K_2 = 587.66 \text{ ton/m}$, el valor de $F_y = K_1 D_y = 4.4 \text{ ton}$ y el valor de $Q = D_y K_2 (\alpha - 1) = 3.9 \text{ ton}$.

En el programa se ingresaron las siguientes propiedades para el modelo bilineal:

Tabla 4.6: Propiedades nominales de un dispositivo

Rigidez inicial (K1)	587.7 ton/m
Fuerza de fluencia (Fy)	4.4 ton
Relación de rigidez (K2/K1)	0.10

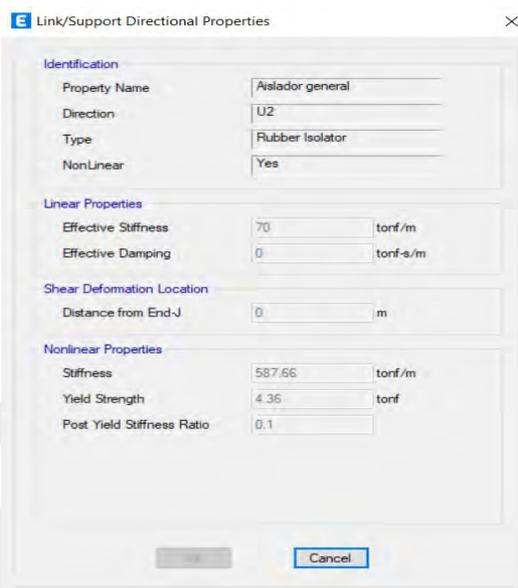


Imagen 4.11 Definición del modelo bilineal en ETABS

Este modelo cuenta con un mecanismo de disipación de energía propio. Para calcular la respuesta inelástica, los tres primeros modos fundamentales poseen un amortiguamiento nulo en el modelo matemático y al resto se le asignará el amortiguamiento inherente de la superestructura (5%).

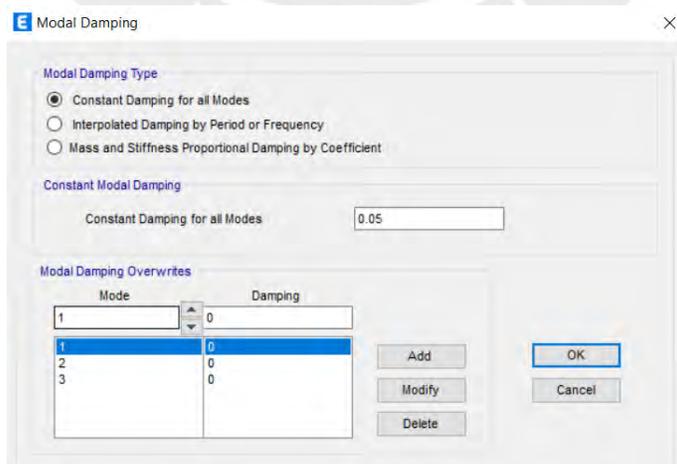


Imagen 4.12 Amortiguamiento de los tres primeros modos fundamentales

4.5.2. Variabilidad de las propiedades nominales del dispositivo

Las propiedades nominales de los aisladores pueden variar por efectos de calentamiento, exposición a condiciones ambientales, envejecimiento, etc. Las propiedades mecánicas varían en función de las modificaciones de la rigidez post fluencia (K_2) y la fuerza de activación (Q_d). En la tabla 4.7, se muestran los factores modificados para los valores mínimos y máximos que recomienda la norma E.031 para dispositivos de primera clase y aisladores de caucho con núcleo de plomo:

Tabla 4.7: Factores de modificación

Propiedad	Kd	Qd
$\lambda_{\text{máx}}$	1.3	1.5
$\lambda_{\text{mín}}$	0.8	0.8

Se determinan las propiedades límite superior e inferior a partir de los factores de modificación.

Tabla 4.8: Propiedades límite superior y límite inferior

	Límite superior	Límite inferior
K_1 (ton/m)	587.7	587.7
K_2 (ton/m)	76.4	47.0
Q_d (ton)	5.9	3.1
K_2/K_1	0.13	0.08
F_y (ton)	6.8	3.4

Se lleva a cabo un análisis Tiempo-Historia utilizando las propiedades nominales, límite inferior y límite superior con el objetivo de verificar los requisitos derivas y aceleraciones.

4.5.3. Modelo bilineal del sistema de aislamiento

El modelo bilineal del sistema de aislamiento se determinó a partir de la adición de las propiedades de cada dispositivo. Para la obtención del diagrama histerético se realizó un proceso iterativo en

el cual el desplazamiento del modelo equivalente lineal coincide con el máximo desplazamiento del sistema de aislamiento.

Tabla 4.9: Modelos bilineal para el sistema de aislamiento con propiedades nominales, máximas y mínimas

Parámetros del sistema	Nominal	Límite máximo	Límite mínimo
Desplazamiento traslacional, D_M (cm)	34.9	33.7	34.9
K_1 (tonf/m)	7 051.9	7 051.9	7 051.9
K_2 (tonf/m)	705.2	916.8	564.2
D_y	0.01	0.01	0.01
K_{eff} (tonf/m)	840.0	1 126.2	672.2
Q_d	47.1	70.7	37.7
Amortiguamiento efectivo, β_M (%)	10.0	11.4	10.1
Factor de amortiguamiento efectivo, B_M	1.2	1.2	1.2
Período efectivo, T_M (s)	3.0	2.6	3.3
Pseudo - aceleración espectral, S_{aM} (g)	0.19	0.26	0.15
Desplazamiento estático equivalente, D_M (cm)	34.9	33.7	35.0

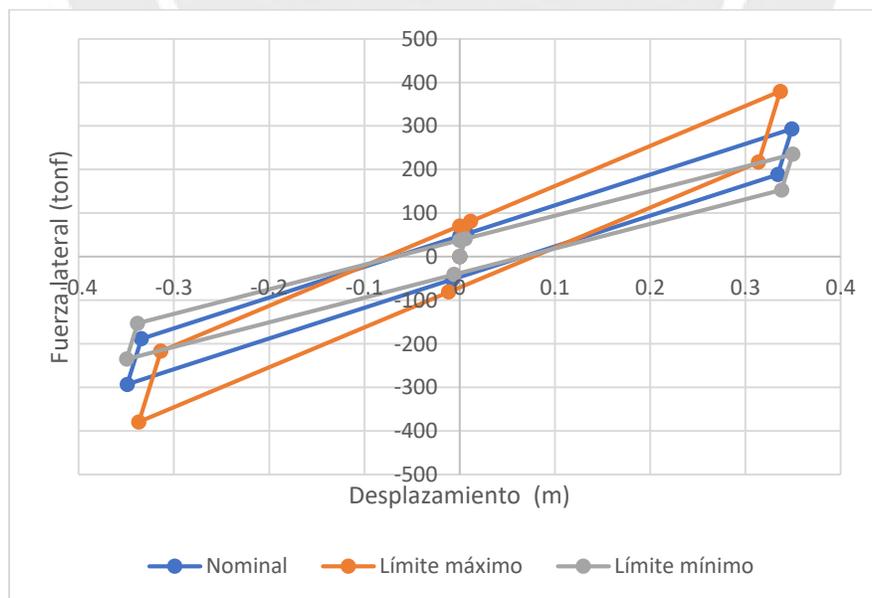


Imagen 4.13 Diagrama de histéresis (Fuerza lateral – Desplazamiento)

4.5.4. Compatibilización de Registros

Para el análisis tiempo-historia se deben emplear 7 juegos de acelerogramas que sean representativos del SMC y las condiciones locales. Los acelerogramas empleados deben ser espectros compatibles. El promedio de los 7 espectros SRSS obtenidos de los juegos de acelerogramas debe ser igual o estar por encima del espectro de diseño en un rango de $0.2 T_M$ (límite superior) a $1.25 T_M$ (límite inferior) (Muñoz, 2016). Para escalar los acelerogramas de cada uno de los juegos se empleó factores cercanos al 90% y 44%.

Tabla 4.10: Registro de acelerogramas

	T10_CURICO		T10_HUA		T10_MAIPU		T10_TALCA		T66_LIMA		T70_LIMA		T74_LIMA	
dt (s)	0.01		0.005		0.01		0.005		0.005		0.005		0.005	
Duración (s)	180		144		167		148		66		45		98	
Nro. Datos	18 000		28 810		16 700		29 607		13 124		9 024		19 588	
Dirección	EW	NS	L	T	EW	NS	L	T	EW	NS	EW	NS	EW	NS
PGA (g)	0.46	0.49	0.45	0.47	0.38	0.36	0.47	0.52	0.48	0.49	0.45	0.46	0.47	0.49
SRSS	0.90	0.44	0.90	0.44	0.90	0.44	0.90	0.44	0.90	0.44	0.90	0.44	0.90	0.44

En la imagen 4.14, se puede observar compatibilidad de los 14 registros sísmicos con el espectro de la norma E.031. En la imagen 4.15, se tiene el espectro de aceleraciones S_{aM} para un sismo con un período de retorno de 2 500 años según la Norma E.031 y el espectro SRSS de los siete juegos de acelerogramas, los cuales son similares en el rango de 0.5 s y 4.5 s.

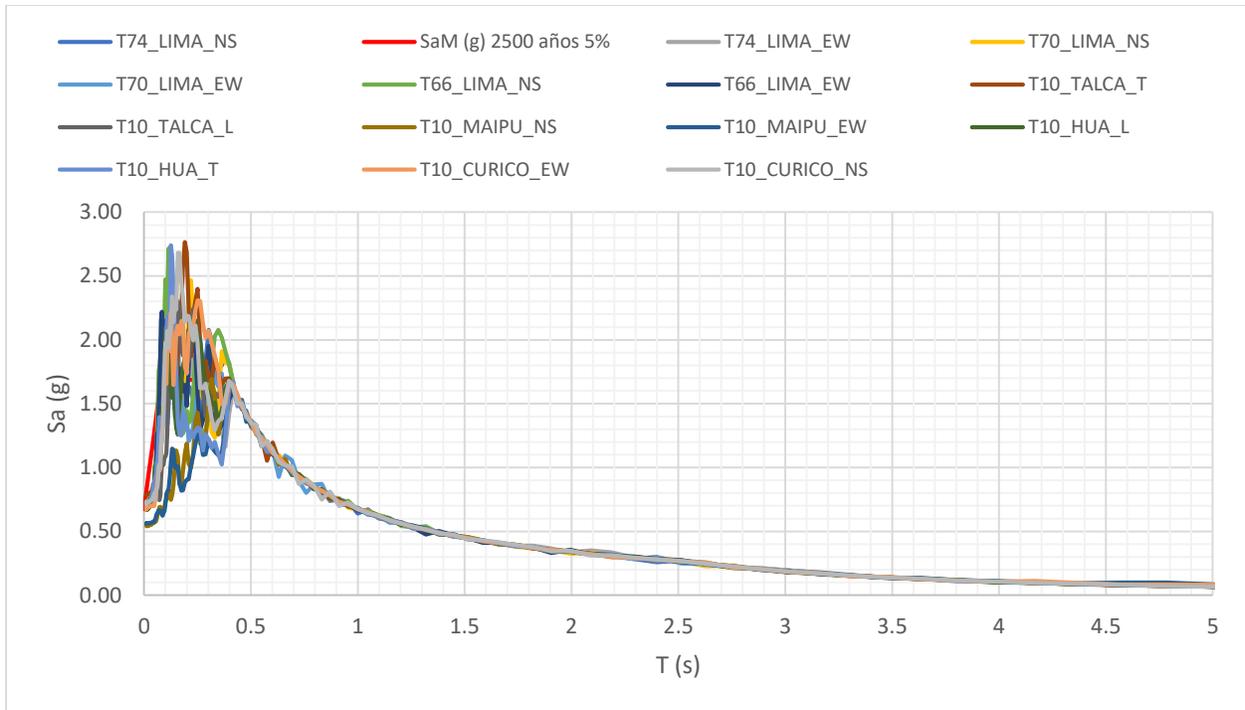


Imagen 4.14 Acelerogramas espectro compatibles

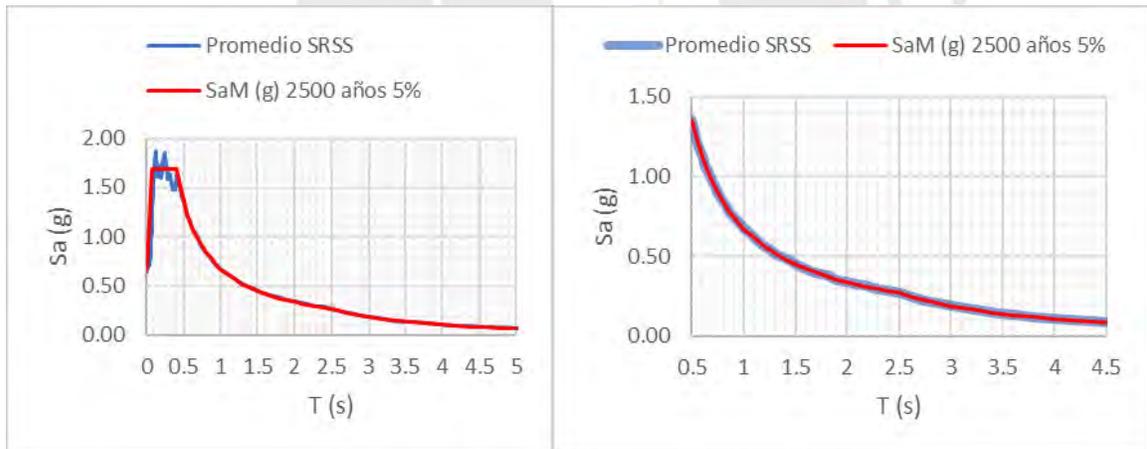


Imagen 4.15 Espectro de aceleraciones promedio SRSS vs espectro de la norma

Los espectros de desplazamiento promedio SRSS son similares al espectro de la norma E.031 como se puede apreciar imagen 4.16. Asimismo, el espectro de desplazamiento de los siete juegos de acelerogramas es compatible con el espectro de la norma.

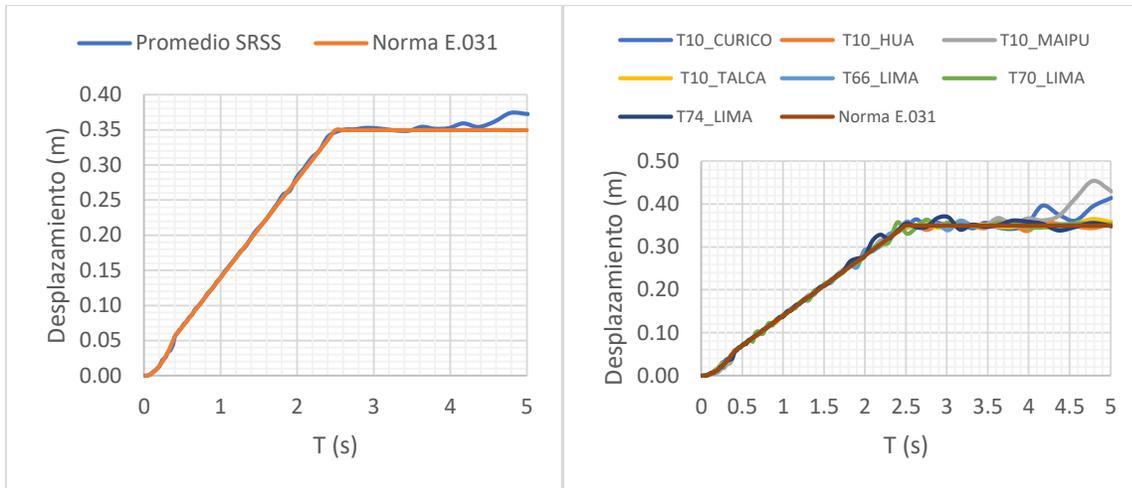


Imagen 4.16 Comparación de los espectros de desplazamiento

4.5.5. Análisis No Lineal Tiempo-Historia

Ingresa al programa los acelerogramas y crea los casos de carga sísmica como se muestra en la imagen 4.17, para ello se emplean los valores de la Tabla 4.10: Registro de acelerogramas.

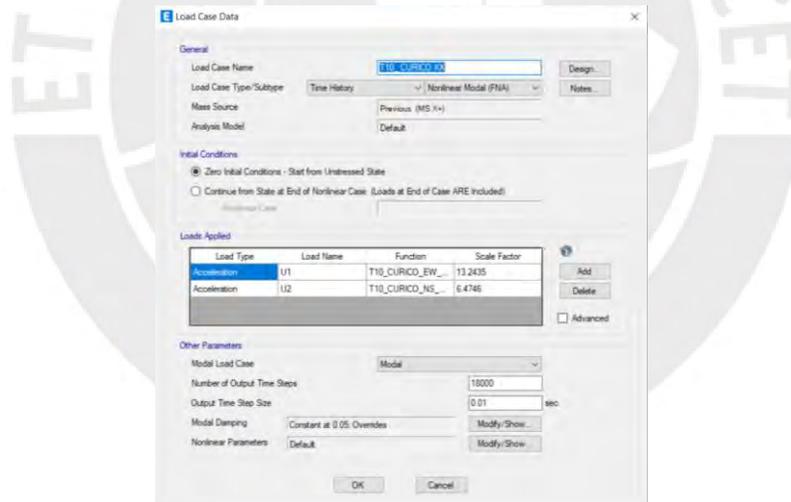


Imagen 4.17 Asignación de carga sísmica en el programa

4.5.5.1 Verificación de derivas y aceleraciones

La norma E.031 dispone de un máximo de 5.0% para las derivas de entrepiso calculado en un análisis Tiempo-Historia. Además, de acuerdo a HAZUS MR4 (2003), la aceleración máxima debe ser menor o igual a 0.3g para que los elementos no estructurales presenten daño leve. En la tabla

4.11, se detallan los resultados de desplazamiento, deriva y aceleración obtenidos para la excentricidad X+. En las tablas 4.12 y 4.13, se detallan de los resultados promedio para cada una de las excentricidades considerando la variabilidad en las propiedades de los aisladores.

Tabla 4.11: Respuestas máximas para el análisis no lineal en la excentricidad X positivo

Análisis en Y-Y	CURICO	HUA	MAIPU	TALCA	LIMA 66	LIMA 70	LIMA 74	Promedio	Máximo
Nominal									
Desp. Azotea (m)	0.21	0.23	0.26	0.28	0.25	0.22	0.27	0.25	0.28
Desp. Plat. Aisl. (m)	0.20	0.22	0.24	0.27	0.24	0.21	0.25	0.23	0.27
Deriva (‰)	1.8	1.8	2.0	2.0	1.9	1.7	2.3	1.9	2.3
Aceleración (g)	0.19	0.17	0.17	0.22	0.20	0.23	0.20	0.20	0.23
Límite superior									
Desp. Azotea (m)	0.21	0.24	0.19	0.21	0.22	0.22	0.24	0.22	0.24
Desp. Plat. Aisl. (m)	0.19	0.22	0.17	0.20	0.21	0.20	0.22	0.20	0.22
Deriva (‰)	2.6	2.2	2.2	2.3	2.7	2.1	2.7	2.4	2.7
Aceleración (g)	0.27	0.23	0.25	0.25	0.28	0.25	0.23	0.25	0.28
Límite inferior									
Desp. Azotea (m)	0.23	0.20	0.25	0.31	0.24	0.21	0.26	0.24	0.31
Desp. Plat. Aisl. (m)	0.22	0.19	0.24	0.30	0.23	0.20	0.25	0.23	0.30
Deriva (‰)	1.6	1.4	1.4	1.7	1.5	1.4	1.7	1.5	1.7
Aceleración (g)	0.16	0.15	0.14	0.19	0.18	0.20	0.16	0.17	0.20

Tabla 4.12: Resumen de derivas promedio para las distintas excentricidades

Derivas máximas, T-H (‰)				
Parámetros	SX (MY5%)	SX (MY-5%)	SY (MX5%)	SY (MX-5%)
Nominal	2.2	1.8	1.9	1.9
Máximo	2.7	2.1	2.4	2.4
Mínimo	1.7	1.4	1.5	1.5

Tabla 4.13: Resumen de aceleraciones promedio para las distintas excentricidades

Aceleraciones máximas, T-H (g)				
Parámetros	SX (MY5%)	SX (MY-5%)	SY (MX5%)	SY (MX-5%)
Nominal	0.21	0.20	0.20	0.21
Máximo	0.28	0.25	0.25	0.26
Mínimo	0.20	0.17	0.17	0.18

Las propiedades límite superior generan mayores derivas ya que se rigidiza el sistema de aislamiento y por lo tanto es menos eficiente. Los valores de derivas obtenidos en todos los casos de análisis son menores a 5.0% y las aceleraciones absolutas son menores a 0.3g, por lo tanto, se cumple con los valores máximos permisibles.

4.5.5.2 Verificación de tracción en los dispositivos

Es importante controlar la tracción en los dispositivos para evitar su levantamiento; por ello, considerando que los dispositivos tienen una resistencia a tracción de aproximadamente el 10% de la compresión por el peso sísmico, se debe verificar que las posibles fuerzas de tracción no superen dicho límite. Para determinar si los dispositivos están en tracción o compresión se emplea la siguiente combinación de carga vertical mínima:

$$\text{Carga vertical mínima: } 0.9CM - 1.0(CSH + CSV)$$

$$CSV: 0.5(1.5ZS)CM$$

Un valor de carga vertical mínima negativo, implica compresión del dispositivo; mientras que, un valor positivo indica que el dispositivo se encuentra en tracción. En la tabla 4.14 se muestra la carga vertical mínima para cada dispositivo sin contar la acción del sismo:

Tabla 4.14: Combinación CV min sin incluir efectos de sismo para cada dispositivo

Aislador	CVe min sin sismo
K2	-42.3 ton
K3	-76.5 ton
K5	-86.3 ton
K6	-79.1 ton
K7	-60.5 ton
K8	-107.6 ton
K9	-135.6 ton
K10	-107.0 ton
K11	-38.8 ton
K12	-81.2 ton
K13	-99.8 ton
K14	-63.4 ton

La ubicación de cada dispositivo está dada por la intersección de los ejes correspondientes en planta:

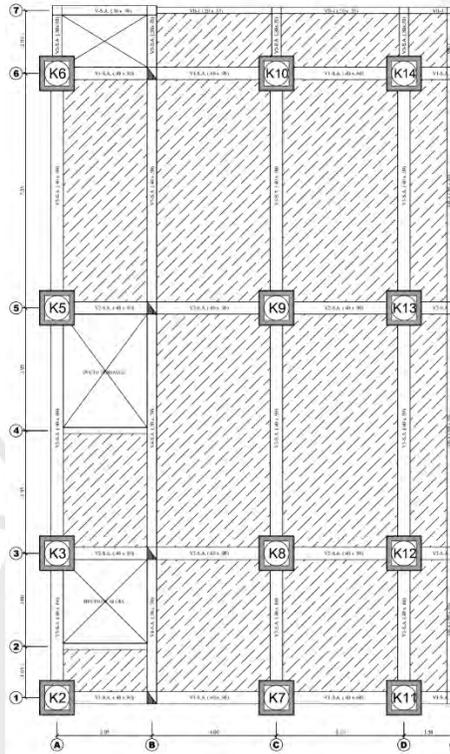


Imagen 4.18 Ubicación de los dispositivos en planta

Donde,

Tabla 4.15: Ubicación de los dispositivos en planta

Ubicación	Aislador
1-A	K2
3-A	K3
5-A	K5
6-A	K6
1-C	K7
3-C	K8
5-C	K9
6-C	K10
1-D	K11
3-D	K12
5-D	K13
6-D	K14

Se obtuvo el siguiente peso sísmico (CM + 0.5 CV) sobre los aisladores con ayuda del programa ETABS:

Tabla 4.16: Peso sísmico sobre los dispositivos

Aislador	Peso sísmico
K2	-78.7 ton
K3	-145.5 ton
K5	-165.3 ton
K6	-148.7 ton
K7	-114.5 ton
K8	-209.9 ton
K9	-264.8 ton
K10	-203.3 ton
K11	-72.3 ton
K12	-153.5 ton
K13	-188.9 ton
K14	-118.9 ton

En la tala 4.17, se presentan las cargas verticales mínimas obtenidas del análisis no lineal Tiempo – Historia para las propiedades límite superior, con las cuales se dan los casos más desfavorables en cuestión de tracciones. Los resultados de las tablas 4.17 y 4.18 están expresados en toneladas.

Tabla 4.17: Carga vertical mínima del análisis sísmico con excentricidad X positivo

	CURICO	HUA	MAIPU	TALCA	LIMA 66	LIMA 70	LIMA 74	PROMEDIO
K2	13	10	15	25	35	6	13	17
K3	-44	-40	-43	-49	-38	-45	-40	-43
K5	-71	-70	-70	-61	-68	-69	-70	-68
K6	-43	-47	-46	-53	-49	-51	-40	-47
K7	-1	-6	-4	0	12	-9	2	-1
K8	-71	-69	-68	-75	-69	-74	-66	-70
K9	-112	-111	-110	-100	-110	-111	-112	-109
K10	-64	-69	-68	-76	-76	-73	-60	-69
K11	5	9	8	-1	8	2	12	6
K12	-39	-39	-35	-16	-25	-31	-37	-32
K13	-59	-61	-51	-50	-59	-61	-62	-58
K14	-25	-29	-20	-3	-13	-26	-25	-20

Tabla 4.18: Resumen de tracciones promedio, carga sísmica, y carga vertical máxima para cada dispositivo

Aislador	Sismo											
	Sismo YY						Sismo XX					
	X+			X-			Y+			Y-		
	Promedio	10% Sísmica	CVe max									
K2	17	8	18	8	8	18	-1	8	17	3	8	17
K3	-43	15	27	-40	15	28	-46	15	27	-42	15	27
K5	-68	17	29	-72	17	29	-56	17	30	-57	17	30
K6	-47	15	28	-50	15	28	-48	15	27	-48	15	27
K7	-1	11	24	-12	11	24	-23	11	22	-21	11	22
K8	-70	21	39	-69	21	39	-69	21	39	-60	21	39
K9	-109	26	47	-116	26	47	-92	26	48	-92	26	48
K10	-69	20	37	-76	20	37	-66	20	37	-72	20	37
K11	6	7	16	9	7	17	6	7	16	17	7	17
K12	-32	15	30	-46	15	29	-21	15	31	-7	15	32
K13	-58	19	35	-67	19	35	-27	19	38	-26	19	38
K14	-20	12	23	-28	12	24	0	12	25	-6	12	25

Como se puede observar, no todas las tracciones obtenidas son menores que el 10% de la carga sísmica; no obstante, sí son menores que el 10% de la carga vertical máxima correspondiente a cada dispositivo por lo que los resultados se consideran aceptables. Donde la carga vertical máxima está definida por la siguiente ecuación:

$$\text{Carga Vertical Máxima: } 1.25(CM + CV) + 1.0(CSH + CSV)$$

Tanto la carga sísmica Y-Y, como la carga sísmica X-X generan tracciones en los aisladores K2 y K11. La máxima tracción promedio para el dispositivo K2 es 17 ton (excentricidad X+) y el 10% de su carga vertical máxima es 18 ton; mientras que, la máxima tracción promedio para el dispositivo K11 es 17 ton (excentricidad Y-) y el 10% de su carga vertical sísmica es 17 ton.

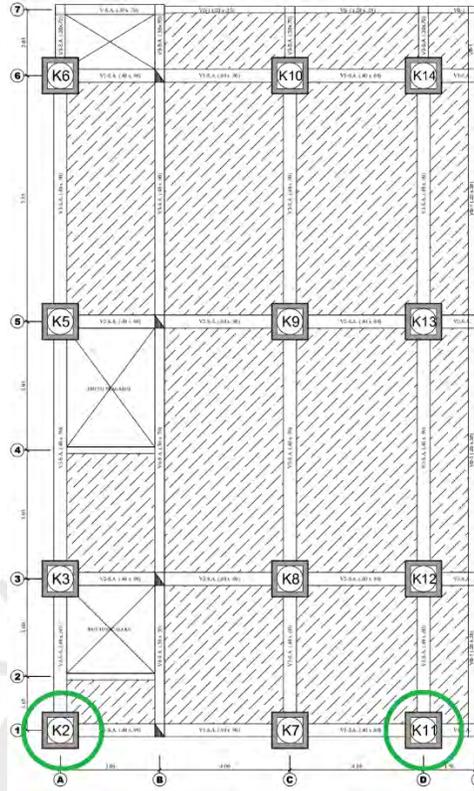


Imagen 4.19 Ubicación de los dispositivos críticos en planta

4.5.5.3 Verificación de la fuerza restitutiva

Tal como se indica en la norma E.031 en su artículo 8, la fuerza restauradora producida por el sistema de aislamiento ante sollicitaciones sísmica debe ser mayor o igual a 2.5% del peso sísmico, donde la fuerza restitutiva es igual a la fuerza lateral máxima menos la fuerza lateral que corresponde a la mitad del máximo desplazamiento.

En las tablas 4.19 y 4.20, se muestran las fuerzas restitutivas obtenidas con las propiedades mínimas, con la cuales se dan los casos más desfavorables. Para el cálculo se empleó la siguiente ecuación:

$$F_r = 0.5(F_{m\acute{a}x} - Q)$$

Donde:

- $F_{\text{máx}}$: fuerza máxima promedio de la curva histerética
- Q : fuerza promedio para desplazamiento nulo

Tabla 4.19: Fuerza restitutiva del análisis sísmico con excentricidad X positivo

	CURICO	HUA	MAIPU	TALCA	LIMA 66	LIMA 70	LIMA 74	Promedio
Fmax+ (ton)	149.2	143.5	160.8	189.1	159.7	135.4	158.2	156.6
Fmax- (ton)	-153.9	-112.2	-143.4	-112.3	-151.7	-149.2	-169.4	-141.7
F (ton)	151.5	127.9	152.1	150.7	155.7	142.3	163.8	149.1
Q (ton)	37.7	37.7	37.7	37.7	37.7	37.7	37.7	37.7
ΔF (ton)	55.7							

Tabla 4.20: Resumen de fuerzas restitutivas del análisis sísmico

	Excentricidad			
	X+	X-	Y+	Y-
F promedio (ton)	149	152	135	152
Q promedio (ton)	38	38	38	38
Fr (ton)	56	57	49	57

El 2.5% del peso sísmico resulta 46.0 ton, por lo tanto, se cumple con el criterio de la fuerza restitutiva en los cuatro casos considerados para las propiedades mínimas del dispositivo.

4.5.6. Propiedades lineales efectivas modificadas

Se puede calcular el rango de valores del amortiguamiento efectivo y la rigidez efectiva en base a las curvas histeréticas. Se calcula el desplazamiento promedio con la siguiente ecuación:

$$D = \frac{|(D_{\text{máx}+})| + |(D_{\text{máx}-})|}{2}$$

Luego, se calcula la fuerza cortante promedio:

$$F = \frac{|(F_{\text{máx}+})| + |(F_{\text{máx}-})|}{2}$$

Donde D_{max} – y F_{max} – representan al desplazamiento y fuerza mínimos respectivamente.

Finalmente, se obtiene la rigidez efectiva mediante la división de los dos parámetros anteriores:

$$K_{eff} = \frac{F}{D}$$

En las tablas 4.22 y 4.23, se presenta los resultados de amortiguamiento efectivo y rigidez efectiva:

$$\xi_{eff} = \frac{4Q(D - D_y)}{2\pi k_{eff} D^2}$$

Tabla 4.21: Amortiguamiento y rigidez del sistema de aislamiento para el análisis sísmico con excentricidad en X positivo (Propiedades Nominales)

	CURICO	HUA	MAIPU	TALCA	LIMA 66	LIMA 70	LIMA 74	Promedio
D_{max+} (m)	-0.18	-0.22	-0.24	-0.27	-0.24	-0.16	-0.23	-0.22
D_{max-} (m)	0.20	0.13	0.22	0.17	0.23	0.21	0.25	0.20
D (m)	0.19	0.17	0.23	0.22	0.24	0.19	0.24	0.21
F_{max+} (ton)	173.2	190.9	203.9	229.6	202.2	157.9	195.2	193.3
F_{max-} (ton)	-181.5	-132.1	-190.6	-145.4	-194.3	-189.9	-213.0	-178.1
F (ton)	177.3	161.5	197.3	187.5	198.3	173.9	204.1	185.7
Q (ton)	47.1	47.1	47.1	47.1	47.1	47.1	47.1	47.1
K_{eff} (ton)	923.2	934.6	856.5	849.5	843.6	938.9	846.7	884.7
D_y (m)	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
Amort. (%)	16.3	17.8	14.7	15.5	14.7	16.6	14.2	15.5

Tabla 4.22: Resumen de las razones de amortiguamiento del sistema de aislamiento para las distintas excentricidades

Amortiguamiento efectivo, β_M (%)				
Parámetros	SX (MY5%)	SX (MY-5%)	SY (MX5%)	SY (MX-5%)
Nominal	17.4	15.0	15.5	15.1
Máximo	21.1	18.5	18.9	18.6
Mínimo	17.2	15.3	15.6	15.4

Tabla 4.23: Resumen de rigideces efectivas del sistema de aislamiento para las distintas excentricidades

Rigidez efectiva, K_M (tonf/m)				
Parámetros	SX (MY5%)	SX (MY-5%)	SY (MX5%)	SY (MX-5%)
Nominal	856.6	895.9	884.7	895.0
Máximo	1 186.4	1 252.8	1 235.6	1 253.8
Mínimo	680.3	699.7	697.8	698.1

Tabla 4.24: Resumen de fuerzas cortantes del sistema de aislamiento para las distintas excentricidades

Fuerza cortante, V_b T-H (tonf)				
Parámetros	SX (MY5%)	SX (MY- 5%)	SY (MX5%)	SY (MX- 5%)
Nominal	179.9	208.2	201.6	207.0
Máximo	217.1	247.1	241.8	245.1
Mínimo	145.6	165.0	160.8	163.9

Se puede observar que las fuerzas cortantes máximas (caso más desfavorable para el diseño de elementos estructurales) y las rigideces efectivas máximas se dan en las excentricidades MY-5% y MX-5%; así que, se utilizarán estas excentricidades para el cálculo del factor de escalamiento y el diseño de elementos estructurales.

Las propiedades de los aisladores se determinan distribuyendo las propiedades del sistema de aislamiento entre el número de dispositivos. Para determinar el amortiguamiento efectivo de cada aislador se emplea la siguiente ecuación:

$$C_{disp} = \frac{2\xi_{eff}\sqrt{k_{eff}(M_b + M_s)}}{12}$$

A continuación, se presenta las propiedades efectivas de cada dispositivo:

Tabla 4.25: Propiedades lineales efectivas del sistema de aislamiento para la dirección de análisis Y-Y

Parámetro	Und.	Límite inferior	Nominal	Límite superior
k_{eff}	Ton/m	895	1 254	698
ξ_{eff}	-	15.1%	18.6%	15.4%
M_s	Ton.s ² /m	143	143	143
M_b	Ton.s ² /m	45	45	45
k_{disp}	Ton/m	75	104	58
C_{disp}	Ton.s/m	10	15	9

Tabla 4.26: Propiedades lineales efectivas del sistema de aislamiento para la dirección de análisis X-X

Parámetro	Und.	Límite inferior	Nominal	Límite superior
k_{eff}	Ton/m	896	1 253	700
ξ_{eff}	-	15.0%	18.5%	15.3%
M_s	Ton.s ² /m	143	143	143
M_b	Ton.s ² /m	45	45	45
k_{disp}	Ton/m	75	104	58
C_{disp}	Ton.s/m	10	15	9

Asimismo, dado que tanto las rigideces efectivas, como los amortiguamientos efectivos obtenidos para ambas excentricidades son similares, las propiedades de los dispositivos serán:

Tabla 4.27: Propiedades de diseño de 01 dispositivo

Parámetros de diseño para 01 dispositivo	Límite inferior	Límite superior
Rigidez efectiva, K_M (tonf/m)	58	105
Amortiguamiento efectivo, β_M (%)	15.4%	18.6%

4.6. Diseño de algunos Elementos de la Superestructura

4.6.1. Selección del procedimiento de análisis para estructuras aisladas

El procedimiento de análisis a utilizar en la estructura, dependerá de las características de la misma.

En este caso, se tiene lo siguiente:

- El periodo efectivo de base aislada es 2.4 s (menor a 5 s).
- La Estructura aislada se asienta sobre un suelo tipo S1 en la zona sísmica 4 (Z4).
- La estructura aislada tiene 14 m de altura sobre el nivel de aislamiento (menor a 20 m)
- El valor de θ_M , obtenido a partir de las propiedades de diseño de los dispositivos, es 18.6% (menor a 30%)

Tabla 4.28: Irregularidad de rigidez X-X

Nivel	Rigidez	$K_i < 70\%(K_{i+1})$	$K_i < 80\%(K_{i+1}+K_{i+2}+K_{i+3})/3$	Control
	Tonf/m	Tonf/m	Tonf/m	E-030, 2018
Nivel 4	16 067.6	-	-	
Nivel 3	21 685.1	135%	-	NO EXISTE PISO BLANDO
Nivel 2	24 086.8	111%	-	NO EXISTE PISO BLANDO
Nivel 1	35 824.5	149%	174%	NO EXISTE PISO BLANDO

Tabla 4.29: Irregularidad de rigidez Y-Y

Nivel	Rigidez	$K_i < 70\%(K_{i+1})$	$K_i < 80\%(K_{i+1}+K_{i+2}+K_{i+3})/3$	Control
	Tonf/m	Tonf/m	Tonf/m	E-030, 2018
Nivel 4	15 427.0	-	-	
Nivel 3	20 380.3	132%	-	NO EXISTE PISO BLANDO
Nivel 2	22 486.3	110%	-	NO EXISTE PISO BLANDO
Nivel 1	34 249.6	152%	176%	NO EXISTE PISO BLANDO

Tabla 4.30: Irregularidad de resistencia X-X

Nivel	Vx	0.8(Vx)	Control E-030, 2018
Nivel 4	49.4	39.5	
Nivel 3	124.2	99.3	NO EXISTE PISO DEBIL
Nivel 2	193.8	155.0	NO EXISTE PISO DEBIL
Nivel 1	260.1	208.1	NO EXISTE PISO DEBIL

Tabla 4.31: Irregularidad de resistencia Y-Y

Nivel	Vy	0.8(Vy)	Control E-030, 2018
Nivel 4	49.5	39.6	
Nivel 3	123.8	99.1	NO EXISTE PISO DEBIL
Nivel 2	192.4	154.0	NO EXISTE PISO DEBIL
Nivel 1	257.5	206.0	NO EXISTE PISO DEBIL

Tabla 4.32: Irregularidad de torsional en planta X-X

N° Piso	Deriva Máx.	Deriva Prom.	Ratio	Control E-030, 2018
Nivel 4	0.0010	0.0009	1.0	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL
Nivel 3	0.0018	0.0018	1.0	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL
Nivel 2	0.0025	0.0025	1.0	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL
Nivel 1	0.0023	0.0022	1.0	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL

Tabla 4.33: Irregularidad de torsional en planta Y-Y

N° Piso	Deriva Máx.	Deriva Prom.	Ratio	Control E-030, 2018
Nivel 4	0.0010	0.0010	1.0	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL
Nivel 3	0.0019	0.0019	1.0	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL
Nivel 2	0.0026	0.0026	1.0	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL
Nivel 1	0.0023	0.0023	1.0	NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL

Se verificó la irregularidad de rigidez de la estructura en ambos casos de análisis y se determinó que esta no presenta irregularidad de rigidez. Asimismo, se verificó la irregularidad de resistencia de la estructura en ambos casos de análisis y se determinó que esta no presenta irregularidad de resistencia. Por otra parte, la estructura no presenta irregularidad torsional. Por lo tanto, la estructura clasifica como regular según el artículo 8.1 de la Norma E.031.

Por lo tanto, dado que se cumplen los criterios del artículo 18.1 de la Norma Técnica E.031, se puede usar el Análisis Dinámico Modal Espectral para el diseño de la estructura aislada.

4.6.2. Diseño de la estructura utilizando análisis modal espectral

En este capítulo se explicará detalladamente el proceso de diseño de algunos elementos estructurales del edificio: 01 Viga de aislamiento (del eje 3 del modelo tridimensional), 02 Vigas peraltadas (de los ejes 3 y C del modelo), Columna (intersección de los ejes 3 y C del modelo) y Cimentación (zapata de la columna elegida).

Se realizó el análisis modal espectral de la estructura considerando los requerimientos presentes en el artículo 25 de la Norma Técnica E.031:

- El amortiguamiento utilizado para los modos de vibración asociados al aislamiento sísmico (los primeros 3 modos de vibración), es el amortiguamiento efectivo 18.6% obtenido de las propiedades de diseño de los dispositivos, y es el mínimo valor entre el amortiguamiento efectivo y 30%.
- Se les asignó el amortiguamiento inherente de la estructura de base fija (5%) a los modos restantes.
- Se realizó el análisis modal considerando el 100% del espectro en dirección del análisis, y el 30% del espectro en la dirección perpendicular a la analizada

- El valor del desplazamiento máximo, se obtuvo con la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los desplazamientos ortogonales para ambas direcciones

De la misma manera, de acuerdo a las restricciones del artículo 26 de la Norma E.031, los elementos de la base de asilamiento y de la subestructura deberán ser diseñados a partir de las cargas obtenidas del análisis sin reducción; mientras que, los elementos de la superestructura deberán ser afectados por un factor de reducción sísmico, el cual, como se mencionó anteriormente, es igual a 2. En tal sentido, se tienen 2 espectros distintos:

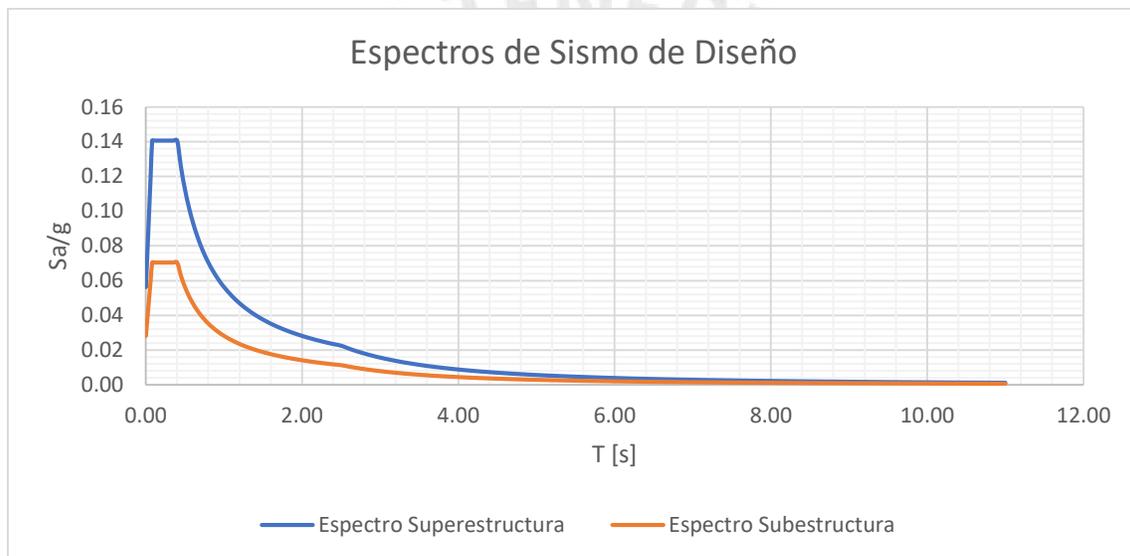


Imagen 4.20: Espectros de diseño para superestructura y subestructura

Aplicando los espectros de diseño al modelo matemático de la estructura, se obtienen las demandas de deriva, aceleración, desplazamiento y fuerza cortante; así como las solicitaciones de los elementos estructurales. En la tabla 4.34, se presentan los valores máximos del desplazamiento, fuerza cortante, aceleración y deriva tanto en la dirección X como en la dirección Y.

Tabla 4.34: Resultados del análisis espectral

	<i>Und.</i>	<i>Espectral X</i>	<i>Espectral Y</i>
Desplazamiento en el nivel base	<i>m</i>	<i>0.30</i>	<i>0.29</i>
Desplazamiento en la azotea	<i>m</i>	<i>0.31</i>	<i>0.31</i>
Deriva máxima de entrepiso	<i>%o</i>	<i>2.5</i>	<i>2.6</i>
Aceleración absoluta máxima	<i>g</i>	<i>0.20</i>	<i>0.20</i>
Cortante en la base	<i>ton</i>	<i>339.4</i>	<i>335.5</i>

4.6.3. Desplazamientos laterales mínimas requeridas para el diseño

De acuerdo a la Norma Técnica E.031, el desplazamiento total de la base de aislamiento no debe ser menor que el 80% del Dtm (calculado del Método de Fuerzas Estáticas Equivalentes), ni menor que 1.15 Dm. El Dtm para cada dirección se obtuvo utilizando la ecuación (3.3) y los siguientes parámetros:

Tabla 4.35: Cálculo del Dtm

Desplazamiento total		
Parámetros límite inferior	X-X	Y-Y
<i>D_M (cm)</i>	30.9	30.7
<i>Excentricidad natural, en (m)</i>	1.5	0.19
<i>Excentricidad accidental 5%, b ó d (m)</i>	1.1	0.63
<i>Excentricidad accidental, e (m)</i>	2.6	0.82
<i>Distancia al aislador más alejado, y (m)</i>	9.3	6.3
<i>T_M (s)</i>	3.3	3.3
<i>T_θ (s)</i>	3.09	2.97
<i>P_T</i>	1.1	1.1
<i>D_{TM} (cm) según ecuación</i>	43.4	33.1
<i>1.15 D_M</i>	35.5	35.3
<i>Desplazamiento total, D_{TM} (cm)</i>	43.4	35.3

De acuerdo a la Norma Técnica E.031, la separación mínima requerida entre los edificios adyacentes y obstáculos fijos o el límite de propiedad es el valor de Dtm, es decir, 0.40 m; no

obstante, debido a que no hay edificios adyacentes, no se requiere de una distancia de separación mínima al límite de propiedad.

4.6.4. Fuerzas laterales mínimas requeridas para el diseño

En cuanto a la subestructura, la Norma Técnica E.031 establece el mínimo valor de la fuerza lateral de diseño no debe ser inferior al 90% del valor de V_b , la cual se calcula usando los siguientes parámetros:

Tabla 4.36: Cálculo de la fuerza V_b para el caso más crítico

Parámetro	Und.	Valor
S_{aM}	m/s ²	2.7
T_M	s	2.4
B_M	-	1.5
K_M	tonf/m	1 253.8
D_M	m	28.0
V_b	tonf	350.8
90% V_b	tonf	315.8

Por otro lado, la fuerza cortante de diseño de la superestructura no debe ser menor que la obtenida con la ecuación del artículo 21 de la Norma E.031, o el valor de V_b calculado anteriormente:

Tabla 4.37: Cálculo de la fuerza V_s

Parámetros	Und.	Valor
R_o	-	8.0
R_a	-	2.0
P_s	tonf	1 403.2
P	tonf	1 840.9
β_M (%)	%	18.6%
V_{st}	tonf	303.2
V_s	tonf	151.6

Asimismo, la fuerza cortante V_s debe ser comparada con los límites establecidos en el artículo 21.3 de la Norma E.031:

Tabla 4.38: Límites de la fuerza V_s

Límites de la fuerza lateral de superestructura		
Parámetros	Und.	Valor
<i>Coefficiente de amplificación sísmica, C</i>	-	0.41
<i>Relación, C/R₀</i>	-	0.051
<i>Relación mínima, C/R₀ (E.030)</i>	-	0.11
<i>Criterio 1: Fuerza cortante en estructura de base fija - Norma E.030</i>	tonf	104.2
<i>Criterio 2-a: Fuerza máxima resultante de las propiedades - máximo</i>	tonf	93.9
<i>Criterio 2-b: 1.5Q_d del sistema de aislamiento - nominal</i>	tonf	30.6
<i>Valor límite de V_s</i>	tonf	104.2

4.6.5. Efecto P-Delta

Debido al desplazamiento relativo entre la parte inferior y superior del aislador, las cargas aplicadas al dispositivo adquieren una excentricidad, por lo que generan un momento. Los valores de estos momentos deben ser considerados para el diseño estructural de los elementos de concreto armado.

En el presente trabajo de tesis, se optó por incluir el efecto P-Delta como un “load pattern”, como se muestra a continuación:

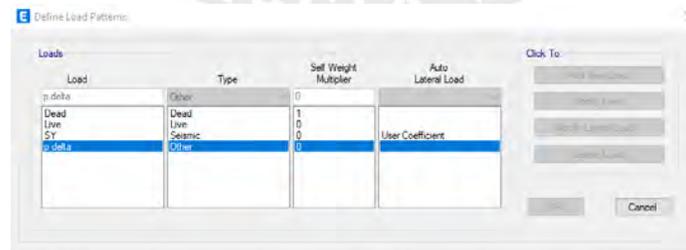


Imagen 4.21: Load pattern para P-Delta

Los momentos P-Delta calculados posteriormente fueron asignados a este “load pattern”, a partir del cual se generó un “load case” al que se le asignó la configuración predeterminada de P-Delta.

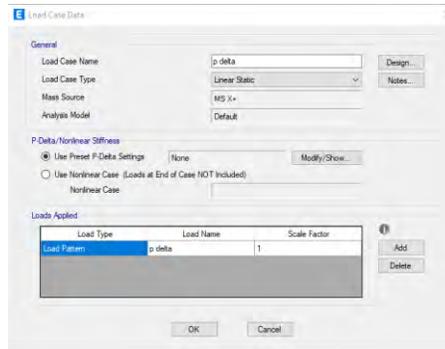


Imagen 4.22: Load case para P-Delta

Finalmente, se sumó el efecto P-Delta al espectro de diseño en una “load combination” para cada una de las direcciones

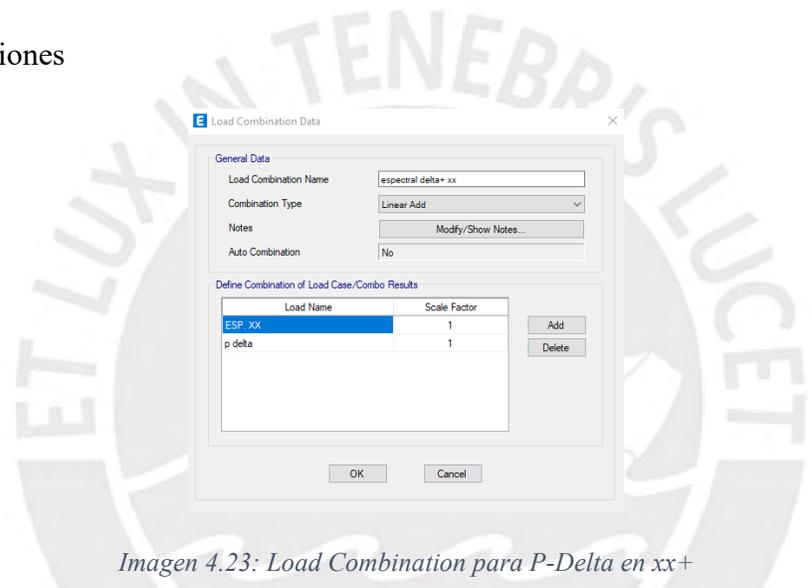


Imagen 4.23: Load Combination para P-Delta en xx+

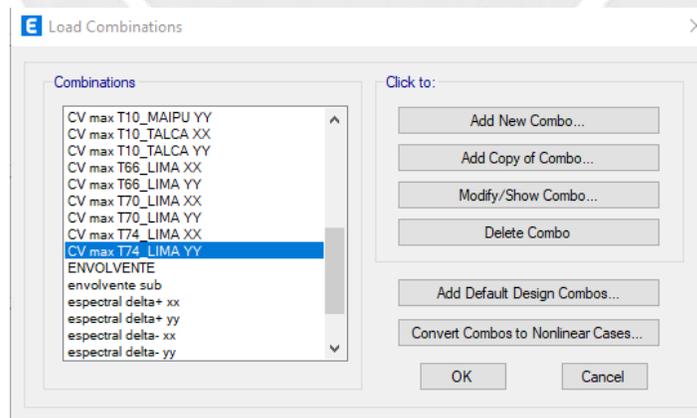


Imagen 4.24: Load Combinations para las distintas direcciones

Se utilizó el máximo desplazamiento de los dispositivos (utilizando las propiedades mínimas de los aisladores) para calcular los momentos P-Delta, y la máxima carga axial de los mismos

(utilizando las propiedades máximas). Asimismo, debido a las características del aislador, se utilizó la mitad del momento (considerando que la mitad del momento llega a la base de aislamiento, y, la otra mitad, a la parte inferior del aislador).

Tabla 4.39: Momentos P-Delta

Dispositivo	MS x+		MX y-	
	<i>Total (ton.m)</i>	<i>Medio (ton.m)</i>	<i>Total (ton.m)</i>	<i>Medio (ton.m)</i>
<i>K2</i>	47.9	24.0	39.3	19.6
<i>K3</i>	62.6	31.3	60.6	30.3
<i>K5</i>	58.5	29.3	67.0	33.5
<i>K6</i>	59.8	29.9	59.7	29.9
<i>K7</i>	59.6	29.8	48.8	24.4
<i>K8</i>	85.1	42.6	88.2	44.1
<i>K9</i>	93.8	46.9	106.7	53.3
<i>K10</i>	78.2	39.1	79.4	39.7
<i>K11</i>	42.2	21.1	44.5	22.3
<i>K12</i>	61.2	30.6	79.7	39.9
<i>K13</i>	70.2	35.1	91.8	45.9
<i>K14</i>	50.0	25.0	61.5	30.7

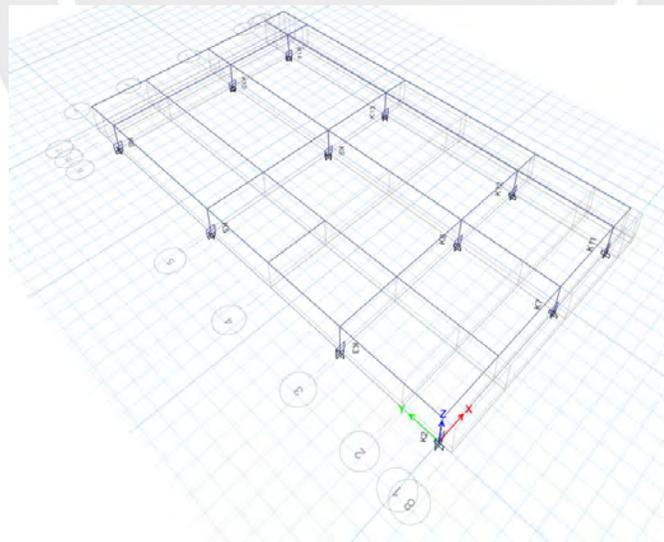


Imagen 4.25: Ubicación de los dispositivos

4.6.6. Fuerzas laterales de diseño

4.6.6.1 Fuerza cortante de diseño para la subestructura

En la dirección X del análisis espectral se obtuvo una fuerza de corte basal de 339.36 *tonf*; mientras que, para la dirección Y es 335.48 *tonf*. Por otro lado, la cortante estática es de 315.75 *tonf*.

Tabla 4.40: Cortante de diseño y factores de escalamiento para la subestructura

<i>Parámetros</i>	<i>Dirección</i>	
	<i>X-X (tonf)</i>	<i>Y-Y (tonf)</i>
<i>Fuerza lateral mínima de diseño, 90% V_b (tonf)</i>	315.8	315.8
<i>Fuerza lateral dinámica, V_b ESP (tonf)</i>	339.4	335.5
<i>Factor de escalamiento</i>	1.0	1.0

4.6.6.2 Fuerza cortante de diseño para la superestructura

Se obtuvo una fuerza de 130.1 *tonf* en la dirección X del análisis espectral; y, la fuerza en la dirección Y es de 128.8 *tonf*. En contraste, la fuerza cortante estática es de 151.6 *tonf*.

Para obtener las fuerzas de diseño, se comparan los resultados obtenidos del modelo matemático de la estructura con los límites calculados anteriormente. Debido a que las fuerzas obtenidas son menores que los límites obtenidos, se requiere de un factor de escalamiento. Estos factores de escalamiento se ven afectados por $R=2$ (factor de reducción sísmica).

Tabla 4.41: Cortante de diseño y factores de escalamiento para la superestructura

<i>Parámetros</i>	<i>Dirección</i>	
	<i>X-X (tonf)</i>	<i>Y-Y (tonf)</i>
<i>Fuerza cortante mínima, V_s</i>	151.6	151.6
<i>Fuerza lateral dinámica, V_b ESP (tonf)</i>	130.1	128.8
<i>Factor de escalamiento</i>	0.58	0.59

4.6.7. Diseño de losa maciza

La carga viva, piso terminado y peso propio y carga viva se asignaron por metro cuadrado; por otra parte, la carga de tabiquería se asignó por metro lineal sobre elementos *frame*. Con ayuda del software SAP2000, se empleó el Método de Elementos Finitos (FEM) para el diseño de las losas utilizando las vigas como puntos de apoyo. El diseño por cortante y flexión se realizó por cargas de gravedad, las cuales fueron amplificadas con los siguientes factores: 1.4 CM y 1.7 CV.

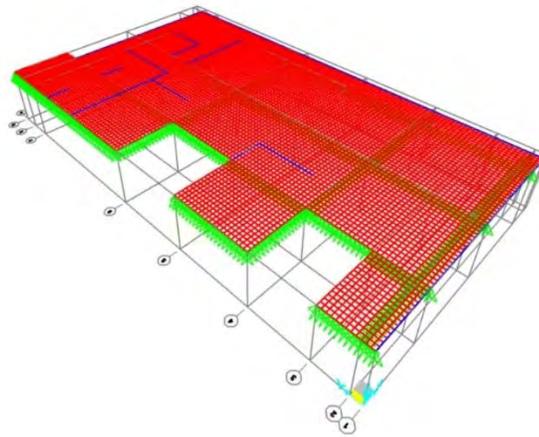


Imagen 4.26: Modelado de la losa maciza en SAP2000

4.6.7.1 Diseño por flexión

El acero mínimo requerido por retracción y temperatura ($A_{s_{min}}$), de acuerdo al artículo 9.7.2 de la Norma E.020, se calcula según la siguiente ecuación:

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \times b \times h$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.6 \text{ cm}^2/m$$

Se considera una malla inferior de aceros de $\phi 3/8''$, por lo tanto, el espaciamiento necesario será:

$$s = \frac{A_{s_{\phi 3/8''}}}{A_{s_{min}}} = \frac{0.71 \text{ cm}^2}{3.60 \text{ cm}^2/m} = 0.20 \text{ m}$$

Se tiene una malla inferior de aceros de $\phi 3/8''$ espaciados cada 20 cm.

Del programa SAP2000 se obtienen los momentos flectores últimos en la dirección de análisis X e Y. Se puede observar que la malla inferior instalada por acero mínimo es suficiente para los momentos que resiste la sección en ambas direcciones de análisis. Sin embargo, los momentos en los apoyos son mayores y se necesitará una mayor área de acero. Así, se colocaron bastones superiores en los apoyos como se indican en las siguientes tablas:

Tabla 4.42: Refuerzo instalado en la dirección X-X

Dirección	Mu	Ubicación del acero	Refuerzo instalado		ϕM_n
			Refuerzo corrido	Bastones	
X-X	1.5 ton.m	A _S inferior	Φ 3/8 @20 cm	-	2.2 ton.m
X-X	3.8 ton.m	A _S superior	Φ 3/8 @20 cm	Φ 3/8 @25 cm	3.9 ton.m

Tabla 4.43: Refuerzo instalado en la dirección Y-Y

Dirección	Mu	Ubicación del acero	Refuerzo instalado		ϕM_n
			Refuerzo corrido	Bastones	
Y-Y	0.70 ton.m	A _S inferior	Φ 3/8 @20 cm	-	2.2 ton.m
Y-Y	2.1 ton.m	A _S superior	Φ 3/8 @20 cm	-	2.2 ton.m

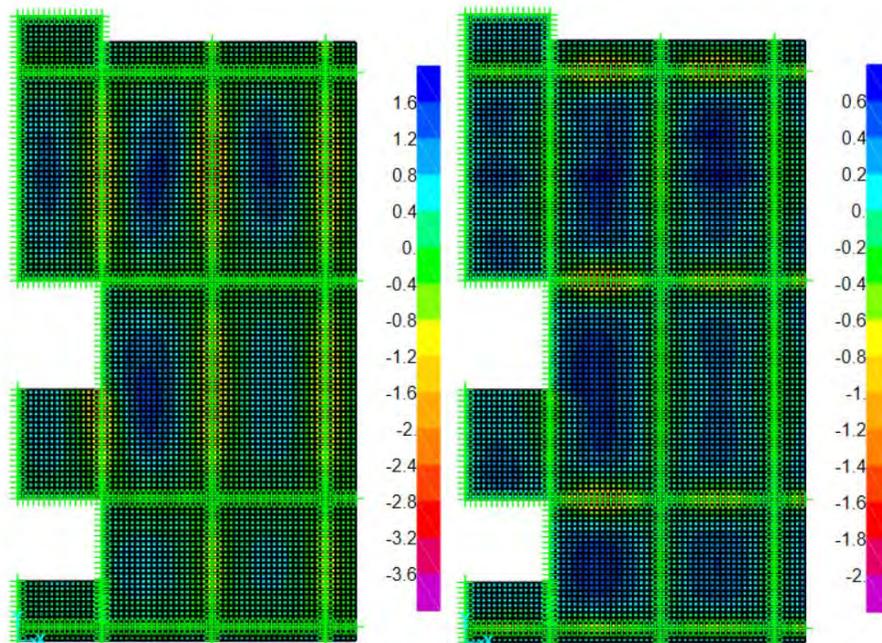


Imagen 4.27: Momentos flectores últimos para ambas direcciones de análisis, X e Y, respectivamente

4.6.7.2 Diseño por cortante

Se determina la resistencia al corte del concreto para una losa maciza de un espesor de 0.20 m considerando un recubrimiento de 0.03 m y una resistencia de 210 kg/cm².

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 17 = 11.1 \text{ ton}$$

Del programa SAP2000 se obtiene las cortantes últimas para ambas direcciones de análisis. Se puede observar que la resistencia del concreto es suficiente para resistir las cortantes últimas.

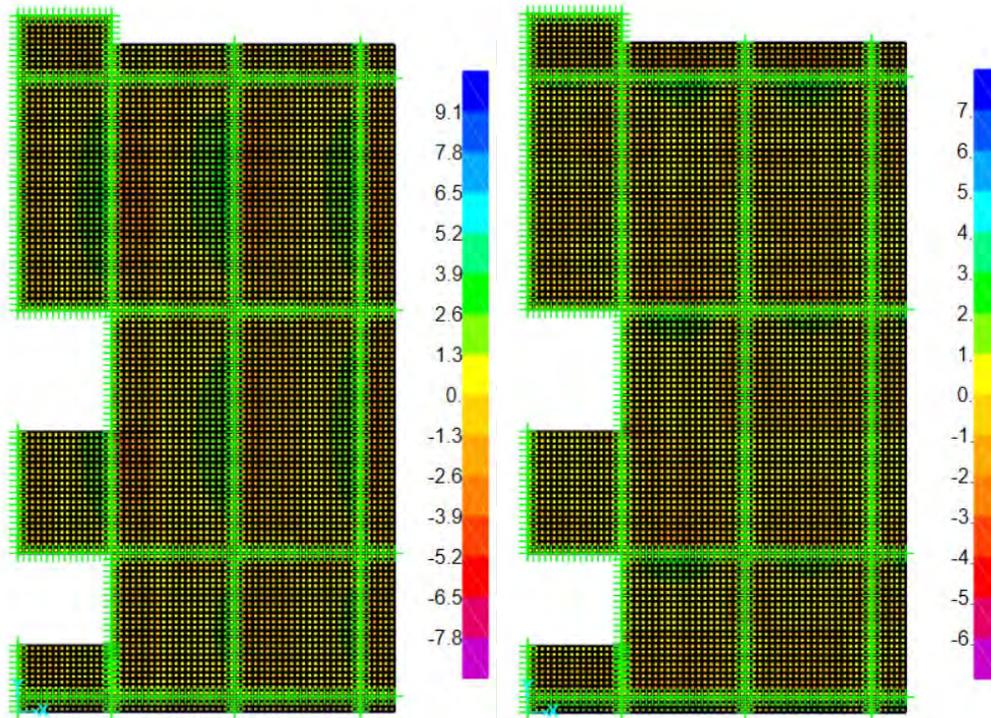


Imagen 4.28: Cortantes últimas en la dirección X-X e Y-Y, respectivamente

4.6.8. Diseño de Vigas

4.6.8.1 Diseño de vigas de la superestructura

Para diseñar las vigas, se emplearán las envolventes de diseño para subestructura y para la superestructura definidas en ETABS, según corresponda. Estas envolventes, como se muestra en las imágenes 4.29 y 4.30, consideran todas las combinaciones de carga de la norma E.060

para realizar el diseño por flexión, cortante y capacidad. En este caso, para la viga VP-3, se obtuvo:

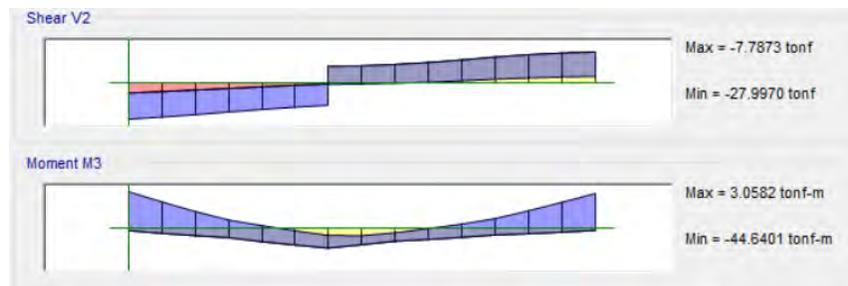


Imagen 4.29: Cargas del tramo AC

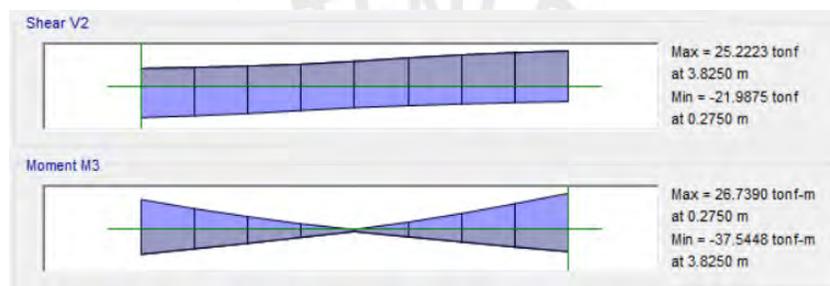


Imagen 4.30: Cargas del tramo CD

E Load Combination Data

General Data

Load Combination Name:

Combination Type:

Notes:

Auto Combination:

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
1.4 CM + 1.7 CV	1
0.9 CM + CS xx Superestructura	1
1.25 CM + 1.25 CV + CS xx Superestructura	1

Imagen 4.31: Combinaciones de cargas utilizadas en ETABS

4.6.8.1.1 Diseño por Flexión

El diseño por flexión consiste en asegurar que la resistencia requerida por las caras aplicadas sea menor que la resistencia que proveen los refuerzos longitudinales (resistencia de diseño).

En primer lugar, se pueden calcular los límites mínimos y máximos para los refuerzos longitudinales de la viga a diseñar a partir de su material y sus características geométricas.

Particularmente, para la viga peraltada del eje 3, en base a las dimensiones dadas, se pueden obtener los refuerzos longitudinales mínimos utilizando 2 criterios: a partir de 1.2 veces el momento de agrietamiento (M_{cr}) o aplicando la fórmula dada en la Norma E.060:

$$M_{cr} = \frac{I\bar{y}}{f_r} = \frac{686\,562.5 * 32.5}{28.98} = 7.8 \text{ ton.m}$$

$$1.2M_{cr} = 9.2 \text{ ton.m}$$

$$1.2M_{cr} = \varphi M_n$$

$$\varphi M_n = \varphi f'_c b d^2 w \left(1 - \frac{w}{1.7}\right)$$

Donde:

$$w = \frac{\rho f_y}{f'_c}$$

Por lo tanto, a partir de la geometría de la sección, se puede obtener el valor de w , la cuantía mínima y el refuerzo longitudinal mínimo usando el criterio de $1.2M_{cr}$

$$w(1 - 0.59w) = 0.047$$

$$w = 0.048$$

$$\rho = 0.0024$$

$$A_{s_{min}} = 4.3 \text{ cm}^2$$

Por otro lado, utilizando la fórmula propuesta en la norma, se obtiene:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}bd}{f_y} = \frac{0.7 * \sqrt{210} * 30 * 59}{f_y}$$

$$A_{s_{min}} = 4.3 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se obtiene el acero mínimo comparando ambos valores:

$$A_{s_{min}} = 4.3 \text{ cm}^2$$

En segundo lugar, se puede calcular el refuerzo longitudinal máximo a partir del valor del refuerzo balanceado, el cual se define como el refuerzo longitudinal requerido para asegurar una falla por tracción y por compresión simultáneamente en la sección transversal de la viga analizada. Se calcula la posición del eje neutro para la falla balanceada:

$$c_b = \frac{\varepsilon_{cu}d}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} = 34.7 \text{ cm}$$

Se calcula la fuerza del bloque de compresiones equivalente y el acero balanceado:

$$C_{cb} = 0.85f'_c(0.85bc_b) = 158.0 \text{ ton}$$

$$A_{s_b} = \frac{C_{cb}}{f_y} = 37.6 \text{ cm}^2$$

El máximo acero se define como el 75% del acero balanceado, entonces:

$$A_{s_{max}} = A_{s_b} * 0.75 = 28.2 \text{ cm}^2$$

Tabla 3.1: Acero balanceado, mínimo y máximo para una viga de sección 0.30x0.65 m

Acero Mínimo y Acero Máximo		
As mín =	4.3	cm ²
As máx =	28.2	cm ²

En tercer lugar, se obtendrá, mediante los momentos que arroje el programa, los refuerzos longitudinales requeridos utilizando el bloque de compresiones de la norma a través de las siguientes ecuaciones.

Particularmente, para el momento de 44.7 ton.m , se tiene lo siguiente:

$$44.7 \text{ ton.m} = \varphi M_n$$

$$\varphi M_n = \varphi f'_c b d^2 w (1 - 0.59w)$$

$$w(1 - 0.59w) = 0.23$$

$$w = 0.27$$

$$\rho = 0.013$$

$$A_{s_{req}} = 23.8 \text{ cm}^2$$

A partir del acero requerido, se elige una cuantía a instalar, y se verifica que la resistencia requerida sea menor que la resistencia de diseño. Entonces, eligiendo un arreglo de refuerzos con 3 barras de 3/4" de diámetro corridas, 4 bastones de 3/4" y 2 bastones de 5/8" de diámetro, se tiene lo siguiente:

Tabla 4.44: Acero requerido para el momento de 44.7 ton.m

Número	Diámetro	Número	Diámetro	As ins (cm2)
7	3/4"	2	5/8"	23.9 cm2

$$A_{s_{ins}} = 23.9 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_{s_{ins}}}{bd} = 0.014$$

$$w = \frac{\rho f_y}{f'_c} = 0.27$$

$$\varphi M_n = \varphi f'_c b d^2 w (1 - 0.59w) = 44.8 \text{ ton.m}$$

Por lo tanto, se comprueba que la resistencia de diseño es mayor que la requerida:

$$\phi M_n > M_u$$

$$44.8 > 44.7$$

De esta forma se obtiene el acero requerido para cada momento en cada tramo:

Tabla 4.45: Solicitaciones de la Viga VP-3

	<i>Mizq (ton.m)</i>	<i>Mizq+ (ton.m)</i>	<i>M centro+ (ton.m)</i>	<i>M der+ (ton.m)</i>	<i>M der – (ton.m)</i>
<i>Tramo 1:</i>	44.7	3.1	20.4	2.9	42.6
<i>Tramo 2:</i>	30.9	26.7	2.8	23.9	37.6

Tabla 4.46: Cálculo del Acero requerido por los distintos momentos

<i>Mu (ton.m)</i>	$w*(1-0.59*w)$	<i>w</i>	<i>cuantía</i>	<i>As(cm2)</i>
44.65	0.23	0.27	0.013	23.8
3.06	0.016	0.016	0.0008	1.4
20.43	0.10	0.11	0.0055	9.8
2.89	0.015	0.015	0.0007	1.3
42.61	0.22	0.25	0.013	22.5

Tabla 4.47: Acero instalado para los distintos momentos

<i>Caso</i>	<i>Número</i>	<i>Diámetro</i>	<i>Número</i>	<i>Diámetro</i>	<i>As ins (cm2)</i>
<i>As min</i>	2	3/4"	0	3/4"	5.7 cm2
<i>Mizq +</i>	7	3/4"	2	5/8"	23.9 cm2
<i>Mizq-</i>	3	3/4"	0	5/8"	8.6 cm2
<i>M centro +</i>	3	3/4"	1	5/8"	10.5 cm2
<i>M der -</i>	3	3/4"	0	5/8"	8.6 cm2
<i>M der +</i>	6	3/4"	3	5/8"	23.0 cm2

Tabla 4.48: Resistencia de los aceros instalados

<i>As (cm²)</i>	<i>cuantía</i>	<i>w</i>	<i>ϕ Mn (ton.m)</i>
5.70	0.0032	0.064	12.2
23.91	0.014	0.27	44.8
8.55	0.0048	0.097	18.0
10.53	0.0059	0.11	21.8
8.55	0.0048	0.097	18.0
23.04	0.013	0.26	43.5

A continuación, se muestra una comparación entre los aceros instalados y los requeridos:

Tabla 4.49: Comparación entre los aceros instalados y los requeridos

<i>Caso</i>	<i>As req (cm²)</i>	<i>As ins (cm²)</i>	<i>diferencia (%)</i>	<i>Cumple?</i>
<i>As min (cm²)</i>	4.3	5.7	33.4	SI
<i>Mizq + (ton.m)</i>	23.8	23.9	0.48	SI
<i>Mizq- (ton.m)</i>	1.4	8.6	517.4	SI
<i>M centro + (ton.m)</i>	9.8	10.5	7.4	SI
<i>M der - (ton.m)</i>	1.3	8.6	554.1	SI
<i>M der + (ton.m)</i>	22.5	23.0	2.5	SI

En cuarto lugar, se deben calcular las longitudes para el corte de acero, para lo cual se debe tomar en cuenta el diagrama de momentos flectores.

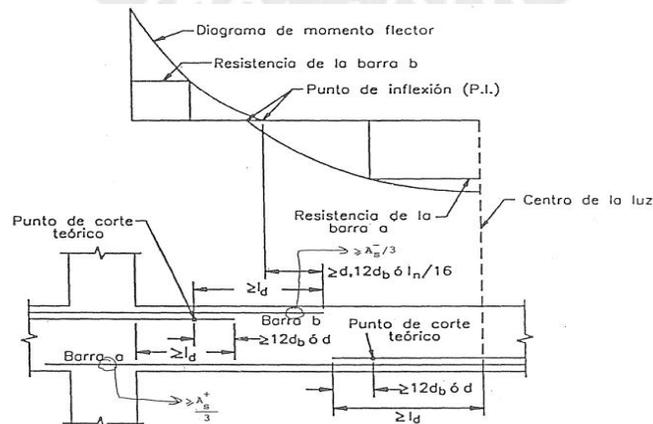


Imagen 4.32: Corte de acero (Ottazzi Pasino, 2012)

Como se puede observar en la imagen 4.35, una vez el acero en un extremo ya no sea requerido se realizará un corte en ese punto y se prolongará a una distancia igual a $d/2$. Asimismo, debe considerarse la longitud de anclaje, la cual será la mínima distancia de corte, ver tabla 4.50.

Tabla 4.50: Longitudes de anclaje

Diametro	Superior	Inferior
<i>1/4"</i>	<i>37 cm</i>	<i>28 cm</i>
<i>3/8"</i>	<i>44 cm</i>	<i>34 cm</i>
<i>1/2"</i>	<i>58 cm</i>	<i>45 cm</i>
<i>5/8"</i>	<i>73 cm</i>	<i>56 cm</i>
<i>3/4"</i>	<i>88 cm</i>	<i>67 cm</i>
<i>1"</i>	<i>145 cm</i>	<i>112 cm</i>

Particularmente, a menara de ejemplo, para el momento de 44.7 ton.m , se instaló 23.9 cm^2 como refuerzo longitudinal, por lo que se tiene una resistencia de 44.8 ton.m . Debido a que la resistencia instalada es mayor que la requerida, solo se necesita extender el acero una distancia igual o mayor a l_d (en concordancia con los requisitos mostrados anteriormente). Por ello, con base en la tabla de longitudes de anclaje, el acero debe extenderse una distancia igual a 190 cm como mínimo. Por lo tanto, se optó por extender los bastones a una distancia de 1.9 m para la segunda capa y 1.3 m para la tercera capa desde la cara de la columna.

Cabe señalar que, de acuerdo al artículo 21.4.4.3 de la norma E.060 la resistencia a flexión positiva en los extremos de cualquier tramo de la viga no debe ser inferior a la tercera parte de la resistencia a flexión negativa del mismo apoyo; asimismo, la resistencia a flexión en cualquier sección del elemento (sea positiva o negativa) debe ser mayor al 25% de la resistencia máxima a flexión en los extremos del elemento. Siguiendo con el ejemplo anterior, se verifica que se cumplen dichos requisitos:

$$\phi M_n(+)> \phi M_n(-)/3$$

$$18.0 > \frac{44.8}{3} = 14.9$$

$$\phi M_{n\ min} > \phi M_{n\ max}/4$$

$$18.0 > \frac{44.8}{4} = 11.2$$

4.6.8.1.2 Diseño por Corte

A diferencia del diseño por flexión, la resistencia se determina a partir del refuerzo transversal (estribos) y su espaciamiento instalado en la viga. Se mostrará el diseño por cortante de la viga VP-3 (del eje 3 del modelo matemático) de forma detallada.

La resistencia necesaria se determina en base a la fuerza cortante última a una distancia d (peralte efectivo) de la cara de la viga; así, se obtiene:

$$Vu\ (tonf): \quad 20.4$$

La resistencia al corte (ϕV_n) consiste en la suma del aporte del acero y el aporte del concreto:

$$\phi V_n = \phi V_s + \phi V_c$$

El aporte del concreto se calcula utilizando las ecuaciones propuestas en la norma E.060:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b d = 11.6\ ton$$

Se calcula la resistencia que debe aportar el refuerzo transversal (V_s):

$$\phi V_{s\ req} = \phi V_n - \phi V_c = 8.8\ ton$$

Eligiendo un diámetro de 3/8", se puede obtener el espaciamiento necesario para la resistencia requerida, y elegir un valor de espaciamiento adecuado:

Tabla 4.51: Cálculo de espaciamento para estribos

Diámetro Estribo	3/8"
A_v (cm²)	0.71
V_s lim (ton)	28.2
ϕV_s (ton)	8.8
V_s (ron)	10.4
S max (cm)	29.5
S necesario	34.1

S elegido (cm) **30**

El espacio entre refuerzo transversal dentro de la zona confinada está limitado por:

Tabla 4.52: Restricciones de espaciamento en la zona confinada

Restricción_1	14.8 cm
Restricción_2	34.2 cm
Restricción_3	17.1 cm
Restricción_4	30.0 cm

Y la zona de confinamiento debe extenderse hasta

L_o (cm) **130.0**

Con base en estos criterios, el espaciamento en la zona de confinamiento sería

S confinamiento **10.0 cm**

Tabla 4.53: Resistencia al corte en la zona confinada

V_s instalado (ton)	35.3
ϕV_s (ton)	30.0
ϕV_n (ton)	41.6
Diferencia (%)	104.2
$V_u < \phi V_n$?	Si

Y, fuera de la zona de confinamiento, sería:

<i>S fuera confinamiento</i>	30.0 cm
-------------------------------------	---------

Tabla 4.54: cálculo de resistencia fuera de la zona de confinamiento

<i>Vs instalado (ton)</i>	11.8
<i>ϕ Vs (ton)</i>	10.0
<i>ϕ Vn (ton)</i>	21.6

Finalmente, se tiene los resultados para la viga VP-3.

Tramo AC: Φ 3/8": 1 @ 0.05, 13 @ 0.10, rto. @ 0.30 c/ext.

Tramo CD: Φ 3/8": 1 @ 0.05, 13 @ 0.10, rto. @ 0.30 c/ext.

Tramo DE: Φ 3/8": 1 @ 0.05, rto. @ 0.10

1°, 2° y 3° PISO EJE 3

VP - 3 (.30 x .65)

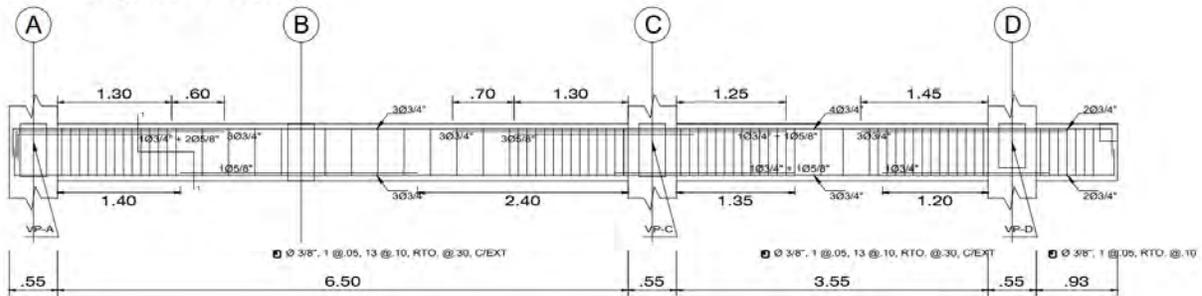


Imagen 4.33: Distribución del refuerzo de la Viga VP-3

Asimismo, el refuerzo transversal en la viga VP-C queda como sigue:

Tramo 12 de la viga VP-C: Φ 3/8": 1 @ 0.05, 12 @ 0.10, rto. @ 0.25 c/ext.

Tramo 23 de la viga VP-C: Φ 3/8": 1 @ 0.05, 9 @ 0.15, rto. @ 0.30 c/ext.

Tramo 34 de la viga VP-C: Φ 3/8": 1 @ 0.05, 9 @ 0.15, rto. @ 0.30 c/ext.

Volado de la viga VP-C: Φ 3/8": 1 @ 0.05, rto. @ 0.15 c/ext.

1°, 2° y 3° PISO EJE C
VP - C (.30 x .60, .30 x .65)

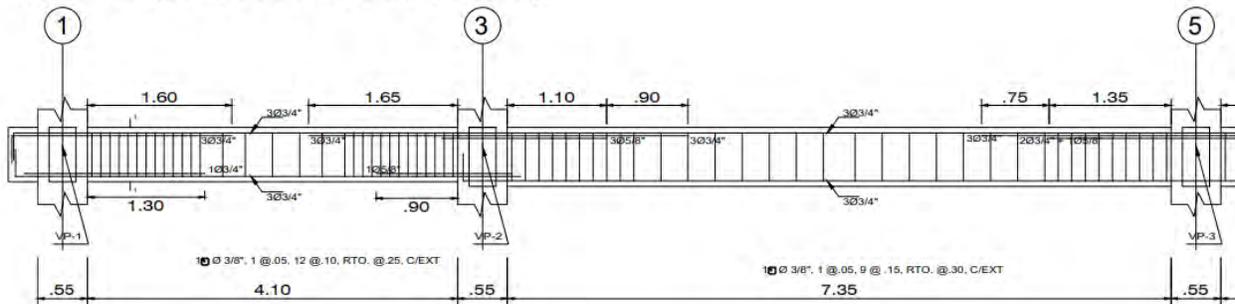


Imagen 4.34: Tramos 13 y 35 de la Viga VP-C

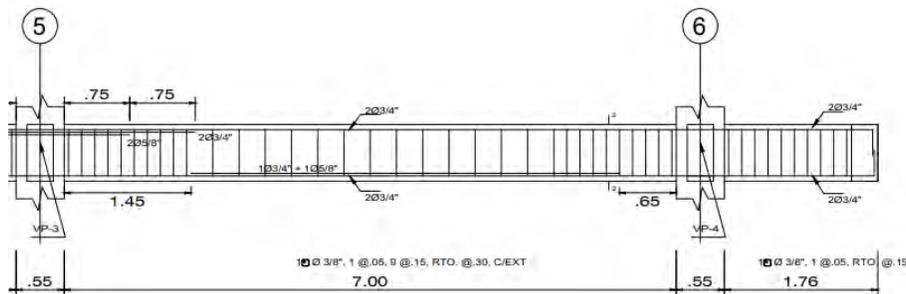


Imagen 4.35: Tramo 56 de la Viga VP-C

4.6.8.1.3 Diseño por Capacidad

El diseño por capacidad se basa en hacer que la viga falle primero por flexión antes por corte, lo que resulta complicado asegurar cuando la luz de la viga analizada es corta, pues esto hace que los momentos y cortantes se disparen, haciendo que se necesiten refuerzos exagerados.

El acápite de la norma E.060 a tomar en cuenta será el 21.5.4.1 y se tendrá en cuenta las siguientes ecuaciones:

$$a) Vu = 1.25[(Mni-) + (Mnd+)]/Ln + 1.25(ws)(Ln)/2$$

$$b) Vu = analisis$$

La primera alternativa hace referencia a los aceros colocados longitudinalmente, los cuales empiezan a fallar y liberan un momento que junto a las fuerzas de carga muerta y viva aumentan

la sollicitación de cortante. La segunda alternativa es la cortante obtenida de la envolvente. Se evaluará con la cortante de análisis, para finalmente escoger la mayor de entre esas dos.

$$a) Vu = 1.25[(44.8) + (18.0)]/Ln + 20.8$$

$$Vu = 34.2 \text{ ton}$$

En este caso, la fuerza de corte por capacidad es superior a la cortante obtenida de la envolvente; por lo tanto, se deberá verificar si el diseño realizado anteriormente satisface los requisitos del diseño por capacidad.

- Tramo AC de la viga VP-3: $\square \Phi 3/8''$: 1 @ 0.05, 13 @ 0.10, rto. @ 0.30 c/ext.

Se obtiene de la tabla 4.55 que la resistencia al corte ($\phi V_n = 41.6 \text{ ton}$) es mayor a la fuerza cortante por capacidad; por lo tanto, se mantiene la distribución obtenida en el diseño por cortante de análisis.

4.6.8.2 Diseño de Viga de Aislamiento

4.6.8.2.1 Diseño por flexión

Se diseñará la viga de aislamiento correspondiente al eje 3 de la estructuración planteada.



Imagen 4.36: Ubicación de la viga de aislamiento a diseñar

Las sollicitaciones de momento en la viga (considerando el efecto P-Delta como momentos aplicados directamente a los nudos de la base de aislamiento), son las siguientes:

Tabla 4.55: Solicitaciones de momentos en la viga de aislamiento

	Momentos de la envolvente				
	Mizq + (ton.m)	Mizq- (ton.m)	M centro + (ton.m)	M der - (ton.m)	M der + (ton.m)
Tramo 1:	79.8	73.1	40.8	30.7	72.4
Tramo 2:	72.0	41.1	24.4	79.4	95.7

Entonces, con base en las solicitaciones, y considerando las cuantías máximas y mínimas del refuerzo (establecidas en la norma E.060), se puede elegir el refuerzo longitudinal a aplicar en la viga de aislamiento:

Tabla 4.56: Aceros instalados del tramo 1

Caso	Número	Diámetro	Número	Diámetro	As ins (cm2)
<i>As min</i>	4	3/4"	0	3/4"	11.4 cm2
<i>Mizq +</i>	9	3/4"	0	5/8"	25.7 cm2
<i>Mizq-</i>	8	3/4"	0	5/8"	22.8 cm2
<i>M centro +</i>	4	3/4"	0	5/8"	11.4 cm2
<i>M der -</i>	4	3/4"	0	5/8"	11.4 cm2
<i>M der +</i>	8	3/4"	0	5/8"	22.8 cm2

Tabla 4.57: Resistencia instalada para en tramo 1

As (cm2)	cauntía	w	ϕMn (ton.m)
11.40	0.0030	0.061	39.1
25.65	0.0068	0.14	83.8
22.80	0.0061	0.12	75.2
11.40	0.0030	0.061	39.1
11.40	0.0030	0.061	39.1
22.80	0.0061	0.12	75.2

Tabla 4.58: Aceros instalados del tramo 2

Caso	Número	Diámetro	Número	Diámetro	As ins (cm²)
<i>As min</i>	4	3/4"	0	3/4"	11.4 cm ²
<i>Mizq +</i>	8	3/4"	0	5/8"	22.8 cm ²
<i>Mizq-</i>	5	3/4"	0	5/8"	14.3 cm ²
<i>M centro +</i>	4	3/4"	0	5/8"	11.4 cm ²
<i>M der -</i>	9	3/4"	0	5/8"	25.7 cm ²
<i>M der +</i>	11	3/4"	0	5/8"	31.4 cm ²

Tabla 4.59: Resistencia instalada en el tramo 2

As (cm²)	cauntía	w	φ Mn (ton.m)
11.40	0.0030	0.061	39.1
22.80	0.0061	0.12	75.2
14.25	0.0038	0.076	48.4
11.40	0.0030	0.061	39.1
25.65	0.0068	0.14	83.8
31.35	0.0083	0.17	100.4

4.6.8.2.2 Diseño por cortante

Al igual que en el diseño por cortante de una viga convencional, se busca que la resistencia a cortante instalada (en base a los refuerzos transversales y a su espaciamento), sea mayor que la resistencia a cortante requerida por las solicitaciones aplicadas al elemento. En este proceso, para determinar la fuerza de corte de diseño, se realiza una comparación entre la máxima cortante de las combinaciones de carga y la cortante por capacidad (obtenida a partir de fórmulas determinadas en la Norma E.060). En tal sentido, utilizando un diámetro de 3/8" para los estribos, los resultados obtenidos son los siguientes:

- Punto B: Toda la sección en Compresión
- Punto C: El acero más alejado no se deforma
- Punto D: El acero más alejado está sometido a $0.5f_y$
- Punto E: Falla Balanceada
- Punto F: Tracción Pura

Las coordenadas de estos puntos son obtenidas calculando, a partir de la ubicación del eje neutro, el momento nominal y las cargas axiales para la distribución del refuerzo longitudinal elegido. A continuación, se muestra el proceso de diseño detallado de la columna C3:

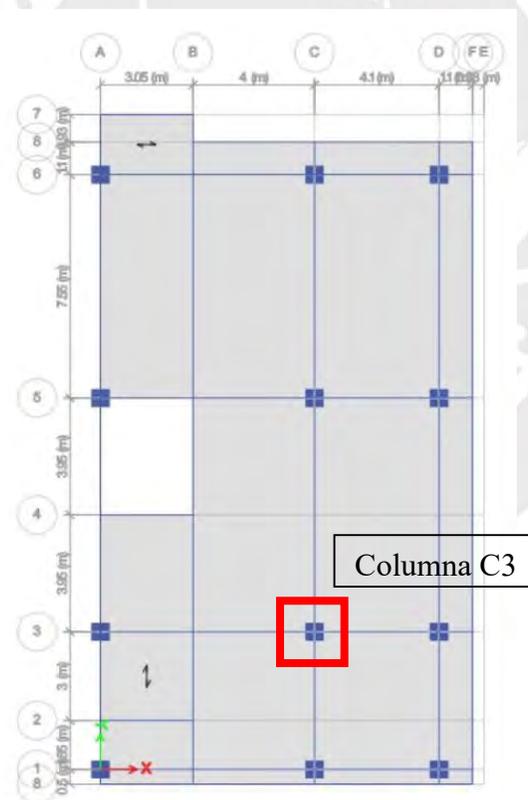


Imagen 4.1: Ubicación de la columna utilizada como ejemplo (C-3)

De manera similar al procedimiento seguido para del diseño de vigas, se calcularon las cuantías máximas y mínimas de la columna elegida, donde:

$$\mathbf{Cuantía\ min} \quad 0.01$$

$$\mathbf{Cuantía\ max} \quad 0.06$$

Por lo tanto, en base a la geometría de la columna elegida (sección de 55x55), se pueden calcular los límites mínimo y máximo del refuerzo longitudinal:

$$\mathbf{As\ min} \quad 30.3$$

$$\mathbf{As\ max} \quad 181.5$$

Posteriormente, se eligió el refuerzo longitudinal del elemento (16Ø1"), y se verificó que las solicitaciones por las cargas aplicadas estuvieran dentro del diagrama de interacción:

Tabla 4.62: Solicitaciones para la columna C3

		V22	V33	M22	M33
Carga	P (ton)	Vx (ton.m)	Vy (ton.m)	My (ton)	Mx (ton)
CM	139.4	6.0	-3.7	-0.05	-4.3
CV	27.3	1.4	-0.87	-0.01	-1.0
CSx	23.6	20.7	5.3	0.08	8.9
CSy	17.4	5.7	18.0	0.23	29.9

Aplicando las combinaciones mencionadas anteriormente a las solicitaciones obtenidas del modelo, se tiene:

Tabla 4.63: Combinaciones de carga para las solicitaciones de C3

Combinación	P (ton)	Vx (ton.m)	Vy (ton.m)	My (ton)	Mx (ton)
1.4CM+1.7CV	241.6	-7.7	15.3	10.6	-6.6
<i>Sismo X-X</i>					
1.25(CM+CV)+CS	241.6	10.6	-6.6	-7.7	15.3
1.25(CM+CV)-CS	231.9	29.8	-0.38	2.4	46.7
0.9CM+CS	184.8	-11.6	-11.0	-15.5	-20.3
0.9CM-CS	149.0	26.1	2.0	5.1	41.3
<i>Sismo Y-Y</i>					
1.25(CM+CV)+CS	241.6	10.6	-6.6	-7.7	15.3
1.25(CM+CV)-CS	225.8	14.8	12.4	23.3	22.5
0.9CM+CS	191.0	3.4	-23.7	-36.5	3.9
0.9CM-CS	142.8	11.1	14.7	26.0	17.1

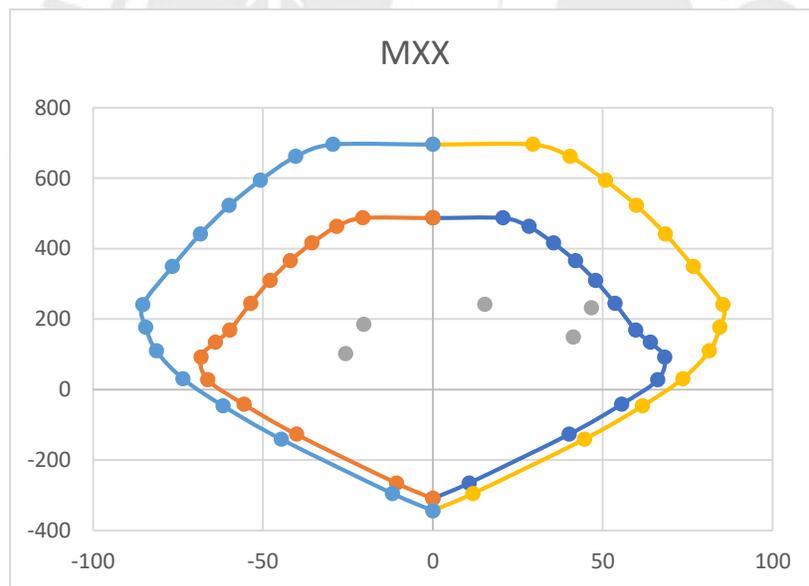


Imagen 4.38: Curva de interacción para sismo en X

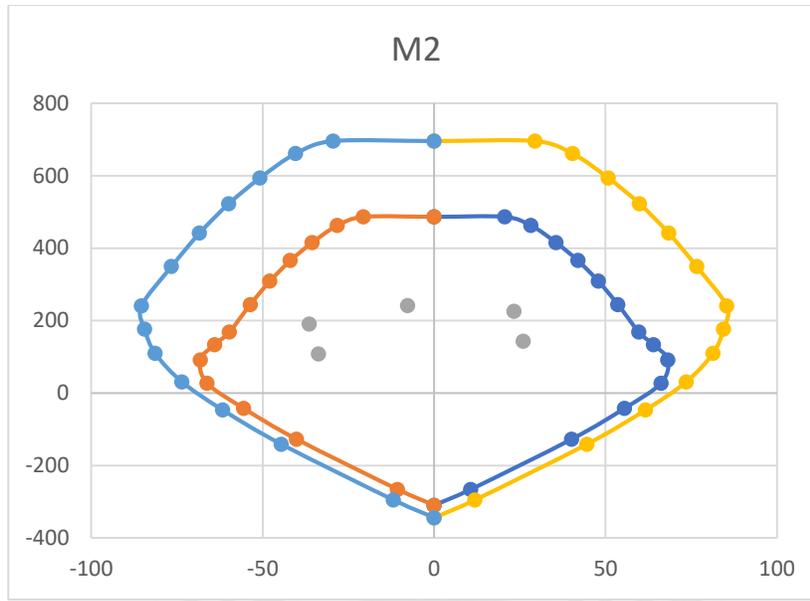


Imagen 4.39: Curva de interacción para sismo en Y

Según se observa en las imágenes 4.38 y 4.39, las combinaciones de cargas solicitadas se ubican dentro del diagrama de interacción, por lo que el refuerzo longitudinal seleccionado es el correcto.

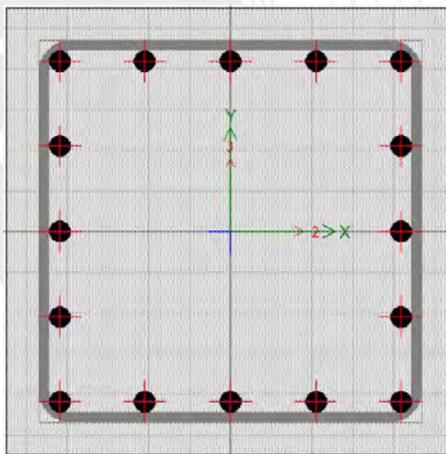


Imagen 4.40: Refuerzos longitudinales elegidos para la columna C3

4.6.9.2 Diseño por cortante

La fuerza de diseño resulta de comparar la máxima fuerza obtenida de las combinaciones de carga y la fuerza cortante por capacidad (fuerza que asegura una falla dúctil en el elemento).

Por lo tanto, la fuerza cortante de diseño se define como el mínimo valor de los obtenidos en las siguientes ecuaciones:

$$V_u = \frac{1.25(M_{ni} + M_{ns})}{h_n}$$

$$V_u = 82.7 \text{ ton}$$

De las cargas aplicadas se obtiene:

$$V_u = 1.25(V_{CM} + V_{CV}) + V_{Sismo}$$

$$V_u = 29.8 \text{ tonf}$$

Luego, el proceso de diseño por cortante es similar al de una viga; no obstante, ahora se tienen distintos requisitos para el espaciamiento y longitud de confinamiento.

Tabla 4.64: Restricciones dentro de la zona confinada

8db	<i>11.4 cm</i>
min(a,b)/2	<i>18.3 cm</i>
10	<i>10.0 cm</i>
Smax	<i>10.0 cm</i>

Asimismo, la longitud de confinamiento es:

Tabla 4.65: Longitud de la zona de confinamiento

hn/6	<i>43.3 cm</i>
max(a,b)	<i>55.0 cm</i>
50	<i>50.0 cm</i>
Lmin	<i>55.0 cm</i>

Finalmente, considerando los requisitos correspondientes, se obtiene el siguiente resultado para el diseño por cortante para la columna de sección C-3: 2 \square Ø3/8":1@.05,6@.10,rto.@.20c/ext

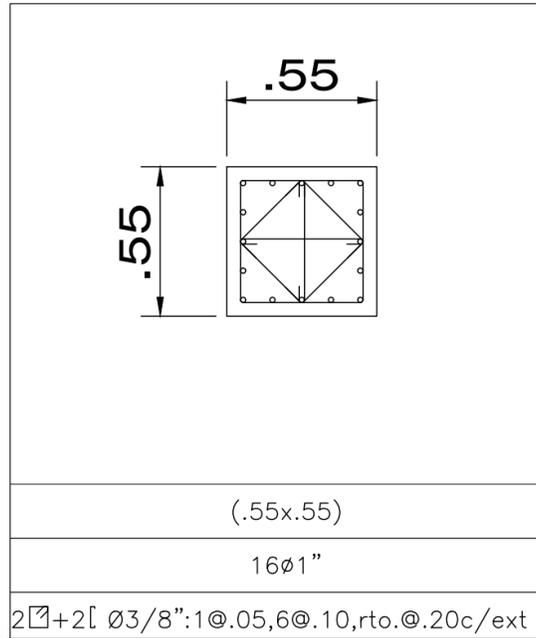


Imagen 4.41: Distribución de refuerzo de la columna

4.6.10. Diseño de Cimentaciones

La presión admisible del suelo es 2.6 kg/cm². A continuación, se realizará el procedimiento detallado del diseño de la zapata de la columna C-3.

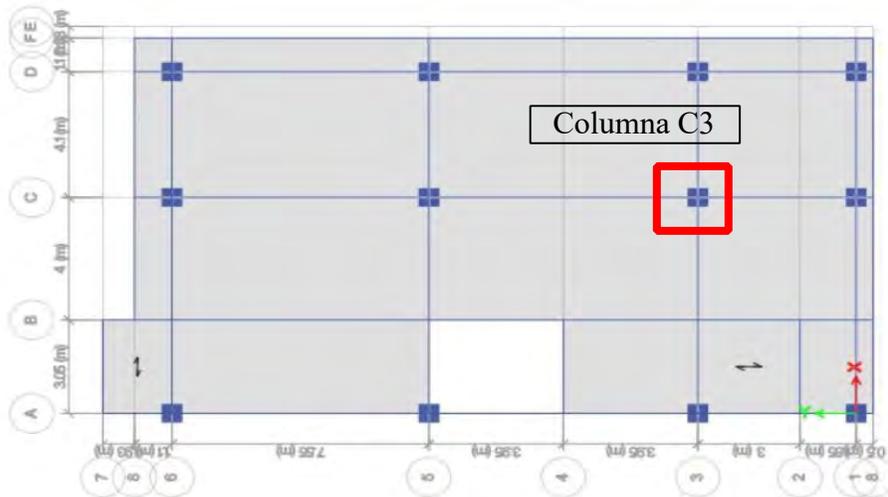


Imagen 4.42: Ubicación de la zapata a diseñar

En el modelo matemático, se creó un nuevo “load pattern” (caso de sismo estático) para cada sentido con el objetivo de conocer el verdadero signo (sentido) de los momentos aplicados a la zapata, lo que resulta en un diseño más preciso. Entonces, a partir de las cargas obtenidas de la envolvente sísmica y los signos respectivos obtenidos del caso de carga de sismo estático, las cargas aplicadas a la zapata son las siguientes:

Tabla 4.66: Solicitaciones para la zapata aislada a diseñar

	<i>P (ton)</i>	<i>Mxx (ton.m)</i>	<i>Myy (ton.m)</i>
<i>CM</i>	191	-4	9
<i>CV</i>	37	-1	2
<i>CSx</i>	67	8	8
<i>CSy</i>	56	-2	-3

En primer lugar, se realiza el predimensionamiento y se calcula el área tentativa de la zapata:

$$A_{tentativa} = \frac{(CM + CV) * 1.05}{(q_u - 3)} = 10.6 \text{ m}^2$$

Posteriormente, se asumen dimensiones que resulten en un área parecida al valor del área tentativa, con las cuales, se pueden verificar las presiones obtenidas por cargas de gravedad:

Tabla 4.67: dimensiones obtenidas para la zapata

<i>B (m)</i>	3.2
<i>L (m)</i>	3.2
<i>A obtenida (m²)</i>	10.2

Las presiones obtenidas por carga de gravedad se pueden calcular de la siguiente manera:

$$\sigma_{xx+} = \frac{(P_{CM} + P_{CV}) * 1.05}{BL} + \frac{6(M_{yy_{CM}} + M_{yy_{CV}})}{BL^2} = 25.4 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{xx-} = \frac{(P_{CM} + P_{CV}) * 1.05}{BL} - \frac{6(M_{yy_{CM}} + M_{yy_{Cv}})}{BL^2} = 21.5 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{yy+} = \frac{(P_{CM} + P_{CV}) * 1.05}{BL} + \frac{6(M_{xx_{CM}} + M_{xx_{Cv}})}{LB^2} = 22.5 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{yy-} = \frac{(P_{CM} + P_{CV}) * 1.05}{BL} - \frac{6(M_{xx_{CM}} + M_{xx_{Cv}})}{LB^2} = 24.4 \text{ ton/m}^2$$

Tabla 4.68: Verificación de presiones por gravedad

Eje	σ (ton/m ²)	Cumple?
XX+	25.4	SI
XX-	21.5	SI
YY+	22.5	SI
YY-	24.4	SI

Asimismo, se verifican las presiones utilizando las cargas de sismo. Estas presiones pueden calcularse utilizando las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned} \sigma_{xx+} &= \frac{(P_{CM} + P_{CV} + P_{CSx}) * 1.05}{BL} + \frac{6(M_{yy_{CM}} + M_{yy_{Cv}} + M_{yy_{CSx}})}{BL^2} + \frac{6(M_{xx_{CM}} + M_{xx_{Cv}})}{LB^2} \\ &= 32.8 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{xx-} &= \frac{(P_{CM} + P_{CV} + P_{CSx}) * 1.05}{BL} - \frac{6(M_{yy_{CM}} + M_{yy_{Cv}} + M_{yy_{CSx}})}{BL^2} - \frac{6(M_{xx_{CM}} + M_{xx_{Cv}})}{LB^2} \\ &= 27.8 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{yy+} &= \frac{(P_{CM} + P_{CV} + P_{CSy}) * 1.05}{BL} + \frac{6(M_{xx_{CM}} + M_{xx_{Cv}} + M_{xx_{CSy}})}{BL^2} + \frac{6(M_{yy_{CM}} + M_{yy_{Cv}})}{LB^2} \\ &= 29.6 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma_{yy-} = \frac{(P_{CM} + P_{CV} + P_{CSy}) * 1.05}{BL} - \frac{6(M_{xx_{CM}} + M_{xx_{Cv}} + M_{xx_{CSy}})}{BL^2} - \frac{6(M_{yy_{CM}} + M_{yy_{Cv}})}{LB^2}$$

$$= 28.6 \text{ ton/m}^2$$

Tabla 4.69: Verificación de presiones por sismo

Sismo	Eje	σ (ton/m²)	$\sigma < q \text{ adm?}$	Tolerancia 30%
S-XX	XX+	32.8	NO	SI
	XX-	27.8	NO	SI
S-YY	YY+	29.6	NO	SI
	YY-	28.6	NO	SI

A partir de las cargas y verificaciones realizadas, se puede obtener la presión de diseño. Esta puede obtenerse de dos maneras: En primer lugar, se pueden calcular las presiones con las cargas amplificadas (utilizando las ecuaciones mencionadas anteriormente) y elegir el mayor valor; en segundo lugar, se pueden amplificar los valores obtenidos con las cargas de servicio. En este caso, se obtuvo a partir del método de amplificación de cargas o “Método de resistencia” (amplificar las presiones obtenidas por un factor: 1.6 si son cargas por gravedad, y 1.25 si se toman en cuanta cargas sísmicas).

Tabla 4.70: Obtención de presiones de diseño

σ sin sismo amplif.	40.6 ton/m ²
σ_x con sismo amplif.	41.0 ton/m ²
σ_y con sismo amplif.	37.1 ton/m ²
$\sigma_{\text{diseño}}$	41 ton/m²

Diseño por punzonamiento

En este caso, se asume que la zapata tendrá un peralte efectivo igual a 0.60 m, y se calculan los parámetros necesarios para verificar el punzonamiento utilizando las ecuaciones propuestas en la norma E.060:

$$b_0 = 2(1.10 + d) + 2(1.10 + d)$$

$$A_0 = (1.10 + d)(1.10 + d)$$

Tabla 4.71: Parámetros para verificación por punzonamiento

Longitud de los volados (m)	1.05
d (m)	0.50
A tot (m²)	10.2
bo (m)	6.8
Ao (m²)	2.9

Se calcula la cortante de diseño por punzonamiento:

$$Vu = \sigma_{diseño}(A_{tot} - A_0)$$

Vu (ton)	314.9
-----------------	-------

Se calcula la cortante resistente por punzonamiento y se verifica que la resistencia requerida sea menor que la de diseño:

$$\phi Vc = \phi 1.06 \sqrt{f'_c} b_0 d$$

ϕVc (ton)	417.8
$\phi Vc > Vu?$	SI

4.6.10.1 Diseño por Cortante

Se calcula la fuerza de corte última con la siguiente expresión:

$$V_u = \sigma_{\text{diseño}} B (L_{\text{volado}} - d)$$

Debido a las dimensiones elegidas, los volados en ambos sentidos tienen la misma longitud, lo que simplifica el proceso de diseño por cortante. Se determina la resistencia al corte de la zapata que aporta el concreto y se comprueba que esta sea mayor a la fuerza de corte última.

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} B d$$

Tabla 4.72: Verificación por cortante

V_u	72.2 ton
ϕV_c	104.5 ton
$\phi V_c > V_u?$	SI

Entonces, se verifica que las dimensiones elegidas para la zapata cumplen con los criterios de diseño por cortante.

4.6.10.2 Diseño por flexión

Se calcula los momentos últimos y los refuerzos requeridos en cada caso utilizando las siguientes ecuaciones:

$$\phi M_n = \phi f'_c b d^2 w (1 - 0.59w)$$

$$w = \frac{\rho f_y}{f'_c}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d}$$

$$A_s / m l = \frac{A_s}{B}$$

Tabla 4.73: Cálculo de refuerzo por metro lineal

<i>b (cm)</i>	<i>Mu (ton.m)</i>	<i>Cuantía</i>	<i>As req (cm2)</i>	<i>As/ml (cm2/m)</i>
320	72.3	0,002	39.4	12.3
320	72.3	0,002	39.4	12.3

A partir del refuerzo requerido por metro lineal, se elige un diámetro y se elige el espaciamiento necesario del refuerzo.

Tabla 4.74: Elección del diámetro y espaciamiento del refuerzo

<i>Diámetro</i>	<i>Área unitaria (cm2)</i>	<i>N barras</i>	<i>S (cm)</i>	<i>S elegido (cm)</i>
3/4"	2.85	4.32	23.14	20.0
3/4"	2.85	4.32	23.14	20.0

Finalmente, se verifica que la cuantía instalada sea mayor que la cuantía mínima (0.0018):

Tabla 4.75: Verificación de cuantía mínima

<i>A ins (cm2)</i>	14.3
<i>A min (cm2)</i>	9.0
<i>Cuantía ins.</i>	0.0029

De acuerdo a la Norma E.031, se debe asegurar una altura mínima de 1.50 m para el mantenimiento de los dispositivos de aislamiento. Esta distancia debe medirse desde el nivel de piso terminado hasta el fondo de la losa de aislamiento.

De la misma manera, según la Norma E.050, se debe asegurar un nivel de fondo de zapata de, por lo menos, 0.80 m.

Con los resultados obtenidos y considerando los requisitos pertinentes, se obtiene el siguiente diseño:

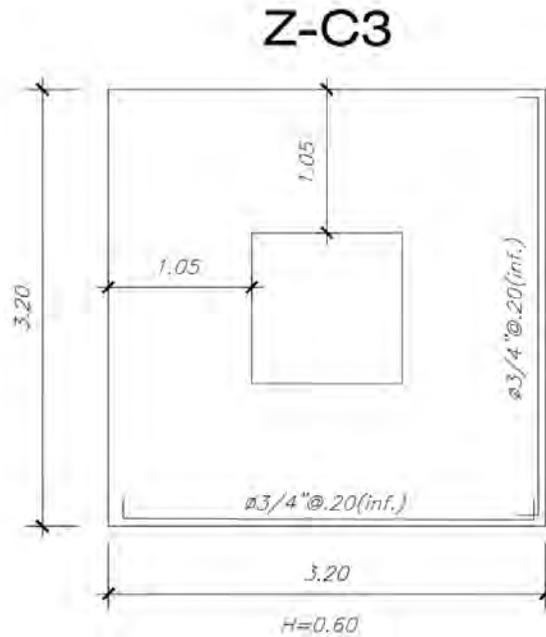


Imagen 4.43: Distribución de refuerzos en la zapata

4.6.11. Diseño de Capiteles

Se verificará la fuerza axial máxima a compresión P_u sea menor que su máxima resistencia nominal al aplastamiento reducida B_{max} . El valor de B_{max} se calcula con la ecuación:

$$B_{max} = \phi f_b A_1$$

$$f_b = 0.85 f'_b \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

donde

f_b = esfuerzo permisible de aplastamiento

A_1 = área cargada

A_2 = área del capitel

El coeficiente de reducción ϕ es igual a 0.70. Para un capitel de 1.10 m x 1.10 m y asumiendo un diámetro de 0.60 m para el aislador, se tiene $B_{max} = 890$ ton. La máxima carga a compresión

en el capitel es $P_u = 418$ ton; por lo tanto, las dimensiones del capitel son suficientes para resistir la sollicitación de fuerza axial máxima.

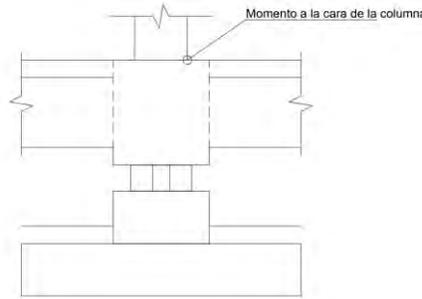


Imagen 4.44: Momento en el capitel a la cara de la columna

El diseño por flexión del capitel se hará con el momento en el dado a la cara de la columna. Se pueden calcular los límites mínimos y máximos para los refuerzos longitudinales a partir de su material y sus características geométricas. Las dimensiones del capitel son de 1.10 m x 1.10 m y 1.20 m de peralte.

$$A_{s_{min}} = 29.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{max}} = 192.84 \text{ cm}^2$$

De los resultados obtenidos del programa ETABS, el mayor momento es de 80 ton. Se determinó los refuerzos longitudinales requeridos utilizando el bloque de compresiones de la norma.

$$A_{s_{req}} = 19.88 \text{ cm}^2$$

Entonces, con base en las sollicitaciones, y considerando las cuantías máximas y mínimas del refuerzo (establecidas en la norma E.060), se puede elegir un arreglo de refuerzos con 6 barras de 1" de diámetro en la cara inferior y superior del capitel.

Luego, se obtiene la cortante última de 56 ton en el capitel. Se calcula la resistencia del concreto del capitel al corte con la siguiente ecuación:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 110 \times 110 = 79 \text{ ton}$$

Se puede observar que la resistencia del concreto del capitel al corte (79 ton) es suficiente para resistir las solicitaciones de corte últimas.

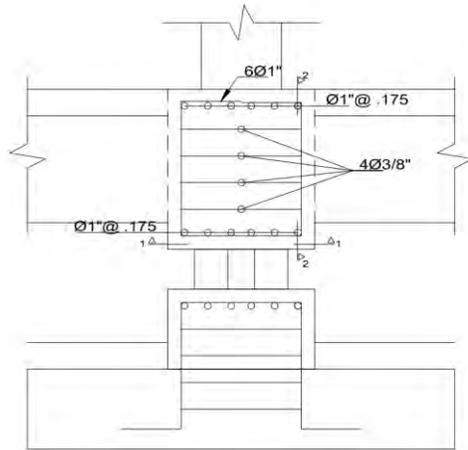


Imagen 4.45: Momento en el capitel a la cara de la columna



5. Conclusiones

Predimensionamiento y periodo fundamental

- Las dimensiones propuestas para el predimensionamiento de los elementos estructurales brindan una aproximación adecuada a las dimensiones definitivas requeridas; no obstante, algunos de los valores fueron modificados con el objetivo de cumplir requisitos propios de estructuras de base aislada (tracción y fuerza restitutiva) buscando trasladar mayor o menor carga axial de sismo hacia los dispositivos.
- El diseño preliminar del sistema de aislamiento se realizó asumiendo un período objetivo de 3.0 s, con el que se calcularon la rigidez y amortiguamiento del sistema. Así, se obtuvo una rigidez de 840 ton/m y un amortiguamiento de 79 ton.s/m. Al introducir estos valores en el modelo computacional se obtuvo un periodo de 3.2 s, lo que se debe a que en el modelo computacional ya se incluye la flexibilidad de la superestructura. Se concluye que el predimensionamiento usando un modelo de superestructura infinitamente rígida, resultó adecuado.

Desarrollo del sistema de aislamiento

- La estructura elegida tiene una esbeltez de 1.1, y en las etapas iniciales de estructuración y análisis se obtuvieron fuerzas de tracción importantes en los aisladores.
- Se lograron controlar las tracciones en los aisladores mediante la reducción del peralte de las vigas que transmitían cargas axiales de sismo importantes a las columnas. Contribuyó al control de tracciones en los aisladores el haber usado un cociente de periodos (T de base aislada entre T de base fija) del orden de 5.

Análisis dinámico espectral

- En el diseño preliminar, las máximas derivas del análisis espectral son 2.6‰ y 2.3‰ en las direcciones de análisis XX y YY, respectivamente. Estos valores equivalen al 75% de la máxima deriva permitida para un análisis dinámico modal espectral, 3.5‰. Como se puede observar, la deriva obtenida en la dirección XX es mayor a la de la dirección YY, esto se debe a que la rigidez de los pórticos es menor en XX (menor número de columnas en los pórticos de XX).
- El desplazamiento traslacional del método estático para ambas direcciones fue de 34.9 cm. Los desplazamientos del sistema de aislamiento con el análisis espectral en las direcciones XX y YY fueron 28.7 cm y 33.2 cm respectivamente (82% y 95% de los resultados del método estático). Se concluye que, usando el modelo de 1 GDL del método estático, se pueden obtener buenas aproximaciones.
- En el sistema de aislamiento, la fuerza de cortante del método estático para ambas direcciones fue de 293.5 ton; mientras que, para el análisis espectral en las direcciones XX y YY las fuerzas cortantes obtenidas fueron 283 ton y 278.1 ton respectivamente (96% y 95% de los resultados del método estático). Entonces, se reafirma la precisión de las aproximaciones.
- El cociente (ϵ) entre la deformación del edificio (desplazamiento relativo entre la azotea del edificio y la base de aislamiento) y la deformación del sistema de aislamiento (desplazamiento del nivel de aislamiento respecto al suelo) obtenido del análisis modal espectral fue 0.057 y 0.062 en las direcciones de análisis XX y YY, respectivamente. Estos valores contrastan con el valor que correspondería a 0.037 obtenido del método estático.

Análisis dinámico tiempo historia

- Las derivas máximas del análisis con propiedades límite superiores, fueron 2.72‰ y 2.42‰ para las direcciones de análisis XX y YY, respectivamente; mientras que, con las propiedades límite inferiores fueron 1.70‰ y 1.53‰ para XX y YY, respectivamente. Estos valores son menores que la máxima distorsión permisible para un análisis tiempo-historia establecido en la Norma Técnica E.031 (menores a 5.0‰).
- Los desplazamientos en la azotea del análisis tiempo-historia con las propiedades límite superiores del sistema de aislamiento fueron 21.9 cm y 21.8 cm para las direcciones de análisis XX y YY, respectivamente; mientras que, para las propiedades límite inferiores fueron 23.8 cm y 24.9 cm para XX y YY, respectivamente.
- Con las propiedades límite superiores, la fuerza cortante basal obtenida del análisis tiempo-historia fueron 247.1 ton y 245.1 ton para las direcciones XX y YY, respectivamente; mientras que, para las propiedades límite inferiores fueron 165 ton y 163.9 ton para XX y YY, respectivamente.
- Las máximas aceleraciones se obtuvieron con las propiedades límite superior. Particularmente, la mayor aceleración se obtuvo en el último nivel con un valor de 0.28g en la dirección X. Este valor es inferior a 0.30g, por lo que cumple con lo recomendado en la ficha técnica de Hazus MR4.
- Del análisis tiempo-historia con propiedades límite inferiores, el coeficiente ϵ obtenido es 0.047 y 0.051 en la dirección de análisis X e Y, respectivamente. Mientras que, el valor de ϵ con propiedades límite superior es 0.0809 y 0.086 para las direcciones de X e Y, respectivamente. Como se esperaba, los valores de ϵ para las propiedades límite inferiores son menores que los valores obtenidos con las superiores.

- Asimismo, se verificó la fuerza restitutiva con las propiedades límite inferiores del sistema de aislamiento: 48.7 ton y 55.7 ton en la dirección de análisis X e Y, respectivamente; mientras que, las fuerzas restitutivas obtenidas con las propiedades límite superiores fueron 78.7 ton y 77.9 ton para las direcciones X e Y respectivamente. De acuerdo a la Norma E.031, el mínimo valor de la fuerza restitutiva en el sistema de aislamiento debe ser 2.5% del peso sísmico, es decir, 46 ton; por lo tanto, se cumple con este requisito.
- Respecto a la tracción, los dos aisladores más críticos fueron los de las esquinas frontales (intersecciones en los ejes 1-A, y 1-D) con cargas axiales últimas de 17 ton en tracción para ambos dispositivos. Estos valores son menores al 10% de las cargas verticales máximas correspondientes a cada dispositivo, por lo que se pueden considerar aceptables.

Diseño definitivo del sistema de aislamiento

- Para el edificio seleccionado la fuerza cortante de diseño obtenida fue de 7.9% y 13.4% del peso (para propiedades mínimas y máximas de los aisladores).
- Los valores de la rigidez efectiva para el sistema de aislamiento van desde 698 tonf/m a 1 254 ton/m; mientras que, el amortiguamiento va de 15.1% a 18.6%.

Diseño en concreto armado

- Para la subestructura, el 90% de la fuerza cortante del método estático fue de 315.8 ton. En el análisis espectral, en la dirección X la fuerza cortante es 339.4 ton y, en la dirección Y, 335.5 ton. Es decir, las cortantes de diseño para ambas direcciones del sistema de aislamiento fueron las fuerzas cortantes espectrales (no se requirieron factores de escalamiento).

- Para la superestructura, se consideró un valor de $R=2$. Se obtuvieron para la fuerza cortante los siguientes valores: 151.7 ton para el 90% del método estático, y 130.1 ton y 128.8 ton como resultados del análisis espectral en XX y YY respectivamente. Por tanto, los resultados del análisis espectral se escalaron por 1.16 y 1.18 para XX y YY respectivamente.
- Si bien varios elementos estructurales solo requieren de cuantías moderadas (la mayoría de las vigas de aislamiento, algunas vigas de la superestructura y la columna diseñada), debido a las sollicitaciones sísmicas, algunos elementos (como las vigas de los ejes 3, 5 y 6 de la superestructura) necesitan valores de cuantía cercanos a la máxima cuantía de acero permitida, lo que podría generar una congestión entre los refuerzos de los elementos.

6. Recomendaciones

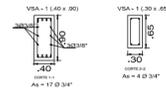
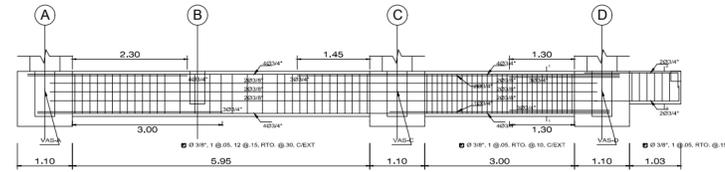
- Se recomienda mantener las derivas obtenidas del análisis espectral en el diseño preliminar por debajo del 75% del límite de la distorsión angular de 3.5%, pues, al utilizar las propiedades límites superiores de los aisladores, se obtendrían mayores valores de derivas.
- En el caso de encontrar tracciones en los dispositivos, es recomendable disminuir el peralte de las vigas o incrementar el peralte de la losa inmediatamente superior de la zona de los aisladores con problemas de tracción.

7. Bibliografía

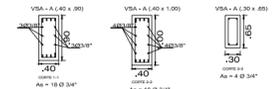
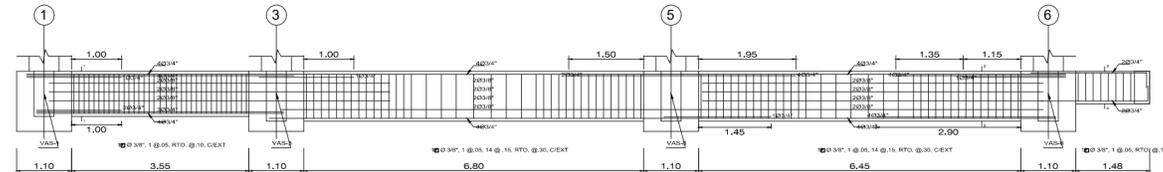
- Aguirre Amez, Y. Y., & Huallanca Parra, L. F. (2016). *Influencia de la Esbeltez en el comportamiento estructural de edificios con Aislamiento en la base*. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Blanco, A. (1994). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Lima: Capítulo de Ingeniería Civil - Consejo Departamental de Lima.
- Bridgestone. (Octubre de 2017). *Seismic isolation product line-up*. Estados Unidos. Obtenido de https://www.bridgestone.com/products/diversified/antiseismic_rubber/pdf/catalog_201710.pdf
- Constantinou, M., Kalpakidis, I., Filiatrault, A., & Ecker Lay, R. (2011). *LRFD-Based Analysis and Design Procedures for Bridge Bearings and Seismic Isolators*. New York: Earthquake Engineering to Extreme Events MCEER.
- Corporación de Desarrollo Tecnológico - Cámara Chilena de la Construcción. (2011). *Protección Sísmica de Estructuras: Sistemas de Aislación y Disipación de Energía*. Santiago de Chile: Área de Comunicaciones CDT.
- Corporación de Desarrollo Tecnológico. (2011). *Viviendas Sociales de Media Altura: Tecnología Antisísmica*. Santiago de Chile: Revista BIT.
- DISIPA. (2020). *DISIPA Diseño de Sistemas de Protección Antisísmica*. Obtenido de <http://www.disipaing.com/aisladores-sismicos/>
- Dynamic Isolation Systems. (2007). *Aislamiento Sísmico para Edificaciones y Puentes*.
- Genatios, C., & Lafuente, M. (Noviembre de 2016). *Introducción al uso de aisladores y disipadores en estructuras*. Caracas, Venezuela.
- HAZUS MR4. (2003). *Multi-hazard Loss Estimation Methodology*. Washington, D.C., EE.UU: Department of Homeland Security. Emergency Preparedness and Response Directorate.
- Kelly, J. (1990). *Base Isolation: Linear Theory and Design*, 223-244.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). Norma E.020. *Cargas*. Lima, Perú: El Peruano.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2019). Norma Técnica E.031. *Aislamiento Sísmico del Reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima, Perú: El Peruano.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2019). Norma Técnica E.030. *Diseño Sismorresistente*. Lima, Perú: El Peruano.
- Muñoz, A. (2016). *Introducción a los Sistemas de Aislamiento y la Disipación de Energía en Edificios*. Lima, Perú.
- Muñoz, A. (2016). *Notas de Aislamiento Sísmico*. Lima, Perú: Sistemas Modernos de Protección Sísmica de Edificios.
- Naeim, F., & Kelly, J. (1999). *Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice*.
- NCh2745. (2003). *Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica*. Santiago de Chile: Instituto Nacional de Normalización de Chile.
- Ottazzi Pasino, G. A. (2012). *Apuntes del curso de concreto armado I*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Departamento de Ingeniería, Sección Ingeniería Civil.
- Symans, M. D. (2009). *Seismic protective systems: seismic isolation*.



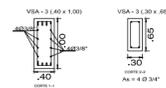
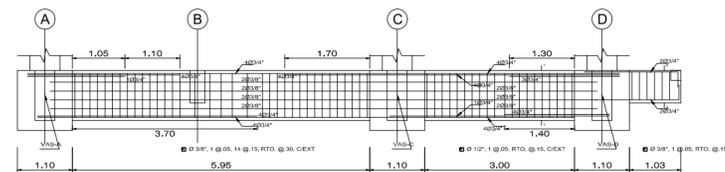
BASE AISLAMIENTO EJE 1
VSA - 1 (.40 x .90, .30 x .65)



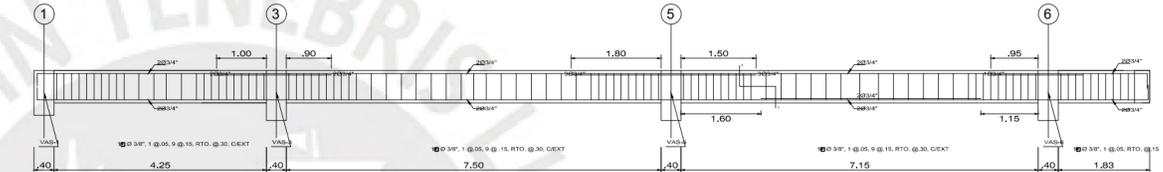
BASE AISLAMIENTO EJE A
VSA - A (.40 x .90, .40 x 1.00, .30 x .65)



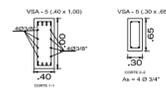
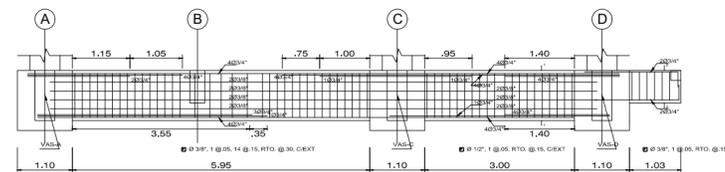
BASE AISLAMIENTO EJE 3
VSA - 3 (.40 x 1.00, .30 x .65)



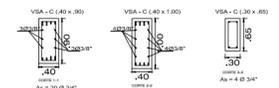
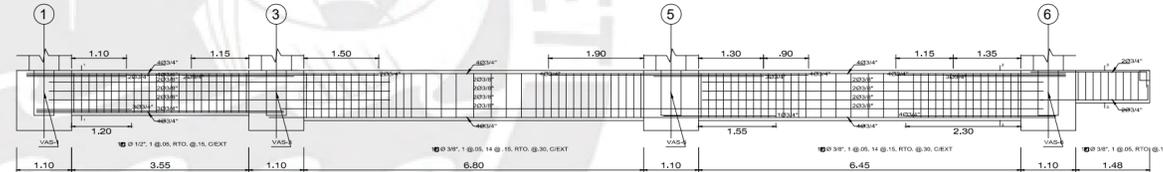
BASE AISLAMIENTO EJE B
VSA - B (.30 x .65)



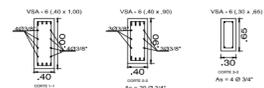
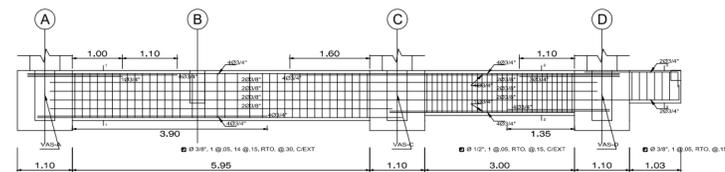
BASE AISLAMIENTO EJE 5
VSA - 5 (.40 x 1.00, .30 x .65)



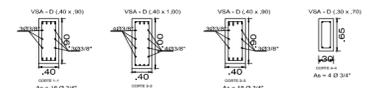
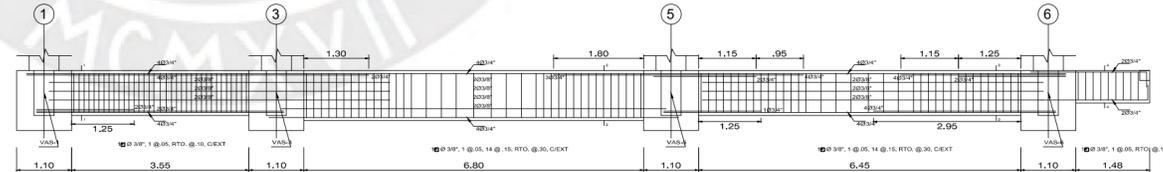
BASE AISLAMIENTO EJE C
VSA - C (.40 x .90, .40 x 1.00, .30 x .65)



BASE AISLAMIENTO EJE 6
VSA - 6 (.40 x 1.00, .40 x .90, .30 x .65)

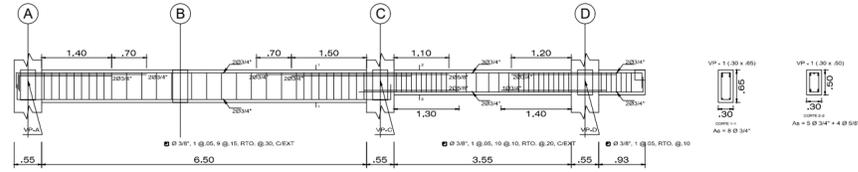


BASE AISLAMIENTO EJE D
VSA - D (.40 x .90, .40 x 1.00, .40 x .90, .30 x .65)

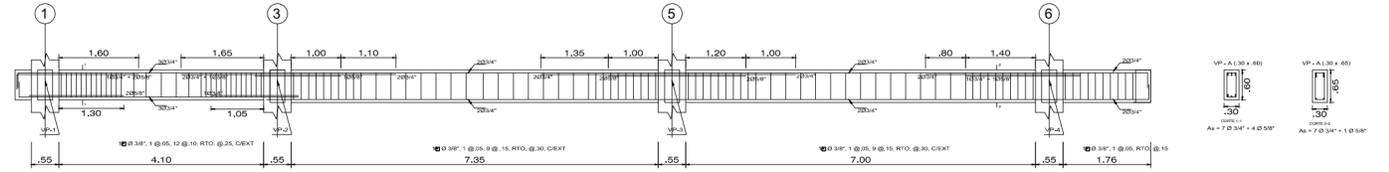


TRABAJO DE TESIS		
PROYECTO:	EDIFICIO PUBLICO	LÁMINA N°: [1]
ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS	
INTEGRANTES:	LEONIDAS COILA - 20173136 LEONARDO CORNEJO - 20170277	
PLANO:	DETALLE DE VIGAS DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO	
DIBUJO:	PUCP	ESCALA: 1/100
		ARO: 2022

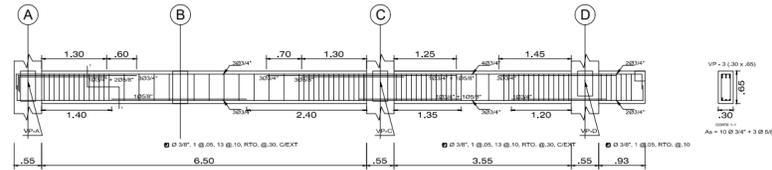
1°, 2° y 3° PISO EJE 1
VP - 1 (.30 x .65, .30 x .50)



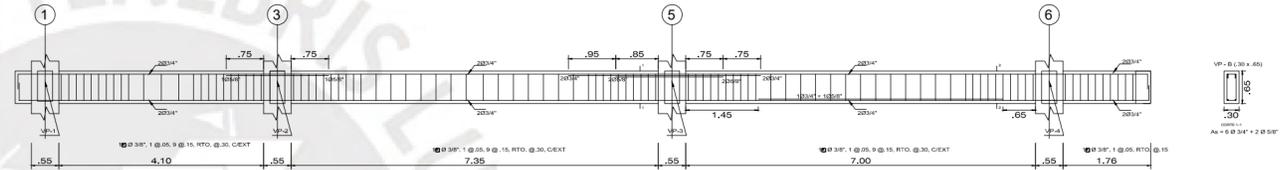
1°, 2° y 3° PISO EJE A
VP - A (.30 x .60, .30 x .65)



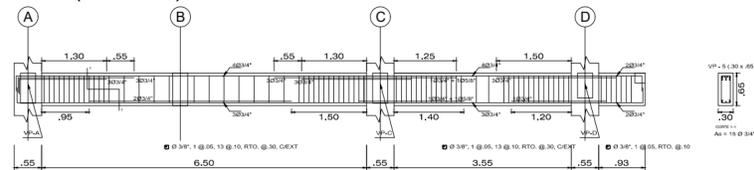
1°, 2° y 3° PISO EJE 3
VP - 3 (.30 x .65)



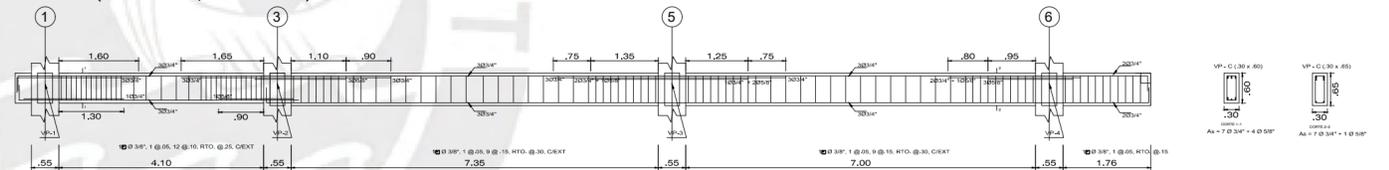
1°, 2° y 3° PISO EJE B
VP - B (.30 x .65)



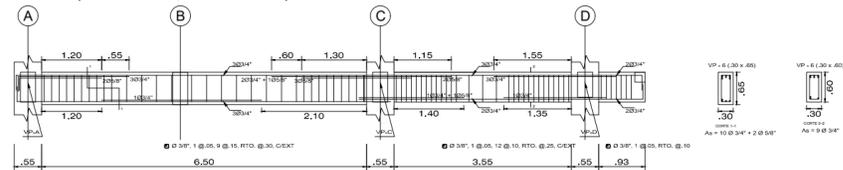
1°, 2° y 3° PISO EJE 5
VP - 5 (.30 x .65)



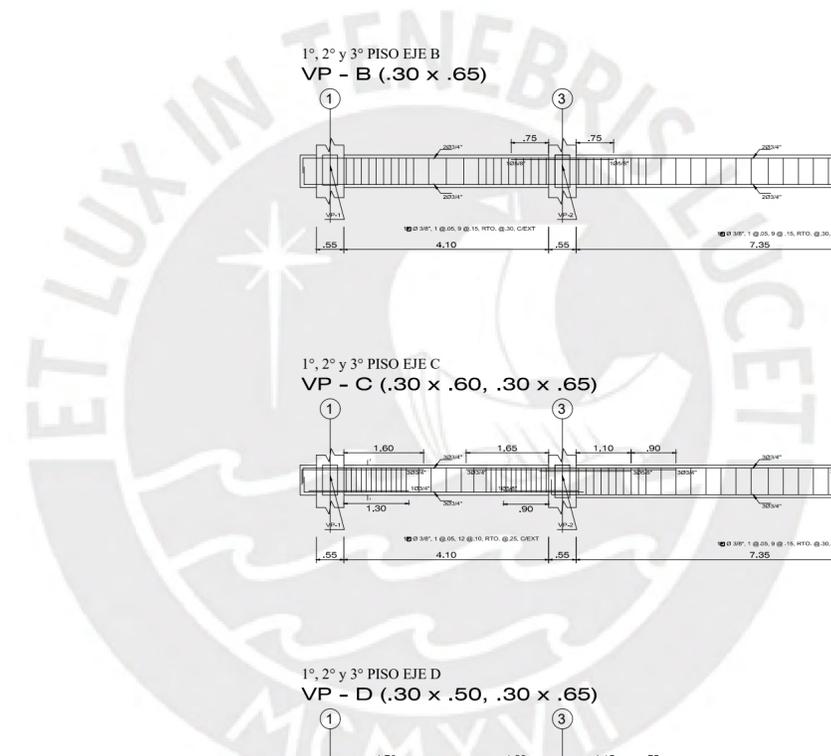
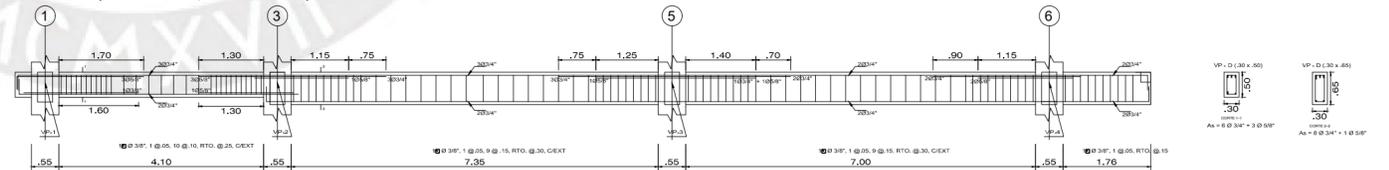
1°, 2° y 3° PISO EJE C
VP - C (.30 x .60, .30 x .65)



1°, 2° y 3° PISO EJE 6
VP - 6 (.30 x .65, .30 x .60)

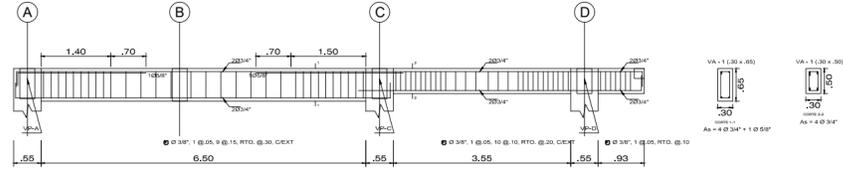


1°, 2° y 3° PISO EJE D
VP - D (.30 x .50, .30 x .65)

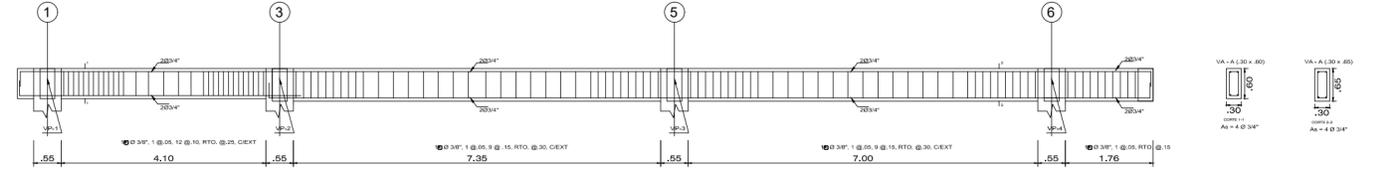


TRABAJO DE TESIS		
PROYECTO:	EDIFICIO PUBLICO	LAMINA N°: E-2
ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS	
INTEGRANTES:	LEONIDAS COILA - 20173136 LEONARDO CORNEJO - 20170277	
PLANO:	DETALLE DE VIGAS DEL 1°, 2° y 3° PISO	
DIBUJO:	PUCP	ESCALA: 1/100
		ARO: 2022

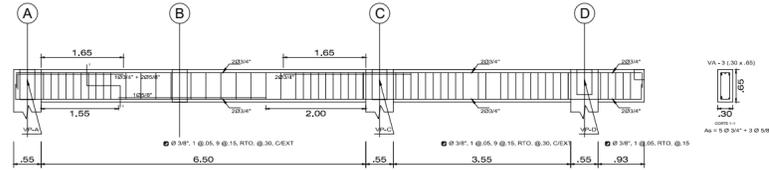
4° PISO EJE 1
VA - 1 (.30 x .65, .30 x .50)



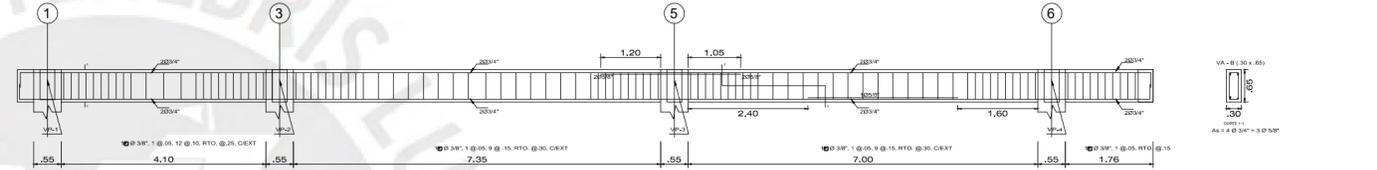
4° PISO EJE A
VA - A (.30 x .60, .30 x .65)



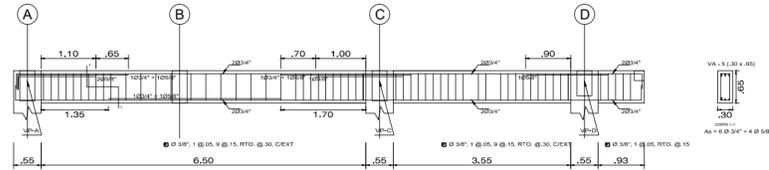
4° PISO EJE 3
VA - 3 (.30 x .65)



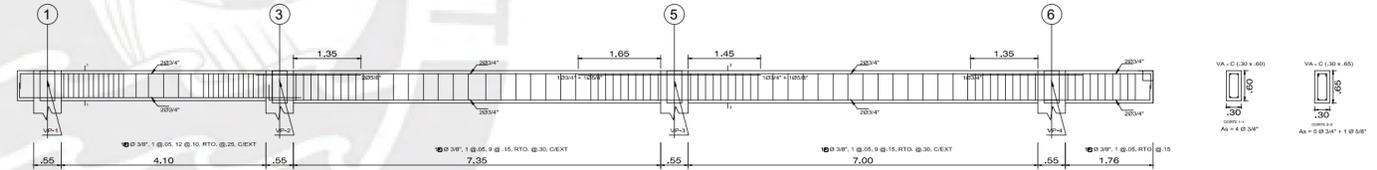
4° PISO EJE B
VA - B (.30 x .65)



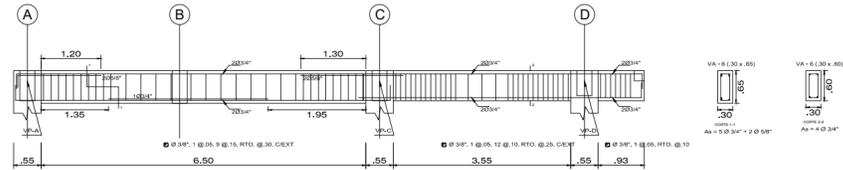
4° PISO EJE 5
VA - 5 (.30 x .65)



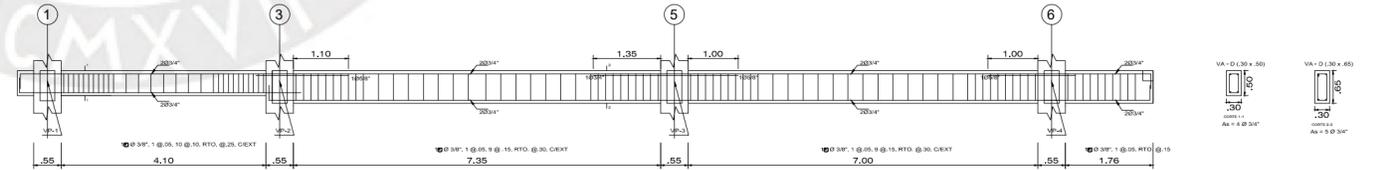
4° PISO EJE C
VA - C (.30 x .60, .30 x .65)



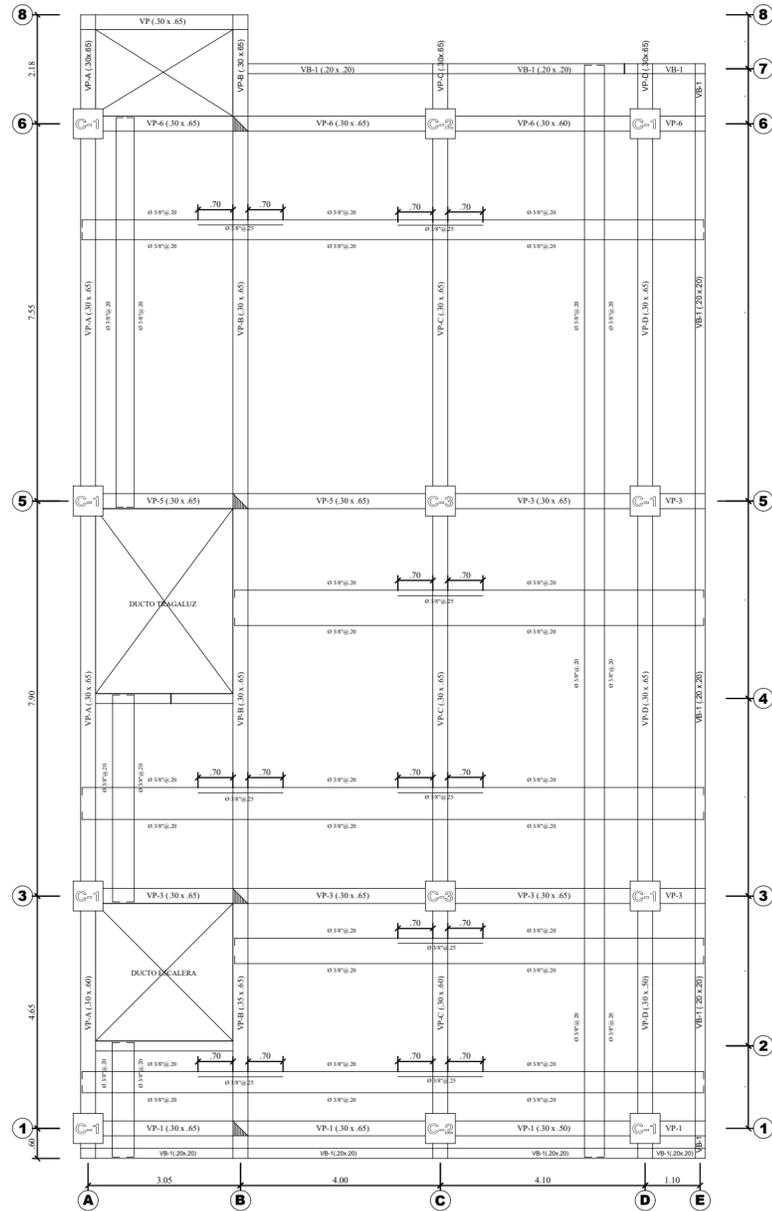
4° PISO EJE 6
VA - 6 (.30 x .65, .30 x .60)



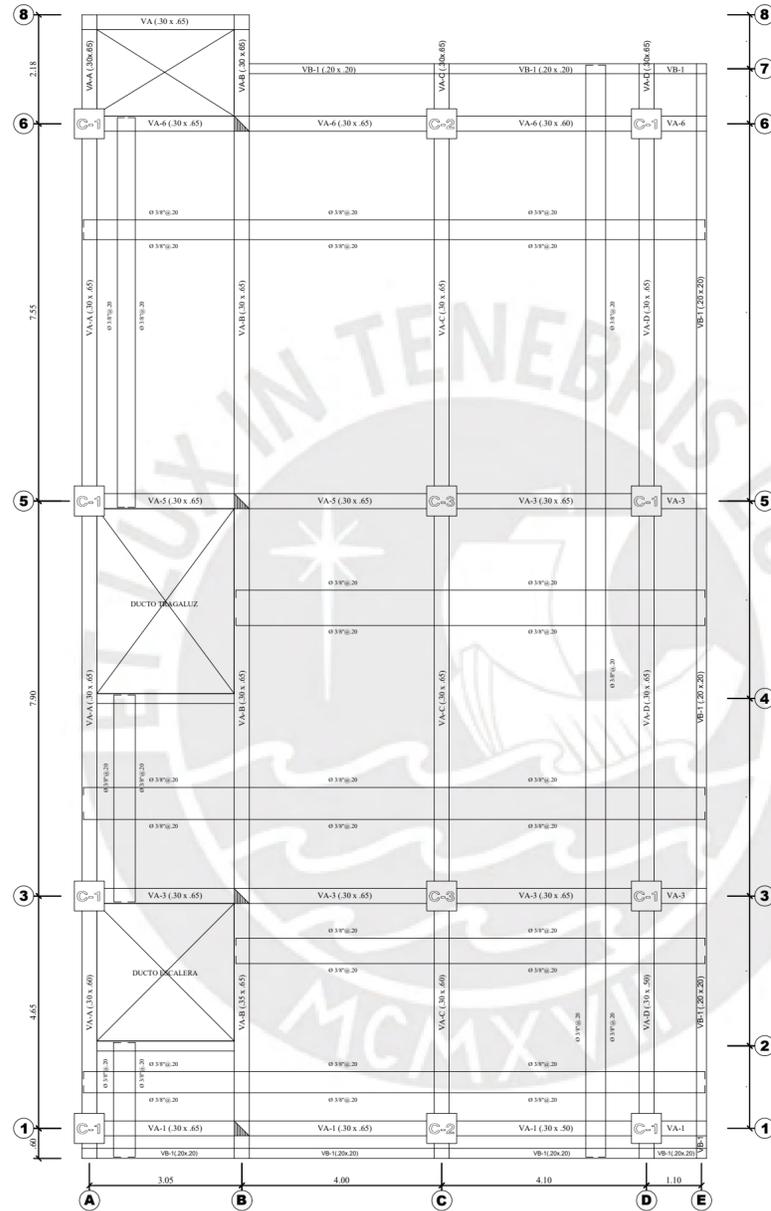
4° PISO EJE D
VA - D (.30 x .50, .30 x .65)



TRABAJO DE TESIS		
PROYECTO:	EDIFICIO PUBLICO	LAMINA N°: E-3
ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS	
INTEGRANTES:	LEONIDAS COILA - 20173136 LEONARDO CORNEJO - 20170277	
PLANO:	DETALLE DE VIGAS DEL 4° PISO	
DIBUJO:	PUCP	ESCALA: 1/100
		ARO: 2022

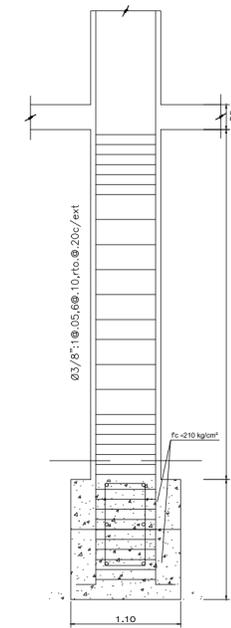


ENCOFRADO DE PISO TÍPICO
(Losca maciza h=0.20 m)

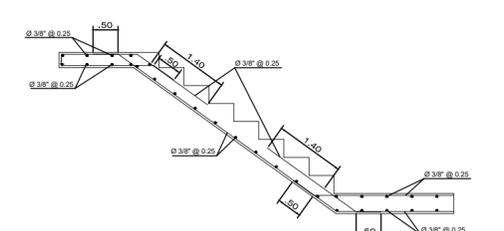
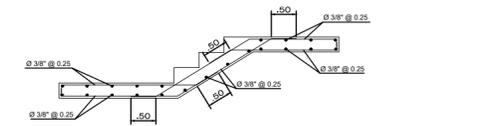
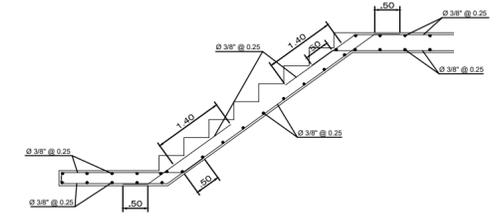


ENCOFRADO DE TECHO DE AZOTEA
(Losca maciza h=0.20 m)

CUADRO DE COLUMNAS			
Plano	C-1	C-2	C-3
2º y 4º Pisos			
1º Pisos			
	(20x60)	(20x60)	(20x60)
	1200x1200	1200x1200	1200x1200
	25 cm de concreto	25 cm de concreto	25 cm de concreto

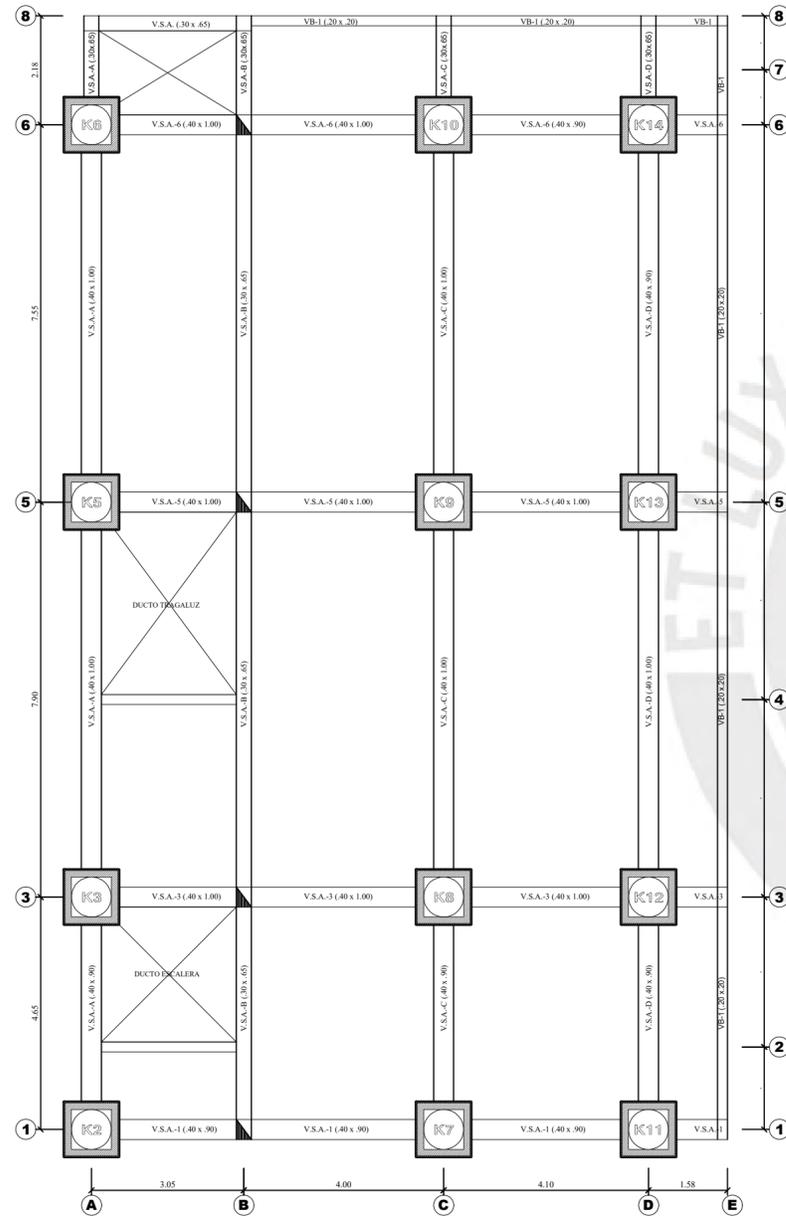


DETALLE DE CONCENTRACION DE ESTRIBOS EN COLUMNAS.



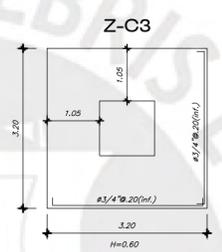
DETALLE DE ESCALERA

	TRABAJO DE TESIS		LÁMINA N°: E-4		
	PROYECTO:	EDIFICIO PUBLICO			
	ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS			
	INTEGRANTES:	LEONIDAS COILA - 20173136 LEONARDO CORNEJO - 20170277			
	PLANO:	DETALLE DE ENTREPISO, COLUMNAS Y ZAPATA			
DIBUJO:	PUCP	ESCALA:	1/100	AÑO:	2022

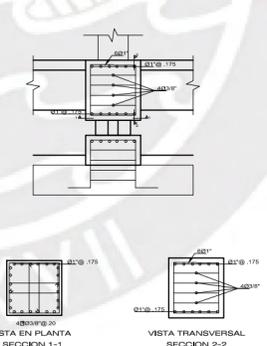


BASE DE AISLAMIENTO
(Losa maciza h=0.20 m)

DETALLE DE ZAPATA



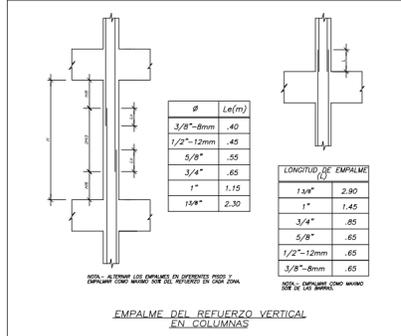
DETALLE DE CAPITEL



TRASLAPES Y EMPALMES			ESTRIBOS		
Ø LOSAS VIGAS (cm)	COLUM (cm)	LOSAS Y VIGAS	COLUMNAS	Ø	L Rmax
6 mm	30				
8 mm	40				
3/8"	50				
1/2"	60				
5/8"	60				
3/4"	70				
1"	120				

NO SE PERMITIRAN EMPALMES DEL REFORZO SUPERIOR (NEGATIVO) EN UNA LONGITUD DE 1/4 DE LA LONGITUD DE LA VIGA A CADA LADO DE LA COLUMNA O APoyo.

LOS EMPALMES L SE UBICARÁN EN EL TERCIO CENTRAL. NO SE EMPALMARÁN MÁS DEL 50% DE LA ARMADURA EN UNA MISMA SECCION.



TRABAJO DE TESIS		
PROYECTO:	EDIFICIO PUBLICO	LÁMINA N°:
ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS	E-5
INTEGRANTES:	LEONIDAS COILA - 20173136 LEONARDO CORNEJO - 20170277	
PLANO:	BASE DE AISLAMIENTO	
DIBUJO:	PUCP	ESCALA: 1/100
		AÑO: 2022