

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PUCP

**DISEÑO DE UN EDIFICIO HOSPITALARIO CON AISLAMIENTO
SÍSMICO DE BASE**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Miguel Angel Rodriguez Jaramillo

ASESOR:

Mg. Juan Alejandro Muñoz Peláez

Lima, Setiembre, 2019

RESUMEN

El Perú se encuentra en una zona de sismicidad elevada por lo que en algún momento se producirán terremotos de gran magnitud. Además, existe gran informalidad y precariedad en una alta cantidad de construcciones, lo que incrementa el daño que se podría ocasionar. Por ese motivo, se necesita disminuir la vulnerabilidad de las estructuras, especialmente aquellas destinadas a brindar servicios hospitalarios, por medio de la implementación estratégica de sistemas de protección sísmica más eficientes, como lo es el aislamiento de base.

El presente documento realiza el diseño del sistema de aislamiento de base y de algunos elementos estructurales de un hospital aporticado de siete niveles, ubicado en el distrito de San Borja, en el departamento de Lima. Para este fin, se propuso una metodología alineada a brindar un rango de propiedades del sistema de aislamiento. Este procedimiento se ha dividido en tres etapas que sintetizan los fundamentos teóricos y normativos que se explican en la presente tesis.

En el diseño preliminar se utilizaron métodos estáticos para el predimensionamiento del sistema de aislamiento y un análisis modal espectral para su verificación mediante algunos criterios normativos, en el diseño definitivo se empleó un análisis tiempo-historia no lineal para consolidar las características del sistema de aislamiento y el comportamiento del edificio, y para el diseño de los elementos estructurales se utilizó un análisis modal espectral que incorpora las propiedades finales previamente obtenidas.

Se concluyó que la flexibilidad y amortiguamiento que otorga el sistema de aislamiento redujo las derivas y las solicitaciones en el edificio. En ese sentido, la reducción de las deformaciones de entrepiso por la concentración del desplazamiento a nivel de base, que se traduce en una reducción de la demanda sísmica, hizo posible el uso de un sistema aporticado como sistema estructural resistente a cargas laterales.

DEDICATORIA



*A Dios, por haberme dado fortaleza para superar todo
obstáculo que se me ha presentado en el camino.*

*A mi familia, por ser un gran ejemplo de esfuerzo y
superación durante toda mi vida, que me han motivado
no solo a perseguir mis sueños, sino también a
ser una persona con principios y valores.*

AGRADECIMIENTOS

Este documento no se hubiese podido desarrollar sin el tiempo y apoyo brindado por el Ing. Alejandro Muñoz, de quien estaré profundamente agradecido.

Quiero agradecer también a mi familia, por brindarme su apoyo constante e invaluable en todo momento.

Adicionalmente, quiero agradecer a mis amigos, pues tuve la suerte de rodearme de grandes personas de quienes he aprendido mucho a nivel personal, profesional y académico.

Por último, pero no los menos importantes, deseo agradecer a todos los docentes que formaron parte de mi desarrollo profesional, cuyas enseñanzas y consejos han sido de gran apoyo para mi persona.

INDICE GENERAL

| | |
|---|-------------|
| LISTA DE TABLAS | viii |
| LISTA DE FIGURAS..... | xi |
| 1 GENERALIDADES | 1 |
| 1.1 INTRODUCCIÓN..... | 1 |
| 1.2 OBJETIVOS Y ALCANCES | 2 |
| 1.3 ANTECEDENTES..... | 2 |
| 1.3.1 Reseña histórica..... | 2 |
| 1.3.2 Realidad Peruana..... | 4 |
| 1.3.3 Normativa para el diseño de estructuras aisladas en el Perú | 4 |
| 1.3.4 Construcciones más representativas a nivel mundial..... | 5 |
| 1.3.5 Tendencia en el uso de aisladores | 8 |
| 2 SISTEMA DE AISLAMIENTO SÍSMICO..... | 9 |
| 2.1 AISLAMIENTO SÍSMICO | 9 |
| 2.1.1 Componentes estructurales | 9 |
| 2.1.2 Balance de energía en edificios aislados..... | 10 |
| 2.1.3 Principios fundamentales | 11 |
| 2.1.4 Beneficios de su aplicación..... | 12 |
| 2.1.5 Consideraciones generales para su uso..... | 13 |
| 2.1.6 Aislamiento sísmico en proyectos de edificación..... | 14 |
| 2.2 NIVELES DE DESEMPEÑO Y DAÑO | 18 |
| 3 DISPOSITIVOS DE AISLAMIENTO SÍSMICO | 19 |
| 3.1 DESCRIPCIÓN DE LOS DISPOSITIVOS | 19 |
| 3.1.1 Aisladores Elastoméricos..... | 19 |
| 3.1.2 Aisladores de Péndulo Friccional..... | 24 |
| 3.1.3 Deslizadores..... | 28 |
| 3.2 MODELOS BILINEALES DE COMPORTAMIENTO | 29 |
| 3.2.1 Modelo bilineal de aisladores elastoméricos | 31 |
| 3.2.2 Modelo bilineal de aisladores de péndulo de fricción | 32 |
| 3.2.3 Modelo bilineal de deslizadores | 34 |
| 3.3 VARIABILIDAD DE SUS PROPIEDADES | 35 |
| 4 ANÁLISIS Y DISEÑO DE EDIFICIOS AISLADOS | 36 |
| 4.1 REPRESENTACIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS..... | 36 |
| 4.1.1 Fuerzas estáticas o equivalentes..... | 36 |
| 4.1.2 Espectro de respuesta | 36 |
| 4.1.3 Registros de aceleración..... | 37 |
| 4.2 ANÁLISIS ELÁSTICO DE EDIFICIOS AISLADOS | 39 |

| | | |
|------------|---|-----------|
| 4.2.1 | Modelamiento de uno y dos grados de libertad en edificios aislados..... | 39 |
| 4.2.2 | Análisis estático o de fuerzas equivalentes | 46 |
| 4.2.3 | Análisis dinámico modal espectral | 46 |
| 4.2.4 | Análisis dinámico tiempo-historia lineal | 47 |
| 4.3 | ANÁLISIS INELÁSTICO DE EDIFICIOS AISLADOS | 47 |
| 4.3.1 | Modelamiento tridimensional inelástico del sistema de aislamiento..... | 47 |
| 4.3.2 | Análisis tiempo-historia no lineal..... | 49 |
| 4.4 | CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO | 50 |
| 4.4.1 | Sistema estructural y estructuración | 50 |
| 4.4.2 | Variabilidad de propiedades de dispositivos en el análisis..... | 50 |
| 4.4.3 | Efecto P-Delta | 52 |
| 4.4.4 | Especificaciones técnicas abiertas del sistema de aislamiento..... | 53 |
| 5 | NORMA PERUANA DE AISLAMIENTO SÍSMICO E. 031 | 54 |
| 5.1 | CONSIDERACIONES DE LA SUPERESTRUCTURA..... | 54 |
| 5.1.1 | Regularidad estructural | 54 |
| 5.1.2 | Límites de derivas | 54 |
| 5.2 | CONSIDERACIONES DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO | 54 |
| 5.2.1 | Inspección y reemplazo | 54 |
| 5.2.2 | Combinaciones de carga en los dispositivos | 55 |
| 5.2.3 | Factores de modificación de propiedades de dispositivos | 55 |
| 5.2.4 | Fuerza de restitución lateral..... | 55 |
| 5.3 | DEFINICIÓN DEL SISMO DE DISEÑO ($T_R=2475$ años)..... | 56 |
| 5.3.1 | Espectro de diseño..... | 56 |
| 5.3.2 | Registros de aceleración del suelo | 56 |
| 5.4 | ANÁLISIS ESTÁTICO | 57 |
| 5.4.1 | Procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes..... | 57 |
| 5.5 | ANÁLISIS DINÁMICO | 59 |
| 5.5.1 | Procedimiento modal espectral..... | 59 |
| 5.5.2 | Procedimiento tiempo-historia..... | 59 |
| 5.6 | PARÁMETROS DE DISEÑO | 60 |
| 5.6.1 | Propiedades elásticas equivalentes..... | 60 |
| 5.6.2 | Desplazamiento del sistema de aislamiento..... | 60 |
| 5.6.3 | Fuerzas de diseño y factores de escalamiento..... | 60 |
| 6 | METODOLOGÍA DE DISEÑO PARA EDIFICIOS AISLADOS | 61 |
| 6.1 | MARCO GENERAL DE LA METODOLOGÍA..... | 61 |
| 6.2 | DISEÑO PRELIMINAR DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO | 62 |
| 6.2.1 | Predimensionamiento de elementos estructurales | 63 |
| 6.2.2 | Análisis dinámico de estructura en base fija | 63 |
| 6.2.3 | Análisis estático preliminar..... | 63 |
| 6.2.4 | Análisis modal espectral preliminar..... | 64 |

| | | |
|------------|--|------------|
| 6.3 | DISEÑO DEFINITIVO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO | 66 |
| 6.3.1 | Modelos bilineales iniciales..... | 67 |
| 6.3.2 | Análisis tiempo-historia | 68 |
| 6.3.3 | Desplazamiento máximo de diseño | 70 |
| 6.3.4 | Propiedades técnicas finales para el proveedor | 71 |
| 6.4 | DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES..... | 72 |
| 6.4.1 | Análisis estático definitivo límite superior | 73 |
| 6.4.2 | Análisis modal espectral definitivo límite superior | 73 |
| 7 | <i>DISEÑO DE UN HOSPITAL CON AISLADORES ELASTOMÉRICOS Y DESLIZADORES.....</i> | 76 |
| 7.1 | GENERALIDADES..... | 76 |
| 7.1.1 | Información del proyecto..... | 76 |
| 7.1.2 | Definición de parámetros sísmicos y materiales..... | 77 |
| 7.2 | DISEÑO PRELIMINAR DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO | 78 |
| 7.2.1 | Sistema estructural..... | 78 |
| 7.2.2 | Predimensionamiento de elementos estructurales | 78 |
| 7.2.3 | Análisis dinámico de la estructura en base fija | 80 |
| 7.2.4 | Análisis estático preliminar..... | 80 |
| 7.2.5 | Análisis modal espectral preliminar..... | 81 |
| 7.3 | DISEÑO DEFINITIVO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO | 86 |
| 7.3.1 | Modelos bilineales iniciales..... | 86 |
| 7.3.2 | Análisis tiempo-historia no lineal..... | 89 |
| 7.3.3 | Desplazamiento máximo de diseño | 96 |
| 7.3.4 | Propiedades técnicas finales para el proveedor | 97 |
| 7.4 | DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES..... | 99 |
| 7.4.1 | Análisis estático definitivo límite superior | 99 |
| 7.4.2 | Análisis modal espectral definitivo límite superior | 100 |
| 7.4.3 | Diseño de elementos estructurales..... | 102 |
| 8 | <i>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</i> | 116 |
| 8.1 | CONCLUSIONES..... | 116 |
| 8.2 | RECOMENDACIONES..... | 119 |
| 9 | <i>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</i> | 120 |

LISTA DE TABLAS

| | |
|--|----|
| Tabla 2.1: Matriz de desempeño SEAOC que incluye edificios con aislamiento sísmico (Adaptado SEAOC, 1995) | 18 |
| Tabla 2.2: Límites de derivas y aceleraciones para componentes estructurales y no estructurales (Adaptado HAZUS, 2003) | 18 |
| Tabla 4.1: Parámetros más desfavorables según extremos del rango (Elaboración propia) | 52 |
| Tabla 5.1: Categorización de irregularidades según zona (NTE E.031, 2019) | 54 |
| Tabla 5.2: Factores de modificación según clasificación de dispositivos (NTE E.031, 2019) | 55 |
| Tabla 5.3: Periodo del suelo según su tipo (NTE E.031, 2019)..... | 56 |
| Tabla 5.4: Factor <i>BM</i> según amortiguamiento efectivo (NTE E.031, 2019) | 57 |
| Tabla 5.5: Desplazamiento del sistema de aislamiento (Adaptado NTP E.031, 2019) | 60 |
| Tabla 5.6: Fuerzas del edificio aislado (Adaptado NTP E.031, 2019) | 60 |
| Tabla 6.1: Parámetros de respuesta según rango de análisis en tiempo-historia (Elaboración propia)..... | 69 |
| Tabla 6.2: Combinaciones de diseño en cada componente estructural incluyendo el factor de escalamiento de fuerzas sísmicas (Elaboración propia) | 75 |
| Tabla 7.1: Cargas muertas del hospital | 77 |
| Tabla 7.2: Cargas vigas del hospital..... | 77 |
| Tabla 7.3: Modos fundamentales y masas participativas del hospital en base fija | 80 |
| Tabla 7.4: Pesos sísmico del hospital..... | 81 |
| Tabla 7.5: Parámetros nominales del análisis estático | 81 |
| Tabla 7.6: Parámetros lineales de dispositivos | 82 |
| Tabla 7.7: Periodos y masas participativas para los modos fundamentales sin excentricidad | 83 |
| Tabla 7.8: Incidencia torsional por excentricidad accidental en el modo fundamental | 84 |
| Tabla 7.9: Periodos y masas participativas para los modos fundamentales X-X con excentricidad..... | 84 |
| Tabla 7.10: Periodos y masas participativas para los modos fundamentales Y-Y con excentricidad..... | 84 |
| Tabla 7.11: Derivas del A. Modal espectral preliminar | 84 |
| Tabla 7.12: Verificación de irregularidad de rigidez | 85 |
| Tabla 7.13: Verificación de irregularidad torsional extrema | 85 |
| Tabla 7.14: Propiedades de los dispositivos..... | 86 |
| Tabla 7.15: Parámetros no lineales de los dispositivos..... | 86 |
| Tabla 7.16: Factores de modificación de dispositivos | 87 |

| | |
|---|-----|
| Tabla 7.17: Parámetros del sistema para propiedades nominales, límite inferior y límite superior..... | 88 |
| Tabla 7.18: Parámetros iniciales límite superior de dispositivos | 89 |
| Tabla 7.19: Parámetros iniciales límite inferior de dispositivos | 89 |
| Tabla 7.20: Desplazamientos espectrales ($\beta=15\%$) según componente E-W y N-S de cada registro..... | 92 |
| Tabla 7.21: Derivas máximas de Análisis tiempo-historia límite superior | 92 |
| Tabla 7.22: Aceleraciones máximas de Análisis tiempo-historia límite superior..... | 93 |
| Tabla 7.23: Dispositivos con la mayor y menor carga axial | 94 |
| Tabla 7.24: Rigideces efectivas del sistema de aislamiento | 94 |
| Tabla 7.25: Amortiguamientos efectivos del sistema de aislamiento | 94 |
| Tabla 7.26: Desplazamientos máximos de A. tiempo-historia límite inferior..... | 95 |
| Tabla 7.27: Desplazamientos traslacionales en X e Y para el sistema de aislamiento con propiedades límite inferior | 96 |
| Tabla 7.28: Ubicación del sistema de aislamiento y aislador más alejado | 97 |
| Tabla 7.29: Desplazamientos totales en X e Y para el sistema de aislamiento con propiedades límite inferior..... | 97 |
| Tabla 7.30: Determinación del desplazamiento máximo de diseño en X e Y | 97 |
| Tabla 7.31: Parámetros definitivos de diseño | 98 |
| Tabla 7.32: Parámetros para el rango de diseño del edificio aislado | 98 |
| Tabla 7.33: Determinación de la fuerza lateral de subestructura y sistema de aislación..... | 99 |
| Tabla 7.34: Determinación de la fuerza lateral de superestructura | 99 |
| Tabla 7.35: Determinación de límite para la fuerza lateral de superestructura..... | 100 |
| Tabla 7.36: Redefinición de rigideces efectivas límite superior de dispositivos..... | 101 |
| Tabla 7.37: Fuerza de diseño y factor de escalamiento para la subestructura y sistema de aislamiento..... | 102 |
| Tabla 7.38: Fuerza de diseño y factor de escalamiento para la superestructura..... | 102 |
| Tabla 7.39: Resumen de diseño por flexión en XX del paño de losa maciza | 103 |
| Tabla 7.40: Resumen de diseño por flexión en YY del paño de losa maciza | 103 |
| Tabla 7.41: Resumen de deflexiones instantáneas y diferidas de losa maciza | 104 |
| Tabla 7.42: Resumen de diseño por flexión de viga típica | 105 |
| Tabla 7.43: Resumen de diseño por cortante de viga típica | 106 |
| Tabla 7.44: Cargas de diseño de columna típica | 107 |
| Tabla 7.45: Combinaciones de diseño de columna típica | 107 |
| Tabla 7.46: Diseño por capacidad de columna típica..... | 109 |
| Tabla 7.47: Resumen de diseño por flexión de viga de aislamiento típica | 110 |
| Tabla 7.48: Resumen de diseño por cortante de viga de aislamiento típica..... | 111 |

| | |
|--|-----|
| Tabla 7.49: Cargas en zapata provenientes de columna | 112 |
| Tabla 7.50: Determinación del peso total de la cimentación | 113 |
| Tabla 7.51: Esfuerzos en el suelo por solicitaciones de gravedad y sísmicas | 114 |
| Tabla 7.52: Esfuerzos últimos en el suelo para sismo en XX..... | 114 |
| Tabla 7.53: Esfuerzos últimos en el suelo para sismo en YY..... | 114 |
| Tabla 7.54: Verificación por punzonamiento de zapata | 115 |
| Tabla 7.55: Diseño por cortante de zapata | 116 |



LISTA DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 1.1: Abultamiento en aislador con lámina de acero (izq.) y sin láminas de acero (der.) (Gjorgjiev & Garevski, 2012) | 5 |
| Figura 1.2: Vista en elevación FCLJC. (Second International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, 1988) | 6 |
| Figura 1.3: Entrada del FCLJC (Google,2013) | 6 |
| Figura 1.4: Planta y elevación del HOSMIL (Seminar on Design of Health Facilities to Resist Natural Hazards, 2002) | 7 |
| Figura 1.5: Hospital Militar de la Reina (RBS, 2014) | 7 |
| Figura 1.6: Edificio aislados en el mundo (Dynamic Isolation System, 2015) | 8 |
| Figura 2.1: Edificio de base fija y con sistema de aislamiento (BRIDGESTONE) | 9 |
| Figura 2.2: Subestructura, sistema de aislamiento y superestructura (Elaboración propia) | 10 |
| Figura 2.3: Variación de demanda sísmica del sistema de aislamiento en el espectro de pseudo-aceleración y desplazamiento (Fuente propia) | 12 |
| Figura 2.4: Estructura con base fija y con aislamiento sísmico (Naeim & Kelly, 1999) | 12 |
| Figura 2.5: Comparación demanda sísmica en suelo blando y suelo rígido (Adaptado Symans, 2009)..... | 13 |
| Figura 2.6: Detalle de junta perimetral (Elaboración propia)..... | 14 |
| Figura 2.7: Componentes del diafragma de aislamiento (Elaboración propia) | 15 |
| Figura 2.8: Detalle en escalera de sótano (Elaboración propia) | 15 |
| Figura 2.9: Configuración general y local en la caja de ascensor (Elaboración propia) | 16 |
| Figura 2.10: Tubería flexible (El universo web page, 2019)..... | 16 |
| Figura 2.11: Nivel de inspección (Elaboración propia)..... | 17 |
| Figura 2.12: Detalle de muro de contención (Elaboración propia) | 17 |
| Figura 3.1: Aislador sin placas de acero y con placas de acero intercaladas (BRIDGESTONE, 2017)..... | 19 |
| Figura 3.2: Esfuerzos en lámina de caucho (Elaboración propia)..... | 20 |
| Figura 3.3: Aislador elastomérico de bajo amortiguamiento (BRIDGESTONE, 2017) | 21 |
| Figura 3.4: Diagrama fuerza de corte-deformación (NCh2745, 2003) | 21 |
| Figura 3.5: Aislador elastomérico de alto amortiguamiento (BRIDGESTONE, 2017) | 22 |
| Figura 3.6: Diagrama fuerza de corte-deformación (NCh2745, 2003) | 22 |
| Figura 3.7: Módulo de corte vs Deformación angular (FEMA, 2009) | 23 |
| Figura 3.8: Aislador elastomérico con núcleo de plomo (BRIDGESTONE, 2013)..... | 24 |
| Figura 3.9: Diagrama fuerza de corte-deformación (NCh2745, 2003) | 24 |
| Figura 3.10: Movimiento en aislador FPS (Elaboración propia)..... | 25 |
| Figura 3.11: Aislador de péndulo friccional (Morgan & Mahin, 2009)..... | 25 |

| | |
|---|----|
| Figura 3.12: Aislador de péndulo friccional simple (Morgan & Mahin, 2009) | 25 |
| Figura 3.13: Aislador de péndulo friccional doble (Morgan & Mahin, 2009) | 26 |
| Figura 3.14: Activación progresiva de mecanismos en DFP (Morgan & Mahin, 2009)..... | 26 |
| Figura 3.15: Aislador de péndulo friccional triple (Morgan & Mahin, 2009) | 27 |
| Figura 3.16: Mecanismo secuencial de deslizamiento en TFP (Morgan & Mahin, 2009) | 28 |
| Figura 3.17: Aislador deslizante de superficie plana (FIP INDUSTRIALE, 2015)..... | 29 |
| Figura 3.18: Caracterización del modelo lineal viscoelástico (Elaboración propia) | 30 |
| Figura 3.19: Modelo bilineal para aisladores elastoméricos (Elaboración propia)..... | 31 |
| Figura 3.20: Modelo bilineal para aisladores de péndulo de fricción (Elaboración propia) .. | 32 |
| Figura 3.21: Diagrama de cuerpo libre de cojinete móvil en aisladores FPS (Elaboración propia) | 33 |
| Figura 3.22: Modelo bilineal para deslizadores (Elaboración propia)..... | 34 |
| Figura 3.23: Diagrama de cuerpo libre de cojinete en deslizador (Elaboración propia) | 34 |
| Figura 4.1: Espectro de aceleraciones de registro de Lima- Cañete 1974 N82W (Software SeismoMatch)..... | 37 |
| Figura 4.2: Registro de Lima 1974, componente N08E espectro compatible (Software SeismoMatch) | 38 |
| Figura 4.3: Representación del modelo de un grado de libertad (Elaboración propia)..... | 40 |
| Figura 4.4: Representación del modelo de dos grado de libertad (Elaboración propia) | 41 |
| Figura 4.5: Formas de vibración de modelo de dos grados de libertad (Elaboración propia) | 42 |
| Figura 4.6: Desplazamiento máximos de los modos 1 y 2 (Elaboración propia) | 43 |
| Figura 4.7: Reducción en espectro de respuesta (Elaboración propia) | 45 |
| Figura 4.8: Función rampa (Elaboración propia) | 48 |
| Figura 4.9: Constitutivas con valores máximos, mínimos y nominal (Elaboración propia) .. | 51 |
| Figura 4.10: Espectros de pseudo aceleración vs pseudo desplazamiento vs periodo para un edificio representativo (Elaboración propia)..... | 51 |
| Figura 4.11: Momentos P- Δ en aisladores elastoméricos y deslizadores (Adaptado Kircher, 2009) | 53 |
| Figura 4.12: Momentos P- Δ en aisladores péndulo doble y simple (Adaptado Kircher, 2009) | 53 |
| Figura 6.1: Suma de modelos bilineales de dispositivos (Elaboración propia)..... | 67 |
| Figura 7.1: Planta típica de arquitectura (Lahoz López, 2017) | 76 |
| Figura 7.2: Planta típica con pórticos de concreto armado (ETABS, 2018) | 78 |
| Figura 7.3: Modelo tridimensional de base fija hospital | 80 |
| Figura 7.4: Distribución en planta y carga en servicio de dispositivos | 82 |

| | |
|--|-----|
| Figura 7.5: Esquema en planta de ubicación del CM natural y sus 4 posibles ubicaciones respecto al CR | 83 |
| Figura 7.6: Derivas del A. Modal espectral preliminar | 84 |
| Figura 7.7: Modelos no lineales individuales de cada dispositivo | 86 |
| Figura 7.8: Constitutiva global nominal del sistema..... | 87 |
| Figura 7.9: Modelos bilineales del sistema para propiedades nominales, límite inferior y superior..... | 88 |
| Figura 7.10: Componentes horizontales E-W y N-S del acelerograma de Talca, Chile – 2010 (Software SeismoMatch)..... | 90 |
| Figura 7.11: Espectro de pseudo-aceleraciones de acelerograma original y compatibilizado de Talca, Chile – 2010 (Software SeismoMatch)..... | 90 |
| Figura 7.12: Espectro de desplazamientos del acelerograma original y compatibilizado de Talca, Chile – 2010 (Software SeismoMatch) | 91 |
| Figura 7.13: Registro predominante del acelerograma de Talca, Chile – 2010..... | 91 |
| Figura 7.14: Derivas máximas del A. tiempo-historia..... | 92 |
| Figura 7.15: Aceleraciones máximas del A. tiempo-historia | 93 |
| Figura 7.16: Fuerzas restitutivas del A. tiempo-historia límite inferior | 93 |
| Figura 7.17: Historia de desplazamientos en Y-Y para el registro de Hualañé 2010 | 95 |
| Figura 7.18: Desplazamiento máximos del A. tiempo-historia | 95 |
| Figura 7.19: Esquema de ubicación del CM, CR y del aislador más alejado para propiedades límite inferior | 96 |
| Figura 7.20: Rangos de diseño basado en desempeño..... | 98 |
| Figura 7.21: Espectros de diseño para la subestructura, interfaz de aislamiento y superestructura | 100 |
| Figura 7.22: Momentos P-Delta en dirección X-X (izquierda) y en dirección Y-Y (derecha) | 101 |
| Figura 7.23: Paño de losa maciza | 102 |
| Figura 7.24: Diagramas de momentos flectores en la dirección XX (izquierda) y en la dirección YY (derecha)..... | 103 |
| Figura 7.25: Diagramas de fuerzas cortantes en la dirección XX (izquierda) y en la dirección YY (derecha)..... | 104 |
| Figura 7.26: Tramo de viga típica de superestructura | 105 |
| Figura 7.27: Diagrama de momento flector del tramo de viga típica..... | 105 |
| Figura 7.28: Diagrama de fuerza cortante del tramo de viga típica..... | 106 |
| Figura 7.29: Dibujo de refuerzos corridos y bastones de viga típica..... | 106 |
| Figura 7.30: Columna central típica en planta de primer nivel (izquierda) y su refuerzo (derecha) | 107 |

| | |
|--|-----|
| Figura 7.31: Diagrama de interacción M33 de columna típica | 108 |
| Figura 7.32: Diagrama de interacción M22 de columna típica | 108 |
| Figura 7.33: Tramo de viga de aislamiento típica | 110 |
| Figura 7.34: Diagrama de momento flector del tramo de viga de aislamiento típica. | 110 |
| Figura 7.35: Diagrama de fuerza cortante del tramo de viga de aislamiento típica..... | 111 |
| Figura 7.36: Diseño final de viga de aislamiento típica..... | 112 |
| Figura 7.37: Zapata aislada típica | 112 |
| Figura 7.38: Esquema de cálculo de la fuerza cortante en una dirección para zapatas.... | 115 |



1 GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN

Uno de los sistemas de protección sísmica que se conoce a nivel mundial es el aislamiento sísmico en edificaciones. Esta tecnología, que reduce la cantidad de energía de entrada a la estructura, garantiza continuidad operacional de la edificación durante y después de un sismo severo. Asimismo, esta alternativa representa, en muchos casos, una mayor inversión inicial; sin embargo, a largo plazo resulta más económico.

En el Perú, se ha comenzado a aplicar esta tecnología en algunas de sus edificaciones desde el 2010, tomando como base normativas internacionales y adaptándolas a la realidad peruana. No obstante, no fue sino hasta el 2016 que la norma peruana sismorresistente E.030 establece la obligatoriedad de sus uso en edificaciones del tipo seguridad crítica, específicamente hospitales ubicados en zonas sísmicas 3 y 4.

Posteriormente, el Perú comenzó a contar con una norma de aislamiento sísmico E.031 desde el año 2019. Aunque el uso de este sistema moderno ha ido creciendo desde hace varias décadas en otros países como Japón, Estados Unidos, Nueva Zelanda o Chile; en el Perú, su aplicación aún se encuentra en una etapa inicial.

El presente proyecto desarrollará el análisis y el diseño de un edificio hospitalario real, implementado con sistema de aislamiento en su base, de 7 pisos sobre el nivel de terreno. Para ello, se seguirán los lineamientos indicados en la norma peruana de aislamiento E.031.

1.2 OBJETIVOS Y ALCANCES

El objetivo general es contribuir a la seguridad sísmica de edificaciones hospitalarias en el Perú mediante el uso estratégico de sistemas modernos de protección sísmica.

El proyecto abarca el diseño íntegro del sistema de aislamiento, especificando las propiedades técnicas que requerirán los proveedores para establecer sus propuestas. Además, se diseñarán algunos elementos en concreto armado, incluyendo la cimentación.

Para el diseño preliminar se usó el método estático a través de modelos sencillos de 1 o 2 grados de libertad, y el método de análisis modal espectral. Por otro lado, para el diseño definitivo, se realizó un análisis tiempo-historia no lineal que permitió determinar las propiedades y características definitivas del sistema de aislamiento.

Para el diseño del sistema de aislamiento y los elementos de concreto armado se rigió por las Norma Técnicas Peruanas E.030, E.031 y E.060, pertenecientes al Reglamento Nacional de Edificaciones. Con estas, se realizó el análisis de desempeño de la estructura por medio de las derivas y aceleraciones de cada nivel del edificio aislado.

1.3 ANTECEDENTES

Desde hace varios años, los países más desarrollados en cuanto a protección sísmica, tanto de la región, como Chile, y del mundo, como Estados Unidos, Japón o Nueva Zelanda, han presentado una disminución en los daños producidos luego de un sismo severo por el uso del aislamiento sísmico en sus edificaciones. Dentro de este contexto, a pesar de que esta técnica ha tenido muy buenos resultados durante los terremotos, presenta un crecimiento lento en estos países respecto a la totalidad de edificaciones existentes.

1.3.1 Reseña histórica

Los principios básicos del sistema de aislamiento datan del siglo XIX luego de que el científico británico John Milne edificara su casa de madera sobre pilotes, los cuales tenían pequeñas esferas de hierro fundido sobre la cabeza de estos (Patil & Reddy, 2012). En un principio, utilizó esferas de 254mm de diámetro; sin embargo, luego de terminada la construcción se percató que su casa era fácilmente influenciada por las fuerzas de viento. Esto permitió que Milne modificara su diseño hasta que finalmente incorporase esferas de menor diámetro

(6mm). Con esa mejora, su estructura presentó mayor estabilidad frente a fuerzas de viento y consecuentemente un buen comportamiento para sismos reales (Naeim & Kelly, 1999).

Posteriormente, en 1909, J.A. Calantarients, un doctor británico, por medio de una conversación con Chile, patentó un nuevo método de construcción en el que explicaba que un edificio de características esenciales tenía pocas posibilidades de verse afectado por un sismo si se dejaba una lámina que actúe como lubricante entre el suelo y la estructura de tal forma que permita su deslizamiento. Como consecuencia, se verían reducidos las deformaciones y las aceleraciones transmitidas (Christopoulos & Filiatrault, 2006). Este fue el primer paso que permitió futuros desarrollos de un sistema de aislamiento. Sin embargo, este método no se aplicó de manera moderna sino hasta la década de 1960, con la aparición de materiales con mejores propiedades como los elastómeros y su vulcanización intercalada con acero.

La primera estructura en el mundo en donde se implementó este sistema de aislamiento moderna fue el colegio Pestalozzi, ubicado en Macedonia del Norte (antiguamente Yugoslavia) en 1969, en la que se usaron aisladores elastoméricos (Wamanrao & Narayan, 2015). Años más tarde, en Japón se comenzaron a implementar lentamente estos sistemas a una razón de 10 edificios aislados por año. Posteriormente, su uso se extendió a proyectos de infraestructura como el viaducto Toetoe que se encuentra en Nueva Zelanda. En Estados Unidos, su aplicación inició en 1984 con la construcción de Foothills Communities Law and Justice Center, en Los Ángeles. Dos años más tarde, iniciaron la elaboración de su código, el cual finalmente fue compatibilizado entre las diferentes asociaciones (SEAOC, UBC, NEHRP) (Korswagen, Arias & Huaranga, 2012).

En América Latina, Chile fue el primer país que implementó estos sistemas. En 1991 se aplicó en el centro de control de minería Los Bronces. Además, uno de sus casos más exitosos fue el Hospital Militar. Asimismo, adaptó la norma estadounidense a su realidad para formar la actual norma chilena NCh2745 (Arraigada, 2005).

1.3.2 Realidad Peruana

El desarrollo de esta tecnología en el Perú se viene desarrollando desde la última década gracias a iniciativas públicas y privadas. La primera edificación implementada con este sistema fue el Centro de Información-Biblioteca de la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas (UPC) Campus Chorrillos.

Las edificaciones aisladas existentes en el país se han desarrollado en diversos sectores, entre ellas se encuentran: En el sector educativo, como El Aulario (aulas) y El Centro de Innovación Académica (Biblioteca) - PUCP, El Centro de Información e Investigación de la FIC – UNI; en el sector privado, oficinas de Graña y Montero en Lima; en el sector vivienda, como los edificios residenciales Atlantik Ocean Tower (Inmobiliaria Labok), Madre (Inmobiliaria JJC); en el sector salud, como el Hospital Regional de Moquegua; entre otros.

1.3.3 Normativa para el diseño de estructuras aisladas en el Perú

Construir estructuras aisladas sísmicamente requiere de una norma especializada debido a que existe un cambio de filosofía en los objetivos de desempeño respecto a las estructuras convencionales.

Desde el 2016, la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 establece que el sistema estructural de los centros del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, ubicados en zonas sísmicas 4 y 3, deberán contemplar sistemas de aislamiento sísmico. Adicionalmente a ello, desde el 2019 la Norma Técnica de Aislamiento Sísmico E.031 establece los lineamientos para el diseño de estructuras sísmicamente aisladas en el país.

Cabe mencionar que aún existe un inciso en la NTE E.030 referido a sistemas de aislamiento sísmico, el cual indica que siempre y cuando se cumplan sus disposiciones normativas, en la manera que sean aplicables, permite consultar y utilizar los requisitos del documento ASCE/SEI 07 vigente.

Pese a que el país no ha experimentado un sismo severo en donde se pueda verificar el buen comportamiento de estructuras aisladas ya construidas, por experiencias en casos internacionales, sobre todo por la semejanza que se tiene con la sismicidad en Chile, se espera que tengan un excelente comportamiento.

1.3.4 Construcciones más representativas a nivel mundial

Desde hace varias décadas se han desarrollado innumerables proyectos con la implementación de sistemas de aislamiento. Sin embargo, un número reducido de ellos son conocidos a nivel mundial, ya sea por la envergadura del proyecto, o por el avance en nuevas técnicas de aislamiento que representó en su momento.

- **Escuela Pestalozzi**

Se encuentra en Skopje, Macedonia del Norte. Es un colegio de 3 niveles construido en 1969 por ingenieros suizos y es la primera estructura a nivel mundial en contar con sistema de aislamiento en su base.

Su característica es que inicialmente estaba compuesto por aisladores elastoméricos sin láminas de acero y de forma cuadrada. Posteriormente, debido al abultamiento producido por el peso de la estructura y a su desgaste por contacto directo con el ambiente, fueron reemplazados por 54 aisladores elastoméricos con láminas de acero, de forma circular. En la Figura 1.1 se puede observar la diferencia entre ellos.



Figura 1.1: Abultamiento en aislador con lámina de acero (izq.) y sin láminas de acero (der.) (Gjorgjiev & Garevski, 2012)

- **Foothill Community Law and Justice Center (FCLJC)**

Se encuentra en Rancho Cucamonga, a 20 km de la falla de San Andrés, en California, Estados Unidos. Fue construido en 1985, consta de 4 niveles superiores y un estacionamiento inferior, y es el primer edificio grande en ese país en el que se utilizaron aisladores de caucho de alto amortiguamiento. (Ver Figura 1.2 y 1.3)

Esta estructura posee un total de 98 aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento distribuidos en toda su base, los cuales le proporcionan entre 10-20% de amortiguamiento y una capacidad de desplazamiento de 40 cm. Asimismo posee un periodo fundamental de vibración de 2 segundos. En la Figura 1.2 se muestra una vista en elevación de la estructura en la que se puede ver las juntas sísmicas de 16" y los arriostres de acero que contiene.

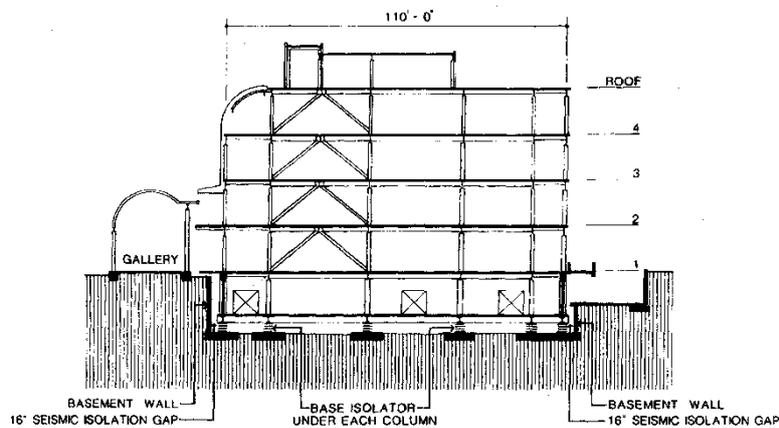


Figura 1.2: Vista en elevación FCLJC. (Second International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, 1988)



Figura 1.3: Entrada del FCLJC (Google,2013)

▪ Hospital Militar de la Reina

Se encuentra en Santiago de Chile, Chile. Es considerado el hospital más grande en América Latina con el sistema de aislamiento sísmica en su base, conformado por aisladores elastoméricos y construido en el año 2001. Posee un área construida de 50 mil metros cuadrados distribuidos en sus 5 niveles, incluido un nivel de estacionamientos bajo el nivel de terreno (Ver Figura 1.4 y 1.5)

En la Figura 1.4 se muestra la vista en planta de la estructura, apoyada sobre 164 aisladores elastoméricos, 114 de los cuales son de alto amortiguamiento y los otros 50, son con núcleo de plomo. En conjunto, estos dispositivos le proporcionan a la estructura un amortiguamiento del 12% y un periodo fundamental de 2.5 segundos.

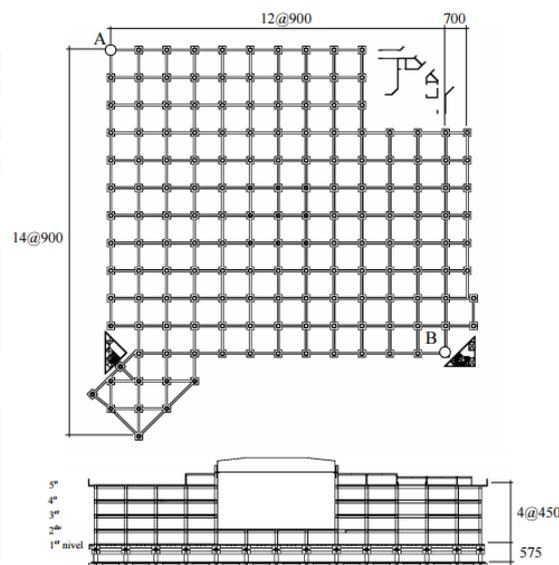


Figura 1.4: Planta y elevación del HOSMIL (Seminar on Design of Health Facilities to Resist Natural Hazards, 2002)



Figura 1.5: Hospital Militar de la Reina (RBS, 2014)

1.3.5 Tendencia en el uso de aisladores

El auge en el uso de aisladores sísmicos en el mundo fue marcado por el excelente comportamiento que tuvieron las estructuras aisladas frente a sismos severos que ocurrieron a lo largo de los años.

En el caso de Japón, para 1998, luego del terremoto de Kobe (1995), ya existían 600 edificios aislados y actualmente más de 7800. Un caso similar ocurrió en Estados Unidos luego del sismo de Northridge (1994), en donde 4 años más tarde ya existían 40 edificios aislados en todo el país y en este momento más de 500.

En Sudamérica, Chile fue uno de los primeros países en implementar edificaciones con estos sistemas y no fue sino hasta el terremoto del 2010 en el que se verificó la eficiencia de sus estructuras aisladas, permitiendo que en la actualidad cuenten con más de 80 edificios aislados.

En el Perú, el inicio en la aplicación de estos sistemas fue impulsado por los buenos resultados obtenidos en Chile luego del terremoto. Aunque el desarrollo de estas tecnologías ha sido más lento en el país, su aplicación principal se prioriza en edificaciones y obras de infraestructura que no pueden dejar de funcionar una vez ocurrido el sismo, como hospitales, puentes, edificios de comunicación y data centers principalmente.

La Figura 1.6 muestra una gráfica que representa el número de edificaciones aisladas en diversos países del mundo. Si bien existe un aumento de su aplicación, aún representan un pequeño porcentaje respecto a edificaciones tradicionales.

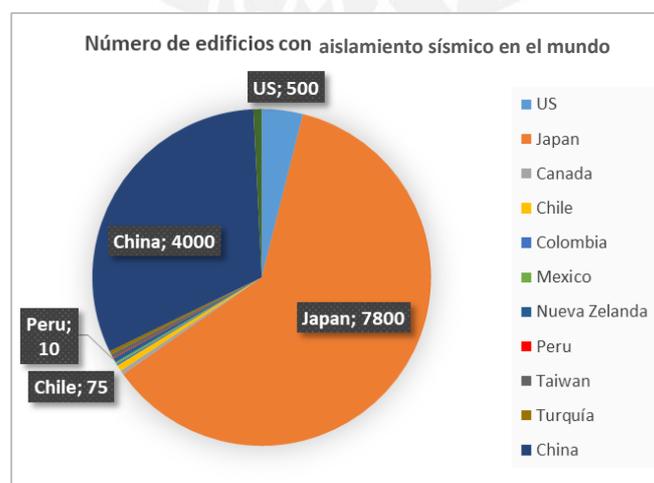


Figura 1.6: Edificio aislados en el mundo (Dynamic Isolation System, 2015)

2 SISTEMA DE AISLAMIENTO SÍSMICO

2.1 AISLAMIENTO SÍSMICO

El sistema de aislamiento sísmico consiste en un conjunto de dispositivos dispuestos en la base de la estructura que permiten reducir el ingreso de energía sísmica a la edificación al concentrar la mayor parte del desplazamiento, manteniéndola con mínimas deformaciones de entrepiso; es decir, desplazando consigo toda la estructura que se encuentre sobre dichos dispositivos. Como se muestra en la Figura 2.1, los desplazamientos del edificio de base fija, a diferencia del edificio de base aislada, presenta deformaciones relativas mayores en los entrepisos.

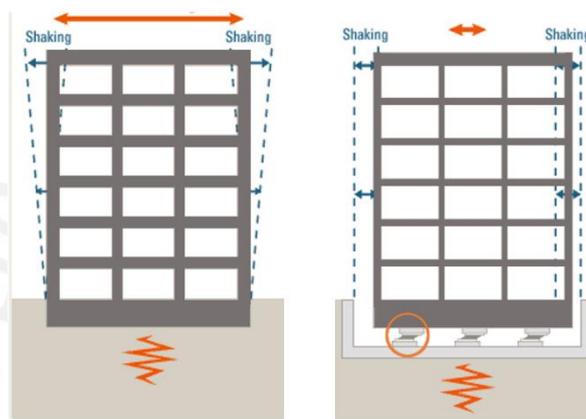


Figura 2.1: Edificio de base fija y con sistema de aislamiento (BRIDGESTONE)

2.1.1 Componentes estructurales

Una estructura aislada puede considerarse compuesta de tres zonas: sistema de aislamiento, superestructura y subestructura. Estas se diferencian entre sí por su ubicación como parte de la estructura y por los elementos que la conforman.

El sistema de aislamiento está conformada por aisladores adheridos directamente a pedestales de concreto (interfaz de aislamiento), y éstos a las vigas y losas que se encuentran tanto inmediatamente encima, como inmediatamente debajo de dichos dispositivos. Asimismo, el conjunto de vigas y losas que se ubican en un mismo plano y se apoyan en sus intersecciones sobre los aisladores recibe el nombre de diafragma de aislamiento.

La superestructura se encuentra sobre el sistema de aislamiento, conformada por elementos estructurales como vigas, columnas y losas de los pisos superiores.

La subestructura se encuentra por debajo del sistema de aislamiento y se mueve solidariamente con el suelo. Puede estar conformada directamente por las cimentaciones (en ausencia de sótanos), o por elementos estructurales como losas, columnas, vigas, cimentación y vigas de cimentación (con presencia de sótanos).

En la Figura 2.2 se muestran dos estructuras sísmicamente aisladas, una sin niveles de sótanos, y la otra con niveles de sótanos. En ellas se pueden reconocer sus tres zonas claramente diferenciadas.

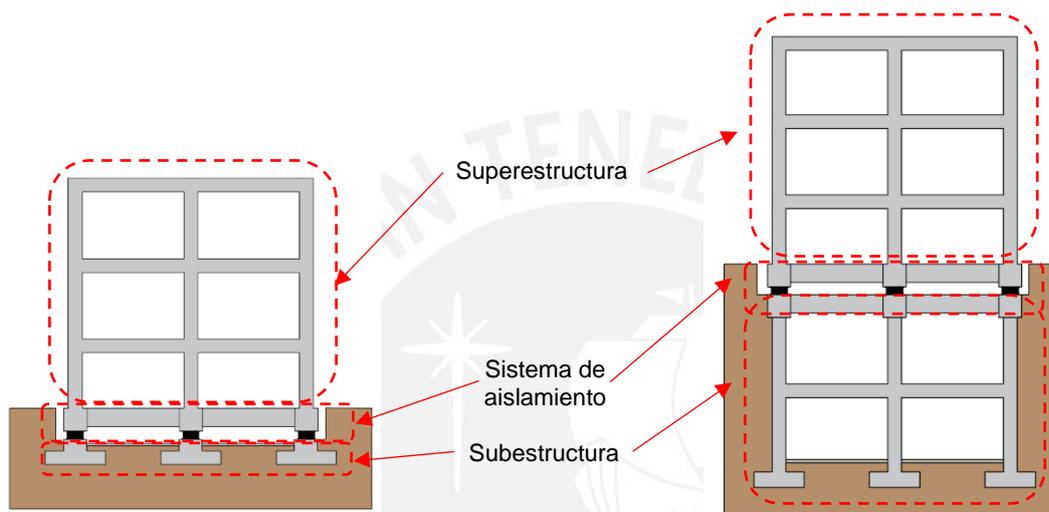


Figura 2.2: Subestructura, sistema de aislamiento y superestructura (Elaboración propia)

2.1.2 Balance de energía en edificios aislados

Toda estructura, por efecto de la demanda sísmica, recibe energía desde su base durante un sismo severo. Esta se transforma en energía almacenada y en energía disipada. De manera simbólica, la ecuación de balance se puede representar de la siguiente forma:

$$E_I(t) = (E_E(t) + E_K(t)) + (E_D(t) + E_H(t)) \quad (2.1)$$

De la ecuación 2.1, el término E_I es la energía absoluta de entrada; los dos primeros términos de la derecha corresponden a la energía almacenada: E_E la energía por deformación elástica y E_K la energía cinética; y los dos últimos términos corresponden a la energía disipada: E_D es la energía por amortiguamiento y E_H la energía histerética.

Al final del evento sísmico, la energía por deformación elástica E_E se aproxima a cero puesto que la estructura ha recuperado total o parcialmente su posición original. Además, la energía cinética E_K es nula debido a que la velocidad al inicio y al final del movimiento es cero. Por tanto, la ecuación de energía queda expresada de la siguiente manera:

$$E_I(t) = E_D(t) + E_H(t) \quad (2.2)$$

Observando la ecuación 2.2 se puede entender la funcionalidad del aislamiento sísmico. Mientras que en un edificio convencional se incrementa la resistencia lateral de los elementos estructurales para que estos se mantengan en el rango elástico, disipando energía por amortiguamiento E_D y disminuyendo la energía histerética E_H (daño), en un edificio sísmicamente aislado se reduce la energía de entrada E_I , disminuyendo así la disipación por energía histerética E_H (Muñoz, 2009).

2.1.3 Principios fundamentales

Los daños no estructurales, daños a equipos o a conexiones de servicios no se pueden controlar por completo en un diseño convencional. Estos son producidos por dos mecanismos principales, los desplazamientos relativos de entrepiso y las aceleraciones de piso. Para reducir estos mecanismos se puede brindar mayor rigidez y flexibilidad a la estructura respectivamente. Sin embargo, por un lado, aumentar la flexibilidad trae consigo mayores deformaciones de entrepiso. Por otro lado, aumentar la rigidez produce mayores aceleraciones de piso y por ende en sus contenidos.

Los principios de la aislamiento sísmico se centran en disminuir la demanda sísmica de deformación y aceleración sobre la estructura al formar un nuevo sistema dinámico cuando se le otorga cierto grado de flexibilización lateral y mayor disipación de energía. Este tiene un periodo de vibración que se encontrará en una zona de tranquilidad del espectro.

Se le otorga flexibilidad lateral a la estructura de tal manera que la interfaz de aislamiento actúe como piso blando entre el suelo y la superestructura. Esto permitirá el alargamiento de su periodo natural. Como consecuencia, en la respuesta espectral del sistema, se incrementa el desplazamiento y se reduce la pseudo-aceleración (demanda sísmica). Además, se debe tener en cuenta que la flexibilidad sea tal que no permita que cargas de viento o sismos menores afecten en gran medida a la estructura. Se muestra en la Figura 2.3 el efecto que tiene el cambio de periodo en la demanda sísmica sobre la estructura.

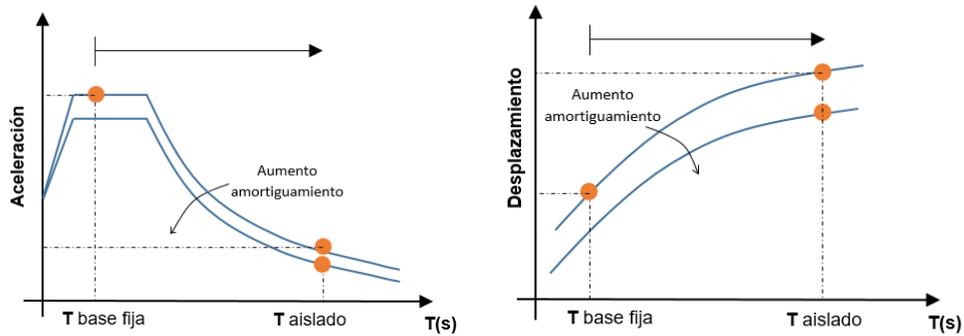


Figura 2.3: Variación de demanda sísmica del sistema de aislamiento en el espectro de pseudo-aceleración y desplazamiento (Fuente propia)

2.1.4 Beneficios de su aplicación

Las edificaciones que presentan sistemas de aislamiento sísmico deben ser diseñados para permanecer en el rango elástico para sismos con periodo de retorno de 2475 años. Esto permitirá que luego del movimiento, la estructura retorne a su posición inicial con mínima disipación de energía histerética en la superestructura. Es por ello que reducir el daño estructural y no estructural es también uno de sus principales objetivos de su uso.

En la Figura 2.4 se observa la diferencia a nivel de daño entre una edificación convencional y una edificación con aislamiento en la base. También se nota la diferencia perceptible de deformaciones en la superestructura y claramente el comportamiento casi rígido de la superestructura en la edificación aislada.

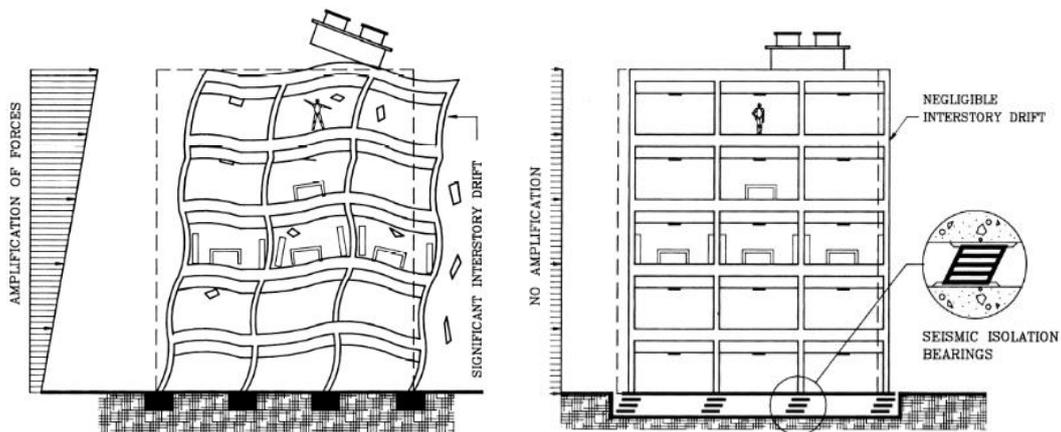


Figura 2.4: Estructura con base fija y con aislamiento sísmico (Naeim & Kelly, 1999)

Como consecuencia, el uso de este sistema permitirá reducir el pánico en los ocupantes y mantendrá la continuidad operacional del edificio, que, de no lograrse, tiene un impacto directo en el entorno socioeconómico de la zona.

2.1.5 Consideraciones generales para su uso

Implementar una estructura con sistema de aislamiento sísmico no siempre se puede lograr, y en otros casos pierde efectividad, ya sea por características propias de la estructura, o externas a ella.

Un primer factor que condiciona su uso son las características geológicas y la condición del suelo sobre el cual se apoyará la estructura, pues disminuyen su aplicabilidad. Ese es el caso de los suelos blandos en donde se debe tener en cuenta que los dispositivos permitan dar un salto a donde exista menor demanda sísmica. Sin embargo, la complejidad aumenta cuando el periodo fundamental de la estructura es muy pequeño y es necesario llevarlo a grandes periodos.

En la Figura 2.5 se muestra la diferencia de demandas sísmicas entre un suelo blando y un suelo rígido cuando se aumenta el periodo fundamental de la estructura aislada. Además, se observa el efecto amplificador en la demanda sísmica si no se tiene el cuidado suficiente.

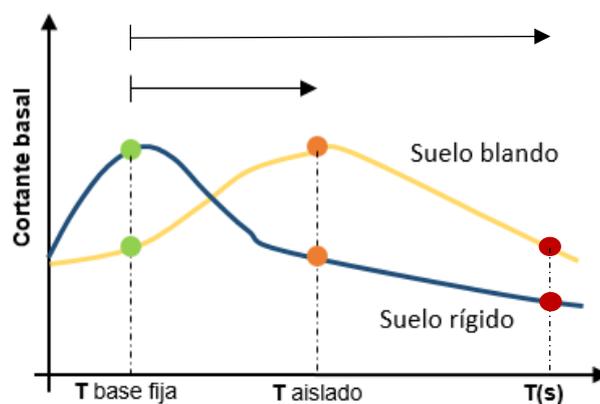


Figura 2.5: Comparación demanda sísmica en suelo blando y suelo rígido (Adaptado Symans, 2009)

Otro factor a considerar es la esbeltez de la edificación ya que producen dos efectos. Por peso propio de la estructura, los aisladores son sometidos a altos esfuerzos de compresión axial, lo que reduce su capacidad. Por otro lado, momentos volcantes producidos por fuerzas laterales durante un sismo pueden generar esfuerzos de tracción. Se recomienda que la relación de esbeltez (Altura/Base) sea menor a 3 (Aguirre & Huallanca, 2016).

2.1.6 Aislamiento sísmico en proyectos de edificación

En todo proyecto de edificación en el que se considere el uso de aislamiento de base como sistema estratégico de protección sísmica, se deben tener en cuenta tanto por la especialidad de estructuras, como por las otras especialidades involucradas, diversos factores para un correcto desarrollo de la ingeniería del proyecto. A continuación, se explicarán las típicas y de mayor impacto.

2.1.6.1 Junta perimetral de separación

El espacio en planta destinado para la edificación debe incluir un espacio perimetral libre tal que permita que, frente a sismos severos, pueda desplazarse sin comprometer la superestructura ni estructuras adyacentes. Según la experiencia en proyectos realizados, para las condiciones de los suelos peruanos y las propiedades de dispositivos de aislamiento disponibles en el mercado, esta junta varía aproximadamente entre 30 a 40 cm. Muchas veces, debido a las limitaciones del proyecto, esta junta genera una reducción en el área construible de la edificación.

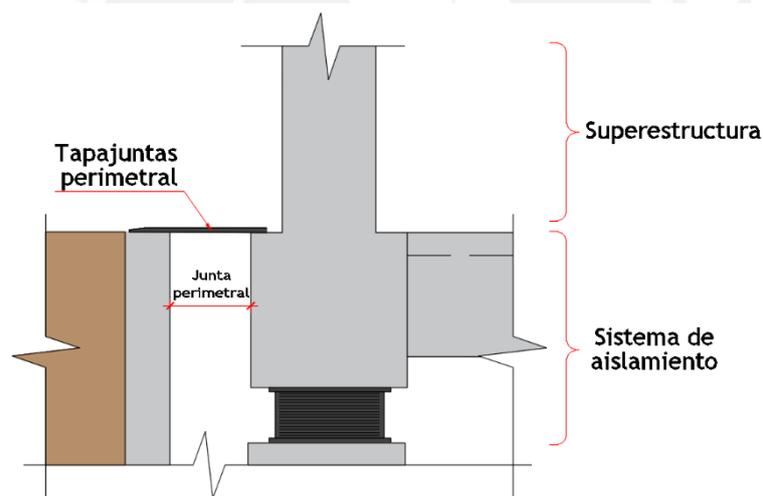


Figura 2.6: Detalle de junta perimetral (Elaboración propia)

2.1.6.2 Diafragma del sistema de aislamiento

Debido al comportamiento de una edificación aislada, se necesita que todos los elementos que se encuentran por encima de los dispositivos se puedan desplazar en conjunto. Para lograrlo, es necesario que se adicione un diafragma adicional a nivel de la interfaz de aislamiento, respecto a una edificación convencional con el mismo número de pisos (Ver Figura 2.7).

Este diafragma tiene características similares a los pisos superiores, a excepción de la adición de pedestales sobre cada aislador y las vigas de mayor peralte, conocidas también como vigas de aislamiento. Su mayor peralte se debe a que, además de admitir las solicitaciones por cargas gravitatorias y sísmicas, tengan capacidad para admitir las solicitaciones generadas por los efectos de segundo orden P-Delta. Asimismo, como se explicará más adelante, los elementos estructurales de este diafragma estarán sometidos a mayor demanda sísmica respecto a los niveles superiores por su importancia para el funcionamiento satisfactorio del sistema de aislamiento.

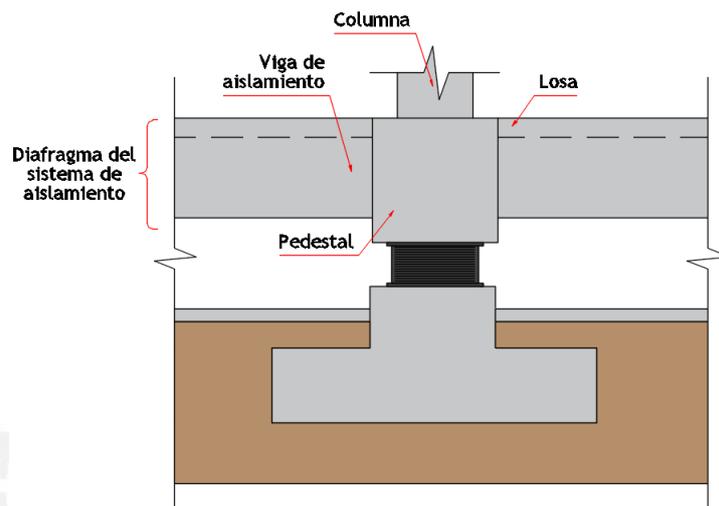


Figura 2.7: Componentes del diafragma de aislamiento (Elaboración propia)

2.1.6.3 Detalles en escaleras

En el caso de la existencia de sótanos, la escalera debe tener una junta que separe el paso del contrapaso a la altura de la interfaz de aislamiento. Se desea que el tramo de la escalera que forma parte de la superestructura se pueda desplazar sin ser restringido por el tramo del sótano (Ver Figura 2.8). Por otro lado, cuando no existe presencia de sótanos, si es que la altura lo permite, se puede aplicar la misma estrategia que en presencia de sótanos, o se puede optar por una escalera colgada a la superestructura, apoyada en deslizadores.

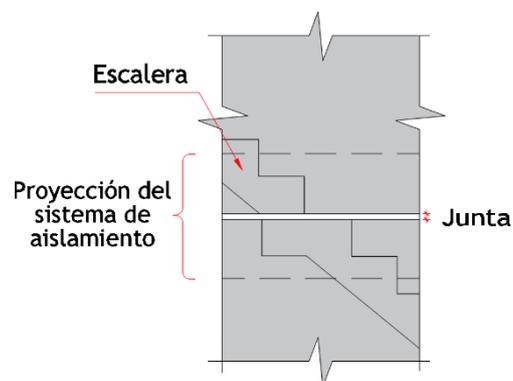


Figura 2.8: Detalle en escalera de sótano (Elaboración propia)

2.1.6.4 Detalles de cajas de ascensores

Las cajas de ascensores necesariamente deben mantener la continuidad desde el último nivel hasta el nivel más bajo de la edificación, utilizando deslizadores en la base del mismo que sirvan de apoyo. Tan importante como lo mencionado es dejar una junta con los elementos estructurales que bordean la caja del ascensor. Además, para la zona del foso, debido a que es más profunda, se acostumbra a confinar el terreno con muros de contención (Ver Figura 2.9).

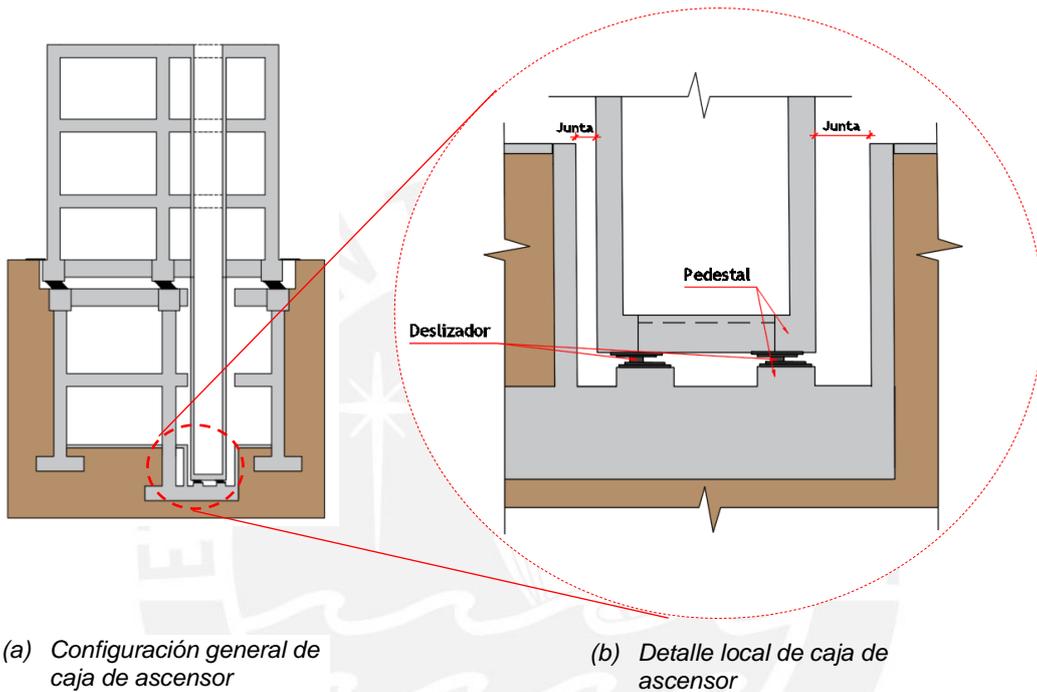


Figura 2.9: Configuración general y local en la caja de ascensor (Elaboración propia)

2.1.6.5 Tuberías flexibles

Todas las tuberías como instalaciones eléctricas, sanitarias, telecomunicaciones, o aire acondicionado, deben utilizar conexiones flexibles cuando crucen la interfaz de aislamiento. Esto permitirá que sus funciones no se vean interrumpidas durante y después de un sismo (Ver Figura 2.10).



Figura 2.10: Tubería flexible (El universo web page, 2019)

2.1.6.6 Nivel de inspección

Se requiere que la interfaz de aislamiento se encuentre en un espacio que permita libre inspección, y de requerirse, un eventual reemplazo de algunos dispositivos. En edificaciones con sótanos, no existe este requerimiento debido a que cuenta con este requerimiento por la existencia del primer sótano. Sin embargo, de no existir sótanos, se requerirá un nivel de inspección ubicado bajo la interfaz de aislamiento, teniendo en cuenta la altura mínima efectiva de piso a fondo de losa, que se especifica en la norma de aislamiento, y accesos adecuados para este nivel (Ver Figura 2.11).

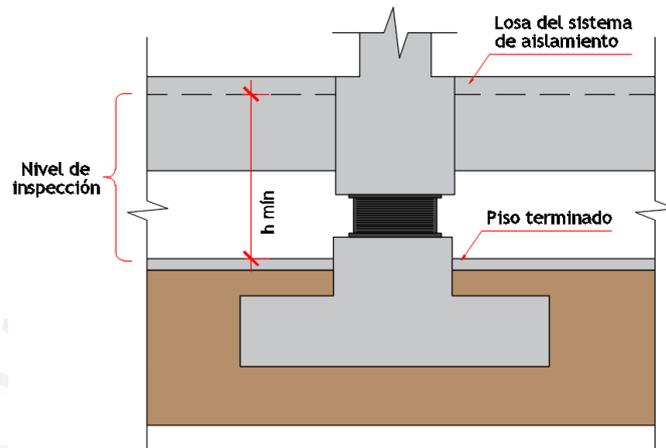


Figura 2.11: Nivel de inspección (Elaboración propia)

2.1.6.7 Muros de contención

La interfaz de aislamiento sísmico, además de encontrarse en un espacio que permite su inspección, monitoreo y reemplazo, deben tener muros de contención perimetrales que impidan el ingreso libre de obstrucciones durante y luego de un eventual sismo, especialmente provenientes por el deslizamiento del terreno circundante. La separación entre éste y el borde de la estructura debe ser como mínimo la junta de separación, correspondiente al desplazamiento máximo de diseño (Ver Figura 2.12).

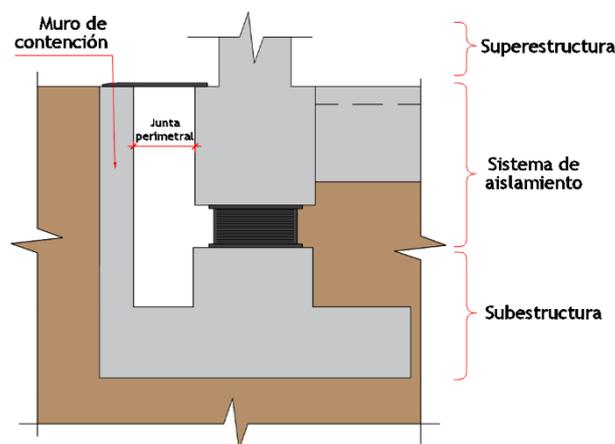


Figura 2.12: Detalle de muro de contención (Elaboración propia)

2.2 NIVELES DE DESEMPEÑO Y DAÑO

El comité SEAOC establece niveles de desempeño a través de una matriz que miden el daño cualitativamente; sin embargo, no contempla a edificios aislados puesto que su nivel sísmico, correspondiente a un periodo de retorno de 2475 años (2% de probabilidad de excedencia en 50 años), es aún mayor. En la Tabla 2.1 se muestra la matriz de desempeño SEAOC incluyendo lo esperado para edificios aislados.

Tabla 2.1: Matriz de desempeño SEAOC que incluye edificios con aislamiento sísmico (Adaptado SEAOC, 1995)

| | Nivel de daño | Nivel de desempeño | | | | |
|---------------------------|---------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------|------------------|---------|
| | | No tiene | Leve | Moderado | Extendido | Total |
| Sismo | Periodo de retorno (años) | Completamente operativo | Operativo | Resguardo de vida | Cerca al colapso | Colapso |
| Frecuente | 43 | Edif. común | | | | |
| Ocasional | 72 | Edif. esencial | Edif. común | | | |
| Raro | 474 | Edif. seguridad crítica | Edif. esencial | Edif. común | | |
| Muy raro | 970 | Edif. seguridad crítica | Edif. seguridad crítica | Edif. esencial | Edif. común | |
| Máximo considerado | 2475 | Edificio aislado | Edificio aislado | | | |

Se observa que para edificios aislados se espera un nivel de daño nulo o muy reducido, este último traducido en pequeñas fisuras. Conviene aclarar que desde sismos frecuentes hasta muy raros, se espera que el edificio aislado se mantenga completamente operativo.

Por otro lado, la metodología HAZUS sugiere criterios cuantitativos para medir el nivel de daño en componentes estructurales y no estructurales. Para ello utiliza dos parámetros: las derivas y aceleraciones de entrepiso. El nivel de daño se obtiene luego de establecer las características de la estructura y el nivel de sismo de diseño. Además, estos son análogos a los que establece SEAOC: leve, moderado, extendido y completo.

En la Tabla 2.2 se muestran los límites de derivas y aceleraciones que establece para componentes estructurales y no estructurales respectivamente. Es preciso señalar que corresponde a un edificio aporricado de concreto armado de 4 a 7 niveles, para un nivel de sismo de diseño alto.

Tabla 2.2: Límites de derivas y aceleraciones para componentes estructurales y no estructurales (Adaptado HAZUS, 2003)

| Componente | Parámetro | Nivel de daño | | | |
|----------------|-----------------|---------------|----------|-----------|----------|
| | | Leve | Moderado | Extendido | Completo |
| Estructural | Deriva (‰) | 3.3 | 6.7 | 20.0 | 53.3 |
| No estructural | Aceleración (g) | 0.30 | 0.60 | 1.20 | 2.40 |

3 DISPOSITIVOS DE AISLAMIENTO SÍSMICO

3.1 DESCRIPCIÓN DE LOS DISPOSITIVOS

Los aisladores son los elementos que proporcionan la rigidez lateral y vertical adecuada a la estructura. A continuación, se describirán las propiedades y características más importantes de los aisladores más desarrollados en el mundo actualmente.

3.1.1 Aisladores Elastoméricos

Estos dispositivos están conformados por láminas planas de elastómeros, generalmente caucho, intercaladas con láminas planas de acero. Para lograr la perfecta adherencia con el acero, el elastómero es sometido a altas temperaturas y presiones, proceso conocido como vulcanización. Cuenta con una capa lateral de caucho que sirve como protección y con placas de acero de mayor tamaño en sus extremos, adheridas a la subestructura y superestructura por medio de pernos de anclaje.

En la Figura 3.1 se muestra gráficamente la importancia de la adición de láminas de acero. Sin ella, el aislador se comprime aproximadamente un 25% bajo cargas por el peso propio de la estructura. Por el contrario, con este proceso, se reduce significativamente el abultamiento lateral del elastómero y se brinda rigidez vertical, determinada por las láminas de acero (Naeim & Kelly, 1999).

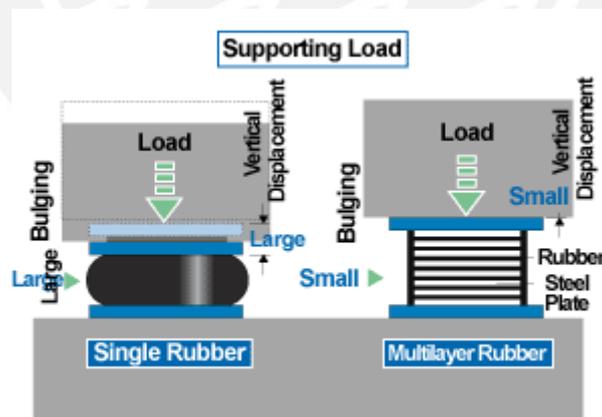


Figura 3.1: Aislador sin placas de acero y con placas de acero intercaladas (BRIDGESTONE, 2017)

En la Figura 3.2 se observa a detalle el efecto que provocan las láminas de acero sobre una lámina de elastómero. Puesto que este último tiende a deformarse lateralmente por el efecto Poisson frente a cargas axiales, recibe esfuerzos de corte producidos por el acero que limitan

la deformación lateral. Sin embargo, cuando no existe lámina de acero, el elastómero se puede deformar lateralmente de forma libre.

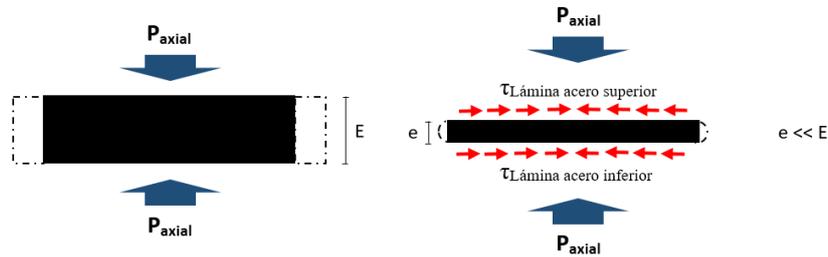


Figura 3.2: Esfuerzos en lámina de caucho (Elaboración propia)

Asimismo, las láminas de caucho proveen la rigidez lateral al aislador y la fuerza restauradora que permite el regreso a su posición inicial una vez terminado el sismo.

Estos dispositivos pueden representar sus propiedades mecánicas por medio de diagramas fuerza de corte versus deformación lateral.

Existen tres principales tipos de aisladores elastoméricos que se diferencian en cuanto a propiedades mecánicas, ya sea por materiales usados en su fabricación, o por nuevos elementos que los componen.

3.1.1.1 Aisladores Elastoméricos de Bajo Amortiguamiento (LDRB)

Se denominan *Low Damping Rubber Bearing* por sus siglas en inglés LDRB. Son los dispositivos más básicos y económicos dentro del grupo de los elastoméricos y además son simples en su fabricación y fáciles de modelar. En la Figura 3.3 se muestran los elementos que los conforman.

En la Figura 3.4 se muestra su diagrama fuerza-desplazamiento ante cargas laterales aplicadas. El área encerrada, al ser pequeña, representa un amortiguamiento equivalente asociado del 2-3%, lo que representa su baja capacidad de disipación de energía.

Posee un módulo de corte que no varía con el tiempo y permite deformaciones angulares mayores al 100%. Asimismo, tiene un comportamiento prácticamente lineal-elástico para pequeñas deformaciones y lineal-viscoso para grandes deformaciones.

Su respuesta mecánica es mínimamente afectada por ciclos de carga y descarga en el tiempo, temperatura o envejecimiento.

Estos aisladores requieren de otros dispositivos que brinden un mayor amortiguamiento, entre ellos se encuentran los aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento, con núcleo de plomo, o disipadores de energía.

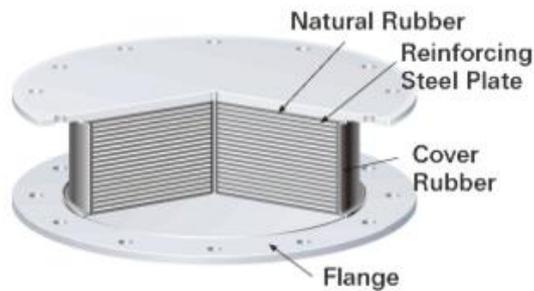


Figura 3.3: Aislador elastomérico de bajo amortiguamiento (BRIDGESTONE, 2017)

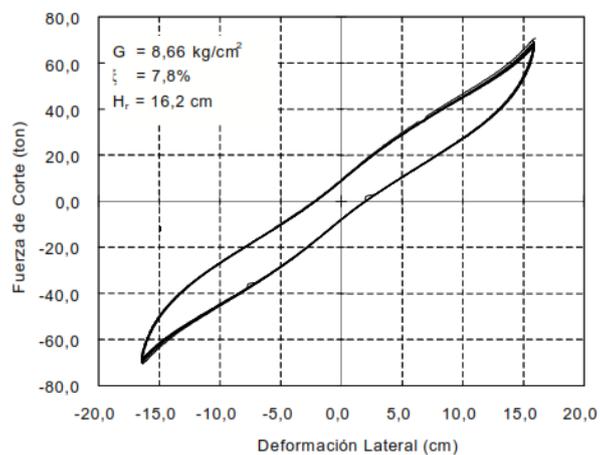


Figura 3.4: Diagrama fuerza de corte-deformación (NCh2745, 2003)

3.1.1.2 Aisladores Elastoméricos de Alto Amortiguamiento (HDRB)

Se denominan *High Damping Rubber Bearing* por sus siglas en inglés HDRB. Están conformados por un caucho el cual está alterado molecularmente por la presencia de distintos aditivos durante su fabricación, como carbón, aceites o resinas. En la Figura 3.5 se muestran los elementos que los conforman.

En la Figura 3.6 se muestra su diagrama de fuerza-deformación en la que se puede ver una mayor área encerrada respecto a los aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento, representando entre un 10-20% de amortiguamiento efectivo, gracias a los aditivos que contiene.

Su comportamiento está influenciado por el *scragging*; es decir, existe variación en sus propiedades iniciales tras ciclos de fuerza-desplazamiento. No obstante, sus propiedades tienden a recuperarse con el tiempo, dependiendo del compuesto adicionado durante su fabricación.

Su comportamiento también está definido por el módulo de corte, el cual presenta una tendencia descendente a medida que existe un aumento en la deformación angular del dispositivo, siendo más estable para menores desplazamientos. Este comportamiento se puede observar en la Figura 3.7.

Su respuesta mecánica, en términos de rigidez y amortiguamiento efectivo, son más susceptibles a cambios de temperatura y frecuencia por condiciones de carga, presión de contacto, temperatura y por presencia de aditivos (NCh2754, 2003).

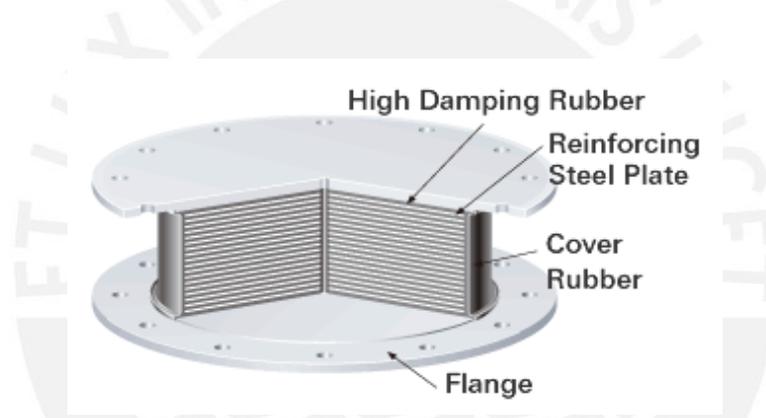


Figura 3.5: Aislador elastomérico de alto amortiguamiento (BRIDGESTONE, 2017)

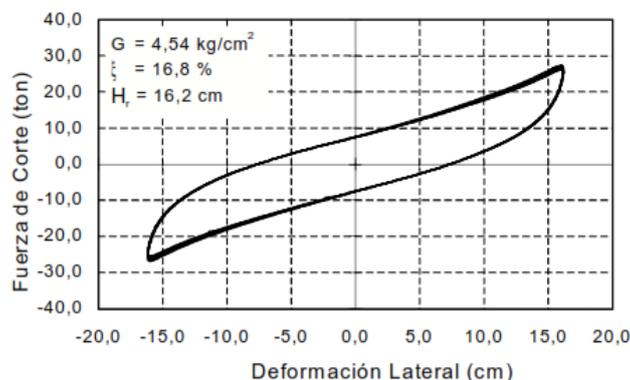


Figura 3.6: Diagrama fuerza de corte-deformación (NCh2745, 2003)

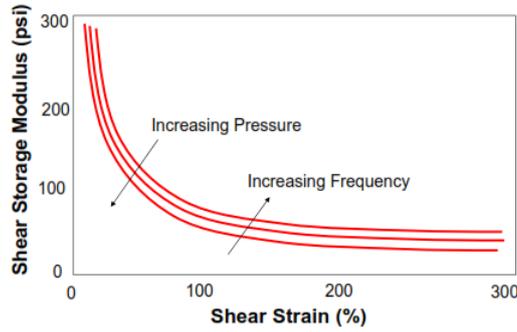


Figura 3.7: Módulo de corte vs Deformación angular (FEMA, 2009)

3.1.1.3 Aisladores Elastoméricos con núcleo de plomo (LRB)

Se denominan *Lead Rubber Bearing* por sus siglas en inglés LRB. Además de estar conformados por láminas de goma intercaladas con láminas de acero, cuentan con un núcleo central de plomo de forma cilíndrica introducido a presión para que, junto con las láminas de acero y goma, actúe como unidad. En la Figura 3.8 se muestran sus elementos.

En la Figura 3.9 se muestra su diagrama fuerza-deformación lateral. El área encerrada es mayor a los aisladores previamente mencionados, llegando a un amortiguamiento efectivo entre 25-30%, brindado mayormente por el núcleo de plomo. Esta alta capacidad de disipación de energía permite que no requieran de sistemas restitutos externos.

Una de las características más importantes de estos dispositivos es la recuperación en las propiedades del plomo luego de finalizado el ciclo histerético. A temperatura ambiente, el plomo recristaliza luego de disipar energía en forma de calor durante las incursiones inelásticas. De esta manera, no presenta fatiga y queda listo para funcionar en un próximo ciclo de fuerza-desplazamiento (NCh2754, 2003).

La presencia del núcleo de plomo provee una mayor rigidez inicial importante para cargas de servicio, así como también un comportamiento de sólido elastoplástico, iniciando su fluencia a una tensión de 100kg/cm² a temperatura ambiente. Por otro lado, su recristalización permite obtener ciclos histeréticos estables (NCh2754, 2003).

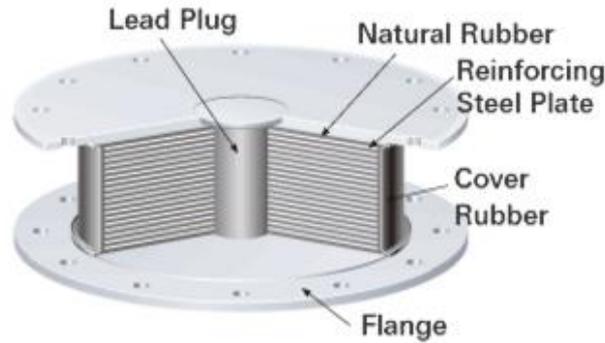


Figura 3.8: Aislador elastomérico con núcleo de plomo (BRIDGESTONE, 2013)

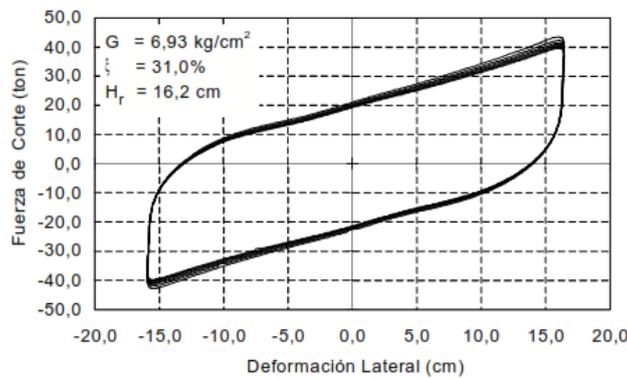


Figura 3.9: Diagrama fuerza de corte-deformación (NCh2745, 2003)

3.1.2 Aisladores de Péndulo Friccional

Este tipo de aisladores cuentan con superficies esféricas cóncavas de deslizamiento y un deslizador articulado revestido de Politetra Fluoro Etileno (PTFE). Esta concavidad puede disponerse hacia arriba, en donde la superficie cóncava se encuentra en el extremo inferior; hacia abajo, en donde la superficie cóncava se encuentra en el extremo superior; o hacia ambos sentidos. Además, por la naturaleza de la superficie de contacto, el movimiento generado es horizontal y vertical, siendo este último el de menor magnitud.

Tienen la característica de estar basados en el principio de péndulo invertido tal como se muestra en la Figura 3.10. Por ello, el sistema es autocentrante por efectos de gravedad debido a la componente tangencial del peso con la superficie de contacto. Como consecuencia, su nivel de flexibilidad lateral solo depende del radio de curvatura de la superficie.

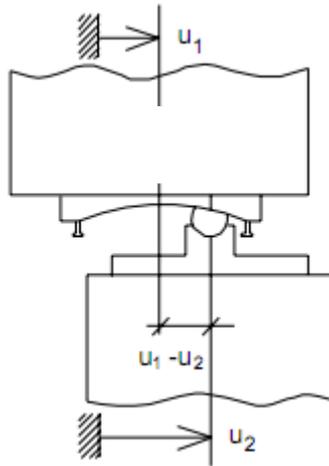


Figura 3.10: Movimiento en aislador FPS (Elaboración propia)

Otra de sus principales características es su fricción estática ya que la fuerza lateral necesaria para iniciar el deslizamiento es mucho mayor a la necesaria para mantenerlo en movimiento (Cheng, Jiang & Lou, 2008).

Existen varios tipos de aisladores en base a este principio. Entre ellos se encuentran los Aisladores de péndulo friccional simple, doble y triple. Se explicarán cada uno a continuación:

3.1.2.1 Aisladores de Péndulo Friccional Simple (FPS)

Se denominan *Friction Pendulum System* por sus siglas en ingles FPS. Son los más simples que existen ya que están conformados por un deslizador articulado apoyado sobre una superficie cóncava. En la Figura 3.11 se muestra un corte transversal de este tipo de aisladores y en la Figura 3.12 los elementos que lo conforman.

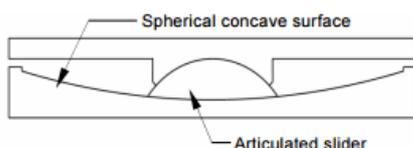


Figura 3.12: Aislador de péndulo friccional simple (Morgan & Mahin, 2009)

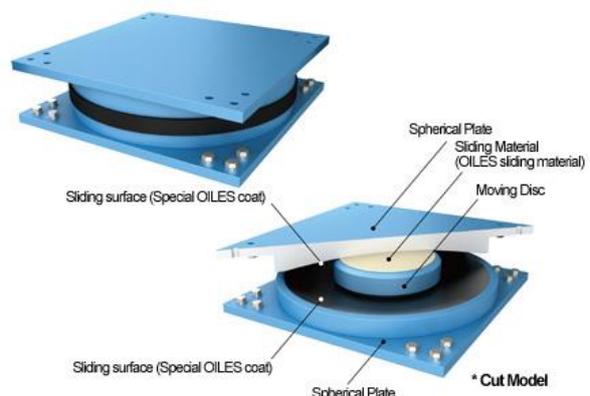


Figura 3.11: Aislador de péndulo friccional (Morgan & Mahin, 2009)

Los parámetros que caracterizan cada ciclo de su movimiento son el radio de curvatura (R) y el coeficiente de fricción (μ) que existe entre la articulación y la superficie cóncava. Asimismo, el desplazamiento deseado en este tipo de aisladores depende netamente del radio de curvatura de la superficie y del diámetro del dispositivo.

3.1.2.2 Aisladores de Péndulo Friccional Doble (DFP)

Se denominan *Double Friction Pendulum* por sus siglas en inglés DFP. A diferencia del caso simple, no solo existe superficie cóncava en uno de los lados, sino tanto en la parte superior como inferior; es decir, tiene 3 superficies cóncavas. En la Fig. 3.13 se muestra un corte transversal el cual muestra las dos superficies cóncavas.

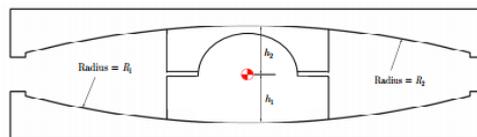


Figura 3.13: Aislador de péndulo friccional doble (Morgan & Mahin, 2009)

Además, como se observa en la Figura 3.13, la articulación necesita estar separada de ambas superficies por medio de discos móviles para que exista una adecuada distribución de las presiones (Jurcau & Gillich, 2009).

En la Figura 3.14 se muestra un corte transversal durante los distintos escenarios que se dan durante los desplazamientos.

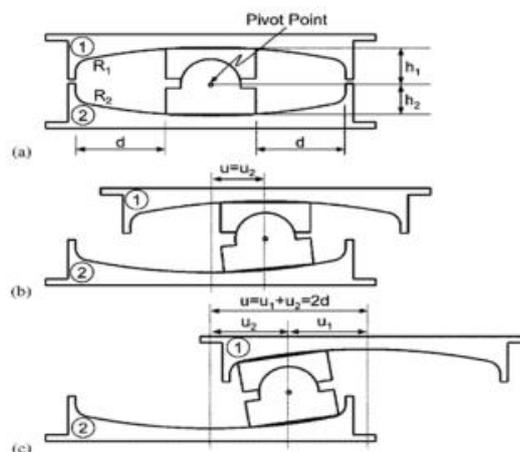


Figura 3.14: Activación progresiva de mecanismos en DFP (Morgan & Mahin, 2009)

En (a) se encuentra en una etapa inicial con desplazamiento cero. En (b) se observa que existe cierto desplazamiento el cual ocurre solo en la concavidad inferior debido a que posiblemente tenga un menor coeficiente de fricción que la superior. En (c) se observa el máximo desplazamiento posible en estos dispositivos, en donde la fuerza lateral vence las fuerzas de rozamiento de ambas superficies.

Como se ha notado, estos aisladores cuentan con cuatro parámetros importantes, dos radios de curvatura de las superficies (R_1 y R_2), y dos coeficientes de fricción (μ_1 y μ_2). Esto es equivalente a tener dos escenarios de péndulo invertido, permitiendo un mejor comportamiento.

Lo explicado deriva a una de sus propiedades, y es que sus mecanismos de péndulo invertido se activan secuencialmente a medida que aumenta la magnitud del sismo, y los desplazamientos son mayores a comparación del sistema simple.

Una ventaja de los DFP frente a los FPS es que se puede llegar a los mismos desplazamientos con un menor diámetro del dispositivo ya que éste se produce tanto en la superficie superior como en la inferior; mientras que en los FPS solo se produce en una de las superficies. (Morgan & Mahin, 2009)

3.1.2.3 Aisladores de Péndulo de fricción Triple (TFP)

Se denominan *Triple Friction Pendulum* por sus siglas en ingles TFP. Este tipo de aisladores contienen una concavidad adicional a los DFP. En la Figura 3.15 se muestran sus 4 concavidades con los tres mecanismos individuales de péndulo invertido, representado cada uno por una superficie esférica de radio R.

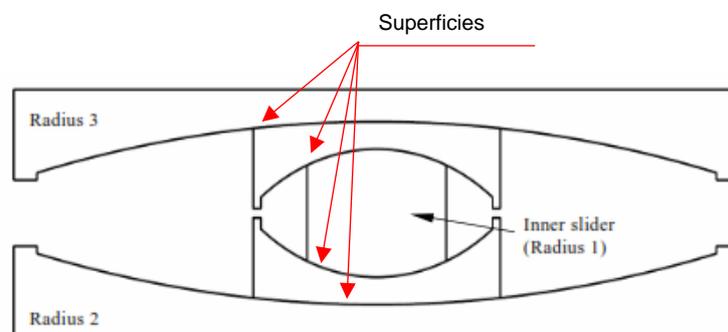


Figura 3.15: Aislador de péndulo friccional triple (Morgan & Mahin, 2009)

Está conformado por un deslizador central cilíndrico el cual puede deslizar sobre cada uno de sus extremos, apoyados sobre otro deslizador cóncavo intermedio que a su vez está apoyado sobre el deslizador extremo esférico.

En la Figura 3.16 se muestra un corte transversal del aislador, con la activación secuencial de los mecanismos de deslizamiento, en donde cada superficie de activación está sujeto a un coeficiente de rozamiento μ .

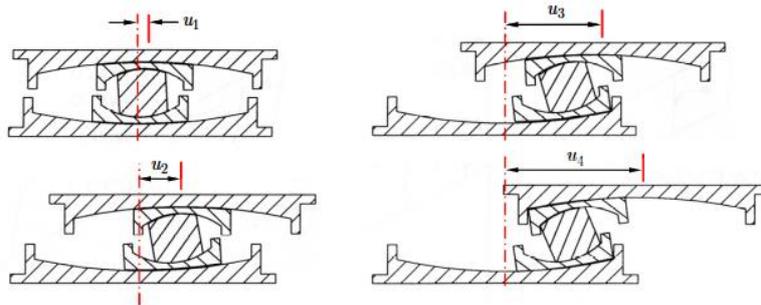


Figura 3.16: Mecanismo secuencial de deslizamiento en TFP (Morgan & Mahin, 2009)

La secuencialidad de este mecanismo se debe a un aumento gradual en los coeficientes de rozamiento en las 4 superficies cóncavas. Como se observa en la Figura 3.16, primero se activan los extremos superior e inferior del deslizador central μ_1 y μ_2 respectivamente, y luego los deslizadores exteriores intermedios superior e inferior μ_3 y μ_4 respectivamente.

3.1.3 Deslizadores

Estos dispositivos, a diferencia de los aisladores de péndulo friccional, están conformados por dos superficies de deslizamiento planas. Utilizan una placa de acero revestida de Politetra Fluoro Etileno (PTFE), o también llamado teflón, que desliza sobre una placa de acero inoxidable pulida. Además, la naturaleza plana de estas superficies genera que los movimientos del sistema sean solo horizontales, por lo que necesitan de un sistema autocentrante. En la Figura 3.17 se muestran sus elementos.

El principio de disipación de energía se logra a través de fuerzas de fricción producidas cuando la fuerza lateral aplicada por el sismo es mayor a la fuerza de fricción estática entre el deslizador y la superficie de contacto. Por este motivo, los deslizadores dependen tanto de los esfuerzos de compresión como del sentido y velocidad de la carga lateral.

Debido a la importancia de la rugosidad, requieren de un mayor cuidado en el mantenimiento de la superficie de contacto luego de varios ciclos de uso. Variaciones en su coeficiente de fricción puede producir comportamientos inesperados al diferenciarse de su coeficiente de diseño.

Entre las posibles combinaciones con otros sistemas, se encuentran los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo o los aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento. Asimismo, su uso junto con estos aisladores permite un ahorro en el costo del sistema de aislamiento.



Figura 3.17: Aislador deslizante de superficie plana (FIP INDUSTRIALE, 2015)

3.2 MODELOS BILINEALES DE COMPORTAMIENTO

El comportamiento histerético y viscoelástico de los aisladores se puede representar mediante diversos modelos, siendo el modelo bilineal el de mayor aceptación para investigaciones y prácticas de diseño por su aplicabilidad para aisladores elastoméricos y friccionantes.

La construcción de los modelos bilineales puede tener como punto de partida el conocimiento de tres parámetros: la rigidez efectiva K_{eff} , el amortiguamiento efectivo β_{eff} y el desplazamiento máximo D , este último como resultado de un análisis elástico lineal del edificio. Sin embargo, el proceso también puede ser inverso; es decir, a partir del modelo bilineal se obtiene su modelo lineal equivalente.

En la Figura 3.18 (a) se caracteriza la rigidez efectiva para el desplazamiento máximo y su correspondiente fuerza máxima, y en la Figura 3.18 (b) la energía disipada por el amortiguamiento viscoso E_M , representada por el área que encierra la elipse. Esta última será la misma que disipará el modelo bilineal y permitirá determinar el amortiguamiento efectivo.

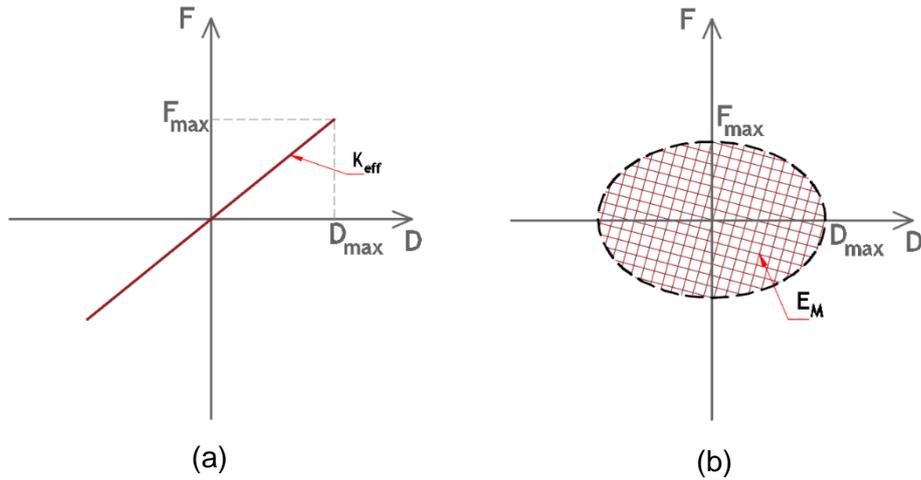


Figura 3.18: Caracterización del modelo lineal viscoelástico (Elaboración propia)

De la Figura 3.18 (a) se obtiene:

$$F_{max} = K_{eff} D_{max} \quad (3.1)$$

De la Figura 3.18 (b) se calcula la energía disipada como:

$$E_M = A = \pi F_{max} D_{max} \quad (3.2)$$

Se conocen las siguientes relaciones para fuerza, amortiguamiento (C) y amortiguamiento crítico (C_{CR}):

$$C = \frac{F_{max}}{V} = C_{CR} \beta \quad C_{CR} = 2 \sqrt{M K_{eff}} \quad (3.3) \text{ y } (3.4)$$

Además, la velocidad (V) y la frecuencia (ω) se pueden determinar como:

$$V = D_{max} \omega \quad \omega = \sqrt{\frac{K_{eff}}{M}} \quad (3.5) \text{ y } (3.6)$$

Finalmente, sustituyendo en la Ecuación 3.2 se obtiene:

$$E_M = 2\pi D^2 \beta_{eff} K_{eff} \quad (3.7)$$

3.2.1 Modelo bilineal de aisladores elastoméricos

Representa el comportamiento del dispositivo mediante la rigidez elástica o inicial K_1 y rigidez post fluencia K_2 . El cambio de pendiente entre ambos tramos representa el desplazamiento y fuerza de fluencia (D_y, F_y) e indica el momento a partir del cual el dispositivo entra en el rango inelástico. Finalmente, se identifica la fuerza para desplazamiento cero conocida como resistencia característica Q_d .

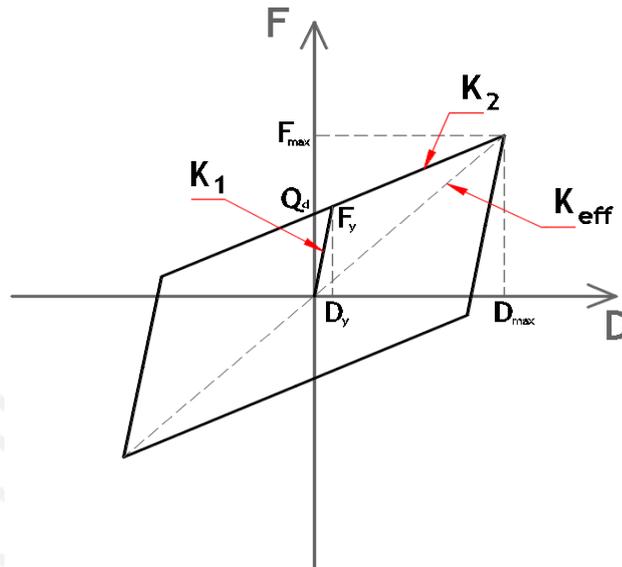


Figura 3.19: Modelo bilineal para aisladores elastoméricos (Elaboración propia)

De la Figura 3.19 se encuentran las siguientes ecuaciones:

$$F_y = K_1 D_y \quad (3.8)$$

$$F_y = Q_d + K_2 D_y \quad (3.9)$$

Se determina el área del modelo bilineal y la fuerza máxima como:

$$F_{max} = F_y + K_2(D_{max} - D_y) \quad (3.10)$$

$$A = 4Q_d(D_{max} - D_y) \quad (3.11)$$

Por último, conociendo las Ecuaciones 3.1 y 3.7 del modelo lineal elástico, se igualan con las Ecuaciones 3.10 y 3.11 y se tendrá:

$$K_{eff} D_{max} = K_1 D_y + K_2(D_{max} - D_y) \quad (3.12)$$

$$2\pi\beta K_{eff} D_{max}^2 = 4Q_d(D_{max} - D_y) \quad (3.13)$$

De estas dos últimas ecuaciones se podrían obtener infinitas soluciones para K_1 y K_2 por lo que será necesario una ecuación adicional. Esta se puede obtener conociendo el factor α que relaciona la rigidez inicial con la rigidez post fluencia. Generalmente, este factor, que depende de los proveedores de dispositivos, oscila entre 7 y 15 (Muñoz, 2016). Así:

$$K_1 = \alpha K_2 \quad (3.14)$$

Al adicionar la Ecuación 3.14 con 3.12 y 3.13 se obtiene como resultado:

$$2\pi D_{max} - \frac{4D_y(\alpha - 1)(D_{max} - D_y)}{D_{max} + (\alpha - 1)D_y} = 0 \quad (3.15)$$

Se determina D_y de la Ecuación 3.15 y se pueden encontrar K_2 , por ende K_1 :

$$K_2 = \frac{K_{eff} D_{max}}{D_{max} + (\alpha - 1)D_y} \quad (3.16)$$

3.2.2 Modelo bilineal de aisladores de péndulo de fricción

Se representan de manera similar a los aisladores elastoméricos, a excepción de la ausencia de la rigidez inicial K_1 . En consecuencia, los parámetros D_y y F_y tampoco existirán. Por otro lado, el modelo bilineal del caso más simple, en donde solo existe una superficie de rozamiento, se puede extrapolar para los casos de péndulo doble y triple aplicado para cada secuencia de movimiento (Ver Figura 3.20).

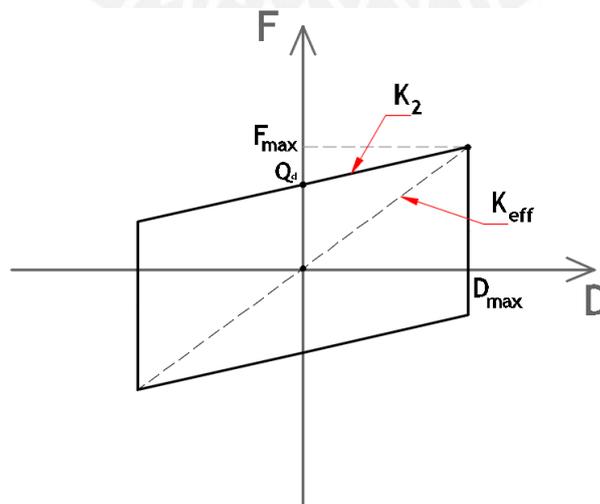


Figura 3.20: Modelo bilineal para aisladores de péndulo de fricción (Elaboración propia)

Conociendo D_{max} y la fuerza en el cojinete que se determinará en las próximas líneas, se obtiene Q_d y F_{max} . A partir de estos dos parámetros se determinará K_{eff} y K_2 directamente del gráfico. Para obtener la fuerza en el cojinete se muestra su diagrama de cuerpo libre en la Figura 3.21 para un desplazamiento u hacia la derecha.

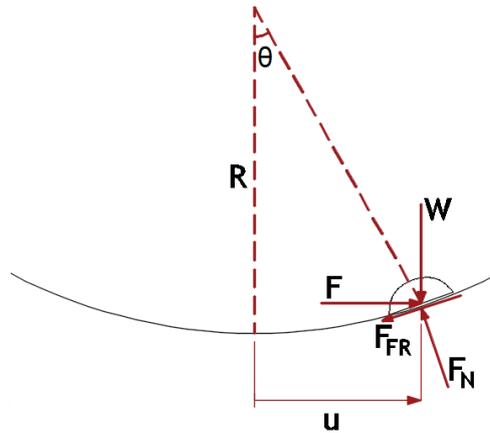


Figura 3.21: Diagrama de cuerpo libre de cojinete móvil en aisladores FPS (Elaboración propia)

De la Figura 3.21 se deduce:

$$F_N = W \cos\theta \quad (3.17)$$

$$F_{FR} = \mu F_N \quad (3.18)$$

$$F = F_{FR} \cos\theta + F_N \sin\theta \quad (3.19)$$

De la geometría se sabe que:

$$\sin\theta = \frac{u}{R} \quad \cos\theta = \sqrt{R^2 - u^2} \quad (3.20) \text{ y } (3.21)$$

Además $R \gg u$, entonces $\sqrt{R^2 - u^2} \approx R$. Sustituyendo en la Ecuación 3.19 se obtiene:

$$F = \frac{W}{R} u \pm \mu W \quad (3.22)$$

Utilizando estas relaciones y reemplazándolas en las Ecuaciones 3.1 y 3.7 del modelo lineal equivalente, se obtienen:

$$K_{eff} = \frac{\mu W}{D} + \frac{W}{R} \quad \beta_{eff} = \frac{2}{\pi} \left(\frac{\mu}{\mu + \frac{D}{R}} \right) \quad (3.23) \text{ y } (3.24)$$

3.2.3 Modelo bilineal de deslizadores

Es una simplificación del modelo de péndulo de fricción debido a la ausencia del parámetro K_2 (Ver Figura 3.22).

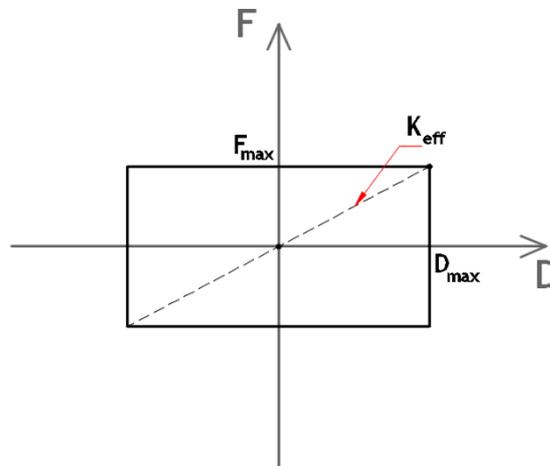


Figura 3.22: Modelo bilineal para deslizadores (Elaboración propia)

Se muestra el diagrama de cuerpo libre del cojinete en la Figura 3.23 para un desplazamiento lateral u .

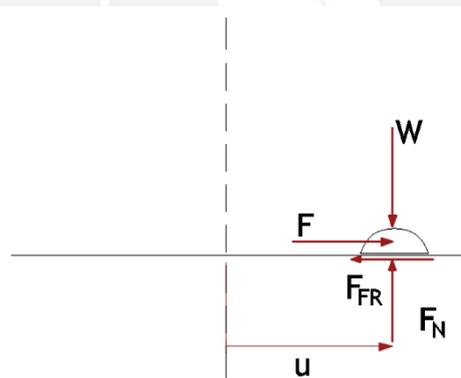


Figura 3.23: Diagrama de cuerpo libre de cojinete en deslizador (Elaboración propia)

De la Figura 3.23 se obtiene:

$$F_N = W \quad (3.25)$$

$$F = F_{FR} = \mu W \quad (3.26)$$

Reemplazando en las Ecuaciones 3.1 y 3.7 del modelo lineal equivalente, se obtienen:

$$K_{eff} = \frac{\mu W}{D} \quad \beta_{eff} = \frac{2}{\pi} \quad (3.27) \text{ y } (3.28)$$

Nótese que se han podido obtener directamente de las Ecuaciones 3.23 y 3.24 considerando que $R \rightarrow \infty$.

3.3 VARIABILIDAD DE SUS PROPIEDADES

De acuerdo a estudios experimentales, las propiedades mecánicas de los dispositivos de aislamiento sísmico sufren variaciones de distinta naturaleza, que dependen no solo del tipo de dispositivo y de sus características inherentes, sino también del tiempo y las condiciones a las que se encontrarán expuestas. Los principales factores de su variabilidad son las siguientes:

Proceso de fabricación

Variaciones en las tolerancias de los componentes que utilizan, en sus materiales o durante el proceso de instalación de los mismos. Este factor depende mucho de la calidad en los procesos de los proveedores de los dispositivos de aislamiento (Choun, Park & Choi, 2014)

Envejecimiento y condiciones ambientales

Durante la vida útil de los dispositivos, los agentes ambientales y químicos a los que estará expuesto determinarán el grado de degradación de sus propiedades mecánicas. Cabe señalar que esta variabilidad es minimizada por el recubrimiento con los que cuentan los dispositivos (Thompson, Whittaker, Fenves & Mahin, 2000)

Ensayos, velocidad de carga y temperatura

Los dispositivos de aislamiento son ensayados en condiciones determinadas de laboratorio, y con una aplicación de la carga a una velocidad que puede ser muy diferente a la que se aplicaría en un evento sísmico real. Además, los efectos del calor que se genera por la velocidad de carga se tienen en cuenta solo en aisladores friccionantes y LRB por las propiedades termomecánicas que poseen. (Constantinou, Tsopelas, Kasalanati & Wolff, 1999)

Efecto scragging

Este efecto, que se aplica solamente en los aisladores elastoméricos, consiste en la degradación de su resistencia y rigidez luego del primer ciclo de deformación. Esta degradación se estabiliza inmediatamente, por lo que se puede notar una reducción clara respecto a sus propiedades iniciales. Además, debido a que este efecto depende de la composición del caucho, los aisladores con mayor modificación química poseen un mayor porcentaje de reducción; por consiguiente, los HDRB son los más afectados. (Constantinou, Tsopelas, Kasalanati & Wolff, 1999)

4 ANÁLISIS Y DISEÑO DE EDIFICIOS AISLADOS

4.1 REPRESENTACIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS

Cada método de análisis tiene una forma distinta de representar el movimiento del suelo en el edificio. De ahí que, en concordancia con los métodos existentes, existen tres formas de representar la sollicitación sísmica y se explicarán a continuación.

4.1.1 Fuerzas estáticas o equivalentes

El movimiento del suelo se representa en el edificio mediante una distribución en altura de fuerzas laterales estáticas, a partir de la cortante en su base. Cada fuerza lateral actúa en el centro de masa de cada diafragma, y son proporcionales al peso y a la altura del nivel en cuestión.

La fuerza estática equivalente en la base o cortante basal, que se determina a partir del espectro de respuesta para el periodo fundamental del edificio, se puede representar como un porcentaje de su peso, o comúnmente conocido como coeficiente sísmico.

Esta representación es la más simplificada y conservadora pues realmente el sismo es un evento dinámico. A pesar de ello, de la mano con el análisis estático, permitirá calcular las fuerzas y desplazamientos mínimos de diseño para edificios aislados. Por otro lado, la naturaleza del comportamiento de los dispositivos hace que esta representación sea insuficiente, por lo que se requerirá utilizar registros de aceleraciones, explicados en el acápite 4.1.3.

4.1.2 Espectro de respuesta

El movimiento del suelo se puede representar de manera dinámica mediante espectros de respuesta, que son funciones que indican la respuesta máxima de un edificio de acuerdo a su periodo y amortiguamiento. Pueden ser expresados en términos de velocidad, desplazamiento o aceleración, siendo este último el más utilizado para el análisis de edificios en general.

El espectro de respuesta se puede determinar a partir de registros de aceleraciones de cada sismo. Es por ello que, debido a que el sismo puede tener diferentes características, se considera una envolvente suavizada para sismos típicos de una zona, de acuerdo a su ubicación geográfica y al tipo de suelo. Se muestra un ejemplo en la Figura 4.1.

El espectro de respuesta de un edificio aislado considera, además del amortiguamiento inherente de la superestructura, el amortiguamiento proveniente de los dispositivos de aislamiento. Las formas de representar ambos amortiguamientos se explican en el acápite 4.2.1.3.

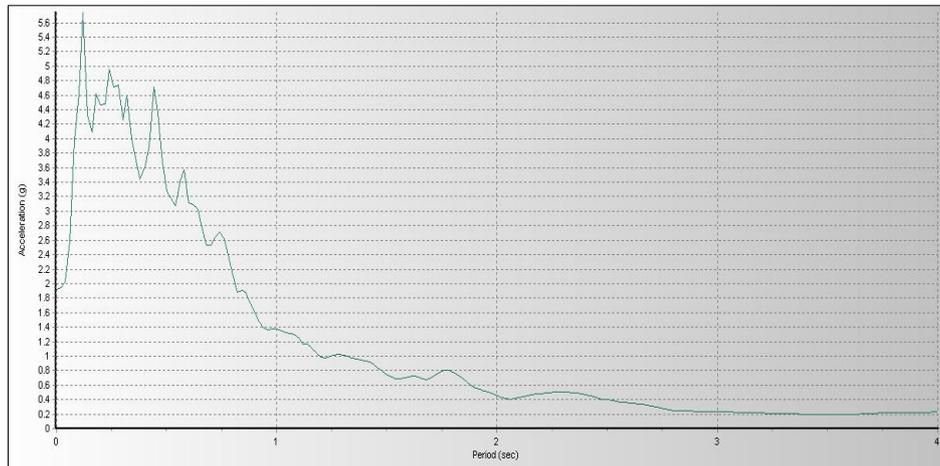


Figura 4.1: Espectro de aceleraciones de registro de Lima- Cañete 1974 N82W (Software SeismoMatch)

4.1.3 Registros de aceleración

Otra forma dinámica de representar el movimiento del suelo es a través de registros de aceleraciones o acelerogramas. Consisten en gráficas que indican la variación de la aceleración del suelo con el paso del tiempo durante la ocurrencia de un sismo. Estos registros están compuestos por dos componentes horizontales y un componente vertical. Cabe señalar que las dos componentes horizontales hacen referencia a dos direcciones, perpendiculares entre si

Los registros de aceleraciones utilizados en un edificio aislado deben corresponder a un evento sísmico con periodo de retorno de 2475 años. De no contar con ellos, se puede obtener a partir de un tratamiento de los registros más importantes de la región en donde se emplazará el edificio. Este tratamiento consiste en dos etapas, corrección y escalamiento de los registros (CISMID-UNI, 2013).

Correcciones sobre registros: Son de dos tipos (Quiun,1985):

- **Corrección de la línea base:** Consiste en alinear los valores del acelerograma para la línea cero de aceleraciones puesto que estos se encuentran desplazados, principalmente por error de calibración del acelerógrafo. De no realizar esta corrección, podrían existir errores apreciables en el cálculo de la velocidad o desplazamiento por métodos de integración.
- **Corrección por filtrado de señales:** Consiste en eliminar el ruido de la señal, pueden ser de alta frecuencia, que afectan los valores pico de aceleración; y los de baja frecuencia, que afectan el proceso de integración para determinar la velocidad y desplazamiento.

Escalamiento del registro: Existen dos formas:

- **Escalamiento de amplitud**

Se multiplica el espectro de aceleraciones del registro original por un factor de escala para coincidir a lo menos con el valor del espectro de diseño, para un rango de periodos definido por la norma de aislamiento sísmico. El contenido de frecuencias no se ve alterado.

- **Escalamiento de frecuencias**

Se modifica el contenido de frecuencias del registro original, con el objetivo de que el espectro de aceleraciones sea similar al espectro de diseño. Se muestra un ejemplo en la Figura 4.2.

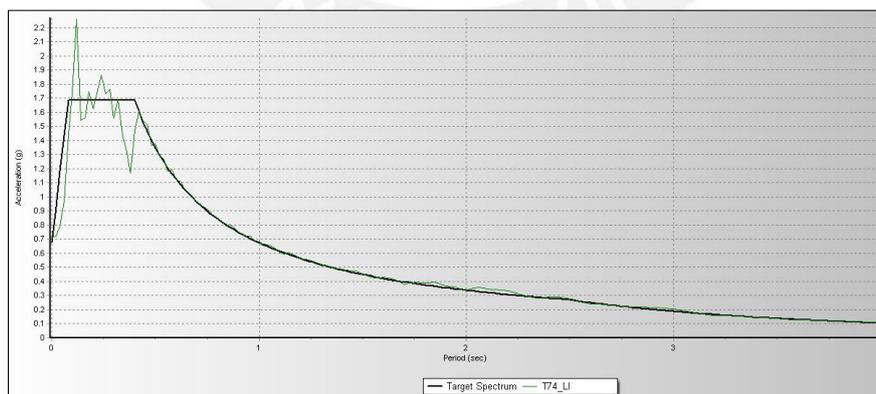


Figura 4.2: Registro de Lima 1974, componente N08E espectro compatible (Software SeismoMatch)

4.2 ANÁLISIS ELÁSTICO DE EDIFICIOS AISLADOS

En este acápite se explicarán los modelos que representarán la respuesta del edificio aislado frente a las solicitaciones sísmicas, desde el más simplificado, al más complejo. Además, se explicarán los métodos de análisis que están íntimamente relacionados con dichas representaciones, para una respuesta totalmente elástica de la estructura.

4.2.1 Modelamiento de uno y dos grados de libertad en edificios aislados

El movimiento de un edificio sísmicamente aislado se puede representar mediante varios grados de libertad, de acuerdo con las simplificaciones que se considere para el análisis. En la presente tesis, se desarrollará el modelo de un grado de libertad, el cual es el más simplificado que existe, utilizado en la etapa de predimensionamiento del sistema de aislamiento; y el modelo de dos grados de libertad, utilizado para estimaciones modales durante el análisis del edificio aislado.

4.2.1.1 Modelo de un grado de libertad

Una de las consideraciones más importantes para edificios sísmicamente aislados es que la mayor parte de los desplazamientos se concentre en el sistema de aislamiento, generando muy poco desplazamiento en la superestructura. Es por ello que se han desarrollado métodos simplificados para el análisis considerando a la superestructura rígida (Jangid & Kelly, 2000). Es importante mencionar que, en un análisis más sofisticado, los efectos de la flexibilidad de la superestructura se toman en consideración.

El modelo de un grado de libertad (o sus siglas en inglés SDOF) asume que la rigidez de la superestructura k_s es infinitamente mayor que la rigidez del sistema de aislamiento k_b . Es por ello que la totalidad del desplazamiento ocurre en el sistema de aislamiento ubicado en la base de la estructura, sin permitir desplazamiento relativo en la superestructura.

En la Figura 4.3 se muestra la representación del modelo reducido y su oscilador equivalente. En ella se observan las masas de la superestructura y sistema de aislamiento M_s y M_b respectivamente. Además, se observan la rigidez del sistema de aislamiento k_b y el coeficiente de amortiguamiento del sistema de aislamiento c_b . El desplazamiento horizontal traslacional del suelo es representado por u_g y el desplazamiento relativo de la masa de la estructura respecto al suelo por x_g .

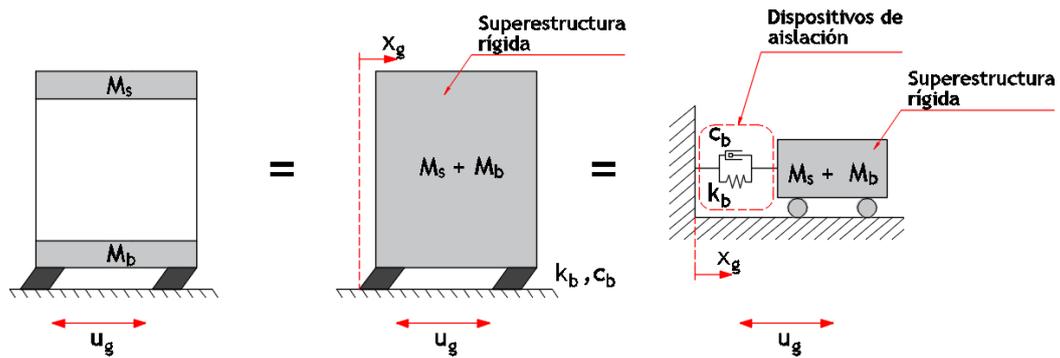


Figura 4.3: Representación del modelo de un grado de libertad (Elaboración propia)

Se puede determinar el periodo fundamental del edificio aislado T_b con la Ecuación 4.1.

$$T_b = 2\pi \sqrt{\frac{m_s + m_b}{k_b}} \quad (4.1)$$

Además, se puede determinar el coeficiente de amortiguamiento C_b , que depende del coeficiente de amortiguamiento crítico C_{cr} y el porcentaje de amortiguamiento ξ , apoyándose de las Ecuaciones 4.2 y 4.4.

$$C_{cr} = 2\sqrt{(m_s + m_b)k_b} \quad (4.2)$$

$$C_b = \xi C_{cr} \quad (4.3)$$

$$C_b = 2\xi\sqrt{(m_s + m_b)k_b} \quad (4.4)$$

4.2.1.2 Modelo de dos grados de libertad

La Figura 4.4 representa el modelo simplificado de dos grados de libertad y su oscilador equivalente. En ella se observan las variables de la superestructura como su masa m_s , su rigidez k_s y su coeficiente de amortiguamiento C_s ; y las variables del sistema de aislamiento, su masa m_b , su rigidez k_b y su coeficiente de amortiguamiento C_b .

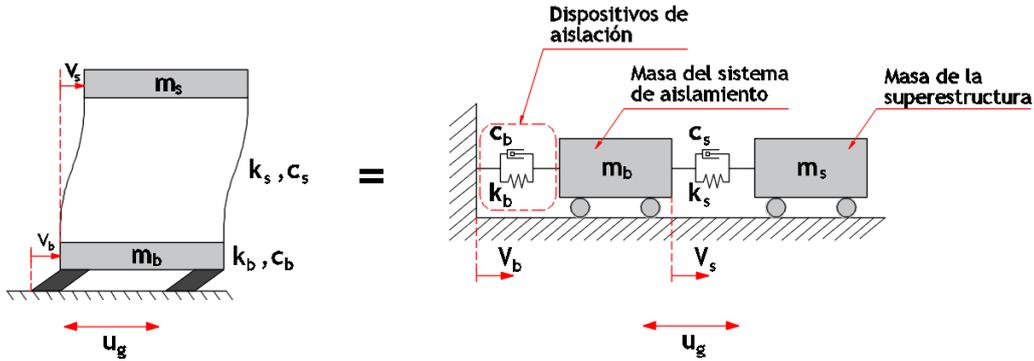


Figura 4.4: Representación del modelo de dos grado de libertad (Elaboración propia)

Como se observa, por conveniencia se ha considerado utilizar un sistema de coordenadas en el que se diferencie el desplazamiento relativo del sistema de aislamiento respecto al suelo V_b , y el desplazamiento relativo de la superestructura respecto al sistema de aislamiento V_s .

Se puede analizar el sistema mediante una ecuación matricial de equilibrio dinámico si es que se le somete a una aceleración \ddot{u}_g , con la Ecuación 4.5.

$$\hat{M}\dot{V} + \hat{C}\dot{V} + \hat{K}V = -\hat{M}\hat{r}\ddot{u}_g \quad (4.5)$$

Siendo \hat{M} la matriz de masa global, \hat{C} la matriz de amortiguamiento global, \hat{K} la matriz de rigidez global, y \hat{r} el vector de movimiento del suelo o llamado también vector de transformación. Se definen en las Ecuaciones 4.6.

$$\hat{M} = \begin{bmatrix} m_s + m_b & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix} \quad \hat{C} = \begin{bmatrix} C_b & 0 \\ 0 & C_s \end{bmatrix} \quad \hat{K} = \begin{bmatrix} K_b & 0 \\ 0 & K_s \end{bmatrix} \quad \hat{r} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad V = \begin{Bmatrix} V_b \\ V_s \end{Bmatrix} \quad (4.6)$$

Análisis modal

Se supondrá vibración libre para determinar los modos de vibración, con la Ecuación 4.7:

$$\widehat{M}\ddot{V} + \widehat{K}V = 0 \quad (4.7)$$

Se resuelve la ecuación 4.7 y se obtienen las formas de vibración, periodos, masas participativas y amortiguamiento efectivo de los modos, considerando:

$$\gamma = \frac{m_s}{m_b + m_s} \quad \epsilon = \left(\frac{T_s}{T_b}\right)^2 \quad (4.8) \text{ y } (4.9)$$

➤ **Modo 1:**

$$\phi_1 = \begin{Bmatrix} 1 \\ \epsilon \end{Bmatrix} \quad T_1 = T_b \frac{1}{\sqrt{1 - \epsilon\gamma}} \quad \frac{L_1^*}{M_1^*} = 1 - \gamma\epsilon \quad (4.10)$$

$$\xi_1 = \xi_b \left(1 - \frac{3}{2}\gamma\epsilon\right)$$

➤ **Modo 2:**

$$\phi_2 = \begin{Bmatrix} 1 \\ -\frac{1}{\gamma}[1 - (1 - \gamma)\epsilon] \end{Bmatrix} \quad T_2 = T_s \sqrt{\frac{1 - \gamma}{1 + \gamma\epsilon}} \quad \frac{L_2^*}{M_2^*} = \gamma\epsilon \quad (4.11)$$

$$\xi_2 = \frac{1}{\sqrt{1 - \gamma}} (\xi_s + \gamma\epsilon^{1/2}\xi_b) \left(1 - \frac{\gamma\epsilon}{2}\right)$$

En la Figura 4.5 se muestran las formas de vibración. Para el primer modo, el desplazamiento predominante es el del sistema de aislamiento. Así, mientras más pequeño sea ϵ , más eficiente será el sistema de aislamiento propuesto.

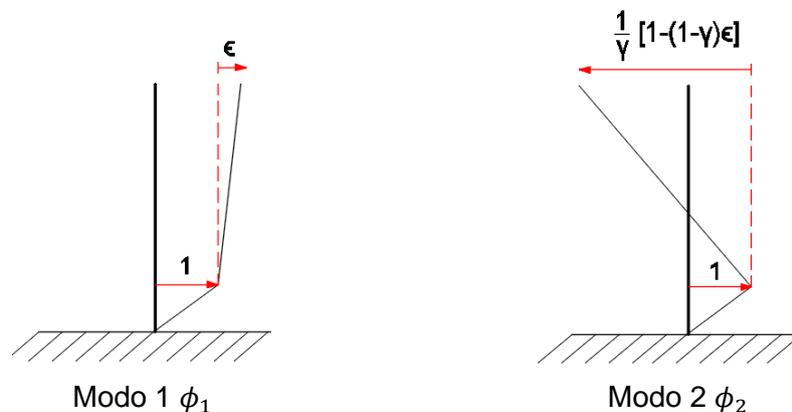


Figura 4.5: Formas de vibración de modelo de dos grados de libertad (Elaboración propia)

Se observa también que en el segundo modo el desplazamiento predominante es el de la superestructura; no obstante, a este modo le corresponde una masa participativa muy pequeña en comparación a la del primer modo.

Respuesta espectral

Los desplazamientos máximos para cada modo se calculan con la Ecuación 4.12:

$$V_{i\max} = \frac{L_i^*}{M_i^*} \phi_i Sd_i \quad i = 1,2 \quad (4.12)$$

Por tanto, para el primer y segundo modo se tendrán los desplazamientos en las Ecuaciones 4.13 y 4.14:

$$V_{1\max} = (1 - \gamma\epsilon) \left\{ \frac{1}{\epsilon} \right\} Sd_1 \quad V_{2\max} = \gamma\epsilon \left\{ \frac{1 - (1 - \gamma)\epsilon}{\gamma} \right\} Sd_2 \quad (4.13) \text{ y } (4.14)$$

En la Figura 4.6 se muestra el esquema de sus desplazamientos:

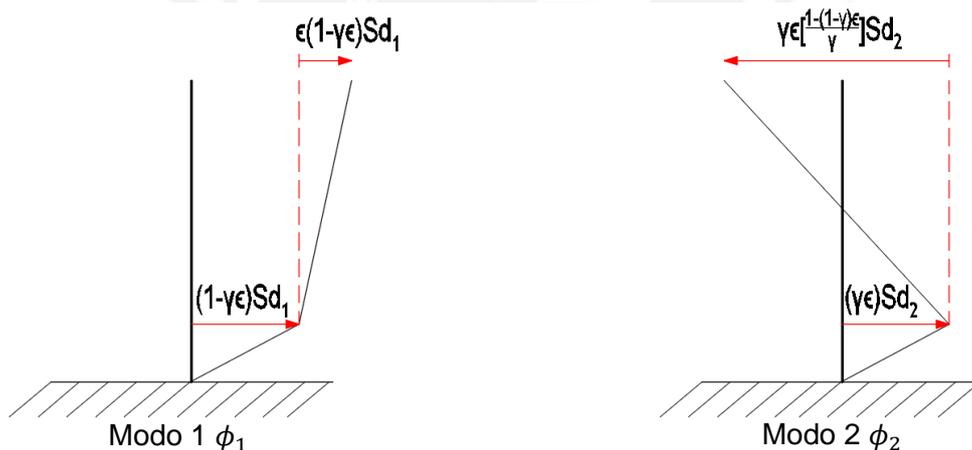


Figura 4.6: Desplazamiento máximos de los modos 1 y 2 (Elaboración propia)

Se obtendrán los desplazamientos máximos del edificio respecto a su base por medio de algún método de combinación modal. Se ha utilizado el criterio de superposición SRSS (raíz cuadrada de la suma de cuadrados).

➤ **Desplazamiento máximo del techo del edificio**

Se calcula:

$$V_{s\max} = \left\{ (1 - \gamma\epsilon)^2 \epsilon^2 (Sd_1)^2 + \gamma^2 \epsilon^2 \frac{1}{\gamma^2} (1 - (1 - \gamma)\epsilon)^2 (Sd_2)^2 \right\}^{1/2} \quad (4.15)$$

Se puede aproximar por:

$$V_{s\max} = \epsilon (Sd_1^2 + Sd_2^2)^{1/2} \quad (4.16)$$

Sin embargo, en la mayoría de los casos $Sd_1 \gg Sd_2$, entonces:

$$V_{s\text{ máx}} = \epsilon Sd_1 \quad (4.17)$$

➤ **Desplazamiento máximo del sistema de aislamiento**

Se calcula:

$$V_{b\text{ máx}} = \{(1 - \gamma\epsilon)^2(Sd_1)^2 + (\gamma\epsilon)^2(Sd_2)^2\}^{1/2} \quad (4.18)$$

Se puede aproximar por:

$$v_{b\text{ máx}} = [(1 - \gamma\epsilon)^2(Sd_1)^2 + (\gamma\epsilon)^2(Sd_2)^2]^{1/2} \quad (4.19)$$

Como ϵ es muy pequeño, entonces $\gamma^2\epsilon^2$ también será muy pequeño, por tanto:

$$v_{b\text{ máx}} = (1 - \gamma\epsilon)Sd_1 \quad (4.20)$$

4.2.1.3 Modelo tridimensional elástico del edificio aislado

El modelamiento tridimensional elástico del edificio es el más completo debido a que tiene en consideración la distribución real de los elementos estructurales y los dispositivos del sistema de aislamiento. A diferencia de los modelos simplificados explicados previamente, este modelo considera tres grados de libertad por nivel (dos traslacionales y uno rotacional) incluyendo la losa del sistema de aislamiento, teniendo en cuenta que cada uno de ellos se definirá como diafragma rígido.

Superestructura

Los elementos estructurales se definirán con propiedades lineales y se considerarán sus secciones brutas. Además, se mantendrá el amortiguamiento inherente de 5% para toda la superestructura, representado como amortiguamiento modal.

Sistema de aislamiento

Los dispositivos de aislamiento se definirán como tipo *link*, con sus propiedades lineales de rigidez K_{eff} y amortiguamiento efectivo β_{eff} . La rigidez efectiva de cada dispositivo se define directamente como una propiedad lineal del mismo. No obstante, lo mismo no necesariamente aplica para el amortiguamiento efectivo. Este se puede reflejar de varias maneras de acuerdo con el método de análisis que se considere.

El análisis modal espectral y tiempo-historia lineal tienen dos formas en común de representar el amortiguamiento efectivo del sistema:

Coefficiente de amortiguamiento equivalente C_b : Se calculará el coeficiente de amortiguamiento de los dispositivos de aislamiento C_b mediante la Ecuación 4.4 y se incluirá en el modelo como una propiedad lineal. Es importante asegurar que el amortiguamiento modal en los modos asociados al sistema de aislamiento (generalmente los 3 primeros) sea nulo, manteniendo el amortiguamiento modal de 5% en los modos asociados a la superestructura.

Amortiguamiento modal: Se definirá el amortiguamiento efectivo β_{eff} como porcentaje en cada modo asociado al sistema de aislamiento (generalmente los 3 primeros), y se mantendrá el amortiguamiento modal de 5% en los modos asociados a la superestructura. Ya no se incluirá el coeficiente de amortiguamiento C_b en los dispositivos, por lo que este valor será nulo.

Además, existe una forma adicional solamente aplicable para el análisis modal espectral:

Reducción en espectro de respuesta: Se reflejará el amortiguamiento efectivo en el espectro de aceleraciones considerando, además del 5% de amortiguamiento modal en todos los modos de vibración, una reducción mediante el coeficiente B_D en la zona para los modos fundamentales asociado al sistema de aislamiento, generalmente desde el modo torsional del edificio aislado (Ver Figura 4.7). Por consiguiente, el coeficiente de amortiguamiento C_b en los dispositivos será nulo.

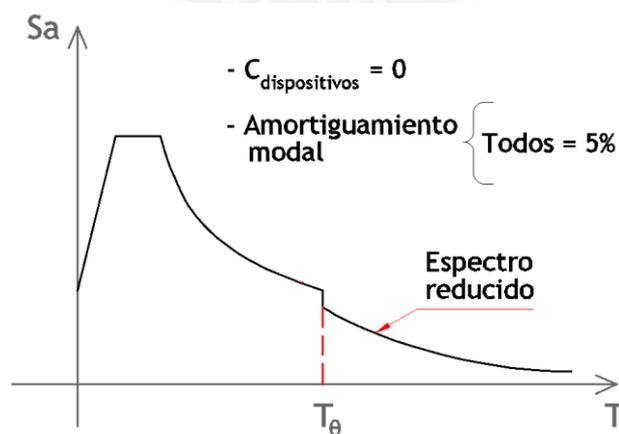


Figura 4.7: Reducción en espectro de respuesta (Elaboración propia)

Las respuestas del edificio para cada forma son similares entre sí. Para esta tesis, se optó por representar el amortiguamiento efectivo del sistema como amortiguamiento modal puesto que lo representa de manera más exacta y es la más rápida.

4.2.2 Análisis estático o de fuerzas equivalentes

Este método de análisis considera a las fuerzas laterales actuando en los centros de masa en cada nivel del edificio. Con el modelo de un grado de libertad, se obtendrán los valores mínimos de fuerzas y desplazamientos que regirán el diseño de la estructura. Para ello, se tendrá en cuenta, además de la rigidez efectiva K_{eff} , el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento β_{eff} a través de un coeficiente de reducción B_D definido en las normativas.

Aunque el uso de este método se restringe al cumplimiento de algunas condiciones del edificio y de su emplazamiento, se puede utilizar en una etapa preliminar del diseño del sistema de aislamiento.

4.2.3 Análisis dinámico modal espectral

Este método de análisis dinámico calcula la respuesta máxima de la estructura a partir de un espectro de aceleración que representa el movimiento del suelo. Para este fin, se utiliza algún método de combinación modal por superposición de respuestas dado que las respuestas máximas pueden ocurrir en distintos instantes de tiempo y se mantendrán, con seguridad, en el rango lineal.

El modelo de dos grados de libertad se utiliza como razonamiento principal para obtener la respuesta dinámica del edificio. De dicho modelo simplificado, el parámetro epsilon ϵ es el de mayor relevancia en este análisis pues es un indicador que mide la eficiencia del sistema de aislamiento.

Este análisis asumirá una respuesta elástica de la superestructura, con su respectivo amortiguamiento inherente de 5%; y una respuesta elástica del sistema de aislamiento a partir de sus propiedades lineales, con su amortiguamiento efectivo β_{eff} .

4.2.4 Análisis dinámico tiempo-historia lineal

Este método de análisis dinámico calcula la respuesta de la estructura para cualquier instante de tiempo a partir de un registro de aceleraciones debidamente corregido y escalado de acuerdo al acápite 4.1.3, pudiendo determinar la respuesta máxima y mínima del edificio. Para ello es necesario, si es que las hubiese, definir ciertas condiciones iniciales para el edificio.

Análogamente al análisis dinámico modal espectral, este análisis también considera una respuesta elástica, tanto de la superestructura, con su amortiguamiento inherente de 5%, como del sistema de aislamiento, con su amortiguamiento efectivo β_{eff} .

Existe una limitante a la aplicabilidad de este método en el análisis de edificios sísmicamente aislados, y es que no puede representar el comportamiento de dispositivos friccionantes correctamente debido a que estos últimos dependen de la carga axial, fuerza de fricción y velocidad del dispositivo (Chumpitaz, 2017).

4.3 ANÁLISIS INELÁSTICO DE EDIFICIOS AISLADOS

4.3.1 Modelamiento tridimensional inelástico del sistema de aislamiento

Este modelo también considera tres grados de libertad por nivel (dos traslacionales y uno rotacional) incluyendo la losa del sistema de aislamiento, teniendo en cuenta que cada uno de ellos se definirá como diafragma rígido. Además, se utilizará el método *Fast Nonlinear Analysis* (FNA), por ser el más adecuado para este tipo de análisis (Computers & Structures, 2016), tal y como se explica en el acápite 4.3.2.

Superestructura

En el análisis de edificios aislados se considera que la superestructura permanecerá en el rango elástico por su bajo coeficiente de reducción R , que se explicará en el capítulo 5. Por lo tanto, las características de la superestructura serán las mismas que las consideradas en el modelamiento tridimensional elástico.

Sistema de aislamiento

La definición de los dispositivos será como elementos tipo *link*, con las propiedades no lineales de cada dispositivo debido a que estos incursionarán en el rango inelástico. Dichos parámetros, obtenidas del modelo bilineal teórico de acuerdo al acápite 3.2, se definen directamente en el modelo computacional. Para los del tipo elastoméricos, suelen ser la rigidez inicial K_1 , la fuerza de fluencia F_y y la relación entre la rigidez post fluencia y la rigidez inicial K_2/K_1 .

Dado que el amortiguamiento efectivo del sistema está intrínsecamente definido en los parámetros bilineales de los dispositivos, será necesario definir el amortiguamiento modal de los tres primeros modos como nulos, manteniendo el amortiguamiento modal del resto de modos, asociados a los modos de la superestructura, en 5%.

Por otro lado, de utilizar dispositivos friccionantes, será necesario además definir una función que considera la carga axial debido a las solicitaciones estáticas del edificio, previo al análisis dinámico. Esta función de aceleración de la gravedad será del tipo rampa, normalizada en 1 (Computers & Structures, 2016), tal y como se muestra en la Figura 4.8.

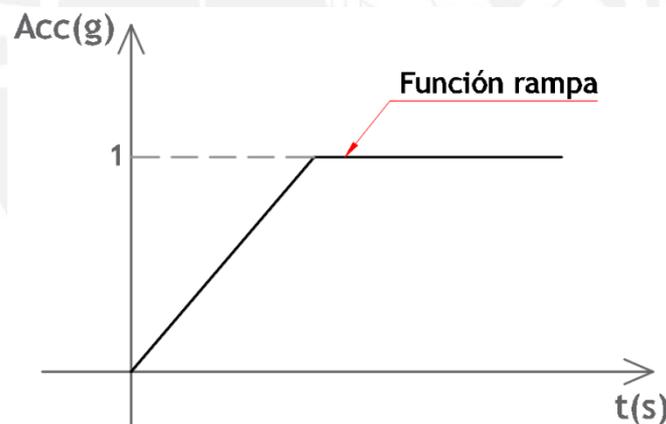


Figura 4.8: Función rampa (Elaboración propia)

Esta función se definirá como un caso de carga adicional, también del tipo FNA, la cual utilizará la masa sísmica ya definida del edificio, se escalará a la aceleración de la gravedad a 9.80 m/s^2 y se adicionará un amortiguamiento modal mayor al 95% en todos los modos para evitar vibraciones verticales.

Finalmente, el caso FNA de la rampa debe ocurrir previo a la aplicación de la solicitación sísmica, por lo que se definirá como una condicional inicial para los casos de cargas horizontales (Computers & Structures, 2016).

4.3.2 Análisis tiempo-historia no lineal

Este método de análisis calcula la respuesta de la estructura para cualquier instante de tiempo a partir de un registro de aceleraciones debidamente corregido y escalado, de acuerdo al acápite 4.1.3. A diferencia de un análisis tiempo-historia lineal, este análisis considera una respuesta elástica solamente de la superestructura, y una respuesta inelástica no lineal del sistema de aislamiento, específicamente de los dispositivos.

Existen diversos procedimientos numéricos para obtener la respuesta del edificio, que varían de acuerdo a la demanda y tiempo computacional que cada procedimiento involucra, y a algunas consideraciones en el comportamiento del edificio. En ese sentido, el procedimiento *Fast Nonlinear Analysis* (FNA) es el más eficiente para edificios sísmicamente aislados

El procedimiento FNA es el más adecuado para resolver sistemas estructurales que tendrán principalmente un comportamiento lineal elástico, con un número limitado de elementos predefinidos con propiedades no lineales. Estos últimos se refieren a los dispositivos de aislamiento sísmico (Computers & Structures, 2016).

Para representar correctamente las cargas estáticas para los dispositivos friccionantes en este procedimiento, será necesario definirla en función del tiempo, debiéndose aplicar muy lentamente; es decir, con un amortiguamiento muy alto, para no generar vibraciones verticales adicionales al edificio. Además, deberá ser también del tipo FNA, y precederá al registro de aceleraciones de tal manera que el análisis dinámico se realice con las cargas estáticas ya impuestas en la estructura.

4.4 CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO

4.4.1 Sistema estructural y estructuración

La elección del sistema estructural es una de las etapas más importantes durante el diseño de una estructura aislada. Esta requiere de un criterio sismorresistente, que va de la mano con el entendimiento teórico de los principios del sistema de aislamiento.

Una de las mayores implicancias en estructuras con sistemas de aislamiento en su base es la posibilidad de reducir el requerimiento de rigidez lateral de la superestructura como consecuencia de la adición de los aisladores en su base y la rigidez lateral de los mismos. (Talbot, 2001). Además, los desplazamientos relativos que ocurren en la superestructura son tan pequeños que el requerimiento de disipación de energía por ductilidad se ve reducida, sin comprometer su resistencia frente a sismos (Islam, Jameel & Jummat, 2011).

Se puede prescindir de muros estructurales y se puede seleccionar un sistema conformados por pórticos de concreto armado o de acero. Sin embargo, de ser necesario el uso de muros estructurales, deben tener una buena distribución para controlar los esfuerzos altos de tracción y corte en los dispositivos de aislamiento.

Por otro lado, con el fin de controlar mejor la respuesta de la estructura aislada y aumentar la eficiencia de los dispositivos, uno de los criterios de estructuración que se debe tener en cuenta es mantener a la estructura lo más simétrica posible, con pequeña o ninguna excentricidad (Etedali & Reza, 2015).

4.4.2 Variabilidad de propiedades de dispositivos en el análisis

4.4.2.1 Enfoque lambda (λ)

Para representar los efectos que originan la variabilidad de propiedades en los dispositivos, explicados en el acápite 3.3, se utilizan factores de modificación de propiedades máximos y mínimos λ_{max} y λ_{min} respectivamente.

Estos factores, que se encuentran en las normativas, afectan a las propiedades nominales más importantes que determinan el comportamiento histerético: la resistencia característica Q_d y la rigidez post-fluencia K_2 . En el caso de los dispositivos friccionantes, solamente afectaría a Q_d y al coeficiente de fricción μ .

En la Figura 4.9 se observa que los factores λ_{max} generan una histéresis más empinada, marcada principalmente por la pendiente K_2 . El caso opuesto sucede con los factores λ_{min} , en donde la histéresis es más declinada.

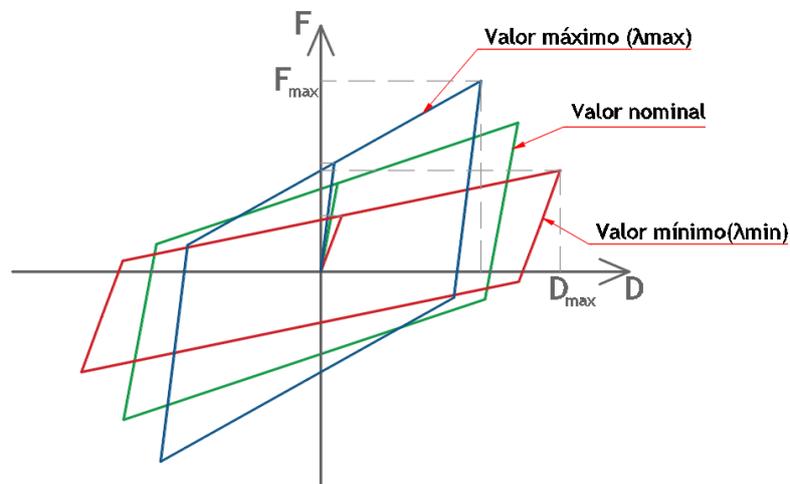


Figura 4.9: Constitutivas con valores máximos, mínimos y nominal (Elaboración propia)

4.4.2.2 Análisis para extremos del rango

Durante el análisis de edificios aislados, los parámetros de respuesta se obtienen de manera independiente para cada condición de análisis: límite superior, límite inferior y nominal. No obstante, se puede deducir los parámetros de interés más desfavorables de acuerdo a cada condición. Una deducción sencilla se realiza a partir de la Figura 4.10.

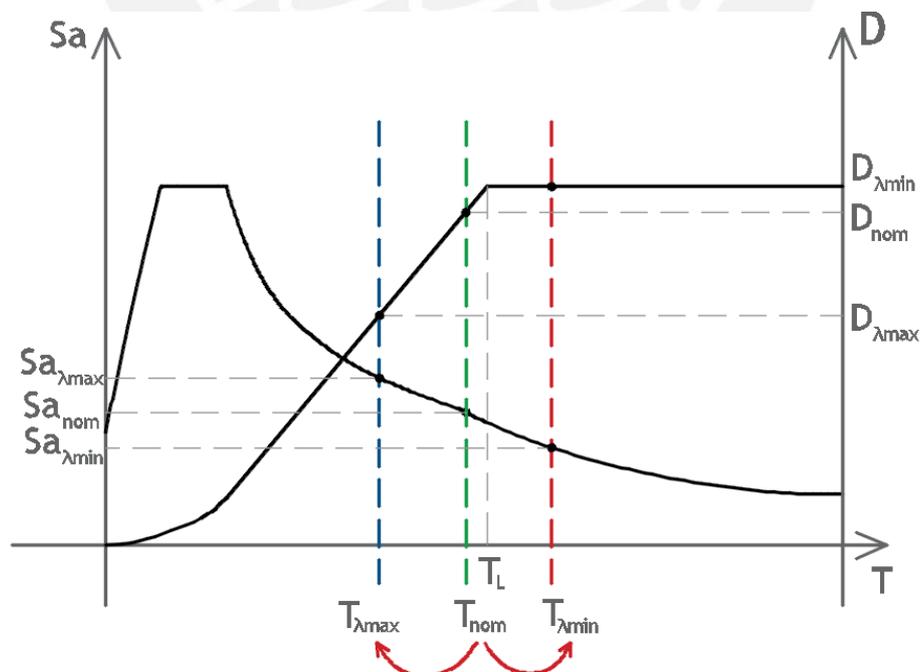


Figura 4.10: Espectros de pseudo aceleración vs pseudo desplazamiento vs periodo para un edificio representativo (Elaboración propia)

Con la Figura 4.9, se puede inferir que las propiedades límite superior (utilizando factor de modificación λ_{max}) rigidizan el sistema de aislamiento, disminuyendo su periodo fundamental, mientras que las propiedades límite inferior (utilizando factor de modificación λ_{min}) lo flexibilizan, generando un alargamiento de su periodo fundamental. En consecuencia, la tendencia de los parámetros de respuesta obtenidos para los extremos del rango es sintetizan en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1: Parámetros más desfavorables según extremos del rango (Elaboración propia)

| Extremos del rango | Parámetro de respuesta más desfavorable | Explicación |
|---|--|--|
| Propiedades límite superior λ_{max} | Derivas | El acortamiento del periodo aumenta el valor de épsilon (Ecuación 3.10) |
| | Aceleraciones | Se obtienen mayores aceleraciones, reflejado en la Figura 4.10. |
| | Fuerzas cortantes | Mayores fuerzas debido al aumento de rigidez del sistema |
| | Compresiones y tracciones máximas | Mayores fuerzas cortantes requerirán mayor brazo de palanca para una misma distancia entre dispositivos. |
| Propiedades límite inferior λ_{min} | Desplazamientos | Máximos desplazamientos por alargamiento de periodo, mostrado en Figura 4.10 |
| | Fuerza restitutiva | Menor fuerza restitutiva por la menor pendiente de rigidez post fluencia. |

Es preciso señalar que, particularmente para los desplazamientos, puede presentarse el caso en el que los periodos sean mayores al periodo largo del espectro T_L , encontrándose en la plataforma del espectro de desplazamientos. Así, los desplazamientos obtenidos de las propiedades límite superior, inferior y nominal pueden llegar a ser muy similares.

4.4.3 Efecto P-Delta

Los edificios sísmicamente aislados son traslacionales como consecuencia de los desplazamientos significativos en el sistema de aislamiento durante la ocurrencia de un sismo severo. En consecuencia, se presentarán grandes excentricidades de la carga axial en los dispositivos respecto a su eje central.

Los esfuerzos generados por el efecto P-Delta se representan por momentos como el producto entre la carga axial máxima de cada dispositivo y el desplazamiento máximo del sistema de aislamiento. Estos momentos P-Delta generarán esfuerzos adicionales que se

repartirán en los elementos estructurales de soporte de acuerdo a la naturaleza del movimiento del dispositivo que se utilice (Ver Figuras 4.11 y 4.12).

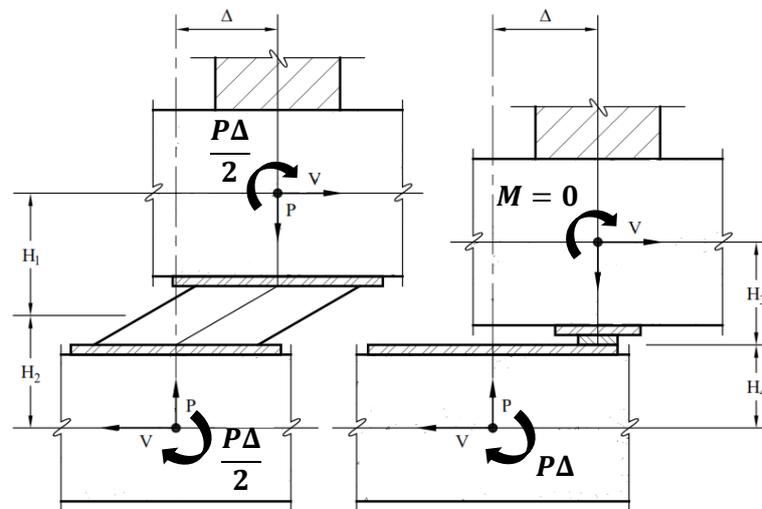


Figura 4.11: Momentos P-Δ en aisladores elastoméricos y deslizadores (Adaptado Kircher, 2009)

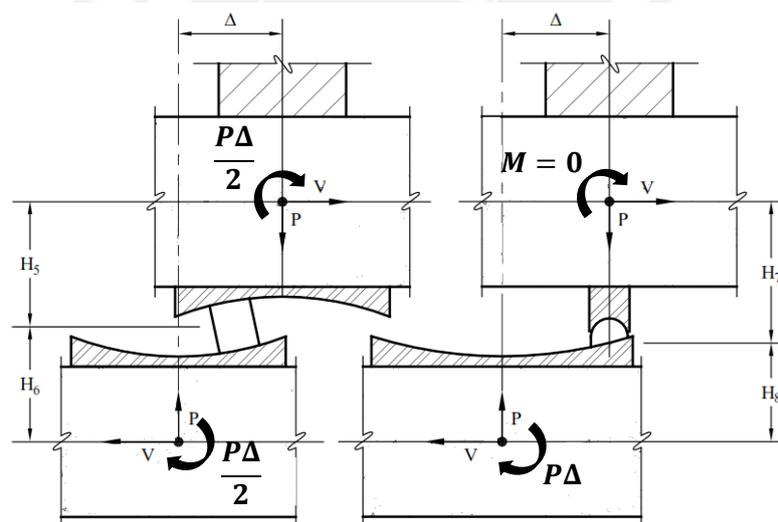


Figura 4.12: Momentos P-Δ en aisladores péndulo doble y simple (Adaptado Kircher, 2009)

4.4.4 Especificaciones técnicas abiertas del sistema de aislamiento

El análisis y diseño determinará las características técnicas del sistema de aislamiento, debiéndose desarrollar independientemente de marcas de dispositivos y expresando rangos de propiedades sin especificar proveedores. Con esto, se busca invitar a la mayor cantidad de proveedores para que puedan hacer sus propuestas técnico-económicas, generando un punto de equilibrio entre la oferta y la demanda, y favoreciendo finalmente al promotor del proyecto.

5 NORMA PERUANA DE AISLAMIENTO SÍSMICO E. 031

5.1 CONSIDERACIONES DE LA SUPERESTRUCTURA

5.1.1 Regularidad estructural

Se calificará como regular o irregular de acuerdo con la norma sismorresistente E.030 vigente, limitándose solamente a: irregularidad de rigidez y rigidez extrema, irregularidad de resistencia y resistencia extrema, irregularidad por discontinuidad extrema en los sistemas resistentes, e irregularidad torsional extrema en planta.

Por otro lado, se debe tener en cuenta, de acuerdo a la categoría de la edificación y a la zona de su emplazamiento, las restricciones de la Tabla 5.1.

Tabla 5.1: Categorización de irregularidades según zona (NTE E.031, 2019)

| Categoría de edificación | Zona (Z) | Restricciones |
|---------------------------------|-----------------|---|
| A y B | 4 y 3 | No se permiten irregularidades extremas |
| | 2 y 1 | Sin restricciones |
| C | 4 | No se permiten irregularidades extremas |
| | 3,2 y 1 | Sin restricciones |

5.1.2 Límites de derivas

Se debe cumplir con alguno de los siguientes límites:

- Cuando se realiza análisis modal espectral, no debe ser mayor que 0.0035.
- Cuando se realiza análisis tiempo-historia no lineal, no debe exceder 0.005.

5.2 CONSIDERACIONES DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO

5.2.1 Inspección y reemplazo

El sistema de aislamiento debe contar con espacio mínimo para realizar los programas de monitoreo, inspección y mantenimiento. En ese sentido, se requiere una altura mínima efectiva de piso terminado a fondo de losa de por lo menos 1.5 metros.

5.2.2 Combinaciones de carga en los dispositivos

Existen tres combinaciones para determinar las cargas axiales en los dispositivos:

$$\text{Carga vertical promedio: } 1.0CM + 0.5CV \quad (5.1)$$

$$\text{Carga vertical máxima: } 1.25(CM + CV) + 1.0(CSH + CSV) + 0.2CN \quad (5.2)$$

$$\text{Carga vertical mínima: } 0.9CM - 1.0(CSH + CSV) \quad (5.3)$$

Donde CM, CV, CSH, CSV y CN son la carga muerta, carga viva, carga sísmica horizontal, carga sísmica vertical y carga de nieve respectivamente. Además, la CSV se calcula de manera simplificada conociendo el factor de zona (Z) y el tipo de suelo (S) según la Ecuación 5.4.

$$CSV = 0.5(1.5ZS)CM \quad (5.4)$$

5.2.3 Factores de modificación de propiedades de dispositivos

Se consideran distintos factores de modificación máximos y mínimos de acuerdo a la clasificación en la que se encuentran los dispositivos: Clase I o Clase II. Esta diferenciación se debe a la confiabilidad de sus valores según sean validados o no mediante ensayos y estudios de investigación.

Tabla 5.2: Factores de modificación según clasificación de dispositivos (NTE E.031, 2019)

| FACTORES DE MODIFICACIÓN SEGÚN CLASIFICACIÓN DE DISPOSITIVOS | | | | | | | | |
|--|---------------------|--------------------------|--------------------|------|-------|-------|-------|-------|
| Variable | Tipo de dispositivo | Interfaz sin lubricación | Interfaz lubricada | LDRB | LRB | | HDRB | |
| | | $\mu \circ Q_d$ | $\mu \circ Q_d$ | K | K_d | Q_d | K_d | Q_d |
| Mínimo Factor de modificación λ_{max} | Clase II | 2.1 | 3.2 | 1.8 | 1.8 | 1.8 | 2.2 | 1.8 |
| | Clase I | 1.6 | 2.25 | 1.3 | 1.3 | 1.5 | 2.0 | 1.7 |
| Máximo Factor de modificación λ_{min} | Clase II | 0.6 | 0.6 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 |
| | Clase I | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 |

5.2.4 Fuerza de restitución lateral

La fuerza de restitución lateral, considerando las propiedades límite superior e inferior, debe tener un valor de al menos 2.5% del peso sísmico del edificio.

5.3 DEFINICIÓN DEL SISMO DE DISEÑO ($T_R=2475$ años)

El sismo de diseño o sismo máximo considerado (SMC) es aquel evento sísmico con un periodo de retorno de 2475 años. Para su representación se utilizará un coeficiente que amplifica lo estipulado en la norma sismorresistente E.030 (2018).

5.3.1 Espectro de diseño

Se define con el estudio de sitio según lo indicado en la norma sismorresistente E.030. Adicionalmente a ello, es necesario realizar ensayos de micro trepidación con el fin de verificar que el tipo de suelo corresponda con su periodo fundamental T_s de acuerdo con la Tabla 5.3.

Tabla 5.3: Periodo del suelo según su tipo (NTE E.031, 2019)

| Tipo de suelo | | $T_s(s)$ |
|---------------|-------------------------|----------|
| S0 | Roca dura | < 0.15 |
| S1 | Roca o suelo muy rígido | < 0.30 |
| S2 | Suelos intermedios | < 0.40 |
| S3 | Suelos blandos | < 0.60 |

Cuando se verifique el periodo del estrato, el espectro de diseño se determina con la Ecuación 5.5.

$$S_{aM} = 1.5ZCSg \quad (5.5)$$

Donde Z y S son los parámetros definidos en la norma E.030 vigente. Debido a que el factor de uso U se considera como 1 en estructuras aislados, se ha omitido en la Ecuación 5.5. Además, el parámetro C se calcula según las relaciones en las Ecuaciones de 5.6 a 5.9.

$$T < 0.2T_p \quad C = 1 + 7.5 \frac{T}{T_p} \quad (5.6)$$

$$0.2T_p < T < T_p \quad C = 2.5 \quad (5.7)$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \frac{T_p}{T} \quad (5.8)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 \left(\frac{T_p T_L}{T^2} \right) \quad (5.9)$$

5.3.2 Registros de aceleración del suelo

La cantidad mínima de registros a utilizar será de siete, cada uno con sus dos componentes horizontales de la aceleración. Cada componente se escalará separadamente y se construirá un espectro de pseudo aceleraciones, para luego utilizar el método de combinación SRSS y obtener el espectro del registro.

El escalamiento debe asegurar que el valor espectral SRSS no sea menor de la ordenada obtenida según la Ecuación 5.7 en el rango de periodos de $0.75T_M$ a $1.25T_M$ en señales naturales y $0.2T_M$ a $1.25T_M$ en señales espectro compatibles. T_M es el periodo utilizando límite superior e inferior respectivamente para cada rango.

5.4 ANÁLISIS ESTÁTICO

5.4.1 Procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes

5.4.1.1 Periodo efectivo

El periodo efectivo del edificio aislado T_M , que corresponde al desplazamiento traslacional D_M , se calcula para los límites superior e inferior con la Ecuación 5.10.

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{P}{K_M g}} \quad (5.10)$$

Donde P representa el peso sísmico total según la norma E.030; y K_M , la rigidez efectiva del sistema de aislamiento.

5.4.1.2 Desplazamiento traslacional

El desplazamiento traslacional o máximo D_M del sistema de aislamiento se determina utilizando límite superior e inferior con la Ecuación 5.11.

$$D_M = \frac{S_{aM} T_M^2}{4\pi^2 B_M} \quad (5.11)$$

Donde S_{aM} es la ordenada del espectro elástico en el periodo T_M según la Ecuación 5.5, y B_M es el coeficiente de reducción por amortiguamiento efectivo del sistema β_M de aislamiento calculado de la Tabla 5.4.

Tabla 5.4: Factor B_M según amortiguamiento efectivo (NTE E.031, 2019)

| Amortiguamiento efectivo β_M (%) | Factor B_M |
|--|--------------|
| ≤ 2 | 0.8 |
| 5 | 1.0 |
| 10 | 1.2 |
| 20 | 1.5 |
| 30 | 1.7 |
| 40 | 1.9 |

5.4.1.3 Desplazamiento total

El desplazamiento total D_{TM} incluye un desplazamiento adicional por la torsión real y accidental del sistema de aislamiento con la Ecuación 5.12. Como requerimiento, este valor no puede ser menor a $1.15D_M$.

$$D_{TM} = D_M \left[1 + \left(\frac{y}{\rho_T} \right) \left(\frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \right] \quad (5.12)$$

De la Ecuación 5.12, y es la distancia entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento y el elemento de interés, e es la excentricidad total (natural y accidental) en el nivel del sistema de aislamiento, b y d son las dimensiones menor y mayor en planta, y ρ_T es la razón entre el periodo traslacional y rotacional, o alternatively se puede calcular según las Ecuaciones 5.13 y 5.14.

$$\rho_T = \frac{T_M}{T_\theta} \quad \text{o} \quad \rho_T = \frac{1}{r_a} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x_i^2 + y_i^2)}{N}} \quad (5.13) \text{ y } (5.14)$$

De la Ecuación 5.14, x_i e y_i son las distancias ortogonales entre el centro de masa y el dispositivo i -ésimo, y r_a es el radio de giro del sistema de aislamiento, según 5.15.

$$r_a = \frac{1}{12} \sqrt{b^2 + d^2} \quad (5.15)$$

Alternativamente, en la Ecuación 5.12 se puede utilizar D'_M en lugar de D_M , con la ecuación 5.16.

$$D'_M = \frac{D_M}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_M} \right)^2}} \quad (5.16)$$

Donde T es el periodo de base fija y T_M es el periodo de la estructura sísmicamente aislada, asociado al desplazamiento traslacional D_M .

5.4.1.4 Fuerza en el sistema de aislamiento y subestructura

La fuerza para el diseño del sistema de aislamiento y subestructura V_b se halla con las propiedades límite superior, con la Ecuación 5.17.

$$V_b = K_M D_M \quad (5.17)$$

5.4.1.5 Fuerza en la superestructura

La fuerza para el diseño de la superestructura V_s se calcula con las propiedades límite superior (Ver Ecuaciones 5.18 y 5.19).

$$V_s = \frac{V_{st}}{R_a} \quad 1 < R_a = \frac{3}{8} R_o < 2 \quad (5.18) \text{ y } (5.19)$$

Donde R_a es el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas calculado utilizando al coeficiente de reducción de base fija, y V_{st} es la cortante no reducida determinado mediante la Ecuación 5.20.

$$V_{st} = V_b \left(\frac{P_s}{P} \right)^{1-2.5\beta_M} \quad (5.20)$$

De la ecuación 5.20, P_s es el peso sísmico de la superestructura sin incluir el nivel de base y P es el peso sísmico total calculado de acuerdo a la norma E.030.

Además, es importante verificar que V_s no sea menor que la fuerza sísmica lateral para la estructura de base fija según la norma E.030, con un peso P_s y un periodo fundamental del límite superior T_M .

5.5 ANÁLISIS DINÁMICO

Se realizarán los análisis dinámicos para cada dirección (X e Y) considerando por separado la excentricidad accidental de la masa como 5% de la dimensión perpendicular.

5.5.1 Procedimiento modal espectral

Se empleará un amortiguamiento efectivo en los modos fundamentales del sistema de aislamiento no mayor al 30%, y un amortiguamiento modal consistente para los modos remanentes asociados a la superestructura. Este análisis se realizará aplicando en simultáneo 100% del espectro de diseño en la dirección de análisis y 30% en la dirección perpendicular. Además, el desplazamiento máximo se calculará como suma vectorial de los desplazamientos ortogonales.

5.5.2 Procedimiento tiempo-historia

Se realizará con un conjunto de pares de registros de aceleración debidamente escalados. Los parámetros de interés para el diseño se calcularán como el valor promedio de las respuestas obtenidas de los registros utilizados. Además, el desplazamiento máximo se calculará como la suma vectorial para cada instante.

5.6 PARÁMETROS DE DISEÑO

5.6.1 Propiedades elásticas equivalentes

Para el desplazamiento traslacional D_M , se calculan la rigidez efectiva del sistema de aislamiento K_M y el amortiguamiento efectivo β_M según las Ecuaciones 5.21 y 5.22 respectivamente.

$$K_M = \frac{\sum |F_M^+| + \sum |F_M^-|}{2D_M} \quad (5.21)$$

$$\beta_M = \frac{\sum E_M}{2\pi K_M D_M^2} \quad (5.22)$$

Donde $|F_M^+|$ y $|F_M^-|$ constituyen los valores absolutos de las fuerzas positivas y negativas en el desplazamiento traslacional D_M , y E_M constituye la energía disipada total por el sistema de aislamiento.

5.6.2 Desplazamiento del sistema de aislamiento

Se regirá de acuerdo con el método de análisis dinámico utilizado (Ver Tabla 5.5).

Tabla 5.5: Desplazamiento del sistema de aislamiento (Adaptado NTE E.031, 2019)

| Método de análisis dinámico | Valor mínimo | Valor dinámico | Desplazamiento máximo de diseño D_{max} |
|-----------------------------|--------------|----------------|---|
| | A. Estático | | |
| A. Modal espectral | 80% D_{TM} | $D_{TM ESP}$ | $MAX \{ 80\%D_{TM}, D_{TM ESP} \}$ |
| A. Tiempo-historia | | $D_{TM T-H}$ | $MAX \{ 80\%D_{TM}, D_{TM T-H} \}$ |

5.6.3 Fuerzas de diseño y factores de escalamiento

Se sintetiza en la Tabla 5.6 los valores para el análisis modal espectral.

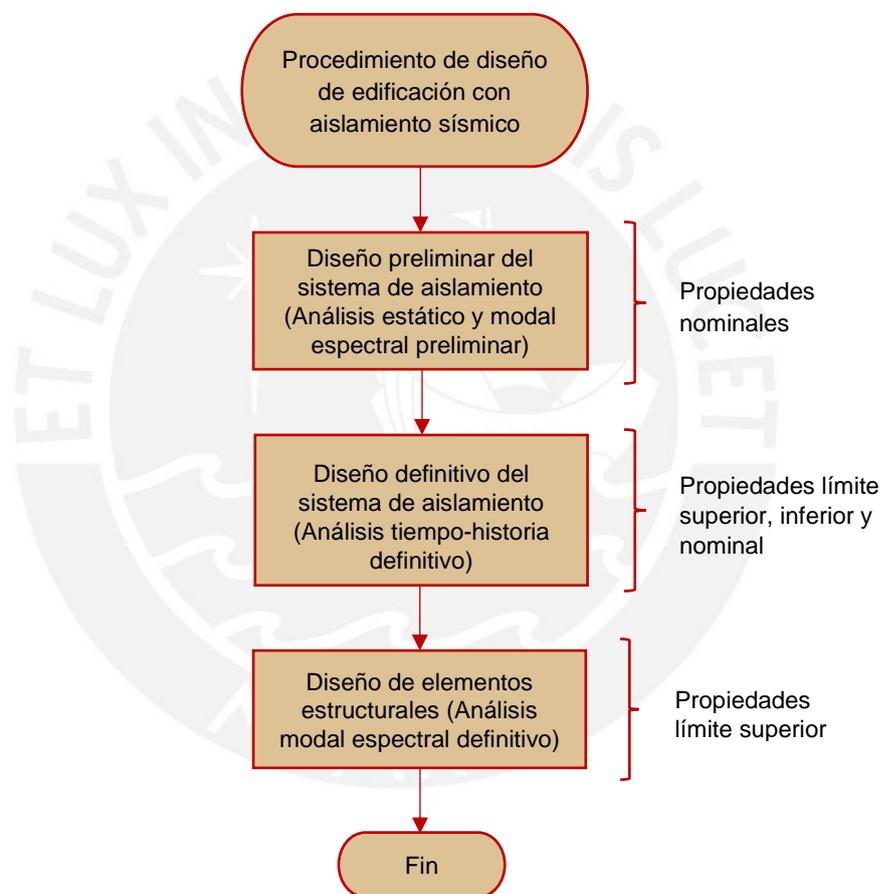
Tabla 5.6: Fuerzas del edificio aislado (Adaptado NTE E.031, 2019)

| Componente estructural | Valor mínimo (A. Estático) | Valores dinámicos | | |
|--|----------------------------|--------------------|--------------------------------|------------------------------------|
| | | A. Modal espectral | Fuerza de diseño | Factor de escalamiento f |
| Sistema de aislamiento y subestructura (R=1) | 90% V_b | $V_{b ESP}$ | $MAX \{ 90\%V_b, V_{b ESP} \}$ | $\frac{90\%V_b}{V_{b ESP}} \geq 1$ |
| Superestructura (R= R_a) | V_s | $V_{s ESP}$ | $MAX \{ V_s, V_{s ESP} \}$ | $\frac{V_s}{V_{s ESP}} \geq 1$ |

6 METODOLOGÍA DE DISEÑO PARA EDIFICIOS AISLADOS

6.1 MARCO GENERAL DE LA METODOLOGÍA

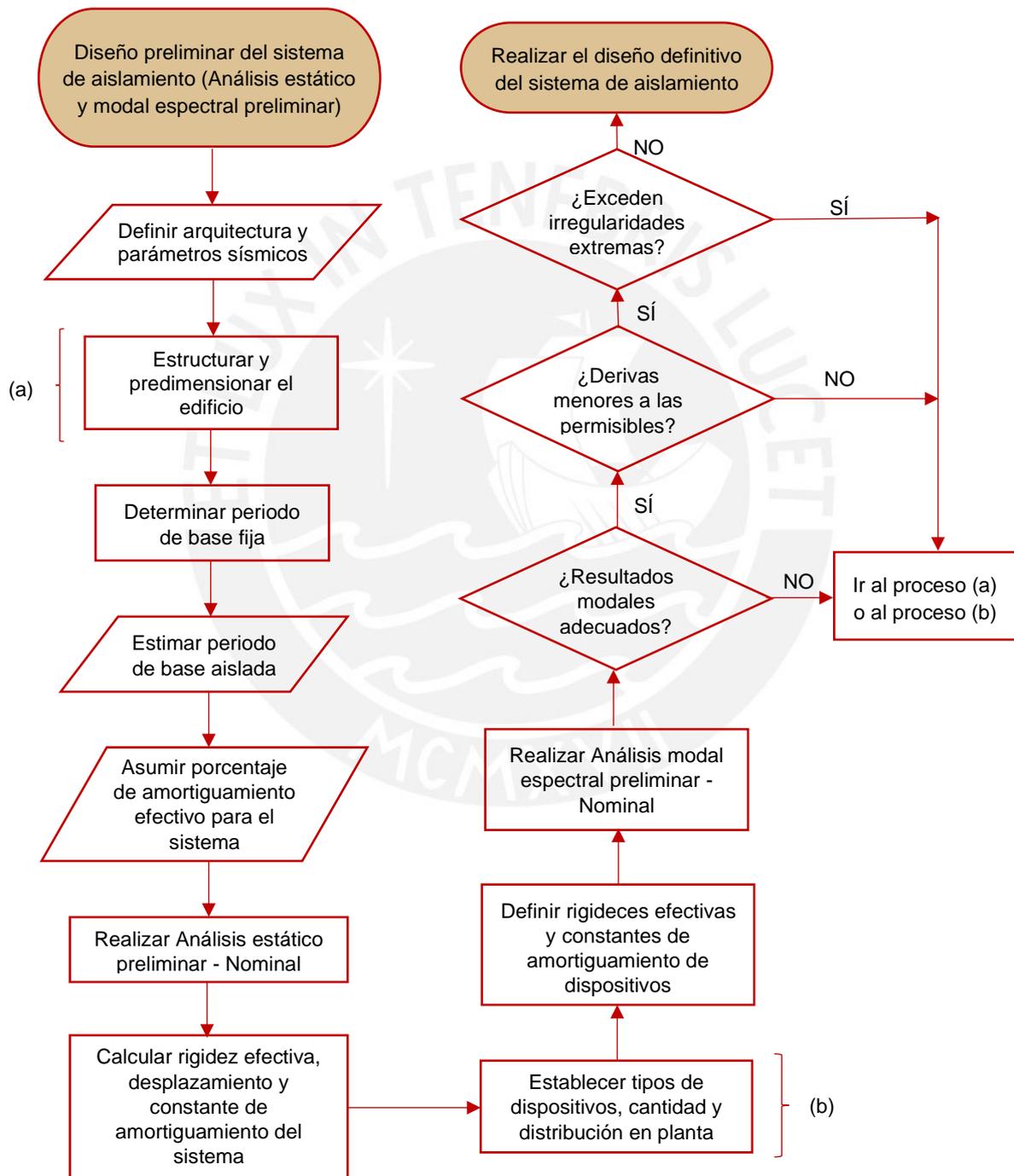
Esta metodología se basa en la norma de aislamiento sísmico E.031, con una pequeña participación de la norma sismorresistente E.030 para el análisis y diseño del sistema de aislamiento; y en la norma de diseño en concreto armado E.060 y norma de cargas E.020 para el diseño de los elementos estructurales. A continuación se mostrará el marco general de la metodología propuesta.



Se observa que para la primera etapa de diseño preliminar se utilizarán las propiedades nominales del sistema de aislamiento; para la segunda etapa de diseño definitivo, se utilizarán las propiedades límite superior, inferior y nominal en dispositivos de aislamiento; y para la etapa final de diseño de elementos estructurales, solo las propiedades límite superior.

6.2 DISEÑO PRELIMINAR DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO

Durante esta etapa se considera un comportamiento elástico del aislador. Esto es de gran ayuda debido a que, mediante modelos simples como los explicados en acápite 4.2, se pueden obtener aproximaciones bastante aceptables de la respuesta del sistema de aislamiento y superestructura.



6.2.1 Predimensionamiento de elementos estructurales

Mediante formulaciones sencillas y la experiencia del diseñador, se predimensionan los elementos estructurales como losas, vigas, columnas, pedestales y vigas de aislamiento.

6.2.2 Análisis dinámico de estructura en base fija

Esta primera etapa sirve para definir las características básicas de la estructura, imprescindibles para los análisis posteriores. Se encuentra principalmente la determinación del periodo de la estructura suponiendo base fija (T), con ayuda de un modelo tridimensional.

6.2.2.1 Modelamiento

Realizar el modelamiento de la estructura de base fija permitirá obtener los modos principales de vibración, y una verificación aproximada de la participación torsional en cada uno de los modos fundamentales. Para ello, se supondrá al edificio simplemente apoyado en su base, haciendo referencia a la conexión columnas - diafragma de aislamiento.

6.2.2.2 Criterios de verificación

En esta etapa, el único criterio es verificar que los dos primeros modos sean traslacionales y el que tercer modo sea torsional, siendo óptimas masas participativas mayores a 80% en cada uno. De no cumplirse, la sugerencia es redefinir el dimensionamiento de algunos elementos estructurales con el fin de disminuir la excentricidad natural, puesto que, la efectividad del sistema de aislamiento es inversamente proporcional al grado de participación torsional que presente.

6.2.3 Análisis estático preliminar

6.2.3.1 Análisis nominal

Durante la etapa de predimensionamiento, este análisis permitirá conocer las propiedades nominales principales del sistema de aislamiento como la rigidez efectiva, desplazamiento traslacional y coeficiente de amortiguamiento. El procedimiento por seguir es el siguiente:

- 1) *Asumir T_{obj}* . Se recomienda amplificar de 3 a 4 veces T_{fija} para que el sistema de aislamiento sea lo más eficiente posible.
- 2) *Asumir β_{obj} y determinar B_M* . Asumir un porcentaje de amortiguamiento efectivo para el sistema de aislamiento acorde con los tipos de dispositivos a usar. Con este valor se encuentra el coeficiente de reducción por amortiguamiento de la Tabla 5.4.

- 3) Calcular K_M , D_M y C_b . De las Ecuaciones 5.10, 5.11 y 4.4 respectivamente.

Lo calculado servirá como punto de partida para poder determinar las propiedades bilineales del sistema de aislamiento considerando los límites de propiedades superior e inferior.

6.2.4 Análisis modal espectral preliminar

6.2.4.1 Análisis nominal

Previo al modelamiento computacional, es necesario definir ciertas características nominales de los dispositivos de aislamiento:

- 1) *Definir el número de aisladores y deslizadores.* De acuerdo a los tipos de dispositivos que se consideren y a la distribución en planta del proyecto.
- 2) *Determinar la rigidez y coeficiente de amortiguamiento de cada deslizador.* Luego de definir las posiciones tentativas de los deslizadores, asumiendo que el desplazamiento de cada uno es D_M , y tomando un coeficiente de fricción μ , se determina para cada deslizador una rigidez secante $K_{eff\ SL}$ según la ecuación 3.27. Por otro lado, el coeficiente de amortiguamiento para cada tipo de deslizador $C_{eff\ SL}$ se halla mediante la Ecuación 4.4, considerando el periodo objetivo del edificio aislado. Luego, se calculan los valores totales para los deslizadores como sumatoria de cada dispositivo:

$$K_{total\ SL} = \sum_{i=1}^{ns} K_{eff\ SL_i} \quad C_{total\ SL} = \sum_{i=1}^{ns} C_{eff\ SL_i}$$

- 3) *Determinar la rigidez y coeficiente de amortiguamiento de cada aislador.* Conociendo la rigidez total que aportan los deslizadores, se determina la rigidez remanente para los aisladores y se calcula la rigidez de los aisladores $K_{eff\ i}$ repartiendo según la cantidad de cada tipo. De la misma manera se procede con el amortiguamiento de los aisladores $C_{eff\ i}$. Para dos tipos de aisladores "A" y "B", y un tipo de deslizador "SL", se tendría:

$$K_{total\ AISL} = K_M - K_{total\ SL} = \sum_{i=1}^{na} K_{eff\ A_i} + \sum_{i=1}^{nb} K_{eff\ B_i}$$

$$C_{total\ AISL} = C_b - C_{total\ SL} = \sum_{i=1}^{na} C_{eff\ A_i} + \sum_{i=1}^{nb} C_{eff\ B_i}$$

6.2.4.2 Modelamiento

Los aisladores elastoméricos y deslizadores, pertenecientes a la familia de elementos *link*, son del tipo *Rubber Isolator* y *Friction Isolator* respectivamente.

- 1) *Ingresar propiedades a dispositivos.* Luego de distribuir los elementos, ingresar sus propiedades lineales.
- 2) *Realizar el análisis modal espectral.* Considerando la excentricidad accidental más desfavorable, con el 100% de la señal en la dirección de análisis y 30% de la señal en dirección perpendicular.

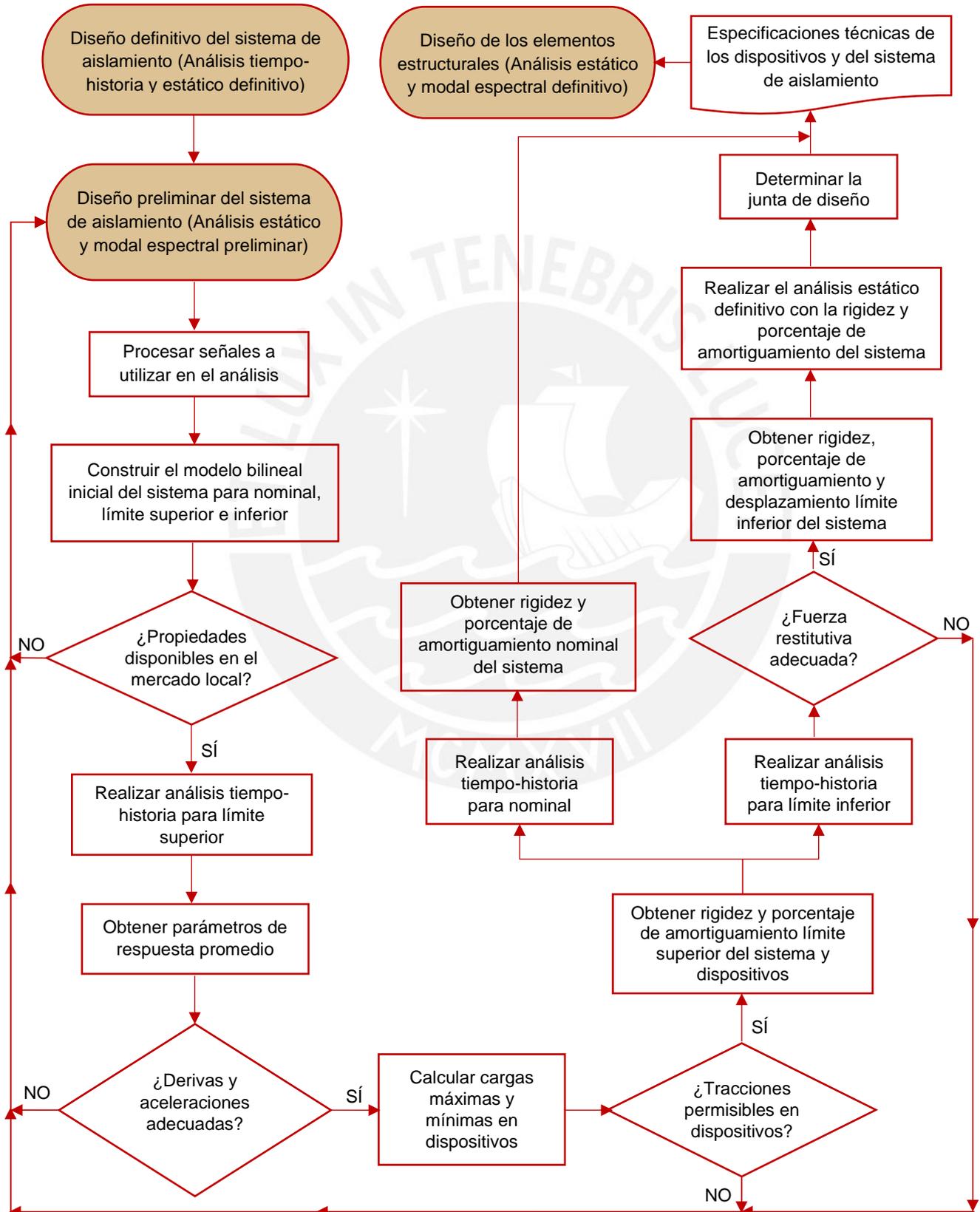
6.2.4.3 Criterios de verificación

- **Resultados modales:** Con el objetivo de disminuir la incidencia torsional en el análisis se sugiere asegurar que los dos primeros modos sean del tipo traslacional y el tercer modo del tipo torsional. Además, se considera óptimo, para el edificio sin excentricidad accidental, una participación modal mayor al 85% en cada uno de ellos para asegurar la predominancia del comportamiento del sistema de aislamiento en la respuesta del edificio.
- **Derivas:** Por las características del análisis nominal, se debe verificar que las derivas sean a lo más un 70% del límite establecido por la norma de aislamiento sísmico (JANAMPA, 2018). Esto es a fin de lograr que se mantenga menor al límite permisible cuando se considere la variabilidad de los dispositivos.
- **Irregularidades:** De acuerdo con la categoría y a las restricciones establecidas en la norma de aislamiento.

De no satisfacer alguno de los criterios mencionados, el diseñador debe redefinir la estructuración del edificio y/o el sistema de aislamiento. En este último, se puede optar por cambiar el porcentaje de amortiguamiento del sistema, variar de ubicación, tipos y/o rigideces de dispositivos, teniendo en cuenta que la rigidez efectiva del sistema debe mantenerse similar al calculado por el método estático preliminar.

6.3 DISEÑO DEFINITIVO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO

Esta etapa determinará las propiedades inelásticas de los dispositivos y del sistema de aislamiento para límite superior, inferior y nominal.



6.3.1 Modelos bilineales iniciales

El modelo bilineal del sistema de aislamiento parte de la definición de los modelos bilineales de los dispositivos. Primero se determinará la constitutiva global nominal del sistema de aislamiento, y a partir de esta, se determinarán las constitutivas globales para los límites superior e inferior. Se detalla procedimiento a continuación:

- 1) *Construir modelo constitutivo nominal de deslizadores.* Se determinan con las propiedades nominales calculadas en la etapa preliminar sin necesidad de iterar.
- 2) *Construir modelo constitutivo nominal de aisladores.* Con la rigidez efectiva K_{eff} del dispositivo, el desplazamiento traslacional D_M de la etapa preliminar, y utilizando las relaciones conocidas de modelos bilineales, se asume un desplazamiento de fluencia y un porcentaje de amortiguamiento efectivo. El proceso de iteración culmina cuando el porcentaje de amortiguamiento efectivo del dispositivo converja con el asumido. Ciertamente, este porcentaje asumido para los aisladores debe ser menor al del sistema debido al aporte de los deslizadores.
- 3) *Elegir factores de modificación.* Se definen los factores máximos y mínimos de acuerdo con el tipo de dispositivos que se piensan utilizar con la Tabla 5.2.
- 4) *Construir modelo constitutivo global nominal del sistema.* Se determina a partir de la suma de cada curva individual de los dispositivos (Ver Figura 6.1).

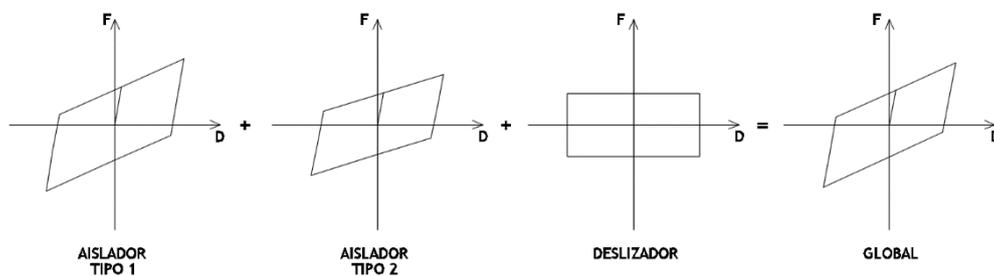


Figura 6.1: Suma de modelos bilineales de dispositivos (Elaboración propia)

- 5) *Construir modelos constitutivos globales límite superior e inferior del sistema.* Se determinan mediante un proceso iterativo para cada límite:
 - a) Se inicia asumiendo un desplazamiento máximo.
 - b) Con los parámetros conocidos K_1 , K_2 , Q , D_y y F_y , y las relaciones conocidas de modelos bilineales, se determina el porcentaje de amortiguamiento efectivo y su factor de reducción.
 - c) Finalmente se determina el desplazamiento máximo y se verifica su convergencia con el asumido.

- 6) *Calcular propiedades bilineales para cada dispositivo.* Teniendo las propiedades bilineales globales nominal, límite superior y límite inferior, se determinan las propiedades para cada tipo de dispositivo que posteriormente se ingresarán en el modelo tridimensional.
- 7) *Verificar disponibilidad de dispositivos:* Mediante consulta o revisión de catálogos de proveedores.

6.3.2 Análisis tiempo-historia

Este análisis se realiza en tres modelos computacionales, uno para cada rango de análisis (con propiedades límite superior, inferior y nominal). Sin embargo, las verificaciones del diseño bastan con realizarlas en el límite superior e inferior por lo explicado en el acápite 4.4.2.2.

De este análisis se obtienen dos de los tres parámetros de interés para determinar las constitutivas finales del sistema de aislamiento en cada límite de análisis. Estos parámetros son la rigidez efectiva promedio K_{eff} y el porcentaje de amortiguamiento efectivo promedio β_{eff} , que más adelante, reflejados en el análisis estático definitivo, permitirá obtener el tercer parámetro que es desplazamiento dinámico máximo del sistema.

Previo al modelamiento es necesario definir cuál será la componente predominante Norte-Sur (N-S) o Este-Oeste (E-W) de cada par de registro. Para ello se puede optar por el siguiente método rápido:

- 1) *Tratar registros de aceleraciones:* Para cada componente N-S y E-W de cada registro se corrige y escala al espectro de diseño de la norma E.031.
- 2) *Calcular espectros de desplazamientos:* Obtener los espectros de desplazamientos para el amortiguamiento asumido β_{obj} para cada componente.
- 3) *Determinar la componente predominante:* Con el periodo aislado de la estructura, se determina la componente que posee el mayor desplazamiento espectral.

En concordancia con la Tabla 4.1, se sintetiza los criterios de verificación y parámetros de diseño a obtener para los rangos de análisis límite superior, límite inferior y nominal, tal y como se muestra en la Tabla 6.1.

Tabla 6.1: Parámetros de respuesta según rango de análisis en tiempo-historia (Elaboración propia)

| | A. Límite superior | A. Límite inferior | A. Nominal |
|----------------------------------|---|---|---|
| Criterios de verificación | <ul style="list-style-type: none"> ✓ Derivas ✓ Aceleraciones ✓ Cargas máximas y mínimas | <ul style="list-style-type: none"> ✓ Fuerzas restitutivas | No necesario |
| Parámetros de diseño | <ul style="list-style-type: none"> ✓ Rigidez efectiva ✓ Porcentaje de amortiguamiento ✓ Cargas máximas y mínimas | <ul style="list-style-type: none"> ✓ Rigidez efectiva ✓ Porcentaje de amortiguamiento ✓ Desplazamiento dinámico máximo | <ul style="list-style-type: none"> ✓ Rigidez efectiva ✓ Porcentaje de amortiguamiento |

6.3.2.1 Modelamiento

Principalmente se enfoca en la definición de propiedades de dispositivos y en los casos de carga dinámicos.

- 1) *Asignar las propiedades bilineales del aislador elastomérico.* Se define la rigidez inicial K_1 , la fuerza de fluencia F_y y la relación entre estas rigideces K_2/K_1 .
- 2) *Asignar las propiedades del deslizador.* Se define la rigidez inicial y el coeficiente de fricción para velocidad lenta μ_{min} y rápida μ_{max} (ambos con el mismo valor). El radio de curvatura se asigna nulo por la característica plana de la superficie de deslizamiento.
- 3) *Crear caso de carga para deslizadores:* Con previa definición de la función rampa, se crea su caso de carga tipo FNA de acuerdo con el acápite 4.3.1.
- 4) *Crear casos de carga de demanda sísmica.* Para cada registro, se crean los casos de carga del tipo FNA y se le asignan en simultáneo sus dos componentes horizontales, siendo la componente predominante la de mayor participación (90%), y la otra de menor participación (44%) para cada sentido de análisis. Es importante que continúen desde el caso de carga para deslizadores.
- 5) *Crear combinaciones para dispositivos:* De acuerdo a las Ecuaciones 5.1, 5.2 y 5.3.
- 6) *Realizar análisis tiempo-historia:* Se calculan los dos parámetros de diseño obtenidos de la histéresis del sistema y de cada tipo de dispositivo de acuerdo a las ecuaciones 5.5 y 5.6

6.3.2.2 Criterios de verificación

- **Derivas:** Se debe verificar que las derivas promedio sean menores al límite permisible definido en 5.1.2.
- **Aceleraciones:** Se debe verificar que las aceleraciones promedio de cada entrepiso sean menores a 0.3g (HAZUS, 2003) para evitar que los elementos no estructurales presenten daños y que cualquier equipamiento quede descalibrado.
- **Fuerza restitutiva:** Se debe verificar que sea mayor al indicado en 5.2.4.
- **Cargas máximas y mínimas:** Se debe verificar que las cargas máximas puedan ser tomadas por dispositivos que existan en el mercado local y que, de existir tracciones, lleguen a un valor de a lo más 15% de la carga de compresión en servicio.

De no satisfacer alguno de los criterios mencionados, el diseñador debe redefinir la estructuración del edificio y/o el sistema de aislamiento. Es de importancia saber que, para disminuir tracciones en dispositivos, se puede optar por aumentar el peso de las losas o reducir el peralte de las vigas que llegan a las columnas que cargan. No obstante, hay que tener en cuenta que este último podría ocasionar un ligero aumento de las derivas de entrepiso.

6.3.3 Desplazamiento máximo de diseño

Es el último parámetro por calcular que se necesita para obtener las propiedades técnicas finales del sistema de aislamiento. Para ello se necesitará del análisis estático.

6.3.3.1 Análisis estático definitivo límite inferior

Este análisis se realiza con el objetivo de poder determinar el desplazamiento total del sistema de aislamiento, valor que permitirá establecer el valor mínimo para la junta de diseño.

El procedimiento por seguir es similar al indicado en el acápite 4.2.3.1 hasta el cálculo del desplazamiento traslacional, utilizando el periodo aislado del modelo tridimensional T_M , el amortiguamiento efectivo $\beta_{eff\ inf}$ y la rigidez efectiva $K_{eff\ inf}$ hallados en el análisis tiempo-historia límite inferior. Luego, se calculará el desplazamiento total utilizando la Ecuación 5.12.

6.3.3.2 Determinación del desplazamiento máximo de diseño

El desplazamiento máximo de diseño D_{max} , o también llamada junta de diseño, será el mayor valor entre el desplazamiento dinámico máximo obtenido del análisis tiempo-historia límite inferior y el desplazamiento total obtenido del análisis estático, en concordancia con la tabla 5.5.

6.3.4 Propiedades técnicas finales para el proveedor

6.3.4.1 Parámetros definitivos de diseño

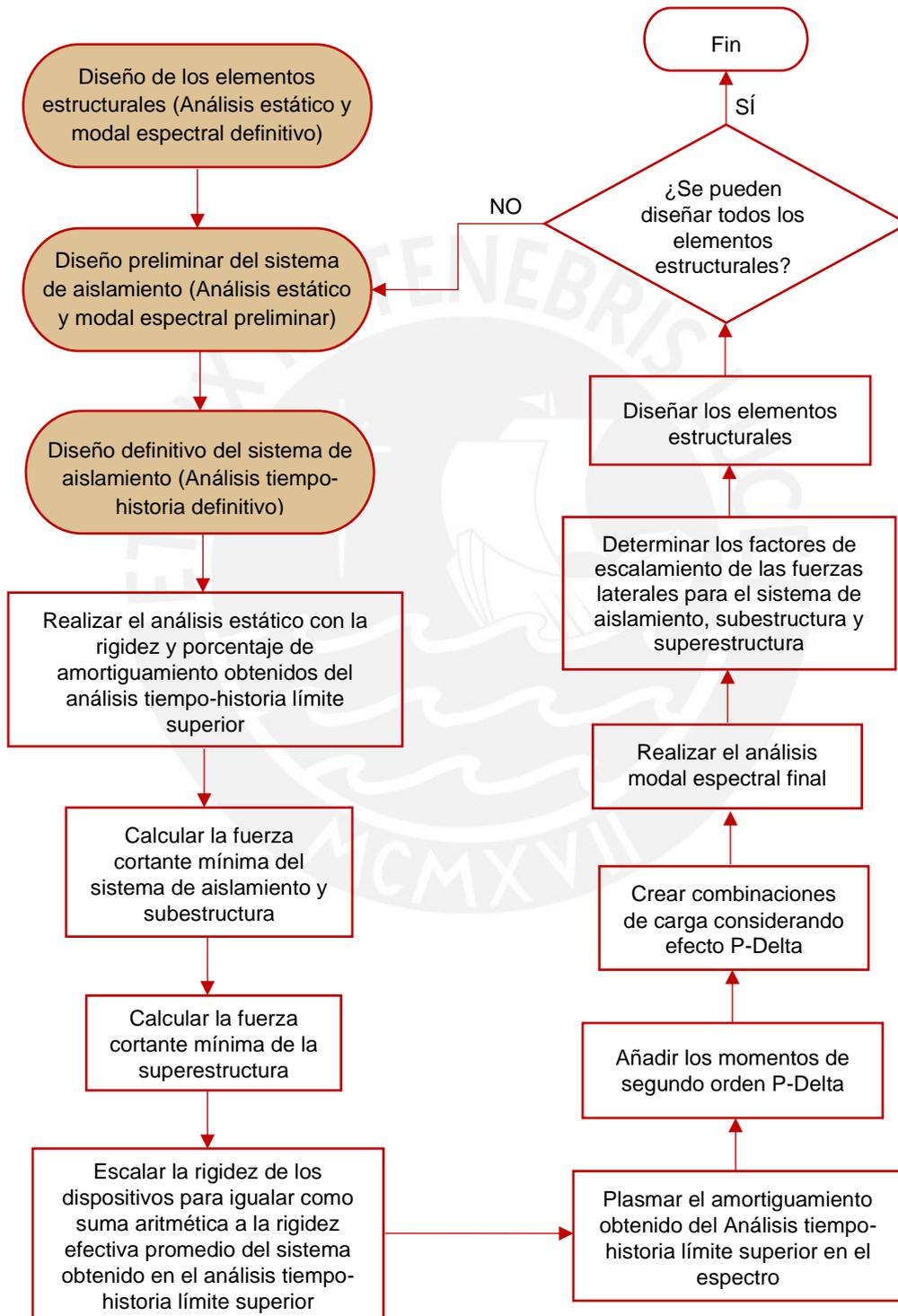
Se le brindará al proveedor principalmente tres parámetros para la elaboración de sus propuestas técnicas. Por un lado, las propiedades elásticas nominales obtenidas del análisis tiempo-historia definitivo; es decir, la rigidez efectiva K_{eff} y el porcentaje de amortiguamiento efectivo β_{eff} ; y por otro lado, el desplazamiento máximo de diseño D_{max} .

6.3.4.2 Rangos de diseño

Complementariamente, se le brindarán el rango de diseño basado en el desempeño del edificio aislado (derivas y aceleraciones), delimitados por las propiedades elásticas y obtenidas del análisis tiempo-historia con propiedades límite superior e inferior. De esta manera, los rangos de las propuestas técnicas de los proveedores se deberían encontrar dentro de estos límites establecidos.

6.4 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Esta es la última etapa que se ha contemplado para el diseño de un edificio sísmicamente aislado en su base, en donde se utilizan algunas de las propiedades límite superior ya definidas del sistema de aislamiento para el diseño de sus elementos estructurales.



6.4.1 Análisis estático definitivo límite superior

Este análisis se realiza para obtener las fuerzas laterales mínimas de diseño de la subestructura, interfaz de aislamiento y superestructura.

6.4.1.1 Fuerza lateral en subestructura e interfaz de aislamiento

El procedimiento por seguir es similar al indicado en el acápite 4.2.3.1 hasta el cálculo del desplazamiento traslacional, pero utilizando el periodo aislado del modelo tridimensional para límite superior, el amortiguamiento efectivo $\beta_{eff\ sup}$ y la rigidez efectiva $K_{eff\ sup}$ hallados en el análisis tiempo-historia límite superior. Finalmente, se calculará la fuerza sísmica lateral mínima V_b utilizando la Ecuación 5.17.

6.4.1.2 Fuerza lateral en superestructura

Con la fuerza cortante en la subestructura e interfaz de aislamiento V_b ya definida, se calcula la fuerza lateral mínima de la superestructura V_s con la Ecuación 5.18, y se verifica con sus límites mínimos establecidos en la norma de aislamiento E.031.

6.4.2 Análisis modal espectral definitivo límite superior

A diferencia del realizado en etapas previas en donde se utilizaban propiedades asumidas, este análisis modal espectral se realiza con las propiedades finales del sistema de aislamiento para límite superior. En ese sentido, se plasmarán las propiedades elásticas del sistema de aislamiento; es decir, la rigidez efectiva $K_{eff\ sup}$ y el amortiguamiento efectivo $\beta_{eff\ sup}$.

Para asegurar que $K_{eff\ sup}$ se refleje en el análisis, se escalarán las rigideces efectivas iniciales límite superior de cada tipo de dispositivo, para luego ser ingresadas en el modelo computacional. Se sugiere el siguiente procedimiento:

- 1) *Calcular la rigidez efectiva inicial límite superior del sistema:* Se calcula como la sumatoria aritmética de la rigidez efectiva límite superior de cada dispositivo definido en 6.3.1. Para dos tipos de aisladores "A" y "B", y un tipo de deslizador "SL" se tendría:

$$K_{eff\ inicial\ sup} = \sum_{i=1}^{na} K_{eff\ A_i} + \sum_{i=1}^{nb} K_{eff\ B_i} + \sum_{i=1}^{ns} K_{eff\ SL_i}$$

- 2) *Calcular el factor de escalamiento de rigidez:* Como el cociente f_k :

$$f_k = \frac{K_{eff\ sup}}{K_{eff\ inicial\ sup}}$$

- 3) *Calcular la rigidez efectiva final de cada dispositivo:* Se multiplica su rigidez efectiva inicial por el factor de escalamiento f_k calculado.

$$K_{eff A_i} = f_k K_{eff A_i}$$

$$K_{eff sup B_i} = f_k K_{eff B_i}$$

$$K_{eff sup S_i} = f_k K_{eff S_i}$$

Como se puede notar, se ha aumentado la rigidez proporcionalmente en todos los dispositivos con el objetivo de mantener la excentricidad natural del sistema de aislamiento y poder evitar variaciones de las participaciones modales en la respuesta del edificio.

Por otro lado, el amortiguamiento efectivo $\beta_{eff sup}$ se ingresará directamente al modelo computacional por cualquiera de las formas explicadas en 4.2.1.3.

6.4.2.1 Modelamiento

Consiste en modificar las propiedades de los dispositivos y el espectro de diseño principalmente. Se puede seguir el siguiente procedimiento:

- 1) *Ingresar nuevas rigideces de dispositivos.* De acuerdo con el acápite previo.
- 2) *Ingresar $\beta_{eff sup}$.* Por cualquiera de las formas explicadas en el acápite 4.2.1.3.
- 3) *Ingresar momentos P-Delta:* Con las cargas máximas de cada dispositivo calculadas en el análisis tiempo-historia límite superior, se determinará el momento que se genera en las direcciones X e Y al multiplicar por su respectivo desplazamiento, calculado también con las propiedades límite superior. Tener en cuenta el tipo de dispositivo para una correcta distribución de momentos.
- 4) *Definir el espectro de diseño de la superestructura:* Se puede utilizar el mismo espectro para el sismo máximo ($R=1$), ya definido. La forma más sencilla es multiplicar dicho espectro por el factor ($1/R_a$) en las combinaciones.
- 5) *Crear combinaciones de diseño:* Se listan las combinaciones para la subestructura, sistema de aislamiento y superestructura considerando lo explicado en el punto 4) y adicionando los efectos P-Delta para cada dirección de análisis X e Y:
- 6) *Realizar el análisis modal espectral:* Para el cálculo de las fuerzas dinámicas de la subestructura, sistema de aislamiento y superestructura.
- 7) *Calcular el factor de escalamiento de fuerzas:* De acuerdo con la Tabla 5.6.

- 8) *Actualizar combinaciones:* El factor de escalamiento (f) se multiplicará a las fuerzas internas del sismo (S) en las combinaciones, con el fin de que la fuerza cortante de diseño sea como mínimo el calculado con el método estático. Finalmente las combinaciones quedan definidas como indica en la Tabla 6.2.

Tabla 6.2: Combinaciones de diseño en cada componente estructural incluyendo el factor de escalamiento de fuerzas sísmicas (Elaboración propia)

| | Subestructura y sistema de aislamiento | Superestructura |
|----------------------|---|---|
| Combinaciones | $0.9D \pm fS \pm PD$ | $0.9D \pm f\left(\frac{1}{R_a}\right)S \pm PD$ |
| | $1.25(D + L) \pm fS \pm PD$ | $1.25(D + L) \pm f\left(\frac{1}{R_a}\right)S \pm PD$ |
| | $1.4D + 1.7L$ | |

- 9) *Realizar análisis modal espectral:* Para el diseño de los elementos estructurales.

7 DISEÑO DE UN HOSPITAL CON AISLADORES ELASTOMÉRICOS Y DESLIZADORES

7.1 GENERALIDADES

7.1.1 Información del proyecto

7.1.1.1 Arquitectura

El proyecto desarrollado corresponde a un bloque de un hospital, en la ciudad de Lima. Por su ubicación, limita con 2 frentes de edificaciones vecinas. El edificio hospitalario cuenta con 6 niveles y estará dotado de 3 quirófanos, 2 salas de procedimientos, unidad de hospitalización con 22 habitaciones, área de consultas externas, área de urgencias y área de diagnóstico con resonancia magnética, rayos X y ecógrafo.

La planta típica posee un área de 1055 m² el cual contiene áreas para atención de 7 especialidades médicas distintas, entre ellas sala de atención, sala de espera, una pequeña zona de admisión, consultorios y un gran espacio para rehabilitación. El acceso a los distintos ambientes es a través de pasillos como área común que incluye 4 ascensores y 2 escaleras para la circulación vertical. En la Fig. 7.1 se muestra la planta típica de arquitectura.



Figura 7.1: Planta típica de arquitectura (Lahoz López, 2017)

7.1.1.2 Cargas de gravedad

De acuerdo con la norma de cargas E.020, se determinaron los valores mostrados en las Tablas 7.1 y 7.2.

Tabla 7.1: Cargas muertas del hospital

| CARGA MUERTA | |
|--|------------------------|
| Materiales | Peso |
| Losa maciza | 2400 kg/m ³ |
| Piso terminado (5cm) | 100 kg/m ² |
| Tabiquería de unidades de arcilla cocida hueca | 1350 kg/m ³ |

Tabla 7.2: Cargas vigas del hospital

| CARGA VIVA | |
|---|-----------------------|
| Ocupación | S/C |
| Sala de operaciones y zonas de servicio | 300 kg/m ² |
| Cuartos | 200 kg/m ² |
| Corredores y escaleras | 400 kg/m ² |
| Azotea | 100 kg/m ² |

7.1.2 Definición de parámetros sísmicos y materiales

Se tuvieron las siguientes consideraciones para definir los parámetros sísmicos.

- *Factor de zona $Z = 0.45$:* Se elige zona sísmica 4 por su ubicación en Lima, perteneciente a la costa del Perú.
- *Factor de uso $U = 1$:* Por ser una edificación con aislamiento sísmico de base.
- *Factor de amplificación sísmica C :* Depende del periodo objetivo T_{obj} del edificio aislado.
- *Parámetro de suelo $S = S_1 = 1$:* Por su ubicación en Lima, el suelo es grava, con una capacidad portante de 4 kg/cm².
- *Factor de reducción $R = 1$ (diseño del sistema de aislamiento y subestructura) y $R_a = 2$ (diseño de superestructura):* El factor R es 8 por ser un sistema conformado por pórticos de concreto armado. Entonces $\frac{3}{8}(8) = 3$, siendo el valor máximo 2.

Los materiales que se proyectaron utilizar son concreto armado con una resistencia a la compresión $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$, y acero corrugado de refuerzo A615 Grado 60.

7.2 DISEÑO PRELIMINAR DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO

7.2.1 Sistema estructural

Se eligió *Pórticos de Concreto Armado* como sistema estructural, el que consiste en un conjunto de columnas y vigas peraltadas, distribuidos en toda la planta del edificio. De esta manera, los aisladores se encontrarán bajo cada columna. En la Figura 7.2 se muestra el esquema estructural para la planta típica del edificio.

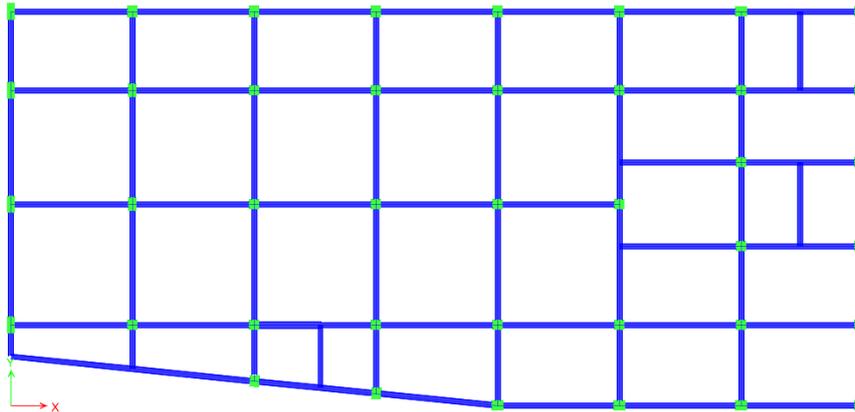


Figura 7.2: Planta típica con pórticos de concreto armado (ETABS, 2018)

7.2.2 Predimensionamiento de elementos estructurales

7.2.2.1 Predimensionamiento de losas

Se usaron losas macizas actuando en dos direcciones en todos los niveles de la estructura por tratarse de un hospital, evitando deflexiones y dando facilidad para las instalaciones y la fijación de equipos médicos. Por recomendación, el espesor de la losa maciza se determina dividiendo el perímetro del paño entre 180 cuando las cargas vivas no son excesivas (Blanco, 1997).

$$e = \frac{\text{Perímetro paño}}{180} = \frac{720 * 4}{180} = 16\text{cm} \rightarrow \mathbf{20\text{cm}}$$

7.2.2.2 Predimensionamiento de vigas

Se optó por el uso de vigas rectangulares para toda la superestructura. El peralte h es del orden de $1/12$ de la luz libre; y por un ancho (b) del orden de 30%-50% de la altura " h ". (Blanco, 1997).

$$h = \frac{\text{Luz libre}}{12} = \frac{720}{12} = \mathbf{60\text{cm}}$$

$$b = 50\% \times 60 = 30\text{cm}$$

Además de contar con vigas rectangulares de 0.30x0.60m en su mayoría, se utilizarán también otras dimensiones según requiera el proceso iterativo del análisis.

7.2.2.3 Predimensionamiento de columnas

Debido a que la reducción de fuerza sísmica es importante, las columnas estarán solicitadas principalmente a cargas axiales de gravedad. Por tanto, se tendrá en cuenta las cargas axiales que reciben, su área tributaria y la resistencia del concreto. Se asume 1.20 ton/m² distribuido en un área tributaria crítica de 7.20x7.20m en los 6 niveles de la estructura.

$$\text{Área mínima requerida} = \frac{P_{\text{servicio}}}{45\% f'c} = \frac{1.2 \times (7.2 \times 7.2) \times 6}{0.45 \times 280} = 2964\text{cm}^2$$

Se puede utilizar columnas cuadradas de 0.55x0.55m para cumplir el requerimiento de carga axial. Sin embargo, por análisis en el modelo de base fija que más adelante se explicará, se encontró un periodo de vibración fundamental muy largo. Por este motivo, se determinó el uso de 3 principales tipos de columnas.

- Columnas interiores: 0.60x0.60 m en su mayoría
- Columnas perimetrales: 0.60x0.70 m en su mayoría

7.2.2.4 Predimensionamiento de vigas de aislamiento

El diafragma de aislamiento estará compuesto por vigas que sirven de unión entre los dispositivos de aislamiento. Por experiencia de diseñadores, se optó por utilizar vigas rectangulares de 0.40x1.00m.

7.2.2.5 Predimensionamiento de pedestales

El dimensionamiento de los pedestales está sujeto a las dimensiones del aislador. Debido a que aún no se cuenta con dicha información, se utilizarán pedestales de 1.00x1.00m, con altura de 1.10m. Se recomienda que la altura del pedestal sea como mínimo mayor en 0.10m respecto al peralte de la viga de unión.

7.2.3 Análisis dinámico de la estructura en base fija

El hospital se representará a través de un modelo tridimensional desarrollado en el software ETABS (Ver Figura 7.3). Las vigas, columnas y pedestales fueron modeladas como elementos unidimensionales tipo *frame*, las losas como tipo *membrane* para que no aporten rigidez fuera de su plano y transmitan las cargas de área a los elementos que las soportan. Finalmente, el peso de la tabiquería se distribuyó por unidad de área sobre las losas y por unidad de longitud en caso se encuentren sobre vigas.

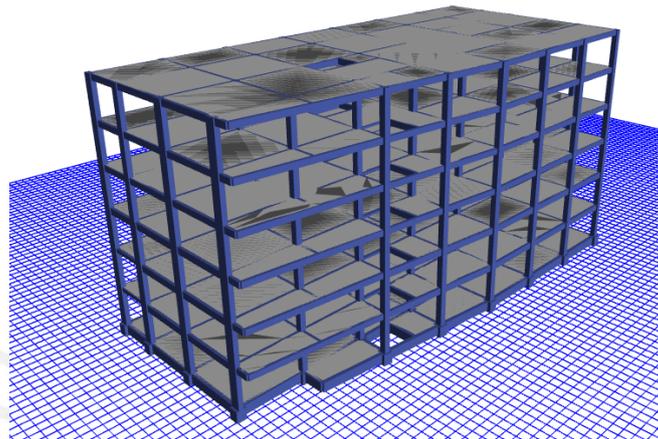


Figura 7.3: Modelo tridimensional de base fija hospital

Cuenta con 7 diafragmas incluyendo el nivel de aislamiento, por lo que para el análisis modal se utilizó 21 modos de vibración. En la Tabla 7.3 se muestran los tres primeros modos de vibración y se verifican, por recomendación, que cuenten con masas participativas mayores al 80%.

Tabla 7.3: Modos fundamentales y masas participativas del hospital en base fija

| Modos | T (seg) | UX (%) | UY (%) | RZ (%) |
|-------|---------|-------------|-------------|-------------|
| 1 | 1.27 | 81.6 | 0.0 | 0.0 |
| 2 | 1.13 | 0.1 | 81.8 | 0.0 |
| 3 | 1.04 | 0.0 | 0.0 | 81.9 |

7.2.4 Análisis estático preliminar

Se determina el periodo objetivo del edificio de base aislada. Para ello se utilizó un multiplicador de 3.

$$T_{obj} = 3 \times T_{fija} = 3 \times 1.27 = 3.81s$$

Se calcula su peso sísmico en cada nivel a través de un metrado de cargas o directamente del modelo tridimensional (Ver Tabla 7.4)

Tabla 7.4: Pesos sísmico del hospital

| Nivel | Masa sísmica (ton.s ² /m) | Peso sísmico (ton) | Ratio (ton/m ²) |
|-------|---|-----------------------|--------------------------------|
| 7 | 113 | 1105 | 0.94 |
| 6 | 131 | 1283 | 1.10 |
| 5 | 134 | 1318 | 1.13 |
| 4 | 133 | 1307 | 1.12 |
| 3 | 135 | 1323 | 1.13 |
| 2 | 135 | 1324 | 1.13 |
| S.A. | 159 | 1562 | 1.34 |

Para el proyecto se asumirá un amortiguamiento efectivo de 15% y se determinará su respectivo factor de amortiguamiento de la Tabla 5.4. Por interpolación lineal se determinó un valor de 1.35.

Se resumen estos valores calculados en la Tabla 7.5, hallando los valores nominales de la rigidez efectiva K_M , el desplazamiento traslacional D_M y el coeficiente de amortiguamiento C , a partir de las Ecuaciones 5.10 y 5.11 y 4.4 respectivamente.

Tabla 7.5: Parámetros nominales del análisis estático

| Parámetro | Valor Nominal |
|---|---------------|
| Periodo de base fija, T (s) | 1.27 |
| Periodo objetivo de base aislada, T_M (s) | 3.80 |
| Amortiguamiento efectivo asumido, β_M (%) | 15 |
| Factor de amortiguamiento efectivo, B_M | 1.35 |
| Peso sísmico, P (ton) | 9223 |
| Rigidez efectiva, K_M (ton/m) | 2570 |
| Ordenada de espectro elástico, S_{aM} (g) | 0.117 |
| Desplazamiento traslacional, D_M (cm) | 31.1 |
| Coficiente de amortiguamiento, C (ton.s/m) | 466 |

7.2.5 Análisis modal espectral preliminar

Se utilizarán tres tipos de dispositivos de aislamiento: dos tipos de aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento y un tipo de deslizador sin lubricación. Se supuso alto amortiguamiento debido a que éstos brindan el mayor factor de modificación máximo que cualquier otro tipo elastomérico, lo que amplía más el rango de propiedades, y, por consiguiente, la cantidad de proveedores que pueden participar. Además, se optó por esta combinación debido a que el edificio de base fija presentó problemas de torsión, y a que el uso de deslizadores puede llegar a generar un ahorro económico en comparación al uso solamente de aisladores elastoméricos.

Se conoce que existirán 40 dispositivos, cantidad que se deduce del número de columnas. Con este número, se calculó una rigidez para cada dispositivo asumiendo que existirá un solo tipo de aislador. El objetivo es conocer la tendencia de los valores que se utilizarán posteriormente para contrarrestar la torsión que se pueda generar en la planta del edificio.

$$K_i = \frac{K_M}{N} = \frac{2570}{40} = 68 \text{ ton/m}$$

Se asumió la cantidad y la rigidez de cada tipo de aislador, y de distribuyó en planta tentativamente junto con los deslizadores (se eligió un coeficiente de fricción de 8%). Luego de iteraciones para satisfacer los criterios de verificación se obtuvieron sus propiedades elásticas nominales, indicados en la Tabla 7.6.

Tabla 7.6: Parámetros lineales de dispositivos

| Tipo | Cantidad | K_{eff} (ton/m) | C (ton.s/m) |
|------------------------|-----------|-------------------|---------------|
| Aislador tipo I, AS-1 | 28 | 65 | 10.2 |
| Aislador tipo II, AS-2 | 8 | 80 | 12.6 |
| Deslizador, SL | 4 | 31.8 | 24.5 |
| $\Sigma=$ | 40 | 2587 | 484 |

Se puede observar que la rigidez efectiva y el coeficiente de amortiguamiento del sistema es muy similar a lo calculado en el análisis estático.

En la Figura 7.4 se muestra la interfaz de aislamiento con la distribución y cargas en servicio en cada uno de los 40 dispositivos.

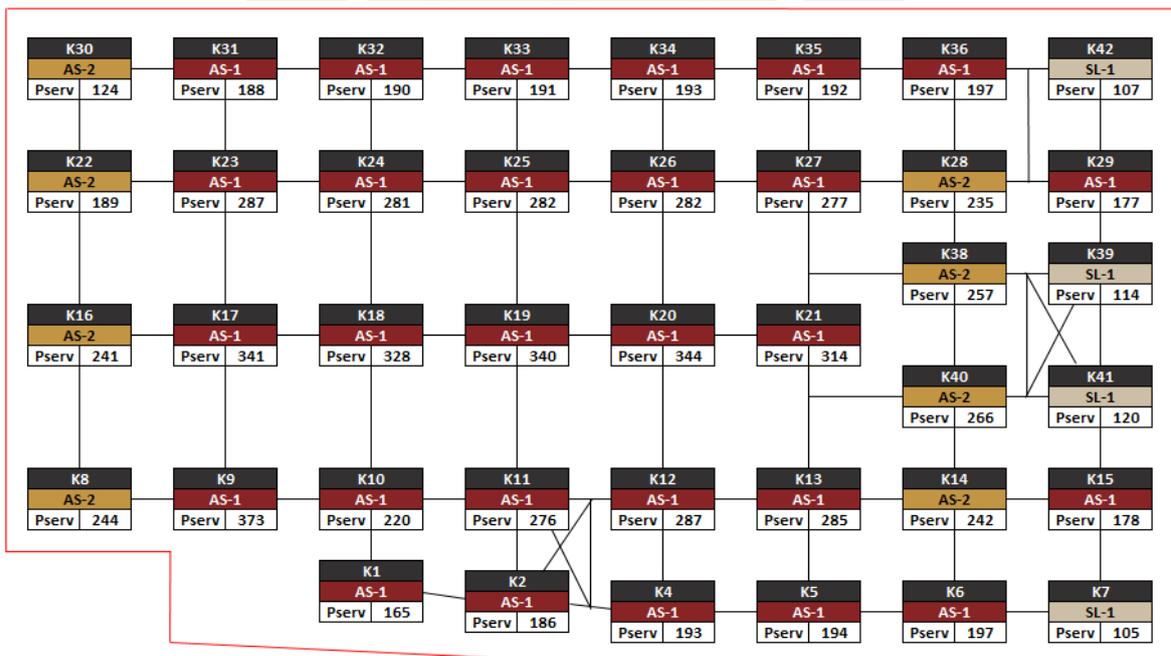


Figura 7.4: Distribución en planta y carga en servicio de dispositivos

7.2.5.1 Criterios de verificación

Resultados modales

Se obtuvieron los resultados modales sin excentricidad accidental (Ver Tabla 7.7).

Tabla 7.7: Periodos y masas participativas para los modos fundamentales sin excentricidad

| Modo | T (s) | UX (%) | UY (%) | RZ (%) |
|-----------|-------|-------------|-------------|-------------|
| 1 | 3.93 | 98.0 | 0.3 | 1.5 |
| 2 | 3.90 | 0.4 | 98.7 | 0.8 |
| 3 | 3.67 | 1.3 | 0.9 | 97.6 |
| $\Sigma=$ | | 99.8 | 99.8 | 99.9 |

Se observa que los periodos fundamentales para cada sentido de análisis son mayores al periodo objetivo por la flexibilidad de la superestructura. También se verificó que cada modo tenga una participación modal mayor al 85% y que prácticamente la totalidad de la masa efectiva en cada grado de libertad (UX, UY y RZ) se encuentre en los tres primeros modos del sistema de aislamiento.

Se determinará además la posición más desfavorable del centro de masa (CM) respecto al centro de rigidez (CR) por la excentricidad accidental. Ello se puede estimar rápidamente conociendo la posición del CM natural respecto al CR de acuerdo a la Figura 7.5. En ella se observa el cuadrante en el que se debe mover el CM para generar la mayor distancia respecto al CR.

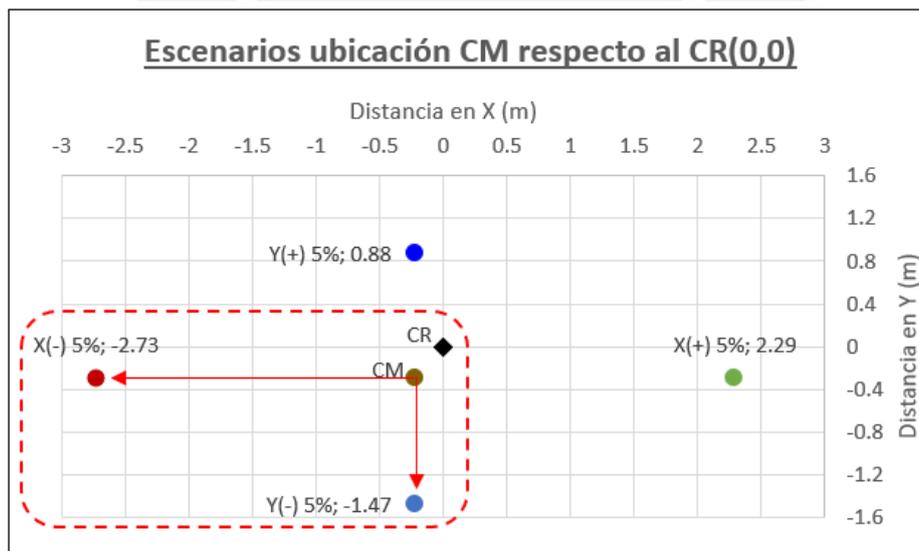


Figura 7.5: Esquema en planta de ubicación del CM natural y sus 4 posibles ubicaciones respecto al CR

Alternativamente, se determinó la incidencia torsional para cada modo fundamental en cada uno de las cuatro escenarios posibles (Ver Tabla 7.8).

Tabla 7.8: Incidencia torsional por excentricidad accidental en el modo fundamental

| Sentido | RZ (%) |
|----------------|-------------|
| X(-) 5% | 29.1 |
| X(+) 5% | 26.9 |
| Y(-) 5% | 17.5 |
| Y(+) 5% | 9.8 |

De la Tabla 7.8 se confirmó que la excentricidad accidental más desfavorable para el CM es en el sentido negativo en ambos ejes X e Y, en concordancia con la Figura 7.5. Asimismo, se determinan sus periodos y masas participativas en las Tablas 7.9 y 7.10.

Tabla 7.9: Periodos y masas participativas para los modos fundamentales X-X con excentricidad

| Modo | T (s) | UX (%) | UY (%) | RZ (%) |
|-----------|-------|-------------|-------------|-------------|
| 1 | 4.01 | 81.7 | 0.7 | 17.5 |
| 2 | 3.90 | 1.1 | 98.7 | 0.1 |
| 3 | 3.60 | 17.0 | 0.4 | 82.3 |
| $\Sigma=$ | | 99.8 | 99.8 | 99.9 |

Tabla 7.10: Periodos y masas participativas para los modos fundamentales Y-Y con excentricidad

| Modo | T (s) | UX (%) | UY (%) | RZ (%) |
|-----------|-------|-------------|-------------|-------------|
| 1 | 4.11 | 1.0 | 70.0 | 29.1 |
| 2 | 3.93 | 98.5 | 1.3 | 0.0 |
| 3 | 3.49 | 0.3 | 28.6 | 70.8 |
| $\Sigma=$ | | 99.8 | 99.9 | 99.9 |

Se puede inferir de las Tablas 7.9 y 7.10 que la dirección más crítica de análisis será en Y-Y por la máxima incidencia torsional, en concordancia con la geometría en planta del edificio y su dimensión más larga en la dirección X-X.

Derivas

Se obtuvieron derivas para cada dirección de análisis y se verificó que sea aproximadamente el 70% del valor límite normado de 3.5‰ (Ver Tabla 7.11 y Figura 7.6).

Tabla 7.11: Derivas del A. Modal espectral preliminar

| Derivas - Nominal | | |
|-------------------|-------------|-------------|
| Nivel | X-X (‰) | Y-Y (‰) |
| 7 | 0.89 | 0.79 |
| 6 | 1.32 | 1.35 |
| 5 | 1.62 | 1.91 |
| 4 | 1.86 | 2.28 |
| 3 | 2.12 | 2.43 |
| 2 | 1.60 | 1.85 |

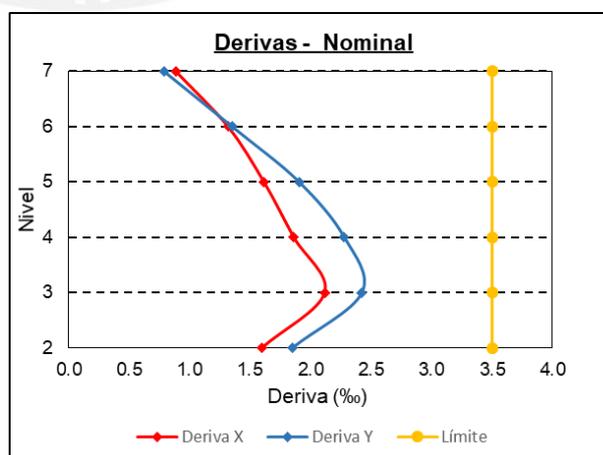


Figura 7.6: Derivas del A. Modal espectral preliminar

Irregularidades (según NTE E.030)

El hospital clasifica como categoría A y se encuentra en una zona 4. En consecuencia, de acuerdo con la Tabla 5.1, no se permiten irregularidades extremas. A continuación se verificarán las que apliquen.

- Irregularidad de rigidez

Se deben cumplir los siguientes ratios para n número de pisos:

$$\text{Ratio 1} = \frac{k_n}{k_{n+1}} > 0.70 \qquad \text{Ratio 2} = \frac{k_n}{\text{Prom}(k_{n+1}, k_{n+2}, k_{n+3})} > 0.80$$

En la Tabla 7.12 se verifica que los ratios más críticos no exceden el límite.

Tabla 7.12: Verificación de irregularidad de rigidez

| Nivel | Irregularidad de rigidez - Piso blando | | | | | |
|-------|--|-------------|-------------|--------------|-------------|-------------|
| | Análisis X-X | | | Análisis Y-Y | | |
| | K (ton/m) | Ratio 1 | Ratio 2 | K (ton/m) | Ratio 1 | Ratio 2 |
| 7 | 36045 | - | - | 34752 | - | - |
| 6 | 42376 | 1.18 | - | 45343 | 1.30 | - |
| 5 | 43156 | 1.02 | - | 51175 | 1.13 | - |
| 4 | 45389 | 1.05 | 1.12 | 55131 | 1.08 | 1.26 |
| 3 | 50868 | 1.12 | 1.17 | 58839 | 1.07 | 1.16 |
| 2 | 77554 | 1.52 | 1.67 | 91012 | 1.55 | 1.65 |

- Irregularidad torsional extrema

Se debe cumplir el siguiente ratio:

$$\text{Ratio} = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{prom}} < 1.50$$

En la Tabla 7.13 se verifica que los ratios más críticos satisfacen el requerimiento.

Tabla 7.13: Verificación de irregularidad torsional extrema

| Nivel | Irregularidad torsional extrema | | | | | |
|-------|---------------------------------|----------|-------------|----------------|----------|-------------|
| | Derivas en X-X | | | Derivas en Y-Y | | |
| | Max (‰) | Prom (‰) | Ratio | Max (‰) | Prom (‰) | Ratio |
| 7 | 0.79 | 0.76 | 1.04 | 0.89 | 0.71 | 1.25 |
| 6 | 1.35 | 1.31 | 1.03 | 1.32 | 1.12 | 1.18 |
| 5 | 1.91 | 1.87 | 1.02 | 1.62 | 1.46 | 1.11 |
| 4 | 2.28 | 2.25 | 1.01 | 1.86 | 1.75 | 1.06 |
| 3 | 2.43 | 2.40 | 1.01 | 2.12 | 1.99 | 1.06 |
| 2 | 1.85 | 1.83 | 1.01 | 1.60 | 1.51 | 1.05 |

7.3 DISEÑO DEFINITIVO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO

7.3.1 Modelos bilineales iniciales

Los parámetros inelásticos nominales de los dispositivos se determinarán de manera individual a partir de sus propiedades mostradas en la Tabla 7.14.

Tabla 7.14: Propiedades de los dispositivos

| Parámetros elásticos nominales | AS-1 | AS-2 | SL |
|---|------|------|------|
| Rigidez efectiva, K_{eff} (ton/m) | 65 | 80 | 31.8 |
| Amortiguamiento efectivo, β_{eff} (%) | 13 | 13 | - |
| Desplazamiento traslacional, D_M (cm) | 31.1 | 31.1 | 31.1 |
| Relación de rigideces, α (K_1/K_2) | 8 | 8 | - |
| Coefficiente de fricción, μ (%) | - | - | 8 |

Luego de realizar las iteraciones para el caso de los aisladores, se determinaron teóricamente las propiedades no lineales individuales para cada dispositivo (Ver Tabla 7.15 y Figura 7.7).

Tabla 7.15: Parámetros no lineales de los dispositivos

| Parámetros inelásticos nominales | AS-1 | AS-2 | SL |
|---|---------------|---------------|--------------|
| Cantidad | 28 | 8 | 4 |
| Rigidez inicial, K_1 (ton/m) | 409.56 | 504.07 | 39576 |
| Rigidez post-fluencia, K_2 (ton/m) | 51.20 | 63.01 | - |
| Relación de rigideces, K_2/K_1 | 0.125 | 0.125 | - |
| Fuerza de fluencia, F_y (ton) | 4.90 | 6.03 | 9.88 |
| Desplazamiento de fluencia, D_y (mm) | 11.97 | 11.97 | 0.53 |
| Resistencia característica, Q_d (ton) | 4.29 | 5.28 | 9.88 |

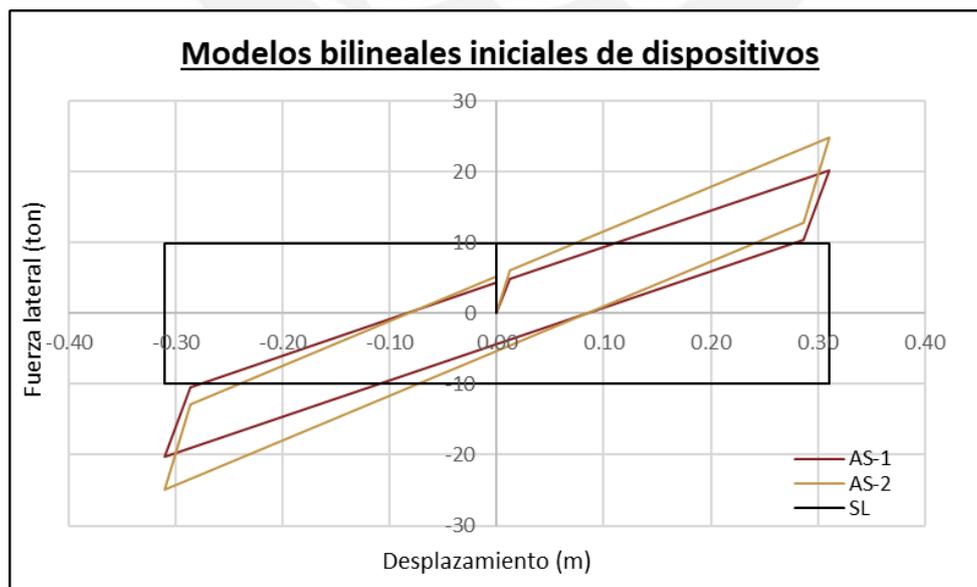


Figura 7.7: Modelos no lineales individuales de cada dispositivo

Con las constitutivas de cada dispositivo, y como suma de cada una de sus curvas individuales, se obtuvo la constitutiva global nominal del sistema (Ver Figura 7.8).

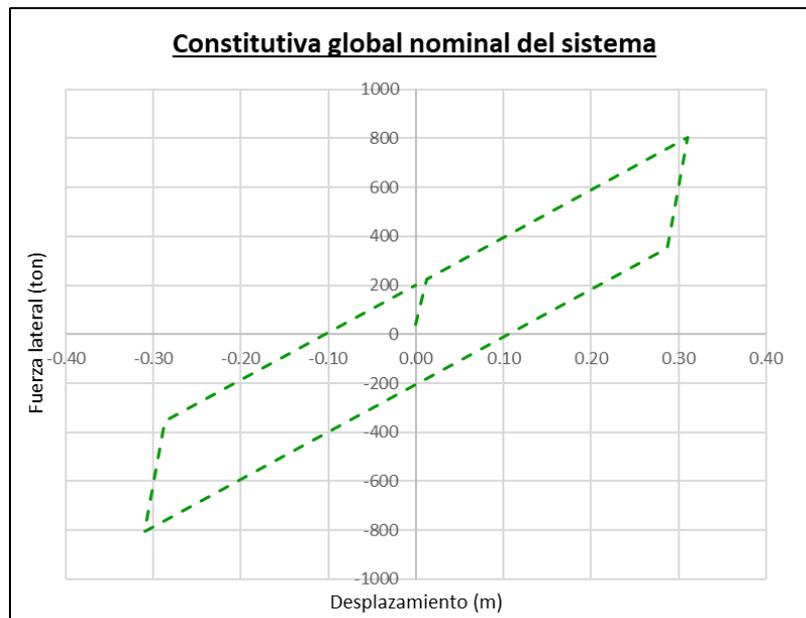


Figura 7.8: Constitutiva global nominal del sistema

De la construcción gráfica de la constitutiva nominal del sistema, se obtienen sus parámetros inelásticos y se comprueban los parámetros elásticos calculados en la Tabla 7.6.

Para el proyecto se supuso dispositivos provistos por fabricantes calificados. De acuerdo con la Tabla 5.2, los factores que se utilizaron se muestran en la Tabla 7.16.

Tabla 7.16: Factores de modificación de dispositivos

| Factores de modificación | Deslizadores sin lubricación | Aisladores de alto amortiguamiento | |
|----------------------------------|---------------------------------|---------------------------------------|-----|
| | μ o Q | K_2 | Q |
| Límite superior, λ_{max} | 1.6 | 2.0 | 1.7 |
| Límite inferior, λ_{min} | 0.8 | 0.8 | 0.8 |

Con estos factores de modificación, y de la mano con los parámetros nominales de la Figura 7.8, se calcularon los parámetros límite superior e inferior del sistema. En la Tabla 7.17 se resumen dichos parámetros y en Figura 7.9 muestran sus modelos bilineales correspondientes.

Tabla 7.17: Parámetros del sistema para propiedades nominales, límite inferior y límite superior

| Parámetros del sistema | Límite inferior | Nominal | Límite superior |
|---|-----------------|---------|-----------------|
| Rigidez inicial, K_1 (ton/m) | 15500 | 15500 | 15500 |
| Rigidez post-fluencia, K_2 (ton/m) | 1550 | 1938 | 3875 |
| Relación de rigideces, K_1/K_2 | 0.100 | 0.125 | 0.250 |
| Fuerza de fluencia, F_y (ton) | 179 | 231 | 455 |
| Desplazamiento de fluencia, D_y (mm) | 11.57 | 14.88 | 29.34 |
| Resistencia característica, Q_d (ton) | 161 | 202 | 341 |
| Rigidez efectiva, K_{eff} (ton/m) | 2067 | 2587 | 5030 |
| Desplazamiento traslacional, D_M (cm) | 31.22 | 31.10 | 29.54 |
| Periodo efectivo, T_M (s) | 4.24 | 3.79 | 2.72 |
| Energía disipada, E_M (ton.m) | 194 | 239 | 363 |
| Amortiguamiento efectivo, β_{eff} (%) | 14.87 | 15.20 | 15.97 |

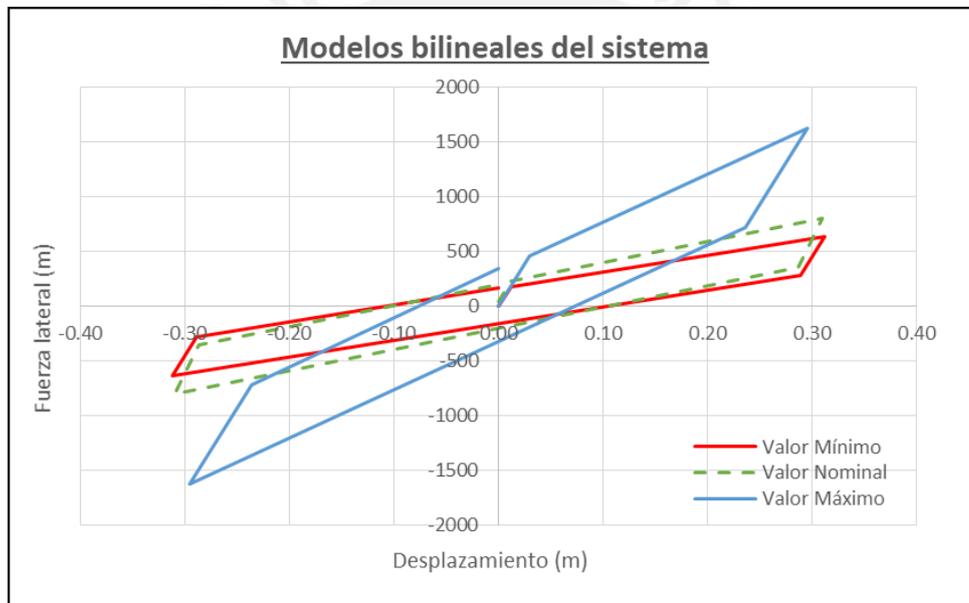


Figura 7.9: Modelos bilineales del sistema para propiedades nominales, límite inferior y superior

Se observa que se mantuvo la rigidez inicial K_1 constante para las propiedades nominales, límite superior e inferior; sin embargo, también se la ha podido considerar variable al mantener constante el coeficiente α asumido con las propiedades nominales. Por otro lado, como era de esperarse, debido a que los periodos efectivos calculados son mayores T_L , los desplazamientos para cada límite del rango son muy similares al obtenido con propiedades nominales.

Se realizó el proceso inverso para determinar las propiedades individuales para cada tipo de dispositivo en cada límite del rango; es decir, se determinaron a partir de las propiedades bilineales globales del sistema de la Tabla 7.17.

Tabla 7.18: Parámetros iniciales límite superior de dispositivos

| Parámetros límite superior | AS-1 | AS-2 | SL |
|---|---------------|---------------|--------------|
| Rigidez inicial, K_1 (ton/m) | 409.56 | 504.08 | 39576 |
| Rigidez post-fluencia, K_2 (ton/m) | 102.39 | 126.02 | - |
| Relación de rigideces, K_2/K_1 | 0.250 | 0.250 | - |
| Fuerza de fluencia, F_y (ton) | 9.72 | 11.96 | 15.81 |
| Desplazamiento de fluencia, D_y (mm) | 23.73 | 23.73 | 19.14 |
| Resistencia característica, Q_d (ton) | 7.29 | 8.97 | 15.81 |
| Rigidez efectiva, K_{eff} (ton/m) | 124.39 | 153.09 | 50.90 |

Tabla 7.19: Parámetros iniciales límite inferior de dispositivos

| Parámetros límite inferior | AS-1 | AS-2 | SL |
|---|---------------|---------------|--------------|
| Rigidez inicial, K_1 (ton/m) | 409.56 | 504.08 | 39576 |
| Rigidez post-fluencia, K_2 (ton/m) | 40.96 | 50.41 | - |
| Relación de rigideces, K_2/K_1 | 0.100 | 0.100 | - |
| Fuerza de fluencia, F_y (ton) | 3.81 | 4.69 | 7.90 |
| Desplazamiento de fluencia, D_y (mm) | 9.31 | 9.31 | 9.57 |
| Resistencia característica, Q_d (ton) | 3.43 | 4.22 | 7.90 |
| Rigidez efectiva, K_{eff} (ton/m) | 52.13 | 64.16 | 25.74 |

Finalmente, conociendo las propiedades nominales, límite superior e inferior de los dispositivos, según las Tablas 7.15, 7.18 y 7.19, se realizó el análisis tiempo-historia no lineal.

7.3.2 Análisis tiempo-historia no lineal

7.3.2.1 Registros sísmicos

Se emplearon 9 pares de registros sísmicos pertenecientes a terremotos y sismos más importantes de la región (Ver Anexo A). Por ejemplo, se utilizaron señales del terremoto de Chile ocurrido en Maule el año 2010, y sismos peruanos ocurridos en 1966, 1970 y 1974.

Cada par de registros fueron corregidos, filtrados y finalmente compatibles con el espectro de diseño de la norma E.031 para el emplazamiento del hospital en estudio. Se construyeron a partir de sus dos componentes reales horizontales, Este-Oeste (E-W) y Norte-Sur (N-S).

En la Figura 7.10 se muestra el registro de aceleración, velocidad y desplazamiento para las dos componentes horizontales de uno de los registros con las mayores aceleraciones, registrado en Talca durante el terremoto de Chile en el 2010.

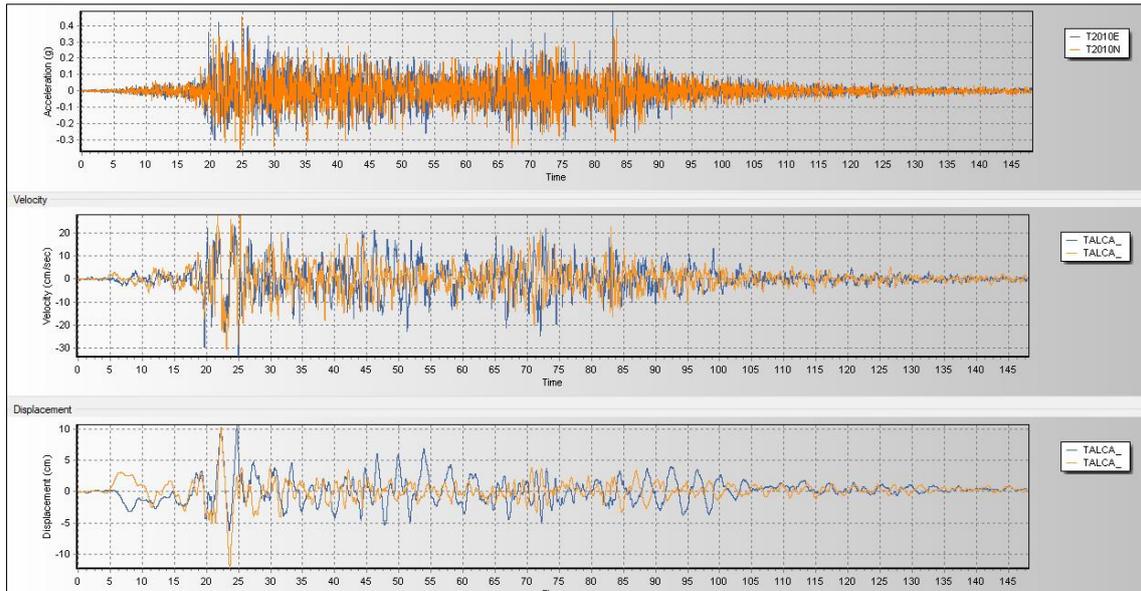


Figura 7.10: Componentes horizontales E-W y N-S del acelerograma de Talca, Chile – 2010 (Software SeismoMatch)

A modo de ejemplo, se muestra en las Figuras 7.11 y 7.12 la comparativa con los espectros originales y compatibilizados de pseudo-aceleraciones y desplazamientos respectivamente, para la componente E-W del registro de Talca.

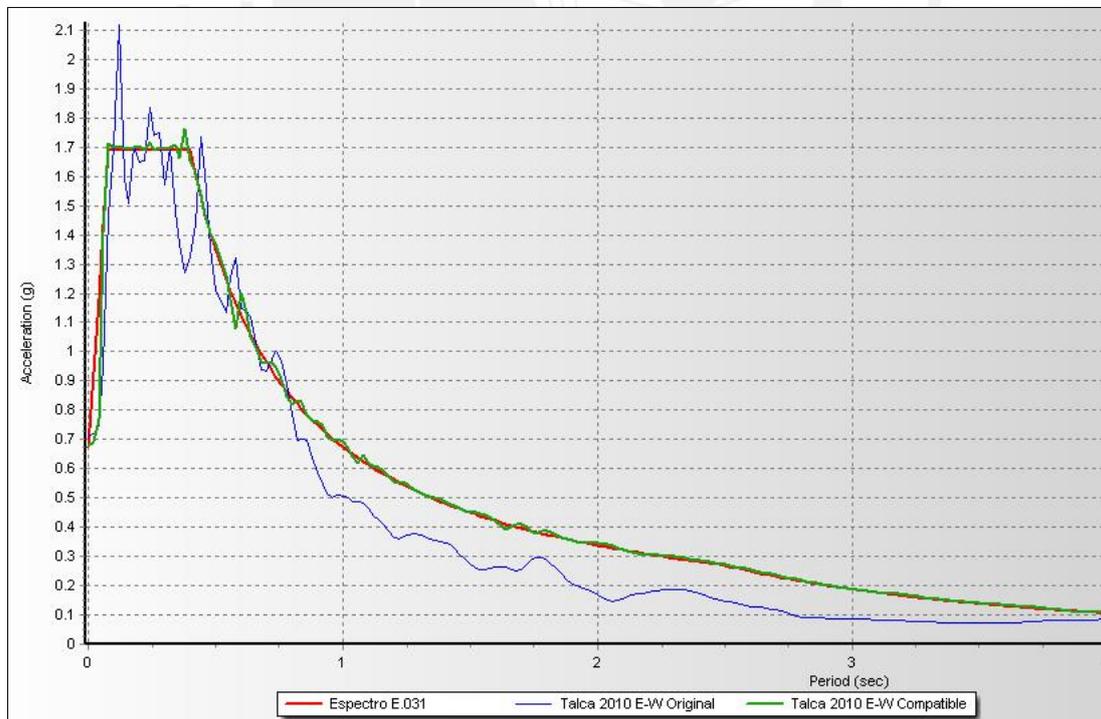


Figura 7.11: Espectro de pseudo-aceleraciones de acelerograma original y compatibilizado de Talca, Chile – 2010 (Software SeismoMatch)

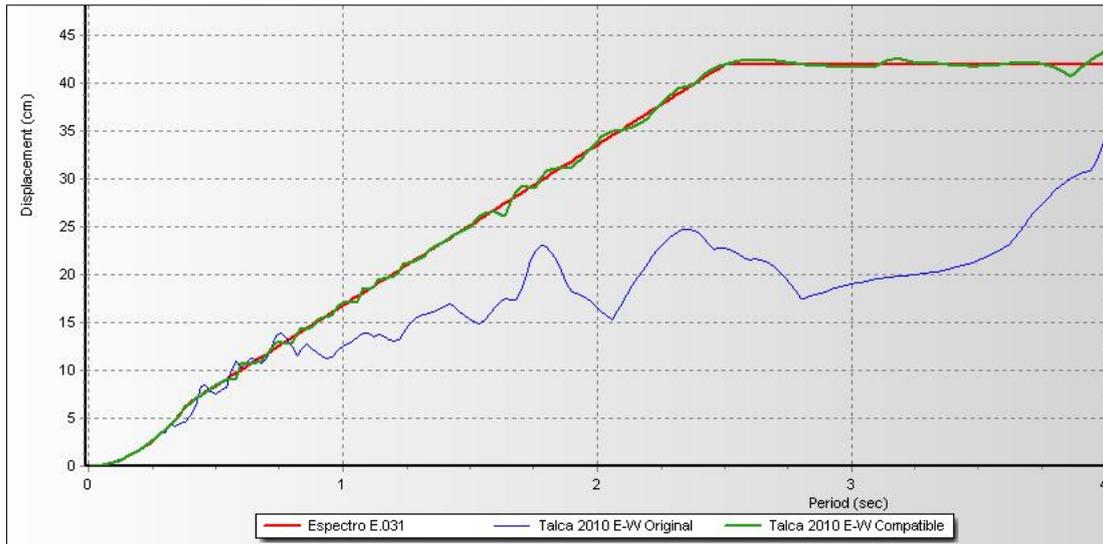


Figura 7.12: Espectro de desplazamientos del acelerograma original y compatibilizado de Talca, Chile – 2010 (Software SeismoMatch)

Luego de culminado el proceso de compatibilización, se determinó la componente predominante para cada par de registro. Por ejemplo, en la Figura 7.13 se muestra que, para el par de registros de Talca, y con el amortiguamiento asumido del 15%, los desplazamientos espectrales para el periodo del hospital aislado en las componentes E-W y N-S son 19.03cm y 20.38cm respectivamente. Así, el registro predominante para la señal de Talca es el N-S, al cual se le asignará un participación del 90% en la dirección de análisis, y al registro E-W, del 44% en la dirección perpendicular en simultáneo.

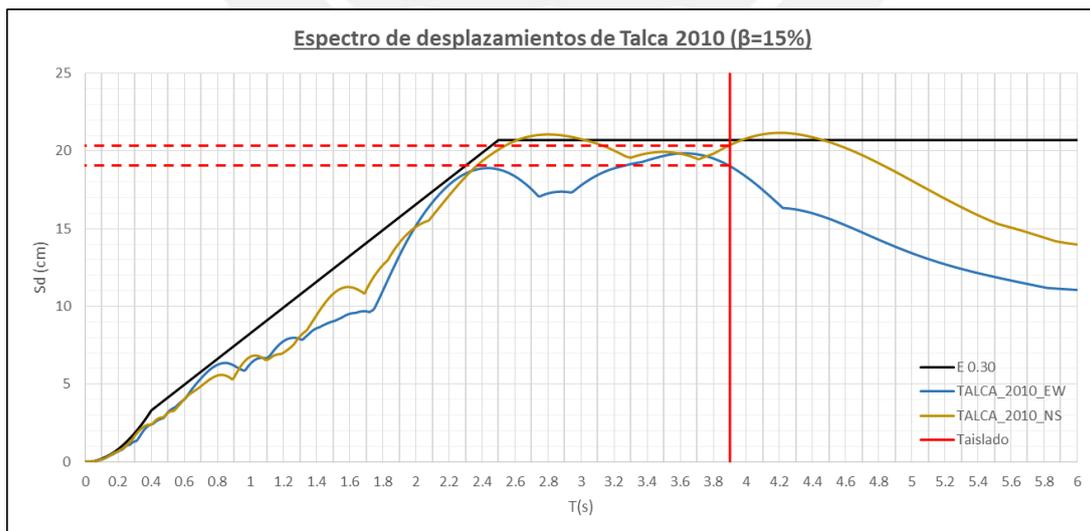


Figura 7.13: Registro predominante del acelerograma de Talca, Chile – 2010

En la Tabla 7.20 se resumen los desplazamientos espectrales para un amortiguamiento asumido del 15% para cada componente E-W y N-S, y se indican la componente predominante en cada registro. A partir de esta tabla se realizarán los casos de demanda sísmica, definiendo a la componente predominante como la de mayor participación en cada dirección de análisis para cada caso de carga sísmica horizontal.

Tabla 7.20: Desplazamientos espectrales ($\beta=15\%$) según componente E-W y N-S de cada registro

| Señal | E-W (cm) | N-S (cm) | Componente predominante |
|----------------|--------------|--------------|-------------------------|
| Lima 1966 | 15.19 | 21.87 | N-S |
| Lima 1970 | 18.73 | 15.75 | E-W |
| Lima 1974 | 17.99 | 20.72 | N-S |
| Tocopilla 2007 | 20.38 | 18.86 | E-W |
| Hualañé 2010 | 16.36 | 19.38 | N-S |
| Curico 2010 | 16.54 | 21.47 | N-S |
| Maipu 2010 | 18.16 | 18.61 | N-S |
| Talca 2010 | 21.90 | 21.82 | E-W |
| Chile PSG 2014 | 17.08 | 20.78 | N-S |

7.3.2.2 Criterios de verificación

Derivas

En la Tabla 7.21 y Figura 7.14 se muestran las derivas máximas promedio obtenidas con las propiedades límite superior. En ellas se verifica que las derivas máximas se encuentran por debajo del límite establecido en la norma E.031 de 5 ‰, siendo 3.91 ‰ y 4.32 ‰ los valores máximos ocurridos en el tercer nivel. Para mayor detalle ver el Anexo B.

Tabla 7.21: Derivas máximas de Análisis tiempo-historia límite superior

| Derivas máximas | | |
|-----------------|-------------|-------------|
| Nivel | X (‰) | Y (‰) |
| 7 | 1.78 | 2.28 |
| 6 | 2.79 | 3.18 |
| 5 | 3.46 | 3.69 |
| 4 | 3.82 | 4.00 |
| 3 | 3.91 | 4.32 |
| 2 | 2.92 | 3.11 |

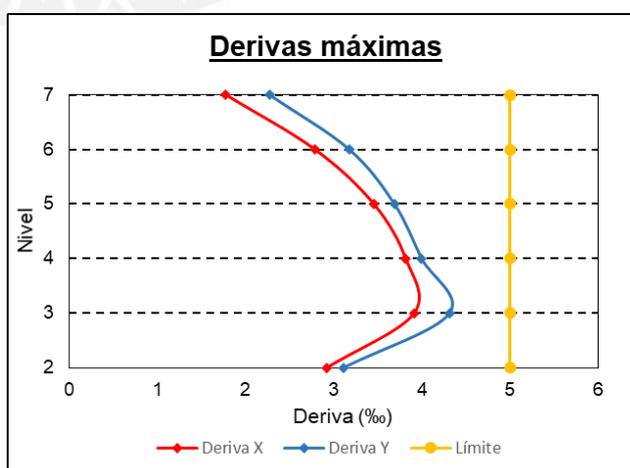


Figura 7.14: Derivas máximas del A. tiempo-historia

Aceleraciones

En la Tabla 7.22 y Figura 7.15 se muestran las aceleraciones máximas promedio obtenidas con las propiedades límite superior. Se observa que las aceleraciones de los niveles intermedios son menores al valor recomendado de 0.30g, a excepción del último nivel, en donde se obtiene una aceleración de 0.34g. Sin embargo, debido a que éste último nivel es azotea, no existirán equipamientos médicos que puedan verse afectados por la aceleración del sismo. Para mayor detalle ver el Anexo C.

Tabla 7.22: Aceleraciones máximas de Análisis tiempo-historia límite superior

| Aceleraciones máximas | | |
|-----------------------|---------|-------------|
| Nivel | X-X (g) | Y-Y (g) |
| 7 | 0.28 | 0.34 |
| 6 | 0.21 | 0.25 |
| 5 | 0.17 | 0.21 |
| 4 | 0.16 | 0.19 |
| 3 | 0.17 | 0.23 |
| 2 | 0.19 | 0.25 |
| 1 | 0.26 | 0.29 |

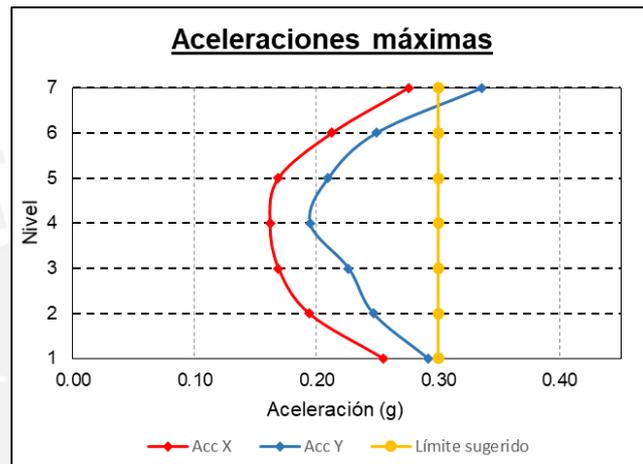


Figura 7.15: Aceleraciones máximas del A. tiempo-historia

Fuerza restitutiva

En la Figura 7.16 se observan las fuerzas restitutivas como porcentaje del peso del edificio que se determinaron para cada señal según la dirección de análisis, con propiedades límite inferior. Se verifica que el promedio sea como mínimo lo establecido en la norma E.031 de 2.5%, determinándose valores de 2.59% y 2.50% en X e Y respectivamente.

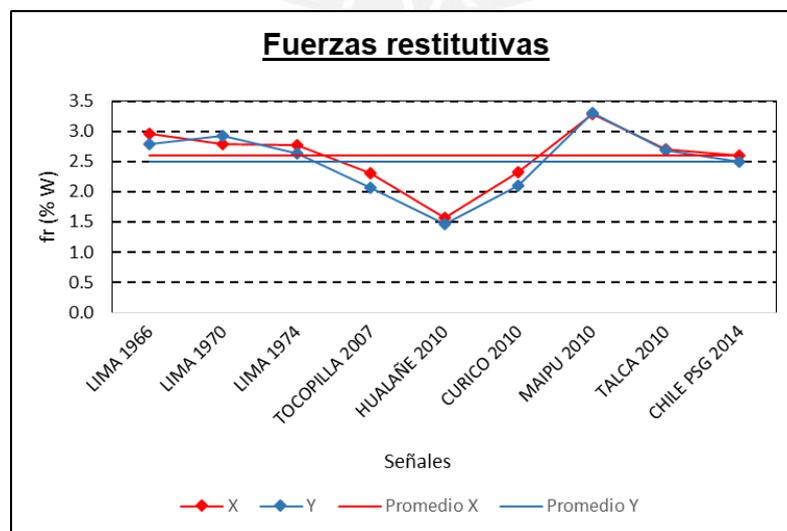


Figura 7.16: Fuerzas restitutivas del A. tiempo-historia límite inferior

Cargas máximas y mínimas en dispositivos

En la Tabla 7.23, y de la mano con la Figura 7.4, se muestra la ubicación y el tipo de dispositivo con la mayor y menor carga axial de todo el sistema de aislamiento, para cada dirección de análisis X e Y. El signo negativo indica compresión. Para mayor detalle ver los Anexos F y G.

Tabla 7.23: Dispositivos con la mayor y menor carga axial

| Ubicación | Tipo | Dirección X-X | | Dirección Y-Y (ton) | |
|-----------|------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| | | P _{min} (ton) | P _{max} (ton) | P _{min} (ton) | P _{max} (ton) |
| K30 | AS-2 | -62 | -481 | -17 | -542 |
| K9 | AS-1 | -492 | -1054 | -452 | -1103 |

De esta manera, de acuerdo a las combinaciones de carga (Ecuaciones 5.2 y 5.3), se verifican que los dispositivos no se someten a tracciones y que las cargas máximas no son excesivas para el mercado local.

7.3.2.3 Parámetros de diseño

Rigidez efectiva

En la Tabla 7.24 se muestra la rigidez efectiva promedio para cada dirección de análisis X e Y, y con las propiedades nominales, límite superior y límite inferior del sistema de aislamiento.

Tabla 7.24: Rigideces efectivas del sistema de aislamiento

| Dirección | Rigidez efectiva K_{eff} (ton/m) | | |
|-----------|------------------------------------|---------|-----------------|
| | Límite inferior | Nominal | Límite superior |
| X-X | 2293 | 2817 | 5311 |
| Y-Y | 2284 | 2757 | 5200 |

Amortiguamiento efectivo

En la Tabla 7.25 se muestra el amortiguamiento efectivo promedio para cada dirección de análisis X e Y, y con las propiedades nominales, límite superior y límite inferior del sistema de aislamiento.

Tabla 7.25: Amortiguamientos efectivos del sistema de aislamiento

| Dirección | Amortiguamiento efectivo β_{eff} (%) | | |
|-----------|--|---------|-----------------|
| | Límite inferior | Nominal | Límite superior |
| X-X | 18.7 | 19.3 | 20.6 |
| Y-Y | 19.1 | 19.9 | 21.8 |

Desplazamientos máximos del sistema de aislamiento

En la Figura 7.17 se muestra como ejemplo la historia de desplazamientos máximos X e Y para el análisis en la dirección Y-Y del registro de Hualañé 2010. Consecuentemente, se puede observar que los desplazamientos en Y son mayores a los desplazamientos en X. Asimismo, se determinó la historia del desplazamiento máximo como suma vectorial, obteniéndose un valor máximo de 27.22cm, ocurrido en el instante 23.88s.



Figura 7.17: Historia de desplazamientos en Y-Y para el registro de Hualañé 2010

De manera análoga se determinaron los desplazamientos para cada registro en cada dirección de análisis. En la Tabla 7.26 y Figura 7.18 se muestran los desplazamientos máximos promedio en X e Y con propiedades límite inferior, obteniéndose valores para el sistema de aislamiento de 25.6 cm y 28 cm respectivamente. Para mayor detalle ver el Anexo D.

Tabla 7.26: Desplazamientos máximos de A. tiempo-historia límite inferior

| Desplazamientos máximos | | |
|--------------------------------|-----------------|-----------------|
| Nivel | X-X (cm) | Y-Y (cm) |
| 7 | 29.2 | 31.1 |
| 6 | 28.9 | 30.7 |
| 5 | 28.4 | 30.3 |
| 4 | 27.7 | 29.8 |
| 3 | 26.9 | 29.2 |
| 2 | 26.2 | 28.5 |
| 1 | 25.6 | 28.0 |



Figura 7.18: Desplazamiento máximos del A. tiempo-historia

7.3.3 Desplazamiento máximo de diseño

7.3.3.1 Análisis estático definitivo límite inferior

En la Tabla 7.27 se calcula el desplazamiento traslacional para la rigidez efectiva, amortiguamiento efectivo y periodo traslacional del sistema de aislamiento con propiedades límite inferior.

Tabla 7.27: Desplazamientos traslacionales en X e Y para el sistema de aislamiento con propiedades límite inferior

| Desplazamiento traslacional | | |
|---|-------------|-------------|
| Parámetros límite inferior | X-X | Y-Y |
| Rigidez efectiva, K_{eff} (ton/m) | 2293 | 2284 |
| Amortiguamiento efectivo, β_{eff} (%) | 18.72 | 19.05 |
| Periodo efectivo, T_M (s) | 4.35 | 4.32 |
| Periodo rotacional, T_θ (s) | 4.07 | 4.07 |
| Factor de amortiguamiento efectivo, B_M | 1.462 | 1.472 |
| Ordenada de espectro elástico, S_{aM} (g) | 0.089 | 0.090 |
| Desplazamiento traslacional, D_M (cm) | 28.7 | 28.5 |

Se muestra en la Figura 7.19 el esquema de los parámetros necesarios para el cálculo del desplazamiento total más crítico, correspondiente para el aislador más alejado.

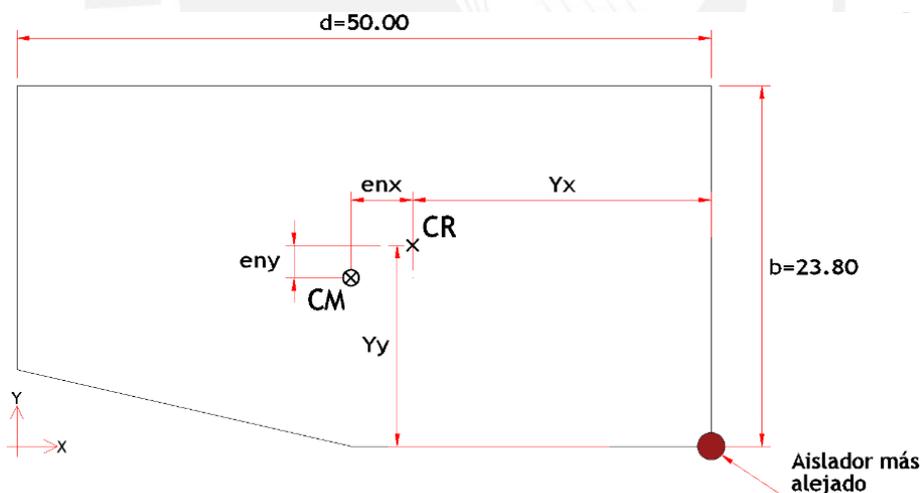


Figura 7.19: Esquema de ubicación del CM, CR y del aislador más alejado para propiedades límite inferior

Complementando la Figura 7.19, se muestra en la Tabla 7.28 la ubicación del centro de masa y centro de rigidez del sistema de aislamiento, y la ubicación del aislador más alejado respecto al origen del eje coordenado X-Y.

Tabla 7.28: Ubicación del sistema de aislamiento y aislador más alejado

| Ubicación | Centro de masa (CM) | | Centro de rigidez (CR) | |
|------------------------|---------------------|---------|------------------------|---------|
| | X-X (m) | Y-Y (m) | X-X (m) | Y-Y (m) |
| Sistema de aislamiento | 25.67 | 12.25 | 25.91 | 12.55 |
| Aislador más alejado | 50.00 | 0.00 | - | - |

Con estos valores, en la Tabla 7.29 se determinó el desplazamiento total del sistema de aislamiento, verificando a su vez que estos cumplan con el requerimiento de desplazamiento total mínimo indicado en 5.4.1.3.

Tabla 7.29: Desplazamientos totales en X e Y para el sistema de aislamiento con propiedades límite inferior

| Desplazamiento total | | |
|---|-------------|-------------|
| Parámetros límite inferior | X-X | Y-Y |
| Excentricidad natural, e_n (m) | 0.30 | 0.23 |
| Dimensión perpendicular 5%, b ó d (m) | 1.19 | 2.50 |
| Excentricidad accidental, e (m) | 1.49 | 2.73 |
| Distancia al aislador más alejado, y (m) | 12.55 | 24.09 |
| Razón T_M/T_θ , P_T | 1.069 | 1.061 |
| Desplazamiento total calculado, D_{TM} (cm) | 30.5 | 35.5 |
| Requerimiento mínimo, $1.15D_M$ (cm) | 33.0 | 32.8 |
| Desplazamiento total, D_{TM} (cm) | 33.0 | 35.5 |

7.3.3.2 Determinación del desplazamiento máximo de diseño

Se muestra en la Tabla 7.30 el valor obtenido para cada dirección de análisis. Se observa que el desplazamiento máximo de diseño en ambas direcciones se rigió por el desplazamiento total mínimo.

Tabla 7.30: Determinación del desplazamiento máximo de diseño en X e Y

| Desplazamiento máximo de diseño | | |
|---|-------------|-------------|
| Parámetros límite inferior | X-X | Y-Y |
| Desplazamiento total mínimo, $80\%D_{TM}$ (cm) | 26.4 | 28.4 |
| Desplazamiento dinámico, $D_{TM T-H}$ (cm) | 25.6 | 28.0 |
| Desplazamiento máximo de diseño, D_{max} (cm) | 26.4 | 28.4 |

7.3.4 Propiedades técnicas finales para el proveedor

Se han considerado los parámetros en la dirección de análisis Y-Y por ser la más crítica.

7.3.4.1 Parámetros definitivos de diseño

Los parámetros definitivos de diseño quedan definidos en la Tabla 7.31 de acuerdo a los parámetros elásticos nominales y al desplazamiento máximo de diseño del sistema.

Tabla 7.31: Parámetros definitivos de diseño

| Parámetros | Valor |
|---|-------|
| Rigidez efectiva nominal, K_{eff} (ton/m) | 2757 |
| Amortiguamiento efectivo nominal, β_{eff} (%) | 19.90 |
| Desplazamiento máximo de diseño, D_{max} (cm) | 28.41 |

7.3.4.2 Rangos de diseño

En el presente documento se determinaron las derivas y aceleraciones más críticas; es decir, las obtenidas con propiedades límite superior; sin embargo, las obtenidas con propiedades límite inferior se pueden observar en el Anexo E. En la Tabla 7.32 se resumen estos valores.

Tabla 7.32: Parámetros para el rango de diseño del edificio aislado

| Parámetros | Límite inferior | Límite superior |
|---|-----------------|-----------------|
| Rigidez efectiva, K_{eff} (ton/m) | 2284 | 5200 |
| Amortiguamiento efectivo, β_{eff} (%) | 19.1 | 21.8 |
| Derivas máximas, (%) | 1.89 | 4.32 |
| Aceleraciones máximas, (g) | 0.21 | 0.34 |

En la Figura 7.20 se muestran de manera gráfica los rangos calculados.

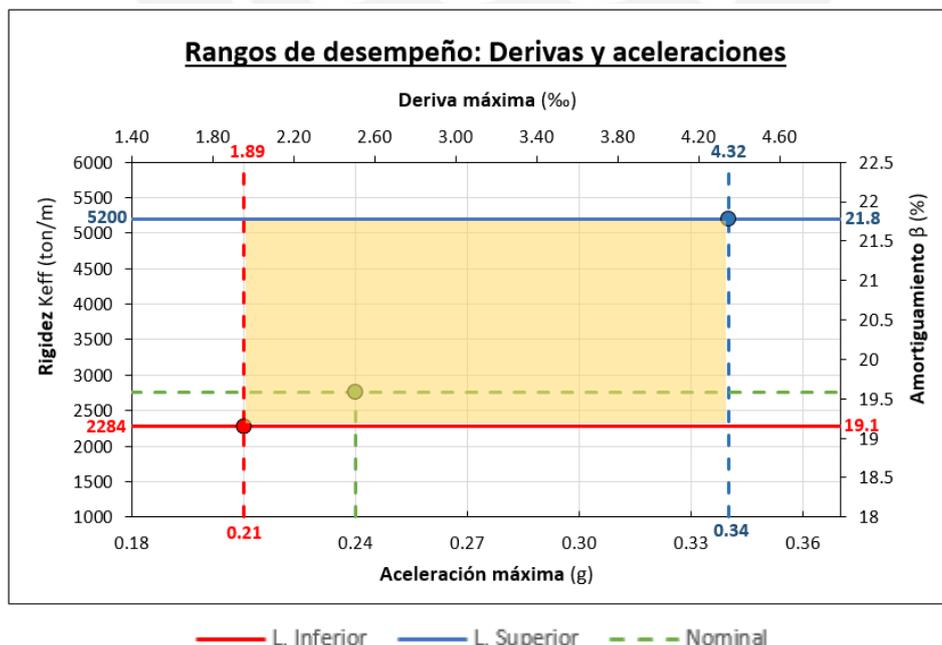


Figura 7.20: Rangos de diseño basado en desempeño.

7.4 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Se optó por utilizar la dirección Y para el diseño del edificio debido a que en esta dirección se obtuvieron los valores más críticos.

7.4.1 Análisis estático definitivo límite superior

7.4.1.1 Fuerza lateral en la subestructura y sistema de aislamiento

En la Tabla 7.33 se calcula la fuerza lateral en la subestructura y sistema de aislamiento para la rigidez efectiva, amortiguamiento efectivo y periodo traslacional con propiedades superior.

Tabla 7.33: Determinación de la fuerza lateral de subestructura y sistema de aislamiento

| Fuerza lateral de subestructura y sistema de aislamiento | |
|--|--------------|
| Parámetros límite superior | Valor |
| Rigidez efectiva, K_{eff} (ton/m) | 5200 |
| Amortiguamiento efectivo, β_{eff} (%) | 21.80 |
| Periodo efectivo, T_M (s) | 2.91 |
| Factor de amortiguamiento efectivo, B_M | 1.536 |
| Ordenada de espectro elástico, S_{aM} (g) | 0.199 |
| Desplazamiento traslacional, D_M (cm) | 27.30 |
| Fuerza lateral subestructura y sistema de aislamiento, V_b (ton) | 1420 |

7.4.1.2 Fuerza lateral en la superestructura

En la Tabla 7.34 se calcula la fuerza lateral en la superestructura para la rigidez efectiva, amortiguamiento efectivo y periodo traslacional con propiedades superior.

Tabla 7.34: Determinación de la fuerza lateral de superestructura

| Fuerza lateral de superestructura | |
|--|--------------|
| Parámetros límite superior | Valor |
| Peso sísmico, P (ton) | 9223 |
| Peso sísmico efectivo, P_s (ton) | 7661 |
| Fuerza cortante subestructura e interfaz de aislamiento, V_b (ton) | 1420 |
| Fuerza cortante no reducida de superestructura, V_{st} (ton) | 1304 |
| Coficiente de reducción sísmica, R_0 | 8 |
| Coficiente de reducción sísmica, R_a | 2 |
| Fuerza lateral de superestructura, V_s (ton) | 652 |
| Fuerza lateral como porcentaje de peso, $\% P$ | 7.1 |

Además, en la Tabla 7.35 se determinan los valores límites de la fuerza lateral para la superestructura.

Tabla 7.35: Determinación de límite para la fuerza lateral de superestructura

| Límites de la fuerza lateral de superestructura | |
|--|------------|
| Parámetros | Valor |
| Peso sísmico efectivo, P_s (ton) | 7661 |
| Periodo efectivo, T_M (s) | 2.91 |
| Coefficiente de amplificación sísmica, C | 0.295 |
| Relación C/R_0 | 0.037 |
| Relación mínima C/R_0 | 0.11 |
| Fuerza lateral límite de base fija E.030, $V_{s \text{ lim } 1}$ (ton) | 569 |
| Fuerza de activación, $V_{s \text{ lim } 2}$ (ton) | 295 |

Finalmente, se determinó que la fuerza sísmica lateral mínima para el diseño de la superestructura es la obtenida a partir del análisis estático con propiedades límite superior, con un valor de 652 ton.

7.4.2 Análisis modal espectral definitivo límite superior

En la Figura 7.21 se muestran los espectros de diseño sin reducir, tanto para la subestructura e interfaz de aislamiento ($R=1$), como para la superestructura ($R=2$).

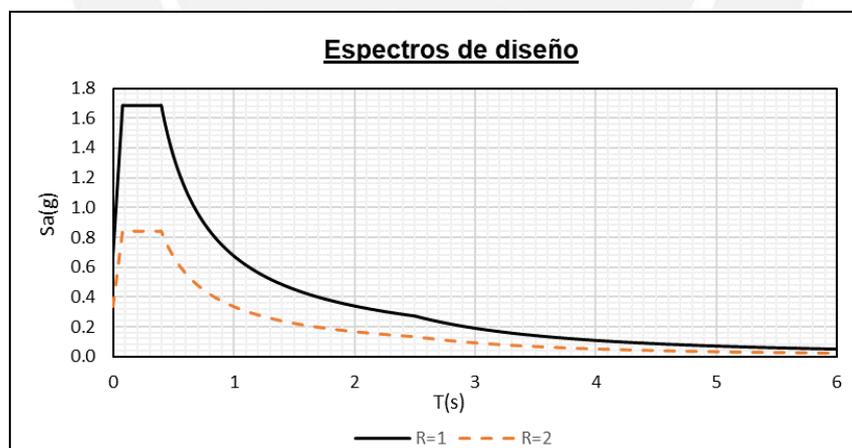


Figura 7.21: Espectros de diseño para la subestructura, interfaz de aislamiento y superestructura

Por practicidad, para el diseño de la superestructura se utilizó el espectro de la subestructura e interfaz de aislamiento ya definido, multiplicado por un factor de 0.5, lo que es equivalente a haber utilizado un espectro con un coeficiente de reducción $R=2$.

7.4.2.1 Definición de propiedades elásticas

Se reflejarán las propiedades elásticas definitivas de 21.80% y 5200 ton/m, correspondientes al porcentaje de amortiguamiento y rigidez efectiva del sistema de aislamiento respectivamente.

Al igual que en el análisis modal espectral preliminar, se optó por reflejar el amortiguamiento efectivo como amortiguamiento modal en los tres primeros modos, explicado en 4.2.1.3. Por otro lado, en la Tabla 7.36 se redefinieron la rigideces efectivas de los dispositivos.

Tabla 7.36: Redefinición de rigideces efectivas límite superior de dispositivos

| Parámetro | AS-1 | AS-2 | SL | Sistema |
|---|--------------|--------------|-------------|---------|
| Cantidad | 28 | 8 | 4 | 40 |
| Rigidez efectiva inicial, K_{eff} (ton/m) | 124.4 | 153.1 | 50.9 | 4912 |
| Factor de escalamiento de rigidez, f_k | 1.059 | 1.059 | 1.059 | 1.059 |
| Rigidez efectiva final, K_{eff} (ton/m) | 131.7 | 162.1 | 53.9 | 5200 |

7.4.2.2 Momentos P-Delta

Se definieron manualmente para cada terminación superior de los dispositivos, teniendo en consideración la repartición de momentos según el tipo de aislador, sea elastomérico o deslizador, tal y como se mostró en la Figura 4.11. En el Anexo G se muestran los momentos P-Delta para cada dispositivo según su ubicación y en la Figura 7.22 su asignación en el modelo computacional.

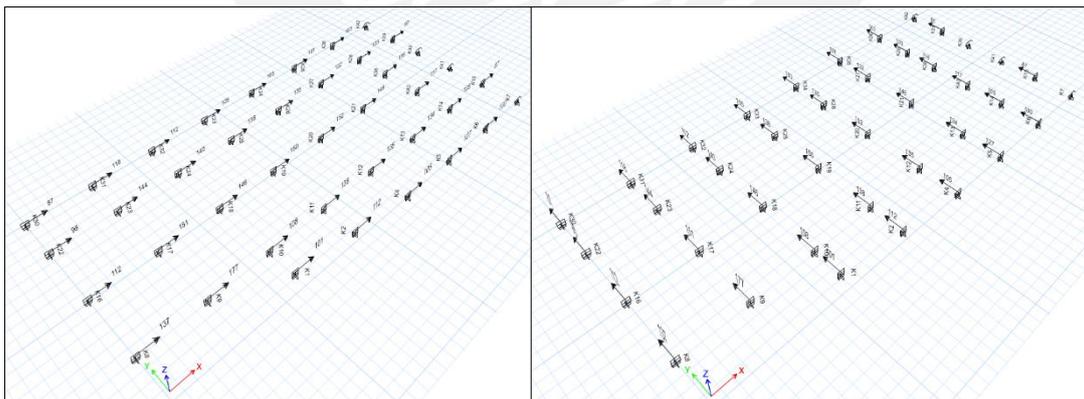


Figura 7.22: Momentos P-Delta en dirección X-X (izquierda) y en dirección Y-Y (derecha)

Es preciso señalar que, los momentos P-Delta actuantes son ortogonales a cada dirección de análisis; por ejemplo, para la dirección de análisis Y-Y, actuará el momento P-Delta en dirección X-X. Para mayor detalle ver el Anexo G.

7.4.2.3 Fuerzas de diseño y factor de escalamiento

En las Tablas 7.37 y 7.38 se muestran los valores obtenidos para la subestructura, sistema de aislamiento y superestructura. Para este último, por lo explicado en 7.4.2, tener en cuenta que su factor de escalamiento es respecto a un coeficiente de 0.5, y no respecto a 1.

Tabla 7.37: Fuerza de diseño y factor de escalamiento para la subestructura y sistema de aislamiento

| Parámetros para subestructura y sistema de aislamiento | Dirección | |
|--|-------------|-------------|
| | X-X (ton) | Y-Y (ton) |
| Fuerza lateral mínima, $90\%V_b$ (ton) | 1277 | 1277 |
| Fuerza lateral dinámica, $V_{b\ ESP}$ (ton) | 1195 | 1177 |
| Factor de escalamiento | 1.07 | 1.08 |

Tabla 7.38: Fuerza de diseño y factor de escalamiento para la superestructura

| Parámetros para superestructura | Dirección | |
|---|-------------|-------------|
| | X-X (ton) | Y-Y (ton) |
| Fuerza lateral mínima, V_s (ton) | 652 | 652 |
| Fuerza lateral dinámica, $V_{s\ ESP}$ (ton) | 520 | 505 |
| Factor de escalamiento | 0.63 | 0.65 |

Se observa que la fuerza sísmica para la subestructura y sistema de aislamiento se amplificará en el orden de 8%, mientras que para la superestructura, en 28%

7.4.3 Diseño de elementos estructurales

7.4.3.1 Diseño de losas macizas

Se diseñaron por flexión y fuerza cortante, y se verificaron por fisuración y deflexiones permisibles. En la Figura 7.23 se muestra el paño de longitud 7.20 m y de espesor 20 cm que se diseñará como ejemplo, ubicado en la intersección de los ejes "D-E" y "3-4".

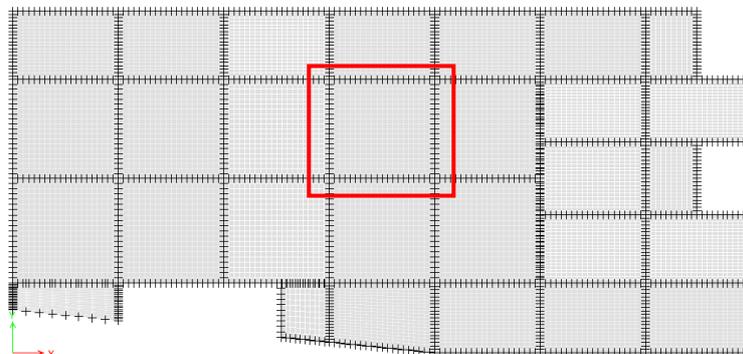


Figura 7.23: Paño de losa maciza

Diseño por Flexión

Las Figura 7.24 muestran los diagramas de momento flectores en el paño, obtenido con las cargas de gravedad amplificadas.

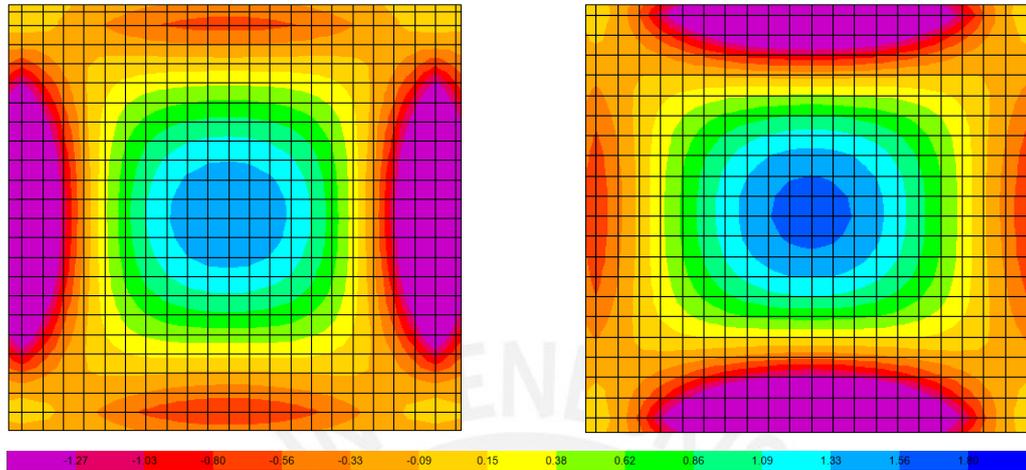


Figura 7.24: Diagramas de momentos flectores en la dirección XX (izquierda) y en la dirección YY (derecha)

En la Tabla 7.39 y 7.40 se resumen los momentos flectores últimos para ambas direcciones, y el refuerzo instalado de $\phi 3/8''$ y $\phi 8\text{mm}$ en la parte inferior y superior de la losa respectivamente.

Tabla 7.39: Resumen de diseño por flexión en XX del paño de losa maciza

| Demanda Mu-XX | Valor (ton.m) | As requerido (cm ²) | Refuerzo instalado | | | Resistencia ϕ Mn (ton.m) |
|-----------------|---------------|---------------------------------|-----------------------------|------------------------|-----------------------|-------------------------------|
| | | | Refuerzo corrido (ϕ) | Bastones (ϕ) | As (cm ²) | |
| Negativo (Izq) | 3.10 | 4.95 | $\phi 8\text{mm}@.25$ | $2\phi 8\text{mm}@.25$ | 6.00 | 3.74 |
| Positivo (Cent) | 1.55 | 2.44 | $\phi 3/8''@.25$ | - | 2.84 | 1.8 |
| Negativo (Izq) | 3.08 | 4.92 | $\phi 8\text{mm}@.25$ | $2\phi 8\text{mm}@.25$ | 6.00 | 3.74 |

Tabla 7.40: Resumen de diseño por flexión en YY del paño de losa maciza

| Demanda Mu-YY | Valor (ton.m) | As requerido (cm ²) | Refuerzo instalado | | | Resistencia ϕ Mn (ton.m) |
|-----------------|---------------|---------------------------------|-----------------------------|------------------------|-----------------------|-------------------------------|
| | | | Refuerzo corrido (ϕ) | Bastones (ϕ) | As (cm ²) | |
| Negativo (Sup) | 2.85 | 4.54 | $\phi 8\text{mm}@.25$ | $2\phi 8\text{mm}@.25$ | 6.00 | 3.74 |
| Positivo (Cent) | 1.67 | 2.84 | $\phi 3/8''@.25$ | - | 2.84 | 1.8 |
| Negativo (Inf) | 3.34 | 5.35 | $\phi 8\text{mm}@.25$ | $2\phi 8\text{mm}@.25$ | 6.00 | 3.74 |

Por otro lado, la cuantía mínima de 0.0018 establecida por la norma E.060, que equivale a $3.60 \text{ cm}^2/\text{ml}$ como suma de refuerzos en ambas caras de la losa, también se cumple. Por tanto, el diseño por flexión del paño de losa es satisfactorio.

Diseño por Cortante

Las Figura 7.25 muestran los diagramas de fuerza cortante en el paño, obtenido con las cargas de gravedad amplificadas.

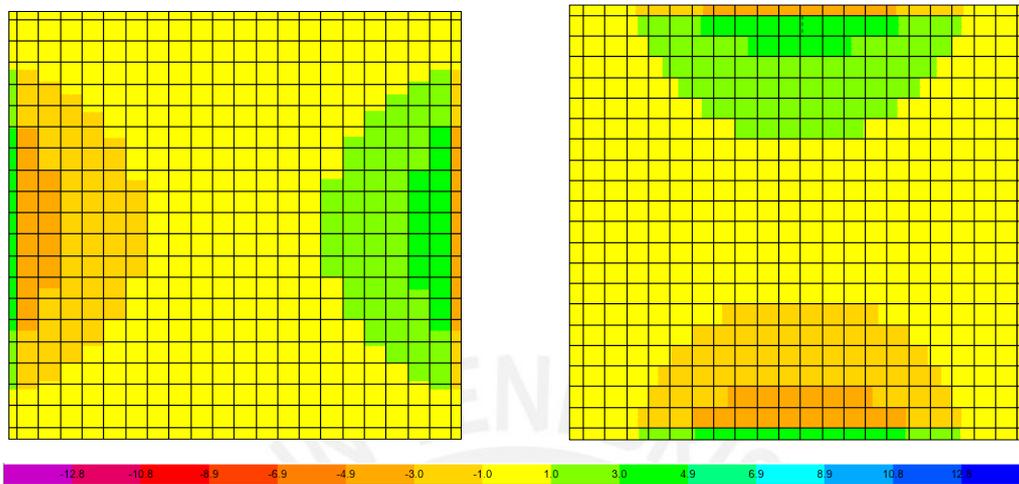


Figura 7.25: Diagramas de fuerzas cortantes en la dirección XX (izquierda) y en la dirección YY (derecha)

La cortante última máxima en XX e YY son 4.12 ton y 4.21 ton respectivamente. La resistencia al cortante de la losa, que solo es tomada por el concreto $\phi V_c = 12.82$ ton, por lo que el diseño por cortante queda verificado.

Control de deflexiones

Considerando un factor $\lambda\Delta = 1.91$, correspondiente a una cuantía en compresión de 0.1%, se verifica en la Tabla 7.41 que la deflexión máxima diferida es menor a la admisible. Para este cálculo se verificó previamente que el momento en servicio de 1.1 ton.m sea menor al momento de agrietamiento 2.2 ton.m para considerar la deflexión directamente del modelo, que utiliza la inercia bruta de la sección.

Tabla 7.41: Resumen de deflexiones instantáneas y diferidas de losa maciza

| Concepto | Deflexión instantánea (cm) | Deflexión diferida, 5 años a más $\xi=2$ (cm) | Deflexión total (cm) | Deflexión admisible (cm) |
|----------------------------------|----------------------------|---|------------------------|--------------------------|
| 100% Carga muerta, Δ_{CM} | 0.15 | 0.29 | 0.44 | - |
| 100% Carga viva, Δ_{CV} | 0.12 | - | 0.12 | - |
| 25% Carga viva, Δ_{CV} | 0.03 | 0.06 | 0.06 | - |
| | | | $\Sigma =$ 0.62 | 1.50 |

7.4.3.2 Diseño de vigas de la superestructura

Se diseñaron por flexión y fuerza cortante teniendo en cuenta consideraciones para estructuras aporricadas. A continuación se muestra, como ejemplo, el diseño de un tramo de la viga ubicado en el eje "E", entre los ejes "2" y "3" del sistema de aislamiento. Las dimensiones de esta viga son de 30cm x 60cm en todo el tramo de 7.20 m de longitud.

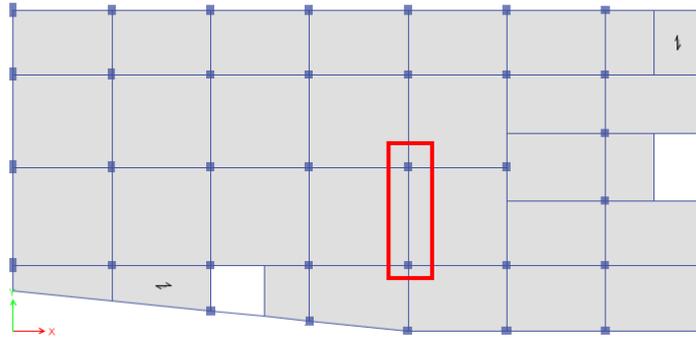


Figura 7.26: Tramo de viga típica de superestructura

Diseño por Flexión

En la Figura 7.27 se muestra el diagrama de momentos flectores de la envolvente de todas las combinaciones de diseño correspondientes a la subestructura y sistema de aislamiento. El momento máximo M_u ocurre en el extremo izquierdo, con un valor de -44.96 ton.m y +10.1 ton.m, en el extremo derecho con -43.6 ton.m y +11.7 ton.m, y en la zona central con +17 ton.m.

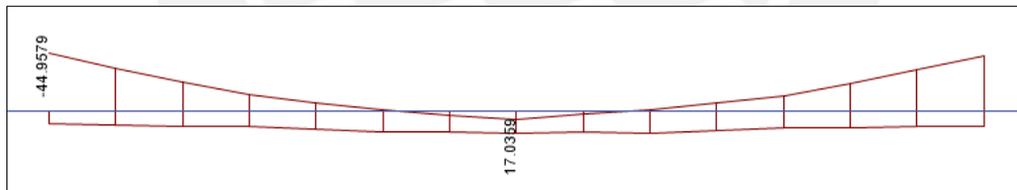


Figura 7.27: Diagrama de momento flector del tramo de viga típica

En la Tabla 7.42 se resumen los cálculos para el diseño por flexión, usando refuerzos de $\phi 1''$ y $\phi 3/4''$ en la parte superior la viga, mientras que solo $\phi 1''$ en la parte inferior. Asimismo, se cumple el requerimiento de refuerzo mínimo de 4.27cm^2 .

Tabla 7.42: Resumen de diseño por flexión de viga típica

| Demanda M_u | Valor (ton.m) | As requerido (cm ²) | Refuerzo instalado | | | Resistencia ϕM_n (ton.m) |
|-----------------|---------------|---------------------------------|-----------------------------|-------------------------------|-----------------------|--------------------------------|
| | | | Refuerzo corrido (ϕ) | Bastones (ϕ) | As (cm ²) | |
| Negativo (Izq) | 45.0 | 27.80 | 2 $\phi 1''$ | 3 $\phi 1''$ + 2 $\phi 3/4''$ | 31.18 | 49.30 |
| Positivo (Cent) | 17.0 | 8.74 | 2 $\phi 1''$ | - | 10.20 | 19.66 |
| Negativo (Der) | 43.6 | 26.74 | 2 $\phi 1''$ | 3 $\phi 1''$ + 1 $\phi 3/4''$ | 28.34 | 45.70 |

Diseño por Cortante

La Figura 7.28 muestra el diagrama de fuerza cortante para la envolvente de todas las combinaciones de diseño correspondientes. La fuerza cortante máxima V_u ocurre en el extremo derecho, y tiene un valor de 24.6 ton.

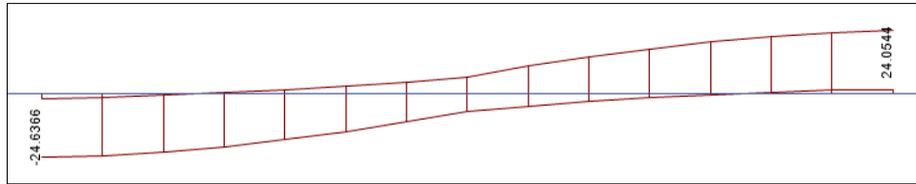


Figura 7.28: Diagrama de fuerza cortante del tramo de viga típica

La resistencia al cortante que proporciona el concreto $\phi V_c = 11.53$ ton, por lo que se necesitará reforzar con estribos teniendo en cuenta los requerimientos normativos de E.060. Los requerimientos mínimos son:

- ✓ Estribos de mínimo $\phi 3/8$ " para barras longitudinales de hasta 1"
- ✓ Espaciamiento en zona de confinamiento $\leq d/4 = 12.75$ cm
- ✓ Espaciamiento fuera de zona de confinamiento $\leq d/2 = 25.5$ cm

También será necesario verificar la resistencia para el cortante máximo probable V_u , que considera 1.25 veces los momentos nominales probables de los refuerzos longitudinales más 1.25 veces el cortante isostático proveniente de cargas isostáticas muertas y vivas amplificadas. En ese sentido, en la Tabla 7.43 se verifica la distribución de estribos instalada para la zona de confinamiento y zona central.

Tabla 7.43: Resumen de diseño por cortante de viga típica

| Parámetros | s (cm) | ϕV_n (ton) |
|-----------------------|--------|------------------|
| Zona de confinamiento | 0.125 | 58.5 |
| Resto | 0.25 | 30.3 |

Así, la distribución desde cada extremo es $1\phi 1/2$ " : $1@.05$, $10@.125$, rto. $@.25$

Finalmente, la Figura 7.29 muestra el refuerzo longitudinal y transversal instalado.

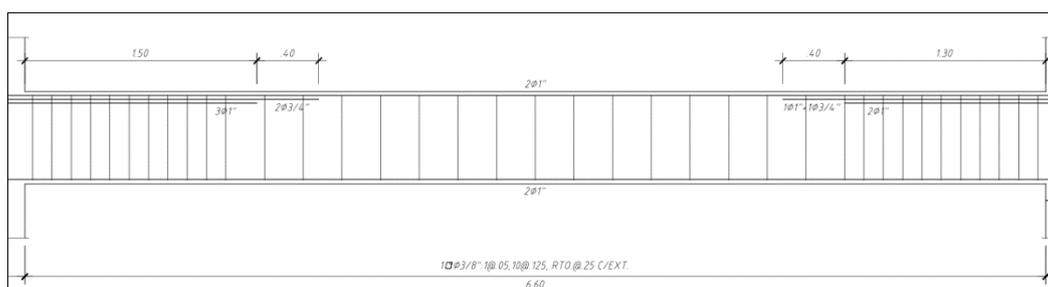


Figura 7.29: Dibujo de refuerzos corridos y bastones de viga típica

7.4.3.3 Diseño de columnas

Las columnas se diseñaron para solicitaciones de flexocompresión y fuerza cortante teniendo en cuenta consideraciones para estructuras aporticadas. Se muestran los cálculos realizados para el diseño de la columna central de sección 60 cm x 60 cm y una altura libre $h_n = 3.70\text{m}$ en el primer piso, ubicada en el cruce de los ejes "D" y "3" (Ver Figura 7.30).

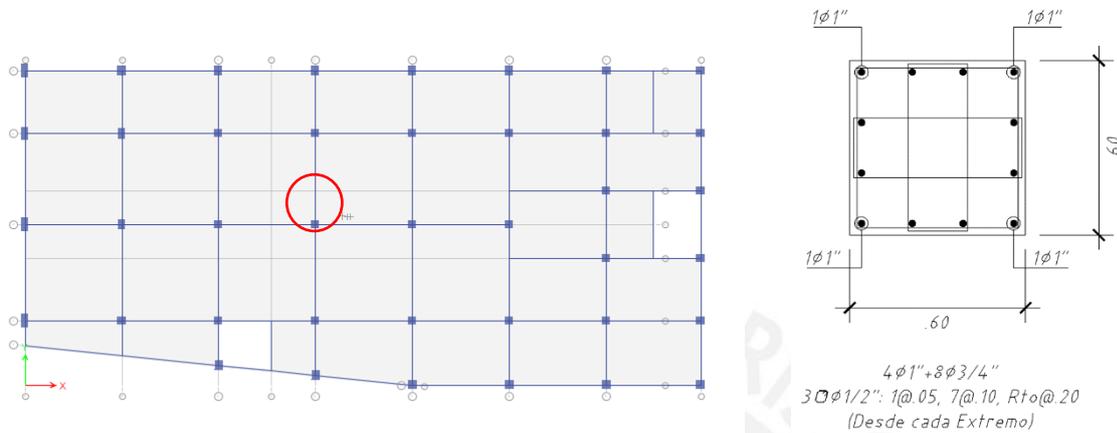


Figura 7.30: Columna central típica en planta de primer nivel (izquierda) y su refuerzo (derecha)

En la Tabla 7.44 se muestran las cargas de diseño resultantes del análisis estructural, proveniente de cargas de gravedad y sísmico, y en la Tabla 7.45 se muestran las combinaciones resultantes.

Tabla 7.44: Cargas de diseño de columna típica

| Cargas | P (ton) | V2 (ton) | V3 (ton) | M2 (ton.m) | M3 (ton.m) |
|---------|---------|----------|----------|------------|------------|
| Muerta | -234.5 | -0.11 | 0.22 | 0.18 | -0.32 |
| Viva | -98.8 | -0.06 | 0.22 | 0.35 | -0.15 |
| Sismo X | 0.88 | 16.76 | 3.89 | 9.80 | 42.77 |
| Sismo Y | 2.67 | 5.20 | 13.36 | 33.68 | 13.25 |

Tabla 7.45: Combinaciones de diseño de columna típica

| Combinaciones | P (ton) | V2 (ton) | V3 (ton) | M2 (ton.m) | M3 (ton.m) |
|-----------------------|---------|----------|----------|------------|------------|
| 1.4CM + 1.7CV | -496.2 | -0.3 | 0.7 | 0.8 | -0.7 |
| 0.9CM + SX + PD | -210.1 | 15.8 | 4.1 | 9.9 | 36.8 |
| 0.9CM - SX - PD | -212.0 | -16.1 | -3.7 | -9.6 | -37.4 |
| 0.9CM + SY + PD | -208.4 | 5.1 | 15.6 | 42.5 | 12.9 |
| 0.9CM - SY - PD | -213.7 | -5.3 | -15.2 | -42.1 | -13.5 |
| 1.25(CM+CV) + SX + PD | -415.7 | 15.7 | 4.4 | 10.4 | 36.5 |
| 1.25(CM+CV) - SX - PD | -417.5 | -16.2 | -3.3 | -9.1 | -37.7 |
| 1.25(CM+CV) + SY + PD | -413.9 | 4.9 | 15.9 | 43.0 | 12.6 |
| 1.25(CM+CV) - SY - PD | -419.3 | -5.4 | -14.8 | -41.6 | -13.8 |

Diseño por Flexión

Por tener solicitaciones por gravedad y sismo considerables, la columna va a actuar a flexocompresión. Por tanto, se comenzó el análisis del diagrama de interacción asumiendo una cuantía de 1.20%, mayor a la mínima establecida de 1% según la norma E.060. El refuerzo considerado es de $4 \phi 1" + 8 \phi 3/4"$ (Ver Figuras 7.31 y 7.32).

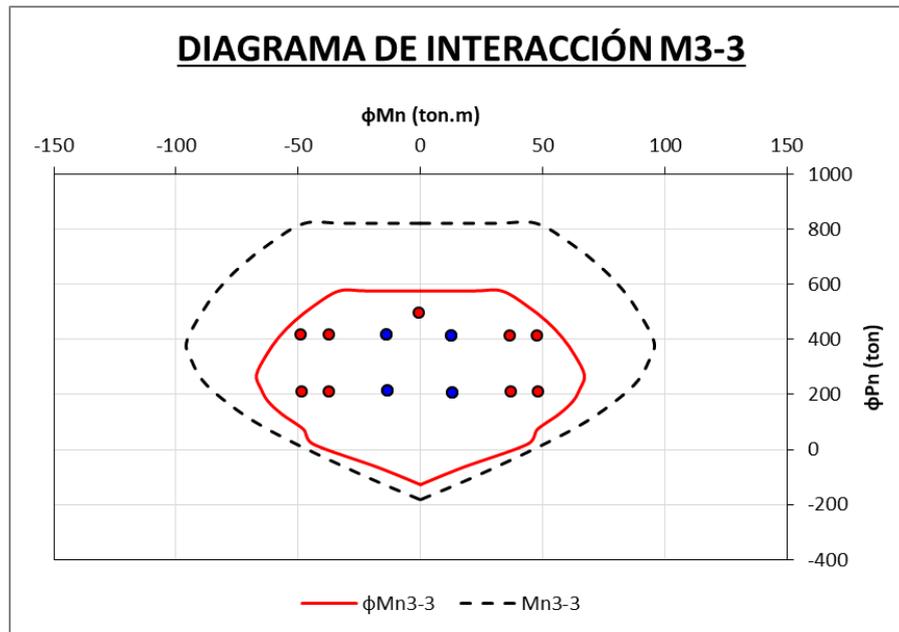


Figura 7.31: Diagrama de interacción M33 de columna típica

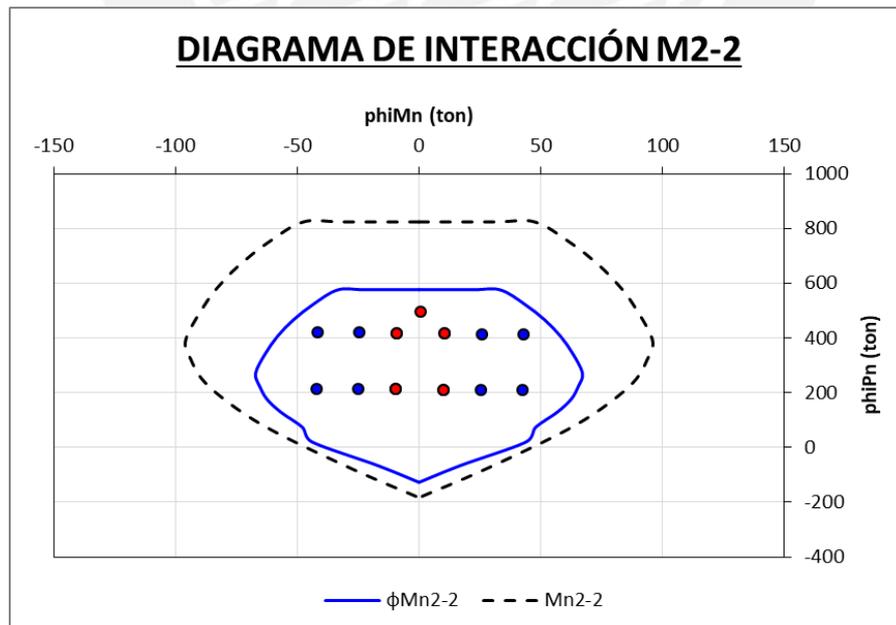


Figura 7.32: Diagrama de interacción M22 de columna típica

Diseño por Cortante

Se obtuvo, de las combinaciones de diseño, $V_u = 17.8$ ton. Por otro lado, la resistencia del concreto $\phi V_c = 24.4$ ton. Por tanto, se podrían considerar estribos mínimos según el requerimiento de la norma E.060 como sigue a continuación:

La longitud de confinamiento (L_o) mínima se determina como mínimo la mayor de:

- ✓ $h_n/6 = 62$ cm
- ✓ $B_{max} = 60$ cm
- ✓ 50cm

El espaciamiento de estribos (S_o) se determina como máximo el menor valor de:

- ✓ $6d_{bl} = 11.4$ cm
- ✓ $B_{min}/3 = 20$ cm
- ✓ 10cm

El espaciamiento de estribos fuera de zona de confinamiento (s) se determina como máximo el menor valor de:

- ✓ $10d_{bl} = 19$ cm
- ✓ 25 cm

La distribución desde cada extremo propuesta es $\phi 1/2"$: 1@.05, 7@.10, rto. @.20

Sin embargo, aún se necesita verificar según el criterio de diseño por capacidad al cortante en columnas. Del diagrama de interacción se obtiene el momento nominal más desfavorable correspondiente a su carga axial amplificada. Se resumen los cálculos en la Tabla 7.46 y se verifica la distribución propuesta.

Tabla 7.46: Diseño por capacidad de columna típica

| Parámetros | Valor |
|---|--------------|
| Resistencia a la compresión del concreto, f_c (kg/cm ²) | 280 |
| Momento nominal, M_n (ton.m) | 95.10 |
| Momento máximo probable, M_{pr} (ton.m) | 118.88 |
| Altura libre de columna, h_n (m) | 3.70 |
| Fuerza de cortante de diseño, V_u (ton) | 64.26 |
| Ancho de columna, b_w (cm) | 60 |
| Peralte efectivo de columna, d (cm) | 54 |
| Resistencia al corte del concreto, ϕV_c (ton) | 24.40 |
| Diametro de estribos a utilizar, ϕ | 1/2" |
| Area de estribos instalados, A_v (cm ²) | 2.84 |
| Esfuerzo de fluencia de estribos, f_y (kg/cm ²) | 4200 |
| Espaciamiento de estribos, s (cm) | 20 |
| Resistencia al corte de la columna, ϕV_n (ton) | 74.2 |

7.4.3.4 Diseño de vigas de aislamiento

Se diseñaron por flexión y fuerza cortante teniendo en cuenta consideraciones para estructuras aporricadas. A continuación se muestra, como ejemplo, el diseño de un tramo de la viga ubicado en el eje "D", entre los ejes "2" y "3" del sistema de aislamiento. Las dimensiones de esta viga son de 40cm x 100cm en todo el tramo.

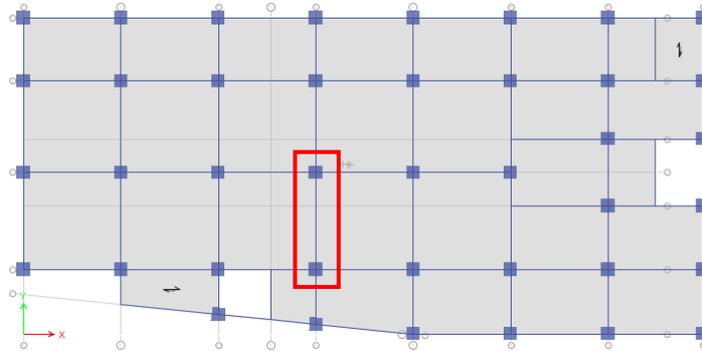


Figura 7.33: Tramo de viga de aislamiento típica

Diseño por Flexión

En la Figura 7.34 se muestra el diagrama de momentos flectores de la envolvente de todas las combinaciones de diseño correspondientes a la subestructura y sistema de aislamiento. El momento máximo M_u ocurre en el extremo derecho, con valores de -112.78 ton.m y +77.6 ton.m, mientras que en el extremo izquierdo con -83.5 ton.m y +56 ton.m.

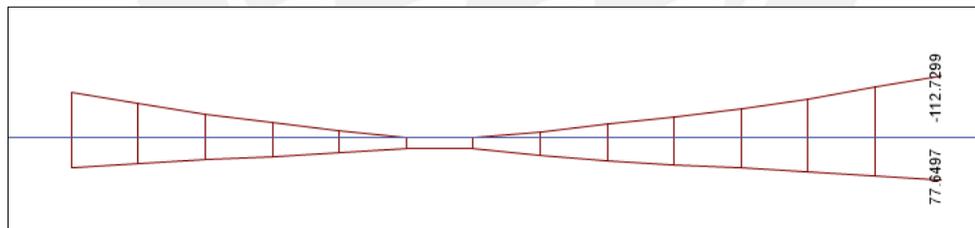


Figura 7.34: Diagrama de momento flector del tramo de viga de aislamiento típica.

En la Tabla 7.47 se resumen los cálculos para el diseño por flexión, usando en este caso refuerzo de $\phi 1"$ y $\phi 3/4"$, ambos para la parte superior e inferior de la viga. Asimismo, se cumple el requerimiento de refuerzo mínimo de 10.15cm^2 .

Tabla 7.47: Resumen de diseño por flexión de viga de aislamiento típica

| Demanda M_u | Valor (ton.m) | As requerido (cm ²) | Refuerzo instalado | | | Resistencia ϕMn (ton.m) |
|----------------|---------------|---------------------------------|-----------------------------|----------------------------|-----------------------|-------------------------------|
| | | | Refuerzo corrido (ϕ) | Bastones (ϕ) | As (cm ²) | |
| Negativo (Izq) | 83.5 | 25.90 | 4 $\phi 1"$ | 3 $\phi 3/4"$ | 28.92 | 92.51 |
| Negativo (Der) | 112.8 | 35.92 | 4 $\phi 1"$ | 3 $\phi 1"$ +1 $\phi 3/4"$ | 38.54 | 120.18 |
| Positivo (Izq) | 56.0 | 16.39 | 4 $\phi 1"$ | - | 20.40 | 70.29 |
| Positivo (Der) | 77.6 | 23.95 | 4 $\phi 1"$ | 2 $\phi 3/4"$ | 26.08 | 84.04 |

Se ha considerado además refuerzo corrido distribuido en el alma de $\phi 3/8$ " según lo exigido en la norma E.060.

Diseño por Cortante

La Figura 7.35 muestra el diagrama de fuerza cortante para la envolvente de todas las combinaciones de diseño correspondientes. La fuerza cortante máxima V_u ocurre en el extremo derecho, y tiene un valor de 45.3 ton.

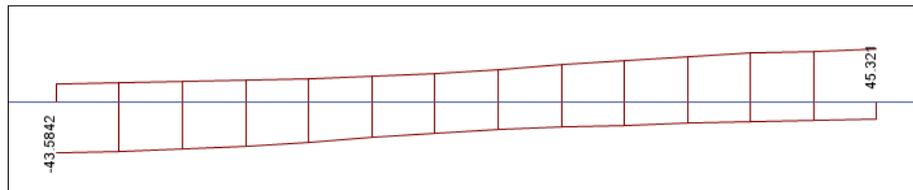


Figura 7.35: Diagrama de fuerza cortante del tramo de viga de aislamiento típica

La resistencia al cortante que proporciona el concreto $\phi V_c = 27.44$ ton, por lo que, al igual que para las vigas de la superestructura, se necesitará reforzar con estribos teniendo en cuenta los requerimientos normativos de E.060 y el criterio de diseño por capacidad al cortante. Se tiene $V_u = 69$ ton con los siguientes requerimientos mínimos:

- ✓ Estribos de mínimo $\phi 3/8$ " para barras longitudinales de hasta 1"
- ✓ Espaciamiento en zona de confinamiento $\leq d/4 = 22.75$ cm
- ✓ Espaciamiento fuera de zona de confinamiento $\leq d/2 = 45$ cm

Se muestra en la Tabla 7.48 la resistencia al corte de los espaciamientos considerados para la zona de confinamiento y para el tramo central de la viga. La resistencia del primer estribo espaciado a 5cm no se incluye debido a que éste último tiene una resistencia al corte bastante elevado.

Tabla 7.48: Resumen de diseño por cortante de viga de aislamiento típica

| Parámetros | s (cm) | ϕV_n (ton) |
|-----------------------|---------------|------------------------------------|
| Zona de confinamiento | 0.15 | 83.3 |
| Resto | 0.20 | 69.4 |

Así, la distribución desde cada extremo es $1\phi 1/2$ " : 1@.05, 14@.15, rto. @.20

Finalmente la Figura 7.36 muestra el refuerzo longitudinal y transversal instalado.

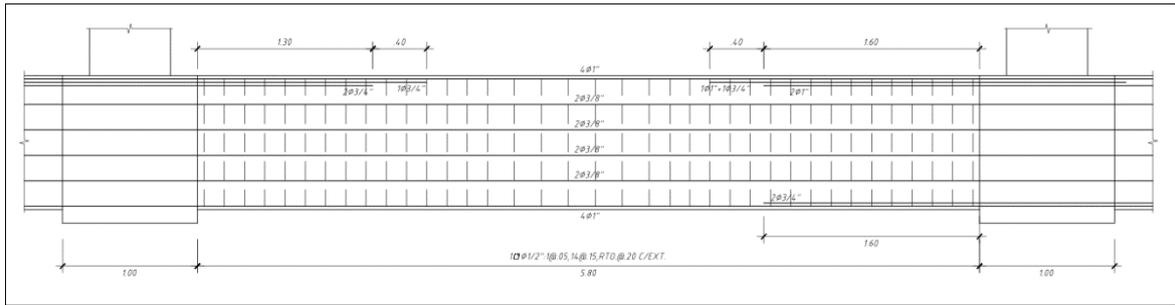


Figura 7.36: Diseño final de viga de aislamiento típica

7.4.3.5 Diseño de cimentaciones

Se consideraron las cargas verticales provenientes de las columnas, así como también el peso de las zapatas y del suelo por encima de las mismas. La capacidad admisible del terreno se extrajo del Estudio de Mecánica de Suelos, el cual indica un valor de 4.00 kg/cm².

Se mostrarán los cálculos realizados a una zapata aislada típica, ubicada entre los ejes “D” y “3”, la cual se muestra en la Figura 7.37.

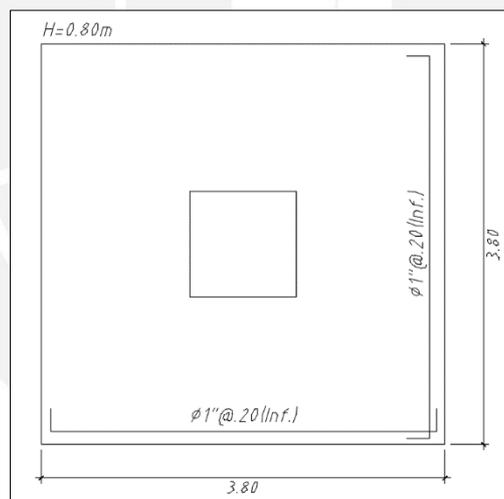


Figura 7.37: Zapata aislada típica

En la Tabla 7.49 se muestra las cargas muertas, vivas y de sismo de la columna, considerando para este último los momentos de segundo orden P-Delta.

Tabla 7.49: Cargas en zapata provenientes de columna

| Cargas | P (ton) | Mxx (ton) | Myy (ton) |
|----------|---------|-----------|-----------|
| Muerta | 280.96 | 0.00 | 0.00 |
| Viva | 119.80 | 0.00 | 0.00 |
| Sismo XX | 2.82 | 1.35 | 131.45 |
| Sismo YY | 5.54 | 123.50 | 1.33 |

Con las dimensiones propuestas se calcularon los pesos propios de la zapata y pedestal en la Tabla 7.50. Estos pesos serán considerados en el diseño de la zapata como una carga muerta adicional al presentado en la Tabla 7.49.

Tabla 7.50: Determinación del peso total de la cimentación

| Parámetros | Valor |
|---|--------------|
| Densidad del suelo, γ_s (ton/m ³) | 2.00 |
| Densidad del concreto, γ_c (ton/m ³) | 2.40 |
| Lado de zapata, B (m) | 3.80 |
| Lado de zapata, L (m) | 3.80 |
| Peralte de zapata, h (m) | 0.80 |
| Profundidad de cimentación, Df (m) | 1.50 |
| Peso de la zapata, W_z (ton) | 27.70 |
| Lado de pedestal, b (m) | 1.00 |
| Lado de pedestal, l (m) | 1.00 |
| Altura de pedestal, hp (m) | 1.10 |
| Peso del pedestal, W_p (ton) | 2.64 |
| Peso del suelo, W_s (ton) | 18.80 |
| Peso total, W_t (ton) | 49.18 |

Esfuerzos en el suelo bajo solicitaciones de gravedad

El esfuerzo resultante en el suelo debido a las cargas de gravedad muerta y viva a la que estará sometida el edificio durante toda su vida útil debe ser menor al esfuerzo admisible 4.00 kg/cm². En este caso, debido a que la zapata es cuadrada y a que los momentos por carga muerta y viva son nulos, los esfuerzos resultantes serán los mismos independientemente de la dirección de análisis.

$$\sigma_{gravedad} = \frac{CM + CV + W_t}{A_{zapata}} \pm \frac{My}{I}$$

$$\sigma_{gravedad} = \frac{280.96 + 119.80 + 49.18}{14.40} = 3.12 \text{ kg/cm}^2$$

Se verifica que el dimensionamiento es satisfactorio por solicitaciones de gravedad pues el esfuerzo originado 3.12 kg/cm² es menor que la capacidad admisible del terreno 4.00 kg/cm²

Esfuerzos en el suelo bajo solicitaciones de gravedad y sísmicas

La norma E.060 considera que el suelo tiene un 30% adicional de capacidad admisible cuando se incluyen solicitaciones sísmicas, lo que equivale a un esfuerzo admisible de 5.20 kg/cm². Además, dicha norma también indica que las solicitaciones sísmicas calculadas a partir de la normativa E.030 pueden reducirse en un 80% puesto que se encuentran a nivel de resistencia de la estructura.

En la Tabla 7.51 se resumen los esfuerzos para cada dirección de análisis. Se verifica que el esfuerzo máximo no supera el valor admisible y que no existen tracciones en el suelo.

Tabla 7.51: Esfuerzos en el suelo por solicitaciones de gravedad y sísmicas

| Combinaciones | P (ton) | Mxx (ton) | Myy (ton) | σ^+ | σ^- |
|----------------|---------|-----------|-----------|-----------------------|-----------------------|
| | | | | (kg/cm ²) | (kg/cm ²) |
| CM+CV+80%Sx+PD | 452.2 | 1.08 | 105.16 | 4.28 | 1.98 |
| CM+CV+80%Sy+PD | 454.4 | 98.8 | 1.06 | 4.23 | 2.07 |

Diseño por punzonamiento

La norma E.060 indica que la fuerza de punzonamiento V_u actúa en la sección crítica, a "d/2" de la cara de la columna o pedestal (de perímetro b_0 y área A_0), y es producido por el esfuerzo último de las combinaciones de diseño. En la Tabla 7.52 y 7.53 se resumen los esfuerzos últimos para cada dirección de análisis.

Tabla 7.52: Esfuerzos últimos en el suelo para sismo en XX

| Combinaciones | P (ton) | Myy (ton) | Dirección XX | |
|----------------|---------|-----------|---------------------------------------|---------------------------------------|
| | | | σu^+ (kg/cm ²) | σu^- (kg/cm ²) |
| 1.4CM+1.7CV | 666.61 | 0.00 | 4.62 | 4.62 |
| 1.25(CM+CV)+Sx | 565.92 | 131.45 | 5.35 | 2.48 |
| 1.25(CM+CV)-Sx | 560.28 | -131.45 | 2.44 | 5.32 |
| 0.9CM+Sx | 300.43 | 131.45 | 3.52 | 0.64 |
| 0.9CM-Sx | 294.79 | -131.45 | 0.6 | 3.48 |

Tabla 7.53: Esfuerzos últimos en el suelo para sismo en YY

| Combinaciones | P (ton) | Mxx (ton) | Dirección YY | |
|----------------|---------|-----------|---------------------------------------|---------------------------------------|
| | | | σu^+ (kg/cm ²) | σu^- (kg/cm ²) |
| 1.4CM+1.7CV | 666.61 | 0.00 | 4.62 | 4.62 |
| 1.25(CM+CV)+Sy | 568.64 | 123.50 | 5.28 | 2.59 |
| 1.25(CM+CV)-Sy | 557.56 | -123.50 | 2.51 | 5.21 |
| 0.9CM+Sy | 303.15 | 123.50 | 3.45 | 0.75 |
| 0.9CM-Sy | 292.07 | -123.50 | 0.67 | 3.37 |

De las tablas se observa que el esfuerzo último en el suelo es 5.35 kg/cm^2 y 5.28 kg/cm^2 en dirección XX e YY respectivamente. Sin embargo, por las características de la zapata, se utilizará el mayor de ambas direcciones; es decir, 5.35 kg/cm^2 .

Por otro lado, la norma E.060 especifica que la resistencia al punzonamiento se determina como el menor valor de tres maneras. Se resumen los cálculos en la Tabla 7.54.

Tabla 7.54: Verificación por punzonamiento de zapata

| Parámetros | Valor |
|---|------------|
| Resistencia a la compresión del concreto, f_c (kg/cm ²) | 280 |
| Peralte efectivo de zapata, d (m) | 0.70 |
| Perímetro de sección crítica, b_0 (m) | 7.20 |
| Área de sección crítica, A_0 (m ²) | 3.24 |
| Esfuerzo último máximo, σ_u (kg/cm ²) | 5.35 |
| Cortante último de punzonamiento, V_u (ton) | 665 |
| Resistencia al punzonamiento del concreto, ϕV_c1 (ton) | 718 |
| Relación de lados de pedestal, β | 1.00 |
| Resistencia al punzonamiento del concreto, ϕV_c2 (ton) | 1076 |
| Constante α_s | 40 |
| Resistencia al punzonamiento del concreto, ϕV_c3 (ton) | 1118 |

Se verifica que el menor valor de $\phi V_c = 718$ ton es mayor a $V_u = 665$ ton, por lo que la resistencia instalada al punzonamiento es suficiente.

Diseño por cortante

La fuerza cortante V_u se calculó a una distancia igual al peralte efectivo de la zapata “ d ”, desde la cara del pedestal o columna según la norma E.060 y utilizando el esfuerzo último calculado. En la Figura 7.38 se muestran los parámetros de cálculo de esta fuerza, incluyendo la longitud del volado (L_v).

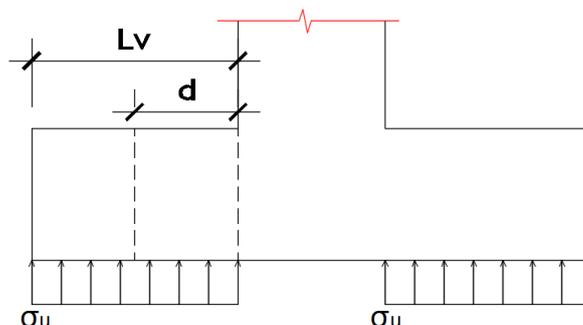


Figura 7.38: Esquema de cálculo de la fuerza cortante en una dirección para zapatas

La resistencia al corte del concreto será tomada solamente por el concreto según indica la norma E.060. Esta fuerza se calculará por un metro de ancho y, además, por la geometría de la zapata, será la misma en ambas direcciones. Se resumen los cálculos en la Tabla 7.55 y se comprueba que el diseño por cortante es satisfactorio.

Tabla 7.55: Diseño por cortante de zapata

| Parámetros | Valor |
|--|--------------|
| Longitud de volado, L_v (m) | 1.40 |
| Peralte efectivo de zapata, d (m) | 0.70 |
| Esfuerzo último máximo, σ_u (kg/cm ²) | 5.35 |
| Fuerza cortante última, V_u (ton) | 37.45 |
| Resistencia al corte del concreto, ϕV_c (ton) | 52.80 |

Diseño por flexión

Se calculó con el momento flector último de la zapata, que ocurre en toda la longitud "Lv", según la Figura 7.39.

$$M_u = 53.5 * \frac{1.4^2}{2} = 52.43 \text{ ton.m}$$

Con este momento, se requiere un área de 20.34 cm². Asimismo, se debe tener en cuenta que el área requerida por cuantía mínima para zapatas establecida en la norma E.060 es de 0.0018, equivalente a 14.4 cm². Finalmente, se colocó una malla inferior en ambas direcciones de $\phi 1'' @ .20$, que brinda una sección de 25.50 cm².

8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1 CONCLUSIONES

Con relación al diseño del sistema de aislamiento

Para el diseño del sistema de aislamiento, se utilizaron los requerimientos de la norma de aislamiento E.031, que brindan una protección para el sismo máximo ($T_R = 2475$ años). Para la estimación del daño en el edificio (mediante derivas y aceleraciones), se utilizó lo sugerido por la metodología HAZUS. Para este último, el límite de deriva 5% establecido por la norma E.031 y una aceleración que supere 0.30g corresponden a un daño leve de la estructura y su contenido.

El uso del sistema de aislamiento redujo las demandas sísmicas por lo que se hizo posible proponer un sistema estructural aporticado. También, se evitó colocar columnas en todas las

intersecciones de vigas para reducir la cantidad de dispositivos de aislamiento con el fin de otorgar una mayor flexibilidad al sistema de aislamiento y también reducir su costo.

El predimensionamiento de los elementos estructurales utilizando criterios para cargas de gravedad en estructuras convencionales de base fija es aceptable, puesto que brindó, en varios casos, un dimensionamiento menor a la que se requirió por demanda de rigidez. Es por ello que, para el 48% de las vigas y el 32% de las columnas se tuvieron que aumentar sus dimensiones en ancho y/o peralte.

Una configuración del sistema de aislamiento en donde se emplee una combinación de aisladores elastoméricos y deslizadores planos es una buena alternativa para controlar la torsión en edificios. El edificio de la presente tesis consta de 28 HDRB de rigidez efectiva 65 ton/m, 8 HDRB de 80 ton/m, y 4 deslizadores con 8% de coeficiente de fricción y rigidez efectiva 31.8 ton/m.

Los periodos fundamentales nominales sin y con excentricidad accidental fueron de 3.93 y 4.11 segundos respectivamente, ambos mayores al periodo objetivo 3.81 segundos obtenido utilizando el modelo de un grado de libertad. Esto se debe a la flexibilidad de la superestructura que no se considera en dicho modelo. La excentricidad accidental incrementó la masa participativa torsional del modo fundamental de 2% hasta 29.1%.

Los factores de modificación mínimos (λ_{min}) y máximos (λ_{max}) de los dispositivos de aislamiento generaron que la rigidez nominal del sistema (2757 ton/m) varíe entre 2284 ton/m y 5200 ton/m, a lo cual corresponden factores de modificación globales de rigidez 0.83 y 1.89. Asimismo, el amortiguamiento nominal 19.9% varió entre 19.1% y 21.8%.

Se obtuvieron cargas axiales máximas y mínimas en los dispositivos de aislamiento con propiedades límite superior y en la dirección Y, descartando tracciones en los mismos al obtenerse en ambos casos cargas en compresión. El dispositivo más cargado tiene 1103 ton, mientras que el menos cargado 17 ton, que representan el 12% y el 0.2% del peso sísmico del hospital.

Del análisis tiempo-historia no lineal con propiedades límite superior se obtuvo una deriva máxima de 4.32‰ y una aceleración máxima de 0.34g, ambos en Y-Y. Si bien la aceleración en Y excede lo sugerido por HAZUS para elementos no estructurales, ocurre en la azotea, por lo que en este caso no constituye un problema para el equipamiento médico.

Las aceleraciones máximas obtenidas del análisis tiempo-historia no lineal fueron mayores a las obtenidas del análisis modal espectral en 40% para la azotea, y en 20% para los pisos inferiores. Por otro lado, las fuerzas laterales para la subestructura, interfaz de aislamiento y superestructura obtenidas del análisis modal espectral fueron 12% mayores que las obtenidas por análisis tiempo-historia no lineal.

Los desplazamientos máximos del sistema de aislamiento corresponden al valor obtenido del análisis estático con propiedades límite inferior en ambas direcciones. Así, en la dirección X e Y se obtuvieron valores de 26.4 cm y 28.40 cm, por lo que se ha propuesto una junta de diseño de 30 cm en ambas direcciones.

Los rangos de rigidez y amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento calculados llevan a unas derivas que van desde 1.89‰ a 4.32‰. Por lo tanto, a los proveedores de los dispositivos de aislamiento se les puede permitir rangos un tanto mayores debido a que deriva máxima indicada se encuentra por debajo del límite establecido en la norma E.031.

Con relación al diseño de los elementos estructurales

La fuerza cortante mínima de diseño para la subestructura e interfaz de aislamiento fue 1420 ton, mientras que para la superestructura fue 652 ton, ambos obtenidos del análisis estático con propiedades límite superior. Estas fuerzas representan el 15.4% y el 7.1% del peso sísmico del hospital.

Las fuerzas cortantes límite para la superestructura no gobernaron el diseño debido a que fueron menores a la obtenida del análisis estático con propiedades límite superior en un 13% para la fuerza calculada como si fuera una estructura de base fija pero con su periodo aislado, y en un 55% para la fuerza calculada como 1.5 veces la fuerza de activación nominal del sistema de aislamiento.

Los momentos P-Delta fueron considerables al obtenerse 94 ton.m en promedio, calculados con las cargas axiales máximas y con el desplazamiento del sistema de aislamiento con propiedades límite superior. La inclusión de estos varía los momentos de la envolvente en las vigas de aislamiento, aumentándola alrededor de 70%.

Las cuantías en las vigas del hospital son muy similares entre sí. Las vigas de aislamiento, de sección 40 cm x 100 cm, tienen una cuantía promedio de 1.35%, otorgado por barras de refuerzo de diámetros 3/4" y 1". Para los caso de las vigas de la superestructura, tienen una

sección típica de 30 cm x 60 cm, con una cuantía que varía desde 1.41% en el primer techo, a 0.68% en el techo de la azotea.

Las columnas típicas son poco exigidas pues tienen cuantías muy cercanas al valor mínimo. Las de sección cuadrada 60 cm x 60 cm poseen una cuantía de 1.20% en el primer nivel, mientras que en el último techo admitiría 0.43%; sin embargo, se utilizó el valor mínimo normativo de 1%.

8.2 RECOMENDACIONES

Se recomienda que el sistema estructural utilizado en un edificio con sistema de aislamiento sea conformado por pórticos de concreto armado, por muros estructurales, o una combinación de estos siempre y cuando la distribución de los muros estructurales sea tal que no genere tracciones considerables en los dispositivos de aislamiento.

Se recomienda que en la etapa de predimensionamiento, el edificio de base fija tenga la menor masa participativa torsional en los dos primeros modos fundamentales debido a que esto facilitaría el proceso iterativo para cumplir los requerimientos de rigidez y de desempeño del edificio.

Se recomienda incluir en la norma de aislamiento E.031 un valor máximo para la aceleración de entrepiso en hospitales con el objetivo de asegurar, además del mínimo daño posible en los elementos no estructurales, el correcto funcionamiento del equipamiento médico durante y después del sismo.

Se recomienda utilizar la metodología HAZUS como sugerencia para los objetivos de desempeño debido a que aún no contempla el diseño con el sismo máximo considerado que se utiliza en edificios sísmicamente aislados.

De existir tracciones en los dispositivos de aislamiento, y de acuerdo a la dirección de análisis, se recomienda disminuir el peralte de las vigas que llegan a estos. No obstante, tener en cuenta que esto generaría un aumento en las derivas de entrepiso, por lo que también forma parte de un proceso iterativo.

Para el diseño de la superestructura, subestructura e interfaz de aislamiento se recomienda utilizar espectro de diseño para el sismo máximo ($R=1$), pero afectando las combinaciones de acuerdo al coeficiente de reducción R_a para el caso de la superestructura. De esta manera, se evita construir otro espectro, haciendo el proceso de diseño menos laborioso.

9 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguirre, Y., & Huallanca, L. (2016). Influencia de la Esbeltez en el comportamiento estructural de edificios con Aislamiento en la base. Tesis. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Aguiar, R., Almazán, J., Dechent, P., & Suárez, V. (2008). Aisladores de Base Elastoméricos y FPS. Quito: Escuela Politécnica del Ejército.
- American Society of Civil Engineers. (2017). Seismic Design Requirements for Seismically Isolated Structures. *Minimum Design Loads for Building and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. (pp. 167-179). Virginia, USA: American Society of Civil Engineers.
- Arraigada, J. (2005). Aislamiento sísmica de un Edificio de Oficinas de Siete Pisos. (Análisis Comparativo de Casos y Costos con un Edificio Tradicional). Tesis. Valdivia: Universidad Austral de Chile.
- Blanco, A. (1997). Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. Lima, Perú: Colegio de Ingenieros del Perú.
- Boroschek, R., & Retalamales, R. (2002). Base Isolation in Hospitals. Seminar on Design of Health Facilities to Resist Natural Hazards. Barbados.
- Bridgestone. (2017). Seismic isolation product line-up.
- CDV Ingeniería Antisísmica. (2016). Tecnología antisísmica: Aisladores sísmicos. Brochure. www.cdvperu.com/aisladores-dis
- Cheng, F.Y., Jiang, H., & Lou, K. (2008). Smart Structures. Innovative Systems for Seismic Response Control. Florida, USA: CRC Press, Taylor & Francis Group.
- Choun, Y., Park, J., & Choi, I. (2014). Effects of Mechanical Property Variability in Lead Rubber Bearings on the Response of Seismic Isolation System for different Ground Motions. Republic of Korea: Korea Atomic Energy Research Institute. Vol 46, No. 5.
- Christopoulos, C., & Filiatrault, A. (2006). Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation. Pavia, Italia: IUSS Press.
- CISMID-UNI. (2013). Generación de Acelerogramas Sintéticos para la Costa del Perú. Lima, Perú: SENCICO.
- Computers & Structures Inc. (2016). Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSiBridge. Rev. 15. California, USA.
- Constantinou, M., Tsopelas, P., Kasalanati, A., & Wolff, E. (1999) Property Modification Factors for Seismic Isolation Bearings. Technical Report MCEER-99-0012. University at Buffalo. The State University of New York, USA.
- Dynamic Isolation System. (2015). Dynamic Isolation Systems. Obtenido de www.dis-inc.com

- Eriksen, K.B., Mohammed, M.S., & Coria C.B. (2018). Seismic isolation in North and South America. 2018 NZSEE Conference. Nevada, USA.
- Etedali, S., Reza, M. (2015). A proposed approach to mitigate the torsional amplifications of asymmetric base-isolated buildings during earthquakes. *KSCE Journal of Civil Engineering* (pp 768-776). Vol 20.
- FIP Industriale (2015). Anti-seismic devices: Seismic isolators.
- Gjorgjiev I, Garevski M. (2012). Replacement of the Old Rubber Bearings of the First Base Isolated Building in the World. Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology. Macedonia
- HAZUS MR4. (2003). Multi-hazard Loss Estimation Methodology. Technical Manual. Washington DC, USA.
- Higashino, M., & Okamoto, S. (2006). Devices for Seismic Isolation and Response Control. *Response Control and Seismic Isolation of Buildings*. (pp. 7-19). Oxon, Inglaterra: Taylor & Francis.
- Instituto Nacional de la Normalización (INN). (2003). Norma Técnica NCh 2745. Análisis y diseño de edificios con aislamiento sísmica. Santiago de Chile, Chile.
- Islam, S., Jameel, M., Jumaat, M. (2011). Seismic isolation in buildings to be a practical reality: Behavior of structure and installation technique (pp 99-117). Vol 3(4). *Journal of Engineering and Technology Research*.
- Jangid, R.S., & Kelly, J.M. (2000). Torsional Displacement in Base-Isolated Buildings. *Earthquake Spectra*. Vol 16. (pp. 443-454)
- Jurcau, C.S., & Gillich, G-R. (2009). The Use of the Friction Pendulum Bearings for Isolation of the Built Environment. Vol VI.
- Kircher, C. (2009). Chapter 12: Seismically Isolated Structures. FEMA P-751.
- Korswagen, P., Arias, J., & Huaranga, P. (2012). Análisis y diseño de estructuras con aisladores sísmicos en el Perú. Tesis. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Mayes, R., & Naeim, F. (2001). Design of Structures with Seismic Isolation. *The Seismic Design Handbook*. (pp. 723-754) California, USA.
- Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento. (2019). Norma E.031 Aislamiento Sísmico. Lima: Decreto Supremo N° 30-2019.
- Morgan, T., & Mahin, S. (2011). The Use of Base Isolation Systems to Achieve Complex Seismic Performance Objectives. PEER Report 2011/06. Berkeley: Universidad de California.
- Muñoz, A (2009). Apuntes del curso Ingeniería Sismorresistente. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.
- Muñoz, A. (2016). Técnicas avanzadas de protección sísmica. Clases. Maestría en Ingeniería Civil – Escuela de Posgrado. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.

- Naeim, F., & Kelly, J. (1999). Design of seismic isolated structure: from theory to practice. Nueva York, USA: John Wiley & Sons Inc.
- Ottazzi, G. (2005). Apuntes del curso Concreto Armado 1. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.
- Quiun, D. (1985). Implementación de un sistema para el proceso automático de señales sísmicas. Tesis. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- SEAOC. Visión 2000. (1995). Performance based seismic design of buildings. California, USA: Structural Engineers Association of California.
- SENCICO. (2006). Norma E.020 Cargas. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- SENCICO. (2009). Norma E.060 Concreto Armado. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- SENCICO. (2018). Norma E.030 Diseño Sismorresistente. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- Skinner, I., Kelly, T., & Robinson, B. (2011). Seismic Isolation for Designers and Structural Engineers. New Zealand: Holmes Consulting Group & Robinson Seismic Ltd.
- Symans, M. (2009). Seismic protective systems: Seismic isolation [diapositivas]. Instruction material complementing FEMA 451, Design examples. Washington, USA.
- Talbot, J. (2001). On the performance of Base-Isolated Buildings: A Generic Model. Department of Engineering. Cambridge: University of Cambridge.
- Thompson, A., Whittaker, A., Fenves, G., & Mahin, S. (2000). Property Modification Factor for Elastomeric Seismic Isolation Bearings. 12th World Conference on Earthquake Engineering. Auckland, New Zealand.

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PUCP

DISEÑO DE UN EDIFICIO HOSPITALARIO CON AISLAMIENTO

SÍSMICO DE BASE

ANEXOS

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Miguel Angel Rodriguez Jaramillo

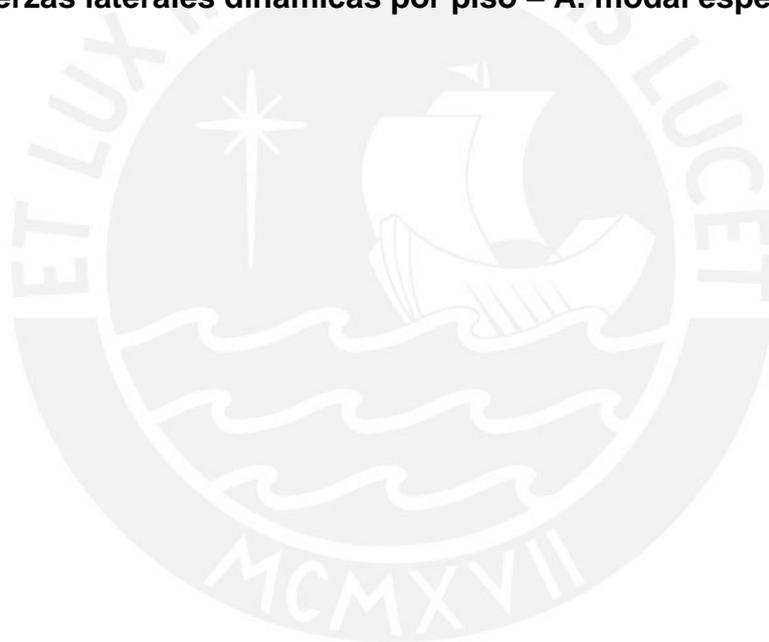
ASESOR:

Mg. Juan Alejandro Muñoz Peláez

Lima, Setiembre, 2019

INDICE

| | |
|---|-----------|
| ANEXO A: Señales espectro-compatibles | 1 |
| ANEXO B: Derivas máximas – A. tiempo-historia no lineal..... | 7 |
| ANEXO C: Aceleraciones máximas – A. tiempo-historia no lineal | 11 |
| ANEXO D: Desplazamientos máximos – A. tiempo-historia no lineal | 15 |
| ANEXO E: Constitutivas finales bilineales del sistema – A. tiempo-historia no lineal | 19 |
| ANEXO F: Distribución de dispositivos de aislamiento | 22 |
| ANEXO G: Cargas y momentos P-delta en dispositivos de aislamiento..... | 23 |
| ANEXO H: Fuerzas laterales dinámicas por piso – A. modal espectral | 25 |



ANEXO A: Señales espectro-compatibles

Registros de aceleración en el tiempo

Se cumplió la cantidad mínima de registros al utilizar 9 señales debidamente corregidas y escaladas al espectro de diseño indicado en la norma de aislamiento sísmico E.031 y de acuerdo a las condiciones de emplazamiento del hospital. Para cada señal se cuentan con dos componentes horizontales, uno en dirección Este-Oeste (EW), y otra en dirección Norte-Sur (NS). A continuación se muestran cada una de ellas escaladas sin amplificar aún por 1.5.

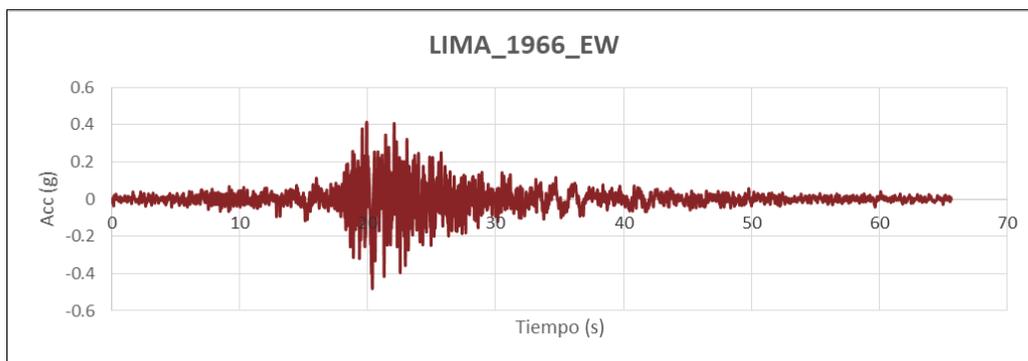


Figura A1: Componente E-W de señal Lima 1966.

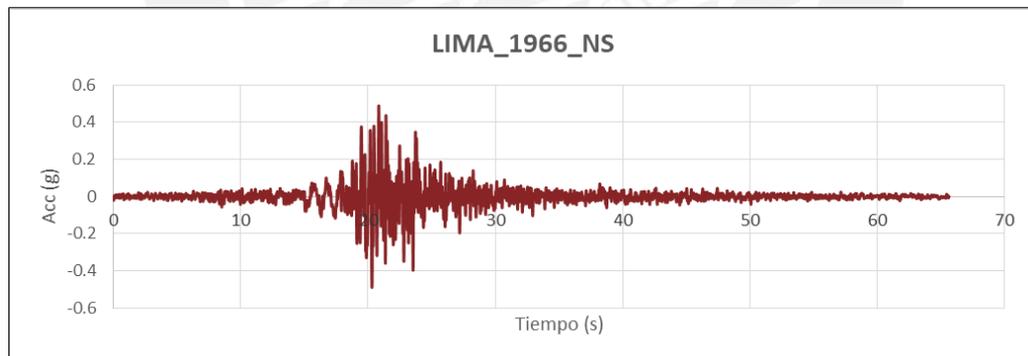


Figura A2: Componente N-S de señal Lima 1966.

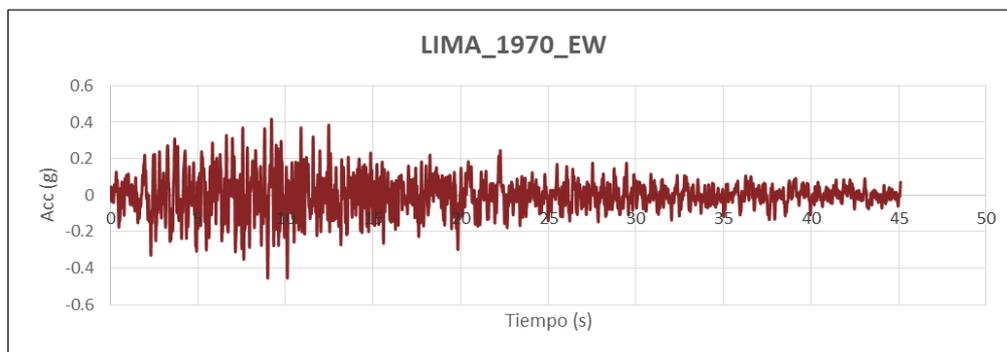


Figura A3: Componente E-W de señal Lima 1970.

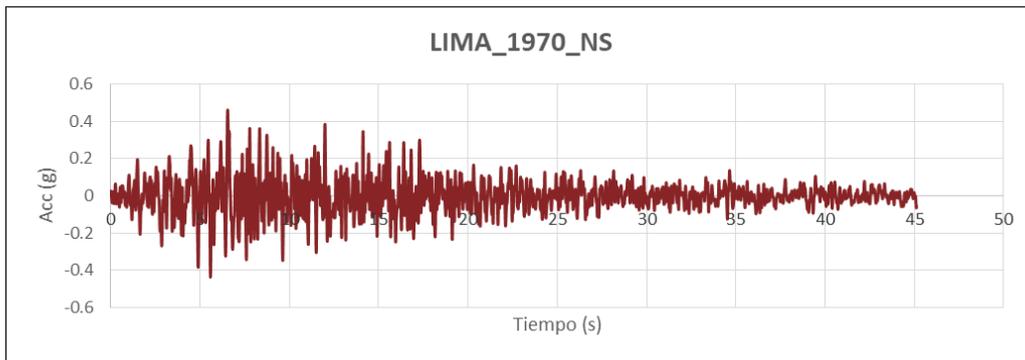


Figura A4: Componente N-S de señal Lima 1970.

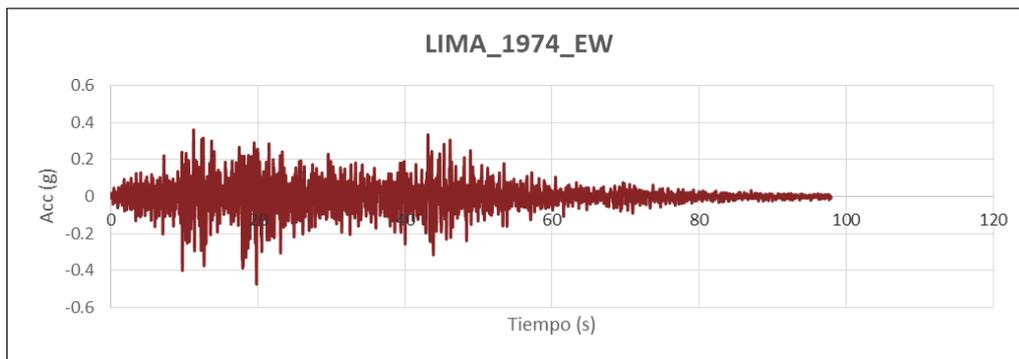


Figura A5: Componente E-W de señal Lima 1974.

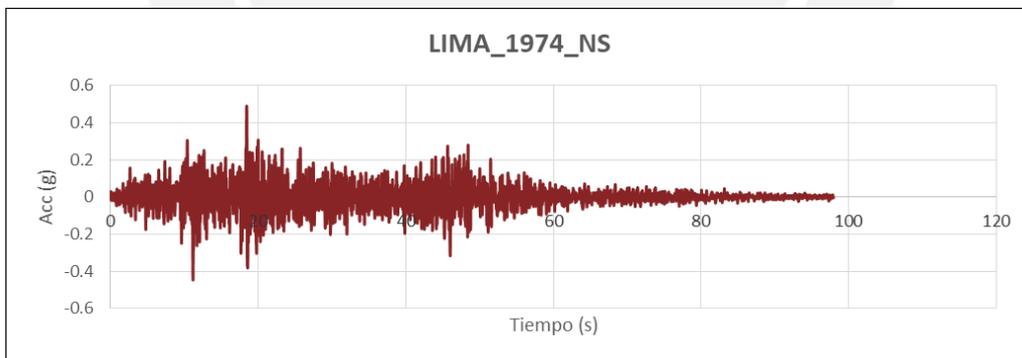


Figura A6: Componente N-S de señal Lima 1974.

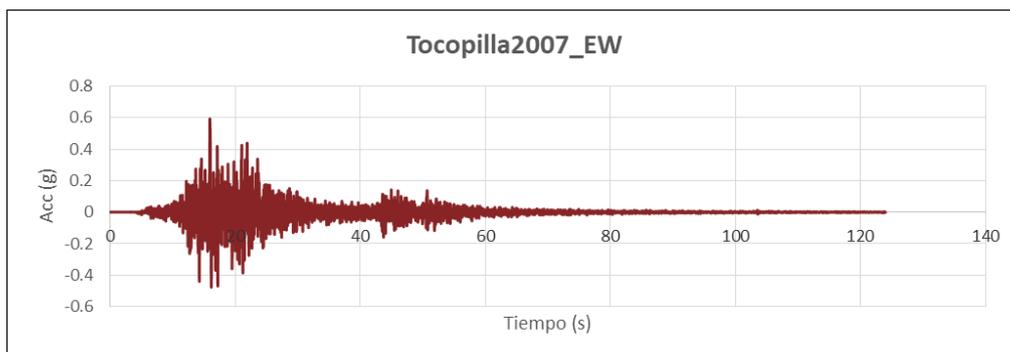


Figura A7: Componente E-W de señal Tocopilla 2007.

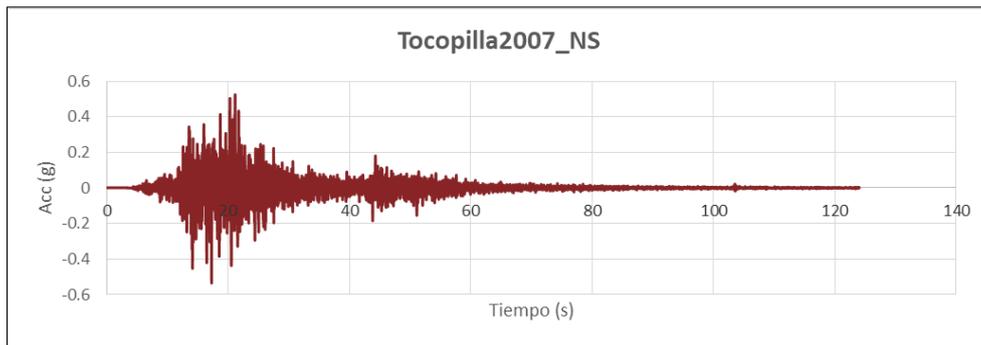


Figura A8: Componente N-S de señal Tocopilla 2007.

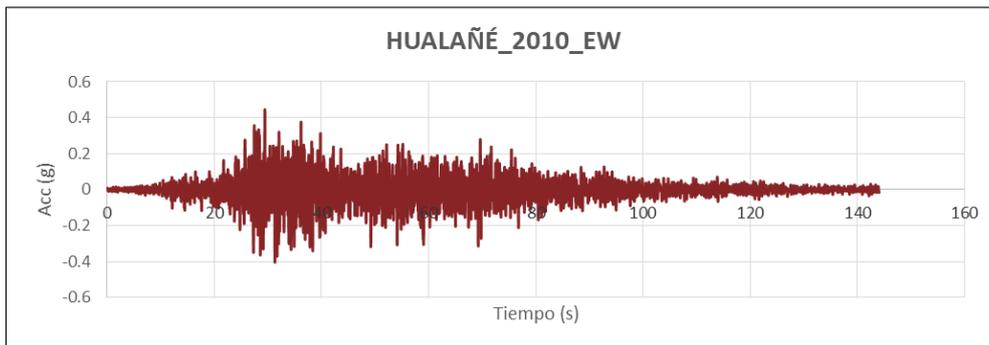


Figura A9: Componente E-W de señal Hualañé 2010.

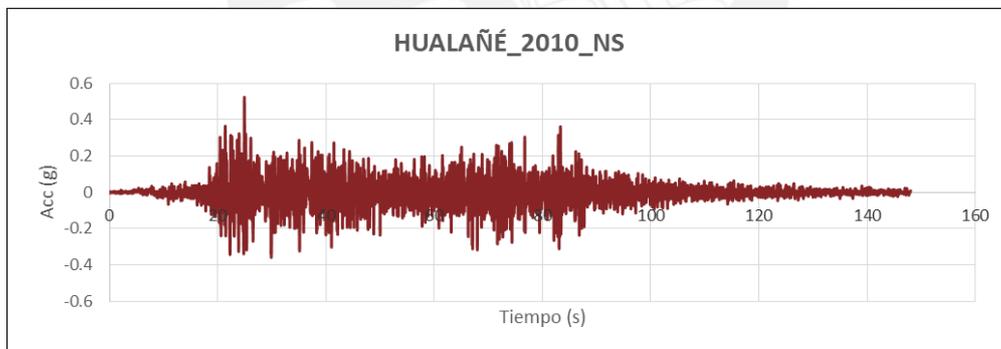


Figura A10: Componente N-S de señal Hualañé 2010.

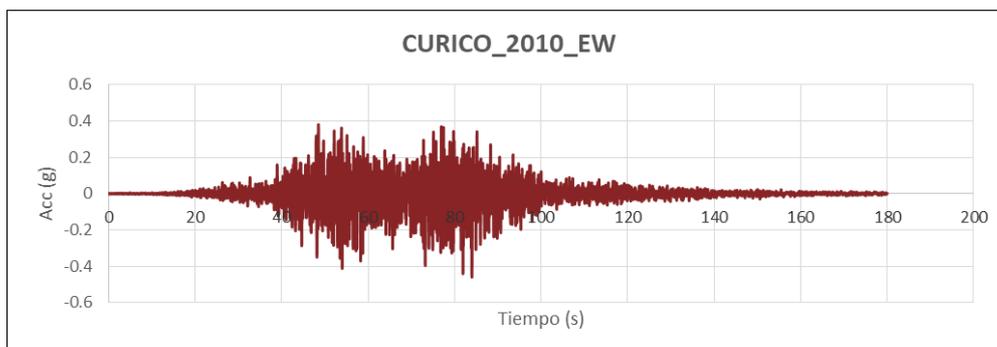


Figura A11: Componente E-W de señal Curico 2010.

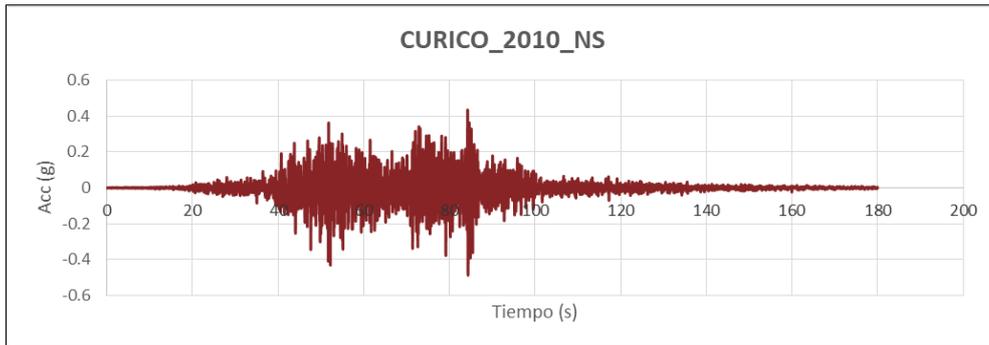


Figura A12: Componente N-S de señal Curico 2010.

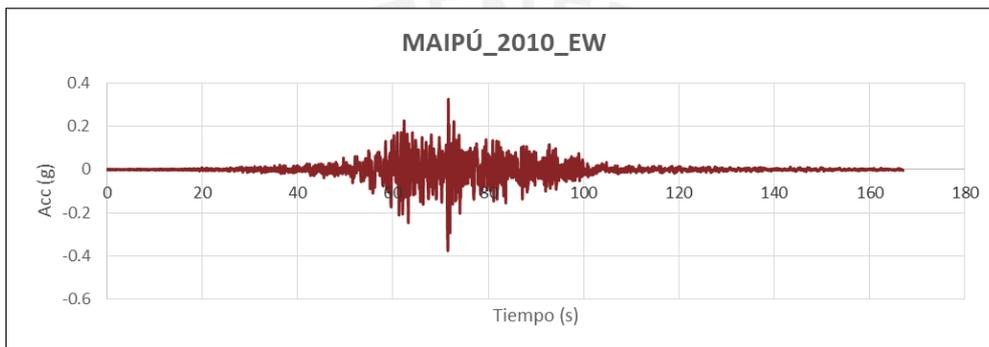


Figura A13: Componente E-W de señal Maipú 2010.

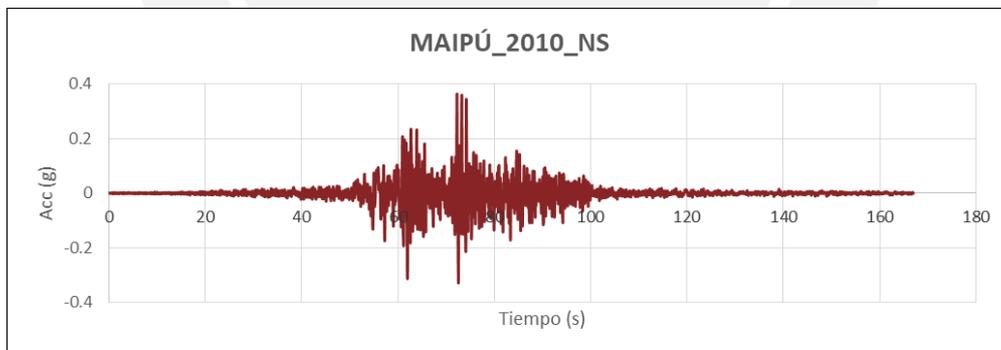


Figura A14: Componente N-S de señal Maipú 2010.

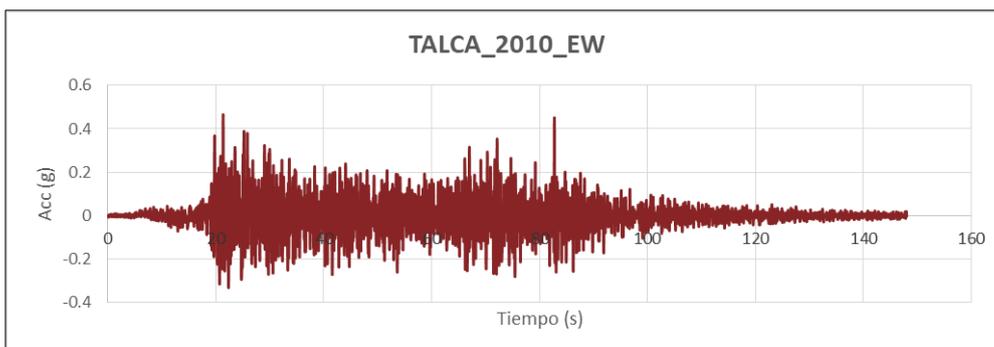


Figura A15: Componente E-W de señal Talca 2010.

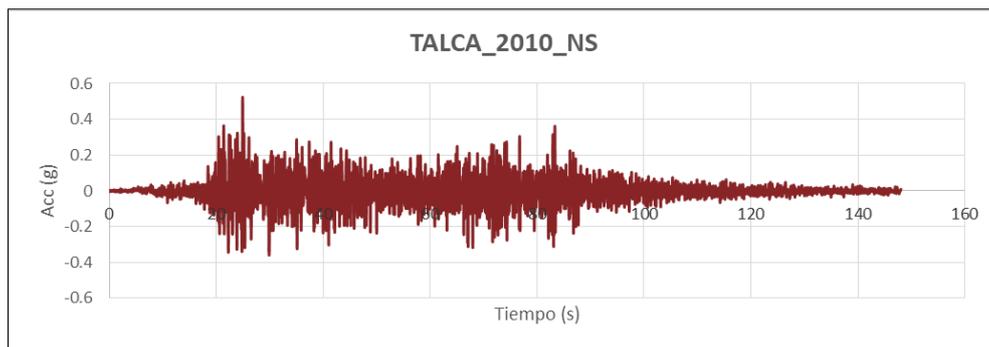


Figura A16: Componente E-W de señal Talca 2010.

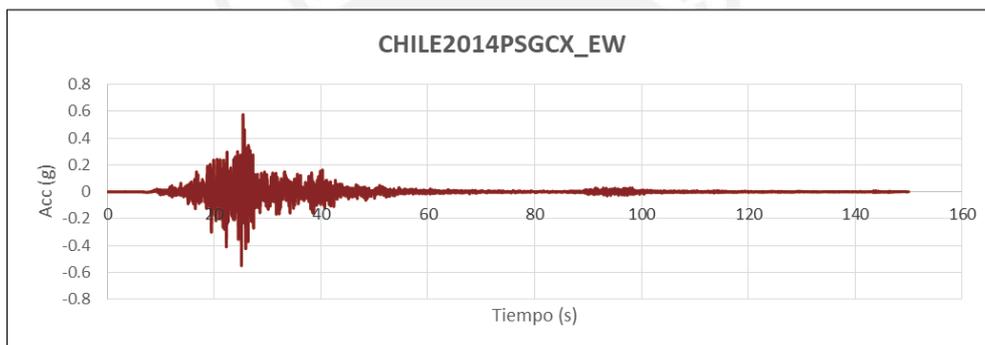


Figura A17: Componente E-W de señal Chile 2014.

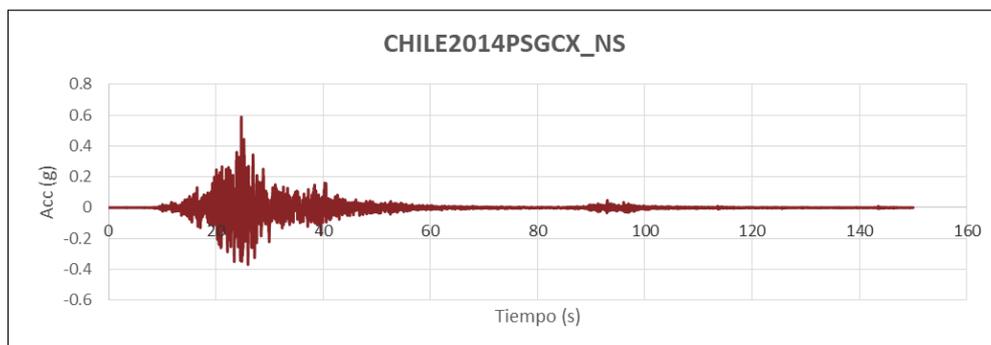


Figura A18: Componente E-W de señal Chile 2014.

Espectro de aceleraciones

A partir de las señales espectro-compatibles mostradas previamente, se obtuvieron los espectros de aceleraciones. A continuación se muestran con un amortiguamiento de 5% y para cada par de componente horizontal.

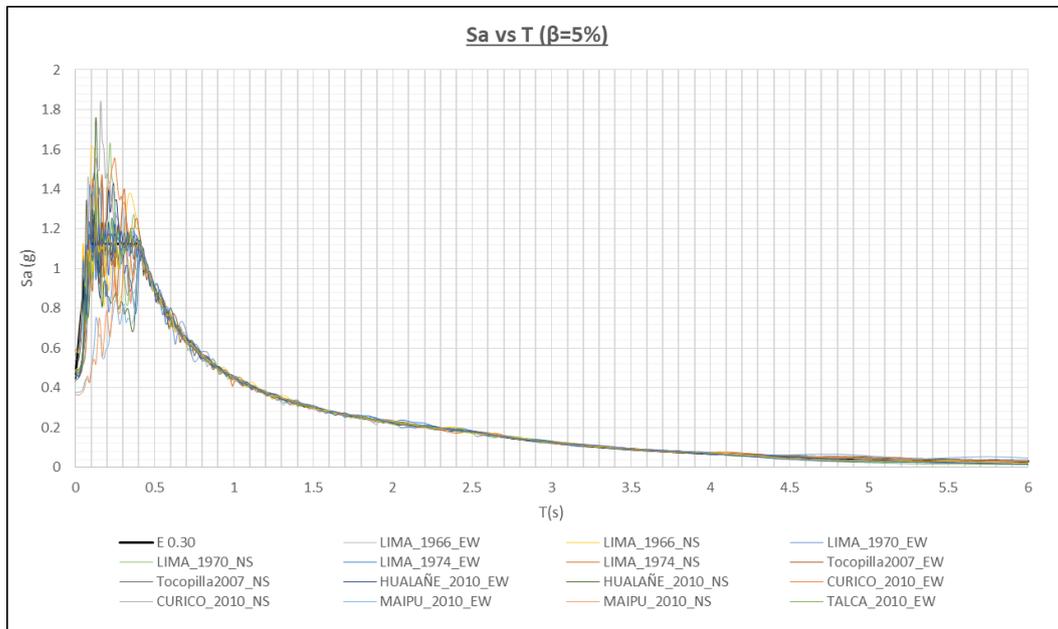


Figura A19: Espectros de aceleraciones para cada componente horizontal EW y NS de los 8 registros espectro-compatibles utilizados.

Espectros de desplazamiento ($\beta=15\%$)

Para el amortiguamiento asumido, se determinó el espectro de desplazamiento de cada par de componente para determinar el de mayor predominancia. A continuación se muestra cada uno de estos.

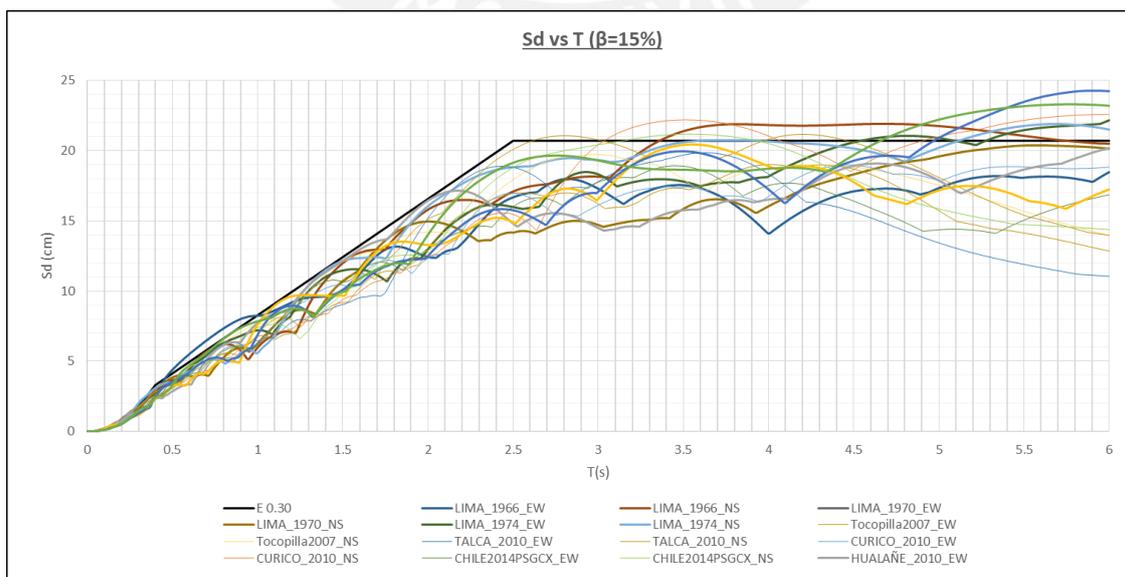


Figura A20: Espectros de desplazamiento del amortiguamiento asumido 15% para cada componente horizontal EW y NS de los 8 registros espectro-compatibles utilizados.

ANEXO B: Derivas máximas – A. tiempo-historia no lineal

Análisis con propiedades límite inferior

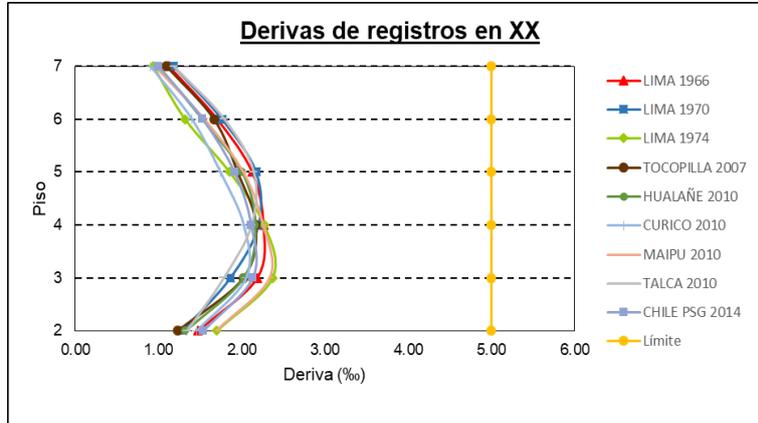


Figura B1: Derivas máximas por registro en XX con propiedades límite inferior.

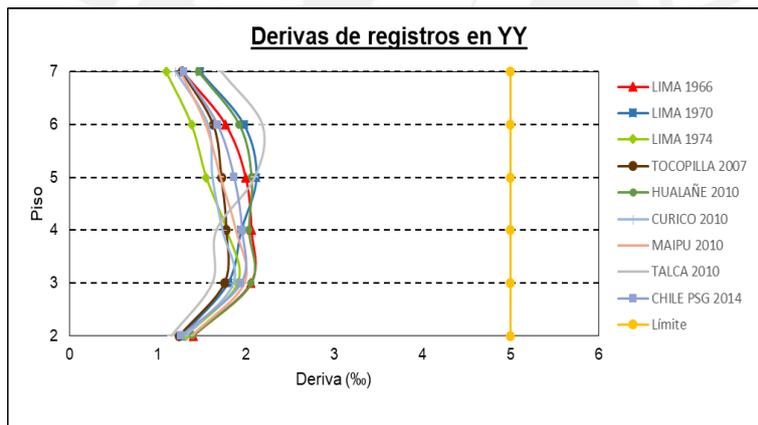


Figura B2: Derivas máximas por registro en YY con propiedades límite inferior.

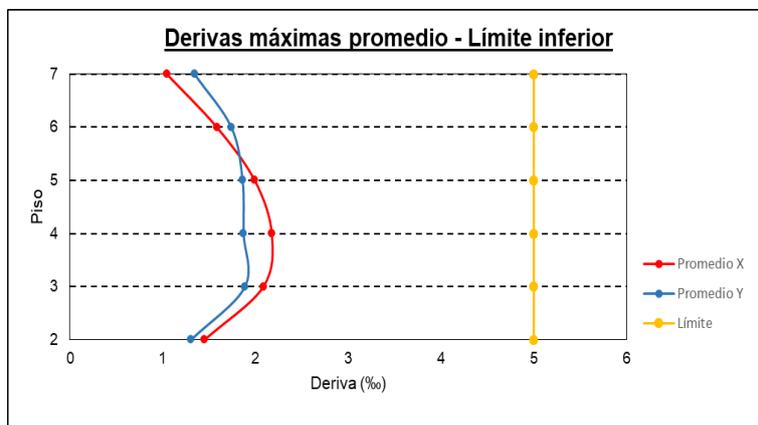


Figura B3: Derivas promedio por dirección de análisis con propiedades límite inferior.

Análisis con propiedades nominales

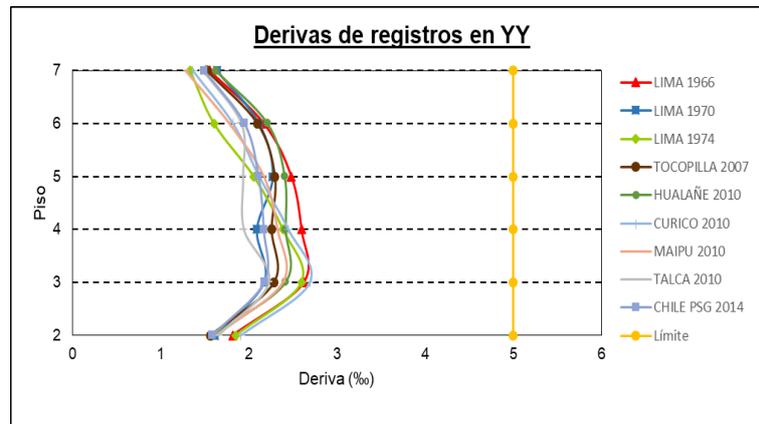


Figura B4: Derivas máximas por registro en XX con propiedades nominales.

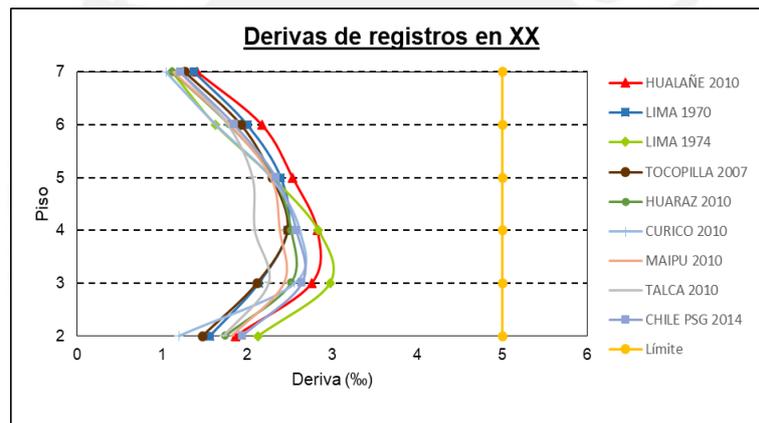


Figura B5: Derivas máximas por registro en YY con propiedades nominales.

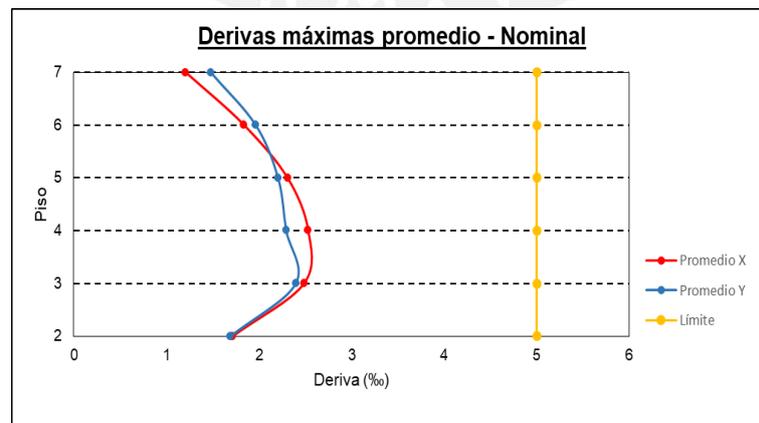


Figura B6: Derivas promedio por dirección de análisis con propiedades nominales.

Análisis con propiedades límite superior

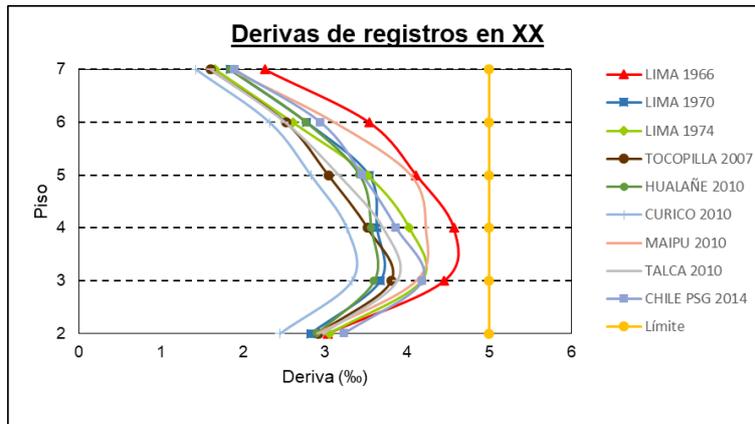


Figura B7: Derivas máximas por registro en XX con propiedades límite superior.

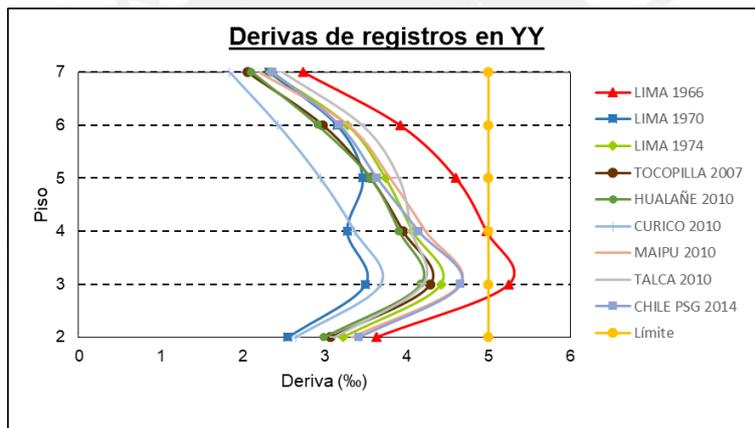


Figura B8: Derivas máximas por registro en YY con propiedades límite superior.

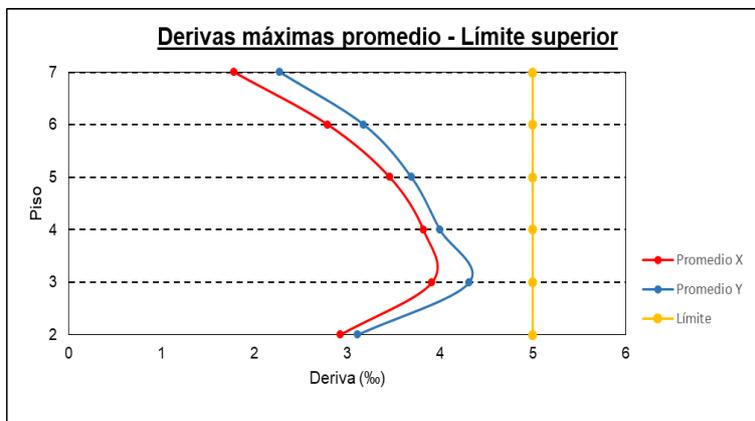


Figura B9: Derivas promedio por dirección de análisis con propiedades límites superior.

Resumen de derivas máximas promedio

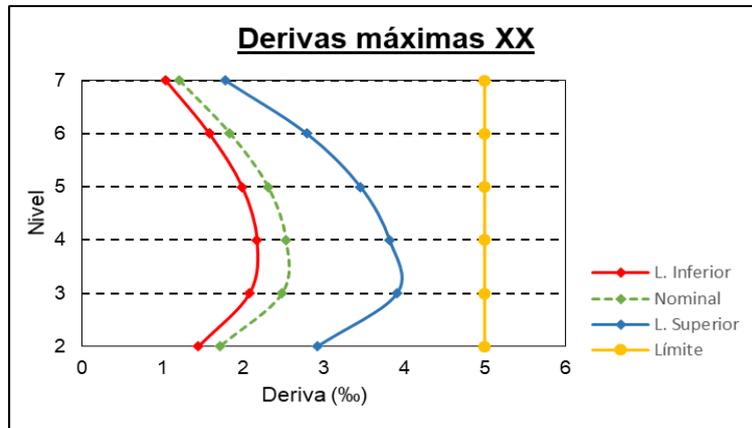


Figura B10: Derivas máximas promedio en XX.

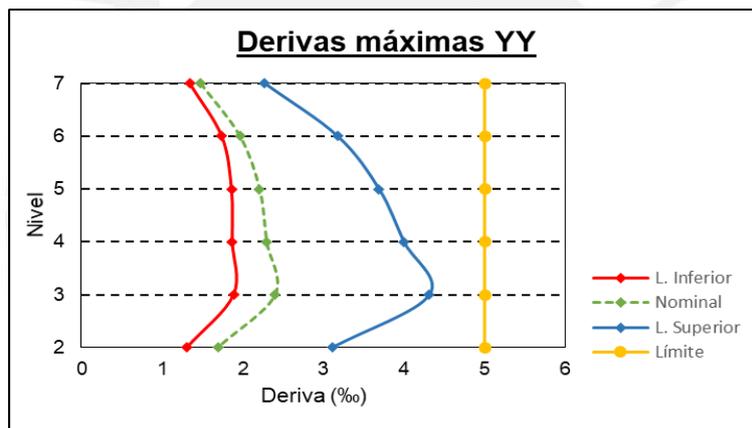


Figura B11: Derivas máximas promedio en YY.

En las Figuras B10 y B11 se puede observar que las derivas de mayor valor son las obtenidas con las propiedades límite superior en ambas direcciones, mientras que las de menor valor, con las propiedades límite inferior, también en las dos direcciones. Por otro lado, la relación entre la máxima deriva con propiedades límite superior respecto a la obtenida con propiedades nominales es 1.55 y 1.80 en X e Y respectivamente, ambas ocurriendo en el nivel dos del hospital. Análogamente, la relación con la máxima deriva de límite inferior es 0.86 y 0.79.

ANEXO C: Aceleraciones máximas – A. tiempo-historia no lineal

Análisis con propiedades límite inferior

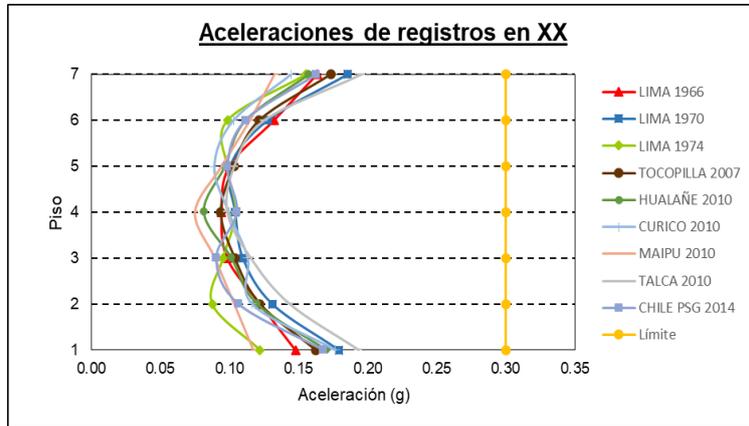


Figura C1: Aceleraciones máximas por registro en XX con propiedades límite superior.

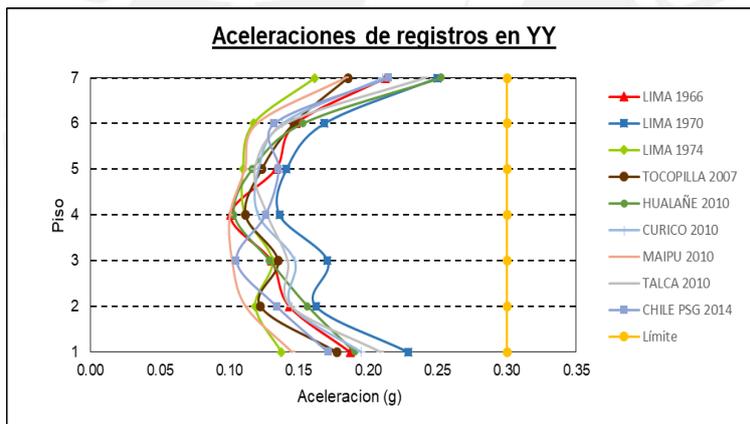


Figura C2: Aceleraciones máximas por registro en YY con propiedades límite superior.

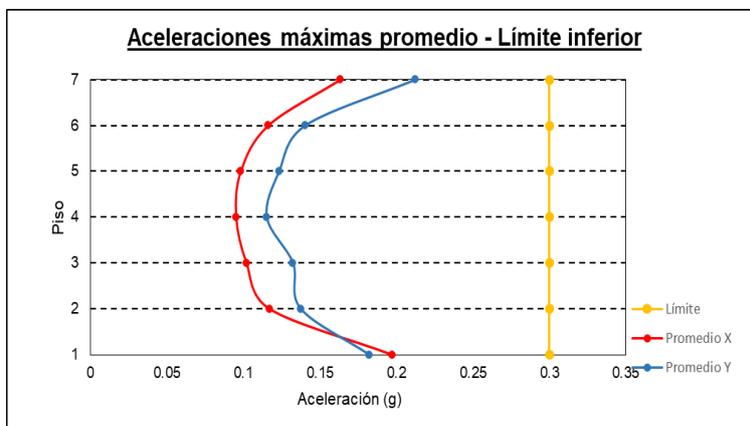


Figura C3: Derivas promedio por dirección de análisis con propiedades límites superior.

Análisis con propiedades nominales

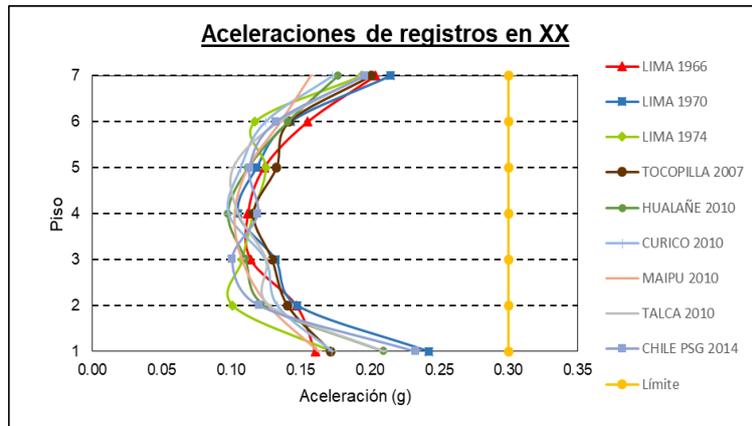


Figura C4: Aceleraciones máximas por registro en XX con propiedades nominales.

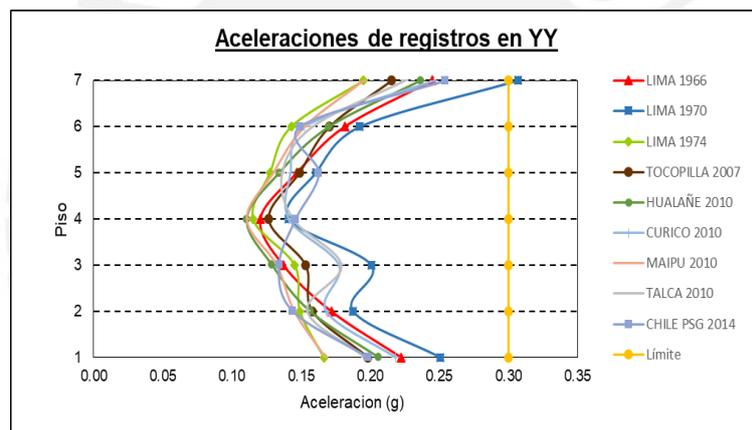


Figura C5: Aceleraciones máximas por registro en YY con propiedades nominales.

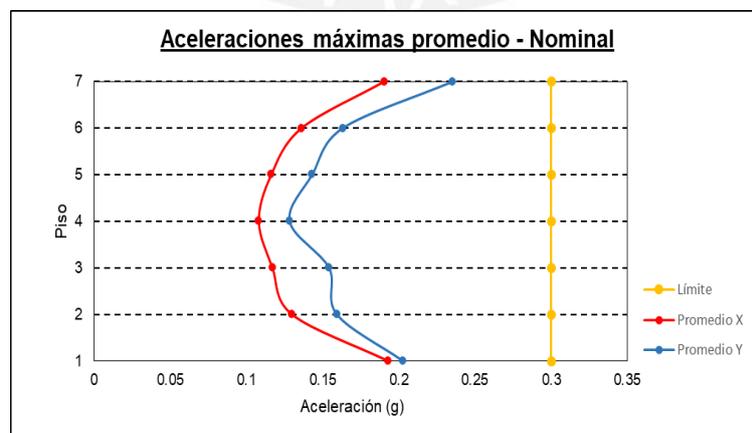


Figura C6: Derivas promedio por dirección de análisis con propiedades nominales.

Análisis con propiedades límite superior

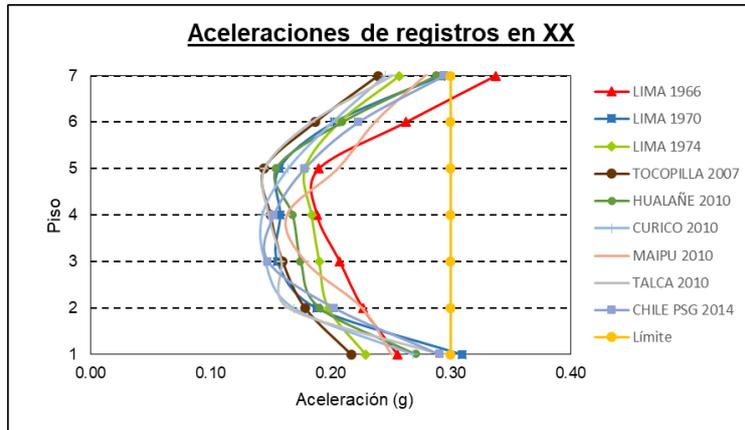


Figura C7: Aceleraciones máximas por registro en XX con propiedades límites superior.

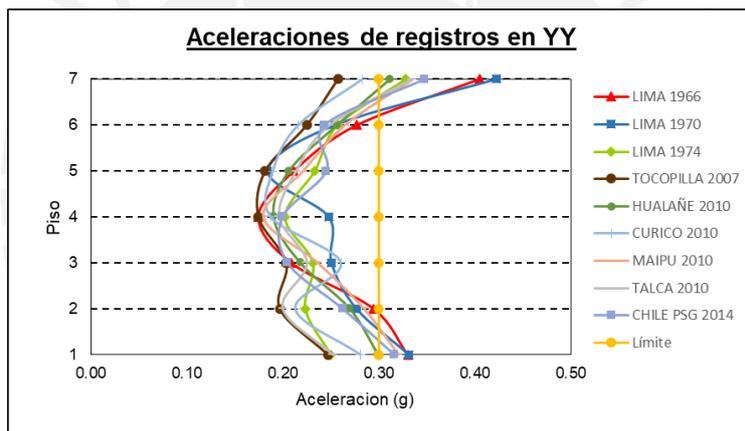


Figura C8: Aceleraciones máximas por registro en YY con propiedades límites superior.

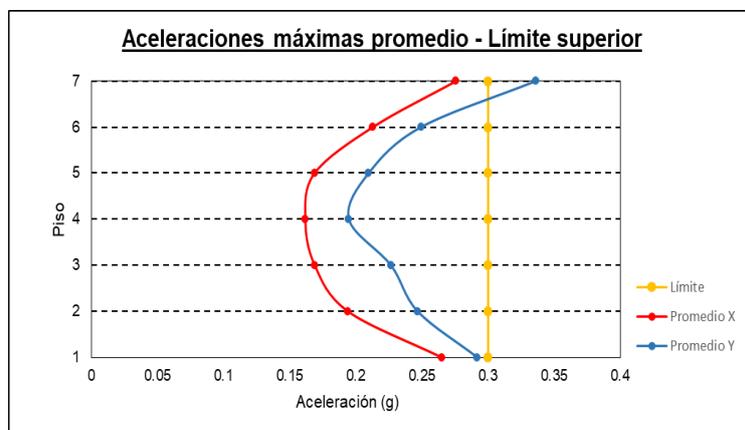


Figura C9: Derivas promedio por dirección de análisis con propiedades límites superior.

Resumen de aceleraciones máximas promedio

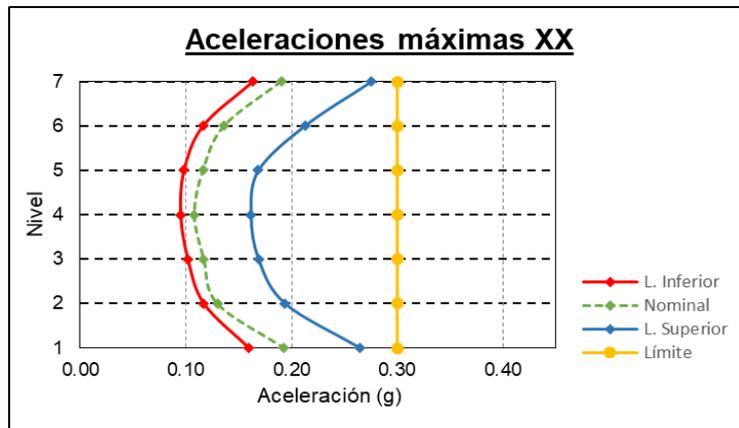


Figura C10: Aceleraciones máximas promedio en XX.

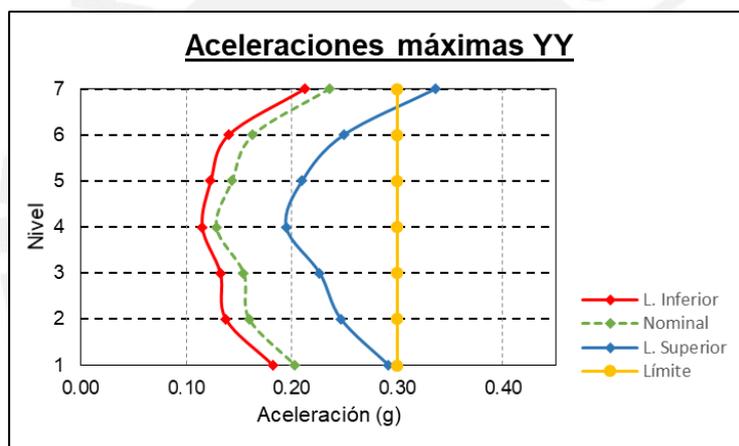


Figura C11: Aceleraciones máximas promedio en YY.

En las Figuras C10 y C11 se puede observar que las aceleraciones de mayor valor son las obtenidas con las propiedades límite superior en ambas direcciones, mientras que las de menor valor, con las propiedades límite inferior, también en las dos direcciones. Por otro lado, la relación entre la máxima aceleración con propiedades límite superior respecto a la obtenida con propiedades nominales es 1.47 y 1.42 en X e Y respectivamente, ambas ocurriendo en el último nivel del hospital. Análogamente, para las propiedades límite inferior se obtienen 0.84 y 0.87.

ANEXO D: Desplazamientos máximos – A. tiempo-historia no lineal

Análisis con propiedades límite inferior

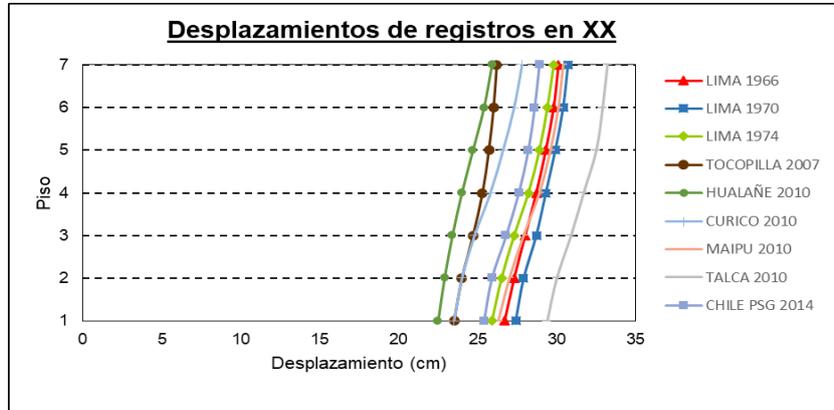


Figura D1: Desplazamientos máximos por registro en XX con propiedades límites inferior.

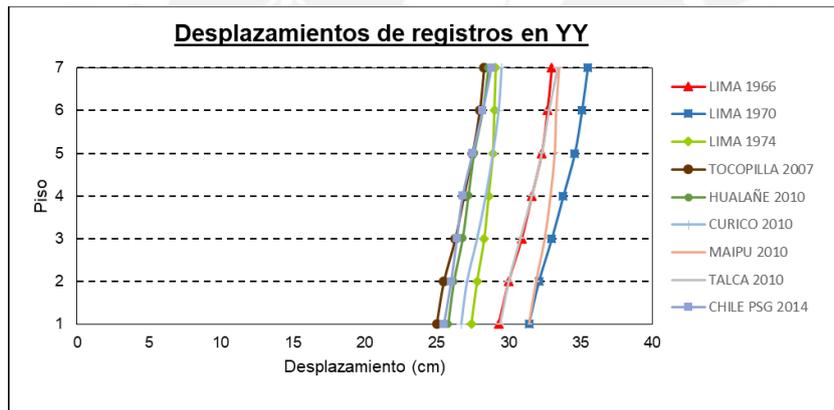


Figura D2: Desplazamientos máximos por registro en YY con propiedades límites inferior.

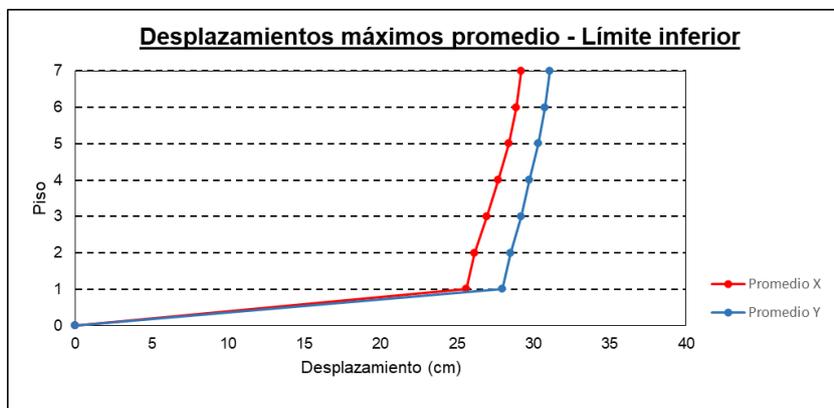


Figura D3: Desplazamientos promedio por dirección de análisis con propiedades límites inferior.

Análisis con propiedades nominales

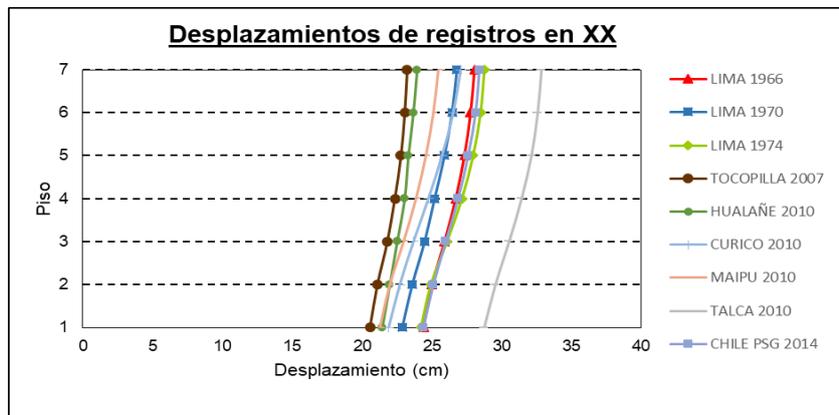


Figura D4: Desplazamientos máximos por registro en XX con propiedades nominales.

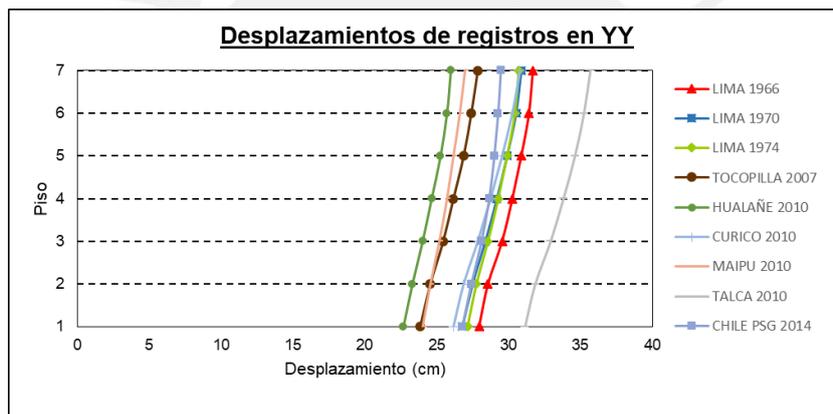


Figura D5: Desplazamientos máximos por registro en YY con propiedades nominales.

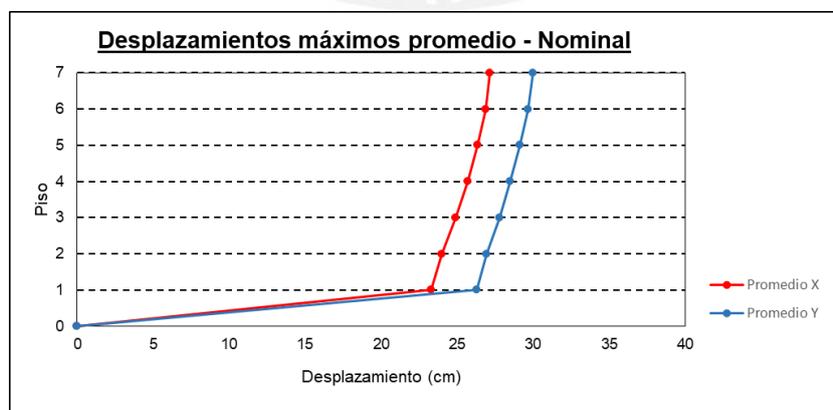


Figura D6: Desplazamientos promedio por dirección de análisis con propiedades nominales.

Análisis con propiedades límite superior

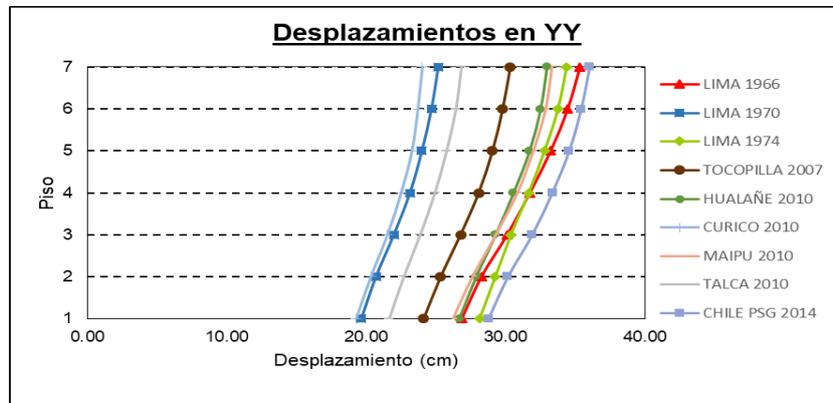


Figura D7: Desplazamientos máximos por registro en XX con propiedades límite superior.

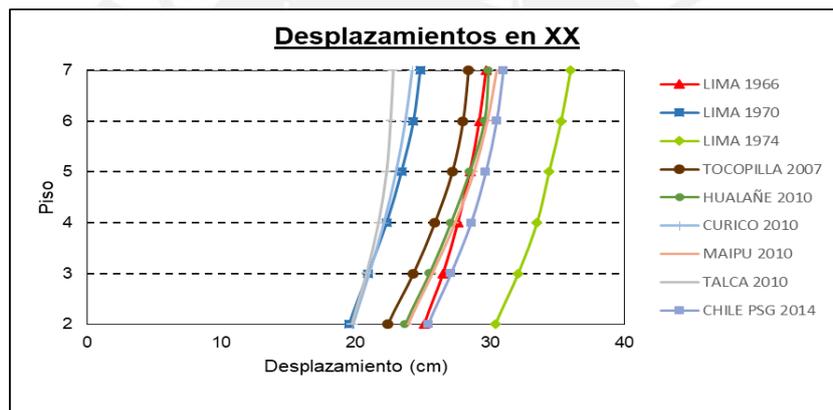


Figura D8: Desplazamientos máximos por registro en YY con propiedades límite superior.

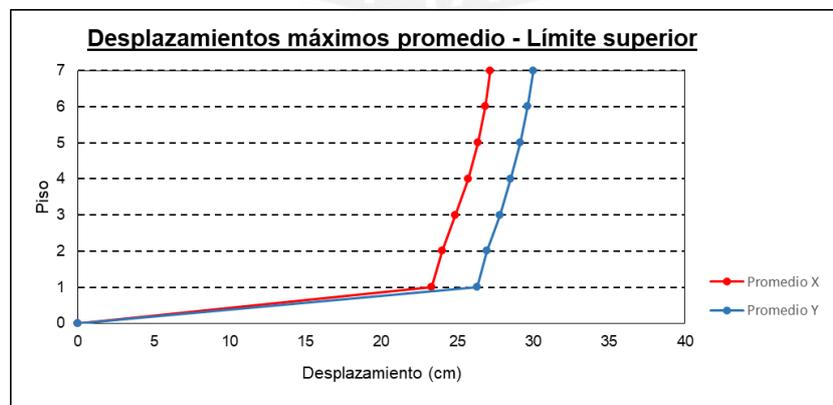


Figura D9: Desplazamientos promedio por dirección de análisis con propiedades límite superior.

Resumen de desplazamientos máximos promedio

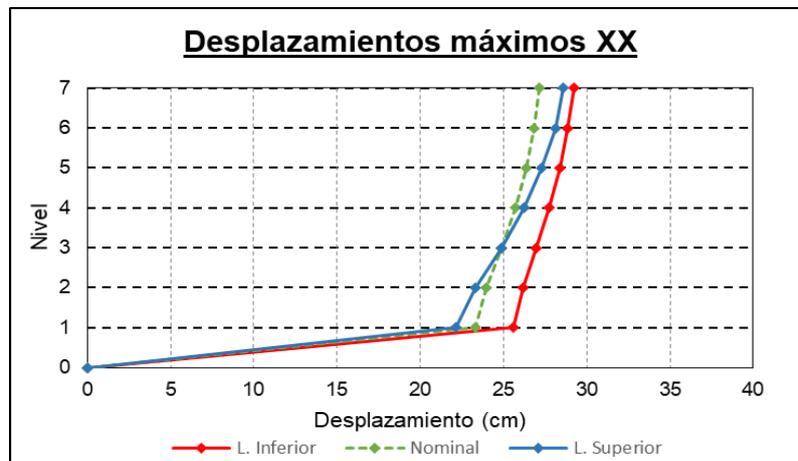


Figura D10: Desplazamientos máximos promedio en XX.



Figura D11: Desplazamientos máximos promedio en YY.

En las Figuras D10 y D11 se pueden observar que el desplazamiento máximo del sistema de aislamiento siempre ocurre con las propiedades límite inferior, mientras que el menor desplazamiento, con las propiedades límite superior. Por otro lado, se observa que el mayor desplazamiento del techo del hospital respecto a su base ocurre con las propiedades límite superior, obteniéndose un desplazamiento en el techo que supera lo obtenido con propiedades nominales, llegando a ser, como en la dirección Y, ligeramente menor que lo calculado con propiedades límite inferior.

ANEXO E: Constitutivas finales bilineales del sistema – A. tiempo-historia no lineal

Análisis con propiedades límite inferior

Figura E1: Modelos bilineales del sistema en dirección XX con propiedades límite inferior.

| Parámetros | LIMA 1966 | LIMA 1970 | LIMA 1974 | TOCOPILLA 2007 | HUALAÑE 2010 | CURICO 2010 | MAIPÚ 2010 | TALCA 2010 | CHILE 2014 |
|-------------------|--------------|--------------|--------------|-------------------|-----------------|----------------|---------------|---------------|---------------|
| D_{max}^+ (cm) | 28.6 | 18.1 | 28.1 | 25.3 | 21.4 | 19.3 | 28.9 | 20.5 | 28.1 |
| D_{max}^- (cm) | 21.7 | 27.7 | 21.6 | 21.4 | 21.7 | 25.1 | 17.4 | 28.2 | 22.9 |
| D_{prom} (cm) | 25.1 | 22.9 | 24.8 | 23.4 | 21.6 | 22.2 | 23.1 | 24.3 | 25.5 |
| F_{max}^+ (ton) | 529 | 387 | 514 | 479 | 428 | 404 | 518 | 420 | 504 |
| F_{max}^- (ton) | 427 | 487 | 417 | 425 | 423 | 464 | 351 | 498 | 423 |
| F_{prom} (ton) | 478 | 437 | 466 | 452 | 426 | 434 | 435 | 459 | 464 |
| Q_{max}^+ (ton) | 160 | 163 | 162 | 159 | 163 | 165 | 159 | 164 | 163 |
| Q_{max}^- (ton) | 154 | 157 | 161 | 153 | 155 | 157 | 157 | 155 | 159 |
| Q_{prom} (ton) | 157 | 160 | 162 | 156 | 159 | 161 | 158 | 160 | 161 |
| K_{eff} (ton/m) | 2287 | 2300 | 2260 | 2330 | 2377 | 2359 | 2263 | 2272 | 2186 |
| β_{eff} (%) | 17.3 | 19.3 | 18.3 | 18.3 | 19.8 | 19.6 | 19.2 | 18.3 | 18.3 |

Figura E2: Modelos bilineales del sistema en dirección YY con propiedades límite inferior.

| Parámetros | LIMA 1966 | LIMA 1970 | LIMA 1974 | TOCOPILLA 2007 | HUALAÑE 2010 | CURICO 2010 | MAIPÚ 2010 | TALCA 2010 | CHILE 2014 |
|-------------------|--------------|--------------|--------------|-------------------|-----------------|----------------|---------------|---------------|---------------|
| D_{max}^+ (cm) | 29.3 | 16.9 | 28.6 | 23.2 | 21.2 | 19.8 | 29.0 | 19.1 | 27.6 |
| D_{max}^- (cm) | 22.3 | 25.9 | 21.8 | 19.5 | 20.6 | 23.7 | 15.4 | 27.8 | 22.1 |
| D_{prom} (cm) | 25.8 | 21.4 | 25.2 | 21.4 | 20.9 | 21.8 | 22.2 | 23.5 | 24.9 |
| F_{max}^+ (ton) | 520 | 335 | 497 | 448 | 418 | 403 | 505 | 386 | 478 |
| F_{max}^- (ton) | 442 | 487 | 416 | 401 | 417 | 451 | 319 | 484 | 394 |
| F_{prom} (ton) | 481 | 411 | 457 | 425 | 418 | 427 | 412 | 435 | 436 |
| Q_{max}^+ (ton) | 154 | 159 | 158 | 155 | 158 | 156 | 161 | 160 | 155 |
| Q_{max}^- (ton) | 157 | 159 | 156 | 157 | 157 | 162 | 159 | 158 | 162 |
| Q_{prom} (ton) | 156 | 159 | 157 | 156 | 158 | 159 | 160 | 159 | 159 |
| K_{eff} (ton/m) | 2258 | 2322 | 2195 | 2398 | 2413 | 2372 | 2239 | 2242 | 2117 |
| β_{eff} (%) | 16.9 | 20.2 | 18.0 | 19.1 | 19.6 | 19.4 | 20.3 | 19.1 | 18.9 |

Análisis con propiedades nominales

Figura E3: Modelos bilineales del sistema en dirección XX con propiedades nominales.

| Parámetros | LIMA | LIMA | LIMA | TOCOPILLA | HUALAÑE | CURICO | MAIPÚ | TALCA | CHILE |
|-------------------|------|------|------|-----------|---------|--------|-------|-------|-------|
| | 1966 | 1970 | 1974 | 2007 | 2010 | 2010 | 2010 | 2010 | 2014 |
| D_{max}^+ (cm) | 27.8 | 16.7 | 28.0 | 22.8 | 21.6 | 15.4 | 24.7 | 17.1 | 29.5 |
| D_{max}^- (cm) | 22.3 | 23.7 | 22.3 | 21.7 | 23.5 | 25.0 | 16.8 | 30.5 | 21.3 |
| D_{prom} (cm) | 25.0 | 20.2 | 25.1 | 22.2 | 22.6 | 20.2 | 20.8 | 23.8 | 25.4 |
| F_{max}^+ (ton) | 681 | 450 | 669 | 582 | 564 | 445 | 567 | 474 | 666 |
| F_{max}^- (ton) | 551 | 587 | 537 | 552 | 578 | 606 | 472 | 661 | 514 |
| F_{prom} (ton) | 616 | 519 | 603 | 567 | 571 | 526 | 520 | 568 | 590 |
| Q_{max}^+ (ton) | 197 | 203 | 199 | 198 | 200 | 203 | 202 | 200 | 195 |
| Q_{max}^- (ton) | 187 | 192 | 189 | 188 | 186 | 189 | 189 | 192 | 189 |
| Q_{prom} (ton) | 192 | 197 | 194 | 193 | 193 | 196 | 196 | 196 | 192 |
| K_{eff} (ton/m) | 2800 | 2913 | 2729 | 2893 | 2869 | 2952 | 2839 | 2715 | 2646 |
| β_{eff} (%) | 19.3 | 21.0 | 17.8 | 18.8 | 18.6 | 20.6 | 20.7 | 19.0 | 17.9 |

Figura E4: Modelos bilineales del sistema en dirección YY con propiedades nominales.

| Parámetros | LIMA | LIMA | LIMA | TOCOPILLA | HUALAÑE | CURICO | MAIPÚ | TALCA | CHILE |
|-------------------|------|------|------|-----------|---------|--------|-------|-------|-------|
| | 1966 | 1970 | 1974 | 2007 | 2010 | 2010 | 2010 | 2010 | 2014 |
| D_{max}^+ (cm) | 28.0 | 19.0 | 29.4 | 21.4 | 21.0 | 17.7 | 24.5 | 17.2 | 29.4 |
| D_{max}^- (cm) | 23.0 | 24.3 | 20.7 | 19.8 | 22.1 | 25.6 | 15.8 | 29.2 | 20.2 |
| D_{prom} (cm) | 25.5 | 21.7 | 25.0 | 20.6 | 21.6 | 21.7 | 20.2 | 23.2 | 24.8 |
| F_{max}^+ (ton) | 662 | 421 | 659 | 517 | 498 | 426 | 535 | 434 | 591 |
| F_{max}^- (ton) | 566 | 606 | 499 | 492 | 562 | 621 | 451 | 626 | 487 |
| F_{prom} (ton) | 614 | 514 | 579 | 505 | 530 | 524 | 493 | 530 | 539 |
| Q_{max}^+ (ton) | 189 | 196 | 199 | 196 | 196 | 196 | 199 | 198 | 194 |
| Q_{max}^- (ton) | 198 | 199 | 198 | 195 | 199 | 198 | 196 | 198 | 194 |
| Q_{prom} (ton) | 194 | 198 | 199 | 196 | 198 | 197 | 198 | 198 | 194 |
| K_{eff} (ton/m) | 2804 | 2761 | 2693 | 2850 | 2865 | 2815 | 2850 | 2650 | 2531 |
| β_{eff} (%) | 17.0 | 20.8 | 18.5 | 21.0 | 20.1 | 20.4 | 21.7 | 20.1 | 19.5 |

Análisis con propiedades límite superior

Figura E5: Modelos bilineales del sistema en dirección XX con propiedades límite superior.

| Parámetros | LIMA | LIMA | LIMA | TOCOPILLA | HUALAÑE | CURICO | MAIPÚ | TALCA | CHILE |
|-------------------|------|------|------|-----------|---------|--------|-------|-------|-------|
| | 1966 | 1970 | 1974 | 2007 | 2010 | 2010 | 2010 | 2010 | 2014 |
| D_{max}^+ (cm) | 21.1 | 19.6 | 23.6 | 18.1 | 21.3 | 16.0 | 17.7 | 15.7 | 24.7 |
| D_{max}^- (cm) | 21.9 | 14.3 | 24.0 | 18.6 | 15.1 | 15.1 | 18.7 | 22.2 | 22.0 |
| D_{prom} (cm) | 21.5 | 17.0 | 23.8 | 18.4 | 18.2 | 15.6 | 18.2 | 19.0 | 23.4 |
| F_{max}^+ (ton) | 1029 | 987 | 1230 | 1021 | 1140 | 873 | 1020 | 902 | 1208 |
| F_{max}^- (ton) | 1110 | 854 | 1098 | 1019 | 886 | 872 | 980 | 1122 | 1132 |
| F_{prom} (ton) | 1070 | 921 | 1164 | 1020 | 1013 | 873 | 1000 | 1012 | 1170 |
| Q_{max}^+ (ton) | 356 | 343 | 325 | 343 | 347 | 347 | 346 | 342 | 336 |
| Q_{max}^- (ton) | 321 | 313 | 319 | 315 | 326 | 320 | 315 | 323 | 317 |
| Q_{prom} (ton) | 339 | 328 | 322 | 329 | 337 | 334 | 331 | 333 | 327 |
| K_{eff} (ton/m) | 4974 | 5415 | 4891 | 5543 | 5566 | 5593 | 5495 | 5326 | 5000 |
| β_{eff} (%) | 20.1 | 22.6 | 17.6 | 20.5 | 21.1 | 24.3 | 21.0 | 20.9 | 17.7 |

Figura E6: Modelos bilineales del sistema en dirección YY con propiedades límite superior.

| Parámetros | LIMA | LIMA | LIMA | TOCOPILLA | HUALAÑE | CURICO | MAIPÚ | TALCA | CHILE |
|-------------------|------|------|------|-----------|---------|--------|-------|-------|-------|
| | 1966 | 1970 | 1974 | 2007 | 2010 | 2010 | 2010 | 2010 | 2014 |
| D_{max}^+ (cm) | 21.4 | 18.6 | 24.0 | 15.8 | 21.0 | 13.2 | 17.0 | 14.4 | 23.9 |
| D_{max}^- (cm) | 21.0 | 13.0 | 24.6 | 15.6 | 17.2 | 16.6 | 18.3 | 21.5 | 20.8 |
| D_{prom} (cm) | 21.2 | 15.8 | 24.3 | 15.7 | 19.1 | 14.9 | 17.7 | 18.0 | 22.4 |
| F_{max}^+ (ton) | 985 | 976 | 1149 | 840 | 1075 | 694 | 935 | 785 | 1168 |
| F_{max}^- (ton) | 1087 | 818 | 1063 | 849 | 993 | 943 | 962 | 1082 | 1005 |
| F_{prom} (ton) | 1036 | 897 | 1106 | 845 | 1034 | 819 | 949 | 934 | 1087 |
| Q_{max}^+ (ton) | 322 | 335 | 337 | 335 | 327 | 331 | 325 | 323 | 329 |
| Q_{max}^- (ton) | 328 | 330 | 329 | 319 | 335 | 330 | 339 | 318 | 313 |
| Q_{prom} (ton) | 325 | 333 | 333 | 327 | 331 | 331 | 332 | 321 | 321 |
| K_{eff} (ton/m) | 4887 | 5677 | 4551 | 5379 | 5414 | 5493 | 5359 | 5186 | 4850 |
| β_{eff} (%) | 20.0 | 23.6 | 19.2 | 24.7 | 20.4 | 25.7 | 22.2 | 21.8 | 18.8 |

ANEXO F: Distribución de dispositivos de aislamiento

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| K30 AS-2 Pserv 124 Pmáx 542 | K31 AS-1 Pserv 188 Pmáx 738 | K32 AS-1 Pserv 190 Pmáx 702 | K33 AS-1 Pserv 191 Pmáx 654 | K34 AS-1 Pserv 193 Pmáx 641 | K35 AS-1 Pserv 192 Pmáx 633 | K36 AS-1 Pserv 197 Pmáx 642 | K42 SL-1 Pserv 107 Pmáx 406 |
| K22 AS-2 Pserv 189 Pmáx 607 | K23 AS-1 Pserv 287 Pmáx 901 | K24 AS-1 Pserv 281 Pmáx 877 | K25 AS-1 Pserv 282 Pmáx 851 | K26 AS-1 Pserv 282 Pmáx 841 | K27 AS-1 Pserv 277 Pmáx 822 | K28 AS-2 Pserv 235 Pmáx 648 | K29 AS-1 Pserv 177 Pmáx 571 |
| K16 AS-2 Pserv 241 Pmáx 726 | K17 AS-1 Pserv 341 Pmáx 942 | K18 AS-1 Pserv 328 Pmáx 919 | K19 AS-1 Pserv 340 Pmáx 940 | K20 AS-1 Pserv 344 Pmáx 949 | K21 AS-1 Pserv 314 Pmáx 919 | K38 AS-2 Pserv 257 Pmáx 739 | K39 SL-1 Pserv 114 Pmáx 388 |
| K8 AS-2 Pserv 244 Pmáx 859 | K9 AS-1 Pserv 373 Pmáx 1103 | K10 AS-1 Pserv 220 Pmáx 673 | K11 AS-1 Pserv 276 Pmáx 862 | K12 AS-1 Pserv 287 Pmáx 841 | K13 AS-1 Pserv 285 Pmáx 840 | K40 AS-2 Pserv 266 Pmáx 749 | K41 SL-1 Pserv 120 Pmáx 395 |
| | | | K2 AS-1 Pserv 186 Pmáx 698 | K4 AS-1 Pserv 193 Pmáx 658 | K5 AS-1 Pserv 194 Pmáx 636 | K6 AS-1 Pserv 197 Pmáx 628 | K7 SL-1 Pserv 105 Pmáx 394 |
| | | | | | | K14 AS-2 Pserv 242 Pmáx 663 | K15 AS-1 Pserv 178 Pmáx 568 |
| | | | | | | | |

Figura F1: Esquema de distribución en planta de los dispositivos de aislamiento.

ANEXO G: Cargas y momentos P-delta en dispositivos de aislamiento

Tabla G1: Cargas axiales en dispositivos.

| UBICACIÓN | TIPO | "D" (Ton) | "L" (Ton) | Pserv (Ton) | Pu (Ton) | Pmin (Ton) | Pmax (Ton) |
|-----------|------|-----------|-----------|-------------|----------|------------|------------|
| K1 | AS-1 | 152 | 24 | 165 | 255 | 95 | 630 |
| K10 | AS-1 | 185 | 69 | 220 | 376 | 259 | 673 |
| K11 | AS-1 | 235 | 82 | 276 | 468 | 254 | 862 |
| K12 | AS-1 | 244 | 86 | 287 | 488 | 344 | 841 |
| K13 | AS-1 | 243 | 85 | 285 | 484 | 359 | 840 |
| K14 | AS-2 | 212 | 59 | 242 | 397 | 337 | 663 |
| K15 | AS-1 | 165 | 25 | 178 | 274 | 176 | 568 |
| K16 | AS-2 | 214 | 55 | 241 | 393 | 286 | 726 |
| K17 | AS-1 | 284 | 113 | 341 | 591 | 469 | 942 |
| K18 | AS-1 | 271 | 114 | 328 | 574 | 470 | 919 |
| K19 | AS-1 | 281 | 120 | 340 | 596 | 489 | 940 |
| K2 | AS-1 | 172 | 28 | 186 | 289 | 114 | 698 |
| K20 | AS-1 | 283 | 122 | 344 | 603 | 487 | 949 |
| K21 | AS-1 | 260 | 108 | 314 | 549 | 453 | 919 |
| K22 | AS-2 | 171 | 38 | 189 | 303 | 210 | 607 |
| K23 | AS-1 | 248 | 78 | 287 | 479 | 300 | 901 |
| K24 | AS-1 | 242 | 78 | 281 | 472 | 309 | 877 |
| K25 | AS-1 | 242 | 80 | 282 | 475 | 338 | 851 |
| K26 | AS-1 | 242 | 80 | 282 | 475 | 347 | 841 |
| K27 | AS-1 | 238 | 77 | 277 | 465 | 350 | 822 |
| K28 | AS-2 | 200 | 69 | 235 | 398 | 327 | 648 |
| K29 | AS-1 | 157 | 41 | 177 | 288 | 157 | 571 |
| K30 | AS-2 | 117 | 13 | 124 | 186 | 17 | 542 |
| K31 | AS-1 | 173 | 29 | 188 | 292 | 32 | 738 |
| K32 | AS-1 | 177 | 27 | 190 | 294 | 80 | 702 |
| K33 | AS-1 | 178 | 28 | 191 | 296 | 135 | 654 |
| K34 | AS-1 | 179 | 28 | 193 | 297 | 157 | 641 |
| K35 | AS-1 | 178 | 27 | 192 | 296 | 170 | 633 |
| K36 | AS-1 | 179 | 37 | 197 | 313 | 194 | 642 |
| K38 | AS-2 | 215 | 84 | 257 | 443 | 305 | 739 |
| K39 | SL-1 | 104 | 21 | 114 | 181 | 102 | 388 |
| K4 | AS-1 | 178 | 30 | 193 | 301 | 177 | 658 |
| K40 | AS-2 | 226 | 79 | 266 | 451 | 320 | 749 |
| K41 | SL-1 | 112 | 16 | 120 | 183 | 113 | 395 |
| K42 | SL-1 | 97 | 19 | 107 | 168 | 55 | 406 |
| K5 | AS-1 | 178 | 32 | 194 | 303 | 188 | 636 |
| K6 | AS-1 | 182 | 30 | 197 | 306 | 186 | 628 |
| K7 | SL-1 | 99 | 11 | 105 | 158 | 64 | 394 |
| K8 | AS-2 | 224 | 40 | 244 | 382 | 192 | 859 |
| K9 | AS-1 | 327 | 91 | 373 | 613 | 452 | 1103 |

Tabla G2: Momentos P-Delta con propiedades límite superior.

| UBICACIÓN | TIPO | Pmax - XX (Ton) | Pmax - YY (Ton) | MP-D-YY (Ton.m) | MP-D-XX (Ton.m) |
|------------------|-------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| K1 | AS-1 | 583 | 630 | 74 | 85 |
| K10 | AS-1 | 656 | 673 | 84 | 91 |
| K11 | AS-1 | 836 | 862 | 107 | 116 |
| K12 | AS-1 | 823 | 841 | 105 | 113 |
| K13 | AS-1 | 821 | 840 | 105 | 113 |
| K14 | AS-2 | 663 | 658 | 84 | 89 |
| K15 | AS-1 | 568 | 543 | 72 | 73 |
| K16 | AS-2 | 726 | 699 | 93 | 94 |
| K17 | AS-1 | 939 | 942 | 120 | 127 |
| K18 | AS-1 | 919 | 910 | 117 | 123 |
| K19 | AS-1 | 937 | 940 | 119 | 127 |
| K2 | AS-1 | 621 | 698 | 79 | 94 |
| K20 | AS-1 | 949 | 948 | 121 | 128 |
| K21 | AS-1 | 919 | 911 | 117 | 123 |
| K22 | AS-2 | 607 | 599 | 77 | 81 |
| K23 | AS-1 | 842 | 901 | 107 | 122 |
| K24 | AS-1 | 825 | 877 | 105 | 118 |
| K25 | AS-1 | 819 | 851 | 104 | 115 |
| K26 | AS-1 | 817 | 841 | 104 | 114 |
| K27 | AS-1 | 804 | 822 | 103 | 111 |
| K28 | AS-2 | 648 | 645 | 83 | 87 |
| K29 | AS-1 | 571 | 560 | 73 | 76 |
| K30 | AS-2 | 481 | 542 | 61 | 73 |
| K31 | AS-1 | 678 | 738 | 86 | 100 |
| K32 | AS-1 | 641 | 702 | 82 | 95 |
| K33 | AS-1 | 611 | 654 | 78 | 88 |
| K34 | AS-1 | 607 | 641 | 77 | 87 |
| K35 | AS-1 | 596 | 633 | 76 | 85 |
| K36 | AS-1 | 615 | 642 | 78 | 87 |
| K38 | AS-2 | 739 | 725 | 94 | 98 |
| K39 | SL-1 | 388 | 373 | 99 | 101 |
| K4 | AS-1 | 613 | 658 | 78 | 89 |
| K40 | AS-2 | 749 | 732 | 95 | 99 |
| K41 | SL-1 | 395 | 381 | 101 | 103 |
| K42 | SL-1 | 406 | 396 | 104 | 107 |
| K5 | AS-1 | 606 | 636 | 77 | 86 |
| K6 | AS-1 | 607 | 628 | 77 | 85 |
| K7 | SL-1 | 376 | 394 | 96 | 106 |
| K8 | AS-2 | 812 | 859 | 104 | 116 |
| K9 | AS-1 | 1054 | 1103 | 134 | 149 |

ANEXO H: Fuerzas laterales dinámicas por piso – A. modal espectral

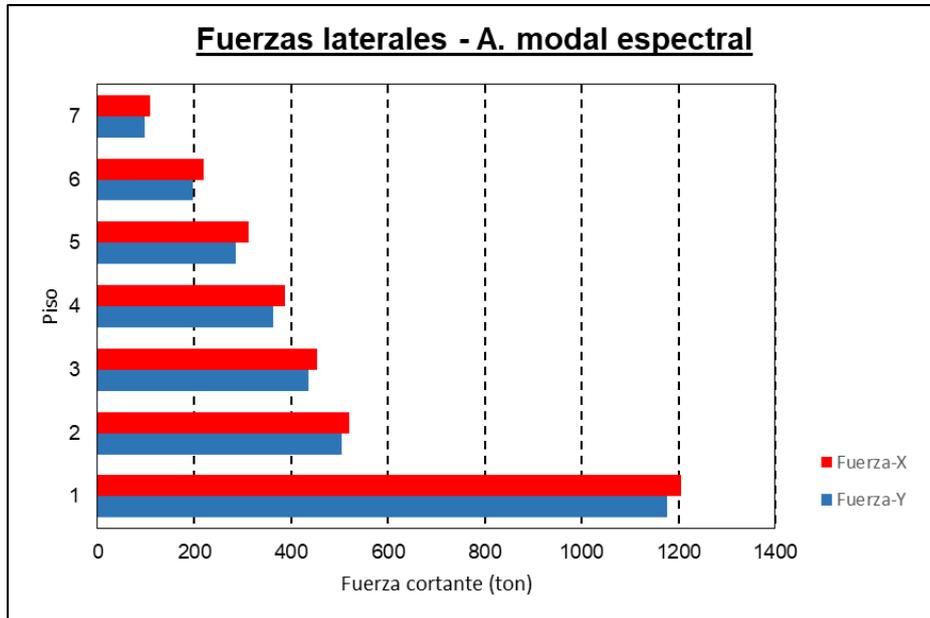


Figura H1: Fuerzas laterales dinámicas del análisis modal espectral con propiedades límite superior.