

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

**ANÁLISIS, COMPORTAMIENTO Y DISEÑO DE
EDIFICACIONES CON AISLADORES DE PÉNDULO
FRICCIONAL**

Tesis para optar por el título de Ingeniero Civil, que presentan los bachilleres:

Andrés Ignacio Martínez Colán

Carlos Jesús Melgar Cueva

Asesor: Marcos Tinman Behar

Lima, Setiembre del 2015

RESUMEN

El aislamiento sísmico es una tecnología que consiste en colocar dispositivos lateralmente flexibles en la base de la edificación, de manera que el periodo de esta aumente y se aleje de las zonas de máximas aceleraciones del espectro sísmico de diseño, consiguiendo así una reducción de la demanda sísmica en la estructura.

En nuestro país, se han proyectado y construido varios edificios con esta tecnología, especialmente de uso educativo y de salud. Sin embargo, se han utilizado principalmente aisladores elastoméricos, dejándose de lado los del tipo deslizante, a pesar de que son bastante usados a nivel mundial.

Es por este motivo que se decide centrar este trabajo en un tipo de aislador deslizante: los de péndulo de fricción simple (FPS).

La tesis se inicia mostrando el comportamiento y las particularidades de los FPS para luego definir un procedimiento de análisis, modelamiento y diseño que siga los lineamientos del ASCE 7-10 y otras referencias complementarias.

Luego, se toma la arquitectura de un edificio de oficinas ubicado en el distrito de Miraflores (aceleración máxima del suelo = 0.45g) y se diseñan dos soluciones: una de base fija y una con aisladores FPS.

La solución de base fija se plantea con un sistema de muros de corte de concreto armado con un factor de reducción de fuerzas igual a 6 y se diseña según el Proyecto de Norma E030 (es decir, con una deriva máxima permitida igual a 7‰).

Por otro lado, la solución con aisladores de péndulo friccional se plantea con un sistema de pórticos ordinarios de concreto armado con un factor de reducción de fuerzas de 1.125 y con objetivos de desempeño cuantificados según el Manual HAZUS MH 2.1 (deriva máxima permitida igual a 3.3 ‰, y aceleración de piso máxima permitida igual 0.60g).

La comparación entre ambas soluciones muestra un comportamiento notablemente superior en el edificio aislado, pues las derivas máximas con respecto a la solución de base fija se reducen hasta en 60% y las aceleraciones de piso, hasta en 65%.

Por el contrario, cuando se comparan los metrados de estructuras, se notó que las cantidades de concreto, encofrado, y acero de la solución aislada fueron mayores en 15%, 13% y 2%, respectivamente, lo que sumado al costo de los aisladores, hace que esta solución sea más cara, siempre y cuando no se tomen en cuenta los costos probables de reparación y la pérdida del contenido de la edificación.

Debe notarse que lo anterior es válido para un edificio de uso común. Es probable que las diferencias de costo puedan acortarse y hasta revertirse en un edificio esencial pues si se planteara de base fija, debería diseñarse con un factor de importancia de 1.5, mientras que al hacerlo aislado, el factor de importancia sería de 1.

Finalmente se comprueba que es necesario realizar un análisis tiempo-historia cuando se usan aisladores de péndulo friccional, pues su alta no linealidad genera amplificaciones con respecto al análisis espectral de hasta 400% en aceleraciones y 50% en derivas máximas.

FACULTAD DE
CIENCIAS E
INGENIERÍA



PUCP

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Título : ANÁLISIS, COMPORTAMIENTO Y DISEÑO DE EDIFICACIONES CON AISLADORES DE PÉNDULO FRICCIONAL

Área : Estructuras

Asesor : Marcos Tinman Behar

Alumno : CARLOS JESUS MELGAR CUEVA

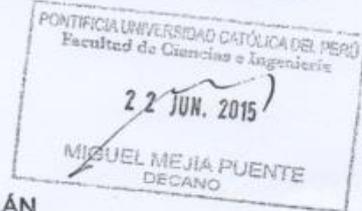
Código : 2009.0481.412

Alumno : ANDRÉS IGNACIO MARTÍNEZ COLÁN

Código : 2009.0472.712

Tema N° : 367

Fecha : Lima, 04 de junio de 2015



DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

Actualmente, con las nuevas exigencias que dispone la normativa para el diseño sismo-resistente, y sobre todo para las edificaciones esenciales, se hace relevante el uso de los aisladores sísmicos, su correcta comprensión y diseño.

OBJETIVO Y ALCANCE

Demostrar la eficiencia del uso de los aisladores sísmicos de péndulo de fricción, analizando el comportamiento estructural, revisando la compatibilidad con la arquitectura y realizando metrados para ambas edificaciones.

METODOLOGÍA Y RESULTADOS ESPERADOS

Se utiliza la arquitectura de un edificio de muros de corte, se retiran todas las placas y se rediseña utilizando un sistema de pórticos y aisladores.

Luego, para ambas edificaciones, se compara el comportamiento estructural, se compatibiliza la arquitectura y se contrastan metrados de ambas estructuras.

Asimismo, se espera incentivar el uso de estos aisladores, a través de la obtención de una guía base aplicable a la normativa peruana.

NOTA

Extensión máxima: 100 páginas.





A mi madre, por darme el apoyo y fortaleza que me ayudaron a superar los momentos más difíciles en mi periodo universitario.

A mi padre, por inculcarme la responsabilidad y el sacrificio que fueron indispensables para concluir satisfactoriamente mis estudios.

A mis hermanitas Mayra y Cielo, por quienes intento ser el mejor ejemplo posible.

A todos los familiares de personas fallecidas en sismos.

Andrés Ignacio Martínez Colán



A Dios y a la Virgen María, que siempre conduzcan mi camino, por permitirme entrar a esta Universidad y sacar adelante esta carrera, para servir como es debido.

A mi madre, Alina, por haberme apoyado siempre incondicionalmente, por su gran amor y dedicación.

A mi padre, Carlos, por estar siempre con nosotros, animándonos a sacar lo mejor de cada uno.

A mi hermana, Karen, por corregirme cuando es debido y por animarme a salir adelante.

A mi abuelo Jesús, por cuidarme como un padre y por inculcar en mí los valores que se necesitan en esta sociedad.

Al Padre Lenin, Vanessa y Daniel, por ser la luz que Dios permitió llegar a mi vida, por inculcar en mí una verdadera vocación cristiana..

Y a los ingenieros y profesores, por su disposición y dedicación a la enseñanza, para que sea de ejemplo para muchos más.

Carlos Jesús Melgar Cueva

ÍNDICE GENERAL

1	GENERALIDADES	1
1.1	NOMENCLATURA	1
1.2	ANTECEDENTES	5
1.3	SISTEMAS DE CONTROL DE VIBRACIONES EN EDIFICACIONES	5
1.4	OBJETIVOS	6
1.5	ESQUEMA DE LA TESIS	7
2	AISLAMIENTO EN LA BASE	9
2.1	NOCIONES GENERALES.....	9
2.2	FILOSOFÍA DE DISEÑO	10
2.3	REQUISITOS DE LOS SISTEMAS DE AISLAMIENTO	11
2.4	EFFECTO DE LAS CONDICIONES GEOTÉCNICAS.....	12
2.5	CONDICIONES ADECUADAS PARA UTILIZAR AISLAMIENTO SÍSMICO	13
2.6	CONSIDERACIONES CONSTRUCTIVAS	14
3	ESTADO DEL ARTE EN AISLADORES FRICCIONALES	16
3.1	INTRODUCCIÓN.....	16
3.2	SISTEMA DE PÉNDULO DE FRICCIÓN SIMPLE (FPS).....	20
3.3	MODELO DE LA FRICCIÓN EN AISLADORES DESLIZANTES	24
3.4	DURABILIDAD Y VARIACIÓN DE LAS PROPIEDADES A LARGO PLAZO.....	25
3.5	TORSIÓN EN PLANTA.....	26
3.6	COMPONENTE SÍSMICA VERTICAL	28
4	METODOLOGÍA DE DISEÑO.....	30
4.1	SELECCIÓN DEL SISTEMA RESISTENTE A CARGAS LATERALES Y ESTRUCTURACIÓN.....	30
4.2	DETERMINACIÓN DE LOS OBJETIVOS DE DESEMPEÑO	30
4.3	OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS SÍSMICOS	31
4.4	DUCTILIDAD DEL SISTEMA ESTRUCTURAL Y FACTOR DE REDUCCIÓN DE FUERZAS	32
4.5	CRITERIOS DE COMBINACIONES DE CARGA.....	32
4.6	PROCEDIMIENTO DE LA FUERZA LATERAL EQUIVALENTE.....	34
4.7	REQUISITOS MÍNIMOS PARA LOS ANÁLISIS DINÁMICOS	40
4.8	ANÁLISIS ESPECTRAL	40
4.9	SELECCIÓN Y PROCESAMIENTO DE SEÑALES	41
4.10	ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA.....	42
4.11	DETALLE DE LOS AISLADORES	43
5	ANÁLISIS DEL EDIFICIO DE OFICINAS – BASE FIJA	46
5.1	PARÁMETROS SÍSMICOS	47
5.2	RESULTADOS MODALES.....	47
5.3	ANÁLISIS ESTÁTICO.....	48
5.4	ANÁLISIS ESPECTRAL: CORTANTES	48
5.5	ANÁLISIS ESPECTRAL: DERIVAS.....	49
5.6	ANÁLISIS ESPECTRAL: ACELERACIONES	49
5.7	ANÁLISIS ESPECTRAL: DESPLAZAMIENTOS.....	50
6	EJEMPLO DE APLICACIÓN: EDIFICIO TORRE 29 – AISLADO.....	51
6.1	SELECCIÓN DEL SISTEMA RESISTENTE A CARGAS LATERALES Y ESTRUCTURACIÓN.....	51

6.2	DETERMINACIÓN DE LOS OBJETIVOS DE DESEMPEÑO	55
6.3	OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS SÍSMICOS	55
6.4	DUCTILIDAD DEL SISTEMA ESTRUCTURAL Y FACTOR DE REDUCCIÓN DE FUERZAS	56
6.5	CRITERIOS DE COMBINACIÓN DE CARGA	56
6.6	PROCEDIMIENTO DE LA FUERZA LATERAL EQUIVALENTE	56
6.7	VALORES MÍNIMOS PARA LOS ANÁLISIS DINÁMICOS.....	61
6.8	MODELAMIENTO	62
6.9	ANÁLISIS ESPECTRAL	66
6.10	PROCESAMIENTO DE SEÑALES	71
6.11	ANÁLISIS TIEMPO–HISTORIA	73
6.12	DISEÑO Y DETALLE DE AISLADORES	84
7	COMPARACIÓN ENTRE LA SOLUCIÓN AISLADA Y LA CONVENCIONAL	88
7.1	COMPARACIÓN ESTRUCTURAL	88
7.2	COMPARACIÓN DE METRADOS.....	93
8	CONCLUSIONES	98
9	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	101



1 GENERALIDADES

1.1 NOMENCLATURA

Para los propósitos del presente trabajo de tesis, se consideran símbolos y términos abreviados propios y extraídos de los códigos: Proyecto de Norma Técnica E.030 Diseño Sismo Resistente (NTE 0.30, 2014), Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica (NCh 2745, 2003) y ASCE “*Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*” (ASCE 7-10, 2010). Son los siguientes:

- α = constante que representa el efecto de la presión en el apoyo.
- b = la dimensión en planta más corta de la estructura medida perpendicularmente a d .
- B_D = coeficiente numérico para un amortiguamiento efectivo igual a β_D
- B_M = coeficiente numérico para un amortiguamiento efectivo igual a β_M
- β_D = amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento en el desplazamiento de diseño.
- β_M = amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento en el máximo desplazamiento.
- β_{eff} = amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento.
- C = coeficiente de amplificación sísmica.
- d = la dimensión en planta más larga de la estructura medida perpendicularmente a b .
- D_D = desplazamiento de diseño en el centro de rigidez del sistema de aislamiento.
- D'_D = desplazamiento de diseño en el centro de rigidez del sistema de aislamiento considerando los efectos de la flexibilidad de la estructura.
- D_{ext} = dimensión exterior generalmente utilizada para la colocación del anclaje del aislador.
- D_H = dimensión horizontal del aislador.
- D_{HT} = dimensión horizontal total del aislador.

- D_M = máximo desplazamiento en el centro de rigidez del sistema de aislamiento.
- D_{slider} = diámetro del *roller* del aislador.
- D'_M = máximo desplazamiento en el centro de rigidez del sistema de aislamiento considerando los efectos de la flexibilidad de la estructura.
- D_{TD} = desplazamiento total de diseño de un elemento del sistema de aislamiento incluyendo el desplazamiento traslacional en el centro de rigidez y los componentes del desplazamiento torsional en la dirección de análisis.
- D_{TM} = desplazamiento máximo de diseño de un elemento del sistema de aislamiento incluyendo el desplazamiento traslacional en el centro de rigidez y los componentes del desplazamiento torsional en la dirección de análisis.
- DV_R = distancia obtenida debido al radio de curvatura.
- DV_{slider} = distancia vertical del *roller*.
- e = excentricidad accidental medida en el plano entre el centro de masa de la estructura sobre la interface de los aisladores y el centro de rigidez del sistema de aislamiento, más la excentricidad accidental tomada como el 5 por ciento de la dimensión más grande del edificio, perpendicular a la dirección de la fuerza que está siendo analizada.
- E = efecto combinado para ciertos parámetros del sismo.
- E_D = energía disipada en un ciclo con desplazamiento máximo igual a D_D .
- f_n = fuerza normal actuante sobre el deslizador (capítulo 3).
- f_t = fuerza de fricción actuante sobre el deslizador (capítulo 3).
- φ = ángulo formado entre la posición en reposo y la posición final del deslizador (capítulo 3).
- g = aceleración de la gravedad.
- H_i = parámetro que define la altura del aislador, según se indica en 4.11.
- HT = altura total del aislador.

- K_{Dmax} = rigidez máxima efectiva del sistema de aislamiento en el desplazamiento de diseño en la dirección horizontal considerada.
- K_{Dmin} = rigidez mínima efectiva del sistema de aislamiento en el desplazamiento de diseño en la dirección horizontal considerada.
- K_{Mmax} = rigidez máxima efectiva del sistema de aislamiento en el máximo desplazamiento de diseño en la dirección horizontal considerada.
- K_{Dmin} = rigidez mínima efectiva del sistema de aislamiento en el máximo desplazamiento de diseño en la dirección horizontal considerada.
- M = carga muerta.
- m = masa del elemento (capítulo 3).
- N = fuerza normal actuante sobre el aislador.
- N_{OM} = fuerza normal generada debido a los momentos de volteo.
- $P_{máx}$ = carga máxima sobre el aislador.
- Q_E = sismo horizontal utilizado y sus efectos.
- Q_{SD} = sismo horizontal utilizado y sus efectos, para el sismo de diseño.
- Q_{SMP} = sismo horizontal utilizado y sus efectos, para el sismo máximo posible.
- R = radio de curvatura del aislador, factor de reducción sísmica (según corresponda).
- R_l = factor de reducción sísmica para edificaciones aisladas.
- S = factor de amplificación del suelo.
- SD = sismo de diseño.
- SMP = sismo máximo posible.
- $sgn(\dot{u})$ = función signo, en función de la dirección de la velocidad.
- σ = presión admisible.
- T = periodo efectivo, en segundos (s) de una estructura con base fija, en el desplazamiento de diseño en la dirección considerada.

- T_D = periodo efectivo, en segundos (s) de la estructura aislada sísmicamente, en el desplazamiento de diseño en la dirección considerada.
- T_M = periodo efectivo, en s de la estructura aislada sísmicamente, en el máximo desplazamiento en la dirección considerada.
- T_l = período de decaimiento del suelo.
- T_p = período del suelo.
- T_S = período de la superestructura.
- u = desplazamiento del deslizador.
- U = factor de uso, según la importancia de la edificación.
- μ_{max} = coeficiente de fricción a velocidades altas.
- μ_{min} = coeficiente de fricción a velocidades bajas.
- \dot{u} = velocidad de deslizamiento.
- \ddot{u}_{gv} = aceleración vertical del suelo.
- V = fuerza cortante en el aislador (capítulo 3), fuerza cortante de diseño, carga viva (según corresponda).
- V_b = fuerza o cortante de diseño sísmico lateral total en elementos del sistema de aislamiento o elementos bajo el sistema de aislamiento.
- V_s = fuerza o cortante de diseño sísmico lateral total, en elementos sobre el sistema de aislamiento.
- W = peso total que recibe el aislador del apoyo (capítulo 3), peso total del edificio (según corresponda).
- y = distancia entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento y el elemento de interés medido en la dirección perpendicular de la carga sísmica.
- Z = factor de zona, determina la aceleración en la roca para el sismo de diseño.
- Z_M = aceleración pico en el sismo máximo.

1.2 ANTECEDENTES

El enfoque convencional de diseño sismorresistente busca que las estructuras combinen adecuadamente 3 componentes fundamentales: resistencia, rigidez y ductilidad (Muñoz 1999). La resistencia se obtiene con secciones de grandes dimensiones, mayor refuerzo y/o materiales de mayor calidad, mientras que la rigidez se adquiere con sistemas resistentes de cargas laterales más robustos. Por último, la ductilidad se consigue evitando tipos de falla frágiles, poniendo énfasis en la resistencia de los elementos susceptibles a estas.

El uso de este enfoque permite daños en la estructura (debido a las incursiones inelásticas) y no garantiza del todo la seguridad y el confort de los ocupantes. Asimismo, dada la magnitud de las derivas y aceleraciones de piso, se presentan daños importantes en los elementos no estructurales y sistemas secundarios (Boza y Galán, 2013)

Pongamos un ejemplo: si se quisiera lograr, bajo este enfoque clásico, que un hospital permanezca completamente operativo ante el sismo máximo de diseño, se requeriría construir una estructura sumamente robusta y costosa; y aún si se lograra que el esqueleto resistente no sufra daños, las aceleraciones de piso serían tan grandes que los elementos no estructurales y los equipos instalados resultarían seriamente afectados.

Afortunadamente, en las últimas décadas aparecen nuevos sistemas que mejoran considerablemente el comportamiento sísmico de las estructuras, por lo que se pueden concebir objetivos de desempeño más ambiciosos y proyectos de mayor envergadura. En el siguiente acápite se presentan brevemente algunos de los sistemas surgidos para mejorar la respuesta sísmica de las estructuras.

1.3 SISTEMAS DE CONTROL DE VIBRACIONES EN EDIFICACIONES

Para esta clasificación se toma como referencia la tesis de Boza y Galán (2013)

1.3.1 Sistemas pasivos

Son aquellos sistemas que no reciben retroalimentación de la estructura y no necesitan de un suministro de energía externa. Se componen de elementos simples que responden mecánicamente. Se pueden clasificar en:

- **Aisladores:** son dispositivos que se colocan en la base de las estructuras para flexibilizarlas lateralmente y de esta manera, desacoplarlas de los movimientos

sísmicos del suelo. Los aisladores funcionan como una suerte de filtro entre las vibraciones del suelo y las que ingresan a la estructura. Se usan como protección sísmica.

- Disipadores de energía: son dispositivos que aumentan la capacidad de la estructura de disipar energía por medios histeréticos o de amortiguamiento. Se usan como protección sísmica y para controlar los efectos del viento.
- Osciladores de masas sintonizadas: son sistemas compuestos por una gran masa, amortiguadores y un elemento restitutivo. Se calculan para que su frecuencia de vibración coincida con la de la estructura, de manera que cuando ocurran desplazamientos laterales, el movimiento de la masa sea contrario al de la excitación. Al igual que los disipadores, se usan como protección sísmica y para controlar los efectos del viento.

1.3.2 Sistemas activos

Son aquellos sistemas que pueden incorporar y procesar información en tiempo real de los movimientos del suelo y que pueden mitigar los efectos del sismo mediante fuerzas aplicadas por transmisores de fuerza integrados. Los sensores colocados cuantifican las excitaciones externas y la respuesta dinámica de la estructura; mientras que los procesadores calculan las fuerzas de control necesarias para estabilizar la estructura, la cual será generada por los transmisores de fuerza con el fin de contrarrestar los movimientos sísmicos.

1.3.3 Sistemas híbridos

Sistemas que resultan de la combinación de sistemas activos y pasivos con el fin de complementarlos, incrementar la eficiencia y aumentar la fiabilidad de los sistemas.

1.4 OBJETIVOS

Los objetivos generales del presente trabajo se dividen en dos partes: la primera parte se enfoca en la descripción, comprensión y funcionamiento de los sistemas de aislamiento deslizantes en edificaciones, con énfasis en el sistema de péndulo de fricción simple (FPS); y la segunda, en la aplicación de los conocimientos adquiridos en un caso real de diseño.

Los objetivos específicos de la primera parte son: describir el sistema de aislamiento de péndulo friccional (FPS), realizar una investigación bibliográfica para luego dar recomendaciones prácticas sobre tópicos avanzados en los sistemas FPS, y desarrollar una metodología de diseño para edificaciones que usan este sistema.

Los objetivos específicos de la segunda parte se enfocan en diseñar un edificio de oficinas de 7 pisos y 5 sótanos bajo 2 alternativas: una de base fija y otra con aisladores de péndulo de fricción. Luego de ello, se hará una comparación del comportamiento estructural entre el diseño aislado y de base fija; y se evaluará y comparará la variación de cantidades de materiales por la inclusión de aislamiento sísmico.

1.5 ESQUEMA DE LA TESIS

La tesis está organizada en 8 capítulos y los anexos. La parte introductoria presenta la nomenclatura utilizada, información sobre los antecedentes del trabajo y se incorporan los objetivos y alcances del mismo.

El capítulo 2 describe el principio físico y explica los conceptos básicos del aislamiento sísmico en la base. Se discuten la filosofía de diseño, los requerimientos del sistema de aislamiento y el efecto de las condiciones geotécnicas. Finalmente, se mencionan algunas consideraciones constructivas y de compatibilización al momento de decidirse por utilizar aisladores.

El capítulo 3 contiene información sobre aisladores deslizantes. En un inicio, se aborda el modelo de fricción usado para estos aisladores, por ser fundamental para la clara comprensión de su comportamiento. A continuación, se describe el aislador de péndulo simple (FPS), por ser el tema central de la tesis. Además, se discuten temas importantes en la implementación como la torsión en planta, el efecto de la componente sísmica vertical y la variación de las propiedades en el tiempo de vida del aislador.

El capítulo 4 sirve como una introducción al ejemplo de aplicación, pues desarrolla la metodología de diseño de edificios con aisladores de péndulo simple. Para el desarrollo de esta metodología se tomará como base el código ASCE 7-10 "*Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*" (ASCE, 2010) y el Proyecto de Norma E0.30 "Diseño Sismo Resistente" (SENCICO, 2014).

El capítulo 5 muestra el análisis de un edificio de oficinas bajo una solución de base fija y sistema estructural de muros de corte de concreto armado.

El capítulo 6 desarrolla el diseño del mismo edificio pero con sistema estructural de pórticos de concreto armado y con aisladores de péndulo friccional, siguiendo la metodología descrita en el capítulo 4. Se definen los objetivos de desempeño para la estructura aislada y se muestran los parámetros de diseño a utilizar. Se hará especial

énfasis en los resultados del análisis tiempo-historia y sus variaciones con respecto al análisis espectral.

El capítulo 7 presenta la comparación entre el edificio de base fija y el aislado. Primero se evaluarán las variaciones en cuanto al comportamiento estructural, sobre todo en cuanto a derivas, aceleraciones, desplazamientos y cortantes basales. Luego, se compararán las cantidades de materiales, las cuáles se consolidarán en un metrado global.

El capítulo 8 contiene las principales conclusiones y recomendaciones del trabajo.

El anexo A muestra los planos del proyecto de aislamiento del edificio de oficinas utilizado y las plantas típicas de encofrado de techos.

El anexo B muestran las tablas derivadas del análisis espectral y del tiempo-historia respectivamente.

El anexo C muestra información sobre los registros sísmicos usados y el procedimiento que se utilizó para procesarlos.

El anexo D presenta una ayuda para la definición de los objetivos de desempeño según el Multi-Hazard Loss Estimation Methodology HAZUS® MH 2.1 (FEMA, 2013)

El anexo E presenta otros tipos de aisladores deslizantes comerciales.

2 AISLAMIENTO EN LA BASE

2.1 NOCIONES GENERALES

A pesar de que los orígenes del aislamiento sísmico se remontan hasta el siglo XIX (Fenz y Constantinou, 2006), es solamente en los últimos años que este se ha convertido en una herramienta útil para el diseño sísmo resistente, principalmente, por el impulso que significó su buen comportamiento en los terremotos de Northridge (Estados Unidos, 1994) y Kobe (Japón, 1995). A partir de este punto se incrementan vertiginosamente la investigación, desarrollo y uso de sistemas de aislamiento alrededor del mundo, especialmente en Japón y California.

El aislamiento basal consiste básicamente en desacoplar la superestructura de los movimientos del suelo insertando en la base una interfaz con gran capacidad de deformación horizontal y gran rigidez vertical. Lo que se consigue es que las derivas se concentren en el nivel de aislamiento mientras que en el resto de la estructura las deformaciones resulten mínimas (Figura 2.1). Además, las aceleraciones de piso se reducen considerablemente con respecto a estructuras de base fija.

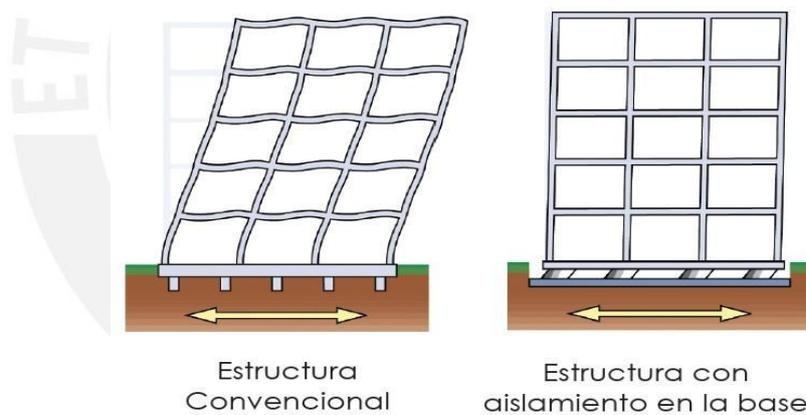


Fig. 2.1: Estructura convencional vs Estructura aislada (Symans, 2009)

Se pueden distinguir dos grandes familias de aisladores según su mecanismo de funcionamiento: elastoméricos y deslizantes:

Los aisladores elastoméricos o de caucho, por su gran flexibilidad al corte, aumentan el periodo fundamental de la estructura de manera que se alcanzan ordenadas mucho menores en el espectro de pseudo-aceleraciones para sismos sobre suelos rígidos, a la vez que se reducen las fuerzas inducidas (Figura 2.2a). Asimismo, el aumento de periodo también genera un incremento del desplazamiento espectral, como se muestra en la Figura 2.2 (b).

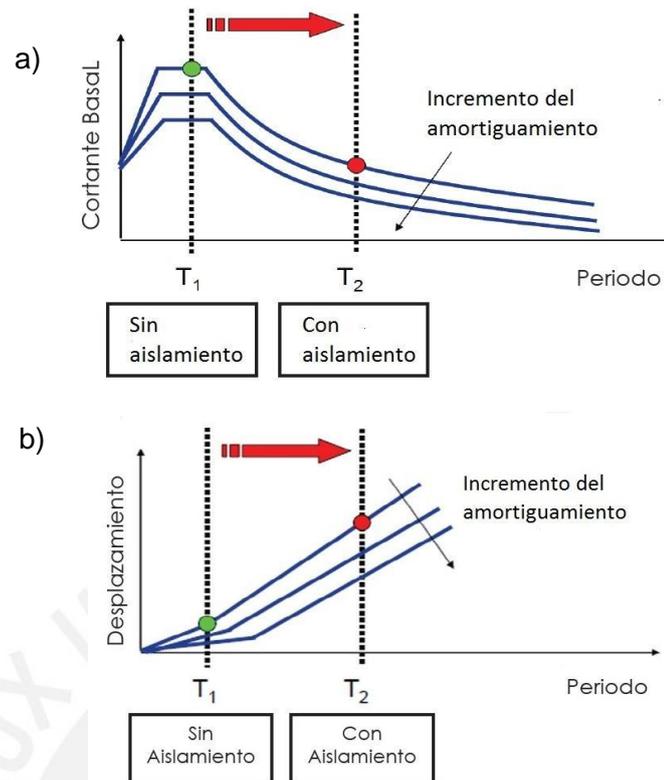


Fig. 2.2: Efectos del aislamiento en la base en (a) espectro de aceleraciones, (b) espectro de desplazamientos (Symans, 2009)

Por otro lado, los sistemas deslizantes funcionan limitando la transferencia de fuerzas entre el suelo o la subestructura y la interfaz de aislamiento. Las fuerzas restitutivas pueden provenir de la propia geometría de las unidades de aislamiento o de elementos adicionales en el sistema; mientras que la fricción se encarga de la disipación de energía. En el capítulo 3 se detalla mejor el funcionamiento de estos aisladores deslizantes, especialmente del FPS.

2.2 FILOSOFÍA DE DISEÑO

El aislamiento en la base no solo deberá garantizar el resguardo de la vida para sismos severos, sino que también minimizar el daño en la estructura y sus contenidos. Por ello se definen dos niveles del movimiento sísmico: un Sismo de Diseño (SD) con probabilidad de excedencia de 10% en 50 años y un Sismo Máximo Posible (SMP) con una intensidad de 1.5 veces el Sismo de Diseño (el cual se aproxima a una probabilidad de excedencia de 1% en 50 años)

El análisis de los edificios aislados, incluyendo superestructura, subestructura y sistema de aislamiento deberá hacerse tomando en cuenta las posibles variaciones en las propiedades de los aisladores por contaminación, exposición, temperatura, ratios de carga y *scragging*.

Todos los elementos del sistema de aislamiento deberán diseñarse para resistir las fuerzas y desplazamientos del SMP, sin fallar, pues esto comprometería la estabilidad vertical de la estructura.

Será necesario que los aisladores sean debidamente ensayados para distintas configuraciones de carga vertical y desplazamientos, pues aún no existe suficiente evidencia para establecer un criterio menos conservador.

Además se busca que la estructura permanezca esencialmente elástica ante sismos severos, por lo que los requisitos de resistencia en edificios aislados serán más exigentes que en edificios convencionales; lo que significa que los factores de reducción de fuerzas serán menores (NCh2745, 2003).

Cualquier estructura aislada, sin importar el uso, deberá cumplir con los siguientes objetivos de desempeño (NCh2745, 2003).

- Resistir sismos moderados sin daños en la estructura, el contenido y los elementos no estructurales del edificio.
- Resistir sismos severos sin que existan fallas en el sistema de aislamiento, daños significativos en la estructura y daño masivo en el contenido del edificio.

2.3 REQUISITOS DE LOS SISTEMAS DE AISLAMIENTO

Este acápite recoge los requisitos más importantes establecidos en el Capítulo 17: “*Seismic design requirements for seismically isolated structures*” del código ASCE 7-10 “*Minimum design loads for buildings and other structures*” (ASCE, 2010)

- **Condiciones ambientales:** el sistema de aislamiento dispondrá de protección frente a otras condiciones ambientales, incluyendo envejecimiento, creep, fatiga, temperatura y exposición a moho o sustancias nocivas.
- **Fuerzas de viento:** las estructuras aisladas deberán resistir cargas de viento en todos los niveles sobre la interfaz de aislamiento. En la interfaz de aislamiento, un sistema de resistencia al viento se proporcionará para limitar el desplazamiento lateral a un valor igual al requerido en los pisos sobre el sistema de aislamiento.
- **Resistencia al fuego:** la resistencia al fuego de los sistemas de aislamiento deberá ser, cuando menos, igual al de las columnas, paredes, u otro elemento que soporten cargas de gravedad.
- **Restricción de desplazamiento:** el sistema de aislamiento no deberá ser configurado para incluir una restricción que limite el desplazamiento lateral debido al máximo sismo considerado a menos del máximo desplazamiento; a menos que

la estructura sísmica aislada sea diseñada de acuerdo con criterios de diseño más exigentes indicados por distintas normas.

- **Estabilidad por carga vertical:** cada elemento del sistema de aislamiento deberá ser diseñado para ser estable bajo cargas verticales de diseño, considerando que va a ser sometido a un desplazamiento horizontal igual al máximo desplazamiento total del aislador. Todas las condiciones de carga deben ser investigadas.
- **Volteo:** el factor de seguridad contra volteo global en la interfaz de aislamiento no será inferior a 1.0 para las combinaciones de carga requerida. Todas las condiciones de carga deben ser investigadas.
- **Control de calidad:** un control de calidad basado en programas de pruebas para las unidades de aislamiento será establecido por el diseñador responsable del diseño estructural.
- **Inspección y reemplazo:** se establecerá un programa de monitoreo a lo largo del tiempo de vida de la estructura; por lo que el sistema de aislamiento deberá estar configurado para permitir la inspección y reemplazo de los aisladores.
- **Distribución de la fuerza horizontal:** un diafragma rígido u otro elemento estructural deberá proveer continuidad sobre la interfaz de aislamiento y deberá tener la fuerza y ductilidad adecuada para transmitir fuerzas de una parte de la estructura a la otra.
- **Separación entre edificios:** la separación mínima entre la estructura aislada y sus alrededores no deberá ser menor que el máximo total de desplazamiento.
- **Componentes cruzando la interfaz de aislamiento:** los elementos de las estructuras aisladas y componentes no estructurales que cruzan la interfaz de aislamiento deberán estar diseñados para soportar el máximo desplazamiento.
- **Elementos en voladizo o de grandes luces:** para elementos en voladizo o de grandes luces en edificios aislados, se considerarán las fuerzas de diseño correspondientes a la aceleración vertical correspondiente al Sismo de Diseño (SD) sin reducción de fuerzas.

2.4 EFECTO DE LAS CONDICIONES GEOTÉCNICAS

En la figura 2.3 se puede observar el efecto de las condiciones geotécnicas en la respuesta de edificios aislados. La curva azul muestra el espectro correspondiente a un suelo rígido, mientras que la curva roja muestra un espectro para suelos blandos. Como se sabe, los suelos rígidos amplifican las aceleraciones sísmicas correspondientes a vibraciones de periodo bajo, entonces, dado que el aislamiento en la base incrementa el periodo de la estructura, el cortante basal disminuiría.

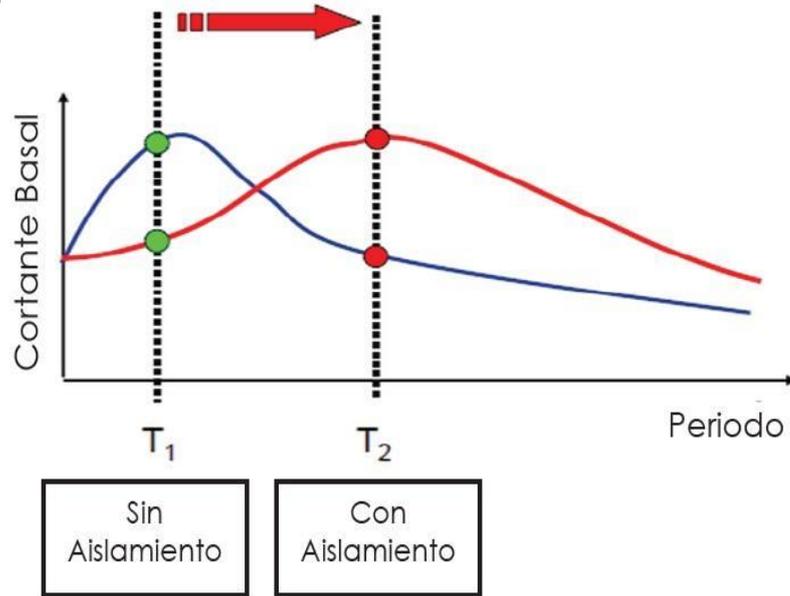


Fig. 2.3: Influencia del aislamiento en el cortante para un suelo rígido (azul) y uno blando (rojo)
(Symans, 2009)

Por otro lado, los suelos blandos amplifican en un rango mayor de frecuencias, sobre todo las de periodo medio y alto; por lo que si se decide utilizar aislamiento sísmico, es importante que el periodo de la estructura, sea llevado fuera de la zona de amplificación.

2.5 CONDICIONES ADECUADAS PARA UTILIZAR AISLAMIENTO SÍSMICO

A pesar del gran potencial de aislamiento sísmico, este no es recomendable para todo tipo de condiciones y edificios. En general, los edificios altos y esbeltos no se recomiendan aislar por presentar momentos de volteo que pueden generar tracciones o levantamientos según el tipo de aislador usado; además que el aislamiento no generará grandes reducciones en comparación con una solución de base fija, porque el periodo en edificios altos es de por sí alto.

Por otra parte, dados los grandes desplazamientos que ocurrirían en las estructuras aisladas, la separación entre edificios debe ser lo suficientemente grande para que estos no colisionen. Finalmente, deberá tenerse en cuenta el tipo del suelo y el espectro, pues como ya se mencionó, en suelos blandos, el incremento del periodo producto del aislamiento puede llegar a ser perjudicial.

En resumen, de acuerdo a la bibliografía consultada, se ha establecido un criterio (no restrictivo) para que el aislamiento sísmico resulte más efectivo:

- Edificios de poca altura.
- Edificios sin estructuras colindantes o con una capacidad de desplazamiento libre del orden de los 40cm.
- Edificios asentados en suelos rígidos.

2.6 CONSIDERACIONES CONSTRUCTIVAS

Para la construcción de una interfaz de aislamiento se deben tener en consideración algunas diferencias respecto de los sistemas convencionales:

- **Juntas de separación:** deben existir juntas de separación que permitan el desplazamiento horizontal del sistema de aislamiento sin generar daños estructurales a la superestructura.
- **Elementos de conexión flexibles:** al existir movimiento entre la superestructura y la subestructura, se requiere que las instalaciones sean flexibles y con posibilidad de movimiento para evitar daños.
- **Aislamiento de los ascensores:** los ascensores (en caso hubieran), deben ir aislados por separado, ya que el movimiento de estos debe ser en conjunto y hasta el último sótano (o nivel más bajo de la subestructura).
- **Dados de concreto para el soporte de los aisladores:** cada aislador debe ir apoyado sobre un elemento de mucha rigidez vertical y que pueda soportar momentos (debido al efecto $P-\Delta$).
- **Vigas de conexión de los dados:** se busca rigidizar el sistema de aislamiento colocando vigas de conexión entre los dados que soportan a los aisladores, para así no obtener desplazamientos diferenciales.

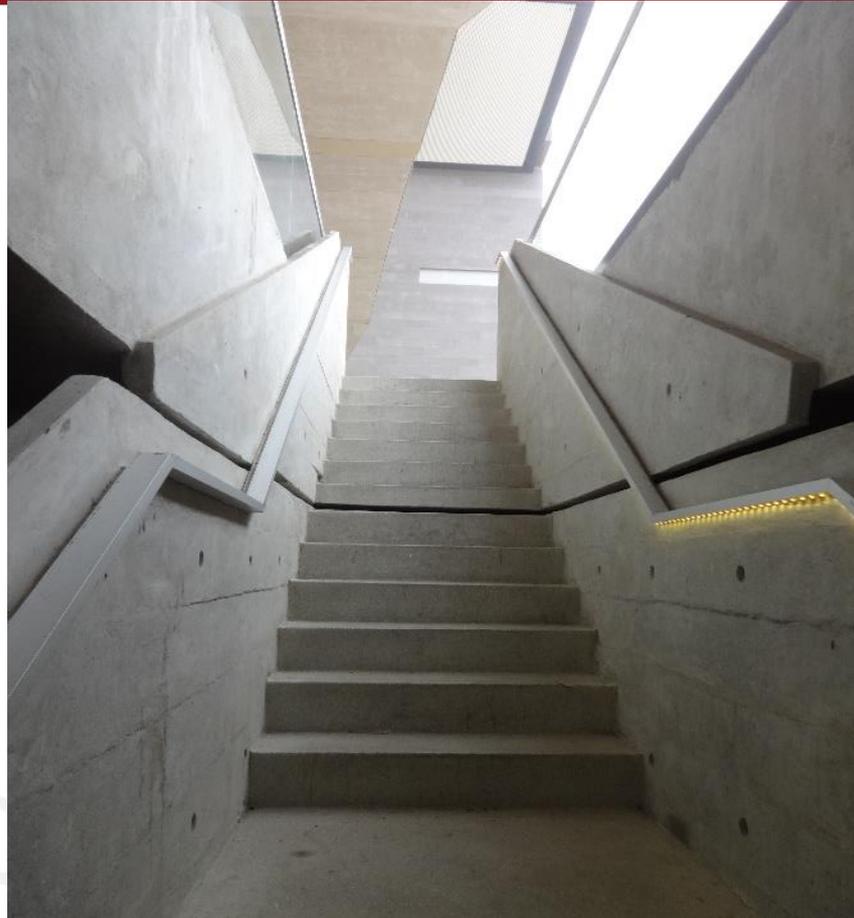


Fig. 2.4: Juntas de separación para permitir el desplazamiento de la interfaz de aislamiento.
(Imagen propia)



Fig. 2.5: Dados de concreto y vigas de conexión (Imagen propia)

3 ESTADO DEL ARTE EN AISLADORES FRICCIONALES

3.1 INTRODUCCIÓN

Los sistemas deslizantes funcionan limitando la transferencia de fuerzas entre el suelo o la subestructura y la interfaz de aislamiento. Las fuerzas restitutivas o de centrado pueden provenir de la propia geometría de las unidades de aislamiento o de elementos adicionales en el sistema; mientras que la fricción se encarga principalmente de la disipación de la energía.

Como se menciona en el capítulo 2, el comportamiento de los aisladores deslizantes está definido principalmente por la fricción seca. La fricción es la responsable de proveer un comportamiento complejo y altamente no-lineal. Además de eso, el modelamiento de la fricción presenta mayores incertidumbres.

Una de las ventajas que poseen los aisladores deslizantes es que su resistencia a cargas verticales no está acoplada (no depende) con su flexibilidad lateral, por lo que pueden resultar adecuados para edificios muy pesados y para puentes (NCh2745, 2003)

Por otro lado, se ha sugerido que los aisladores deslizantes pueden ser adecuados para controlar la torsión natural en estructuras irregulares, pues alinean los centros de masa y rigidez en el nivel de aislamiento. En contraste, cuando se utilizan este tipo de sistemas, el efecto de los modos superiores en la respuesta de la estructura podría ser más significativo que para los sistemas elastoméricos (Almazán y De La Llera, 2003).

La configuración de la interfaz, el tipo de teflón, la rugosidad del acero inoxidable, la presión en el apoyo, la velocidad, la aceleración actuante y el acabado de la superficie, demarcan la transmisión de la fuerza de fricción a la superestructura. El análisis y diseño dependen mucho del conocimiento que tengamos de las propiedades de la fricción para estas superficies (Constantinou et al, 1990).

Siendo necesario el conocer las propiedades de la fricción, distintos códigos internacionales brindaron valores aproximados para el coeficiente de fricción. En la Tabla 3.1 se muestran las distintas especificaciones técnicas obtenidas, cada una con diferente tipo de teflón, valores de rugosidad, presión de apoyo y tipo de acero utilizado. Estas diferencias se deben a la alta dependencia y a la variabilidad de las condiciones de desarrollo (Constantinou et al, 1990).

Especificación	Tipo de teflón	Tipo de acero inoxidable	Máxima rugosidad de la superficie	Máxima presión de apoyo (kg/cm ²)	Mínimo coeficiente de fricción
AASHTO	Virgen, con fibra y entrelazado	ASTM A240 -304	0.5 μm (RMS)*	138 - 240	0.04-0.12
Standard NYC	Virgen, con fibra de vidrio 15% y fibra de carbono 15%	ASTM A167/ ASTM A240-304	0.25 μm (RMS)*	No especifica	Basado en experimentos
Standard CA	Virgen	ASTM A240-304	0.076 μm (RMS)*	No especifica	Basado en experimentos
Ontario bridge Design code	Virgen, con fibra	ASTM A167-304 o mejor	0.25 μm (RMS)*	300 - 450	0.03-0.12
OPSS 1203	Virgen con lubricación	ASTM A167-304 o mejor	0.25 μm (AA)**	300 - 450	0.03-0.06
BS5400	Virgen, con fibra	Grado 316 S16 BS970, BS1449	0.15 μm (AA)**	300 - 450	0.03-0.16
DIN4141	Virgen y con posible fibrado	Gran resistencia a contaminante	Desconocido, pulido y con lubricación	600	Basado en experimentos

Tabla 3.1: Especificaciones técnicas para apoyos deslizantes de teflón y acero inoxidable (Constantinou et al, 1990)

El sistema de aislamiento deslizante más conocido es el de péndulo de fricción simple (Zayas et al, 1987), el cual se describe en el acápite 3.2. Sin embargo, debe notarse que recientemente se han propuesto sistemas deslizantes con propiedades superiores como por ejemplo el sistema de péndulo resistente a la tracción (Roussis y Constantinou, 2005), el sistema de péndulo doble (Fenz y Constantinou, 2006) y el sistema de péndulo triple (Morgan y Mahin, 2009).

El sistema de péndulo de fricción simple (FPS), utiliza un mecanismo pendular básico, como se aprecia en la figura 3.1, se mantiene siempre estable la verticalidad de la estructura soportada, permitiéndose los desplazamientos horizontales a través de un deslizador articulado. De manera similar, se crea el sistema de péndulo resistente a la tracción (XY-FP), como se observa en la figura 3.2, ya no se utiliza una superficie cóncava, sino que se utilizan dos plataformas cóncavas interconectadas que previenen el levantamiento, cumpliendo la misma función que un FPS de mantener la verticalidad de la estructura.

El funcionamiento del FPS sirve como base para los sistemas de péndulo doble (DPS) y triple (TPS). El aislador de péndulo doble permite mayores desplazamientos laterales que el péndulo simple, ya que en lugar de utilizar un mecanismo pendular, utiliza dos mecanismos pendulares articulados, como se aprecia en la figura 3.3. Del mismo modo, el aislador de péndulo triple utiliza 3 mecanismos pendulares, como se muestra en la figura 3.4, por lo tanto, el péndulo triple resulta más eficiente y

económico, ya que su sistema de activación está regulado por fases y esto representa una reducción en el material empleado. En el Anexo E se detalla mejor el funcionamiento de los aisladores XY-FP, DPS y TPS.

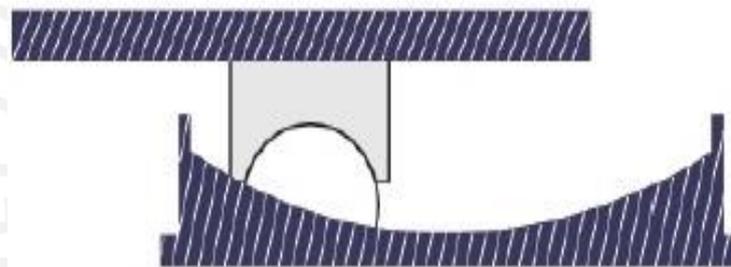
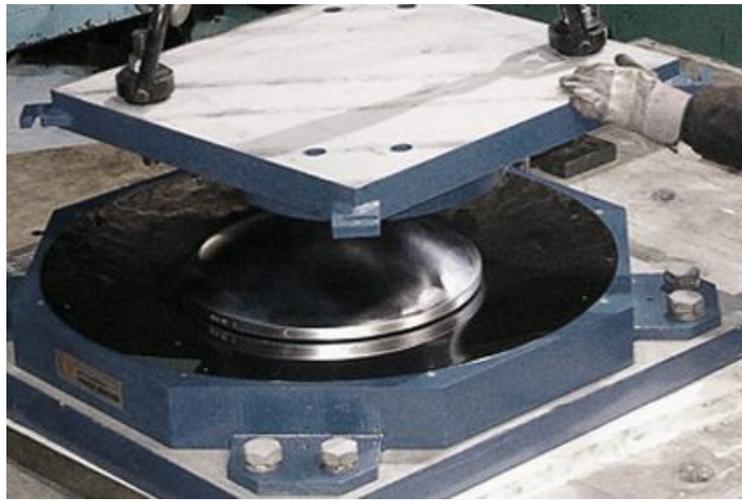


Fig. 3.1: Péndulo de fricción simple (EPS, 2011)

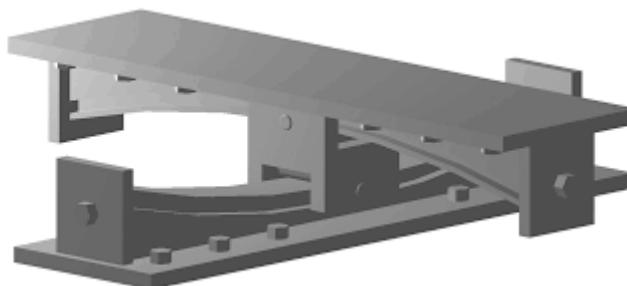


Fig. 3.2: Sistema de péndulo resistente a la tracción (Roussis y Constantinou, 2005)

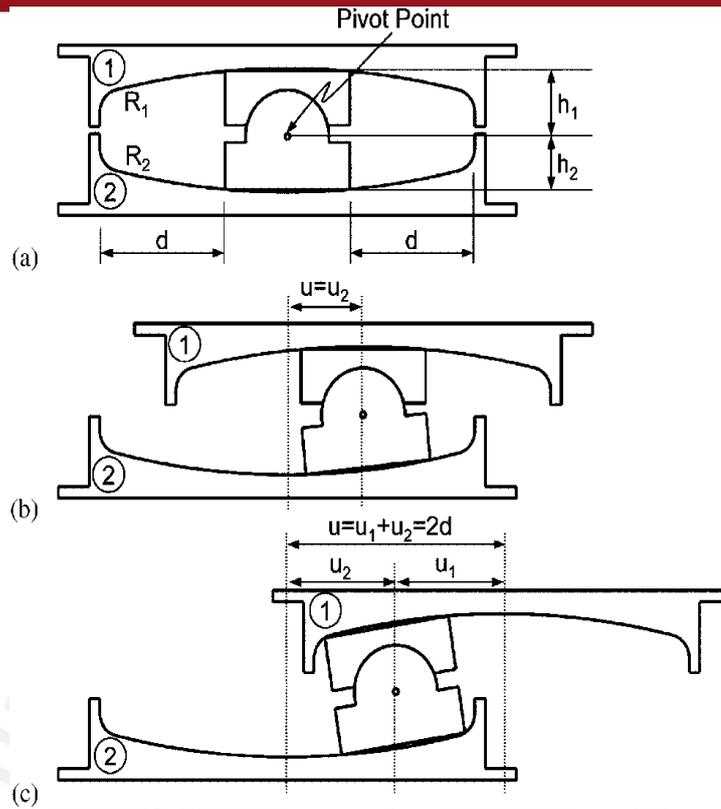


Fig. 3.3: Esquema de funcionamiento del sistema de péndulo doble (Fenz y Constantinou, 2006)

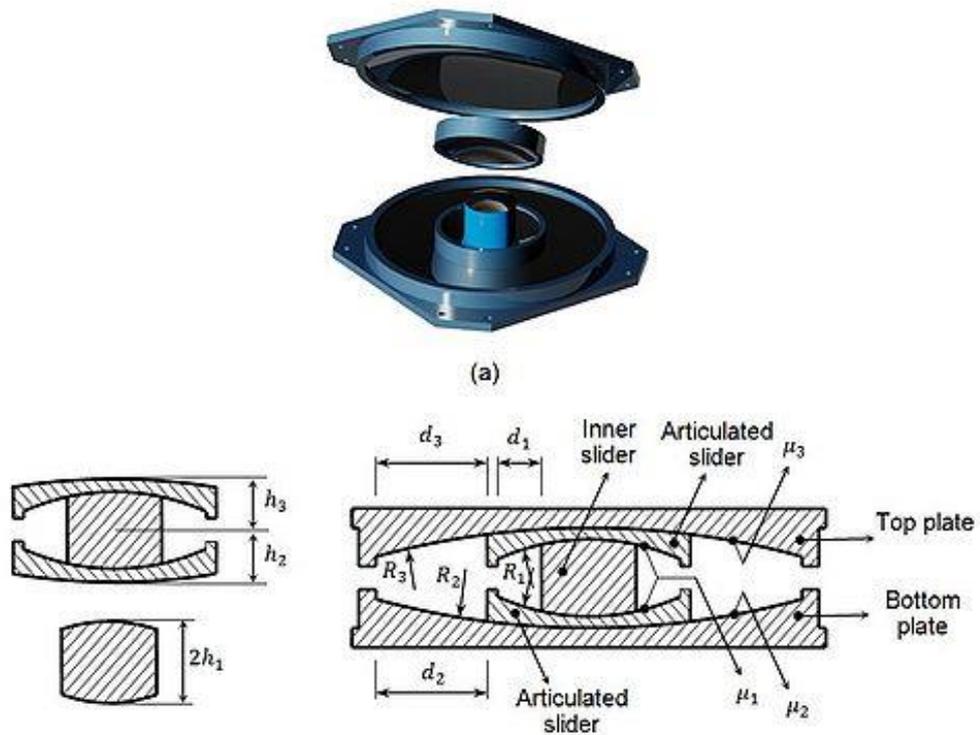


Fig. 3.4: Foto y esquema del sistema de péndulo triple (Morgan y Mahin, 2009)

3.2 SISTEMA DE PÉNDULO DE FRICCIÓN SIMPLE (FPS)

El aislador de péndulo de fricción simple, es el sistema de péndulo friccional original (Friction Pendulum System) descrito por Zayas et al. (1987) y representa el primer aislador deslizante fabricado que hace uso del concepto de péndulo (Morgan y Mahin, 2011).

Como se aprecia en la figura 3.5, este tipo de aislador resulta de un mecanismo acoplado entre un deslizador articulado apoyado sobre una superficie esférica cóncava. Este deslizador está cubierto por un compuesto de teflón y la superficie cóncava está en contacto con acero inoxidable pulido.

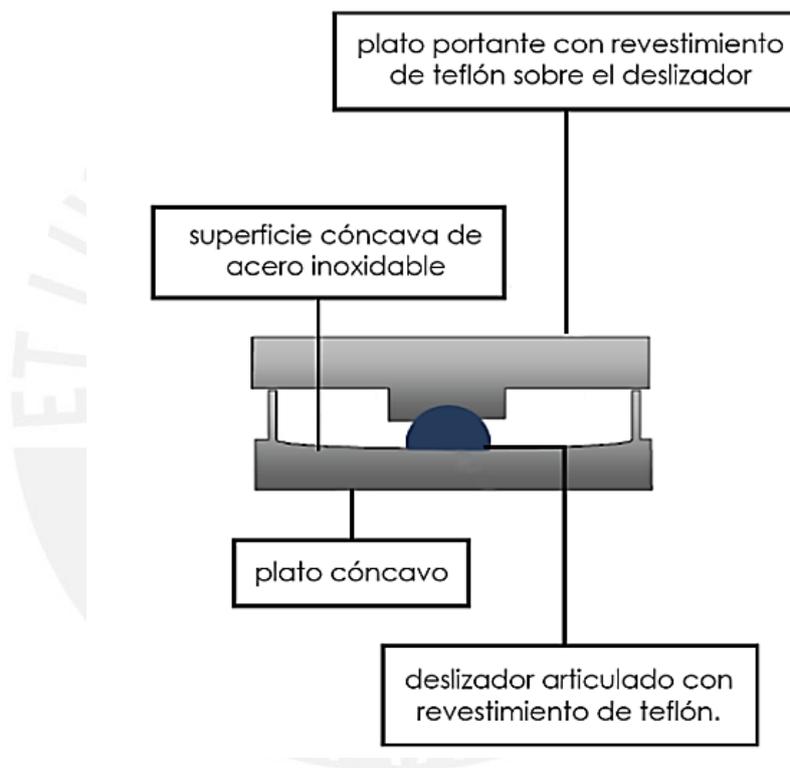


Figura 3.5: Esquema del aislador FPS (Symans, 2009)

Para entender el mecanismo de funcionamiento de este tipo de aislador, es imprescindible entender la geometría del FPS; además, de esta derivan el modelo matemático y los modelos que sirven para el diseño de los demás deslizadores pendulares.

Al desplazarse el *roller* articulado sobre la superficie cóncava, se generan las fuerzas internas mostradas en la figura 3.6. Debe notarse que para este diagrama de equilibrio se utiliza una fuerza normal (N) igual al valor del peso soportado (W), ya que para este caso no se toma en cuenta la participación de la componente vertical de aceleraciones.

Para este caso:

- V : Fuerza cortante en el aislador.
- R : Radio de curvatura.

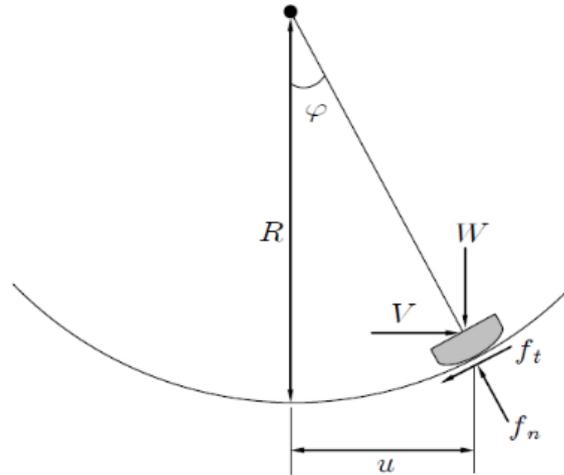


Figura 3.6: Diagrama de equilibrio idealizado del deslizador (Morgan y Mahin, 2011)

Del diagrama se obtienen las siguientes ecuaciones de equilibrio:

$$V = fn [\sin(\varphi)] + ft [\cos(\varphi)] \quad (\text{Ec. 3.1})$$

$$W = fn [\cos(\varphi)] - ft[\sin(\varphi)] \quad (\text{Ec. 3.2})$$

Debido a que los desplazamientos de diseño son generalmente menores a $0.2[R]$ (Roussis y Constantinou 2005), se asumen desplazamientos y giros pequeños, entonces se tiene que: $\sin(\varphi) \approx \varphi$ y $\cos(\varphi) \approx 1$. Asumiendo que la fricción está relacionada a través de la ley de Coulomb: $ft = \mu[fn]$ (donde μ es el coeficiente de fricción) y realizando relaciones entre las ecuaciones se reduce el sistema a:

Multiplicando la Ec. 3.2 por $[\frac{1}{\cos \varphi}]$ y despejando fn se tiene:

$$fn = \frac{W}{\cos \varphi} + ft [\tan(\varphi)] \quad (\text{Ec. 3.3})$$

Reemplazando la Ec. 3.3 en la Ec. 3.1:

$$V = W [\tan(\varphi)] + \frac{ft}{\cos \varphi} \quad (\text{Ec. 3.4})$$

Sabiendo que $\tan(\varphi) \cong \frac{u}{R}$ y también que $ft = \mu[fn][sgn(\dot{u})]$, en donde $sgn(\dot{u})$ es la función signo.

Estimando: $fn \approx W [\cos(\varphi)] \approx W$ se obtiene:

$$V = \frac{W}{R}[u] + \mu[W][sgn(\dot{u})] \quad (\text{Ec. 3.5})$$

Cuando se realicen análisis que consideren el efecto de la componente sísmica vertical [ver acápite 3.6], se deben distinguir la fuerza normal (N) del peso (W) y se utilizará la siguiente expresión:

$$V = \frac{N}{R}[u] + \mu[N][sgn(\dot{u})] \quad (\text{Ec. 3.6})$$

Con esta ecuación se puede observar en la figura 3.7, que la fuerza lateral está compuesta por dos factores: el factor geométrico pendular (primer sumando) y el factor friccional (segundo sumando):

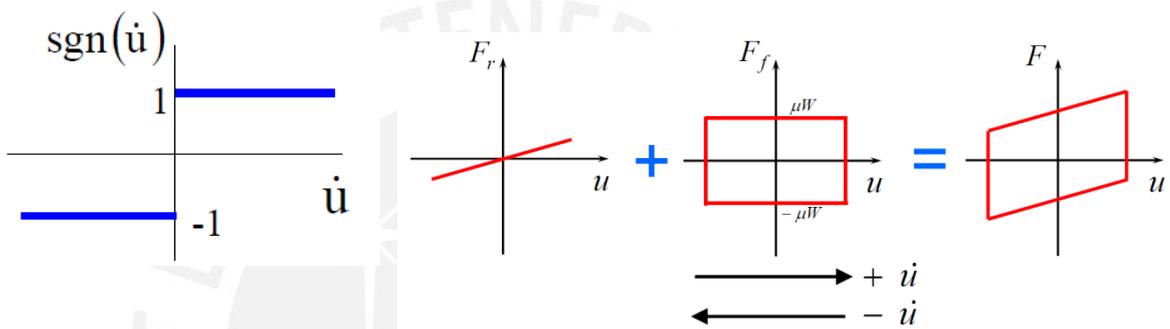


Fig.3.7: Función signo a la izquierda, superposición de fuerzas a la derecha. (Symans, 2009)

Con el conocimiento de la geometría y del principio de funcionamiento del aislador se puede idealizar un lazo histerético (como se ve en la figura 3.8) que represente la relación entre la fuerza y el desplazamiento, teniéndose el área encerrada como el trabajo realizado:

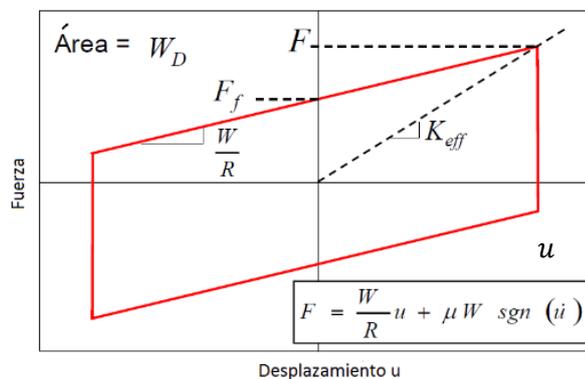


Fig.3.8: Lazo histerético del FPS (Symans, 2009)

De la figura 3.8, al tener un desplazamiento $u = D_D$, analíticamente se tiene que la rigidez efectiva:

$$K_{eff} = \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{D_D}\right) W \quad (\text{Ec. 3.7})$$

Finalmente, se plantea la ecuación de equilibrio dinámico para vibración libre sin amortiguamiento:

$$m\ddot{u} + \frac{mg}{R}u = 0 \quad (\text{Ec. 3.8})$$

De esta ecuación se obtiene el periodo de vibración del aislador:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{R}{g}} \quad (\text{Ec. 3.9})$$

Se puede apreciar que el periodo de vibración depende únicamente del radio de curvatura, al igual que el periodo de un péndulo solo depende de la longitud de su cuerda. Este aspecto le da una gran ventaja al FPS con respecto a los aisladores elastoméricos, pues su flexibilidad lateral está desacoplada de la carga vertical que reciben.

Otro factor que debe tomarse en cuenta es la transmisión de los momentos por efectos P-Δ. Como se puede apreciar en la figura 3.9; a diferencia de lo que ocurre con aisladores elastoméricos; los FPS concentran la totalidad del momento P-Δ en uno de los dos extremos del dispositivo, ya que la línea de acción de la fuerza que recibe la placa portante y el eje central del *roller* se mantiene constante durante todo el deslizamiento.

Dependiendo de la disposición del FPS (cóncavo hacia arriba o cóncavo hacia abajo) los momentos se transmitirán a la subestructura o superestructura. Si se quiere aislar un edificio y no se quiere modificar la estructura de los sótanos, es conveniente esta última disposición:

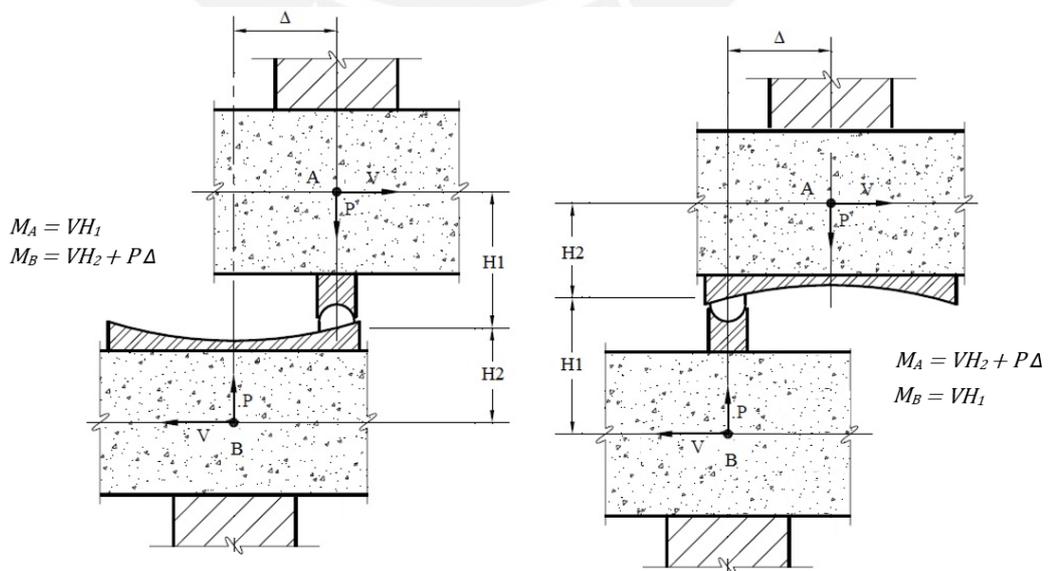


Fig.3.9: Configuración del FPS para transmite los efectos P-Δ a la subestructura (izquierda) y a la superestructura (derecha) (Kircher, 2009)

3.3 MODELO DE LA FRICCIÓN EN AISLADORES DESLIZANTES

De los resultados de diversos ensayos realizados a los apoyos deslizantes recubiertos con teflón, se ha descubierto la dependencia de los valores de los coeficientes estático y dinámico con la velocidad de deformación y la presión de contacto (Mokha et al, 1990)

La figura 3.10 ilustra la variación del coeficiente dinámico (o cinético) utilizando valores de 70, 140, 210 y 455 kg/cm² (1 ksi, 2 ksi, 3 ksi y 6.5 ksi) a velocidades desde el inicio del ciclo de deformación hasta aproximadamente 60 cm/s (24 in/s), para distintas formas de aplicación de carga.

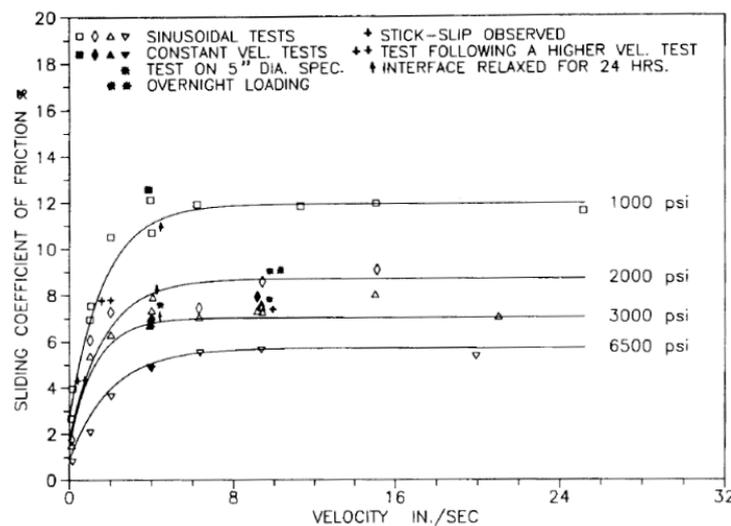


Figura 3.10: Variación del coeficiente de fricción con la velocidad y la presión (Constantinou et al, 1990)

De la figura 3.10 se observa que para velocidades entre 10 y 20 cm/s (4 y 8 in/s), el coeficiente cinético se mantiene constante, encontrándose solamente dependiente de la presión de contacto. A mayores presiones de contacto, el coeficiente cinético reduce su valor considerablemente.

De manera similar, en la figura 3.11, se puede observar que el coeficiente estático o de rompimiento estático, decrece a mayores presiones de contacto. También se observa la dependencia con el tipo de teflón utilizado (relleno con fibra de vidrio al 15% y 25% y virgen en dos direcciones de ensayo)

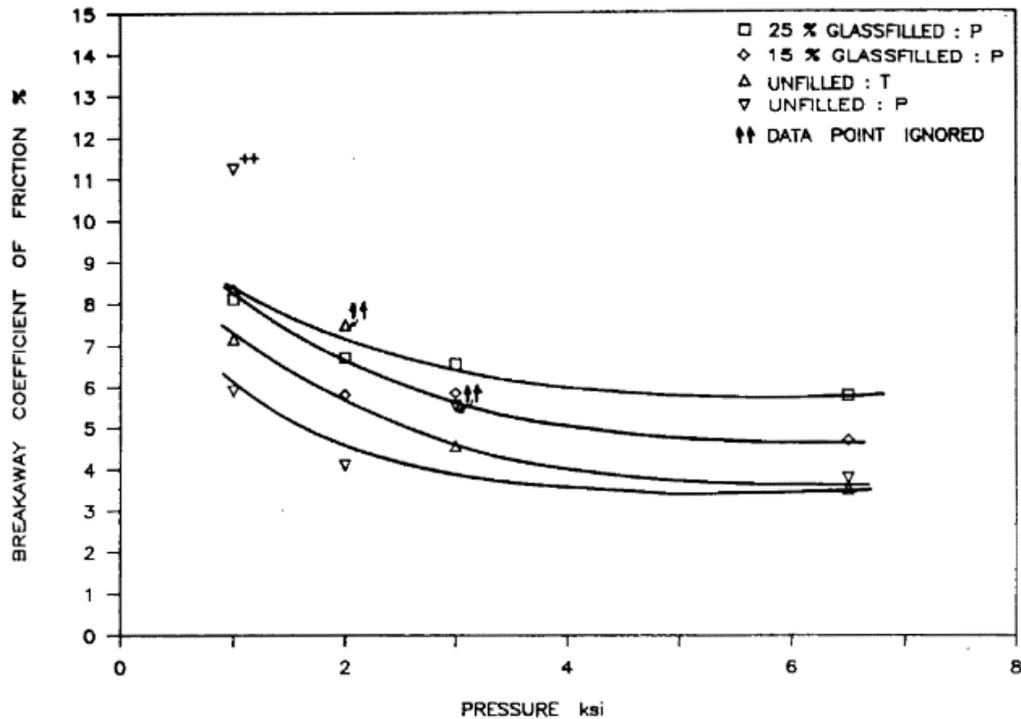


Fig.3.11: Variación del coeficiente de fricción con la presión y el tipo de teflón (Constantinou et al, 1990)

De las figura 3.5 y 3.6, se puede extraer una ecuación aproximada que deriva al cálculo del coeficiente de fricción cinético.

$$\mu_s = \mu_{max} - (\mu_{max} - \mu_{min})[e^{-\alpha[|u|]}] \quad (\text{Ec. 3.10})$$

3.4 DURABILIDAD Y VARIACIÓN DE LAS PROPIEDADES A LARGO PLAZO

Un aspecto importante que debe tenerse en cuenta cuando se utiliza aisladores es la variación de sus propiedades a largo plazo. De hecho, las normas técnicas de aislamiento indican expresamente que las variaciones de propiedades deben ser consideradas en el diseño. El reporte del MCEER “*Property Modification Factors for Seismic Isolation Systems*” (Constantinou et al, 1999) describe una metodología para calcular valores máximos y mínimos de las propiedades del aislador, de manera que se tengan en cuenta todos los factores que pueden influir en su comportamiento al momento del análisis.

En aisladores deslizantes, la rigidez del aislador está totalmente controlada por la geometría del aislador, lo que significa que no variará con el tiempo; entonces, el único cambio que puede ocurrir es en el coeficiente de fricción (Constantinou et al, 1999).

Los factores que afectan los valores de la fricción pueden ser los siguientes: contaminación de la superficie deslizante, temperatura, deterioro del teflón, corrosión en el acero inoxidable y cargas verticales sin movimiento durante un largo periodo de tiempo (Constantinou et al, 1999)

La contaminación es prevenible pues los aisladores son completamente sellados en un ambiente libre de polvo y no se desensamblan bajo ningún motivo. Los sellos deben precargarse para que permanezcan cerrados para sismos menores. Otra manera de disminuir el efecto la acumulación de partículas es orientar la superficie deslizante hacia abajo, de manera que las impurezas caigan por gravedad (esto es solo posible en aisladores de péndulo simple, puesto que los otros aisladores deslizantes poseen más superficies de deslizamiento), (Constantinou et al, 1999)

Las cargas en el aislador sin movimiento por un largo periodo de tiempo (Dwell of load) pueden generar variaciones en el coeficiente de fricción estático. Soong y Constantinou (1994) describieron físicamente el fenómeno como un aumento del área de contacto por efectos visco-elásticos. En superficies de teflón (PTFE) contra acero inoxidable, y para presiones mayores a 10MPa, las variaciones en la fricción son despreciables. Las presiones de diseño en aisladores deslizantes son mucho mayores. Para otras superficies, deberá consultarse el artículo del MCEER, mencionado líneas arriba.

Tanto el teflón como el acero inoxidable muestran ser lo suficientemente inertes y químicamente estables para tener un buen comportamiento durante su tiempo de vida. Una buena práctica, según lo indicado por Mokha et al. (1996), es evitar la soldadura en el acero inoxidable y limpiar las superficies con ácido hasta eliminar los restos de hierro.

Generalmente, unas buenas especificaciones técnicas son suficientes para el diseño en edificaciones comunes. Para estructuras de uso más importante, será necesario usar la metodología de *Property Modification Factors for Seismic Isolation Bearings* (Constantinou et al, 1999).

3.5 TORSIÓN EN PLANTA

Las estructuras con aisladores de péndulo friccional pueden sufrir torsión en planta (movimientos sísmicos laterales-torsionales acoplados) como resultado de factores naturales y accidentales. Se le llama torsión natural a la que es causada por asimetrías de distribución de masa y rigidez; y es denominada así porque sus efectos

suelen estar incluidos dentro del modelo estructural. Por otro lado, la torsión accidental se debe a la incertidumbre en las fuerzas restitutivas de los aisladores causada por la variabilidad de la fricción y los momentos de volteo en la superestructura.

Como se menciona brevemente en los acápites anteriores, una de las grandes ventajas de los aisladores de péndulo es que ayudan a controlar la torsión natural. Para ilustrar esto, veamos la relación fuerza-desplazamiento lateral para FPS:

$$V = \frac{N}{R}[u] + \mu[N][sgn(\dot{u})] \quad (\text{Ec. 3.6})$$

De la ecuación se observa que tanto la componente pendular como la friccional son directamente proporcionales a la carga vertical sobre el aislador, lo que significaría que el centro de masa estaría alineado con el centro de rigidez, evitando la torsión.

Lo anterior es correcto únicamente cuando se efectúa el análisis en una dirección, pues cuando la estructura sufre movimientos bidireccionales, ocurrirá un acoplamiento lateral-torsional debido a que los momentos de volteo generan variaciones en las cargas axiales, las que a su vez modifican la distribución de fuerzas laterales (centro de rigidez) en la dirección perpendicular.

Justamente, Almazán y De la Llera (2002) estudiaron el efecto de los momentos de volteo en la torsión de los edificios con FPS y los factores que influyen en ella. Ellos llegaron a las siguientes conclusiones:

- La influencia de los modos superiores en la respuesta torsional, que en los FPS es bastante importante, es causada por los cambios repentinos en la dirección de la fuerza de fricción (equivalente a introducir pequeños impulsos) y el fenómeno adherencia-deslizamiento en los aisladores. Entonces, una superestructura torsionalmente rígida será ventajosa.
- Mientras más esbelta sea una estructura, mayor será su sensibilidad al volteo y, por ende, mayor la respuesta torsional. Si la estructura es muy esbelta y el sismo es muy fuerte, es posible que los aisladores sufran levantamiento; si esto ocurre, el impacto generará un incremento en las fuerzas normales sobre el aislador, lo que causará un incremento de la rigidez del sistema, las derivas y la torsión
- En cuanto a la distribución de las dimensiones en planta, se comprobó que el caso más crítico ocurre para plantas cuadradas. Se deduce que las plantas alargadas serían más adecuadas para acomodar mejor la torsión accidental.

- Para edificios donde no ocurra levantamiento de aisladores, no demasiado esbeltas y con distribuciones típicas, las amplificaciones no superan el 5%

Para analizar las conclusiones anteriores debemos revisar brevemente los códigos de aislamiento. Como se sabe, estos toman en cuenta los efectos de la torsión en planta primero, dando una excentricidad accidental del 5% para el análisis y luego, estableciendo valores mínimos a la amplificación del desplazamiento de aisladores por torsión (D_M y D_{TM}); además de eso, el código utilizado (ASCE 7-10) obliga a incluir en el modelo las variaciones en las propiedades de los aisladores (es decir, los efectos torsionales por momentos de volteo). Entonces, los resultados obtenidos por Almazán y De La Llera (2002), muestran que los requisitos de los códigos en cuanto a la torsión en planta son bastante conservadores para aisladores de péndulo de fricción (FPS).

Cabe resaltar que, a pesar de que en esta sección se mencionaron fórmulas y estudios que referían únicamente a los aisladores de péndulo de fricción (FPS), las conclusiones alcanzadas aplican a todos los aisladores mencionados en este capítulo pues todos son sensibles a las cargas verticales, los momentos de volteo y la variación de la fricción (Almazán y De La Llera, 2002).

3.6 COMPONENTE SÍSMICA VERTICAL

A excepción de las estructuras con voladizos, elementos preesforzados y techos con luces largas, en la mayoría de ocasiones se omite el efecto de la componente sísmica vertical, pues se estima que el error inducido es mínimo.

La NTE E.030 (SENCICO, 2003) considera que la fuerza sísmica vertical actúa en simultáneo con la fuerza sísmica horizontal y en el sentido más desfavorable para los elementos estructurales.

Para los aisladores de péndulo de fricción (FPS), se debe tener una consideración especial de esta componente, ya que resulta evidente que la aceleración vertical afecta directamente a la fuerza normal aplicada sobre el FPS.

$$N = W \left(1 + \frac{i_{gv}}{g} + \frac{N_{OM}}{W} \right) \quad (\text{Ec. 3.11})$$

Para el caso de los FPS, debido a la relación entre la fuerza de la fricción y la fuerza normal, esta afectación implica una variación en la fuerza cortante. En la Ec. 3.6 se observa la relación entre la fuerza normal y la fuerza cortante producida en cada aislador.

$$V = \frac{N}{R}[u] + \mu[N][sgn(\dot{u})] \quad (\text{Ec. 3.6})$$

Por todo lo mencionado, Rabiei y Khoshnoudian (2011), estudiaron los efectos y el error inducido que se obtiene en la estimación de la respuesta de los aisladores FPS sin incluir la componente sísmica vertical. En este estudio se modela una estructura de cuatro pisos sobre un sistema de aisladores FPS y se utilizan los registros de 5 sismos cerca de fallas.

Pese a que solamente se estudió una estructura, las conclusiones principales obtenidas del trabajo de estos investigadores pueden ser empleadas referencialmente, teniendo en cuenta la implicancia que conlleva omitir el efecto de la componente sísmica vertical:

- Los valores del coeficiente de fricción μ_{max} , el coeficiente de masas α y el amortiguamiento asumido para la superestructura β resultan indiferentes para la evaluación del error inducido al omitir la componente sísmica vertical.
- Los máximos errores obtenidos en el desplazamiento del FPS, cortante basal y aceleración de la azotea fueron 15.61%, 36.03% y 50.12% respectivamente.
- La componente vertical afecta la aceleración pico de la azotea para superestructuras de periodo corto ($T_s < 0.45$). El error causado al omitir la componente vertical para calcular las aceleraciones en el último piso, disminuye a medida que el periodo de la interfaz de aislamiento aumenta.
- Es necesario el análisis de la componente sísmica vertical para evaluar el comportamiento de los elementos no estructurales, ya que la mayor variación se produce en las aceleraciones y no tanto en los desplazamientos.
- Si bien una lejanía de la falla puede reducir los efectos de las aceleraciones verticales, resultará adecuado para el análisis y diseño de los aisladores la inclusión de la componente sísmica vertical. En su defecto, amplificar los valores obtenidos por un factor adecuado.
- Se pueden incluir estos efectos de la componente vertical, como una fracción de la carga producida por la componente horizontal, para el diseño final y verificación de estabilidad de los aisladores FPS.

4 METODOLOGÍA DE DISEÑO

Esta metodología de diseño es para edificios aislados con aisladores FPS. Para el desarrollo de ésta se siguen los lineamientos del Capítulo 17: “*Seismic design requirements for seismically isolated structures*” del código ASCE 7-10 “*Minimum design loads for buildings and other structures*” (ASCE, 2010), adaptándolos con el Proyecto de Norma E.030 “Diseño Sismo Resistente” (SENCICO, 2014).

Para la construcción del modelo matemático se utiliza el programa ETABS (ETABS, 2013), mientras que para el procesamiento de señales sísmicas se usará la plataforma de programas de Seismosoft (Seismosoft Inc., 2014). Cabe resaltar que los parámetros y fórmulas presentados no serán necesariamente los mismos del código ASCE 7-10 pues se adaptan los requerimientos a la realidad peruana. También se toman como referencia los ejemplos de diseño del FEMA P-751 (FEMA, 2012). Toda la nomenclatura utilizada se encuentra en el acápite 1.1.

Para una mejor comprensión de este apartado, al final del apartado 4.6 se muestra un diagrama de flujo simplificado con la metodología empleada. A continuación se detalla el procedimiento a seguir.

4.1 SELECCIÓN DEL SISTEMA RESISTENTE A CARGAS LATERALES Y ESTRUCTURACIÓN

En esta etapa, en base a la experiencia del Ing. Estructural y el cliente, se definirá el material predominante en la estructura, el sistema de techado y el sistema resistente a las cargas laterales. Está claro que por la reducción de demanda sísmica es muy probable que al optar por un edificio de concreto no haya necesidad de muros de corte. Por otro lado, si se usa una solución en acero estructural, el requerimiento de pórticos a momento y/o arriostres será menor.

Algunos ejemplos de sistemas que pueden usarse son:

- Pórticos de concreto vaciados in situ
- Pórticos de concreto prefabricado
- Pórticos de concreto en combinación con losas postensadas
- Pórticos a momento de acero
- Pórticos arriostrados de acero

4.2 DETERMINACIÓN DE LOS OBJETIVOS DE DESEMPEÑO

En general, siempre que se cumplan los requisitos de desplazamientos y derivas de entrepiso del Proyecto de Norma NTE 0.30 (SENCICO, 2014), es potestad del cliente

establecer los objetivos de desempeño; sin embargo, dado que al usarse aislamiento sísmico debe asegurarse la operatividad, los códigos establecen requisitos mínimos.

Una herramienta útil para cuantificar estos requisitos es el *Earthquake Model HAZUS® 2.1 – Technical Manual* (FEMA, 2013), el cual asocia el daño en los elementos estructurales (leve, moderado, extensivo y total) con las derivas máximas, dependiendo del sistema resistente a cargas laterales del edificio.

Esta herramienta también brinda parámetros para evaluar pérdidas en componentes no estructurales y contenido en función de la respuesta de la estructura. En específico, se presentan aceleraciones y derivas máximas que debe tener la estructura para alcanzar un nivel de desempeño determinado. Cabe resaltar que los parámetros de este manual varían según el uso de la estructura (General, Esencial y Alto potencial de pérdidas).

En resumen, en esta etapa deberá definirse una aceleración máxima y una distorsión de entrepiso máxima. (Ver Anexo D para una ayuda en el uso del HAZUS® 2.1 (FEMA, 2013))

4.3 OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS SÍSMICOS

Para empezar, se deberá definir la aceleración en la roca (parámetro Z) para el sismo de diseño (10% de excedencia en 50 años) y el sismo máximo posible (1.5 veces la intensidad del sismo de diseño), ya que es necesario que el sistema de aislamiento funcione luego de la incidencia de un SMP (NCh 2745, 2003).

Luego, del estudio de mecánica de suelos (EMS), se tomará el factor S y el periodo fundamental T_p . Además, el Proyecto de Norma “Diseño Sismo Resistente” NTE. 030 (SENCICO, 2014) define un periodo T_L que modifica el espectro de aceleraciones para periodos altos, por lo que es importante tomarlo en cuenta en el análisis de edificios aislados.

Finalmente, más allá del uso que tenga la estructura, el factor U siempre se tomará igual a 1 (Apartado 17.2.1 del ASCE 7-10, 2010).

A continuación se muestran los parámetros que deberán definirse a partir de Proyecto de Norma E.030 (SENCICO, 2014):

- Z: Factor de zona
- U: Factor de uso (U=1.0 para edificios aislados)
- S: Factor de amplificación del suelo

- T_P : Periodo del suelo
- T_L : Periodo de decaimiento del suelo

4.4 DUCTILIDAD DEL SISTEMA ESTRUCTURAL Y FACTOR DE REDUCCIÓN DE FUERZAS

El grado de ductilidad de un sistema resistente a cargas laterales está relacionado al detallado de la estructura. Por ejemplo, un sistema de concreto armado con un alto grado de ductilidad requerirá de mayores cuantías y confinamiento; mientras que en un sistema de acero estructural, se le pondrá mayor énfasis a las conexiones.

El código STANDARD ASCE 7-10 (ASCE, 2010) define en el capítulo 12 varios tipos estructurales y los factores de reducción asociados a estos. En general cada sistema se divide en tres tipos: ordinarios, intermedios y especiales, según los requisitos de ductilidad. De acuerdo al capítulo 17, el factor de reducción del edificio aislado (R_I) resulta de multiplicar el factor de reducción original (R), por $3/8$, sin que el producto exceda de 2.

El Ing. Estructural deberá evaluar qué es lo que más conviene para cada caso: diseñar con mayores fuerzas (menores factores R) y menores ductilidades (con los requisitos menos exigentes que eso conlleva), o viceversa.

4.5 CRITERIOS DE COMBINACIONES DE CARGA

En esta etapa deberán definirse los criterios de combinación de carga para la superestructura, subestructura y los aisladores, dependiendo de los materiales usados. A manera de ejemplo, a continuación se muestran las combinaciones para un edificio de concreto armado (Capítulo 12 de FEMA P-751, 2012):

(Ver 1.1 para la nomenclatura)

Cargas sísmicas horizontales y efectos:

- Sismo de diseño (en dirección X o Y): SD
- Sismo máximo posible (en dirección X o Y): SMP

Si definimos Q_E como el sismo horizontal usado (y sus efectos):

- Para el diseño de la superestructura: $Q_E = Q_{SD/R} = SD/R_I$
- Para el diseño del sistema de aislamiento y la subestructura: $Q_E = Q_{SD} = SD$
- Para verificar la estabilidad del sistema de aislamiento: $Q_E = Q_{SM} = SMP$

Cuando se considere la combinación del efecto de las componentes horizontales

(dirección X-X e Y-Y) del sismo:

- $Q_E = \text{Máx}(1.0Q_{EX} + 0.3Q_{EY}; 0.3Q_{EX} + 1.0Q_{EY})$

Por lo general, el efecto de la carga de sismo horizontal Q_E es representada para cada dirección de análisis, de modo que $Q_E = Q_{EX}$ o $Q_E = Q_{EY}$

Para el diseño se tienen las siguientes combinaciones para el efecto de las componentes horizontales y verticales del sismo.

Si definimos E como el siguiente efecto combinado:

- Para el sismo de diseño: $E = Q_E \pm 0.17M$
- Para el sismo máximo: $E = Q_E \pm 0.25M$

Combinaciones para el diseño de la superestructura, adaptándolas con la NTE 0.60 “Diseño en Concreto Armado” (SENCICO, 2006):

- Cargas de gravedad: $1.4M + 1.7V$
- Cargas de gravedad y sísmicas: $(1.2M + 0.5V + E)$: $1.37M + 0.5V + Q_{SD/R_l}$
- Cargas de gravedad y sísmicas: $(0.9M - E)$: $0.73M - Q_{SD/R_l}$

Combinaciones para el diseño de la subestructura y los elementos del sistema de aislamiento usando un factor de reducción $R_l=1$:

- Cargas de gravedad (carga a largo plazo del aislador) : $1.2M + 1.6V$
- Cargas de gravedad y sísmicas: $(1.2M + 0.5V + E)$: $1.37M + 0.5V + Q_{SD}$
- Cargas de gravedad y sísmicas $(0.9M - E)$: $0.73M - Q_{SD}$

Para verificar la estabilidad del sistema de aislamiento debemos incluir en el análisis los efectos del sismo vertical. El Proyecto de Norma NTE 0.30 (SENCICO, 2014) indica que cuando se deba incluir la aceleración vertical en el análisis esta será igual a 2/3 de la aceleración del suelo. Entonces, si definimos Z_M como la aceleración pico en el sismo máximo posible (SMP), la aceleración vertical pico será 2/3 $[Z_M][S]$. Además, el Z_M puede expresarse en función de la aceleración de diseño Z (este es el factor que brinda la NTE 0.30).

$$Z_M = 1.5Z$$

Hay que notar que es poco probable que las aceleraciones horizontales y verticales pico ocurran simultáneamente, de manera que deberá usarse la regla 100% horizontal + 45% vertical (Mokha et al, 1996).

Por tanto, si definimos E como el efecto combinado:

- Sismo máximo horizontal + vertical:

$$E = Q_{SM} \pm 0.45 \left[\frac{2}{3} \right] [Z_M][S]M = Q_{SM} \pm 0.45 [Z][S]M$$

Las combinaciones de carga para verificar la estabilidad del sistema de aislamiento serán:

- Máxima carga de corto plazo en el aislador:

$$1.25M + V + |E| = (1.25 + 0.3[Z_M][S])M + V + Q_{SMP}$$

- Mínima carga de corto plazo en el aislador:

$$0.9M - |E| = (0.9 - 0.3[Z_M][S])M - Q_{SMP}$$

4.6 PROCEDIMIENTO DE LA FUERZA LATERAL EQUIVALENTE

Es un método basado en desplazamientos que mediante ecuaciones simples permite estimar la respuesta del edificio aislado. Por sus limitaciones, este método no debe usarse para el diseño final pero sí se emplea para establecer parámetros mínimos de diseño. Al usar este procedimiento no se modelan características individuales de cada aislador sino que se trata a la superestructura y al sistema de aislamiento de manera conjunta.

Generalmente, dado que los aisladores tienen comportamientos que distan de ser lineales, se opta por definir sus propiedades como amortiguamiento, periodo, rigidez en función a su desplazamiento, por lo que se dice que el método es dependiente de la amplitud. Sin embargo, el desplazamiento depende también de las propiedades antes mencionadas; por lo que deberán realizarse iteraciones hasta que los resultados converjan.

4.6.1 Desplazamientos del sistema de aislamiento:

El desplazamiento de diseño del sistema de aislamiento se determina a partir de la siguiente ecuación, extraída del capítulo 17, del *STANDARD ASCE 7-10* (ASCE, 2010):

$$D_D = \frac{(S_{D1}) T_D}{4\pi^2 B_D} g \quad (\text{Ec. 4.1})$$

Al ser compatibilizada con el Proyecto de Norma E.030 (SENCICO, 2014), para el desplazamiento de diseño (D_D):

$$\text{Si } T_D \leq T_L: \quad D_D = \frac{(2.5 [Z][S] T_p) T_D}{4\pi^2 [B_D]} g \quad (\text{Ec. 4.2})$$

$$\text{Si } T_D \geq T_L: \quad D_D = \frac{(2.5 [Z][S] T_p) T_L}{4\pi^2 [B_D]} g \quad (\text{Ec. 4.3})$$

De la misma manera se define el desplazamiento máximo (D_M):

$$\text{Si } T_D \leq T_L: \quad D_M = \frac{(2.5 [Z][S] T_p) T_M}{4\pi^2 [B_D]} g \quad (\text{Ec. 4.4})$$

$$\text{Si } T_D \geq T_L: \quad D_M = \frac{(2.5 [Z][S] T_p) T_L}{4\pi^2 [B_D]} g \quad (\text{Ec. 4.5})$$

Las ecuaciones incluyen un factor de reducción del desplazamiento por amortiguamiento B_D cuyos valores dependen del amortiguamiento efectivo.

A continuación, la tabla 4.1 muestra los valores de B_D para apoyos deslizantes de teflón y acero inoxidable, extraída del código ASCE 7-10:

Amortiguamiento Efectivo %, β_D o β_M	Factor B_D o B_M
≤ 2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
≥ 50	2.0

Tabla 4.1: Factor de reducción de desplazamiento por amortiguamiento (ASCE 7-10)

Es complicado definir un amortiguamiento equivalente con buena precisión pues casi siempre, la disipación de energía de los aisladores proviene de medios histeréticos. Se puede usar la siguiente ecuación para estimar su valor:

$$\beta_D = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{\sum E_D}{K_{Dmax} D_D^2} \right) \quad (\text{Ec. 4.6})$$

La energía E_D proviene de la fricción nominal y su comportamiento se puede estimar como el área encerrada del lazo histerético idealizado, siendo μ_p la fricción nominal o “equivalente”.

$$E_D = 4[\mu_p][W]D_D \quad (\text{Ec. 4.7})$$

En el capítulo 3 se mostró que la rigidez equivalente en estos aisladores es igual a:

$$K_{eff} = \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu_p}{D_D} \right) W \quad (\text{Ec. 4.8})$$

Las rigideces K_{Dmax} y K_{Dmin} están definidas como propiedades derivadas de las pruebas en los aisladores; sin embargo, como se tienen que definir para el diseño, se usará un valor de fricción máximo para determinar el K_{Dmax} y un valor mínimo para

determinar K_{Dmin} . Estas fricciones son variaciones de la fricción “equivalente” o nominal y no deben confundirse con las fricciones instantáneas determinadas por la variación de la velocidad.

$$K_{Dmax} = \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu_{pmax}}{D_D} \right) W \quad (\text{Ec. 4.9})$$

$$K_{Dmin} = \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu_{pmin}}{D_D} \right) W \quad (\text{Ec. 4.10})$$

Juntando las ecuaciones presentadas anteriormente, se obtiene la siguiente ecuación para el amortiguamiento efectivo, ajustada para FPS:

$$\beta_D = \frac{2}{\pi \left(\frac{D_D}{\mu_{pmax} R} + 1 \right)} \quad (\text{Ec. 4.11})$$

Para resolver las ecuaciones de desplazamiento también se necesita conocer los periodos para los sismos de diseño y máximo, los cuales se definen a continuación:

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{Dmin} g}} \quad (\text{Ec. 4.12})$$

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{Mmin} g}} \quad (\text{Ec. 4.13})$$

Los valores de D_D y D_M corresponden a desplazamientos picos del sistema de aislamiento en el centro de masa del edificio, sin tomar en cuenta el desplazamiento adicional que puede ocurrir por la excentricidad de la estructura. A continuación se presentan ecuaciones para calcular desplazamientos totales que sí toman en cuenta los efectos antes descritos. Estas ecuaciones están en función los desplazamientos en los centros de masa, la excentricidad, las dimensiones en planta y la distancia entre el centro de masa y el aislador analizado.

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (\text{Ec. 4.14})$$

$$D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (\text{Ec. 4.15})$$

La amplificación por torsión puede alcanzar valores de hasta 30% para plantas alargadas y 15% para plantas cuadradas; sin embargo, el ASCE 7-10 permite reducir los valores del desplazamiento total a 1.1 veces los desplazamientos nominales, siempre y cuando se tenga la certeza de una adecuada resistencia torsional (Almazán y De La Llera, 2002). Esto es factible considerando que el comportamiento torsional de los edificios con aisladores de péndulo de fricción es bastante bueno, según lo descrito en el capítulo 3.

A continuación, se muestra un esquema en el cual pueden apreciarse los conceptos presentados hasta el momento:

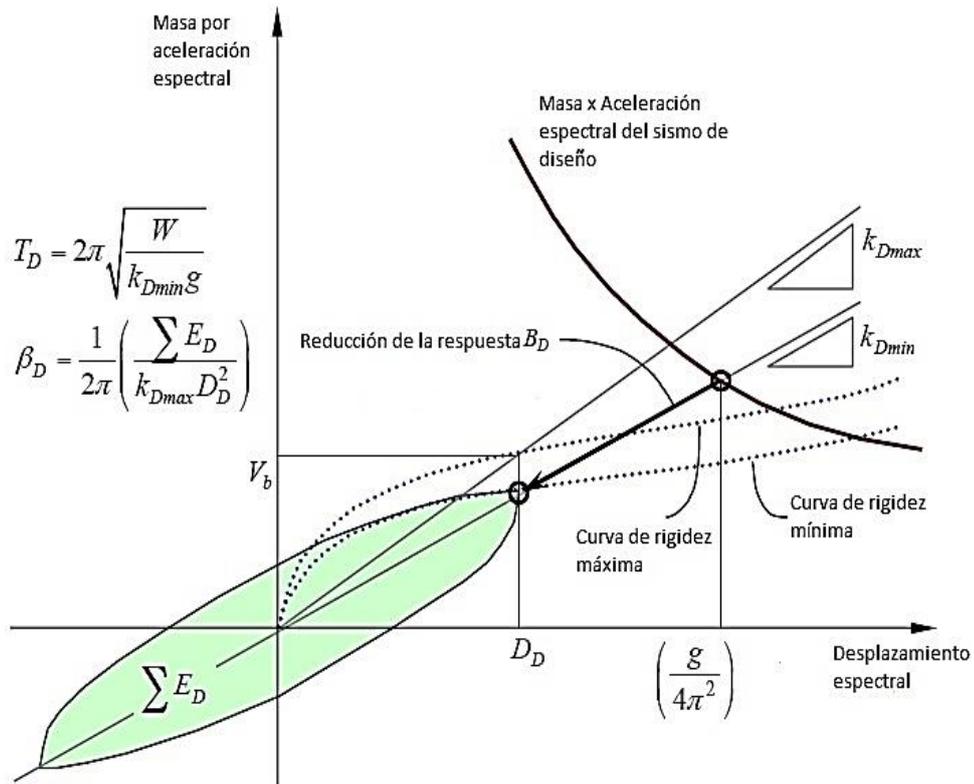


Fig.4.1: Capacidad del sistema de aislamiento vs Demanda sísmica. (Kircher, 2012)

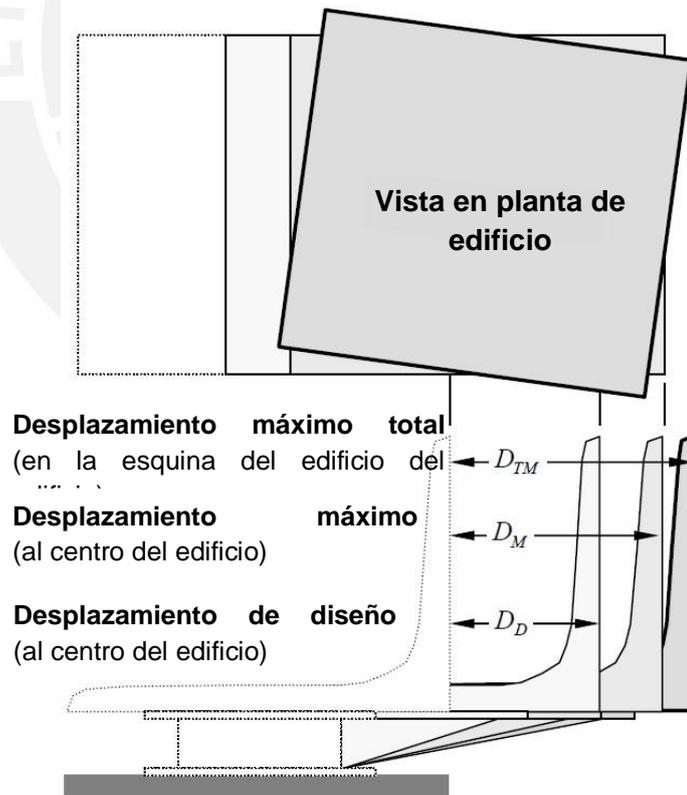


Fig.4.2: Desplazamientos de diseño, máximo, y total máximo. (Kircher, 2012)

Como ya se observó, todos los parámetros necesarios para el método están interrelacionados por lo que tendrá que iterarse hasta encontrarse una solución; sin

embargo, hay valores que no cambiarán como el radio de curvatura R o el coeficiente de fricción nominal μ_p . Además, se tratará de alcanzar un valor del periodo lo suficientemente alto como para que el aislamiento sea efectivo. ($T > T_L$). En el gráfico 4.1 se muestra un diagrama de flujo para el cálculo del D_D . De la misma manera, se procede a calcular los valores de D_M .

4.6.2 Cortantes de diseño:

El sistema de aislamiento, la cimentación, y todos los elementos estructurales bajo el sistema de aislamiento deberán ser diseñados para resistir la fuerza sísmica lateral, V_b , donde:

$$V_b = K_{Dmax} D_D \quad (\text{Ec. 4.16})$$

Asimismo, la superestructura deberá ser diseñada para resistir un cortante, V_s , donde:

$$V_s = K_{Dmax} D_D / R_l \quad (\text{Ec. 4.17})$$

Además, V_s no deberá tomarse como menor que cualquiera de los siguientes valores:

- La fuerza de viento de diseño.
- 1.5 veces la fuerza necesaria para activar el sistema de aislamiento.
- La fuerza sísmica lateral para una estructura de base fija con el mismo periodo T_D y con la misma masa sísmica, con $U=1$ y $S=1$.

De todo lo descrito anteriormente se puede resumir el proceso como sigue en el siguiente diagrama de flujo:

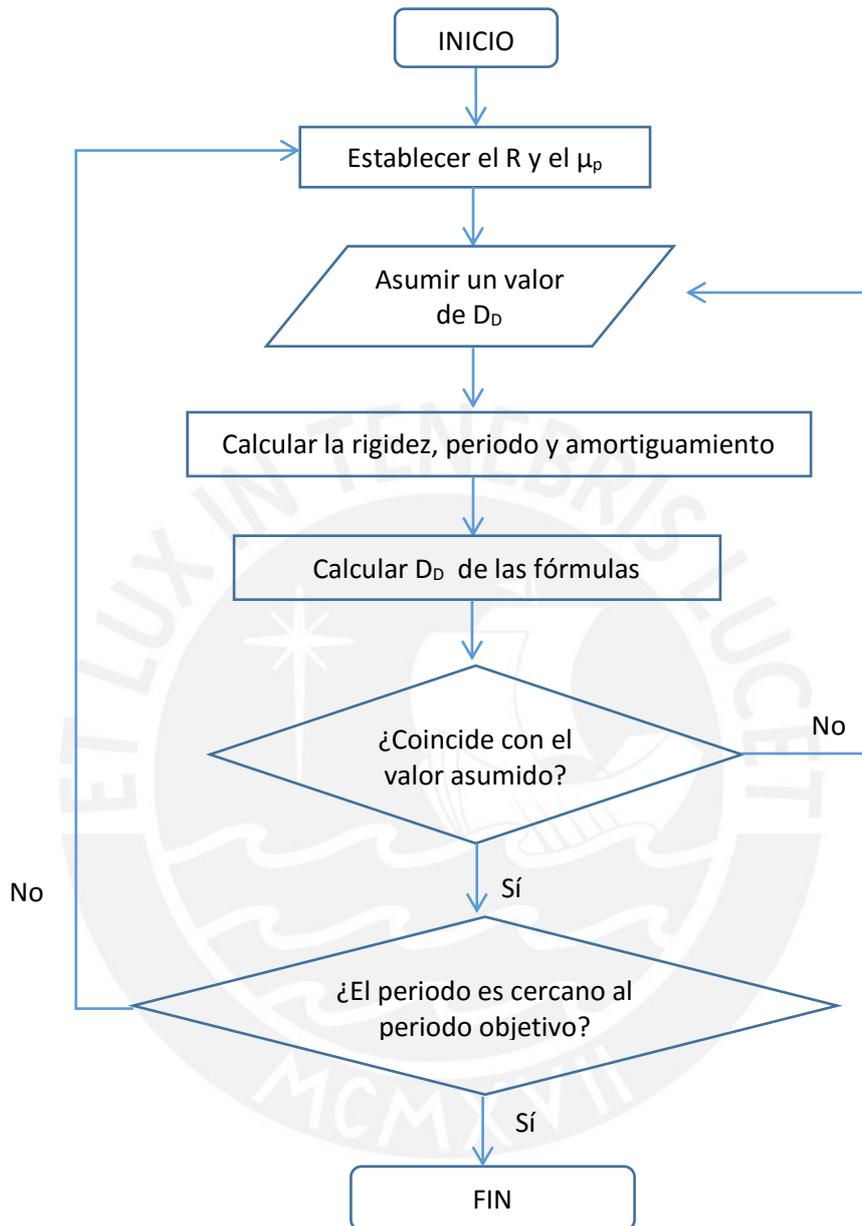


Fig. 4.3: Diagrama de flujo para cálculo de D_D y demás parámetros

4.7 REQUISITOS MÍNIMOS PARA LOS ANÁLISIS DINÁMICOS

Las normas requieren el uso de análisis dinámicos pero reconocen que con los beneficios de modelos y análisis más complejos vienen mayores posibilidades de error. Para evitar diseños poco conservadores, el STANDARD ASCE 7-10 (ASCE, 2010) establece valores mínimos para el análisis espectral (dinámico-lineal) y el análisis tiempo-historia (dinámico-no lineal). La siguiente tabla muestra los porcentajes mínimos para cada parámetro:

Ítem	Análisis Espectral	Análisis Tiempo-Historia
Desplazamiento total de diseño D_{TD}	90% D_{TD}	90% D_{TD}
Desplazamiento total máximo D_{TM}	80% D_{TM}	80% D_{TM}
Cortante de diseño subestructura V_b	90% V_b	90% V_b
Cortante de diseño superestructura regular V_s	80% V_s	60% V_s
Cortante de diseño superestructura irregular V_s	100% V_s	80% V_s

Tabla 4.2: Valores mínimos para análisis dinámicos

Los cortantes V_s mínimos usados en los análisis dinámicos también deberán ser mayores que los valores especificados sobre el final del acápite 4.6.2.

Por otro lado, el ASCE 7-10 permite usar D'_D y D'_M en lugar de D_D y D_M para evaluar D_{TD} y D_{TM} según las fórmulas del acápite 4.6.1. A continuación se definen estos valores:

$$D'_D = \frac{D_D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_D}\right)^2}} \quad (\text{Ec. 4.18})$$

$$D'_M = \frac{D_M}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_M}\right)^2}} \quad (\text{Ec. 4.19})$$

Notar que en las fórmulas mostradas se toma en cuenta la flexibilidad de la superestructura (representada mediante el periodo de la superestructura con base fija T), por lo que se pueden reducir los desplazamientos.

4.8 ANÁLISIS ESPECTRAL

El estándar requiere que para procedimientos dinámicos, el sistema de aislamiento sea modelado con propiedades de amortiguamiento y rigidez obtenidas de las pruebas en las unidades. Como se trata de un análisis lineal, se deberán usar las propiedades equivalentes secantes. A diferencia del procedimiento de la fuerza

lateral equivalente, para el análisis espectral sí se requiere tomar en cuenta los siguientes aspectos:

- Distribución espacial de los aisladores
- Efectos de excentricidad natural y accidental dentro del modelo.
- Efectos P-Delta (Agregados como momentos puntuales)

El análisis espectral es generalmente usado para obtener las fuerzas de diseño en los elementos estructurales y verificar las derivas de entrepiso. Siguiendo lo estipulado por el Proyecto de Norma E.030 (SENCICO, 2014), las derivas del análisis espectral deberán multiplicarse por $0.75R_i$.

El ASCE7-10 limita el amortiguamiento máximo a usar en el análisis al 30% del valor crítico. Para los modos superiores podrá usarse el 2%. Al igual que con el procedimiento de la fuerza lateral, se usarán rigideces mínimas y máximas para calcular desplazamientos de aisladores y fuerzas, respectivamente.

El ASCE7-10 también requiere que para el análisis espectral se utilice el 100% de la señal sísmica en una dirección, 30% en la otra dirección, y viceversa; sin embargo, este criterio fue pensado para ediciones anteriores del ASCE 7-10 en las cuales se usaban respuestas horizontales promedio, mientras que ahora se usan respuestas máximas. Es por esta razón que Kircher (2012) se recomienda obviar este requisito por considerarse muy conservador y usar el 100% de la señal sísmica por separado en cada dirección para el análisis en el modo fundamental. Para los modos superiores, la regla 100% + 30% es aún adecuada.

4.9 SELECCIÓN Y PROCESAMIENTO DE SEÑALES

El *STANDARD ASCE7-10* (ASCE, 2010) exige como mínimo 3 registros para el análisis tiempo historia si es que se usan las respuestas máximas; y 7 registros si se usa el promedio. Si el tiempo no es un limitante, se recomienda la segunda opción ya que al tener más señales, se reduce el riesgo de obtener valores erróneamente altos.

Si no se tiene la certidumbre que las señales están listas para ser usadas, éstas deberán corregirse por línea base pues en ocasiones, por errores de calibración del acelerógrafo, el promedio de la señal no coincide con la coordenada cero. Estos errores pueden ser mínimos pero al realizarse la doble integración para obtener desplazamientos, el error aumenta cuadráticamente. El programa SeismoSignal permite realizar esta corrección de manera muy sencilla.

Por otro lado, el filtrado de señales se hace importante para eliminar el ruido blanco, producto de las vibraciones ambientales. Se recomienda usar el programa SeismoSignal y aplicar un filtro tipo Butterworth en configuración Pasabanda 0.35Hz-10.00Hz (para sismos de subducción).

Hecho lo anterior, las señales están listas para ser escaladas. El *STANDARD ASCE7-10* (ASCE, 2010) requiere que para cada registro se construya un espectro con la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) de los valores espectrales asociados a cada dirección del registro, el cual deberá ser escalado, de manera que cuando los espectros SRSS de cada registro sean promediados en un solo espectro, este sea mayor o igual que el espectro normativo en los periodos de interés (0.5TD y 1.25TM). Este trabajo deberá realizarse para el sismo de diseño (SD) y el sismo máximo (SM).

Cabe resaltar que cuando el *STANDARD ASCE 7-10* habla de escalamiento lo hace de manera global, es decir, toda la señal se multiplica por un factor, en vez de hacerse una modificación a la señal para que “calce” con el espectro en los periodos de interés. Este enfoque es particularmente problemático en nuestro país pues no hay muchos registros de magnitudes similares a las de diseño para cada zona. Cuando las intensidades de los registros son menores que las de diseño, la forma del espectro es distinta, por lo que los factores de escalamiento serían muy distintos entre una zona y otra del espectro.

Por todo lo dicho anteriormente, se recomienda utilizar programas como SeismoMatch (Seismosoft Inc., 2014), en donde se ingrese una señal, un rango de periodos y un espectro; y se obtenga como resultado un acelerograma modificado cuyo espectro “calce” con el de la norma. Un problema que tiene el *SeismoMatch* es que solo permite realizar este procesamiento en una señal a la vez, y no para el par de cada registro. Lo que se puede hacer es multiplicar el espectro de la norma por un factor (por ejemplo 0.71) de manera que la suma vectorial de estos espectros sea igual al de la norma. Si no se tuviesen señales suficientes para completar los 7 pares, podrán generarse acelerogramas sintéticos con el programa SeismoArtif (Seismosoft Inc., 2014).

4.10 ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA

Adicionalmente a lo requerido para el modelamiento en análisis espectrales, para el análisis tiempo historia deberán modelarse las propiedades no lineales y las variaciones de estas explícitamente (ASCE 7-10, 2010). Esto significa que dejarán

de usarse las propiedades secantes y se usará un modelo constitutivo “real”.

Para cada registro ya procesado se aplicará al edificio la primera componente en la dirección X y la otra en la dirección Y; y viceversa. Además, deberán realizarse distintos análisis para las rigideces máximas y mínimas de los aisladores. En total, deberán realizarse 56 “corridas” de tiempo-historia.

$$7 \text{ señales} * 2 \text{ orientaciones} * 2 \text{ niveles de sismo} * 2 \text{ rigideces} = 56 \text{ corridas}$$

Cabe resaltar que las fuerzas laterales sobre los aisladores en muchos casos dependen de las fuerzas verticales sobre estos, por lo que es necesario que las cargas de gravedad se apliquen en el análisis antes de la excitación sísmica. Lo que se acostumbra es aplicar estas cargas de forma muy lenta en una función rampa de 20 segundos de duración y con un amortiguamiento de 99% para evitar vibraciones previas al movimiento sísmico.

Por la naturaleza y complejidad de sus resultados, el análisis tiempo historia es más útil para verificar parámetros de respuesta de la estructura y no para obtener fuerzas de diseño en los elementos. A continuación se muestra una tabla con los parámetros que se recomienda evaluar y el nivel de sismo que debe usarse:

Parámetro de respuesta	Sismo usado
Desplazamiento pico del aislador	SMP
Máximo cortante basal	SD
Carga máxima instantánea sobre el aislador	SMP
Carga mínima instantánea sobre el aislador	SMP
Máxima distorsión de entrepiso	SD
Máxima aceleración de piso	SD
Porcentaje de energía disipada por histéresis	SD y SMP

Tabla 4.3: Parámetros de respuesta para análisis dinámicos

Además de lo anterior, deberá verificarse que los lazos de histéresis de los aisladores sean similares a su forma teórica, pues de lo contrario, es posible que haya habido problemas en la definición de parámetros del dispositivo.

4.11 DETALLE DE LOS AISLADORES

El tamaño del aislador depende de los productos disponibles en el mercado, sin embargo se pueden estimar las dimensiones requeridas para el FPS mediante cálculos. En este punto, los valores del coeficiente de fricción (3-6%) y el radio de curvatura de la superficie cóncava (normalmente entre 150 y 400 cm) ya deben haber

sido definidos.

Para este pre-diseño, se toma como referencia la tesis “Aislación sísmica de un edificio de oficinas de siete pisos” (Arriagada, 2005). Con las cargas máximas obtenidas sobre el aislador, del tiempo-historia y el esfuerzo máximo soportado, se calcula el área de contacto del deslizador mediante la expresión:

$$\text{Área}_{slider} = \frac{P_{m\acute{a}x}}{\sigma} \quad (\text{Ec. 4.20})$$

Se obtiene la dimensión horizontal del aislador, que depende del desplazamiento máximo posible incluyendo torsión D_{TM} aumentado por el diámetro del deslizador.

$$D_H = D_{TM} + D_{slider} \quad (\text{Ec. 4.21})$$

Además se debe proteger al aislador contra los factores ambientales y debido a los procesos constructivos:

$$D_{HT} = D_{TM} + D_{slider} + D_{exterior} \quad (\text{Ec. 4.22})$$

El valor de la distancia $D_{exterior}$ se define en 1” (2.5 cm). Además, la superficie cóncava que soporta al aislador también debe soportar los esfuerzos generados, por lo tanto se debe verificar que la fuerza transmitida sea menor a la fuerza que resiste:

Generalmente la altura del aislador está definida por la altura de la placa inferior (superficie cóncava) H1, la altura de la placa superior adherida al aislador H2, y el espacio libre entre ambas superficies H3. Considerando además una altura para el anclaje H4.

Considerando las propiedades del acero:

Se ve por conveniente utilizar placas de espesor de 1 ¼” ya que se requiere reducir la altura del aislador. Comprobando la resistencia de las placas.

$$H1 = 1\frac{1}{4}'' + DV_R \quad (\text{Ec. 4.23})$$

$$DV_R = R - \sqrt{R^2 - \left(\frac{D_H}{2}\right)^2} \quad (\text{Ec. 4.24})$$

$$H2 = 1\frac{1}{4}'' = 3.2 \text{ cm}$$

Se observa además que la superficie del roller no corresponde necesariamente a una sección de esfera, sino que puede tener un ángulo central. Definimos el ángulo en

120°. Además en la parte superior (o inferior) se deja un espacio de 1 ½” para poder colocar el medio articulante sobre el cual descansa la superficie que no es cóncava.

$$H3 = DV_{slider} + 3.81 \text{ cm}$$

Por lo que la altura total resultaría de la siguiente ecuación:

$$HT = H1 - DV_R + H2 + H3 + H4 \quad (\text{Ec. 4.25})$$

La altura para el anclaje $H4$ generalmente depende del sistema de fijación que se disponga (o se requiera) siendo un valor de 2.5 cm ponderado (en la mayoría de los aisladores se utilizan placas de acero inoxidable que ya vienen con la resistencia suficiente en los orificios y por lo tanto $H4$ es 0).

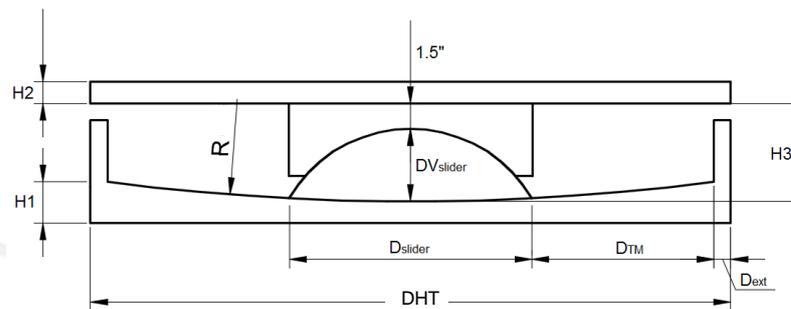


Fig. 4.4: Esquema del aislador FPS (Fuente propia)

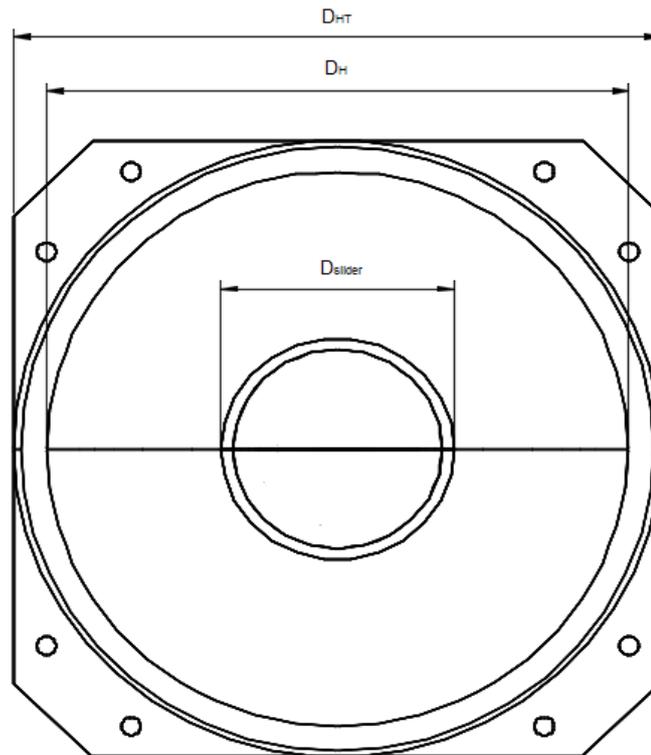


Fig. 4.5.: Vista en planta del aislador. (Fuente: Cosapi S.A.)

5 ANALISIS DEL EDIFICIO DE OFICINAS – BASE FIJA

Se analiza el edificio dedicado a oficinas de base fija según el Proyecto de Norma E.030 (SENCICO, 2014). Primero se realizará un análisis estático y luego, usando los valores obtenidos se establecerán valores mínimos sobre los cuales se escalarán los resultados del análisis espectral. Finalmente, se evaluarán las variables principales que definen el comportamiento de una estructura y su contenido: derivas, cortantes, desplazamientos y aceleraciones.

El propósito de esta sección es obtener datos para realizar una comparación entre una solución convencional y una con sistema de aislamiento, tanto a nivel de comportamiento como en cantidades de materiales. Para que la comparación fuera objetiva se estructuró el edificio de manera que cumpla con el Proyecto de Norma E030 (SENCICO, 2014).

El sistema estructural es de muros de corte de concreto armado de 20cm ($R=6$) y como se aprecia en las Figura 5.1 y 5.2, la estructura no presenta irregularidades ni en planta ni en altura. La altura del primer piso es de 3.5m, el piso típico tiene 3.25m y la altura de la azotea es de 3 m (altura total 26m), la altura del primer sótano es de 3.5 m y el resto de los niveles de los sótanos es de 2.85 m (profundidad total de 14.9 m). El sistema de techado es, al igual que con la solución aislada, de losas aligeradas de concreto de 20cm y 25cm. Las columnas laterales son de 40x60 cm y las centrales, de 50x80 cm. Finalmente, las vigas que cargan aligerados son de 35x70 cm y las longitudinales son de 30x50 cm. A continuación se muestran las plantas obtenidas en el programa ETABS (ETABS, 2013):

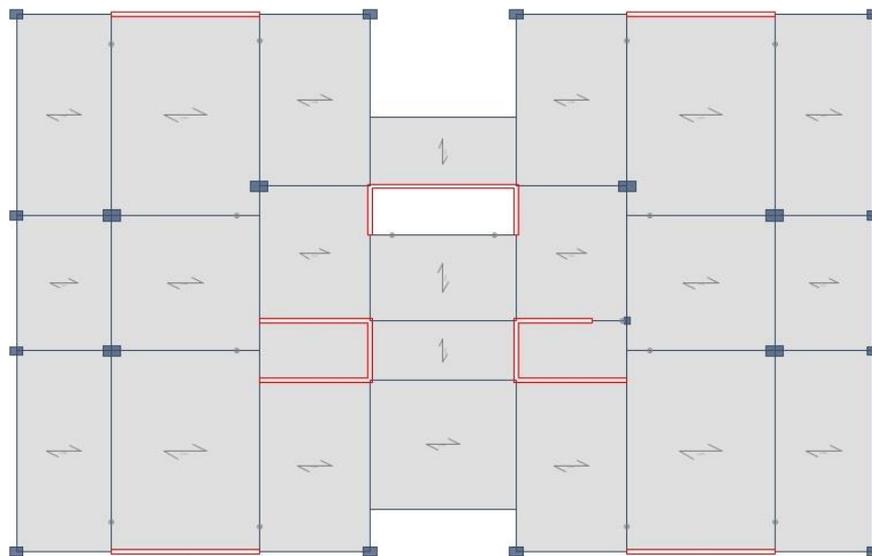


Fig. 5.1: Planta del Piso típico

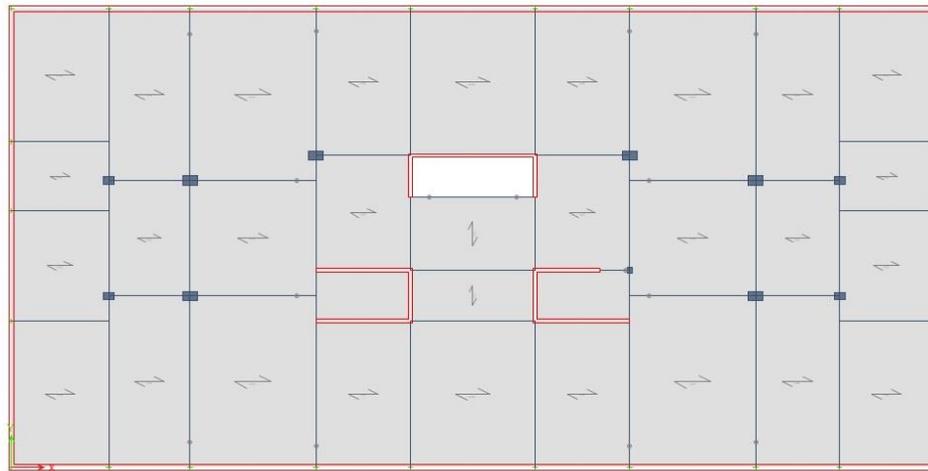


Fig. 5.2: Planta del Sótano típico (ETABS 2013)

5.1 PARÁMETROS SÍSMICOS

A continuación se muestran los parámetros sísmicos usados según el Proyecto de Norma E030 (SENCICO, 2014). Se seleccionó un factor (Z) de 0.45 correspondiente a la Zona 4 pues el edificio está ubicado en la costa. Además, el factor (S) es igual a 1 pues la grava de Lima pertenece a la categoría S1.

Z	0.45
U	1.00
S	1.00
Peso	6392 ton
T_p	0.40 s
R_x	6.00
R_y	6.00

Tabla. 5.1: Parámetros sísmicos

5.2 RESULTADOS MODALES

La siguiente tabla muestra los periodos de cada modo y su masa participante. Se puede apreciar que al ser un edificio regular, el mayor porcentaje de la masa participante se encuentra en los modos fundamentales, tanto en X-X (70.33%) como en Y-Y (77.20%).

Modo	Periodo (s)	Dir. X-X	Dir. Y-Y	Acum. X-X	Acum. Y-Y
Y-Y (1)	1.02	0.01%	77.20%	0.01%	77.20%
X-X (1)	0.57	70.33%	0.01%	71.59%	77.22%
Y-Y (2)	0.26	0.01%	14.68%	71.60%	91.90%
X-X (2)	0.12	18.65%	0.02%	90.55%	96.54%

Tabla. 5.2: Participación de cada modo y acumulada en ambas direcciones

5.3 ANÁLISIS ESTÁTICO

No se realizará un análisis estático propiamente dicho, sino que se calcularán los cortantes basales correspondientes a la metodología y estos serán usados como mínimos para escalar los cortantes espectrales. Los cortantes en la dirección X-X e Y-Y representan el 13.2% y 7.4% del peso, respectivamente.

Cxx	1.75
Cyy	0.98
T xx	0.57 s
T yy	1.02 s
Vxx est.	841.1 ton
Vyy est.	470.0 ton

Tabla. 5.3: Tabla usada para el cálculo de los cortantes estáticos

5.4 ANÁLISIS ESPECTRAL: CORTANTES

La siguiente tabla muestra los cortantes basales producto del análisis espectral:

Nivel	V x-x (ton)	V x-x/W	V y-y (ton)	V y-y/W
T-AZ	90.5	1.42%	62.9	0.98%
T-P7	240.6	3.76%	162.3	2.54%
T-P6	352.2	5.51%	224.6	3.51%
T-P5	436.6	6.83%	265.9	4.16%
T-P4	506.0	7.92%	302.3	4.73%
T-P3	564.4	8.83%	341.6	5.34%
T-P2	609.6	9.54%	380.4	5.95%
T-P1	636.4	9.96%	408.4	6.39%

Tabla. 5.4: Tabla usada para el cálculo de los cortantes estáticos

La norma requiere que los cortantes espectrales no sean menores que el 80% del cortante estático para estructuras regulares.

Dir. análisis	V estático	80% V est.	V espectral
X-X	841.1 ton	672.9 ton	636.4 ton
Y-Y	470.0 ton	376.0 ton	408.4 ton

Tabla. 5.5: Cortantes estáticos y espectrales

En la dirección Y-Y no será necesario un escalamiento pues el cortante supera al 80% del estático, lo cual no ocurre con la dirección X-X.

Factor X-X	1.06
Factor Y-Y	1.00
Vxx diseño	672.9 ton
Vyy diseño	408.4 ton

Tabla. 5.6: Escalamiento de los cortantes para el diseño

5.5 ANÁLISIS ESPECTRAL: DERIVAS

La estructura presenta, en general, un buen comportamiento en cuanto a derivas. Esto debido a que la arquitectura y la ubicación del terreno permiten el uso de muros de corte de una longitud importante.

Nivel	Caso de carga	Der. X-X x 0.75R _i	Caso de carga	Der. Y-Y x 0.75R _i
T-AZOTEA	ESPECTRAL	0.33%	ESPECTRAL	0.42%
T-P7	ESPECTRAL	0.35%	ESPECTRAL	0.47%
T-P6	ESPECTRAL	0.36%	ESPECTRAL	0.52%
T-P5	ESPECTRAL	0.36%	ESPECTRAL	0.56%
T-P4	ESPECTRAL	0.34%	ESPECTRAL	0.57%
T-P3	ESPECTRAL	0.31%	ESPECTRAL	0.56%
T-P2	ESPECTRAL	0.25%	ESPECTRAL	0.51%
T-P1	ESPECTRAL	0.15%	ESPECTRAL	0.36%

Tabla. 5.7: Derivas en el edificio de base fija

Se observa que para ambas direcciones se cumple con no sobrepasar el límite de la norma para estructuras de concreto (0.70%)

5.6 ANALISIS ESPECTRAL: ACELERACIONES

Es importante evaluar las aceleraciones en las que incurre la estructura pues éstas son determinantes en el comportamiento de los elementos no estructurales, sistemas secundarios y equipos de la edificación. A continuación se muestra una tabla con las aceleraciones pico de cada piso.

Nivel	Caso de carga	Acel. X-X (%g)	Caso de carga	Acel. Y-Y (%g)
T-AZOTEA	ESPECTRAL	172.2%	ESPECTRAL	113.2%
T-P7	ESPECTRAL	126.7%	ESPECTRAL	76.3%
T-P6	ESPECTRAL	100.0%	ESPECTRAL	59.6%
T-P5	ESPECTRAL	90.7%	ESPECTRAL	60.0%
T-P4	ESPECTRAL	88.4%	ESPECTRAL	65.7%
T-P3	ESPECTRAL	84.3%	ESPECTRAL	68.2%
T-P2	ESPECTRAL	72.2%	ESPECTRAL	63.3%
T-P1	ESPECTRAL	50.2%	ESPECTRAL	47.0%

Tabla. 5.8: Aceleraciones de piso en cada dirección (R=1)

Se observa claramente que las aceleraciones de piso son bastante altas y aumentan con la elevación de la estructura; sin embargo, debe notarse que el análisis efectuado es lineal; si se tomara en cuenta el comportamiento inelástico de la estructura, las aceleraciones probablemente serían menores. Aun así, es evidente que ante la ocurrencia de un sismo de alta intensidad el contenido de la estructura se vería severamente afectado.

5.7 ANÁLISIS ESPECTRAL: DESPLAZAMIENTOS

A continuación se muestran dos tablas con los desplazamientos de la superestructura correspondientes a cada dirección de análisis.

Nivel	Caso de carga	Desp. Máximo (cm)	Desp. Promedio (cm)
T-	DESP X-X	7.9	7.3
T-P7	DESP X-X	6.9	6.4
T-P6	DESP X-X	5.8	5.3
T-P5	DESP X-X	4.6	4.2
T-P4	DESP X-X	3.4	3.1
T-P3	DESP X-X	2.3	2.1
T-P2	DESP X-X	1.3	1.2
T-P1	DESP X-X	0.5	0.5

Tabla. 5.9: Desplazamientos máximos y promedios en la dirección X-X

Nivel	Caso de carga	Desp. Máximo (cm)	Desp. Promedio (cm)
T-	DESP Y-Y	12.5	12.4
T-P7	DESP Y-Y	11.4	11.3
T-P6	DESP Y-Y	9.9	9.8
T-P5	DESP Y-Y	8.3	8.2
T-P4	DESP Y-Y	6.6	6.5
T-P3	DESP Y-Y	4.7	4.7
T-P2	DESP Y-Y	2.9	2.9
T-P1	DESP Y-Y	1.3	1.3

Tabla. 5.10: Desplazamientos máximos y promedios en la dirección Y-Y

Como era de esperarse, los desplazamientos son mayores con el sismo en Y-Y pues es la dirección que menos muros de corte tiene. También puede apreciarse que no se presentan irregularidades torsionales pues el ratio entre desplazamiento máximo y promedio es bastante bajo.

6 EJEMPLO DE APLICACIÓN: EDIFICIO TORRE 29 – AISLADO

6.1 SELECCIÓN DEL SISTEMA RESISTENTE A CARGAS LATERALES Y ESTRUCTURACIÓN

Al utilizar aisladores sísmicos, la demanda sísmica entrante en la superestructura, resulta mucho menor que para edificaciones convencionales, de manera que los desplazamientos laterales pueden controlarse prescindiendo de los muros de corte (placas), es decir utilizando pórticos de concreto armado. Una clasificación correspondiente a “C1M” de acuerdo con HAZUS® MH 2.1 (FEMA, 2013)

En caso de que las secciones de las columnas sean de menor dimensión que los aisladores, se deberán usar dados de concreto armado, por encima y por debajo de los aisladores pues estos requieren anclajes en los extremos.

Se considera que las dimensiones en planta de los dados deberán ser al menos 5 cm mayor que las del aislador (no es reglamentario); además su altura deberá ser suficiente como para que se coloquen los anclajes embebidos (entre 30 cm y 35 cm dependiendo del diámetro).

Luego, los elementos horizontales que no pertenecen al sistema de aislamiento (vigas, losas, escaleras, etc.) se pre-dimensionan de la misma manera que en edificios convencionales pues se espera que su comportamiento esté gobernado por cargas de gravedad.

Por último, se deben colocar vigas de unión de gran peralte en el nivel de aislamiento de manera que estas tomen los efectos P-Delta. En FPS, el momento se transmite íntegramente a la superestructura o subestructura según la orientación que se le dé, entonces, las vigas deberán colocarse en esa misma dirección.

Columnas

En el edificio se tienen secciones rectangulares de 40 x 60 cm; y 50 x 80 cm para columnas con mayor área tributaria; y secciones “L” de 40x80x80 cm de lado para las zonas de la caja de ascensores y “L” de 30x80x80 para escaleras.

Las resistencias nominales utilizadas para el concreto son:

- Sótano 5 al Sótano 2: $f'c=350 \text{ kgf/cm}^2$
- Sótano 1 al Piso 3: $f'c=280 \text{ kgf/cm}^2$
- Piso 4 a la Azotea: $f'c=210 \text{ kgf/cm}^2$

Vigas

Las vigas tienen sección rectangular de 30x50 cm, 30x60 cm y 35x70 cm, según sea necesario, en la subestructura y en la superestructura. La resistencia nominal del concreto en vigas es:

- En todo el edificio: $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$

Losas y escaleras

Se utilizaron losas aligeradas de 25 cm de espesor armadas en una dirección. En algunos casos, como en la losa del sistema de aislamiento y en los sótanos se utilizaron losas macizas de 20 cm de espesor armadas en dos direcciones. Las escaleras tienen un espesor de 15 cm.

La resistencia nominal del concreto en losas y escaleras es:

- En todo el edificio: $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$

Dados de concreto

Los datos de concreto a utilizar, varían de tamaño según las dimensiones de cada aislador, para que se puedan acomodar los pernos de anclaje.

Los datos tienen las siguientes dimensiones:

- Para los aisladores ACL: 110 cm
- Para los aisladores AC (ascensores): 112 cm
- Para los aisladores AC (centrales): 109 cm
- Para los aisladores AL (X-X): 104 cm
- Para los aisladores AL (Y-Y): 102 cm
- Para los aisladores AE: 99 cm

La altura de los dados es de 1 m y su resistencia nominal es $f'c = 280 \text{ kgf/cm}^2$

Vigas de unión

Todas las vigas de unión ubicadas en el sistema de aislamiento deben tener la rigidez suficiente para resistir los momentos P-D generados por el desplazamiento de la superestructura. Se utilizaron secciones de 40 x 100 cm en todas las vigas de unión

La resistencia nominal del concreto en las vigas de unión es:

- Para todas las vigas: $f'c = 280 \text{ kgf/cm}^2$

Muros de sótano

En todo el perímetro, desde el sótano 5 hasta el nivel de aislamiento se utilizaron muros de sótano con un espesor de 30 cm.

La resistencia nominal del concreto en los muros de sótano es:

- Para todo el perímetro: $f'c = 350 \text{ kgf/cm}^2$

Cabe resaltar que al añadir el nivel de aislamiento, se introduce el techo del sótano 1 en la superestructura por lo que la altura total cambia de 26 m a 26.3 m. Además,

se modifican los sótanos, ya que se deben insertar las interfaces de aislamiento (dados y vigas de unión) cambiándose la profundidad inicial de 14.9 m a 17.5 m. Como se ve en la figura 6.1 es necesario introducir un nivel de aislamiento, en nuestro caso este nivel tiene 1.90 m, ya que se tiene al dado superior con las vigas de unión de 1.00 m de peralte, el dado inferior con 0.70 m de peralte y los aisladores con una altura de 20 cm en promedio.

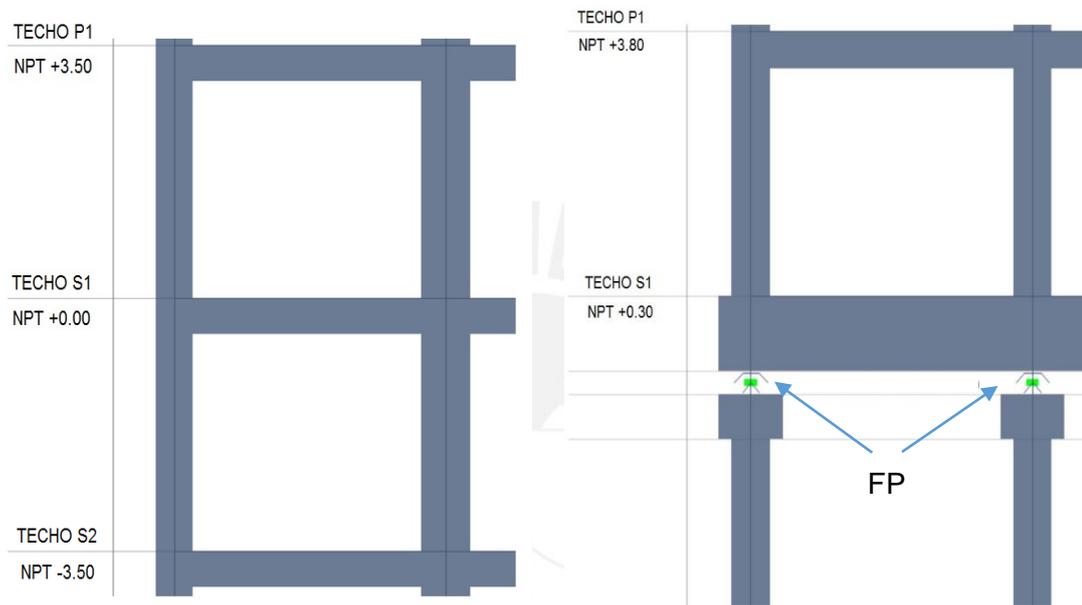


Fig. 6.1: Elevación del nivel de aislamiento, a la izquierda el edificio de base fija, a la derecha el edificio aislado.

De modo similar ocurre con los ascensores, se colocan aisladores sobre una plataforma y descansan sobre la cimentación, como se aprecia en la figura 6.2:

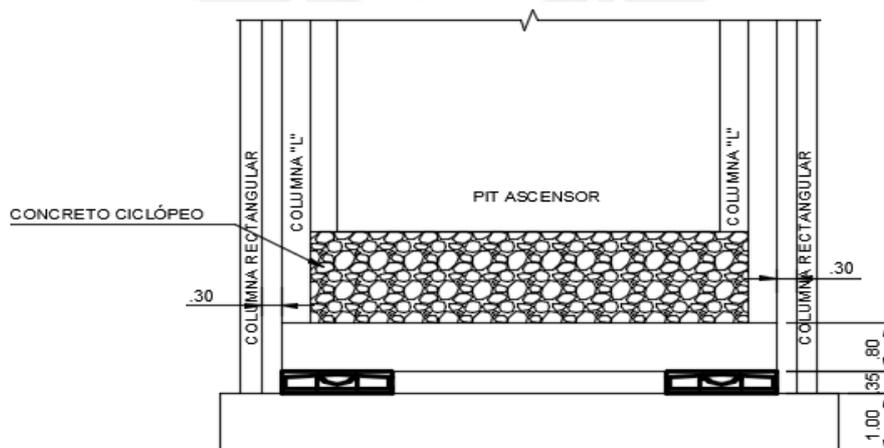


Fig. 6.2: Elevación del nivel de aislamiento para los ascensores (último sótano)

En la figura 6.3 se muestra la distribución de los dados de concreto armado en el nivel de aislamiento, se puede apreciar que las columnas “L” de los ascensores se

mantienen hasta el nivel del último sótano, como se muestra en la figura 6.5, ya que se debe mantener la continuidad del ascensor en todo el edificio. En la figura 6.4 se muestra la planta del piso típico de la superestructura. Cabe resaltar que el edificio ahora no presenta los muros de corte (placas) vistos en la figura 5.1, sin embargo, se mantienen las dimensiones en planta.

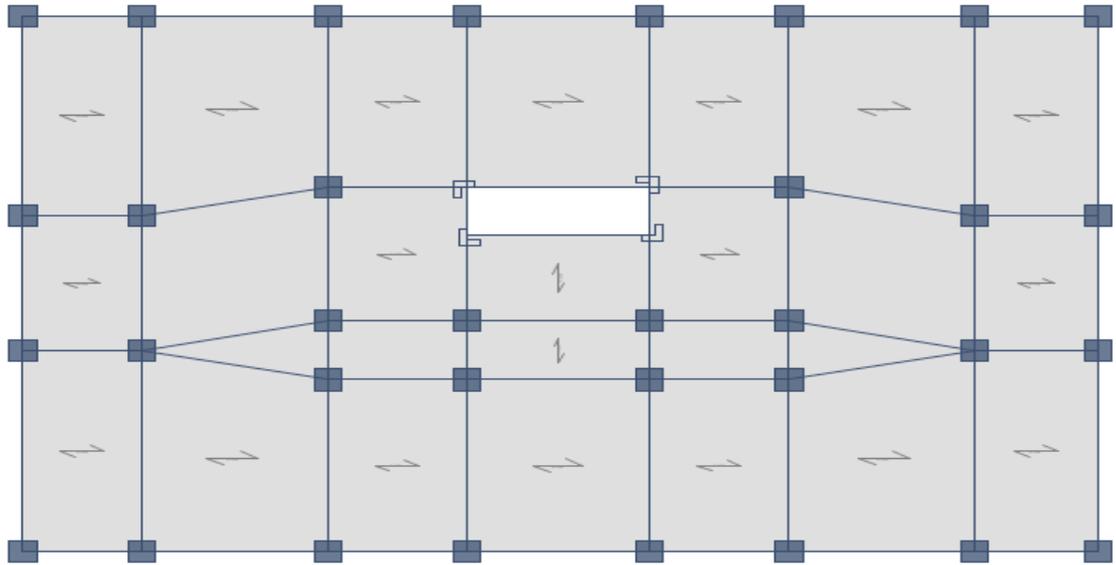


Fig. 6.3: Planta del Nivel de aislamiento

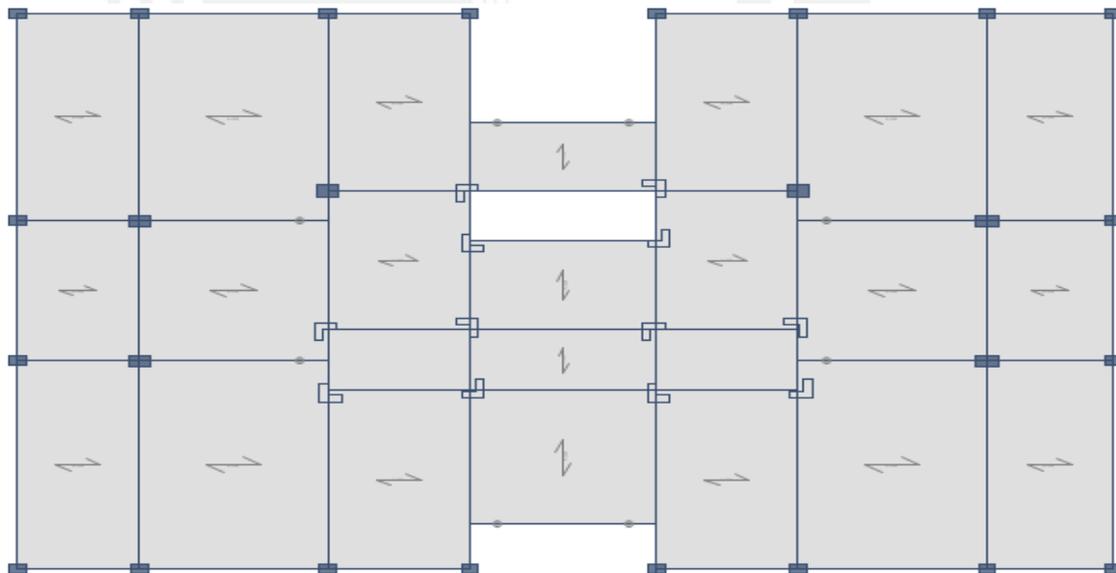


Fig. 6.4: Planta del Piso típico

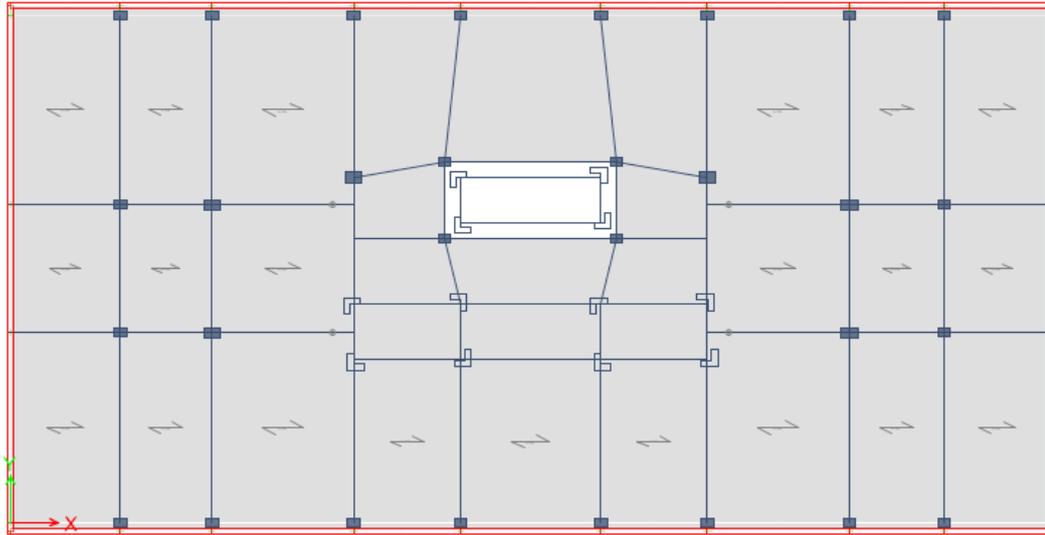


Fig. 6.5: Planta del Sótano típico (ETABS 2013)

6.2 DETERMINACIÓN DE LOS OBJETIVOS DE DESEMPEÑO

Según HAZUS® MH 2.1 (FEMA, 2013), la estructura corresponde a una clasificación: C1M (7 niveles). Para edificaciones comunes, en zonas de alta sismicidad, como en el caso de oficinas en Lima, se determinan los siguientes parámetros de control para obtener un daño global leve (slight). Ver Anexo D

- Distorsión máxima de entrepiso: 0.0033

De acuerdo a esta deriva objetivo es que se realizan los análisis descritos. Adicionalmente, el HAZUS® MH 2.1 (FEMA, 2013) establece unos parámetros para cuantificar el daño de los elementos no estructurales (Ver Anexo D). Si se quisiera tener un daño moderado, de manera global, en los elementos no estructurales se tiene:

- Distorsión máxima de entrepiso: 0.008
- Aceleración máximo en los pisos: 0.6g

6.3 OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS SÍSMICOS

El edificio se encuentra en el distrito de Miraflores (Zonificación sísmica Z4 según Proyecto de Norma E030 (SENCICO, 2014)), asentado en grava mal graduada (GP) con una capacidad portante de 4kg/cm^2 (S1).

- Z: Factor de zona 0.45 (Zona 4)
- U: Factor de uso 1.00 (Aislado)
- S: Factor de amplificación del suelo 1.00 (Grava de Lima, S1)
- Tp: Periodo del suelo 0.40s (Grava de Lima, S1)

- TI: Periodo de decaimiento del suelo 2.50s (Grava de Lima, S1)

6.4 DUCTILIDAD DEL SISTEMA ESTRUCTURAL Y FACTOR DE REDUCCIÓN DE FUERZAS

Al reducirse la demanda entrante en la superestructura, se prefiere que ésta se mantenga en el régimen elástico frente a la incidencia de un sismo, por ello, se selecciona un sistema de pórticos ordinarios de concreto armado, según lo definido en el capítulo 18 del ACI 318-14 (ACI, 2014). Para este sistema, los requisitos de ductilidad son menos estrictos (Ejemplo: No requiere de estribos de confinamiento en vigas), por lo que es probable que los ratios de acero por m³ de concreto sean menores.

El *STANDARD ASCE 7-10* (ASCE, 2010) asigna al sistema de pórticos ordinarios de concreto un factor de reducción $R = 3$; entonces, al multiplicar este valor por $3/8$ (ver 4.4) se obtiene un factor de reducción para la superestructura $R_f=1.125$. De la misma manera, si se hubieran elegido un sistema de pórticos intermedios o especiales se diseñaría con $R_1=1.875$ y $R_1=2$, respectivamente.

Puede parecer poco conveniente utilizar un sistema de pórticos ordinarios de concreto en lugar de, por ejemplo, un sistema de pórticos intermedios; pues se tendrán fuerzas sísmicas 67% mayores, lo cual difícilmente será compensado por la disminución de refuerzo por ductilidad. Sin embargo, más adelante se mostrará que para el edificio de oficinas analizado, los requerimientos de cortantes mínimos del ASCE 7-10 (ASCE, 2010), gobiernan el diseño y no los resultados del análisis espectral. Esto equivale a diseñar con factores de reducción aproximadamente iguales a 1, por lo que se aprovechó y se seleccionó un sistema de baja ductilidad (ordinario).

6.5 CRITERIOS DE COMBINACIÓN DE CARGA

Los criterios mostrados en el acápite 4.5 aplican a esta sección porque el edificio es de concreto armado.

6.6 PROCEDIMIENTO DE LA FUERZA LATERAL EQUIVALENTE

Como se ha descrito, el procedimiento de la fuerza lateral equivalente es un método basado en desplazamientos que mediante ecuaciones simples permite estimar la respuesta del edificio aislado; sin embargo, dadas sus evidentes limitaciones, este procedimiento no debe ser usado para el diseño final.

Al usar este procedimiento, no se modelan las características individuales de cada aislador sino que se trata a la superestructura y al sistema de aislamiento de manera conjunta. El primer paso es definir el peso de la superestructura y el sistema de aislamiento. A continuación, una tabla resumen:

Nivel	Peso
T-AZ	313
T-P7	784
T-P6	804
T-P5	804
T-P4	804
T-P3	804
T-P2	804
T-P1	868
T-S1	1029
	7016

Tabla 6.1: Peso sísmico por nivel y peso total

Debe notarse que al añadirse el techo del sótano 1, el peso sísmico total aumenta en 9.76% (peso de base fija 6392 ton). El procedimiento requiere que se evalúen un sismo de diseño (en este caso, $PGA=0.45g$) y un sismo máximo ($PGA = 0.675g$), como se menciona en el acápite 4.4; y para cada escenario, debe considerarse una rigidez máxima y una mínima.

Algunos autores recomiendan un proceso iterativo en el que el coeficiente de fricción sea tomado como una variable, de manera que, para una estructuración definida, se encuentren valores que satisfagan los objetivos de desempeño. Esto puede llevar a que se seleccionen coeficientes de fricción muy bajos o muy altos que son difíciles de alcanzar en la fabricación y que conllevan a inconvenientes como: rigidez insuficiente ante sismos de baja intensidad o cortantes de diseño muy altos. Es por esta razón que los autores del presente trabajo recomiendan que los coeficientes de fricción permanezcan constantes y que para alcanzar los objetivos de desempeño se modifiquen la distribución de los aisladores y el radio de curvatura.

En la siguiente tabla se muestran los coeficientes nominales de fricción en sus límites superior e inferior. Es importante hacer esta distinción, de esta manera, el resultado no sobreestima tanto las fuerzas, como los desplazamientos. Además, para propósitos de análisis no lineales, también se requieren coeficientes para velocidades altas y bajas para los análisis en límite superior e inferior. Es razonable tomar los coeficientes de velocidades altas como los valores nominales y los de velocidades

bajas como la mitad de los valores nominales pero no menores que 0.02 (ver 3.3 para una mejor comprensión de la variabilidad del coeficiente de fricción respecto de la velocidad).

Debe notarse que el coeficiente $\mu_{\text{máx}}$ es el que debe usarse para calcular la fuerza de activación del sistema de aislamiento que luego permitirá definir el cortante mínimo en la superestructura.

μ_{max}	0.050
μ_{min}	0.030
$\mu_{\text{fast-max}}$	0.050
$\mu_{\text{fast-min}}$	0.030
$\mu_{\text{slow-max}}$	0.025
$\mu_{\text{slow-min}}$	0.020

Tabla 6.2: Coeficientes de fricción de los FPS

Se definió un valor de radio constante que arrojara resultados satisfactorios, en este caso, $R=3.5\text{m}$.

Como ya se ha mencionado, valores como el amortiguamiento, la rigidez y el periodo son dependientes de la amplitud (desplazamiento), entonces, se deben hacer iteraciones para que los números converjan.

μ	R(m)	D_M (m)	$K_{M\text{max}}$	β eff	BD	T_D	D_M (m)
0.05	3.5	0.500	2706	17%	1.40	3.23	0.301
0.05	3.5	0.301	3172	23%	1.57	2.98	0.267
0.05	3.5	0.267	3317	25%	1.60	2.92	0.261
0.05	3.5	0.261	3346	26%	1.61	2.90	0.260
0.05	3.5	0.260	3352	26%	1.61	2.90	0.260

Tabla 6.3: Ejemplo de iteración para calcular el valor de $K_{M\text{max}}$

La tabla mostrada es un ejemplo de iteración para el caso de rigidez máxima en el sismo máximo. El proceso se inicia definiendo un coeficiente de fricción y un radio de curvatura constantes, para luego asumir un desplazamiento. Como se conoce la ley constitutiva del sistema de aislamiento, si se tienen los tres primeros valores se puede definir la rigidez total $K_{M\text{max}}$ (del ejemplo de iteración). De la misma manera, se puede definir un porcentaje de amortiguamiento equivalente con las ecuaciones presentadas en los capítulos anteriores. Los códigos presentan tablas de equivalencia entre el amortiguamiento y el coeficiente BD (se interpolan los valores mostrados en la tabla 6.3). Además, como ya se tiene la masa y la rigidez, se puede calcular el periodo.

Con los valores anteriores ya se puede calcular el desplazamiento D_M directamente de las fórmulas indicadas en el capítulo 4. Si el desplazamiento coincide con el asumido, ya se obtuvieron los valores requeridos, de no ser así, se toma el D_M obtenido y se repite el proceso hasta que los valores coincidan entre una y otra fila. Los resultados de las iteraciones para los dos escenarios del sismo máximo (0.675g) y el sismo de diseño (0.45g) se muestran en la siguiente tabla:

	Caso	μ	K_{eff} (ton/m)	β eff	BD	T_D	Desp.
Sismo de Diseño (SD)	K_{Dmax}	0.05	4138	30%	1.70	2.61	0.164
	K_{Dmin}	0.03	3189	24%	1.57	2.98	0.178
Sismo Máximo (SMP)	K_{Mmax}	0.05	3352	26%	1.61	2.90	0.260
	K_{Mmin}	0.03	2704	16%	1.39	3.23	0.301

Tabla 6.4: Resultados de iteración

De la tabla anterior se observa que $D_D = 0.18m$ y $D_M = 0.30m$. Estos valores se usan para calcular los desplazamientos totales D_{TD} y D_{TM} , los cuales consideran los efectos torsionales. Las dimensiones en planta del edificio y la excentricidad accidental (necesarias para el cálculo) son mostradas a continuación:

Largo X-X (m)	25.00
Largo Y-Y (m)	39.60
y_{max} en X-X (m)	12.50
y_{max} en Y-Y (m)	19.80
Exc. en X-X (m)	1.25
Exc. en Y-Y (m)	1.98

Tabla 6.5: Dimensiones en planta y excentricidades

Con estos datos se calculan los desplazamientos totales, según las fórmulas indicadas en el capítulo 4. Los resultados son:

D_{TD} en X-X (m)	0.19
D_{TD} en Y-Y (m)	0.22
D_{TM} en X-X (m)	0.33
D_{TM} en Y-Y (m)	0.37

Tabla 6.6: Desplazamientos totales en cada dirección

El ASCE 7-10 (ASCE, 2010) permite reducir los valores de desplazamiento total a 1.1 veces los desplazamientos nominales, siempre y cuando se tenga la certeza de una adecuada resistencia torsional. Como se detalla en el capítulo 3, el comportamiento torsional del sistema de péndulo es bastante bueno, por lo que consideramos adecuado usar esta alternativa. Los resultados finales serían:

D_{TD} (m)	0.20
D_{TM} (m)	0.33

Tabla 6.7: Desplazamientos totales finales

El siguiente paso es calcular los cortantes de diseño para la superestructura V_S y la subestructura V_B . Ambos cortantes se obtienen de multiplicar la rigidez máxima K_D por el desplazamiento asociado a la rigidez mínima D_D . Sin embargo, se requiere que los cortantes no sean menores que los siguientes valores (ver 4.6.2):

- Fuerza de viento máxima.
- Cortante estático asociado a la estructura de base fija con el mismo periodo T_D y la misma masa sísmica, con $U=1$ y $S=1$.
- 1.5 veces la fuerza necesaria para activar el sistema de aislamiento.

Por las velocidades de viento que se tienen en Lima, es fácil determinar que este no va a ser el criterio que domine en el diseño. La siguiente tabla muestra los cortantes según cada criterio:

Cálculo de V_s (ton)	
$K_{Dmax} * D_D / R_I$	655
$1.5 \mu_{estatico} * W$	526
Base fija con TD	295

Tabla 6.8: Valores mínimos de cortante

Como se menciona en el capítulo 4 el valor de la fuerza cortante crece debido a que se utiliza un sistema de pórticos ordinarios ($R_I = 1.125$), por lo que la fuerza cortante predominante es la que está relacionada con la rigidez efectiva, sin embargo, el *STANDARD ASCE 7-10* (ASCE, 2010), permite tomar el 80% del valor de esta cortante, si se utiliza un análisis espectral (ya que es una estructura regular) y un valor igual al 60% si se utiliza un análisis de Tiempo-Historia. En la siguiente tabla, a manera de resumen, se muestran los resultados del procedimiento realizado:

D_D (m)	0.18
D_{TD} (m)	0.20
D_M (m)	0.30
D_{TM} (m)	0.33
T_D (seg)	2.98
T_M (seg)	3.23
V_S (ton)	655 (9.33%W)
V_B (ton)	736 (10.49%W)

Tabla 6.9: Valores mínimos del procedimiento de la fuerza lateral equivalente.

6.7 VALORES MÍNIMOS PARA LOS ANÁLISIS DINÁMICOS

De la misma manera que con el procedimiento anterior, se requieren valores mínimos de cortantes y desplazamientos cuando se realiza un análisis dinámico (ASCE 7-10, 2010). Se muestran los valores mínimos, respecto de los valores obtenidos en el procedimiento de la fuerza lateral equivalente.

	Espectral	Tiempo-Historia
Desplazamiento total de diseño D_{TD}	90%	90%
Desplazamiento total máximo D_{TM}	80%	80%
Cortante de diseño en el sistema de aislamiento V_b	90%	90%
Cortante de diseño en una superestructura irregular V_s	100%	80%
Cortante de diseño en una superestructura regular V_s	80%	60%

Tabla 6.10: Valores mínimos para los análisis dinámicos.

Estos valores deben ser calculados usando las mismas ecuaciones que para el procedimiento de la fuerza lateral con la diferencia que pueden usarse los valores D'_D y D'_M , los cuales toman en cuenta la flexibilidad de la superestructura en la reducción del desplazamiento de los aisladores. En la siguiente tabla se muestran los valores obtenidos:

Parámetro	Valor	
	Espectral	Valor mínimo
D'_D (m)	0.19	0.17
D_{TD} (m)	0.20	0.18
D'_M (m)	0.31	0.25
D_{TM} (m)	0.33	0.26

Tabla 6.11: Valores mínimos de desplazamiento para un análisis dinámico

Para el cálculo de los cortantes mínimos se distinguen porcentajes de diseño menores si es que un análisis tiempo-historia es usado para la obtención de fuerzas en la estructura. Esto resulta poco práctico ya que los resultados obtenidos de este análisis son complejos, es por ello que en este trabajo se utiliza un análisis espectral para la obtención de fuerzas y el tiempo-historia solo para la verificación de ciertos parámetros.

Cuando se analiza a una superestructura regular, se puede estimar el cortante mínimo como el 80% de V_S ; de otro modo, deberá tomarse el 100%. Además, deben cumplirse con los tres requerimientos de la tabla 6.8; de manera que en nuestro caso, estos aún gobiernan el diseño. Del mismo modo, el cortante en el sistema de aislamiento no deberá tomarse como menor que el 90% V_B .

Parámetro	Valor Espectral	Valor mínimo
V_S (ton)	655 (9.33%W)	524 (7.46%W)
V_B (ton)	736 (10.49%W)	662 (9.44%W)

Tabla 6.12: Valores mínimos de cortantes para un análisis dinámico

6.8 MODELAMIENTO

Cuando se realiza un análisis espectral se deben modelar las propiedades individuales de los aisladores. Esto marca una diferencia entre los sistemas elastoméricos y los deslizantes, pues las propiedades de rigidez de los últimos dependen de la carga axial que soportan. Para el edificio del presente trabajo se definieron 4 zonas que tuvieran axiales similares y se definieron las propiedades lineales del aislador. Cada zona corresponde a la ubicación del aislador en planta. (Ver Fig. 6.13)

	Tipo 1		Tipo 2		Tipo 3		Tipo 4	
	keff	ceff	keff	ceff	keff	ceff	keff	ceff
KD máx.	176	44	133	34	93	23	66	16
KD mín	136	30	103	23	72	16	51	11
KM máx	143	34	108	25	76	18	54	13
KM mín	115	20	87	15	61	10	43	7

Tabla 6.13: Rigideces (ton/m) y coeficientes de amortiguamiento equivalentes (ton-s/m) para cada tipo de aislador

Los aisladores de péndulo se modelan como un elemento lineal "link" tipo "Friction Isolator" en el programa ETABS (ETABS, 2013). Este programa permite modelar por separado las propiedades usadas para los análisis lineales y no lineales. Como se observa en la figura 6.6 existen diferentes parámetros que se consideran en el programa para el desarrollo del análisis, como la masa del aislador, la inercia rotacional y si es que se deba considerar la rigidez rotacional para cada dirección.

A continuación se muestra la ventana de un elemento link:

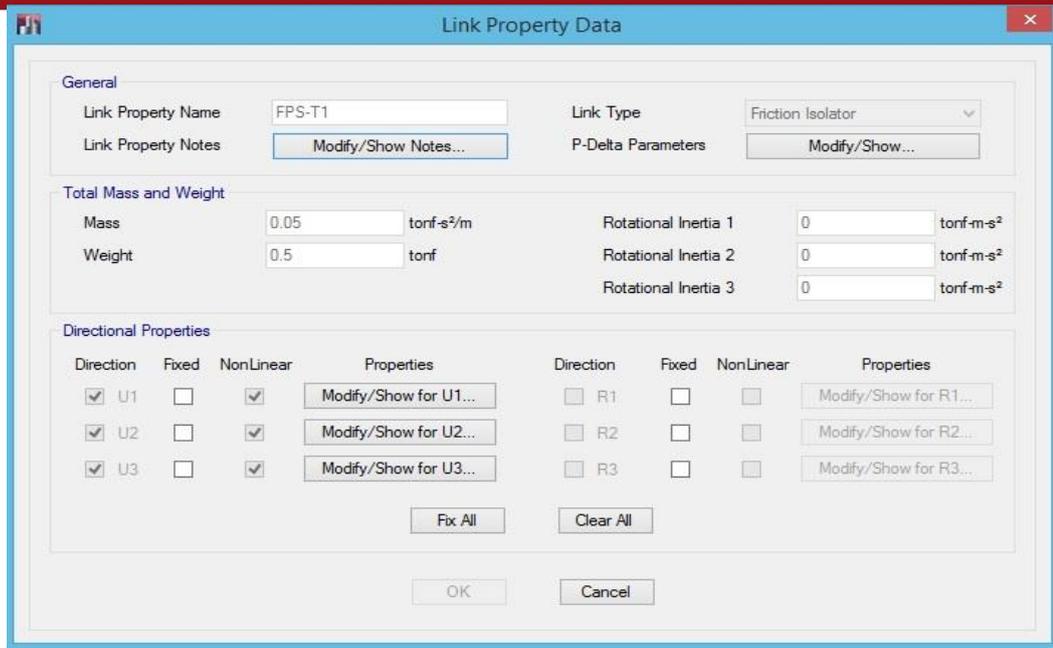


Fig. 6.6: Ventana principal del elemento link FPS-T1 para el análisis de diseño en rigidez máxima

Se notó de las “corridas” realizadas que el valor de la masa del aislador no influye de manera considerable en el análisis por lo que se coloca un valor aproximado, en este caso, 500kg. Las inercias rotacionales no fueron tomadas en cuenta ya que no es parte del desarrollo de este trabajo.

Así también, en la figura 6.7 se puede observar que el programa permite definir las propiedades P- Δ , como se explica en el capítulo 3, los FPS permiten transmitir el total del momento hacia un lado (en nuestro caso el momento va a la superestructura):

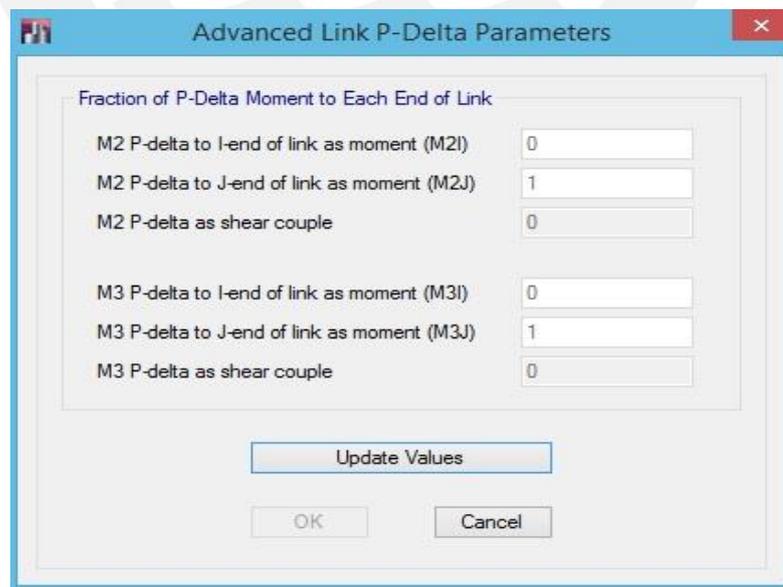


Fig. 6.7: Definición de las propiedades P-Delta

La figura 6.8 muestra las propiedades direccionales axiales. En general, se colocan valores bastante altos para la rigidez y para el coeficiente de amortiguamiento, que representan a la relación entre la fuerza de fluencia que activa el sistema de aislamiento y el desplazamiento inicial (cerca de 0.01 cm), y no es necesario que estos se calculen con mucha precisión. Es aceptable usar los mismos valores para los casos lineales y no lineales

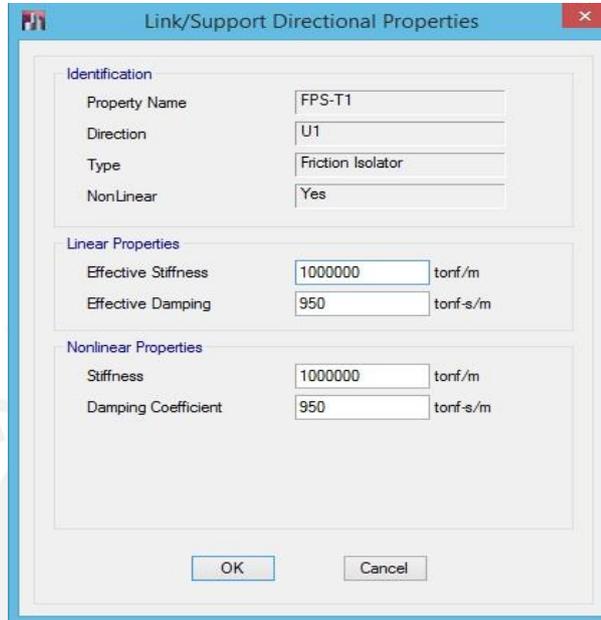


Fig. 6.8: Definición de las propiedades axiales del aislador

Finalmente, en la figura 6.9 se definen las propiedades direccionales para cada sentido del análisis:

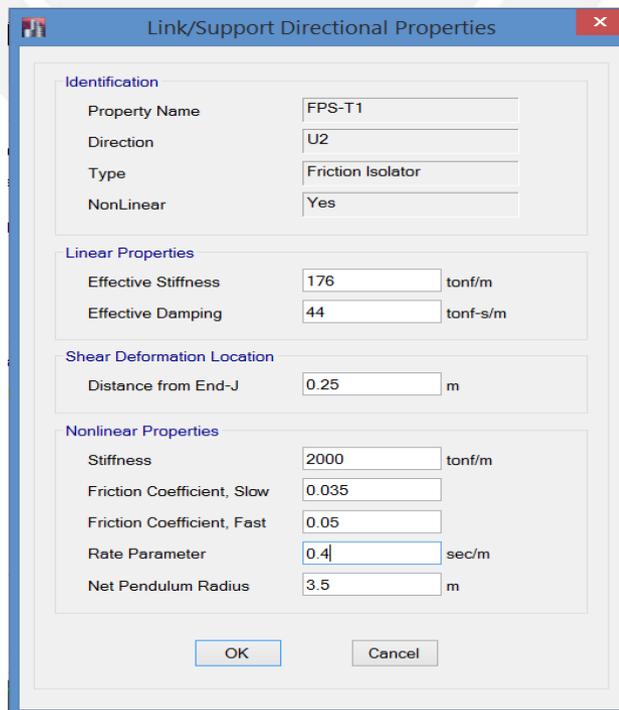


Fig. 6.9: Definición de propiedades laterales del aislador

En la figura 6.9 se observan las propiedades utilizadas para un aislador ubicado en la parte central lateral (ACL) que corresponde al análisis con el sismo de diseño y la rigidez máxima.

Las propiedades lineales del aislador corresponden al análisis espectral. Por otro lado, las propiedades no lineales corresponden al análisis Tiempo-Historia (ver acápite 6.9) y se colocan los coeficientes de fricción y radio de curvatura hallados en el acápite 6.7. Dentro de las propiedades no lineales también se deben definir la rigidez inicial y el ratio de variación. El primer valor se obtiene de multiplicar el coeficiente de fricción por la carga axial que soporta el aislador y dividirlo entre el desplazamiento de fluencia (valor típico = 0.5mm). El ratio de variación se toma de acuerdo a la bibliografía revisada, ya que no se tiene información experimental, en este caso, 40 s/cm. En la figura 6.10 se muestra la vista en 3D del modelo matemático utilizado para el análisis (ETABS, 2013).

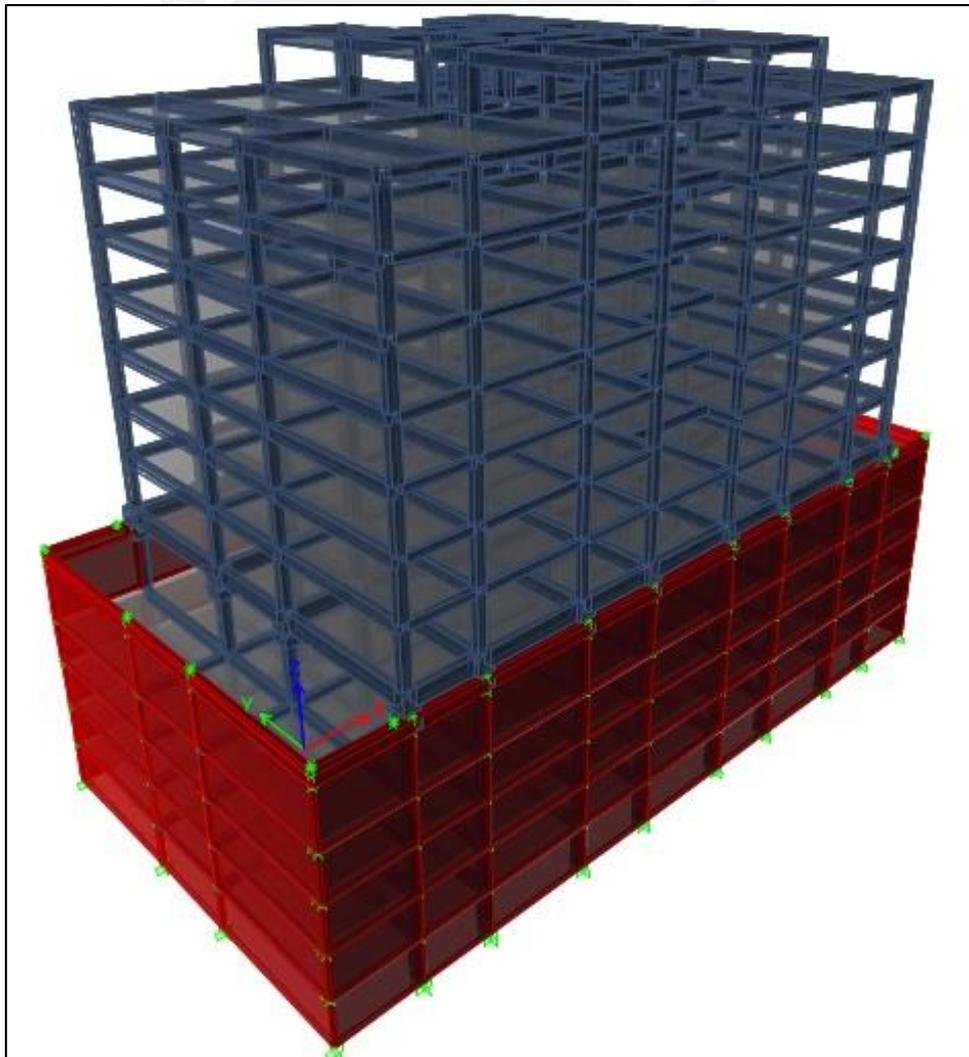


Fig. 6.10: Vista 3D del modelo

6.9 ANÁLISIS ESPECTRAL

6.9.1 Resultados modales:

En la siguiente tabla se muestran las masas modales participantes asociadas a cada modo. Es fácil notar que la participación de los modos superiores (no asociados al aislamiento) es casi nula.

Modo	Periodo (seg.)	Dir. X-X	Dir. Y-Y	Acum. X-X	Acum. Y-Y
1	3.18	96.10%	0.01%	96.10%	0.01%
2	3.15	1.98%	1.75%	98.08%	1.76%
3	3.11	0.01%	96.74%	98.08%	98.50%

Tabla 6.14: Participación modal para el sismo de diseño en rigidez mínima

Este resultado deberá compararse con los del tiempo historia, pues como ya se ha dicho, la no linealidad del aislador de péndulo sobreexcita los modos superiores de una manera que no se puede apreciar en un análisis lineal. Al analizar los periodos fundamentales se concluye que ligeramente la estructura del edificio es menos flexible en Y-Y que en X-X, esto se verificará posteriormente. Como se observa en las figuras 6.11 y 6.12, casi el total del edificio se desplaza en la dirección de análisis, demostrándose que se tiene una mejor concentración de la masa modal participante en el modo fundamental (para cada dirección).

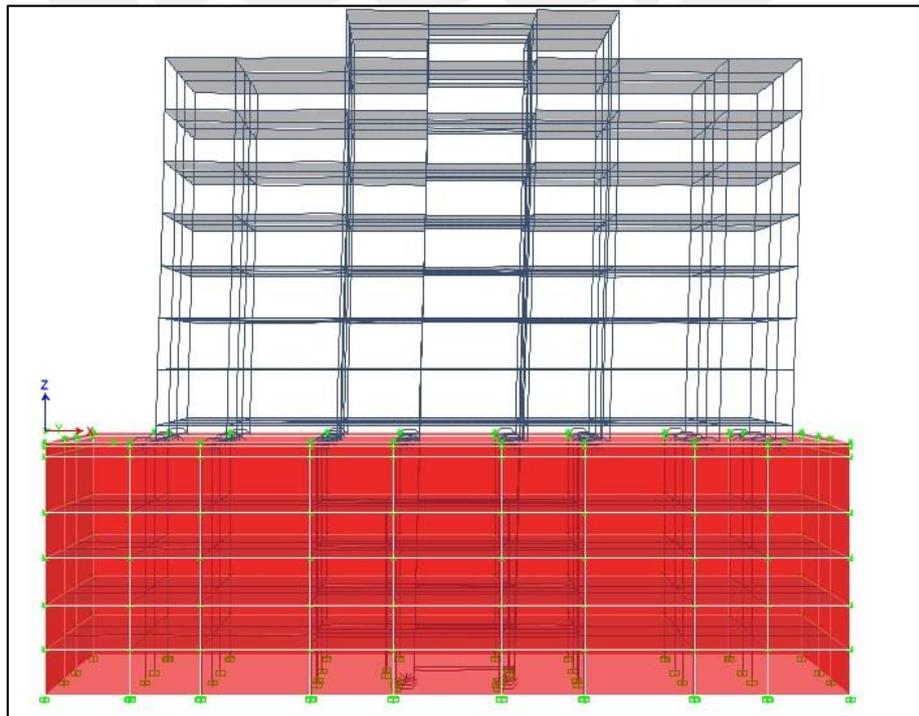


Fig. 6.11: Deformada del primer modo, asociado al periodo fundamental en X ($T = 3.18$ seg.)

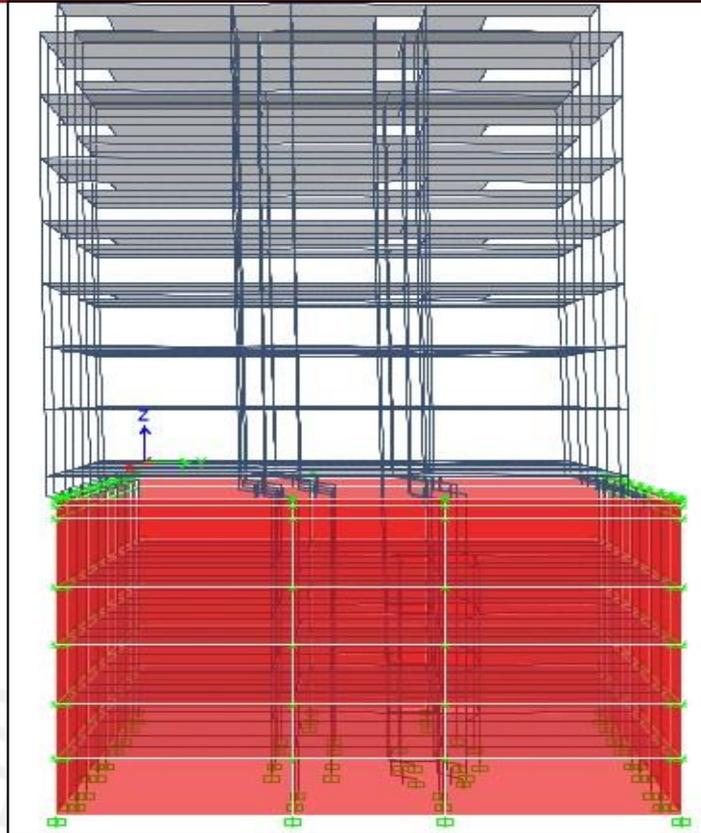


Fig. 6.12: Deformada del tercer modo, asociado al periodo fundamental en Y ($T = 3.11$ seg.)

Al comparar los periodos obtenidos del procedimiento lateral equivalente con los del análisis espectral se aprecia que estos últimos son mayores en 6.7% en X-X y 4.4% en Y-Y, lo cual es razonable pues en este análisis sí se toma en cuenta la flexibilidad de la superestructura.

6.9.2 Fuerzas cortantes:

A continuación se muestran los cortantes obtenidos del análisis espectral para el sismo de diseño de rigidez máxima en ambas direcciones, con un factor de reducción de 1.125 (pórticos ordinarios).

Nivel	V x-x (ton)	V x-x/W	V y-y (ton)	V y-y/W
T-AZ	30	0.43%	30	0.43%
T-P7	103	1.48%	100	1.42%
T-P6	171	2.44%	167	2.38%
T-P5	233	3.32%	229	3.27%
T-P4	290	4.12%	288	4.11%
T-P3	340	4.84%	341	4.87%
T-P2	388	5.53%	395	5.62%
T-P1	439	6.26%	448	6.38%

Tabla 6.15: Cortantes basales para el sismo de diseño en X-X e Y-Y ($R=1.125$)

Los resultados anteriores requieren de un escalamiento al valor de V_s hallado en 6.7 (524ton). En este caso, los factores serán de 1.05 y 1.02 para X-X e Y-Y, respectivamente. Se puede concluir que resultó acertado utilizar un factor R de 1.125, correspondiente a multiplicar por 3/8 al factor de reducción del sistema de pórticos ordinarios de concreto, pues de todas maneras se debe diseñar con cortantes mayores por requerimientos normativos (ASCE 7-10, 2010).

Del mismo modo, los cortantes basales sin reducción usados para el diseño del sistema de aislamiento deberán ser escalados a 662ton.

En la tabla 6.16 se muestran las cortantes máximas para el sismo máximo, que sirve para mostrar que el sismo máximo induce mayores fuerzas cortantes:

Nivel	V x-x (ton)	V x-x/W	V y-y (ton)	V y-y/W
T-AZ	41	0.59%	39	0.57%
T-P7	135	1.94%	132	1.87%
T-P6	226	3.22%	220	3.13%
T-P5	308	4.37%	302	4.30%
T-P4	380	5.42%	379	5.39%
T-P3	446	6.36%	450	6.40%
T-P2	508	7.25%	517	7.38%
T-P1	576	8.20%	588	8.39%

Tabla 6.16: Cortantes basales para el sismo máximo en rigidez máxima (R=1.125)

6.9.3 Derivas de entrepiso:

A continuación se muestran dos tablas con las derivas obtenidas luego de multiplicar los desplazamientos espectrales por $0.75R_i$ (Proyecto de Norma NTE 0.30, 2014) y dividirlos por la altura de entrepiso.

Nivel	Caso de	Der. X-X (x)	Caso de	Der. Y-Y (x)
T-AZOTEA	ESPECTRAL	0.06%	ESPECTRAL	0.04%
T-P7	ESPECTRAL	0.09%	ESPECTRAL	0.06%
T-P6	ESPECTRAL	0.13%	ESPECTRAL	0.09%
T-P5	ESPECTRAL	0.17%	ESPECTRAL	0.12%
T-P4	ESPECTRAL	0.20%	ESPECTRAL	0.14%
T-P3	ESPECTRAL	0.22%	ESPECTRAL	0.16%
T-P2	ESPECTRAL	0.22%	ESPECTRAL	0.17%
T-P1	ESPECTRAL	0.15%	ESPECTRAL	0.15%

Tabla 6.17: Derivas de entrepiso para el sismo de diseño en rigidez máxima

Los resultados obtenidos muestran un comportamiento bastante bueno, con derivas máximas de 2.2 ‰, menores que el objetivo de desempeño planteado de 3.3‰. Más adelante se compararán estas derivas con las obtenidas del análisis tiempo-historia

para evaluar qué tan influyente es la no-linealidad en las derivas y si en el futuro estas deberían obtenerse sólo con este análisis. Se puede mencionar además que la estructura es menos flexible en la dirección Y-Y, debido a la presencia de más pórticos continuos resistentes.

6.9.4 Aceleraciones:

Las aceleraciones son importantes para evaluar el comportamiento de los elementos no estructurales, sobre todo en edificaciones con contenido valioso como hospitales y museos.

De la tabla 6.18 se puede observar que en todos los pisos la aceleración es sumamente baja y casi uniforme, lo que refuerza la idea de que el aislamiento en la base genera que la superestructura actúe como un sólido rígido; sin embargo, no deben tomarse estas aceleraciones como definitivas pues muchos textos indican que estas se amplifican notablemente cuando se realiza un análisis no lineal como consecuencia de los modos superiores. Es por este motivo que las aceleraciones finales del edificio serán determinadas mediante el análisis tiempo-historia.

Nivel	Caso de	Acel. X-X (%)	Caso de	Acel. Y-Y (%)
T-AZOTEA	ESPECTRAL	10.58%	ESPECTRAL	10.23%
T-P7	ESPECTRAL	10.12%	ESPECTRAL	9.86%
T-P6	ESPECTRAL	9.49%	ESPECTRAL	9.35%
T-P5	ESPECTRAL	8.81%	ESPECTRAL	8.82%
T-P4	ESPECTRAL	8.28%	ESPECTRAL	8.44%
T-P3	ESPECTRAL	8.15%	ESPECTRAL	8.30%
T-P2	ESPECTRAL	8.41%	ESPECTRAL	8.44%
T-P1	ESPECTRAL	8.91%	ESPECTRAL	8.75%
T-S1	ESPECTRAL	9.35%	ESPECTRAL	9.11%

Tabla 6.18: Aceleraciones de piso máximas en el sismo de diseño

6.9.5 Desplazamientos en los aisladores

En el Anexo B, se muestran las tablas con los desplazamientos de cada aislador para cada sismo (diseño y máximo) utilizados en ambas direcciones.

Se muestra una tabla con los desplazamientos finales máximos en cada grupo de aisladores.

	FPS-T1	FPS-T2	FPS-T3	FPS-T4
Dmax-Sismo Diseño (m)	0.15	0.15	0.16	0.16
Dmax-Sismo Máximo	0.26	0.25	0.26	0.26

Tabla 6.19: Desplazamientos máximos de cada grupo de aisladores en la dirección X-X

	FPS-T1	FPS-T2	FPS-T3	FPS-T4
Dmax-Sismo Diseño (m)	0.17	0.16	0.18	0.18
Dmax-Sismo Máximo	0.28	0.27	0.29	0.29

Tabla 6.20: Desplazamientos máximos de cada grupo de aisladores en la dirección Y-Y

Como se explica al inicio del capítulo 6, se incluye una interfaz de aislamiento tanto para los aisladores que soportan la superestructura, como para los que soportan a los ascensores. En la figura 6.13 y 6.14 se muestran la distribución de estos, según su clasificación por tipo, de acuerdo a la carga axial que recibe cada uno:

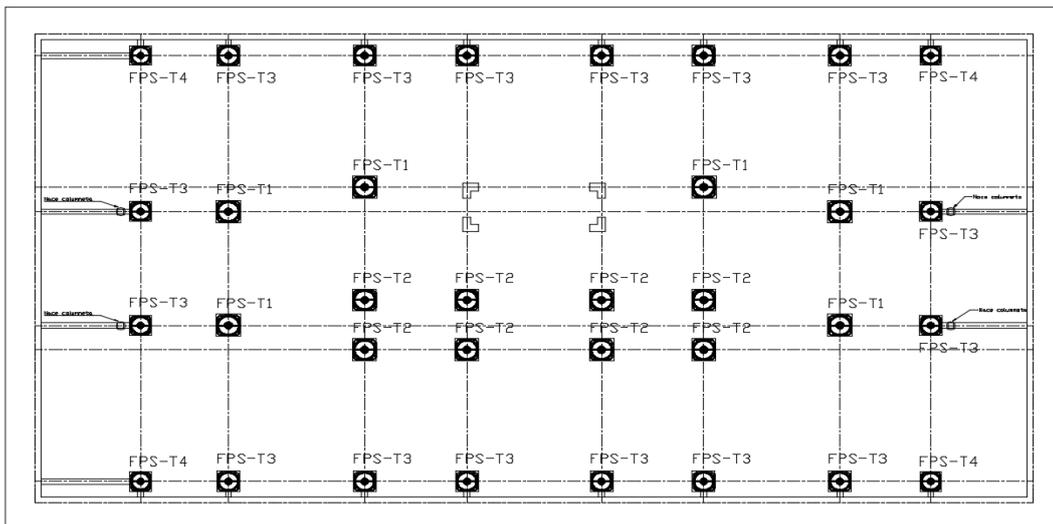


Fig. 6.13: Distribución de los aisladores en el sistema de aislamiento.

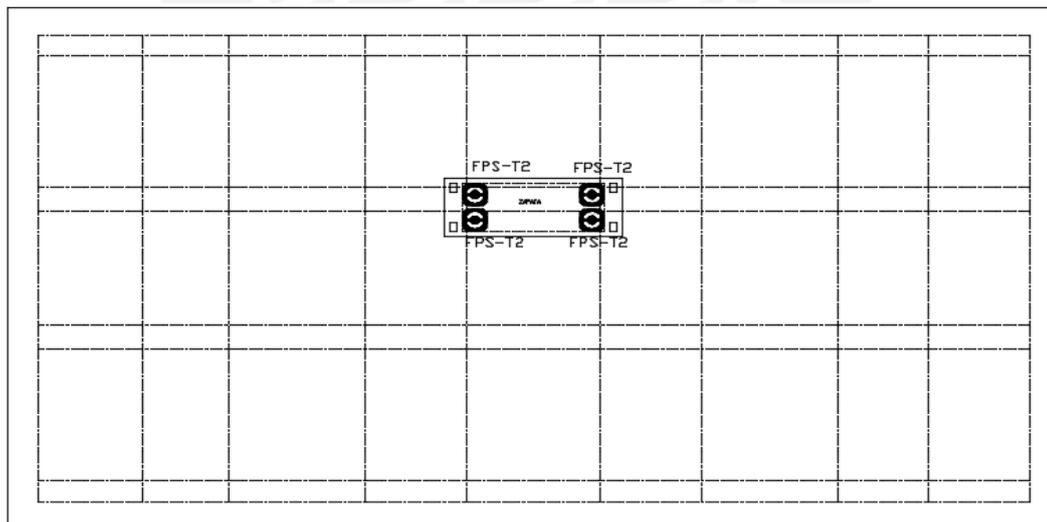


Fig. 6.14: Distribución de los aisladores en la interfaz de aislamiento de los ascensores.

6.10 PROCESAMIENTO DE SEÑALES

Conforme a lo descrito en 4.9 se utilizarán 7 señales para el análisis tiempo-historia, dentro de las cuales: 4 señales son de registros pasados y 3 señales son artificiales. Para poder utilizar las señales pasadas, estas deben estar debidamente corregidas antes de poder escalarlas, por ello en el ANEXO D, se detalla cómo se corrigen estas señales utilizando el programa SeismoSignal (Seismosoft Inc., 2014). En la figura 6.15 se muestran los 4 registros corregidos utilizados, sin escalar. Se puede apreciar que algunos valores de las señales sísmicas se asemejan más al espectro de diseño de la norma, mientras que otras, sin el debido tratamiento inducirán al error:

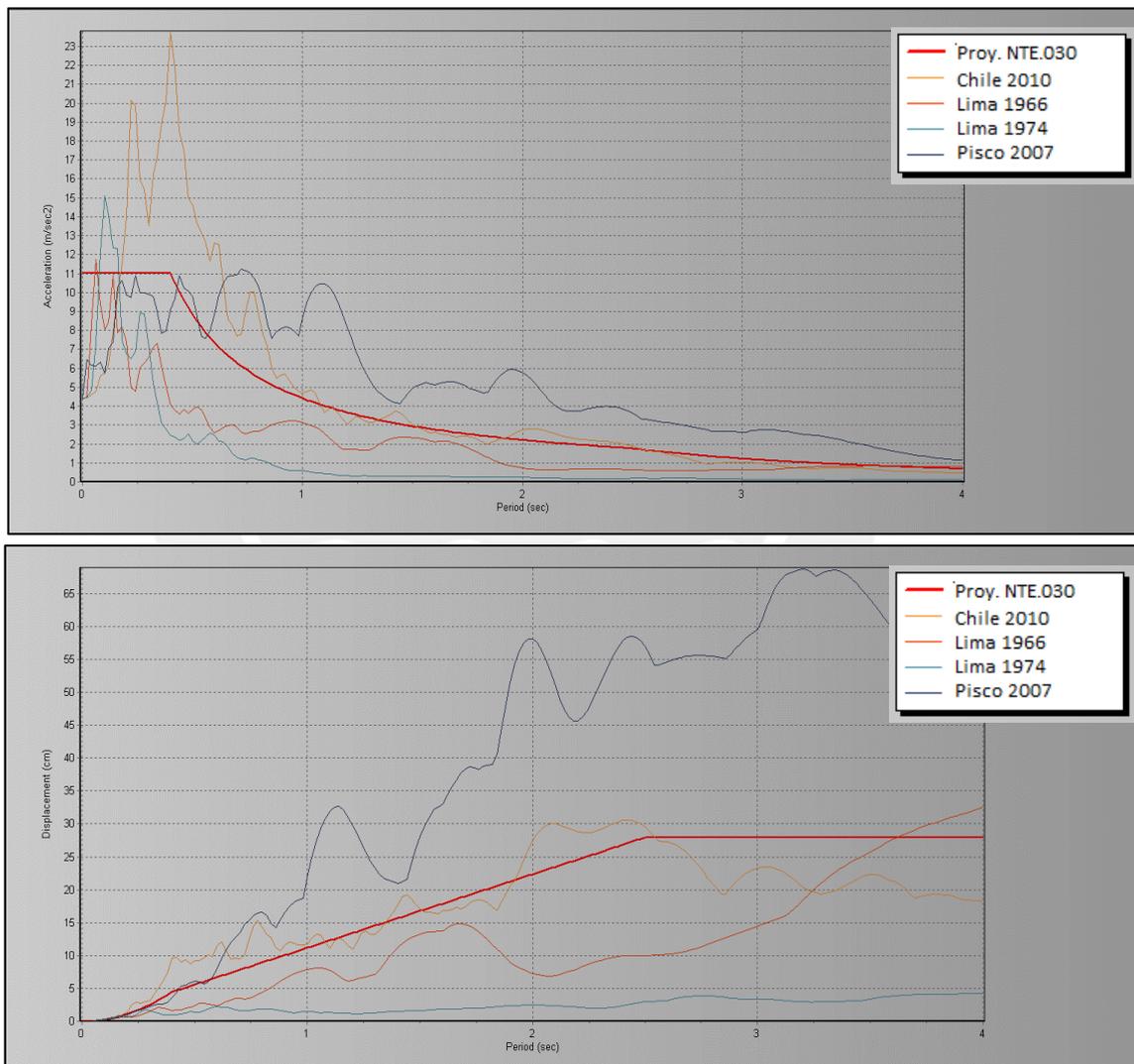


Fig. 6.15: Espectro de aceleraciones y espectro de desplazamientos sin escalar (en la zona de interés 1.5 s – 4.0 s) - En rojo el espectro de la norma

Cabe resaltar que se utilizaron estos 4 registros debido a que eran los que al momento de realizar las “corridas” presentaban menos errores.

Una vez corregidos por línea base y por ruido blanco se procede a escalar estas señales como se indica en el ANEXO D, utilizando el programa SeismoMatch (Seismosoft Inc., 2014). El resultado se aprecia en la figura 6.16, observándose que los valores de las señales están “encajados” al espectro de diseño.

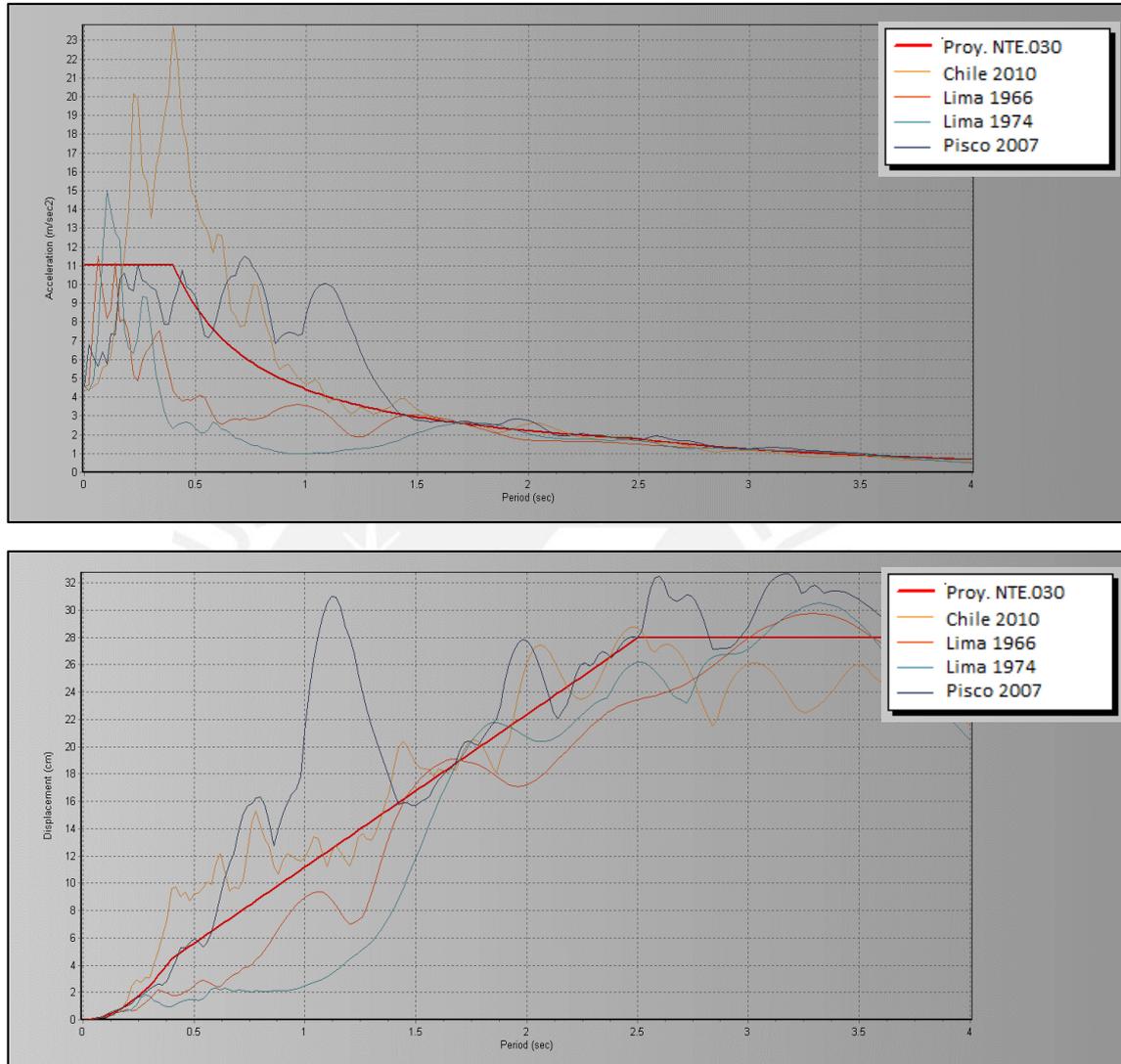


Fig. 6.16: Espectro de aceleraciones y espectro de desplazamientos escalados (en la zona de interés 1.5 s – 4.0)

Con los 3 registros artificiales generados como se indica en el ANEXO D, se completan los 7 registros utilizados:

TERREMOTO					CARACTERÍSTICAS			TIPO DE SUELO	
Código	Año	Nombre	Estación	Duración (s)	Mag. (Mw)	Amax (g)	Tipo	E030	SUCS
66N82	1966	Huacho	IGP-Lima	65.65	8.1	0.184	Subducción	S1	GP
74LZ	1974	Lima	Zárate	32.82	8.0	0.142	Subducción	S1	GP
CHILE10	2010	Chile	--	140	8.8	0.452	Subducción	S1	GP
PISCO07	2007	Pisco	IGP-Lima	100	8.0	0.452	Subducción	S2	--
ARTIF-1	--	--	--	63.5	8.2	0.451	Subducción	S1	--
ARTIF-4	--	--	--	63.5	8.2	0.451	Subducción	S1	--
ARTIF-5	--	--	--	63.5	8.2	0.451	Subducción	S1	--

Tabla 6.21: Datos de las señales corregidas y escaladas utilizadas para el análisis.

6.11 ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA

Se realiza el análisis tiempo historia, a fin de poder verificar los valores obtenidos en el análisis espectral y observar de una mejor manera el comportamiento de la estructura frente a los sismos. Se colocan las propiedades no lineales del aislador, como se indica en el acápite 6.8. (Ver Fig. 6.9)

De manera similar al análisis espectral, las fuerzas cortantes, las derivas y las aceleraciones se toman del modelo realizado utilizando la rigidez máxima de los aisladores y los desplazamientos son tomados del modelo realizado utilizando la mínima rigidez y tanto para el sismo de diseño, como para el sismo máximo.

A continuación se muestran los resultados del análisis en las direcciones X-X e Y-Y, de donde se obtienen los valores más representativos del análisis.

Fuerzas cortantes:

En las tablas del Anexo B se observan las fuerzas cortantes por piso. En las figuras 6.17 y 6.18 se muestran dos diagramas de fuerzas cortantes para cada dirección de análisis. Se observa que el comportamiento es distinto que en edificios de base fija, y no necesariamente la fuerza cortante máxima se encuentra en el primer nivel, esto se debe a la alta no linealidad de la respuesta y el efecto de los modos superiores:

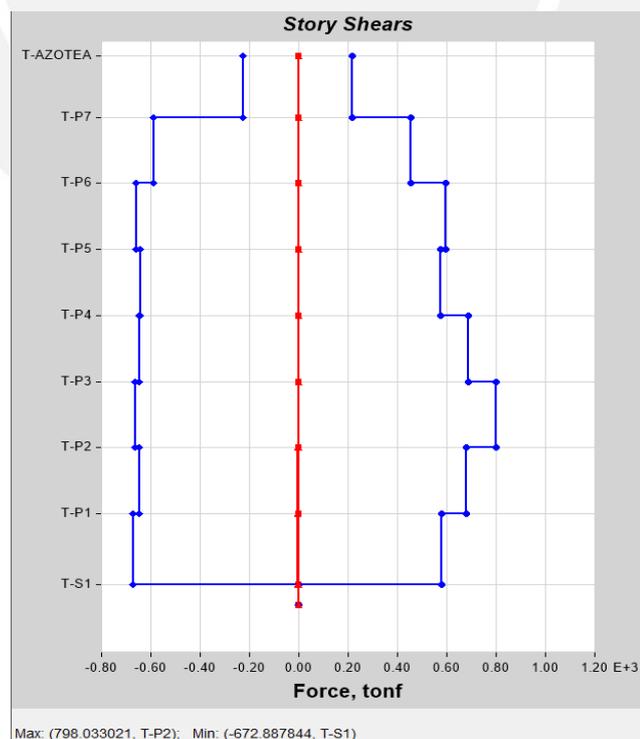


Fig. 6.17.: Diagrama de fuerzas cortantes para el sismo de Chile 2010, escalado a 0.45g en la dirección X-X. (ETABS, 2013)

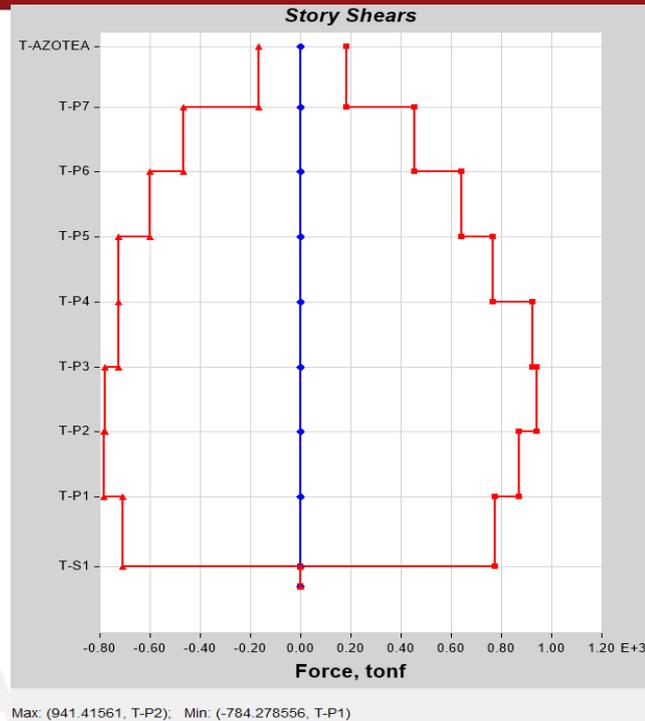


Fig. 6.18.: Diagrama de fuerzas cortantes para el sismo de Chile 2010, escalado a 0.45g en la dirección Y-Y. (ETABS, 2013)

Se puede observar que en algunos casos la fuerza cortante incrementa en los pisos superiores. Esto se contrasta teniendo en cuenta que los resultados toman los máximos valores durante el evento sísmico, pudiendo generarse una amplificación de los valores de la cortante debido a los efectos que producen los modos superiores. Dado que al utilizar 7 registros de análisis se puede considerar el valor promedio de los valores, se tiene:

Nivel de piso	PROMEDIO	
	VX (ton)	VX/W (%)
T-AZOTEA	142.7	2.04
T-P7	358.6	5.11
T-P6	449.5	6.41
T-P5	471.5	6.72
T-P4	492.0	7.01
T-P3	522.1	7.44
T-P2	520.8	7.42
T-P1	499.9	7.13

Tabla 6.22: Valores de la fuerza cortante en la dirección X-X y cortante basal. ($R=1.125$)

Nivel de piso	PROMEDIO	
	VY (ton)	VY/W (%)
T-AZOTEA	120.9	1.72
T-P7	325.1	4.63
T-P6	451.5	6.44
T-P5	524.7	7.48
T-P4	562.4	8.02
T-P3	563.4	8.03
T-P2	576.3	8.21
T-P1	563.3	8.03

Tabla 6.23: Valores de la fuerza cortante en la dirección Y-Y y cortante basal. ($R_f=1.125$)

Derivas:

En el Anexo B se presentan las tablas con las derivas obtenidas de cada registro. En las figuras 6.19a y 6.19b se muestran la forma que tienen las derivas de entrepiso en cada dirección de análisis. Cabe mencionar que el comportamiento es similar al de un edificio de base fija:

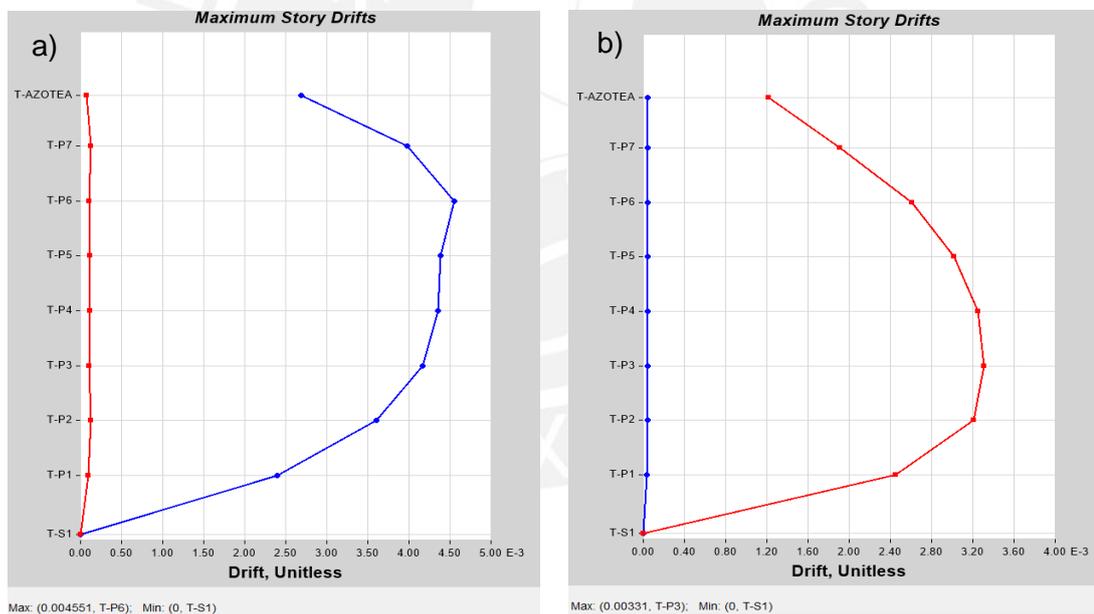


Fig. 6.19: Derivas de entrepiso en la dirección X-X (izquierda) (a) y derivas de entrepiso en la dirección Y-Y para el registro de Chile 2010 escalado a 0.45g (derecha) (b)

Nota: A estos valores de la deriva faltan multiplicarse por el factor 0.75 (Proyecto de Norma E.030, 2014)

Del promedio se obtienen los siguientes valores:

Nivel de piso	PROMEDIO
---------------	----------

	Deriva	x 0.75
T-AZOTEA	0.0019	1.43
T-P7	0.0029	2.16
T-P6	0.0036	2.68
T-P5	0.0038	2.83
T-P4	0.0040	3.02
T-P3	0.0041	3.04
T-P2	0.0036	2.73
T-P1	0.0022	1.67

Tabla 6.24: Valores de las derivas máximas de entrepiso en la dirección X-X.

Nivel de piso	PROMEDIO	
	Deriva	x 0.75
T-AZOTEA	0.0011	0.86
T-P7	0.0017	1.27
T-P6	0.0022	1.68
T-P5	0.0026	1.97
T-P4	0.0028	2.08
T-P3	0.0027	2.00
T-P2	0.0026	1.97
T-P1	0.0021	1.58

Tabla 6.25: Valores de las derivas máximas de entrepiso en la dirección Y-Y.

Se puede apreciar que se han alcanzado valores menores a la deriva objetivo (3.33 ‰) en la dirección Y-Y y en la dirección X-X.

Desde una perspectiva más global, se puede concluir que una deriva de 3.04 ‰, es bastante aceptable en concordancia con los objetivos de desempeño que se establecen para un edificio de oficinas de 7 niveles.

Aceleración, velocidad y desplazamiento:

Aceleraciones:

Se analizan las aceleraciones para observar el comportamiento de la estructura y ver las posibles amplificaciones en altura que se puedan generar. Estos análisis son importantes cuando se quiere ver el efecto que tiene el uso de estos aisladores en los elementos no estructurales.

En el ANEXO B se muestran todas las aceleraciones asociadas a cada registro. Del promedio se tiene:

Nivel de piso	PROMEDIO	
	Acel. pico (m/s ²)	Acel. (g)
T-AZOTEA	4.95	50.47%
T-P7	3.28	33.44%
T-P6	2.21	22.52%
T-P5	2.50	25.49%
T-P4	2.98	30.39%
T-P3	2.95	30.03%
T-P2	2.48	25.23%
T-P1	2.60	26.51%

Tabla 6.26 Valores promedio de las aceleraciones pico por nivel, en la dirección X-X

Nivel de piso	PROMEDIO	
	Acel. pico (m/s ²)	Acel. (g)
T-AZOTEA	4.13	42.09%
T-P7	3.07	31.28%
T-P6	2.42	24.68%
T-P5	2.44	24.85%
T-P4	2.73	27.84%
T-P3	2.78	28.34%
T-P2	2.63	26.84%
T-P1	2.41	24.61%

Tabla 6.27: Valores promedio de las aceleraciones pico por nivel, en la dirección Y-Y

Se satisface el requisito establecido en 6.2, ya que la aceleración máxima de entrepiso no supera el valor de 0.6g. Se puede observar que, a partir del piso 1, la aceleración se mantiene en un rango entre el 20% y 30% de la aceleración de la gravedad. Cabe resaltar que para el análisis espectral estos valores se encontraban cerca al 10%. Además, se puede observar que existe un incremento de hasta el 90 % de la aceleración entre la azotea y el piso 1, esto no resulta tan significativo, ya que era de esperarse que exista una amplificación en la aceleración debido a los modos superiores.

Para apreciar mejor estos cambios en la aceleración, se presentan en la figura 6.20 las aceleraciones en la base (del sistema de aislamiento) y las aceleraciones en la azotea. Se puede observar que existe un incremento en los valores pico de las aceleraciones en el mismo instante del tiempo, esto está asociado principalmente a los efectos de los modos superiores de vibración que puedan amplificarse en las zonas de la misma frecuencia y a que los lazos de histéresis no tienen una transición suave como en el caso de los aisladores elastoméricos.

Del registro artificial Artif-4 se obtiene:

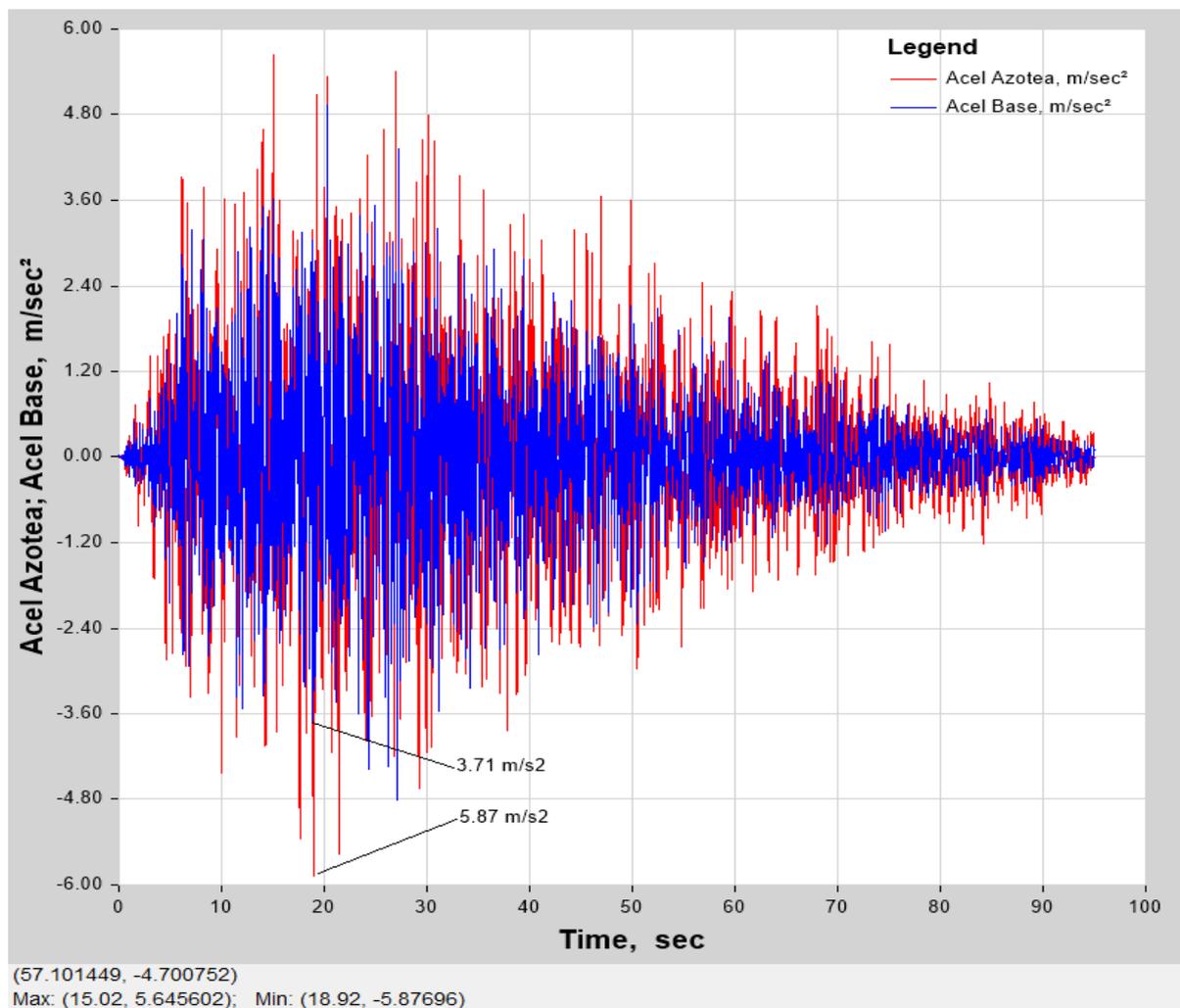


Fig. 6.20: Comparación entre las aceleraciones de la base y del último piso. Para el registro Artif-4.

Cabe resaltar que el último nivel es más flexible, pero también tiene menos masa sísmica y por lo tanto las fuerzas cortantes actuantes resultan bajas, sin causar mayores inconvenientes en el diseño.

Desplazamientos en los aisladores:

A continuación se muestran tablas resumen con los desplazamientos promedio y máximos (de los 7 registros), y el registro asociado al desplazamiento máximo. Para cada tipo de aislador del sistema de aislamiento.

En el Anexo B se tienen todos los valores de los desplazamientos para cada aislador.

Tipo de Aislador	Sismo en X-X		
	Desp. Promedio (cm)	Desp. Máx. (cm)	Registro asociado al desp. Máx
FPS-T1	11.02	18.99	PISCO07
FPS-T2	10.99	18.95	PISCO07
FPS-T3	11.07	19.07	PISCO07
FPS-T4	11.04	19.05	PISCO07

Tabla 6.28: Desplazamientos para cada tipo de aislador, en la dirección X-X, para el sismo de diseño.

Tipo de Aislador	Sismo en Y-Y		
	Desp. Promedio (cm)	Desp. Máx. (cm)	Registro asociado al desp. máx
FPS-T1	11.09	17.41	PISCO07
FPS-T2	11.09	17.36	PISCO07
FPS-T3	11.12	17.44	PISCO07
FPS-T4	11.09	17.41	PISCO07

Tabla 6.29: Desplazamientos para cada tipo de aislador, en la dirección Y-Y, para el sismo de diseño.

Tipo de Aislador	Sismo en X-X		
	Desp. Promedio (cm)	Desp. Máx. (cm)	Registro asociado al desp. máx
FPS-T1	19.18	29.71	PISCO 2007
FPS-T2	19.14	29.59	PISCO 2007
FPS-T3	19.26	29.89	PISCO 2007
FPS-T4	19.21	29.85	PISCO 2007

Tabla 6.30: Desplazamientos para cada tipo aislador, en la dirección X-X, para el sismo máximo.

.Nombre Aislador	Sismo en Y-Y		
	Desp. Promedio (cm)	Desp. Máx. (cm)	Registro asociado al desp. máx
FPS-T1	19.84	29.48	PISCO 2007
FPS-T2	19.83	29.51	PISCO 2007
FPS-T3	19.88	29.54	PISCO 2007
FPS-T4	19.84	29.5	PISCO 2007

Tabla 6.31: Tabla de desplazamientos para cada tipo de aislador, en la dirección Y-Y para el sismo máximo

En las figuras 6.21, 6.22 y 6.23 se muestran los diagramas, a modo ilustrativo, de las respuestas de desplazamiento, velocidad y aceleración para un aislador (AL-1) frente a un sismo artificial (sismo de diseño 0.45g).

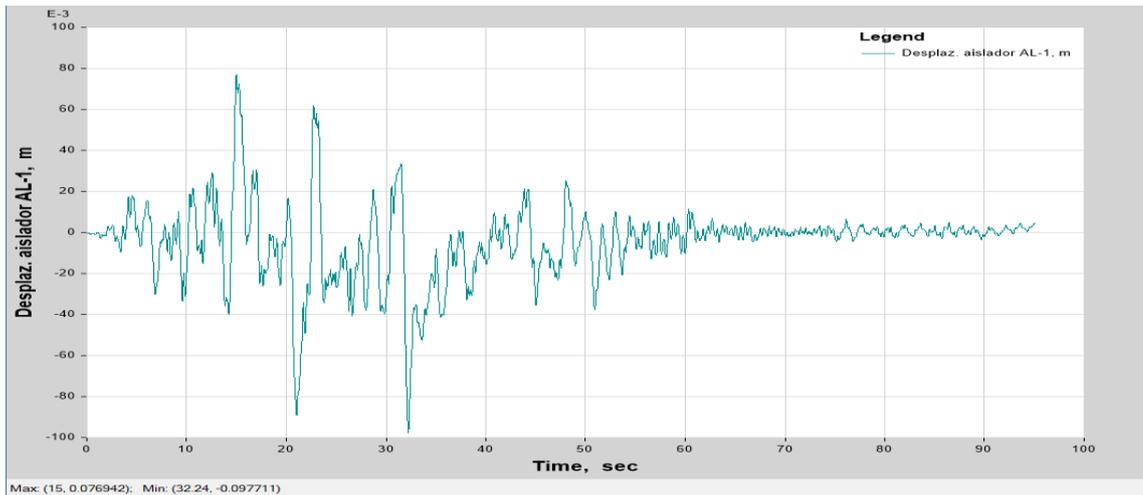


Fig. 6.21.: Trayectoria del desplazamiento del aislador AL-1, del registro sintético ARTIF-5 en la dirección X-X, para el sismo de diseño (0.45g). Desplazamiento máximo: 9.7 cm.

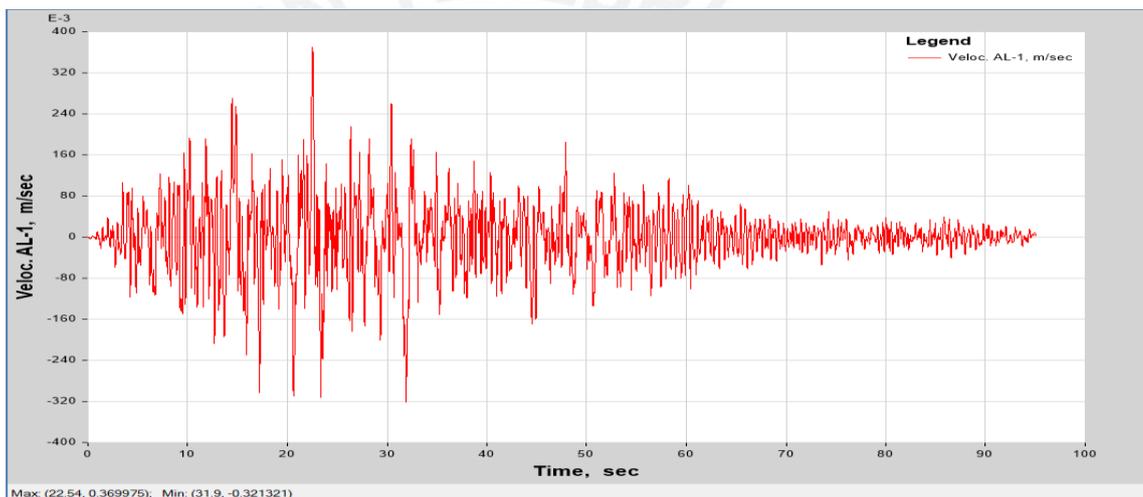


Fig. 6.22.: Diagrama de la velocidad de deformación del aislador AL-1, del registro sintético ARTIF-5 en la dirección X-X, para el sismo de diseño (0.45g). Velocidad máxima: 37 cm/s.

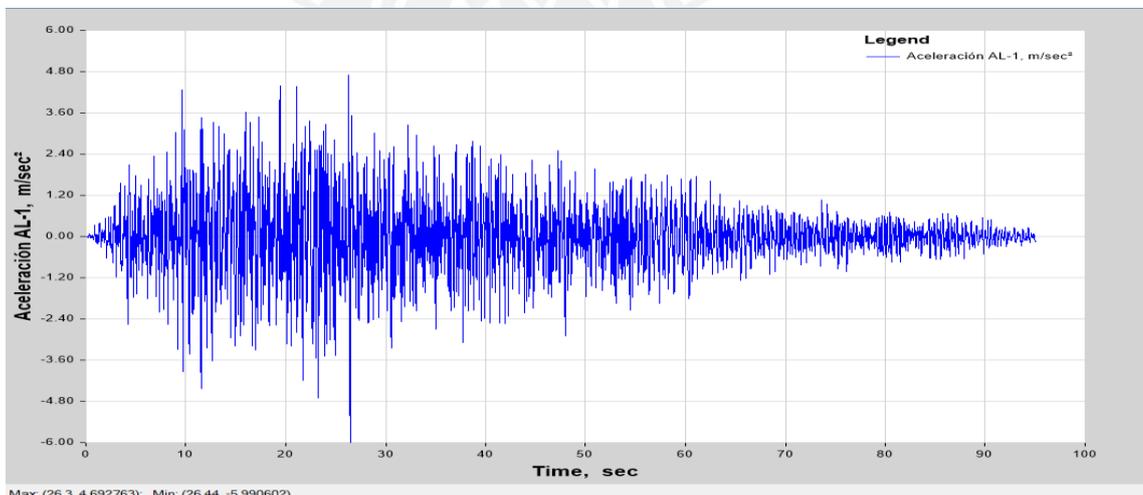


Fig. 6.23.: Aceleraciones en el aislador AL-1, del registro sintético ARTIF-5 en la dirección X-X, para el sismo de diseño (0.45g). Aceleración máxima inducida: 5.99 m/s²

Lazos histeréticos:

El programa ETABS (ETABS, 2013) permite conocer la relación entre la fuerza cortante y el desplazamiento en el tiempo de los aisladores de fricción, obteniéndose los lazos de histéresis. En la figuras 6.24 y 6.25 se puede apreciar la forma constitutiva de estos lazos, descritos previamente en el capítulo 3. A partir del análisis de éstos gráficos, se entiende mejor la correlación entre el desplazamiento y la fuerza cortante en cada aislador; siendo que a mayor desplazamiento, mayor fuerza cortante:

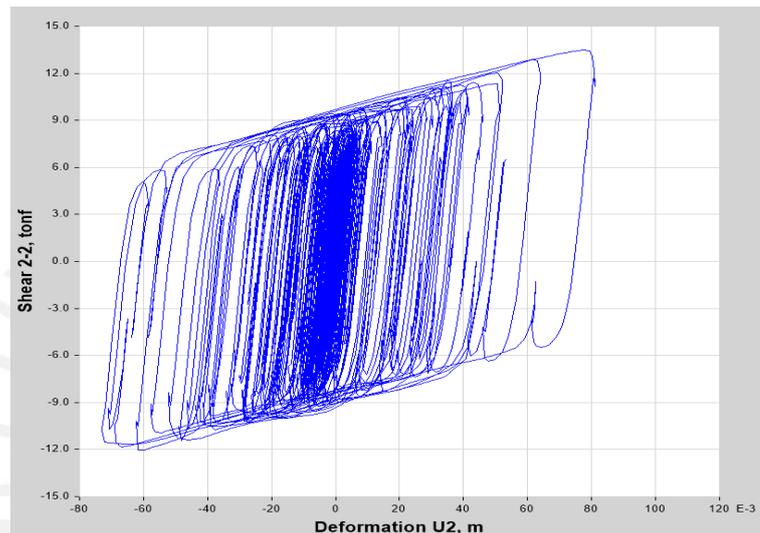


Fig. 6.24 Lazo histerético del aislador AL-1, obtenido con la señal de Chile 2010 escalada a 0.45g (SD)

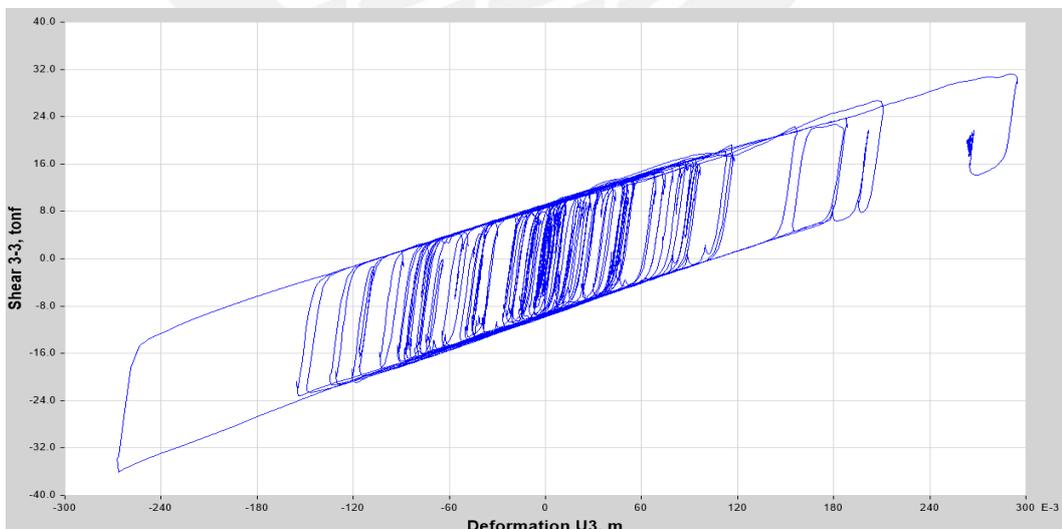


Fig. 6.25: Lazo histerético del aislador ACL-5, obtenido con la señal de Pisco 2007 escalada a 0.675g (SMP)

Se muestran las tablas resumen, para el caso del sismo de diseño y el sismo máximo:

Registro/Dirección de análisis	Valores máximos			Respuestas máximas del sistema de aislamiento				Respuestas máximas de la superestructura				
	Acel. (g)	Vel. (cm/s)	Desp. (cm)	Desp. (cm)	Acel. (g)	Cortante/W (%)	Vel. (cm/s)	Piso	Cortante piso/W (%)	Piso	Deriva (%)	Acel. Azotea (g)
CHILE 2010 X-X	0.445	38	7.9	10.87	0.48	7.54	36.3	3	11.37	3	3.81	0.70
PISCO 2007 X-X	0.421	90	12	19.08	0.42	9.07	96.4	6	9.33	4	3.43	0.62
LIMA 1974 X-X	0.435	22.5	21.5	8.77	0.44	7.17	22.5	2	7.71	3	2.58	0.35
LIMA 1966 X-X	0.419	60	16	13.2	0.47	8.73	41.2	3	7.18	4	2.55	0.33
ARTIFICIAL 1 X-X	0.489	34	14	11.05	0.44	8.12	35.4	3	8.36	4	3.18	0.53
ARTIFICIAL 4 X-X	0.450	34	11	11.67	0.44	7.44	35.2	2	9.30	3	2.97	0.52
ARTIFICIAL 5 X-X	0.468	30	4	11.19	0.47	8.17	31.7	2	9.07	3	3.17	0.48
CHILE 2010 Y-Y	0.445	38	7.9	8.91	0.48	7.74	36.3	3	13.42	4	3.10	0.57
PISCO 2007 Y-Y	0.421	90	12	17.47	0.42	9.51	96.4	3	10.60	4	2.33	0.47
LIMA 1974 Y-Y	0.435	22.5	21.5	9.84	0.44	7.06	22.8	1	7.56	5	1.45	0.33
LIMA 1966 Y-Y	0.419	60	16	14.03	0.47	8.00	41.2	1	8.53	2	1.71	0.30
ARTIFICIAL 1 Y-Y	0.489	34	14	12.47	0.44	8.64	35.4	4	9.75	4	2.21	0.41
ARTIFICIAL 4 Y-Y	0.450	34	11	10.81	0.43	7.74	35.2	1	9.23	5	1.91	0.43
ARTIFICIAL 5 Y-Y	0.468	30	4	10.21	0.47	7.58	31.7	4	9.74	4	2.14	0.43

Tabla 6.32: Tabla resumen con los valores obtenidos del análisis del sismo de diseño

Registro/Dirección de análisis	Valores máximos			Respuestas máximas del sistema de aislamiento				Respuestas máximas de la superestructura				
	Acel. (g)	Vel. (cm/s)	Desp. (cm)	Desp. (cm)	Acel. (g)	Cortante/W (%)	Vel. (cm/s)	Piso	Cortante piso/W (%)	Piso	Deriva (%)	Acel. Azotea (g)
CHILE 2010 X-X	0.668	57	11.9	15.80	0.67	6.81	70.3	5	10.88	5	4.05	0.75
PISCO 2007 X-X	0.631	135	18	29.90	0.63	9.35	86.3	2	10.03	4	3.52	0.67
LIMA 1974 X-X	0.653	33.8	32.3	15.30	0.65	6.68	54.7	3	7.97	3	2.74	0.41
LIMA 1966 X-X	0.628	90	24	23.70	0.70	8.01	60.8	2	9.29	3	3.30	0.47
ARTIFICIAL 1 X-X	0.734	51	21	18.00	0.65	8.05	55.0	2	8.61	3	3.08	0.58
ARTIFICIAL 4 X-X	0.674	51	16.5	22.50	0.65	6.90	62	3	8.64	3	3.05	0.63
ARTIFICIAL 5 X-X	0.702	45	6	22.30	0.65	6.88	58.1	2	9.52	3	3.15	0.67
CHILE 2010 Y-Y	0.668	57	11.9	17.50	0.67	7.20	71.6	4	10.38	4	4.10	0.76
PISCO 2007 Y-Y	0.631	135	18	29.50	0.63	9.76	79.3	4	9.65	4	2.33	0.50
LIMA 1974 Y-Y	0.653	33.8	32.3	17.70	0.65	6.81	51.5	1	6.81	2	1.46	0.39
LIMA 1966 Y-Y	0.628	90	24	25.90	0.70	8.18	58.7	1	7.64	2	1.65	0.42
ARTIFICIAL 1 Y-Y	0.734	51	21	20.90	0.65	7.78	54.1	5	10.16	5	2.40	0.62
ARTIFICIAL 4 Y-Y	0.674	51	16.5	22.70	0.65	6.67	65	5	8.05	5	1.88	0.55
ARTIFICIAL 5 Y-Y	0.702	45	6	21.60	0.65	7.03	53.2	3	9.68	4	2.23	0.53

Tabla 6.33: Tabla resumen con los valores obtenidos del análisis del sismo máximo

Energía disipada:

Una de las funciones principales del sistema de aislamiento, es controlar la deformación y reducir el daño que sufre la superestructura mediante la disipación de energía.

En la figura 6.26 se aprecia que el efecto de la disipación de energía utilizando este tipo de aisladores, se produce principalmente gracias a la fuerza no conservativa de la fricción. También se puede observar que cerca de un 80% del total de la energía de entrada se disipa por efectos de la deformación en los aisladores.

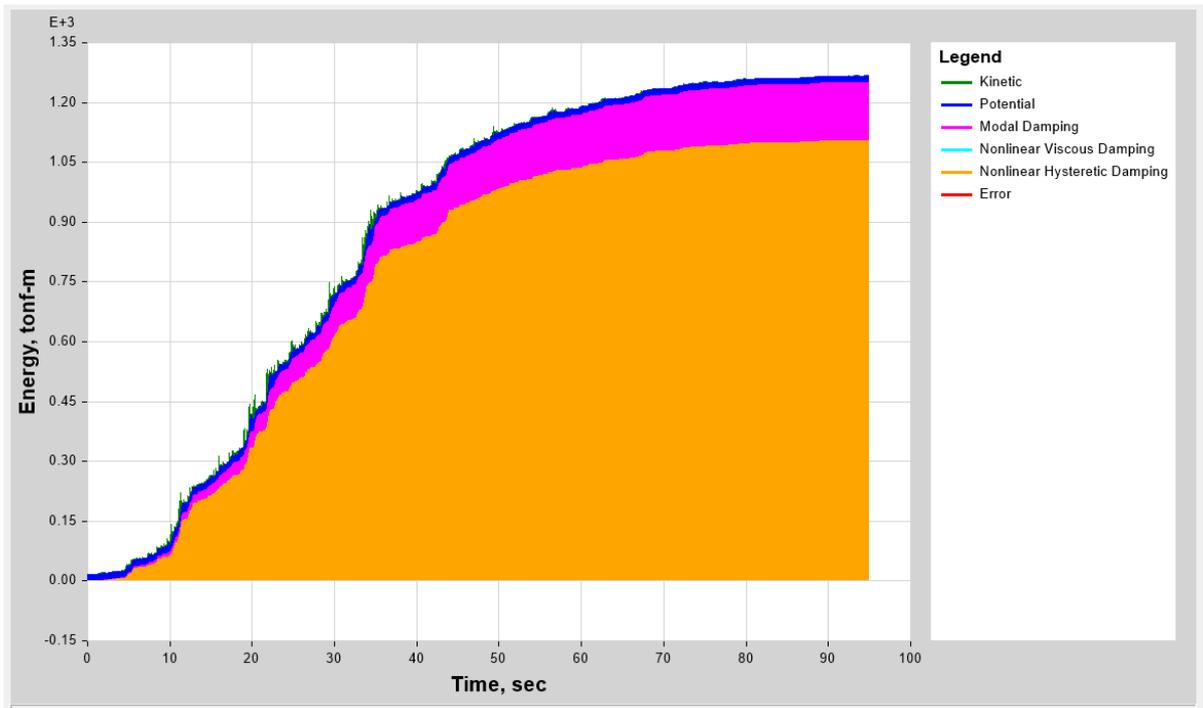


Fig. 6.26.: Energía del sismo disipada por la estructura. (ETABS, 2013)

6.12 DISEÑO Y DETALLE DE AISLADORES

Para poder realizar el diseño y detalle de los aisladores, es necesario conocer las cargas y las combinaciones a utilizar para cada modelo:

TIPO DE AISLADOR	AISLADOR	DESCRIPCIÓN	Aislador considerado
FPS-T1	ACL	Aislador central lateral	ACL-2
FPS-T2	AC (ASC)	Aislador central del ascensor.	AC-2
FPS-T2	AC	Aislador central	AC-9
FPS-T3	AL (Long.)	Aislador lateral del lado longitudinal	AL-15
FPS-T3	AL (Trans.)	Aislador lateral del lado transversal	AL-7
FPS-T4	AE	Aislador esquinero.	AE-4

Tabla 6.34: Modelos utilizados para el diseño y el aislador considerado como el más crítico.

AISLADOR	Carga muerta* (M)	Carga viva* (V)	Axial sismo SD X**	Axial sismo SD Y**	Cortante máximo SD**	Axial sismo SMP X**	Axial sismo SMP Y**	Cortante máximo SMP**
ACL	269	80	64.40	43.00	18.90	84.00	61.00	23.60
AC (ASC)	220	46	15.50	193.70	15.40	31.60	289.50	20.00
AC	231	64	64.00	81.00	21.80	82.20	109.00	31.60
AL (Long.)	160	45	34.75	75.15	16.30	38.75	90.75	23.20
AL (Trans.)	144	38	67.50	15.50	14.60	84.50	19.50	19.80
AE	107	27	67.25	40.05	10.40	82.25	49.25	14.60

(*) Se considera el valor máximo para el grupo de aisladores

(**) Se considera el valor promedio de los valores (7 registros) para el aislador más crítico del grupo

Tabla 6.35: Cargas para cada modelo de aislador

Combinaciones para cada modelo de aislador, de acuerdo a lo descrito en 4.5:

AISLADOR	Subestructura y sistema de aislación			Estabilidad del sistema de aislación	
	Cargas de gravedad	Cargas de gravedad y de sismo (I)	Cargas de gravedad y de sismo (II)	Máx. carga corto plazo	Min. Carga corto plazo
ACL	450.80	485.83	119.07	639.60	100.81
AC (ASC)	337.60	522.75	0.00	718.98	0.00
AC	379.60	448.67	68.43	590.36	60.29
AL (Long.)	264.00	327.28	31.23	419.38	36.62
AL (Transv.)	233.60	288.43	32.97	373.15	23.21
AE	171.60	239.36	0.00	305.93	0.00

Tabla 6.36: Combinaciones de carga utilizadas para el diseño y verificación de la estabilidad.

Para el sitio en estudio (Miraflores) se utilizan los valores de $Z=0.45$ y $S=1.00$. Entonces se obtienen las siguientes combinaciones para el diseño de los aisladores, según 4.5:

- Cargas de gravedad (carga a largo plazo del aislador) : $1.2M + 1.6V$
- Cargas de gravedad y sísmicas: $(1.2M + 0.5V + E)$: $1.37M + 0.5V + Q_{SD}$
- Cargas de gravedad y sísmicas: $(0.9M - E)$: $0.73M - Q_{SD}$

Y para la comprobación de la estabilidad:

- Máxima carga de corto plazo en el aislador:
 $1.25M + V + |E| = (1.25 + 0.3Z_M S)M + V + Q_{SM} = 1.45M + V + Q_{SM}$
- Mínima carga de corto plazo en el aislador:
 $0.9M - |E| = (0.9 - 0.3Z_M S)M - Q_{SM} = 0.7M - Q_{SM}$

Al utilizar aisladores de péndulo de fricción simple se debe verificar que no haya tracción en estos ya que no están diseñados para soportar dichos esfuerzos.

Siguiendo todo lo descrito en 4.11, se detalla el diseño del aislador de péndulo de fricción AC-9 (Aislador central):

Primero se obtiene el área del deslizador (roller), para ello se asume un valor de resistencia a la compresión del roller cubierto con teflón: $*\sigma = 460 \text{ kgf/cm}^2$ (Arriagada, 2005) para condiciones normales (24°C aprox.) y sin considerar los cambios de temperatura:

Usando la Ec. 4.20:

$$\text{Área}_{slider} = \frac{P_{\text{máx}}}{\sigma} = \frac{449000}{460} = 976.1 \text{ cm}^2$$

$$D_{slider} = 36 \text{ cm}$$

*Valor extraído de la tesis de Arriagada (Ver 6 en la Bibliografía)

Se obtiene la dimensión horizontal del aislador, que depende del desplazamiento máximo posible incluyendo torsión D_{TM} aumentado por el diámetro del deslizador.

De la Ec. 4.15:

$$D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (\text{Ec. 4.15})$$

Se reduce al 80% ya que es regular y se utiliza un análisis tiempo-historia, como se aprecia $D_M = 30 \text{ cm}$. Entonces:

$$D_{TM} = 26.88 \text{ cm}$$

Observando la tabla 6.20, del análisis espectral, se establece que el D_{TM} a utilizar es 29 cm.

Como el desplazamiento tiene dos sentidos: $D_{TM} = 29 * 2 = 58 \text{ cm}$

De la Ec. 4.21:

$$D_H = 58 + 36 = 94 \text{ cm}$$

Además se debe proteger al aislador contra los factores ambientales y debido a los procesos constructivos:

$$D_{HT} = D_{TM} + D_{slider} + D_{exterior} \quad (\text{Ec. 4.22})$$

El valor de la distancia $D_{exterior}$ usado es 2.5 cm.

$$\therefore D_{HT} = 99 \text{ cm}$$

Para nuestro caso, el aislador irá de manera invertida, de manera que la superficie cóncava está ubicada en la parte superior del aislador. Esto con el objetivo de transmitir los efectos P-D, a la superestructura.

Por lo tanto, la altura del aislador está definida por la altura de la placa superior (superficie cóncava) H1, la altura de la placa inferior adherida al aislador (portante) H2, y el espacio libre entre ambas superficies H3. Considerando además una altura para el anclaje H4.

Se considera un radio de curvatura, como el mencionado igual a 350 cm.

De las ecuaciones Ec. 4.23, 4.24 y de las consideraciones especificadas en 4.11, tenemos:

$$H1 = 6.1 \text{ cm}$$

$$H2 = 3.2 \text{ cm}$$

$$H3 = 14.6 \text{ cm}$$

H4 es la altura necesaria debido a los anclajes, pero considerando las distancias mencionadas, H4 se toma como "0".

Para obtener un valor comercial se tiene finalmente:

$$H1 = 6.1 \text{ cm}, H2 = 3.2 \text{ cm}, H3 = 14.6 \text{ cm}, DV_R = 2.9$$

$$HT = H1 - DV_R + H2 + H3 + H4 = 21 \text{ cm}$$

7 COMPARACIÓN ENTRE LA SOLUCIÓN AISLADA Y LA CONVENCIONAL

7.1 COMPARACIÓN ESTRUCTURAL

En este acápite se discutirán los resultados obtenidos en las soluciones convencional y aislada para cuantificar el beneficio de la protección en el comportamiento estructural. Además, se aprovechará para comentar y comparar los resultados en el edificio aislado entre el análisis tiempo historia y el espectral.

7.1.1 RESULTADOS MODALES

Una de las cualidades más resaltadas en la bibliografía técnica sobre los sistemas de aislamiento sísmico (Chopra, 2013), es que al incrementar la masa participante de los modos fundamentales, las aceleraciones espectrales disminuyen ya que se asocian al periodo del modo fundamental. También se reduce el efecto de los modos superiores, ya que la masa participante es mucho menor.

En la siguiente tabla se muestra la comparación de las participaciones modales:

Modo	Edificio Aislado				
	Periodo	X-X	Y-Y	Acum. X-X	Acum. Y-Y
1	3.18	96.10%	0.01%	96.10%	0.01%
2	3.15	1.98%	1.75%	98.08%	1.76%
3	3.11	0.01%	96.74%	98.08%	98.50%
Modo	Edificio Convencional				
	Periodo	X-X	Y-Y	Acum. X-X	Acum. Y-Y
1	1.02	0.01%	77.20%	0.01%	77.20%
2	0.71	1.25%	0.01%	1.26%	77.21%
3	0.57	70.33%	0.01%	71.59%	77.22%

Tabla. 7.1: Participación de los tres primeros modos en ambas soluciones

Es evidente el efecto que tiene el aislamiento en la respuesta modal, pues en ambas direcciones se alcanza prácticamente el 100% de la participación con los tres primeros modos. Lo contrario ocurre con el edificio convencional, en el cual la participación alcanza solo el 77%; sin embargo, estos resultados deben tomarse con pinzas pues el comportamiento de los aisladores deslizantes es altamente no-lineal,

lo que generalmente incrementa la participación de los modos superiores. Una manera sencilla de comprobar el efecto de estos modos es comparar los instantes del tiempo en los cuales ocurren las máximas respuestas en cada piso. Si ocurren simultáneamente, significa que la respuesta se asemeja en forma al modo fundamental; por el contrario, mientras más alejados estén los picos, mayor es la influencia de los modos superiores.

7.1.2 DERIVAS DE ENTREPISO

Como las derivas de entrepiso están directamente relacionadas al comportamiento sísmico de un edificio, es importante determinar qué tanto se logran reducir con el uso del aislamiento sísmico. La siguiente tabla muestra las derivas del edificio de base fija, del edificio aislado bajo un análisis espectral y un análisis tiempo historia (promedio de las 7 señales).

Nivel	Base fija - Espectral		Aislado - Espectral		Aislado - TH	
	Der. X-X	Der. Y-Y	Der. X-X	Der. Y-Y	Der. X-X	Der. Y-Y
T-AZ	0.33%	0.42%	0.06%	0.04%	0.14%	0.09%
T-P7	0.35%	0.47%	0.09%	0.06%	0.22%	0.13%
T-P6	0.36%	0.52%	0.13%	0.09%	0.27%	0.17%
T-P5	0.36%	0.56%	0.17%	0.12%	0.28%	0.20%
T-P4	0.34%	0.57%	0.20%	0.14%	0.30%	0.21%
T-P3	0.30%	0.56%	0.22%	0.16%	0.30%	0.20%
T-P2	0.24%	0.51%	0.22%	0.17%	0.27%	0.20%
T-P1	0.15%	0.36%	0.15%	0.15%	0.17%	0.16%

Tabla. 7.2: Comparación de derivas de entrepiso

La tabla 7.2 muestra el beneficio del uso de aislamiento en cuanto a derivas. La tendencia muestra que la reducción en derivas aumenta con la altura, lo cual es beneficioso pues en las zonas inferiores las derivas son bajas. Además, se observa que en la dirección X-X la reducción es menor que en Y-Y, esto debido a que el edificio de base fija posee una densidad de muros de corte mayor en ese sentido.

En la tabla 7.3 se muestra, a modo de comparación, la reducción en las derivas debido al uso de aisladores FPS (derivadas de base fija vs derivadas edificio aislado en el análisis Tiempo-Historia).

Esta reducción se cuantifica a través de un factor, es decir, si el factor resulta >1 , significa que efectivamente se ha conseguido reducir la deriva, por el contrario, si el

factor resulta <1 , nos indica que la deriva ha aumentado. Como se puede apreciar, en la dirección X-X, en los tres primeros niveles, las derivas crecieron hasta un 12% debido al uso de los aisladores, en cambio, en los niveles superiores se consiguió una reducción en las derivas de hasta un 131%. En la dirección Y-Y, en todos los niveles se reducen las derivas, alcanzando una reducción de hasta un 388% (en la azotea) y un mínimo de 128% (en el primer nivel):

Nivel	Factor de reducción de derivas por	
	X-X	Y-Y
T-AZ	2.31	4.88
T-P7	1.62	3.70
T-P6	1.34	3.10
T-P5	1.27	2.84
T-P4	1.13	2.74
T-P3	0.99	2.80
T-P2	0.88	2.59
T-P1	0.90	2.28

Tabla. 7.3: Factor de reducción de derivas por el uso de aisladores (Se compara con el T-H)

Del mismo modo, la tabla 7.4 muestra los factores de amplificación que ocurren entre el análisis espectral y el análisis Tiempo-Historia. Si los valores son >1 , indican que el análisis tiempo-historia amplifica los valores de las derivas respecto del análisis espectral. En este caso, se quiere ver la efectividad de utilizar un análisis espectral para el control de las derivas, obteniéndose que al hacer el análisis Tiempo-Historia, los valores crecen hasta en un 138% (último piso) y hasta un 11% (primer nivel)

Nivel	Amplificación de derivas por TH	
	X-X	Y-Y
T-AZ	2.38	2.15
T-P7	2.40	2.12
T-P6	2.06	1.87
T-P5	1.66	1.64
T-P4	1.51	1.49
T-P3	1.38	1.25
T-P2	1.24	1.16
T-P1	1.11	1.05

Tabla. 7.4: Factores de amplificación ente el análisis tiempo historia y el espectral

Se observa en los factores una tendencia uniforme a aumentar conforme se sube de piso. Se concluye entonces que siempre será necesario realizar un análisis tiempo

historia para edificios con aisladores de péndulo simple. Además, se recomienda que cuando se pre-dimensione el sistema de aislamiento con un análisis espectral se deje cierta holgura en las derivas pues estas aumentarán en el tiempo historia. Del análisis de los resultados, se puede decir que un valor de amplificación que podría usarse para estos fines es de 1.5, que es el que ocurre en el Piso 4, donde ocurren las mayores derivas.

Finalmente, deberá estudiarse el comportamiento de edificios más altos con aisladores de péndulo para confirmar si la amplificación entre el tiempo historia y el espectral sigue aumentando en cada piso o la tendencia se revierte.

7.1.3 CORTANTES DE ENTREPISO

Si bien es cierto que la demanda de ductilidad en un edificio de base fija (y el daño asociado a ello) es mayor que en un edificio aislado, es interesante conocer los cortantes de diseño de entrepiso que ocurren pues de estos depende en cierta medida el refuerzo colocado en vigas y columnas.

Como ya se comentó, para el diseño de los elementos estructurales es más sencillo y práctico usar el análisis espectral puesto que el tiempo historia presenta resultados más complejos. En la tabla 7.5, entre análisis espectrales se observa que la reducción de los cortantes de diseño por efectos del aislamiento no es muy significativa y en algunos casos estos cortantes resultan siendo mayores. Esto se debe principalmente a que el factor de reducción de fuerzas para nuestro edificio aislado (R_i) es bajo ya que se utiliza un sistema de pórticos ordinarios ($R=1.125$). Además, incluso si se utilizaran pórticos especiales (con $R=2$), el *STANDARD ASCE7-10* (ASCE, 2010) establece un valor de cortante mínimo igual a 1.5 veces la fuerza de la fricción, obteniéndose valores de fuerzas cortantes similares a si se utilizara un sistema de pórticos ordinarios:

Nivel	Base fija - Espectral ($R=6$)		Aislado - Espectral ($R=1.125$)		Aislado - TH ($R=1.125$)	
	V x-x (ton)	V y-y (ton)	V x-x (ton)	V y-y (ton)	V x-x (ton)	V y-y (ton)
T-AZ	90	63	30	30	143	121
T-P7	241	162	103	100	359	325
T-P6	352	225	171	167	449	451
T-P5	437	266	233	229	472	525
T-P4	506	302	290	288	492	562
T-P3	564	342	340	341	522	563
T-P2	610	380	388	395	521	576
T-P1	636	408	439	448	500	563

Tabla. 7.5: Comparación de cortantes de entrepiso

Otro aspecto que se puede notar en la tabla es que en los análisis espectrales los cortantes máximos ocurren, tal y como se espera, en el primer piso y decrecen con la altura; mientras que en el análisis tiempo historia los cortantes son relativamente uniformes alcanzando los máximos en el segundo y tercer piso. Esta es otra evidencia del efecto de la no linealidad y la acción de los modos superiores en la respuesta con aisladores de péndulo.

En resumen, los beneficios del uso de aisladores de péndulo de fricción no están tanto en la reducción de las fuerzas de diseño, como en la disminución de la demanda de ductilidad que conlleva a una reducción del daño.

7.1.4 ACELERACIONES

El aislamiento sísmico no solo mejora el comportamiento de la estructura sino también el de su contenido. A continuación se muestra un resumen de los resultados obtenidos:

Nivel	Base fija - Espectral		Aislado - Espectral		Aislado - TH	
	Acel. X-X (g)	Acel. Y-Y (g)	Acel. X-X (g)	Acel. Y-Y (g)	Acel. X-X (g)	Acel. Y-Y (g)
T-AZ	172.2%	113.2%	10.6%	10.2%	50.5%	42.1%
T-P7	126.7%	76.3%	10.1%	9.9%	33.4%	31.3%
T-P6	100.0%	59.6%	9.5%	9.4%	22.5%	24.7%
T-P5	90.7%	60.0%	8.8%	8.8%	25.5%	24.9%
T-P4	88.4%	65.7%	8.3%	8.4%	30.4%	27.8%
T-P3	84.3%	68.2%	8.2%	8.3%	30.0%	28.3%
T-P2	72.2%	63.3%	8.4%	8.4%	25.2%	26.8%
T-P1	50.2%	47.0%	8.9%	8.8%	26.5%	24.6%

Tabla. 7.6: Comparación de aceleraciones

Como era de esperarse, las aceleraciones en el edificio de base fija son mucho mayores que para el edificio aislado. Es probable que si se hubiese realizado un análisis tiempo historia no lineal para el edificio de base fija, las aceleraciones hubiesen sido algo menores.

También es importante notar que hay una amplificación bastante grande de las aceleraciones del edificio aislado cuando se realiza un análisis tiempo historia. Nuevamente, esto ocurre por la no linealidad del aislador mismo, pues el análisis espectral que es lineal presenta aceleraciones casi uniformes, lo que se asemeja a la forma del modo fundamental.

Se concluye que si bien las aceleraciones no disminuyen tanto como con un sistema de aislamiento de mayor linealidad, la mejora sí es considerable cuando se compara con un edificio convencional. Ejemplo: cuando se utilizan aisladores HDR.

7.2 COMPARACIÓN DE METRADOS

En este acápite comentaremos los resultados de los metrados realizados y determinaremos si se produce una disminución o aumento de las cantidades de materiales producto del aislamiento sísmico. No es objetivo de esta tesis brindar un estimado preciso del presupuesto de un edificio con aisladores de péndulo, pues para ello deberían incluirse los precios de los aisladores, costos indirectos, impactos en arquitectura, etc.

Tanto en la solución aislada como en la convencional se calcularon las cantidades de concreto y encofrado de acuerdo a las dimensiones propuestas; mientras que el acero de los elementos fue calculado por ratios determinados a partir de pre-diseños. Por favor, notar que para este trabajo no se han incluido los metrados de losas, cimentación, y otros cuya variación por el cambio de sistema es baja.

Los ratios en ambos edificios se calculan en base a metrados de elementos representativos.

Nivel	Elemento	Tipo	Ratio (kg/m3)
Superestructura	Viga	30x50	130
Superestructura	Viga	30x60	117
Superestructura	Viga	35x70	103
Aislamiento	Viga	40x100	107
Subestructura	Viga	30x50	78
Subestructura	Viga	30x60	91
Subestructura	Viga	35x70	103
Superestructura	Columna	40x60	123
Superestructura	Columna	50x80	130
Superestructura	Columna	L-80x80x30	115
Superestructura	Columna	L-80x80x40	105
Aislamiento	Dado	100x107x107	200
Subestructura	Columna	40x60	126
Subestructura	Columna	50x80	186
Superestructura	Columna	L-80x80x30	115
Subestructura	Columna	L-80x80x40	105
Subestructura	Muro anclado	30cm	70

Tabla. 7.7: Ratios del edificio aislado

Nivel	Elemento	Tipo	Ratio (kg/m3)
Superestructura	Viga	30x50	152
Superestructura	Viga	30x60	118
Superestructura	Viga	35x70	133
Subestructura	Viga	30x50	91
Subestructura	Viga	30x60	90
Subestructura	Viga	35x70	133
Superestructura	Columna	20x60	130
Superestructura	Columna	40x60	112
Superestructura	Columna	50x80	134
Superestructura	Columna	30x30	135
Subestructura	Columna	40x60	240
Subestructura	Columna	50x80	173
Superestructura	Columna	30x30	135
Subestructura	Muro anclado	30cm	70
Subestructura	Placa	20cm	100
Superestructura	Placa	20cm	120

Tabla. 7.8: Ratios del edificio de base fija

ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD TOTAL
1.01	MUROS ANCLADOS		
1.01.01	Concreto f'c=350Kg/cm2	m3	765.07
1.01.02	Encofrado Normal y Desencofrado	m2	2,550.24
1.01.03	Acero fy=4200 Kg/cm2	kg	53,555.04
1.02	COLUMNAS		
1.02.01	Concreto f'c=210Kg/cm2	m3	182.40
1.02.02	Concreto f'c=280Kg/cm2	m3	167.03
1.02.03	Concreto f'c=350Kg/cm2	m3	134.06
1.02.04	Encofrado Normal y Desencofrado	m2	3,577.59
1.02.05	Acero fy=4200 Kg/cm2	kg	60,053.07
1.03	DADOS PARA AISLADORES		
1.03.02	Concreto f'c=280Kg/cm2	m3	68.38
1.03.04	Encofrado Normal y Desencofrado	m2	214.55
1.03.05	Acero fy=4200 Kg/cm2	kg	13675.46
1.04	VIGAS DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO		
1.04.01	Concreto f'c=280Kg/cm2	m3	139.31
1.04.02	Encofrado Normal y Desencofrado	m2	705.26
1.04.03	Acero fy=4200 Kg/cm2	kg	14,906.17
1.05	VIGAS SUPERESTRUCTURA		
1.05.01	Concreto f'c=210Kg/cm2	m3	540.89
1.05.02	Encofrado Normal y Desencofrado	m2	3,144.01
1.05.03	Acero fy=4200 Kg/cm2	kg	59,727.34
1.06	VIGAS SUBESTRUCTURA		
1.06.01	Concreto f'c=210Kg/cm2	m3	271.48
1.06.02	Encofrado Normal y Desencofrado	m2	1,578.08
1.06.03	Acero fy=4200 Kg/cm2	kg	25,658.13
1.07	AISLADORES		
1.07.01	Aisladores FPS	und	40

Tabla. 7.9: Resumen de metrados – Edificio Aislado

	Verticales	Horizontales	Total
Concreto (m3)	1,316.95	951.69	2,268.63
Encofrado (m2)	6,342.38	5,427.34	11,769.72
Acero (Kg)	127,283.57	100,291.65	227,575.21

Tabla. 7.10: Cantidades totales – Edificio Aislado

ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD TOTAL
1	ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO		
1.01	MURO ANCLADO		
1.01.01	Concreto f _c =350Kg/cm ²	m ³	532.24
1.01.02	Encofrado Normal y Desencofrado	m ²	1,774.13
1.01.03	Acero f _y =4200 Kg/cm ²	kg	37,256.63
1.02	COLUMNAS		
1.02.01	Concreto f _c =210Kg/cm ²	m ³	76.80
1.02.02	Concreto f _c =280Kg/cm ²	m ³	62.19
1.02.03	Concreto f _c =350Kg/cm ²	m ³	39.33
1.02.04	Encofrado Normal y Desencofrado	m ²	233.50
1.02.05	Acero f _y =4200 Kg/cm ²	kg	25,171.80
1.03	PLACAS DE CONCRETO		
1.03.01	Concreto f _c =210Kg/cm ²	m ³	185.06
1.03.02	Concreto f _c =280Kg/cm ²	m ³	166.41
1.03.03	Concreto f _c =350Kg/cm ²	m ³	174.65
1.03.04	Encofrado Normal y Desencofrado	m ²	4,302.48
1.03.05	Acero f _y =4200 Kg/cm ²	kg	59,641.74
1.04	VIGAS SUPERESTRUCTURA		
1.04.01	Concreto f _c =210Kg/cm ²	m ³	465.06
1.04.02	Encofrado Normal y Desencofrado	m ²	2,693.26
1.04.03	Acero f _y =4200 Kg/cm ²	kg	64,633.81
1.05	VIGAS SUBESTRUCTURA		
1.05.01	Concreto f _c =210Kg/cm ²	m ³	247.04
1.05.02	Encofrado Normal y Desencofrado	m ²	1,424.66
1.05.03	Acero f _y =4200 Kg/cm ²	kg	33,337.88

Tabla. 7.11: Resumen de metrados – Edificio Base Fija

	Verticales	Horizontales	Total
Concreto (m3)	1,236.68	712.10	1,948.78
Encofrado (m2)	6,310.10	4,117.92	10,428.02
Acero (Kg)	122,070.17	97,971.69	220,041.85

Tabla. 7.12: Cantidades totales – Edificio Base Fija

	Edificio aislado	Edificio base fija	Diferencia (%)
Concreto (m3)	2,268.63	1,948.78	+16.41
Encofrado (m2)	11,769.72	10,428.02	+12.87
Acero (Kg)	227,575.21	220,041.85	+3.42
Ratio Kg/m3	100.31	112.91	-12.6

Tabla. 7.13: Comparación de las cantidades totales

Empezando por lo más general, se puede apreciar que en cuanto a cantidades totales (sin incluir losas y cimentaciones), el edificio aislado incrementa los metrados de concreto y encofrado en 16.41% y 12.87% respectivamente, cuando se compara con el edificio de base fija. Esto significa que la eliminación de las placas no llega a compensar el aumento de metrados por los pedestales y vigas del sistema de aislamiento.

Al separar los metrados entre elementos verticales y horizontales, nos damos cuenta que en los primeros, las cantidades de concreto y encofrado son prácticamente iguales, mientras que para los elementos horizontales, el aumento del edificio aislado representa más del 30% y es causado por las vigas del sistema, las cuales son de gran sección y juntas suman 139m³.

Debe notarse, sin embargo, que la cantidad de acero total aumenta solo 3.42%, lo que quiere decir que el ratio global de acero por m³ de concreto en el edificio aislado es menor en 12.6%, gracias a que se pueden prescindir de estribos de confinamiento y otros requisitos adicionales del refuerzo para vigas y columnas en sistemas de muros estructurales de concreto (ACI 318-14, 2014)

Para acomodar la altura de los aisladores y las vigas de aislamiento, es necesario aumentar la altura del primer sótano, lo que repercute en el volumen de excavación masiva, que como se sabe, es una partida muy lenta, cara y está dentro de la ruta crítica del proyecto. Entonces, es probable que el plazo de construcción de los sótanos de un edificio aislado aumente ligeramente con respecto a uno de base fija, de manera que también se incrementarán los gastos generales. Es posible evitar este inconveniente si el aumento de altura se traslada a la superestructura, elevando el nivel de piso terminado del primer nivel.

En resumen, se puede concluir que para el edificio estudiado en esta tesis, la solución aislada tendrá un costo mayor que la de base fija por dos factores principales: mayores cantidades de concreto, encofrado y acero; y el costo adicional de los aisladores sísmicos. Es muy probable que las diferencias se acorten y hasta se reviertan en edificios esenciales puesto que el factor de importancia cuando se usa aislamiento sísmico es siempre 1.

8 CONCLUSIONES

Sobre modelamiento, análisis y resultados

- Se demostró que es posible satisfacer los requisitos esenciales del aislamiento sísmico; es decir, resistir sismos severos sin daños significativos en la estructura y sin daño extensivo en el contenido, utilizando aisladores de péndulo friccional simple (FPS). Para cuantificar estos objetivos de desempeño, se siguió la metodología del HAZUS® MH 2.1 (FEMA, 2013), que recomienda que para una edificación como la estudiada, las derivas y aceleraciones de piso no sobrepasen de 0.0033 y 0.6g, respectivamente. Tanto en el análisis espectral como en el tiempo-historia los valores de estas variables no superaron lo establecido como objetivo.
- El uso de aislamiento sísmico permitió mejorar notablemente el comportamiento estructural del edificio estudiado cuando se compara con una solución convencional. En efecto, las derivas máximas se redujeron de 3.6‰ a 3‰ en X-X y de 5.7 ‰ a 2.1 ‰ en Y-Y. Además, las aceleraciones de piso máximas en el último nivel pudieron reducirse de 1.57g a 0.51g.
- Se comentó a lo largo de la tesis que los resultados del análisis espectral no eran del todo fiables puesto que no tomaban en cuenta la pronunciada no-linealidad de los aisladores de péndulo friccional. Luego de la comparación que se hizo en el capítulo 7, se comprobó que cuando se hace un análisis tiempo-historia no lineal, las derivas, y sobre todo, las aceleraciones, se amplifican notoriamente. Por lo tanto, se recomienda que se deje cierta holgura (derivadas al 70% y aceleraciones al 25%) entre las respuestas máximas obtenidas de un análisis espectral y las requeridas por objetivos de desempeño, antes de realizar el análisis tiempo historia.
- El requerimiento del ASCE 7-10 (ASCE, 2010) de que el V_s sea mayor que 1.5 veces la fuerza necesaria para activar el sistema de aislamiento representa una desventaja para los aisladores de péndulo friccional pues este cortante es bastante mayor que el obtenido del análisis espectral. En el caso de esta tesis, dado que la fricción máxima se tomó como 0.05, el cortante mínimo fue de 7.5% del peso de la estructura sobre el aislamiento, lo que equivale a utilizar un factor de reducción prácticamente igual a 1. Esto se aprovechó para reducir los

requisitos de ductilidad y diseñar el edificio como pórticos ordinarios de concreto armado, los cuales requieren un R menor o igual a 1.125.

- Al modelar los elementos *Friction Isolator* en el ETABS (ETABS, 2013), se pudo notar que la rigidez vertical y la tasa de variación de la fricción en función de la velocidad no influyen de manera apreciable en las respuestas máximas, lo cual guarda relación con la bibliografía consultada; sin embargo, algunos fabricantes como FIP INDUSTRIALE (FIP, 2013) consideran que el factor que sí influye considerablemente en el comportamiento del aislador es la variación de la fricción por la presión de contacto. Lamentablemente, el programa ETABS (ETABS, 2013) no toma en cuenta esta variación. Por lo tanto, se estimó para el modelo de esta tesis, que como no se trataba de un edificio esbelto, las variaciones de carga axial por sismo no serían demasiado importantes, por lo que se podría trabajar con las presiones de reposo.
- Cuando se realizaban las primeras “corridas” del análisis tiempo-historia, se consideraron fricciones iniciales más altas, lo que dificultaba el deslizamiento y generaba comportamientos erráticos (se “trababan” los aisladores). Cuando se notó este efecto, se bajaron las fricciones, con lo que se obtuvieron lazos histeréticos con curvas más suaves y acordes con la teoría.

Sobre cantidades, secciones y costos

- Los metrados de los elementos verticales resultaron prácticamente iguales en la solución aislada y en la de base fija, lo que significa el aumento de metrados por los pedestales para los aisladores llega a equipararse con la reducción de metrados por la eliminación de muros de corte. Lo anterior no sucede con los elementos horizontales, los cuales aumentan hasta en 30% sus metrados de encofrado y concreto por el uso del aislamiento sísmico, lo cual se explica por las grandes secciones que tienen las vigas de aislamiento (40x100).
- El volumen de excavación masiva aumenta cuando se usa aislamiento sísmico pues se requieren una altura adicional para los aisladores y los pedestales inferiores. Esto significa un incremento de la profundidad de los sótanos. Dado que la partida mencionada es tan costosa y está dentro de la ruta crítica, podría pensarse en trasladar ese aumento de altura por el sistema de aislamiento a la superestructura, siempre y cuando el arquitecto del proyecto permita subir las cotas de los pisos.

- El ratio global de kilogramos de acero por metro cúbico de concreto se reduce en 12.6% para la solución aislada en comparación con la de base fija, por la menor necesidad de ductilidad, lo que permitió prescindir de estribos de confinamiento y otros requisitos adicionales del capítulo 21 de la Norma NTE. 060 (SENCICO, 2006). Debe notarse que esto solo es posible cuando se diseña con un sistema de pórticos ordinarios de concreto reforzado, el cual está asociado a un factor de reducción de 1.125 como máximo.
- Gracias a la utilización del sistema de aislamiento se pudieron eliminar al 100% los muros de corte sin que esto significara tener mayores derivas. Se puede concluir, entonces, que para edificios con alturas y uso similares, esta tecnología permite mayor flexibilidad arquitectónica, al dejar más espacios libres.
- Los aisladores de péndulo de fricción simple concentran los efectos P-Delta en una sola dirección según se orienten estos dispositivos, lo que les da una ventaja en comparación con otros tipos de aisladores porque solo se necesita un nivel de vigas de aislamiento. Es evidente que al soportarse los momentos de segundo orden con la mitad de vigas, estas deberán ser de mayor sección y deberán tener mayor refuerzo; aun así, el construir un nivel de vigas de aislamiento en lugar de dos repercute en un menor plazo y menores gastos generales.
- Para el edificio estudiado en esta tesis, la solución aislada tendría un costo mayor que la de base fija por dos factores principales: mayores cantidades de concreto, encofrado y acero; y el costo adicional de los aisladores sísmicos. Es muy probable que las diferencias se acorten y hasta se reviertan en edificios esenciales puesto que el factor de importancia cuando se usa aislamiento sísmico es siempre 1. Se concluye, que el mayor potencial de esta tecnología está en los edificios con objetivos de desempeño más ambiciosos.

9 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI)
(2014) ACI 318-14: Building code requirements for structural concrete. Farmington Hills. American Concrete Institute.
2. AL-HUSSAINI, Tahmeed; ZAYAS, Victor & CONSTANTINOU, Michalakis
(1994) Seismic isolation of multi-story frame structures using spherical sliding isolation systems. Buffalo. Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research.
3. ALMAZÁN, José Luis & DE LA LLERA, Juan Carlos
(2003) Accidental torsion due to overturning in nominally symmetric structures isolated with the FPS. New York. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 32 (6), pp. 919-948.
4. ALMAZÁN, José Luis & DE LA LLERA, Juan Carlos
(2003) An experimental study of nominally symmetric and asymmetric structures isolated with the FPS. New York. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 32 (6), pp. 891-918.
5. AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERING
(2010) Minimum design load for buildings and other structures. Renton, Virginia. ASCE 7-10. ASCE Standard.
6. ARRIAGADA, Jaime
(2005) Aislación sísmica de un edificio de oficinas de siete pisos. Valdivia, 2005. Universidad Austral de Chile
7. BOORE, David; BOMMER, Julian
(2005) Processing of strong-motion accelerograms: needs, options and consequences. New York. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 25, no 2, p. 93-115.
8. BOZA, Zuen; GALÁN, Danny
(2013) Diseño de un edificio aporricado con disipadores en arreglo Chevron. Pontificia Universidad Católica del Perú

9. CHOPRA, Anil K.
(2007) Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering, 3rd edition. New Jersey. Prentice Hall.
10. COMPUTERS AND STRUCTURES, Inc.
(2009) ETABS Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Building Systems. Berkeley. CSI.
11. COMPUTERS AND STRUCTURES, Inc.
(2013) CSI Analysis reference manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSI Bridge. Berkeley. CSI.
12. CONSTANTINOU, Michalakis, MOHKA, Anoop & REINHORN, Andrei
(1990) Teflon bearings in base isolation I. Testing. Journal of structural engineering. New York. 116 (2), pp.438-454
13. CONSTANTINOU, Michalakis, MOHKA, Anoop & REINHORN, Andrei
(1990) Teflon bearings in base isolation II. Modeling. Journal of structural engineering. New York. 116 (2), pp. 455-474
14. CONSTANTINOU, Michalakis & WOLFF, Eric
(1999) Property modification factors for seismic isolation bearings. Buffalo. Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research
15. EARTHQUAKE PROTECTION SYSTEMS
(2011) Example building applications [Brochure]
<<<http://earthquakeprotection.com/buildings.html>>>
16. FENZ, Daniel & CONSTANTINOU, Michalakis.
(2006) Behavior of the double concave friction pendulum bearing. Earthquake engineering and structural dynamics. New York. Vol. 35, no 11, p. 1403-1424.
17. FENZ, Daniel M.; CONSTANTINOU, Michalakis
(2008) Modeling triple friction pendulum bearings for response-history analysis. Earthquake Spectra, vol. 24, no 4, p. 1011-1028.

18. FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (FEMA)
(2013) Multi-Hazard Loss Estimation Methodology HAZUS ® MH 2.1 Earthquake Model. Washington D.C. Federal Emergency Management Agency.
19. FIP INDUSTRIALE
(2013) Curved surface slider [Brochure del producto]. Selvazzano. FIP
20. INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACIÓN
(2003) Norma técnica NCH2745-Análisis y diseño de edificaciones con aislación sísmica. Santiago de Chile. INN
21. KIRCHER, Charles
(2012) 2009 NEHRP Design examples: Chapter 12-Seismic isolated structures. Washington D.C. Federal Emergency Management Agency.
22. KORSWAGEN, Paul; ARIAS, Julio & HUARINGA, Pamela
(2012) Análisis y diseño de estructuras con aisladores sísmicos en el Perú. Tesis de licenciatura con mención en Ingeniería Civil. Lima. Pontificia Universidad Católica del Perú
23. MOHKA, Anoop, AMIN, Navichandra, CONSTANTINO, Michalakis. & ZAYAS, Víctor.
(1996) Seismic isolation retrofit of large historic building. Journal of Structural Engineering, 122(3), 298-308.
24. MORGAN, Troy & MAHIN, Stephen
(2011) The Use of Base Isolation Systems to Achieve Complex Seismic Performance Objectives. Pacific Earthquake Engineering Research Center. Berkeley. University of California.
25. MUÑOZ, Alejandro.
(1999) Ingeniería sismorresistente. Lima. Textos PUCP.

26. MUÑOZ, Alejandro; QUIUN, Daniel & TINMAN, Marcos.
(2011) Planos de estructuras del Edificio de oficinas Torre 29. Lima.
Prisma Ingenieros
27. OTTAZZI, Gianfranco
(2013) Apuntes del Curso Concreto Armado 1. Décimo cuarta Edición.
Lima. Textos PUCP.
28. RABIEI, Montazar. & KHOSHNOUDIAN, Farmarz.
(2011) Response of multistory friction pendulum base isolated
buildings including the vertical component of earthquakes.
Toronto. Canadian Journal of Civil Engineering, 38 (10), pp.
1045-1059.
29. ROUSSIS, Panayiotis & CONSTANTINOU, Michalakis
(2005) Experimental and analytical studies of structures seismically
isolated with an uplift-restraint isolation system. Buffalo.
Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research
30. SCHELLER, Joel, & CONSTANTINOU, Michalakis
(1999) Response history analysis of structures with seismic isolation
and energy dissipation systems: verification examples for
program SAP2000. Buffalo. Multidisciplinary Center for
Earthquake Engineering Research
31. SEISMOSOFT
(2013) SeismoMatch V2.1.0. Software para el ajuste de
acelerogramas con espectros. Pavia. Seismosoft.
32. SEISMOSOFT
(2013) SeismoSignal V5.1.0. Software para la corrección y filtrado de
acelerogramas. Pavia. Seismosoft.
33. SERVICIO NACIONAL DE CAPACITACIÓN PARA LA INDUSTRIA DE LA
CONSTRUCCIÓN
(2009) Norma técnica de edificaciones-E060: Concreto Armado. Lima.
SENCICO.

34. SERVICIO NACIONAL DE CAPACITACIÓN PARA LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCIÓN
(2013) Proyecto de norma E030: Diseño Sismorresistente. Lima. SENCICO.
35. SYMANS, Michael
(2009) Seismic protective systems: Seismic Isolation [Diapositivas]. Washington D.C. Instruction material complementing FEMA 451, Design examples.
36. TOUAILLON, James
(1870) Improvement in Buildings. Letters Patent No. 99,973. Washington D.C. United States Patent Office.
37. WANG, Yen-Po
(2002) Fundamentals of seismic base isolation. Hsinchu. International training program for seismic design of building structures, Taiwan.
38. WOLFF, Eric & CONSTANTINOU, Michael
(2004) Experimental study of seismic isolation systems with emphasis on secondary systems. Buffalo. Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research.
39. ZAYAS, Victor & LOW, Stanley.
(2000) Seismic isolation for strong, near-field earthquake motions. 12th World Conference on Earthquake Engineering.
40. ZAYAS, Victor & LOW, Stanley
(1987) The FPS Earthquake resisting system. Earthquake engineering Research Center

LISTA DE FIGURAS

Ítem	Descripción	Referencia
Figura 2.1	Estructura convencional vs Estructura Aislada	Traducido de 34*
Figura 2.2.a	Efectos del aislamiento en la base en espectro de aceleraciones	Traducido de 34*
Figura 2.2.b	Efectos del aislamiento en la base en espectro de desplazamientos	Traducido de 34*
Figura 2.3	Influencia del aislamiento en el cortante basal para un suelo rígido y uno blando	Traducido de 34*
Figura 2.4	Juntas de separación para permitir el desplazamiento de la interfaz de aislamiento	Imagen propia
Figura 2.5	Dados de concreto y vigas de concreto	Imagen propia
Figura 2.6	Juntas de separación para el ascensor	Imagen propia
Figura 3.1	Péndulo de fricción simple	14*
Figura 3.2	Sistema de péndulo de fricción resistente a la tracción	28*
Figura 3.3	Esquema de funcionamiento del sistema de péndulo doble	15*
Figura 3.4	Foto y esquema del sistema de péndulo triple	23*
Figura 3.5	Esquema del aislador FPS	Traducido de 34*
Figura 3.6	Diagrama de equilibrio idealizado del deslizador	23*
Figura 3.7	Función signo y superposición de fuerzas	34*
Figura 3.8	Lazo histerético del FPS	34*
Figura 3.9	Configuración del FPS para transmitir los efectos P-Delta a la subestructura	20*
Figura 3.10	Variación del coeficiente de fricción con la velocidad y la presión	11*
Figura 3.11	Variación del coeficiente de fricción con la presión y el tipo de teflón	11*
Figura 4.1	Capacidad del sistema de aislamiento vs. Demanda Sísmica	20*
Figura 4.2	Desplazamientos de diseño, máximo y total máximo	20*
Figura 4.3	Diagrama de flujo para cálculo de Dd y demás parámetros	Elaboración propia

Figura 4.4	Esquema del aislador FPS	Elaboración propia
Figura 4.5	Vista en planta del aislador	Elaboración propia
Figura 5.1	Planta del piso típico del edificio de base fija	Elaboración propia en ETABS (10*)
Figura 5.2	Planta del sótano típico del edificio de base fija	Elaboración propia en ETABS (10*)
Figura 6.1	Elevación del nivel de aislamiento (edificio)	Elaboración propia
Figura 6.2	Elevación del nivel de aislamiento para ascensores.	Elaboración propia
Figura 6.3	Planta del Nivel de Aislamiento	Elaboración propia en ETABS (10*)
Figura 6.4	Planta del Piso Típico del edificio aislado	Elaboración propia en ETABS (10*)
Figura 6.5	Planta del Sótano Típico del edificio aislado	Captura de pantalla en ETABS (10*)
Figura 6.6	Ventana principal del elemento link FPS T1 para el análisis en rigidez máxima	Captura de pantalla en ETABS (10*)
Figura 6.7	Definición de las propiedades P-Delta	Captura de pantalla en ETABS (10*)
Figura 6.8	Definición de las propiedades axiales del aislador	Captura de pantalla en ETABS (10*)
Figura 6.9	Definición de propiedades laterales de aislador	Captura de pantalla en ETABS (10*)
Figura 6.10	Vista 3D del modelo aislado	Elaboración propia en ETABS (10*)
Figura 6.11	Deformada del primer modo, asociado al periodo fundamental en X	Elaboración propia en ETABS (10*)
Figura 6.12	Deformada del tercer modo, asociado al periodo fundamental en Y	Elaboración propia en ETABS (10*)
Figura 6.13	Distribución de los aisladores en el sistema de aislamiento	Elaboración propia en ETABS (10*)
Figura 6.14	Distribución de los aisladores en el sistema de aislamiento de los ascensores	Elaboración propia en ETABS (10*)
Figura 6.15	Espectro de aceleraciones y espectro de desplazamientos sin escalar	Elaboración propia en SeismoMatch (30*)
Figura 6.16	Espectro de aceleraciones y espectro de desplazamientos escalados	Elaboración propia en SeismoMatch (30*)
Figura 6.17	Diagrama de fuerzas cortantes para el sismo de Chile 2010 en X-X	Elaboración propia en ETABS (10*)
Figura 6.18	Diagrama de fuerzas cortantes para el sismo de Chile 2010 en Y-Y	Elaboración propia en ETABS (10*)
Figura 6.19	Derivas de entrepiso.	Elaboración propia en ETABS (10*)

Figura 6.20	Comparación entre las aceleraciones de la base y del último piso.	Elaboración propia en ETABS (10*)
Figura 6.21	Diagrama de desplazamiento del aislador AL-1, del registro sintético ARTIF-5	Elaboración propia en ETABS (10*)
Figura 6.22	Diagrama de velocidad del aislador AL-1, del registro sintético ARTIF-5	Elaboración propia en ETABS (10*)
Figura 6.23	Aceleraciones en el aislador AL-1, del registro sintético ARTIF-5	Elaboración propia en ETABS (10*)
Figura 6.24	Lazo histerético del aislador AL-1, sismo de Chile 2010, escalado a 0.45g	Elaboración propia en ETABS (10*)
Figura 6.25	Lazo histerético del aislador ACL-5, sismo de Pisco 2007, escalado a 0.675g	Elaboración propia en ETABS (10*)
Figura 6.26	Energía del sismo disipada por la estructura	Elaboración propia en ETABS (10*)
Figura 6.27	Esquema del aislador AC-9 (Aislador central)	Elaboración propia

* Ver referencias bibliográficas



LISTA DE TABLAS

Ítem	Descripción	Referencia
Tabla 3.1	Especificaciones técnicas para apoyos deslizantes de teflón y acero inoxidable	Traducido de 11*
Tabla 4.1	Relación entre el porcentaje de amortiguamiento efectivo y el factor B	5*
Tabla 4.2	Valores mínimos para análisis dinámicos	Elaboración propia
Tabla 4.3	Parámetros de respuesta y para análisis dinámicos	Elaboración propia
Tabla 5.1	Parámetros sísmicos	Elaboración propia
Tabla 5.2	Participación de cada modo y acumulada en ambas direcciones	Elaboración propia
Tabla 5.3	Tabla usada para el cálculo de los cortantes estáticos	Elaboración propia
Tabla 5.4	Cortantes del análisis espectral	Elaboración propia
Tabla 5.5	Cortantes estáticos y espectrales	Elaboración propia
Tabla 5.6	Escalamiento de los cortantes para el diseño	Elaboración propia
Tabla 5.7	Derivas en el edificio de base fija	Elaboración propia
Tabla 5.8	Aceleraciones de piso en cada dirección (R=1)	Elaboración propia
Tabla 5.9	Desplazamientos máximos y promedios en la dirección X-X	Elaboración propia
Tabla 5.10	Desplazamientos máximos y promedios en la dirección Y-Y	Elaboración propia
Tabla 6.1	Peso sísmico por nivel y peso total	Elaboración propia
Tabla 6.2	Coeficientes de fricción de los FPS	Elaboración propia
Tabla 6.3	Ejemplo de iteración	Elaboración propia
Tabla 6.4	Resultados de iteración	Elaboración propia
Tabla 6.5	Dimensiones en planta y excentricidades	Elaboración propia
Tabla 6.6	Desplazamientos totales en cada dirección	Elaboración propia
Tabla 6.7	Desplazamientos totales finales	Elaboración propia
Tabla 6.8	Valores mínimos de cortante	Elaboración propia

Tabla 6.9	Valores mínimos del procedimiento de la fuerza lateral equivalente	Elaboración propia
Tabla 6.10	Valores mínimos para los análisis dinámicos	Elaboración propia
Tabla 6.11	Valores mínimos de desplazamientos para un análisis dinámico	Elaboración propia
Tabla 6.12	Valores mínimos de cortante para un análisis dinámico	Elaboración propia
Tabla 6.13	Rigideces y coeficientes de amortiguamiento equivalentes para cada tipo de aislador	Elaboración propia
Tabla 6.14	Participación modal para el sismo de diseño en rigidez máxima	Elaboración propia
Tabla 6.15	Cortantes basales para el sismo de diseño en X-X e Y-Y	Elaboración propia
Tabla 6.16	Cortantes basales para el sismo máximo en rigidez máxima	Elaboración propia
Tabla 6.17	Derivas de entrepiso para el sismo de diseño en rigidez máxima	Elaboración propia
Tabla 6.18	Aceleraciones de piso máximas en el sismo de diseño	Elaboración propia
Tabla 6.19	Desplazamientos máximos de cada grupo de aisladores en la dirección X-X	Elaboración propia
Tabla 6.20	Desplazamientos máximos de cada grupo de aisladores en la dirección Y-Y	Elaboración propia
Tabla 6.21	Datos de las señales corregidas y escaladas utilizadas para el análisis	Elaboración propia
Tabla 6.22	Valores de la fuerza cortante en la dirección X-X y cortante basal	Elaboración propia
Tabla 6.23	Valores de la fuerza cortante en la dirección Y-Y y cortante basal	Elaboración propia
Tabla 6.24	Valores de las derivas máximas de entrepiso en la dirección X-X	Elaboración propia
Tabla 6.25	Valores de las derivas máximas de entrepiso en la dirección Y-Y	Elaboración propia
Tabla 6.26	Valores promedio de las aceleraciones pico por nivel, en la dirección X-X	Elaboración propia
Tabla 6.27	Valores promedio de las aceleraciones pico por nivel, en la dirección Y-Y	Elaboración propia
Tabla 6.28	Desplazamientos para cada tipo de aislador en la dirección X-X, para sismo de diseño	Elaboración propia
Tabla 6.29	Desplazamientos para cada tipo de aislador en la dirección Y-Y, para sismo de diseño	Elaboración propia
Tabla 6.30	Desplazamientos para cada tipo de aislador en la dirección X-X, para sismo máximo	Elaboración propia

Tabla 6.31	Desplazamientos para cada tipo de aislador en la dirección Y-Y, para sismo máximo	Elaboración propia
Tabla 6.32	Tabla resumen con los valores obtenidos del análisis del sismo de diseño	Elaboración propia
Tabla 6.33	Tabla resumen con los valores obtenidos del análisis del sismo máximo	Elaboración propia
Tabla 6.34	Modelos utilizados para el diseño y el aislador más crítico	Elaboración propia
Tabla 6.35	Cargas para cada modelo de aislador	Elaboración propia
Tabla 6.36	Combinaciones de carga utilizadas para el diseño y verificación de la estabilidad	Elaboración propia
Tabla 6.37	Cuadro resumen de los aisladores diseñados	Elaboración propia
Tabla 7.1	Participación de los tres primeros modos en ambas soluciones	Elaboración propia
Tabla 7.2	Comparación de derivas de entrepiso	Elaboración propia
Tabla 7.3	Factor de reducción de derivas por el uso de aisladores	Elaboración propia
Tabla 7.4	Factor de amplificación entre el análisis tiempo historia y el espectral	Elaboración propia
Tabla 7.5	Comparación de cortantes de entrepiso	Elaboración propia
Tabla 7.6	Comparación de aceleraciones	Elaboración propia
Tabla 7.7	Ratios de acero del edificio aislado	Elaboración propia
Tabla 7.8	Ratios de acero del edificio de base fija	Elaboración propia
Tabla 7.9	Resumen de metrados - Edificio Aislado	Elaboración propia
Tabla 7.10	Cantidades totales - Edificio Aislado	Elaboración propia
Tabla 7.11	Resumen de metrados - Edificio de base fija	Elaboración propia
Tabla 7.12	Cantidades totales - Edificio de base fija	Elaboración propia

* Ver referencias bibliográficas