

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS
CON AISLADORES SÍSMICOS EN EL PERÚ

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

Paul Alexander Korswagen Eguren

Julio César Arias Ricse

Pamela Grace Huaranga Huamaní

Asesor: Ing. Juan Antonio Montalbetti

Lima, septiembre de 2012

Resumen

La aislación de edificaciones consiste en colocar una interfase flexible entre el suelo y la estructura de forma que se reduzcan considerablemente las solicitaciones sísmicas a las que ésta estaría sometida. Así, se puede optar por un diseño con un factor de reducción de fuerza sísmica menor y se puede obtener como resultado una edificación que no sufrirá daños y permanecerá totalmente operativa durante y después de un evento sísmico. Las reducidas aceleraciones también protegen a los elementos no estructurales y a los contenidos de la edificación.

Los aisladores son dispositivos que cuentan con una elevada rigidez a cargas verticales, pero son flexibles frente a solicitaciones laterales. Por consiguiente, las fuerzas transmitidas a la estructura por un sismo severo generan desplazamientos del orden de 25 centímetros en la interfase de aislación, pero derivas significativamente menores en la superestructura.

Esta tesis se enfoca en el uso de aisladores elastoméricos, los cuales aprovechan la flexibilidad de un material similar al caucho para conseguir una baja rigidez lateral, pero lo combinan con planchas de acero para elevar la rigidez vertical.

Al realizar un análisis del comportamiento de diferentes tipos de estructuras con aisladores, se comprobó que ciertas estructuras se benefician de la aislación más que otras, siendo la esbeltez y el periodo de vibración los factores más influyentes. Como ventaja adicional a la reducción de las fuerzas, se ha encontrado, por ejemplo, que la aislación concentra la participación modal a sólo un modo por cada dirección, reduciendo así, la incertidumbre del comportamiento sísmico.

Luego, se seleccionó una de las estructuras analizadas y se diseñó con el fin de observar las ventajas en el comportamiento estructural y diferencias en los costos. Se observó que el uso de concreto y acero en la superestructura disminuye, pero aumenta en la cimentación. En términos de costo, no se estima una reducción importante, sino un incremento debido a los aisladores. No obstante, deben cuantificarse los costos indirectos como las pólizas de seguros y el costo de cese de operación de una estructura esencial durante una emergencia como ventajas económicas.

Finalmente, se incluye un detalle del procedimiento y recomendaciones para el diseño.

Agradecimientos

A:

Juan Antonio Montalbetti, por su constante asesoría,

Maribel Burgos, por compartir información valiosa,

Antonio Blanco Blasco, por los planos de estructuras del Instituto del Niño, que se ha tomado como edificio central de la tesis,

Alejandro Muñoz y Prisma, por los planos de algunos edificios,

Ernesto Valle, por los planos de algunos edificios,

Iván Izquierdo, por los planos de algunos edificios,

COSAPI, por dar lugar a la charla que inspiró este tema de tesis,

César Huapaya y Guillermo Zavala, por guiar los cursos de proyecto de fin de carrera.

Índice

1. Introducción	1
2. Objetivos, alcances y metodología	2
3. Investigación bibliográfica	3
3.1.Historia y desarrollo de los aisladores	3
3.2.Tipos y comportamiento de aisladores	6
3.2.1.Elastoméricos	7
3.2.2.Sistema de péndulo friccional	13
3.3.Comportamiento del sistema aislado	16
3.4.Consideraciones generales para el diseño	22
3.5.Normas técnicas de diseño	25
3.5.1. FEMA	25
3.5.2. UBC	27
3.5.3. Norma Chilena NCh-2745	29
3.5.4. Observaciones sobre las Normas	33
4. Análisis de modelos de estructuras aisladas	35
4.1.Criterios para la elección de estructuras	35
4.2.Consideraciones y criterios de modelamiento	41
4.2.1.Capacidad de carga	41
4.2.2.Rigidez lateral y desplazamiento máximo	41
4.2.3.Diafragma rígido	42
4.3.Procedimiento de diseño de los aisladores	42
4.3.1.Consideraciones iniciales	42
4.3.2.Procedimiento	43
4.4.Análisis Dinámico	45
4.4.1.Espectro de la NPDSR	46
4.4.2.Análisis tiempo-historia	48
4.4.2.1.Señales utilizadas	49
4.5.Modelamiento en software	52
4.6.Resultados obtenidos y comentarios	54
5. Diseño de estructuras con aisladores	69
5.1.Criterios para la elección de la estructura	69
5.2.Obtención de fuerzas de diseño para la superestructura	70
5.3.Estructuración del edificio a diseñar	71
5.4.Diseño del sistema de aislación	73
5.5.Rediseño de la superestructura	75
5.5.1.Diseño de vigas	75

5.5.2.Diseño de columnas	77
5.5.3.Diseño de placas	80
5.6.Diseño de diafragma rígido y vigas de conexión	81
5.7.Diseño de la cimentación	83
5.8.Comparación entre diseños	84
6. Uso de aisladores en estructuras peruanas	87
6.1.Factibilidad de uso eficiente	87
6.2.Comentarios sobre el espectro de la Norma	88
6.3.Recomendaciones y Conclusiones	90
7. Bibliografía	92

1. Introducción

El Perú es un país sísmico y por ende, toda estructura debe ser diseñada para resistir este tipo de solicitaciones. El objetivo de la ingeniería sismorresistente es la protección de la vida y así, su evolución sólo puede tender a la mejora del comportamiento sísmico de las edificaciones para reducir el riesgo de colapso. Por otro lado, se debe asegurar el funcionamiento de aquellas edificaciones vitales en caso de una emergencia, cambiando el objetivo de diseño para mantener la operatividad de este tipo de estructuras. Sin embargo, diseñar edificaciones convencionales que no sufran daños durante un sismo puede resultar muy costoso o difícil si la estructura planteada interfiere con los requerimientos arquitectónicos, mecánicos, etc.

En consecuencia, para mejorar el comportamiento de ciertas edificaciones e incluso poder diseñar a fin de evitar cualquier daño a la estructura y sus contenidos, conviene considerar un sistema de aislamiento que modifique las características dinámicas de la estructura. Esta tesis observa la implementación de sistemas de aislación en estructuras peruanas reales y se involucra con el procedimiento de diseño de una estructura aislada.

2. Objetivos, Alcance y Metodología

Los objetivos principales de esta tesis consisten en elaborar una investigación bibliográfica comprensiva acerca de los tipos, comportamientos y consideraciones en el uso de aisladores sísmicos; comparar el comportamiento de varios modelos para determinar la influencia de los aisladores; rediseñar una estructura con el sistema de aisladores sísmicos y evaluar las diferencias en el diseño final y, desarrollar pautas simplificadas para determinar la factibilidad estructural de inclusión de aisladores sísmicos en estructuras en el Perú.

Inicialmente se busca compilar información acerca de los métodos para mejorar el comportamiento sísmico de las estructuras, enfocándose en los aisladores, los tipos, propiedades, usos y ventajas; para luego detallar las consideraciones que se deben tomar al diseñar una estructura con aisladores.

Se elegirá un tipo de aislador sobre el cuál se centrará el análisis. Luego, se identificarán las mejores formas para el modelamiento de estos en un programa de análisis no lineal (ETABS). Se buscará modelar distintos tipos de estructuras: de muros de corte, aporticadas, duales y con diferentes relaciones de esbeltez, para así poder hacer observaciones sobre la influencia de los aisladores en el comportamiento de la estructura (desplazamientos, fuerzas, modos de vibración, etc.).

Luego, como caso práctico, se seleccionará el diseño de una estructura existente y se rediseñará con aisladores (estructuración, modelo, análisis y diseño). No se tomará en cuenta el aspecto geotécnico del diseño de la cimentación, pero sí la distribución de los aisladores y los elementos estructurales, y los planos de rigidez necesarios para la ubicación de los aisladores.

Finalmente, se desea llegar a pautas simples que permitan al proyectista determinar la factibilidad estructural de la aplicación de aisladores en un proyecto de manera preliminar; y, sugerir parámetros de cálculo y factores de reducción que faciliten el primer diseño de una estructura.

3. Investigación Bibliográfica

3.1 Historia y Desarrollo de los Aisladores

El concepto de aislación sísmica ha sido desarrollado desde hace más de 100 años; sin embargo, recién en los últimos 40 años se ha ido difundiendo para ser aplicado de forma práctica y sólo en los últimos 15 años su aplicación se ha ido incrementando de forma exponencial por el buen desempeño que presentaron los pocos edificios aislados ante los sismos.

En el año 1909 J.A. Calantarients del Reino Unido le escribió una carta al Director del servicio sismológico de Chile, en la cual, afirmaba que un edificio esencial podía construirse en un país sísmico con total seguridad si es que había una junta entre la base de la estructura y el suelo rellena de un material fino (arena, mica o talco) que le permitiese deslizarse durante el evento sísmico; esto hace que las fuerzas horizontales transmitidas a la estructura se reduzcan y como consecuencia no colapse. A lo que el investigador hacía referencia era un concepto primitivo de aislación sísmica.

El inglés John Milne, quien fue profesor de Ingeniería de Minas en la Universidad de Tokyo entre 1876 y 1895, realizó varios experimentos de aislación sísmica: instrumentaba una estructura aislada sísmicamente y la sometía a un movimiento sísmico. En 1885 escribió un reporte describiendo su primer experimento a la Asociación Británica de Avance de la Ciencia. En ese primer experimento, la estructura estaba construida sobre unas esferas de deslizamiento de 10 pulgadas de diámetro; sin embargo, aparentemente el edificio no tenía un buen desempeño frente a cargas de viento así que volvió a realizar el ensayo varias veces hasta que determinó que para esferas de diámetro de $\frac{1}{4}$ de pulgada la estructura se volvía estable para cargas de viento.

En el último siglo se han buscado diversos mecanismos que sirvan para desacoplar a la estructura del suelo con el objetivo de reducir las fuerzas y como consecuencia los daños. En 1996 James M. Kelly da a conocer tres ejemplos de los primeros edificios aislados. Dos de ellos fueron construidos sobre esferas: un edificio en Sevastopol, Ucrania y un edificio de cinco pisos en México; y el tercero, un edificio de cuatro pisos para el observatorio sismológico del estado de Beijing sobre una capa de arena. En 1992, Eisenberg, describe a un edificio construido en 1959 en Ashkhabad, Turkmenistán, el cual, estaba suspendido por cables. En 1969 se construyó el primer edificio aislado con bloques de caucho: la escuela Pestalozzi de tres pisos hecha de concreto en Skopje, Yugoslavia.

A finales de la década de los 70' unos pocos edificios aislados fueron construidos en Japón. Fue el inicio del desarrollo de los SREI (Steel reinforced elastomer isolator), en los cuales, se vulcanizan las capas de caucho y las placas de acero intercaladas con el fin de aumentar la rigidez vertical. Hasta el año 1985 sólo tres proyectos habían sido completados. Entre 1985 y 1994, durante el boom de la economía japonesa, el número de edificios aislados empezó a incrementarse a razón de 10 edificios por año.

En 1978 se construyó en viaducto de Toe-toe en North Island, en Nueva Zelanda. Fue la primera estructura con aisladores sísmicos hechos con capas intercaladas de caucho y acero con un núcleo de plomo en el centro para que ayude a disipar la energía. Este tipo de aisladores llamados LRB (Lead Rubber Bearing) son de amplio uso actualmente.

Un pequeño número de edificios aislados fueron construidos en Nueva Zelanda e Italia principalmente por ser muy importantes. En 1981 se terminó el primer edificio aislado con LRB: Edificio William Clayton en Wellington, Nueva Zelanda.

El primer edificio aislado en los Estados Unidos es Foothills Communities Law and Justice Center (FCLJC) ubicado en el Rancho Cucamonga, Los Ángeles. Este edificio construido a inicios de 1984 y terminado a mediados de 1985 fue hecho sobre aisladores elaborados con caucho de alto amortiguamiento natural. El mismo sistema de aisladores de alto amortiguamiento fue empleado en el Fire Command and Control Facility (FCCF).

En Estados Unidos el proceso de la elaboración de códigos que incluyeran pautas para el diseño con aisladores sísmicos empezó con una simple publicación de la Asociación de Ingenieros estructurales del Norte de California llamada "Tentative Seismic Isolation Design Requirements" (SEAOC 1986), la cual, se basaba principalmente en el diseño con métodos estáticos. En el año 1990 los miembros del comité sismológico del SEAOC deciden incluir en su "Blue Book", un apéndice con los requerimientos de "General Requirements for the Design and Construction of Seismic Isolated Structures". Esta publicación fue considerablemente modificada y se incluyó como un apéndice no obligatorio del capítulo 23 en la versión del año 1991 del UBC (Uniform Building Code) con el nombre de "Earthquake Regulations for Seismic-Isolated Structures". Tanto el comité sismológico del SEAOC como el del UBC han ido revisando periódicamente sus códigos y han ido actualizándolos (SEAOC 1996, UBC 1994 y 1997). En las últimas versiones el diseño se basa fundamentalmente en el análisis dinámico de las estructuras. Por otro lado, por encargo del Consejo de Seguridad Sísmica para Edificios, se incorporaron los requerimientos para el diseño de estructuras con aislamiento sísmico y disipación de energía en los requerimientos de NEHRP (National Earthquake Hazard Reduction Program) en el año 1995. Esos requerimientos fueron mo-

dificados en la versión del año 1997, en la que los documentos del SEAOC, UBC y NEHRP fueron compatibilizados.

En el caso de Sudamérica, Chile ha sido uno de los primeros países en incorporar aisladores sísmicos a sus estructuras. Cuenta además con la norma Chilena NCh2745 – 2003 que es el resultado de la adaptación a la realidad chilena del código UBC (Uniform Building Code) del año 1997 y su compatibilización con la norma chilena NCh433.Of1996. Entre los edificios actualmente aislados en Chile se tiene: un bloque del conjunto habitacional Comunidad Andalucía construido entre los años 1991 y 1992 para un estudio hecho por la Universidad Católica de Chile, el centro médico San Carlos de Apoquindo de la Universidad Católica de Chile construido en el año 2000 y el Hospital Militar inaugurado en el año 2008.

Tendencias del uso de aisladores

Antes del terremoto de Kobe (1995) existían 85 edificios aislados en Japón. El buen desempeño que tuvieron dos estructuras aisladas en Kobe hizo que el uso de aisladores sísmicos se incrementara abruptamente: aproximadamente veinte edificios por mes. Para 1998 ya había 600 edificios aislados. En la Figura 3.1.a. se muestra la cantidad de edificios aislados entre los años 1985 y 2000. Se observa la tendencia exponencial del uso de éstos dispositivos de protección sísmica que se desarrolla durante los últimos quince años.

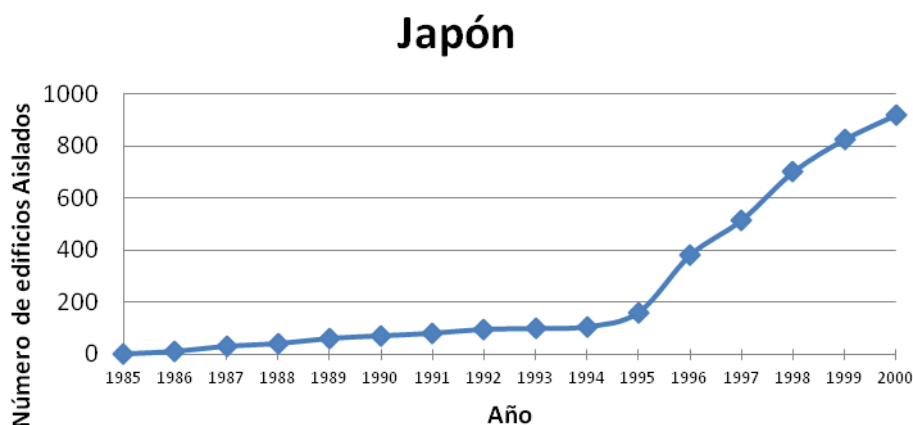


Figura 3.1.a- Número de edificios aislados en Japón hasta el año 2000

Durante el sismo de Northridge (California, 1994) cinco estructuras aisladas presentaron un buen comportamiento. Para el año 1998 ya había cuarenta edificios aislados en Estados Unidos.

En los últimos años el concepto de aislación sísmica se ha ido extendiendo y ha sido aceptado por varios diseñadores debido al excelente desempeño que las estructuras

aisladas han tenido durante los sismos de Northridge (California, 1994), Kobe (Kobe, 1995) y recientemente en Chile (Región del Bio-Bio, 2010). La tendencia de la construcción de edificios aislados en Chile es muy similar a la experimentada en Japón y Estados Unidos.

3.2 Tipos y Comportamiento de Los Aisladores

La aislación sísmica consiste en desacoplar horizontalmente a la estructura del suelo. El sistema de aislación usado y los dispositivos de aislación para lograr dicho objetivo pueden variar de acuerdo con las necesidades o preferencias del diseñador.

Los dispositivos de aislación, también llamados aisladores, son elementos estructurales muy flexibles en la dirección horizontal y sumamente rígidos en la vertical que permiten grandes deformaciones horizontales ante las solicitaciones sísmicas.

El sistema de aislación es el conjunto de elementos estructurales que incluye a todos los aisladores, sus conexiones y a los elementos estructurales que transmiten fuerza entre el sistema de aislación y la superestructura y subestructura.

A la estructura que se encuentra encima del sistema de aislación se le denomina superestructura y a la que se encuentra debajo subestructura. La interfase de aislación es el límite imaginario entre la superestructura y la subestructura. La Figura 3.2.a. muestra las partes del sistema de aislación.

Entre los principales tipos de aisladores tenemos a los aisladores elastoméricos de caucho de bajo amortiguamiento (LRD), los aisladores con núcleo de plomo (LRB), los aisladores de alto amortiguamiento (HDR), el sistema de péndulo de fricción invertido y de doble curvatura.

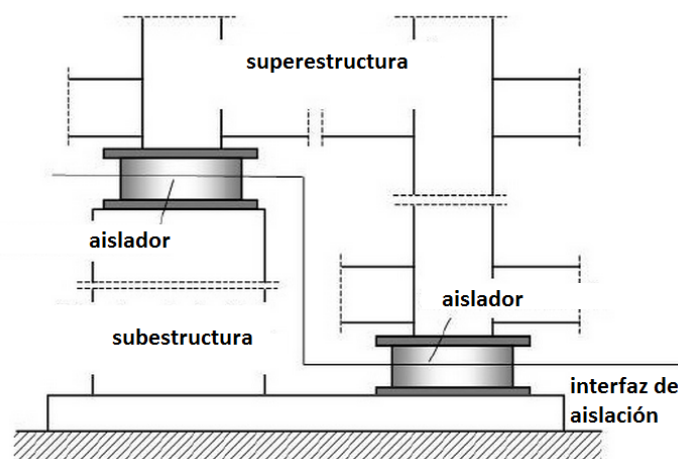


Figura 3.2.a- Partes del Sistema de aislación

3.2.1 Aisladores Elastoméricos

Aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (LRD)

También llamados aisladores elastoméricos de caucho natural. Al principio fueron usados sin ningún tipo de refuerzo ni placa de conexión; sin embargo, luego se notó que si se deseaba aumentar la rigidez vertical se debía reforzar intercalando láminas de acero con capas de caucho, así se obtenía una rigidez vertical que era cientos de veces la rigidez horizontal.

El proceso de fabricación de los LRD consiste en intercalar capas de acero y caucho que se colocan en un molde y se les aplica presión a una temperatura de 140°C por aproximadamente seis horas. Durante ese tiempo se produce la reacción del epóxico colocado entre las capas y el caucho se vulcaniza y adquiere su propiedad elástica. La adhesión entre el acero y el caucho debe ser tan resistente que antes que falle el pegamento debería fallar la goma. Al intercalar el caucho con el acero la capacidad para resistir cargas de gravedad aumenta y le da estabilidad a soportes laterales altos ante cargas laterales. Las placas de acero que se colocan en la zona superior e inferior sirven para confinar el núcleo y evitar la compresión del caucho ante cargas de gravedad. En la Figura 3.2.1.a. se muestran los componentes del LRD.

El amortiguamiento de este tipo de aisladores está entre el 5 y 10%, lo cual obliga muchas veces a usar sistemas de amortiguadores adicionales. La fuerza cortante y la deformación lateral tienen una relación lineal (Figura 3.2.1.b). Las principales ventajas de usar este tipo de aisladores es que son fáciles de modelar y fabricar.

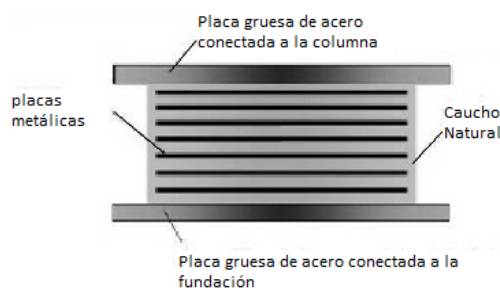


Figura 3.2.1.a.- Componentes del LRD

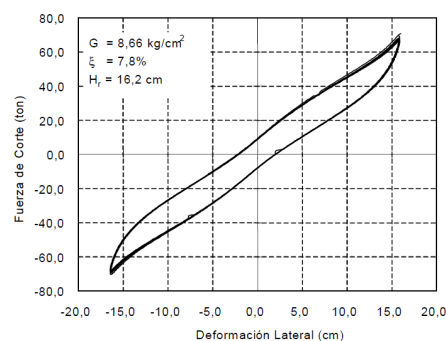


Figura 3.2.1.b.- Gráfico de fuerza de corte versus deformación lateral para un ciclo.

Capacidad de cargas de gravedad de los LRD

Cuando el aislador se desplaza una distancia x_b con respecto a su base, la intersección entre la sección transversal de la base y la zona superior es la que se considera para hallar la capacidad vertical máxima de cada aislador.

$$W_{Max} = A' \cdot G_r \cdot S \cdot \gamma_w \quad (3.2.1.1)$$

A' = Zona de superposición del área de la base quieta y la parte superior desplazada (Figura 3.2.1.c).

G_r = Módulo de corte del caucho: 0.5-1.0 MPa.

S = factor de forma de cada capa de caucho igual al área cargada entre el área libre de carga del soporte.

γ_w = es la deformación por corte admisible bajo cargas de gravedad.

El esfuerzo cortante desarrollado entre la interfase del acero y el caucho es:

$$\tau_s = \frac{W}{6 \cdot A' \cdot S} \quad (3.2.1.2)$$

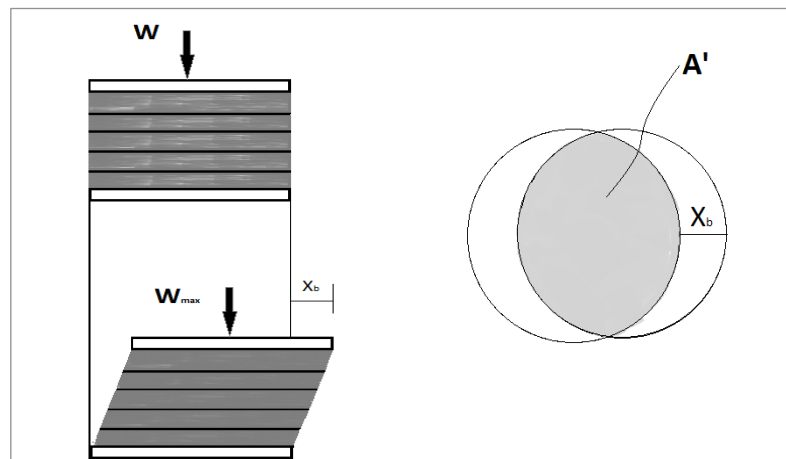


Figura 3.2.1.c. Zona de superposición entre la zona fija y la zona desplazada una distancia X_b del aislador.

El factor de forma S para soportes cilíndricos de diámetro D o rectangulares de lados $b \times d$ y capas de caucho de espesor t_r son respectivamente dependientes de las zonas con carga (CC) o sin carga (SC):

$$S = \frac{Area_{CC}}{Area_{SC}} = \frac{(\pi D^2) / 4}{\pi D t_r} = \frac{D}{4 t_r} \quad S = \frac{Area_{CC}}{Area_{SC}} = \frac{bd}{2 t_r (b + d)}$$

El coeficiente γ_w se estima como una proporción de ε_v (deformación en tensión pura del ensayo a corto plazo del caucho)

$$\gamma_w \approx 0.2\varepsilon_v$$

$$\gamma_w \approx 0.4\varepsilon_v \quad \text{para el sismo de diseño}$$

$$\gamma_w \approx 0.6\varepsilon_v \quad \text{para el sismo máximo posible}$$

Rigidez lateral del LRB

Se puede aproximar a:

$$k_b = \frac{G_r \cdot A_r}{h_r} \tag{3.2.1.3}$$

G_r = Módulo de corte del caucho.

A_r = Area de la capa de caucho

h_r = altura total del caucho

Rigidez Vertical del LRB

La rigidez vertical es muchas veces mayor a la rigidez horizontal. Esta se puede calcular como la suma de la rigidez vertical que debida a la deformación por corte del caucho sin cambio de volumen k_{vy} y a la rigidez vertical que causa el cambio de volumen con producirse deformaciones por corte k_{vV} .

$$k_v = \frac{k_{vy} \cdot k_{vV}}{k_{vy} + k_{vV}} \tag{3.2.1.4}$$

Donde:

$$k_{vy} = 6 \cdot \frac{G_r \cdot S^2 \cdot A_r}{h_r}$$

$$k_{vV} = \frac{K_r \cdot A_r}{h_r}$$

K_r es el módulo de compresión del caucho, de aproximadamente 2000 MPa para un caucho típico.

$$k_v = \left(f_v / f_h \right)^2 k_h \tag{3.2.1.5}$$

k_h = Rigidez horizontal

f_v = Frecuencia vertical

f_h = Frecuencia horizontal

Desplazamiento lateral admisible en el LRB

Al estar directamente relacionado con la deformación unitaria por cortante sísmica γ_s se puede calcular como:

$$x_{b.all} = h_r \gamma_s \quad (3.2.1.6)$$

Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB)

Los aisladores con núcleo de plomo (LRB) se construyen generalmente de caucho de bajo amortiguamiento intercalado con láminas de acero y en el centro se deja un agujero en el que se introduce el núcleo de plomo, que es un poco más ancho que el agujero, bajo presión y se convierten en una unidad. El núcleo de plomo se coloca para producir numerosos ciclos histeréticos estables ya que este fluye (a una tensión de 10 MPa) y recristaliza a temperatura ambiente; esto hace que tenga una buena resistencia a la fatiga. En la Figura 3.2.1.d. se muestran los componentes del LRB y en la figura 3.2.1.e. se observa un ciclo fuerza-deformación del LRB y se distingue que la rigidez inicial es mucho mayor que la del LRD y en consecuencia, el bucle encierra un área mucho mayor.

Entre las ventajas del LRB podemos encontrar que el amortiguamiento aumenta con respecto al LRD y varía entre el 15 y 35%. Además produce de forma natural un nivel de rigidez inicial importante para las cargas de servicio o de viento.

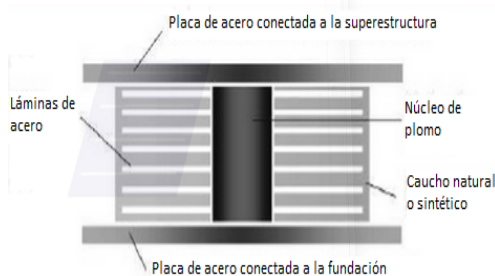


Figura 3.2.1.d.- Componentes del LRB

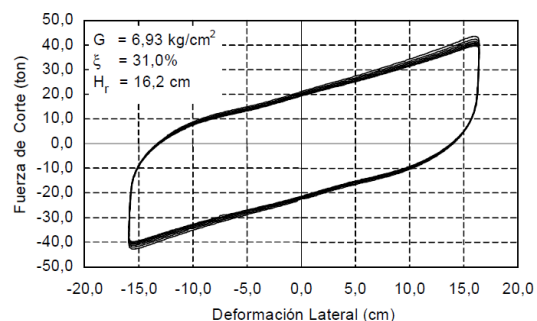


Figura 3.2.1.e.- Gráfico de fuerza de corte y vs deformación lateral para un ciclo.

Capacidad de cargas de gravedad de los LRB

La capacidad de carga Q de un aislador sin deformación lateral se puede calcular como:

$$Q = A_p \tau_p \quad (3.2.1.7)$$

A_p = Área de plomo.

τ_p = Esfuerzo de fluencia del plomo.

Rigidez lateral del LRB

Para obtener un modelo razonable del comportamiento del LRB se considerará la rigidez elástica (k_1), la rigidez post-fluencia (k_2), y la fuerza de fluencia F_y . Como regla práctica se puede considerar a la rigidez elástica de 6.5 a 10 veces la rigidez post-fluencia.

$$k_1 \approx \frac{1}{h_r} (G_p A_p + G_r A_r) \quad (3.2.1.8)$$

G_r = módulo de corte del caucho (0.5-1MPa)

G_p = módulo de corte del plomo (150 MPa a temperatura ambiente)

A_r = área del caucho

A_p = área del núcleo de plomo

$$k_2 = \frac{G_r \cdot A_r}{h_r} \quad (3.2.1.9)$$

Según la ecuación 3.2.1.9 la rigidez post-fluencia del LRB es igual a la del caucho (igual que en el caso del LRD); sin embargo, algunas normas consideran que al contener un núcleo de plomo se hace mayor y se le multiplica por un factor que aproximadamente es 1.15.

La fuerza de fluencia F_y puede calcular de la siguiente forma:

$$F_y = Q + k_2 D_y \quad (3.2.1.10)$$

D_y = Desplazamiento de fluencia = Q/K ($K=5.5$ a 9 veces k_2).

Aisladores elastoméricos de caucho de alto amortiguamiento (HDR)

Los aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDR) están elaborados de caucho modificado con aditivos (tales como aceites, carbón en polvo, resinas, polímeros u otros elementos que le permiten alcanzar un mayor amortiguamiento por sí solos), intercalado con láminas de acero y en la parte superior e inferior se les coloca una placa de acero para confinar el núcleo. En la Figura 3.2.1.f. se muestran los componentes del HDR.

El amortiguamiento de éste tipo de aisladores varía entre el 10 y 20% para deformaciones angulares menores a $\gamma = 2$. Para producir ciclos estables pasa por un proceso llamado scragging en el cual se le somete a varios ciclos de deformación y se logran ciclos estables para deformaciones menores. La relación entre la fuerza cortante y la deformación es lineal como se observa en la Figura 3.2.1.g.; sin embargo, forma un bucle que encierra un área menor a los LRB.

Es importante notar que al agregarle aditivos al caucho se le modifican algunas propiedades mecánicas como la elongación a la ruptura. Otra desventaja es que éste tipo de aisladores se deterioran más rápidamente.

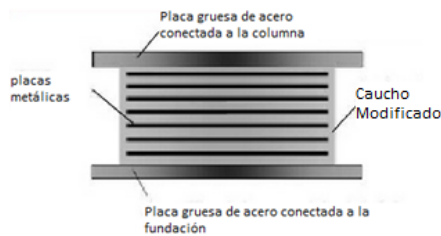


Figura 3.2.1.f.- Componentes del HLRD

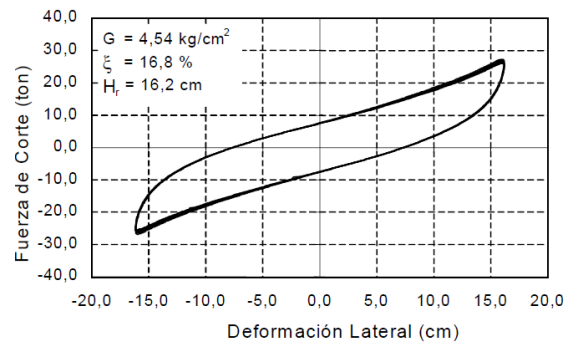


Figura 3.2.1.g.- Gráfico fuerza de corte vs deformación lateral.

Capacidad de cargas de gravedad de los HDR

La capacidad de carga de un aislador a cero deformación, Q se puede calcular como:

$$Q = \frac{\pi \cdot \beta_{ef} \cdot k_2 \cdot D^2}{(2 - \pi \cdot \beta_{ef}) \cdot D - 2D_y} \quad (3.2.1.11)$$

$$Q = \frac{\pi \cdot \beta_{ef} \cdot k_{ef} \cdot D^2}{2(D - D_y)} \quad (3.2.1.12)$$

β_{ef} = razón de amortiguamiento efectivo.

k_2 = rigidez post-fluencia.

k_{ef} = rigidez efectiva.

D_y = desplazamiento de fluencia que se puede aproximar a 0.005-0.1Hr.

Rigidez lateral de los HDR

La rigidez post-fluencia y la fuerza de fluencia son iguales que en el caso de los aisladores LRB y LRD utilizando las fórmulas: 3.2.1.9-10.

3.2.2 Sistema de Péndulo Friccional (FPS)

Es un sistema de aislamiento que combina el efecto de deslizamiento con una fuerza restitutiva generada por las cargas de gravedad y la geometría. Consiste en un deslizador conectado a la superestructura que se mueve sobre una superficie cóncava. En la Figura 3.2.2.a. se muestran los componentes del FPS. El movimiento producido en la base debido al sismo producirá un desplazamiento en el deslizador, el cual disipará energía por fricción. Debido a la forma cóncava de la superficie de deslizamiento la fuerza vertical tendrá un componente tangencial impulsará a centrar el sistema.

La forma del deslizador es lenticular esférica, lo cual permite que un área esté en contacto con la superficie cóncava. El deslizador de acero está recubierto con un fluoropolímero de alta resistencia lo que le permite trabajar con presiones cercanas a 500 kg/cm².

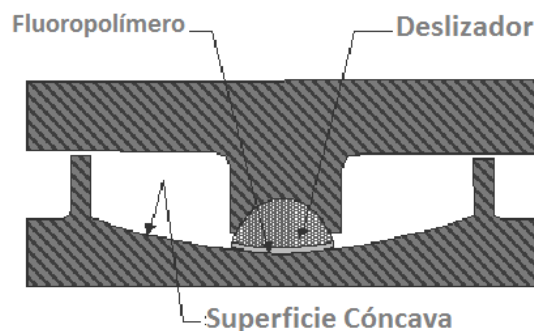


Figura 3.2.2.a.- Componentes del FPS

Comportamiento del FPS

En la Figura 3.2.2.b. se muestra el mecanismo de funcionamiento del FPS. Se muestra que para iniciar el movimiento se necesita una fuerza del valor de F.

Por equilibrio se obtiene:

$$F = N \sin(\theta) \quad W = N \cos(\theta)$$

Sustituyendo la segunda ecuación en la primera se obtiene que:

$$F = W \tan(\theta)$$

De la geometría se obtiene que

$$\tan \theta = \Delta / R$$

Reemplazando lo último en F se tiene:

$$F = W \Delta / R \tag{3.2.2.1}$$

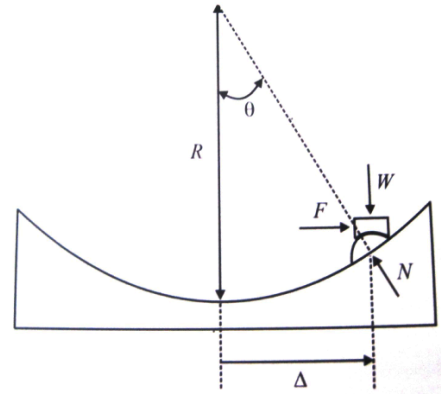


Figura 3.2.2.b.- Mecanismo del FPS.

Rigidez Lateral

En el sistema FPS la rigidez lateral de la ecuación 3.2.2.1 se puede igualar a:

$$k = \frac{F}{\Delta} = \frac{W}{R} \tag{3.2.2.2}$$

Periodo natural de la estructura aislada con el sistema de péndulo friccional

El periodo natural de una estructura aislada con el sistema FPS depende sólo del radio de curvatura R y no de la masa de la superestructura, lo cual podría considerarse como una ventaja respecto a los aisladores elastoméricos si se tiene edificaciones muy pesadas.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gk}} = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}} \tag{3.2.2.3}$$

Sistema de péndulo de fricción de doble curvatura

A diferencia del FPS, este sistema presenta dos superficies cóncavas en las que el deslizador superior e inferior podrá moverse, lo cual, permite que el desplazamiento máximo del aislador sea mayor al del sistema FPS. En la figura 3.2.2.c se puede observar los componentes de este sistema de aislación.

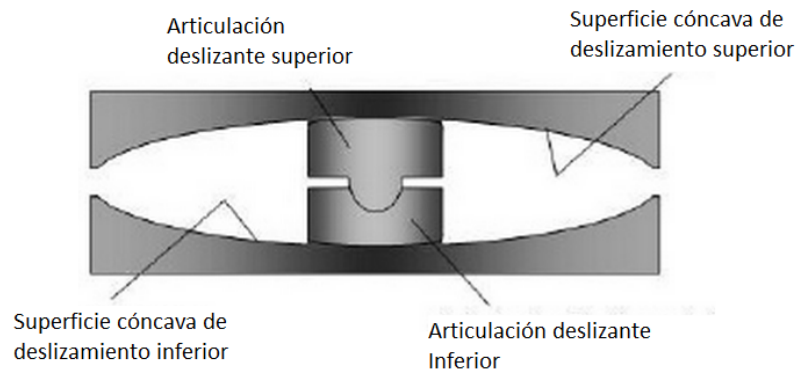


Figura 3.2.2.c.- Componentes del sistema de péndulo de fricción de doble curvatura

Comportamiento del sistema de péndulo de fricción de doble curvatura

Cuando el aislador se desplaza D, la fuerza que se genera es:

$$F = \frac{W}{R_1 + R_2 - h_1 - h_2} D \quad (3.2.2.4)$$

Y la fuerza de fricción está dada por:

$$F = \frac{\mu(R_1 - h_1)W + \mu(R_2 - h_2)W}{R_1 + R_2 - h_1 - h_2} \quad (3.2.2.5)$$

μ =coeficiente de fricción entre las superficies y el deslizador.

R_1 , R_2 , h_1 y h_2 se observan en la figura 3.2.2.d.

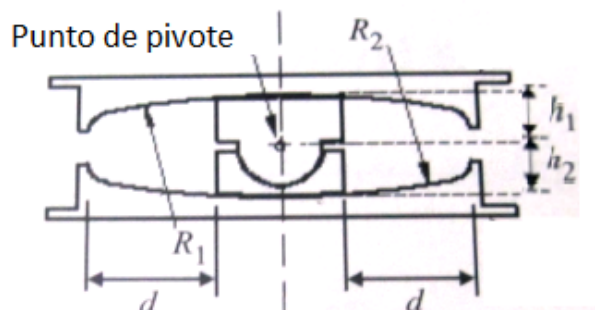


Figura 3.2.2.d.- Dimensiones para el análisis del sistema de péndulo de fricción de doble curvatura

3.3 Comportamiento del Sistema Aislado

Las fuerzas sísmicas se reducirán debido a que se flexibiliza la estructura. Se puede apreciar con facilidad esta propiedad, pues la inclusión de los aisladores permite modificar el periodo de vibración. En la figura 3.3.a. se muestra por qué, cuando la estructura se vuelve más flexible, la aceleración espectral en el edificio disminuye y también las fuerzas sísmicas sobre la estructura.

Otra característica a resaltar en una estructura aislada es que los desplazamientos se incrementan debido a que la base es menos rígida. Es indispensable controlar este parámetro pues excesivos desplazamientos relativos de entrepiso ocasionan daños en elementos estructurales y no estructurales, así, en algunos casos, para optimizar el funcionamiento de los aisladores, se utiliza un sistema conjunto con disipadores. En la misma figura se observa también, que el incremento del amortiguamiento permite limitar este desplazamiento.

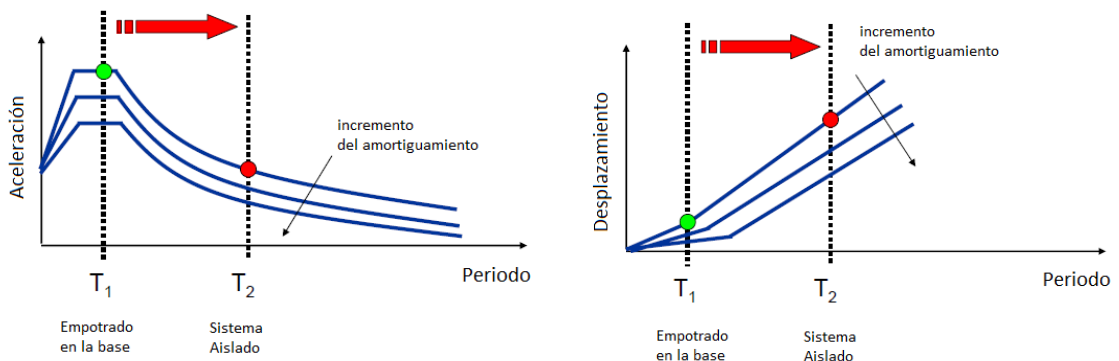


Figura 3.3.a.- Efecto de la aislación en el comportamiento dinámico

A partir del concepto de balance de energía, en un evento sísmico una parte de la energía que recibe la estructura $E_i(t)$ se transforma en movimiento $E_k(t)$, otra parte se almacena como energía de deformación recuperable $E_s(t)$ y el resto de energía se disipa por medio del amortiguamiento en la estructura $E_D(t)$ o se disipa a través de procesos de deterioro progresivo $E_H(t)$. El aislamiento sísmico ayuda a reducir el deterioro estructural debido a que se reduce la energía total de entrada al edificio (E_i).

Para comprender mejor el comportamiento de un sistema aislado es posible hacer una inspección de un sistema representado por dos grados de libertad como el desarrollado en el libro de Kelly (1990). Este análisis implica dos niveles: uno a nivel de la estructura y otro a nivel del sistema de aislación.

La variable m_s representa la masa de la estructura y m_b , la masa del sistema de aislación. En la figura 3.3.b. se presentan las características del modelo utilizado, en donde k_s y k_b representan las rigideces de las masas; y c_s y c_b sus amortiguamientos. Además se tiene las variables u_s , u_b y u_g que representan movimientos absolutos de la estructura, del sistema de aislación y el suelo, respectivamente.

Para este análisis se utiliza la suposición de que todos los elementos trabajan en rango elástico y poseen un amortiguamiento lineal.

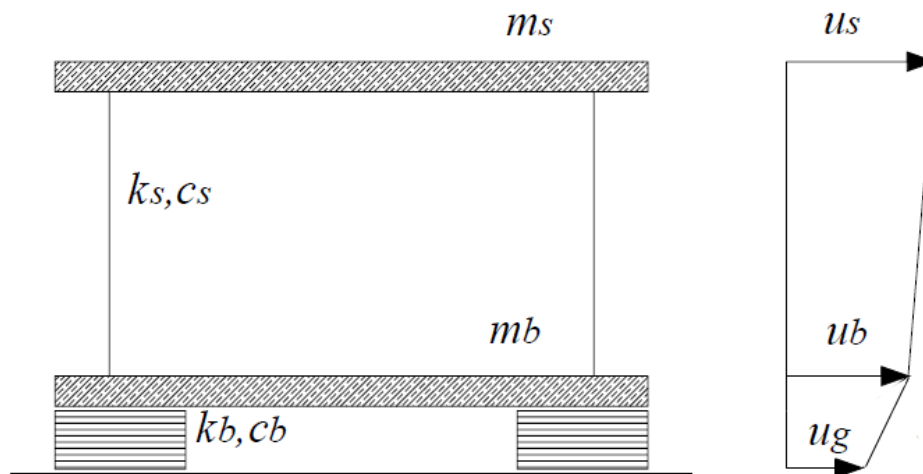


Figura 3.3.b.- Modelo de estructura aislada

A continuación se revisarán los procedimientos y consideraciones en el análisis, así como los resultados más importantes obtenidos:

Procedimiento y Consideraciones del Análisis

Al aplicar el equilibrio dinámico de las dos masas se obtienen las siguientes ecuaciones:

Equilibrio dinámico para la estructura:

$$m_s \ddot{u}_s + c_s (\dot{u}_s - \dot{u}_b) + k_s (u_s - u_b) = 0 \quad (3.3.1)$$

Equilibrio dinámico para el sistema de aislación:

$$m_b \ddot{u}_b + c_b (\dot{u}_b - \dot{u}_g) + k_b (u_b - u_g) = 0 \quad (3.3.2)$$

Al sustituir los desplazamientos relativos por los absolutos mediante las relaciones $v_s = u_s - u_b$ y $v_b = u_b - u_g$. Y al considerar, para la ecuación (3.3.1), que no existe el movimiento relativo entre el suelo y el sistema de aisladores ($v_b=0$); y para la ecuación (3.3.2), que no existe el movimiento relativo entre el sistema de aisladores y la estruc-

tura sino que este último se mueve como un sólido rígido ($v_s=0$), se obtienen las ecuaciones que se detallan a continuación:

Cuando no se considera el movimiento relativo entre el suelo y el sistema de aisladores se representa al movimiento de la estructura como si estuviera con base fija:

$$m_s \ddot{v}_s + c_s \dot{v}_s + k_s v_s = -m_s \ddot{u}_g \quad (3.3.3)$$

Cuando no se considera el movimiento relativo entre el sistema de aisladores y la estructura se representa al movimiento del sistema compuesto por la estructura y el sistema de aislamiento:

$$(m_s + m_b) \ddot{v}_b + c_b \dot{v}_b + k_b v_b = -(m_s + m_b) \ddot{u}_g \quad (3.3.4)$$

A partir de estos dos casos se puede estimar ordenes de magnitud de los siguientes parámetros:

- La frecuencia estructural $\omega_s = \sqrt{\frac{k_s}{m_s}}$ es mucho más grande que la frecuencia del sistema aislado cuando la estructura es considerada rígida $\omega_b = \sqrt{\frac{k_b}{m_s + m_b}}$, a partir de

allí se define la relación $\varepsilon = \left(\frac{\omega_b}{\omega_s}\right)^2$ que varía entre 10^{-1} y 10^{-2} .

- Los factores de amortiguamiento de la estructura $\xi_s = \frac{c_s}{2m_s\omega_s}$ y el del sistema aislado

$\xi_b = \frac{c_b}{2(m_s + m_b)\omega_b}$ son del mismo orden que la magnitud ε .

- La relación de masas $\gamma = \frac{m_s}{m_s + m_b}$ es prácticamente 1.

Las ecuaciones de movimiento (3.3.3 y 4) pueden ser escritas en forma matricial:

$$[M] \{\ddot{v}\} + [c] \{\dot{v}\} + [k] \{v\} = -[M] \{r\} \ddot{u}_g \quad (3.3.5)$$

$$[M] = \begin{pmatrix} m_s + m_b & m_s \\ m_s & m_s \end{pmatrix}, \quad [K] = \begin{pmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{pmatrix}, \quad [c] = \begin{pmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_s \end{pmatrix}, \quad \{v\} = \begin{pmatrix} v_b \\ v_s \end{pmatrix}, \quad \{r\} = \begin{pmatrix} 1 \\ 0 \end{pmatrix}$$

El método de superposición modal es el de definir los desplazamientos relativos en función de respuestas modales $u_1(t)$ y $u_2(t)$ mediante las siguientes relaciones:

$$v_b(t) = u_1(t)A_1^{(1)} + u_2(t)A_1^{(2)} \quad (3.3.6)$$

$$v_s(t) = u_1(t)A_2^{(1)} + u_2(t)A_2^{(2)} \quad (3.3.7)$$

Con la suposición de que el amortiguamiento de estas respuestas modales son lo suficientemente reducidas para mantener las propiedades ortogonales al plano de análisis en dicha forma de vibración; es decir, en donde se considera sólo una dirección de análisis sin influencia de la otra dirección, se pueden establecer las siguientes ecuaciones de movimiento:

$$\ddot{u}_1 + 2\xi_1\omega_1\dot{u}_1 + \omega_1^2u_1 = -\alpha_1\ddot{u}_g \quad (3.3.8)$$

$$\ddot{u}_2 + 2\xi_2\omega_2\dot{u}_2 + \omega_2^2u_2 = -\alpha_2\ddot{u}_g \quad (3.3.9)$$

ξ_1 y ξ_2 son los porcentajes de amortiguamiento modal; y, α_1 y α_2 son los factores de participación modal que se determinan mediante las expresiones:

$$\xi_1 = \frac{C_1}{2\omega_1 M_1} = \frac{\{A^{(1)}\}^T [C] \{A^{(1)}\}}{2\omega_1 \{A^{(1)}\}^T [M] \{A^{(1)}\}} \quad \xi_2 = \frac{C_2}{2\omega_2 M_2} = \frac{\{A^{(2)}\}^T [C] \{A^{(2)}\}}{2\omega_2 \{A^{(2)}\}^T [M] \{A^{(2)}\}} \quad (3.3.10)$$

$$\alpha_1 = \frac{P_1}{M_1} = \frac{-\{A^{(1)}\}^T [M] \{r\}}{\{A^{(1)}\}^T [M] \{A^{(1)}\}} \quad \alpha_2 = \frac{P_2}{M_2} = \frac{-\{A^{(2)}\}^T [M] \{r\}}{\{A^{(2)}\}^T [M] \{A^{(2)}\}} \quad (3.3.11)$$

Donde $\{r\} = \begin{pmatrix} 1 \\ 0 \end{pmatrix}$

Resultados obtenidos

Determinación de las frecuencias de vibración (ω_1 y ω_2):

Para determinar las frecuencias naturales de vibración se resuelve la ecuación

$([K] - \omega^2 \cdot [M]) = 0$, de donde se obtienen las frecuencias:

$$\omega_1 = \omega_b \sqrt{1 - \gamma \varepsilon} \approx \omega_b \quad \omega_2 = \frac{\omega_s}{\sqrt{1 - \gamma}} \sqrt{1 + \frac{\gamma \omega_b^2}{\omega_s^2}} \approx \frac{\omega_s}{\sqrt{1 - \gamma}} \quad (3.3.12)$$

La primera frecuencia natural de vibración " ω_1 " es el del aislamiento y tiene que definirse como la frecuencia que representa al conjunto estructura y sistema de aislación que se mueven como una única masa debido a que se considera a la estructura rígida.

Así, esta frecuencia de vibración no afecta la flexibilidad de la estructura pues el desplazamiento relativo entre el sistema de aislamiento y la estructura no es significativo. La segunda frecuencia de vibración “ ω_2 ” sí es estructural y se encuentra afectada por la inclusión de la masa en el sistema de aislación.

Determinación de las formas de vibrar ($A^{(1)}$ y $A^{(2)}$):

Para determinar la forma de vibrar $A^{(1)}$, primero se reemplaza el valor de la frecuencia ω_1 en la ecuación $([K]-\omega^2 \cdot [M]) \cdot \{A^{(1)}\} = 0$, luego, se normaliza con $A_1^{(1)} = 1$ y se

obtiene la forma de vibrar: $\{A^{(1)}\} = \begin{pmatrix} 1 \\ \varepsilon \end{pmatrix}$.

Para determinar la forma de vibrar $A^{(2)}$, se reemplaza el valor de la frecuencia ω_2 en la ecuación $([K]-\omega^2 \cdot [M]) \cdot \{A^{(2)}\} = 0$, se normaliza con $A_2^{(1)} = 1$ y se obtiene la forma

de vibrar: $\{A^{(2)}\} = \begin{bmatrix} 1 \\ -\frac{1-(1-\gamma) \cdot \varepsilon}{\gamma} \end{bmatrix}$

En la figura 3.3.c. se muestran las formas de vibrar de los dos grados de libertad analizados: la forma de vibrar $A^{(1)}$ representa a una estructura rígida sobre una base muy flexible de acuerdo con los órdenes de magnitud en donde $\varepsilon \ll 1$. Y la forma de vibrar $A^{(2)}$ en el que se tiene deformación tanto en la estructura como en el sistema de aislación con el desplazamiento en el último piso de la estructura desfasado del desplazamiento del sistema de aislación y además con desplazamientos que tienen el mismo orden de magnitud en donde se cumple que $-\left(\frac{1-(1-\gamma)\varepsilon}{\gamma}\right) \cong -1$.

En la forma de vibrar $A^{(1)}$ se observa que los desplazamientos relativos de los niveles intermedios del edificio se reducen; de ahí se reconoce el beneficio de este modo de vibración debido al cual existirá menor daño en la estructura por el control en las derivas.

En contraste, el beneficio de la forma de vibrar $A^{(2)}$ es que se generan cortantes menores dado que al desplazamiento de la estructura se le opone el desplazamiento del sistema de aislación.

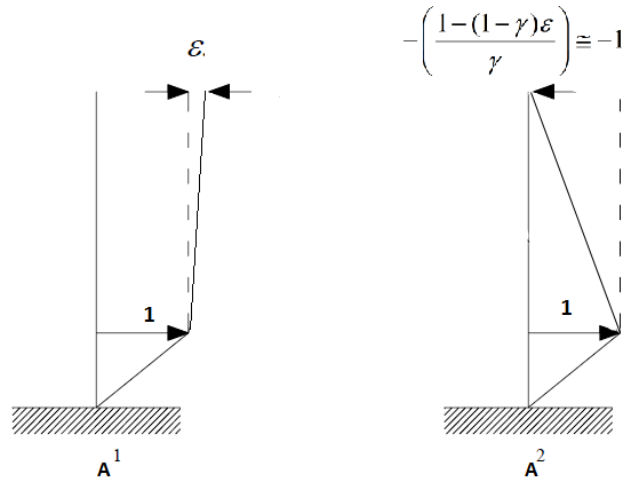


Figura 3.3.c.- Formas de vibrar

Determinación de los factores de participación modal (α_1 y α_2) y de los porcentajes de masa efectiva (M_1^ y M_2^*):*

Para determinar los factores de participación se despejan las expresiones presentadas anteriormente:

$$\alpha_1 = \frac{-\{A^{(1)}\}^T [M] \{r\}}{\{A^{(1)}\}^T [M] \{A^{(1)}\}} = 1 - \gamma \epsilon \quad \alpha_2 = \frac{-\{A^{(2)}\}^T [M] \{r\}}{\{A^{(2)}\}^T [M] \{A^{(2)}\}} = \gamma \epsilon \quad (3.3.13)$$

Y luego se calculan los porcentajes de masa efectiva mediante:

$$M_1^* = \alpha_1^2 M_1 = M \quad M_2^* = \alpha_2^2 M_2 = M \frac{(1-\gamma)(1-2\epsilon(1-\gamma))}{\gamma} \quad (3.3.14)$$

El segundo factor de participación es aquél que involucra la deformación estructural, se observa que este factor tiene el orden de magnitud de ϵ , lo que es beneficioso ya que esta deformación es reducida a nivel de la estructura.

Determinación de los porcentajes de amortiguamiento modal (ξ_1 y ξ_2):

Para determinar los porcentajes de amortiguamiento se despejan las expresiones presentadas anteriormente:

$$\xi_1 = \frac{\{A^{(1)}\}^T [C] \{A^{(1)}\}}{2\omega_1 \{A^{(1)}\}^T [M] \{A^{(1)}\}} = \xi_b \left(1 - \frac{3}{2} \gamma \epsilon\right)$$

$$\xi_2 = \frac{\{A^{(2)}\}^T [C] \{A^{(2)}\}}{2\omega_2 \{A^{(2)}\}^T [M] \{A^{(2)}\}} = \frac{\xi_s}{\sqrt{1-\gamma}} + \frac{\gamma \xi_b \sqrt{\epsilon}}{\sqrt{1-\gamma}} \quad (3.3.15)$$

Se observa que ξ_1 representa directamente el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento mientras que en ξ_2 se observa que éste contribuye con el amortiguamiento del segundo modo de vibración, que como se recordará es el de la estructura. Esta característica es importante dado que la ganancia en amortiguamiento al utilizar los aisladores permite que la disipación de energía sea mayor y se experimenten niveles de fuerzas aún más reducidas.

3.4 Consideraciones Generales para el Diseño

El diseño convencional de las estructuras en nuestro medio se basa en añadir rigidez y resistencia en las direcciones principales con el fin de dificultar el ingreso a la zona inelástica y controlar desplazamientos excesivos durante los eventos sísmicos; es por ello que comúnmente se utilizan placas adecuadamente distribuidas en toda la planta del edificio. El incremento de resistencia va permitir que la estructura sea capaz de tomar mayores fuerzas y se van a necesitar elementos estructurales capaces de resistir dichas fuerzas.

Un enfoque distinto se le da a las estructuras sísmicamente aisladas pues la transmisión de las fuerzas se reduce sustancialmente y ya no es necesario el uso de elementos estructurales con una gran capacidad de resistencia ni tampoco de una elevada rigidez como en el diseño convencional. En este caso, el parámetro a controlar es el gran desplazamiento que se da en el sistema de aislación.

Este desplazamiento del sistema de aisladores es la base para el procedimiento de diseño pues los parámetros estructurales como el amortiguamiento equivalente (resultado del incremento que se da en el amortiguamiento estructural por la adición de la del sistema de aislamiento) y el periodo efectivo dependen de esta variable.

En la figura 3.4.a. se muestra cómo influye el desplazamiento del sistema de aislación en los dos parámetros de diseño mencionados. Sin embargo, deberá encontrarse un balance entre la flexibilización de la estructura y la disminución del amortiguamiento equivalente debido al incremento de los desplazamientos en la interfase de aislación. Entonces, se puede afirmar que el procedimiento será iterativo y el objetivo en el diseño será optimizar el desempeño de la estructura.

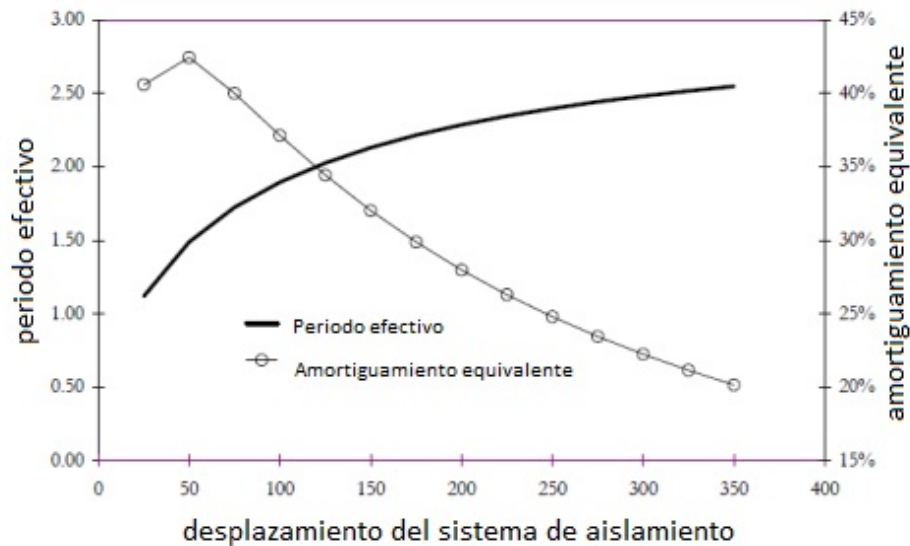


Figura 3.4.a.- Relación entre periodo, amortiguamiento y desplazamiento

Consideraciones generales para el análisis y diseño con aisladores sísmicos

Existen una serie de consideraciones que deberán tomarse en cuenta en el procedimiento de análisis y diseño al utilizar aisladores:

• **A nivel del sistema de aislamiento**

Capacidad de carga: Parámetro muy importante pues tiene un valor máximo para cada aislador de acuerdo con lo establecido en las especificaciones técnicas de estos elementos. Por ello, será necesario repartir uniformemente toda la carga del edificio para impedir que algún aislador se encuentre sobrecargado.

Uniformar desplazamientos: La opción de flexibilizar a la estructura no podría ser ejecutada si es que existiesen desplazamientos diferenciales horizontales en ambas direcciones a nivel del sistema de aisladores, por lo que se deberá garantizar un diafragma rígido a nivel de la interfase de aislación.

Efectos de torsión: Habrá que evaluar la separación entre el centro de masas y el centro de rigidez del sistema de aislamiento dado que si es que presentasen efectos de torsión en este nivel, existirá una mayor participación en el movimiento de los aisladores en la dirección perpendicular a la del análisis; y de esta forma el objetivo de independizar el movimiento en cada dirección se ve reducida.

Tracción en los aisladores: Los aisladores poseen una resistencia a tracción que es del orden del 10 – 15% de la de compresión, por eso este parámetro tendrá que ser evaluado constantemente. Valores fuera de este rango modifican las propiedades de los aisladores y en casos extremos pueden llegar a dañarse.

Deformaciones verticales: Estas también se deberán tener en cuenta, ya que podrían generar deformaciones diferenciales entre los distintos elementos de la superestructura.

• ***A nivel de la estructura***

Efectos de segundo orden P- Δ : Los desplazamientos en la interfase de aislación pueden generar una excentricidad de la carga que resulta en momentos adicionales que deben ser tomados por la estructura.

Juntas de separación: El desplazamiento de diseño debe contemplar este parámetro. Puede ser alrededor de 50 cm.

La vida de los aisladores: Como esta tecnología es nueva, no se tiene mucha información real sobre los cambios mecánicos que ocurren en los aisladores a lo largo del tiempo. En todo caso, deben instalarse de manera que pudieran ser intercambiados en un futuro (esto se puede hacer incluso cuando se ubican en la cimentación).

Cimentación: el desplazamiento de los aisladores puede producir momentos P- Δ elevados que deben ser tomados por la cimentación (o en el caso de aisladores tipo péndulo invertidos, estos son tomados enteramente por la superestructura).

Factor de sitio: se debe conocer el comportamiento del suelo para seleccionar la combinación aisladores - estructura más apropiada.

En edificaciones de poca carga, es posible repartir la carga sobre los aisladores si es que se utiliza un sistema de losas y vigas entre la estructura y el nivel del sistema de aisladores donde las cargas provenientes de la estructura se reparten uniformemente sobre la losa y luego estas se transfieren por medio de las vigas a cada uno de los aisladores, ubicados debajo de cada intersección de la cuadrícula que forman las vigas. La importancia de este sistema también radica en el hecho de que se uniformizan los desplazamientos. Además, es necesario evaluar en este sistema la separación entre el centro de masa y el de rigidez para evitar que efectos de torsión generen esfuerzos excesivos en los aisladores.

Algunas consideraciones preliminares para el diseño

Los parámetros a considerar en el diseño se pueden incluir en un análisis estático o uno dinámico. El análisis estático es muy restringido pues para su utilización existen muchas condiciones que limitan su aplicación en todas las estructuras; en cambio, el análisis dinámico puede ser realizado en cualquier estructura.

De acuerdo con las normas que se toman como referencia, tratadas más adelante (FEMA, UBC y la Norma Chilena), se recomienda realizar un análisis estático para todo diseño de una estructura aislada ya que de esta forma se obtiene un enfoque pre-

eliminar que establece un nivel mínimo de fuerzas y desplazamientos antes de utilizar el análisis dinámico.

3.5 Normas Técnicas

En este acápite se desea hacer una breve descripción de los métodos y las recomendaciones presentadas por tres normas técnicas, que creemos, son representativas.

3.5.1 Federal Emergency Management Agency

La guía del FEMA propone dos métodos para el análisis y diseño de estructuras aisladas: el primero es un método estático denominado “procedimiento de la fuerza lateral equivalente” y está basado en el desplazamiento de un sistema de un grado de libertad con una rigidez efectiva como aquella que ofrece el sistema de aislación para el desplazamiento en cuestión. El segundo es un método dinámico, subdividido en uno que involucra un espectro y otro que compromete un análisis tiempo-historia. El método estático no está recomendado para un diseño final, sólo de para un diseño preliminar y el método dinámico por combinación espectral sólo para algunas estructuras regulares rígidas y de pocos pisos. El análisis tiempo-historia es el recomendado en la mayoría de los casos e involucra un mínimo de tres pares (en ambas direcciones) de historias reales escaladas a valores específicos.

Método de la Fuerza Lateral Equivalente

Se debe obtener el desplazamiento de diseño a partir de la ecuación mostrada. Donde S es el coeficiente sísmico del espectro (equivalente al ZUCS) para el periodo del sistema equivalente de un grado de libertad conformado por la estructura aislada y B es el factor de reducción por amortiguamiento: si los valores del espectro pertenecen a un amortiguamiento de 5% y el sistema de aislación provee un amortiguamiento efectivo de 10% del crítico, B será mayor a 1. Para obtener luego la fuerza cortante en la base se debe multiplicar este desplazamiento por la rigidez efectiva del sistema de aislación para este desplazamiento. Se debe considerar también que puede existir una excentricidad en planta.

La fuerza a utilizar en la superestructura se puede reducir con un factor R_{SA} , que se podrá calcular como $\frac{3}{8}$ de R , siempre menor a 2. Esto es así para asegurarse que la superestructura permanezca esencialmente elástica.

Sin embargo, el FEMA menciona como requisitos que la fuerza cortante utilizada para el diseño de la superestructura no sea nunca menor a: aquella obtenida por las sollicitaciones de viento, 1.5 veces la necesaria para activar el sistema de aislación (en el

caso de los aisladores de fricción), o aquella que se obtendría para una estructura convencional con periodo natural igual al de la estructura aislada.

La repartición de la fuerza se debe realizar con la forma de un triángulo invertido para así incluir los modos de vibración superiores que pudieran existir.

Métodos Dinámicos

Combinación Espectral

Las únicas sugerencias especiales del FEMA para este método se refieren al correcto modelamiento y atención a los siguientes puntos:

- Modelar la distribución de los aisladores,
- Considerar los efectos de excentricidad accidental,
- Verificar que no exista tracción, o que los aisladores no estén resistiendo tracción en el modelo,
- Verificar los efectos P- Δ ,
- Modelar la posible variabilidad en las propiedades de los aisladores (por envejecimiento o uso).

Además, la combinación deberá realizarse con 100% del espectro en una dirección y 30% en la otra al mismo tiempo. El amortiguamiento no podrá ser nunca mayor al 30% del crítico y las fuerzas obtenidas deberán respetar un porcentaje mínimo del aquellas obtenidas con el método estático.

Table 11.4-1 Summary of Minimum Design Criteria for Dynamic Analysis

Design Parameter	Response Spectrum Analysis	Time History Analysis
Total design displacement, D_{TD}	90% D_{TD}	90% D_{TD}
Total maximum displacement, D_{TM}	80% D_{TM}	80% D_{TM}
Design force on isolation system, V_b	90% V_b	90% V_b
Design force on irregular superstructure, V_s	100% V_s	80% V_s
Design force on regular superstructure, V_s	80% V_s	60% V_s

Tabla 3.5.1.a Criterios mínimos para el análisis dinámico

Nótese que para un diseño con sistema de aislación, el FEMA también contempla un desplazamiento debido al evento máximo creíble DTM.

Análisis Tiempo-Historia

No presenta recomendaciones adicionales mas que utilizar siete pares de historias reales escaladas y certificadas (existe una base de datos de historias que se pueden

utilizar) y un mínimo de tres pares. Al igual que el método del espectro, el análisis deberá realizarse 100% en una dirección y 30% en la otra en simultáneo.

Este método es el recomendado en todas las situaciones.

El FEMA presenta una metodología muy sencilla y bastante similar al método estático provisto por la norma peruana para estructuras convencionales, aunque como era de esperarse, este no puede ser usado para un diseño definitivo, para lo que será necesario un modelo.

Los requerimientos del modelo tampoco presentan serias novedades frente a lo ya mencionado en los capítulos anteriores.

3.5.2 Uniform Building Code 1997, Capítulo 16

En este código se describen dos procedimientos para el análisis y diseño de estructuras con aisladores sísmicos: el primero, un análisis estático que se encuentra regulado por restricciones como la altura y regularidad de la estructura; el segundo, un análisis dinámico que comprende el análisis de respuesta espectral, el análisis con el espectro de diseño de la zona donde se construye y el análisis tiempo-historia.

El procedimiento de análisis y diseño está basado fundamentalmente en los parámetros de desplazamiento de diseño D_D y el desplazamiento máximo D_M .

Símbolos y Notaciones (distintas a FEMA):

- SA: Sistema de Aislación.
- B_D : Coeficiente de amortiguamiento efectivo del SA en el desplazamiento de diseño.
- B_M : En el desplazamiento máximo.
- b y d: Ancho y largo de la estructura.
- D_{TD} : Desplazamiento total de diseño de un elemento del SA considerando torsión.
- $K_{Dmáx}$: Máxima rigidez efectiva en el desplazamiento de diseño.
- T_D : Periodo en el desplazamiento de diseño.
- T_M : Periodo en el desplazamiento máximo.
- CVM y CVD: Coeficientes del sismo de acuerdo con el tipo de suelo.

Criterios para la selección del procedimiento de análisis:

Los procedimientos y limitaciones son definidos por características como la zona, el tipo de suelo, la aceleración vertical, el sistema estructural y la altura del edificio.

Para un análisis estático la estructura debe ser regular, tener menos de 20 metros de altura, estar ubicada a más de 10 km de una falla activa y en buen suelo. Además, el periodo aislado debe resultar mayor a 3 segundos y ser por lo menos tres veces el la

estructura si fuera empotrada. Finalmente el sistema de aislación tiene que responder a las características:

- $K_D > \frac{1}{3} \cdot K_{20\%D}$
- Es capaz de producir una fuerza de restauración.
- Tiene propiedades de fuerza – deformación independiente del porcentaje de fuerza y cargas verticales presentes (es el caso de los elastoméricos)
- No limita el desplazamiento del máximo sismo a $CVM/CVD \cdot D_D$.

Para un análisis dinámico por espectro basta que la estructura esté ubicada en un buen suelo y a más de 10 km de una falla activa y, se cumpla con los cuatro puntos numerados anteriormente. Por el contrario, un análisis tiempo-historia sí se puede aplicar a cualquier tipo de estructura.

Análisis estático

Cada estructura aislada debe ser diseñada y construida para resistir los desplazamientos y fuerzas mínimas del sismo:

Para los desplazamientos mínimos se utilizan las siguientes ecuaciones de diseño:

$$D_D = \frac{(g / 4\pi^2) \times C_{VD} \times T_D}{B_D} \quad (3.5.2.1)$$

$$T_D = 2\pi x \sqrt{\frac{W}{k_{Dmin} \times g}} \quad (3.5.2.2)$$

$$D_{TD}(D_D) = D_D \times \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (3.5.2.3)$$

Los coeficientes C_{VD} y C_{VM} son los que la norma peruana denomina el factor de ampliación sísmica y depende del tipo de suelo en el que se sitúe la estructura. El D_{TD} y el D_{TM} sirven para el diseño de aisladores en donde se consideran los efectos de torsión y la cercanía al CR del aislador a evaluar. Estos desplazamientos también se deben calcular para el evento máximo posible.

Las fuerzas laterales mínimas se pueden calcular al igual que el FEMA.

$$V_s = \frac{K_{Dmax} \times D_D}{R1} \quad (3.5.2.4)$$

Sólo para el diseño de los elementos estructurales que se encuentran encima del SA se utiliza el factor de reducción $R1$, que dependerá del sistema estructural que se va a emplear. El V_s obtenido debe cumplir con ser mayor al cortante requerido por viento y

al de una estructura convencional con periodo igual al aislado. La distribución de la fuerza lateral se realiza mediante una distribución uniforme. Además se controla que las derivas no excedan de 0.010/R1.

Análisis dinámico

La estructura debe ser diseñada de forma que el SA y la subestructura soporten:

$$D_{TD-dinamico} \geq 90\% \times D_{TD}(D_{D'}) \quad D_{D'} = \frac{D_D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_D}\right)^2}} \quad (3.5.2.5)$$

Para la superestructura existen límites en la reducción, derivados de la fuerza basal obtenida a través del análisis estático: 80% en un análisis dinámico y 60% para un análisis tiempo-historia. Sin embargo, si la estructura es irregular, el límite es 100% y 80%, respectivamente.

Para el análisis de combinación espectral, la norma recomienda que se realice con el 100% del espectro en la dirección de análisis y el 30% en la otra dirección; y para este análisis se podrá usar un 30% del amortiguamiento crítico como máximo.

El análisis tiempo-historia requiere los mismos requisitos solicitados por el FEMA: mínimo tres pares de aceleraciones, siete recomendados y siempre 100-30% en simultáneo. Se especifica que los desplazamientos deben ser los obtenidos al sumar vectorialmente ambas direcciones.

Para evaluar la estabilidad de cada aislador se utiliza la máxima carga vertical 1.2M+1.0V+S y la carga vertical mínima 0.8D-S en el desplazamiento total máximo; y para evaluar la sobrecarga en cada aislador debido al volteo de la estructura se utiliza la envolvente de S como valores picos en la respuesta ante el sismo severo.

Adicionalmente, las derivas se limitan a 0.015/R1 si es calculado mediante un análisis de combinación espectral; a 0.020/R1 si es que se utiliza el análisis tiempo-historia y además se considera la degradación de la rigidez y resistencia en la etapa no lineal. Por último, la norma recomienda hacer un análisis P – delta cuando la deriva excede de 0.010/R1.

3.5.3 Norma Chilena NCh2745-2003

La norma Chilena NCh2745 es el resultado de la adaptación del código UBC del año 1997 y su compatibilización con la norma chilena NCh433 del 1996. Esta norma brinda los requisitos para realizar el análisis y diseño de edificios con aislación sísmica, el diseño de los elementos no estructurales y los ensayos requeridos para el sistema de

aislación. La base de ésta norma es que el sistema de aislación y el sistema estructural destinado a soportar las fuerzas laterales se diseñen para resistir las deformaciones y esfuerzos producidos por el sismo. En caso de que las fuerzas de viento sean lo suficientemente grandes para producir esfuerzos y deformaciones mayores, se usarán estas cargas en lugar de las de sismo.

Observaciones generales

El objetivo de aislar una estructura es que su desempeño no sólo signifique la protección a la vida durante un sismo severo, sino también se reduzca el daño en la estructura y el contenido de modo de mantenerla en estado operativo después del sismo. En los requisitos se definen dos niveles de sismo: el sismo de diseño (SDI), que es el que comúnmente se usa y el sismo máximo posible (SMP) que tiene una probabilidad de excedencia del 10% en 1000 años. El sistema de aislación y cualquier elemento que cruce la interfase de aislación se diseñará para que resista las deformaciones y esfuerzos producidos por el SMP sin falla. La superestructura se diseñará para que se comporte elásticamente durante el SDI. En las estructuras aisladas se verificará el desempeño para el SMP analíticamente y experimentalmente, de modo que se asegure que en el peor de los escenarios la estructura será al menos tan segura como una convencional. Además es necesario el ensayo del sistema de aisladores para el SMP.

Para sismos severos no debe haber falla en el sistema de aislación, daño significativo en los elementos estructurales ni daño masivo en los no estructurales. Esto significa que las derivas deberán ser mucho menores que las que ocurrirían en un edificio convencional y que el desplazamiento lateral se concentrará en el sistema de aislación. El SDI servirá para calcular la respuesta y el diseño de la sub y superestructura; mientras el SMP servirá para calcular la demanda de los desplazamientos y verificar la estabilidad en el sistema de aislación.

El modelo del sistema de aislación debe considerar, para hallar las fuerzas de diseño de la superestructura, la mayor rigidez del sistema de aislación y para la deformación del sistema de aislación la menor rigidez del mismo. El modelo debe considerar el efecto $P-\Delta$.

Para el caso de los modelos lineales, las propiedades serán la rigidez secante del aislador, k_{ef} y la razón de amortiguamiento lineal viscoso equivalente β_{ef} . Estos modelos pueden ser empleados en el caso de aisladores que no dependan de la carga axial como es el caso de los elastoméricos.

El modelo de la superestructura será tan detallado como el que se usa para un edificio convencional.

Análisis estático

Se recomienda para un diseño preliminar de la estructura y para verificar diseños más complicados. Sin embargo, la norma establece un porcentaje mínimo de la deformación y desplazamiento, dados por las fórmulas de este tipo de análisis, de manera que sirve para resguardar a la estructura de un diseño poco conservador.

La rigidez vertical mínima del sistema de aislación debe ser tal que la frecuencia de vibración de la superestructura rígida aislada sea mayor a 10 Hz.

Al elegir el aislador a utilizar, las ecuaciones C.4, C.5 y C.6 de la norma (Anexo 3.3) permiten hallar la capacidad de carga Q a cero deformación, la rigidez post fluencia k_p y la fuerza de fluencia F_y respectivamente. En este caso serían aisladores con coración de plomo que reducen numerosos ciclos histeréticos estables.

Desplazamientos laterales mínimos

Desplazamientos de diseño

Se debe diseñar para resistir desplazamientos laterales en los dos ejes principales de la estructura iguales a: $D_D = C_D / B_D$.

C_D se obtiene según el tipo de suelo y B_D se puede calcular u obtenerlo de la Tabla 2 de la norma.

Este cálculo también se debe realizar para el desplazamiento máximo. La ecuación se basa en la rigidez secante del sistema de aislación que corresponde al desplazamiento máximo D_M .

Desplazamiento total

Deben incluir los desplazamientos adicionales debidos a la torsión natural y accidental calculada considerando la distribución espacial de la rigidez lateral del sistema de aislación y la ubicación menos favorable de la excentricidad de masa. La excentricidad de masa en planta se mide con respecto al centro de rigidez. El desplazamiento total de diseño D_{TD} se obtiene con:

$$D_{TD} = D_D \left[1 + \gamma \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (3.5.3.1)$$

El desplazamiento total puede ser menor al calculado con esta ecuación pero no menor a $1.1 D_D$ ni a $1.1 D_M$ (respectivamente).

Fuerzas laterales mínimas

El sistema de aislación o los elementos estructurales en el nivel o bajo el nivel de aislación, se deben diseñar para resistir una fuerza sísmica lateral mínima V_b .

$$V_b = k_{Dm\acute{a}x} D_D^2 \quad (3.5.3.2)$$

Y los elementos estructurales sobre el sistema de aislaci3n:

$$V_s = \frac{k_{Dm\acute{a}x} D_D}{R_1} \quad (3.5.3.3)$$

Donde R_1 es siempre menor a 2 y V_s menor a la fuerza de corte obtenida para una base fija con el mismo periodo de la estructura aislada. Tampoco a 1.5 veces la fuerza requerida para activar el sistema de aislaci3n.

Si la estructura es suficientemente r3gida, una vez activado el sistema de aislaci3n, las deformaciones se concentrar3n ah3, por eso la distribuci3n de fuerzas se distribuir3 uniformemente en altura y cada fuerza de aplicar3 en el centro de masa de cada nivel. Adem3s, la deriva de los centros de masa de dos pisos consecutivos no ser3 mayor a 0.002 sin reducci3n por R.

An3lisis din3mico

Puede ser an3lisis espectral o de respuesta en el tiempo. El desplazamiento total de dise1o no ser3 menor que el 90% de D_{TD} , y el desplazamiento total m3ximo no ser3 menor al 80% de D_{TM} . Asimismo, la fuerza de corte de dise1o no ser3 menor al 90% de V_b . Al momento de evaluar D_{TD} y D_{TM} , D_D y D_M se pueden reemplazar, respectivamente, por D_D' y D_M' . Estos nuevos valores incluyen la influencia de la flexibilidad de la superestructura. T es el periodo de la estructura con base fija y comportamiento el3stico.

$$D_D' = \frac{D_D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_D}\right)^2}} \quad (3.5.3.4)$$

En caso de una superestructura regular la fuerza de corte tendr3 que ser mayor al 80% de V_s . En caso se realice el an3lisis de respuesta en el tiempo para dise1ar la estructura, para estructuras irregulares podr3 considerarse mayor o igual al 80% de V_s y para estructuras regulares mayor o igual al 60% de V_s .

An3lisis de respuesta espectral

Este se recomienda para superestructuras flexibles, superestructuras de planta irregular y/o aisladores con una relaci3n fuerza-deformaci3n que puede ser representada muy bien por un modelo lineal equivalente; permite calcular de forma simple la distribuci3n de fuerzas y deformaciones en superestructuras flexibles.

Análisis de respuesta en el tiempo

Se puede usar en el diseño de cualquier estructura con aislación sísmica y es recomendable cuando el sistema tiene una razón de amortiguamiento modal mayor a 30%, sistemas cuya deformación se espera que exceda la distancia disponible con estructuras adyacentes, sistemas dependientes de la velocidad de deformación o sistemas que experimentan levantamiento o impacto.

Se deben seleccionar pares de componentes horizontales de aceleración de al menos 3 registros; luego se combinarán los espectros de pseudo-aceleración de cada par de registros por el método SRSS para un $\beta=0.05$. Cada par de registros se aplicará simultáneamente al modelo considerando la dirección menos ventajosa.

Espectro de diseño específico del lugar

Corresponde al SDI y al SMP de un lugar. Se realizan cuando las estructuras tienen un periodo aislado $T_M > 3s$, ubicados en suelos tipo IV o a una distancia menor a 10 km de una falla activa.

El espectro para el SMP será el espectro del SDI escalado por un factor M_M . Este se usará para determinar el desplazamiento total máximo.

La deriva no debe exceder a 0.0025 para el caso del análisis espectral y a 0.003 en el caso del análisis de respuesta en el tiempo.

3.5.4 Observaciones

Se puede apreciar que los tres códigos contemplan las dos formas de análisis, y utilizan el método estático como límites inferiores para lo obtenido por los métodos dinámicos. También se observa, que si bien la norma chilena es una adaptación del UBC, incluye algunos elementos del FEMA (como requerir una fuerza para el diseño de la superestructura, de 1.5 veces la necesaria para activar el sistema de aislación). El FEMA deja a criterio del diseñador el cálculo del desplazamiento debido a los efectos de torsión y no menciona aquél que considera la flexibilidad de la estructura para el método estático; en este caso, el método resulta ser más sencillo. En general, se debe rescatar que el factor de reducción es limitado a 2, que el análisis tiempo-historia debe realizarse en ambas direcciones 100-30 en simultáneo, que la deriva en la superestructura debe respetar valores bien pequeños de aprox. 0.002 y que se debe verificar el sistema de aislación para desplazamientos mayores al de diseño (aquél del sismo máximo creíble). Esto, sumado a las consideraciones vistas en el apéndice 3.4, resulta en una técnica de diseño simple, pero completa.

En la siguiente tabla comparativa se observan las similitudes y diferencias más relevantes.

Criterio	FEMA	UBC	NCH
Uso del método estático	Requisito, fija límites, no es para el diseño final	Requisito, fija límites, no es para el diseño final	Requisito, fija límites, no es para el diseño final
Por combinación espectral	Sólo estructuras regulares, no esenciales, y de altura menor	No se sugiere, pero se realizaría con 100% y 30%	Se puede utilizar para el diseño final
Tiempo- Historia	Mínimo 3 pares con 100% y 30%.	Mínimo 3 pares con 100% y 30%.	Mínimo 3 pares con 100% y 30%.
Mínima fuerza cortante basal	<ul style="list-style-type: none"> • 1.5 la de activación del SA, • Viento, • Espectro con T_A 	Sólo en comparación con el método estático	<ul style="list-style-type: none"> • 1.5 la de activación del SA, • Viento, • Espectro con T_A
Factor de reducción Superestructura	$\frac{3}{8}$ de R_{est} , Máximo 2.	Entre 1 y 2.	Entre 1 y 2.
Tracción admisible	No se admite.	(No especifica)	(No especifica)
Control de deriva	<ul style="list-style-type: none"> • 0.01 EST • 0.015 CE • 0.02 TH 	<ul style="list-style-type: none"> • 0.01/R EST • 0.015/R CE • 0.02/R TH 	0.002
Evento Máximo Creíble	Para comprobar desplazamientos y el SA.	Para comprobar desplazamientos y el SA.	Para comprobar el SA y realizar el ensayo de los aisladores
Rango sugerido para el T_A	(No especifica)	Entre 2 y 3 s.	Entre 2 y 3 s.
Consideraciones enfatizadas	<ul style="list-style-type: none"> • Modelar cambios de propiedades, • P-Δ 	(No especifica)	• P- Δ
Legalidad	(No especifica)	(No especifica)	Todos los aisladores deben estar certificados y haber sido ensayados en el país.

Tabla 3.5.4.a - Comparación entre las normas técnicas consultadas.

4. Análisis De Modelos De Estructuras Aisladas

Con el fin de evaluar el desempeño de las estructuras aisladas se analizan varios edificios y se hacen comparaciones entre los comportamientos del sistema convencional empotrado en la base y el sistema aislado. Esta comparación se realiza con los resultados obtenidos a nivel de desplazamientos, fuerzas y modos de vibración.

4.1 Criterios para la elección de estructuras

Se buscó modelar distintos tipos de estructuras: aporticados, de placas y mixtos; todos estos de concreto armado. Asimismo, se trató de que sean diferentes en altura: bajos (menos de 6 pisos), altos (más de 12 pisos) y otros intermedios.

También, se buscó que cada edificio analizado tenga alguna peculiaridad como las irregularidades en altura (piso blando, discontinuidad de los sistemas resistentes, etc.) o las irregularidades en planta (esquinas entrantes, discontinuidad en los diafragmas, etc.) para que se valore su influencia en el sistema aislado.

Como se quiere evaluar la influencia del sistema de aislamiento en estructuras semejantes a las que se construyen en nuestro medio, todos los edificios examinados existen y no son modelos idealizados. En la tabla 4.1.a se muestran las características de los edificios analizados.

	Edificio	Sistema Estructural	Área por Planta (m ²)	Altura			Clasificación
				Pisos	Tipos de pisos	h (m)	
1	SERGIO BERNALES	Muros de concreto armado	335	14	14 de 2.75 m	39	Alto
2	EMILIO FERNANDEZ	Muros de concreto armado	280	20	20 de 2.50 m	50	Alto
3	EL RANCHO	Dual de concreto armado	1,510	5	5 de 3.0 m	15	Bajo
4	INSTITUTO DEL NIÑO	Muros de concreto armado	830	8	1 de 3.95 m y 7 de 3.80 m	31	Mediano
5	LOFT	Dual de concreto armado	765	8	8 de 2.70 m	22	Mediano
6	PABELLON 6	Muros de concreto armado	315	3	1 de 3.0 m y 2 de 2.70m	8	Bajo
7	PABELLON 7	Pórticos de concreto armado	1,770	3	3 de 3.0 m	9	Bajo
8	SAN LUIS	Muros de concreto armado	330	11	1 de 2.90 m y 10 de 2.30m	26	Mediano

Tabla 4.1.a - Características de los edificios analizados.

3. El Rancho - Bajo Dual

El proyecto el Rancho abarca la construcción de varios edificios multifamiliares en un área de más de 15 mil metros cuadrados. Los edificios son de cinco o seis pisos y han sido estructurados con placas pequeñas y columnas. Estructuralmente se clasificarían como dual de concreto armado. En la figura 4.1.e. se presenta la planta típica de uno de los edificios del proyecto.

Este edificio presenta discontinuidades en el diafragma, que, como en términos de área es menor al 50% del área bruta del diafragma, no se le considera como irregular en planta. También, puede que existan problemas de torsión los cuales se identificarán en el análisis.

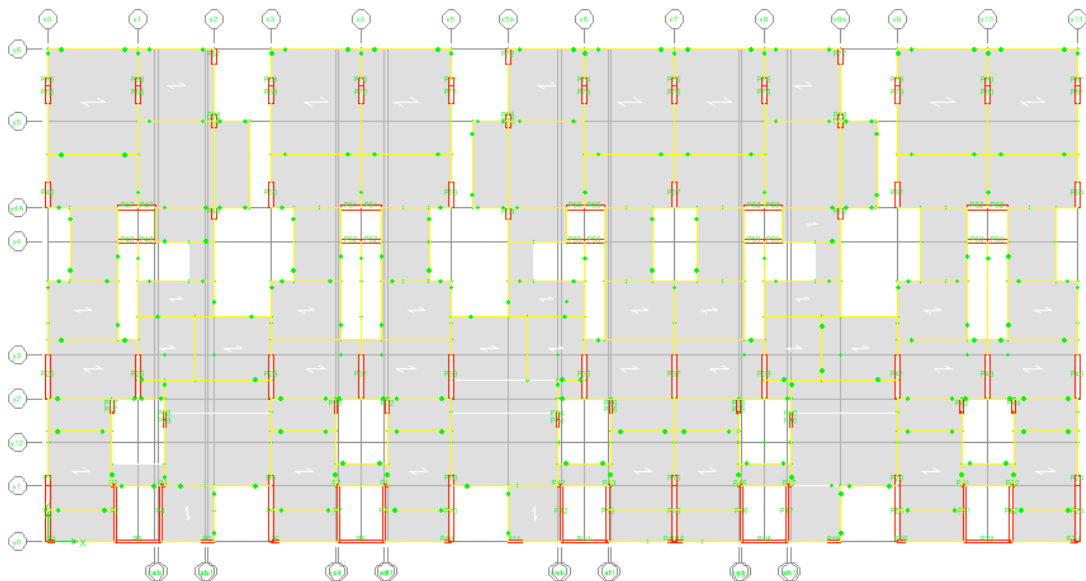


Figura 4.1.e Distribución en planta de vigas, columnas, placas y losas utilizado en el análisis para un piso típico

4. Instituto de Salud del Niño - Mediano Dual

Edificio de ocho pisos que ha sido estructurado con placas pequeñas ubicadas en el perímetro y columnas en el interior. Estructuralmente se clasificaría como de muros de concreto armado. En la figura 4.1.f se presenta la planta típica.

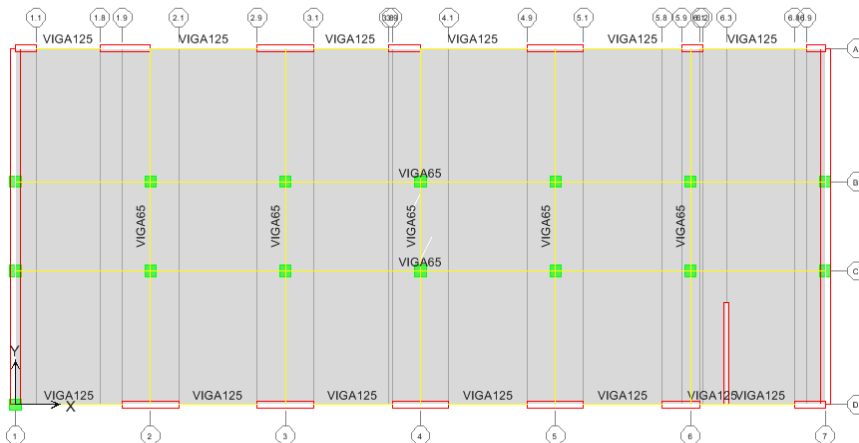


Figura 4.1.f Distribución en planta de vigas, columnas, placas y losas utilizado en el análisis para un piso típico

5. Loft - Mediano Dual

Edificio de ocho pisos, estructurado con muros y pórticos de concreto armado, por lo que se clasifica como un sistema dual.

La distribución de las placas no solamente se hacen en los ejes típicos ortogonales, sino, además hay dos ejes inclinados.

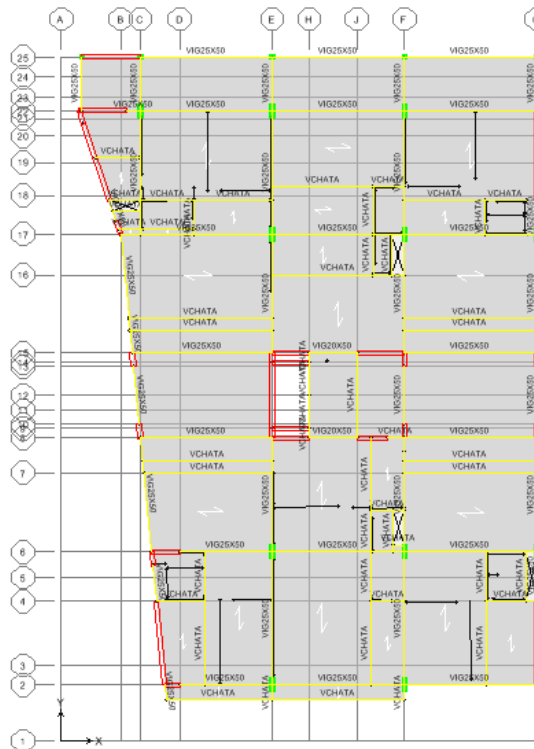


Figura 4.1.g. Distribución en planta de vigas, columnas, placas y losas para el análisis.

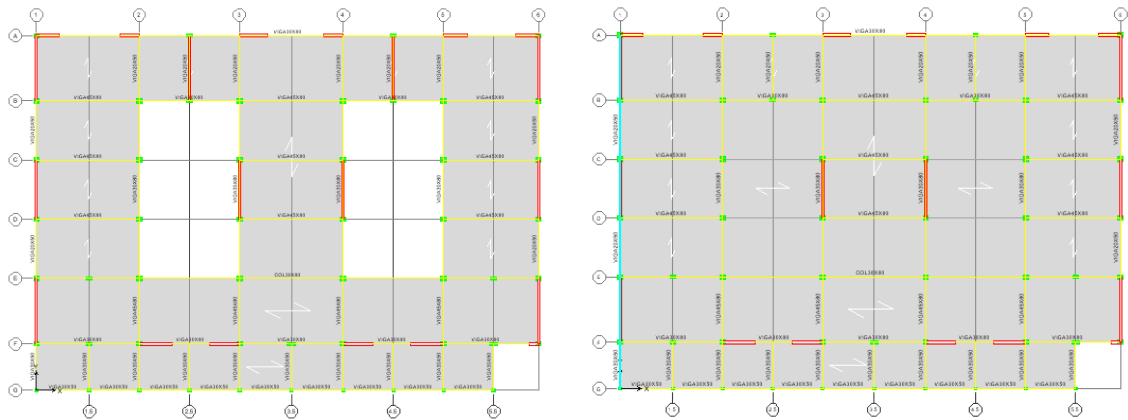


Figura 4.1.i. Distribución en planta de vigas, columnas, placas y losas utilizado en el análisis para un piso típico. Izquierda: del 1er y el 3er piso. Derecha: del 2do piso.

8. San Luis - Mediano de placas

Edificio de 11 pisos conformado por muros estructurales de ductilidad limitada. En la figura 4.1.j. se presenta la planta típica.

Posiblemente haya efectos de torsión, los cuales se determinarán en el análisis.

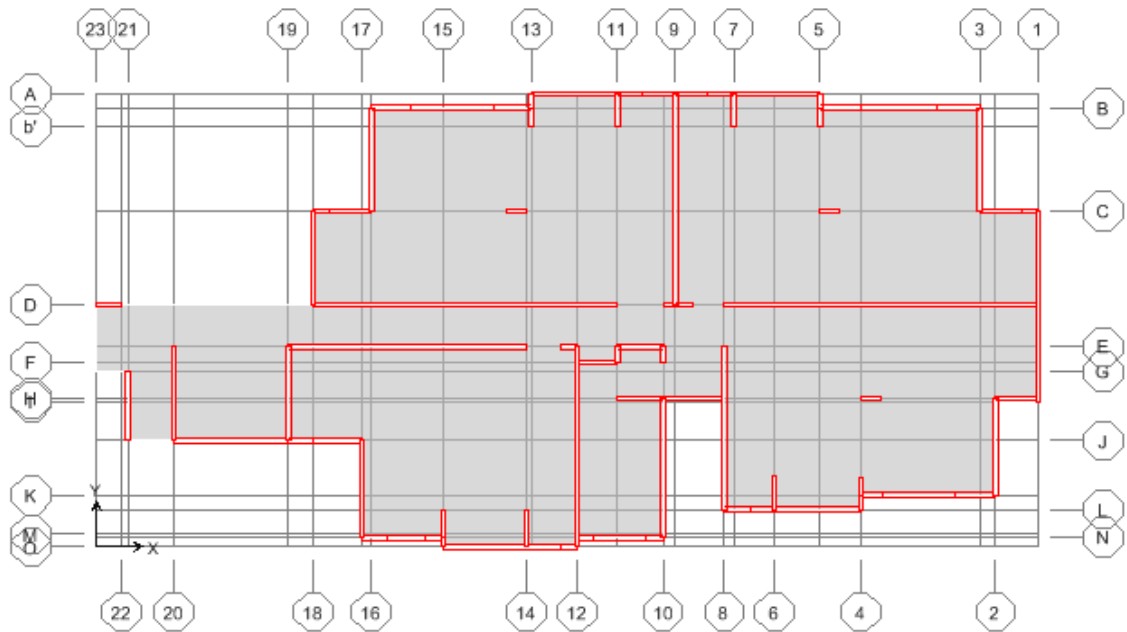


Figura 4.1.j Distribución en planta de vigas, columnas, placas y losas utilizado en el análisis para un piso típico

4.2 Consideraciones y criterios de modelamiento

En la etapa del modelamiento se controlan los parámetros de capacidad de carga, rigidez lateral y los desplazamientos máximos que se van a desarrollar en los aisladores.

4.2.1 Capacidad de carga y tracción:

El peso del edificio define la cantidad y tipo de aisladores a utilizar de tal forma que no se exceda la capacidad de carga de cada aislador. Este análisis es sólo preliminar dado que existirán diferencias entre las cargas permanentes y cuando ocurren los sismos.

Ante un evento sísmico, los momentos generados van a esforzar verticalmente a unos aisladores más que otros; es por ello que también se hace un control de la capacidad de carga cuando se utiliza una combinación que incluya el sismo y las cargas muerta y viva amplificadas por 1.25. Esta se ha tomado como la combinación que otorga valores máximos de carga en la mayoría de los aisladores.

Cuando un lado se sobrecarga más existe la tendencia de que en el otro lado algunos aisladores no trabajen a compresión y se encuentren en tracción. Este parámetro se controla con una combinación del sismo más el peso del edificio que trata de estabilizar el momento volcante producido.

4.2.2 Rigidez lateral y desplazamiento máximo:

En el modelo se busca compensar la rigidez de ambos lados para que puedan recibir una cantidad similar de fuerza lateral y también para controlar que no hayan efectos de torsión en el sistema de aislamiento, en donde la región menos rígida rotaría alrededor de la otra; este efecto es desfavorable pues dificulta la posibilidad de flexibilizar a la estructura.

Para controlar este parámetro en el modelo se busca equilibrar la rigidez de los bordes equidistantes al centro de rigidez del sistema de aislamiento.

Los desplazamientos dependerán de la rigidez del sistema de aislación y deberán tenerse en cuenta. Estos desplazamientos se deberán calcular inicialmente (ver 4.3) y verificar con un análisis dinámico.

4.2.3 Diafragma rígido:

Con la finalidad de que todo el sistema se mueva como un solo elemento se utiliza un diafragma rígido que se logra mediante el uso de un sistema de losas o vigas con rigidizadores diagonales.

En el modelo se utiliza una losa que permite amarrar a las columnas y placas para que existan momentos en su base; y vigas capaces de resistir las cargas últimas para que puedan transmitir las hacia los aisladores.

El criterio que se sigue para la disposición de la losa y vigas es crear un enmallado de tal forma que los aisladores se encuentren ubicados debajo de cada punto de intersección de la malla; para ello también se debe controlar las dos consideraciones anteriores.

Para que se logre el comportamiento de diafragma rígido de la losa, en el modelo se le asigna una gran rigidez a la deformación ante cargas contenidas en su plano.

Por último, la interfase de aislación se ubica en la base del primer nivel; por lo tanto, la presencia de los sótanos no influye significativamente en su comportamiento (los sótanos se mueven con el terreno y así no hay amplificación sísmica). De esta manera, no se incluyeron los sótanos en los modelos (si es que los había).

4.3 Procedimientos de Diseño de los Aisladores:

4.3.1 Consideraciones Iniciales:

- Para dimensionar los aisladores se considera el Sismo Máximo Creíble (MCE) o sismo que tiene el 2% de probabilidad de ser excedido en 50 años. Por lo tanto, el factor $Z(\text{MCE}) = 0.6g$ (Zona III).
- Para diseñar la superestructura se considera el Sismo de Diseño (DBE) o sismo que tiene el 10% de probabilidad de ser excedido en 50 años. Por lo tanto, el factor $Z(\text{MCE}) = 0.4g$.
- Se asume inicialmente que el periodo de la estructura aislada en el máximo desplazamiento es igual a 2.5 ó 3 veces el periodo de la estructura empotrada.
- Se considera un amortiguamiento efectivo para el máximo desplazamiento igual a 15%.

4.3.2 Procedimiento:

1. Cálculo de la aceleración espectral de diseño ($SD1_{(DBE)}$) y la aceleración espectral máxima creíble ($SM1_{(MCE)}$):

Se calculan a partir de los factores de zona sísmica (Z), tipo de suelo (S), importancia (U) y el de amplificación sísmica (C):

$$SD1_{(DBE)} = Z_{DBE} UCS \quad SM1_{(MCE)} = Z_{MCE} UCS \quad (4.3.2.1 \text{ y } 2)$$

En el caso de las estructuras aisladas el factor de uso será 1.0, dado que al dimensionar los aisladores no se utiliza un factor de reducción R. Para el análisis de la superestructura sí se deberá utilizar las combinaciones de R y U adecuadas. Si se desea considerar la importancia de la estructura deberá modificarse la aceleración espectral de acuerdo con el tiempo de exposición y con el periodo de retorno del evento considerado. El coeficiente de amplificación sísmica deberá ser también igual a 1.0, debido a que para los periodos propios de la aislación, no existe amplificación de la aceleración máxima.

2. Cálculo del desplazamiento máximo y desplazamiento máximo total:

El desplazamiento máximo del sistema de aislamiento se obtiene a partir de la aceleración espectral máxima creíble, el periodo de la estructura aislada en el máximo desplazamiento (T_M) y el coeficiente referido al amortiguamiento efectivo en el máximo desplazamiento (B_M). Este último coeficiente se obtiene de la tabla de A-16-C del apéndice 16 del UBC.

Amortiguamiento Efectivo β_M	Factor B_M
≤ 2	0.8
5	1.0
10	1.2
15	1.35
20	1.5
30	1.7
40	1.9
≥ 50	2.0

Tabla 4.3.2.a - Coeficientes de Amortiguamiento

$$D_M = \frac{(g / 4\pi^2) x SM 1 x T_M}{B_M} \quad (3.5.2.1)$$

El desplazamiento máximo total del sistema de aislamiento se obtiene a partir del desplazamiento máximo (D_M), las dimensiones en planta de la estructura (b y d), la distancia hacia el aislador más alejado (y) y la excentricidad accidental (e). Esta última se obtiene como el 5% de la dimensión más grande de la planta.

$$D_{TM} = D_M x \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (3.5.2.3)$$

3. Dimensionamiento de los aisladores:

El dimensionamiento se hace a partir del desplazamiento máximo total de los aisladores y la capacidad de carga máxima. Se escoge la más crítica.

La carga máxima en cada aislador es la que se obtiene a partir de la combinación "1.25CM+1.25CV+CS". También, por experiencia, se puede considerar inicialmente que la "CS" es el 30% de la "CM" y así usar la combinación "1.55CM + 1.25CV". El esfuerzo axial permisible debe ser especificado en las características del aislador o se toma como valor referencial en 815 ton/m².

$$D_i = 1.5D_{TM} \quad D_i = \sqrt{\frac{4}{\pi} \frac{P_{u\max}}{\sigma_{\max\ perm.}}} \quad (4.3.2.3)$$

Una vez dimensionado, se escogen algunos tipos de aisladores en el catálogo del fabricante de acuerdo con la similitud del diámetro del aislador disponible (D_i).

4. Cálculo del diámetro de núcleo de plomo:

Con la carga "W" que recibe cada aislador según condiciones de servicio (CM+0.25CV), se verifica que la relación Q_d/W se encuentre en el rango de (3% a 10%). Q_d es la fuerza histerética y es utilizado para el control de la amortiguación y la rigidez efectiva del sistema de aislamiento.

El diámetro del núcleo de plomo se calcula a partir de la relación entre la fuerza de fluencia y el esfuerzo axial permisible en el núcleo de plomo (1020 ton/m²). La fuerza de fluencia es 10% mayor que la fuerza histerética. Entonces, el diámetro del núcleo de plomo se calcula:

$$D_i = \sqrt{\frac{4}{\pi} x \frac{1.10Q_d}{\sigma_y}} \quad (4.3.2.4)$$

5. Cálculo de la altura del aislador:

Se calcula a partir del desplazamiento máximo total y la deformación de corte de diseño. Esta última es equivalente a 250% según recomendaciones de los fabri-

cantes. Para el diseño se toma el 150%.

$$H_i = \frac{D_{TM}}{1.50} \quad (4.3.2.5)$$

6. Cálculo de Kd ó k2:

Esta es la rigidez secundaria o rigidez de recuperación la cual depende del área neta de caucho, la altura del aislador y el módulo de corte, el cual está comprendido entre 38 y 71 ton/m².

$$k_d = \frac{\pi}{4} \times \frac{(D_i^2 - D_i'^2)}{H_i} \times G \quad (4.3.2.6)$$

7. Cálculo de la rigidez efectiva y el amortiguamiento efectivo:

La rigidez efectiva y el amortiguamiento efectivo se calculan a partir:

$$k_{eff} = \frac{Q_d}{D_{TM}} + K_d \quad \beta_{eff} = \frac{4Q_d(D_{TM} - F_y / (10K_d))}{2\pi \times k_{eff} \times D_{TM}^2} \quad (4.3.2.7 \text{ y } 8)$$

El procedimiento iterativo se empieza a partir de la relación Qd/W en donde se le asigna un valor entre el rango recomendado y a partir de este se determinan los diámetros de plomo y los parámetros de amortiguamiento y rigidez efectiva.

El procedimiento termina cuando se han seleccionado los aisladores con características similares a las calculadas por medio de las fórmulas, donde los desplazamientos, periodos, amortiguamiento y capacidad de carga son los adecuados.

4.4 Análisis Dinámico

Un sistema estructural sometido a acciones dinámicas externas experimenta respuestas que varían con el tiempo. Si se conocen las sollicitaciones externas podrá predecirse su comportamiento.

Una acción dinámica es aquella cuya variación en el tiempo es rápida y da origen a fuerzas de inercia comparables en magnitud con las fuerzas estáticas. Los sismos, el viento, las explosiones, entre otros, son acciones dinámicas que producen vibraciones en la estructura. Las acciones dinámicas pueden ser determinísticas, cuando su variación temporal es perfectamente conocida, o probabilísticas, cuando alguno o todos sus parámetros son aleatorios.

Las acciones dinámicas definidas determinísticamente son funciones del tiempo cuyo valor es conocido en cada instante. Este tipo de representación es adecuado para evaluar el comportamiento de una estructura luego de ocurrido el evento que ocasionó esa respuesta dinámica, la cual, es cualquier magnitud que caracteriza el efecto de la

carga sobre la estructura, por ejemplo, las deformaciones que se producen, las tensiones, etc.

Ante una acción exterior la respuesta de las estructuras dependerá de sus modos de vibrar y sus respectivas frecuencias o periodos. Los periodos de vibración dependen de las características geométricas, de la rigidez y de la masa que la estructura opone al movimiento.

Para realizar el análisis a una estructura es necesario definir su modelo mecánico y definir el movimiento del terreno. La relación entre las acciones y las respuestas describen un modelo matemático, el cual, puede ser resuelto mediante métodos numéricos de análisis. La precisión de la respuesta obtenida dependerá del modelo matemático usado.

La ecuación de equilibrio dinámico de un sistema de varios grados de libertad se puede escribir:

$$F_I + F_C + F_R + P = 0$$

F_I = Vector de fuerzas de Inercia

F_C = Vector de fuerzas de amortiguamiento

F_R = Vector de fuerzas restitutivas

P = Vector de fuerzas externas

El análisis dinámico puede realizarse mediante procedimientos de análisis espectral o de tiempo historia. Es recomendable que para edificaciones convencionales se use el análisis espectral y para edificaciones especiales el análisis tiempo-historia.

4.4.1 Espectro de la NPDSR

Se puede definir al espectro de respuesta (obtenido de un acelerograma) como los máximos valores de la respuesta de un sistema expresado en función del periodo propio de la estructura. Es una acción dinámica no determinística muy útil para el diseño de estructuras donde solo los máximos son necesarios.

El periodo propio de la estructura se calculará mediante un procedimiento de análisis que considere la distribución de masas de la estructura y la rigidez.

Las pseudo-aceleraciones del espectro inelástico generado por la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E0.30 para realizar el análisis dinámico dependen de los siguientes parámetros:

Z = Aceleración máxima del terreno con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años. La zonificación propuesta en la N.T.E.030 se basa en la distribución espacial de

la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia al epicentro.

Factores de Zona	
Zona	Z
3	0.4
2	0.3
1	0.15

Tabla 4.4.1.a - Valores de Z

C= Factor de amplificación sísmica. ≤ 2.5

T= Periodo fundamental de la estructura.

TP= Es un parámetro del suelo que se refiere al periodo de plataforma del suelo (Tabla 4.4.1.b).

S=Es un parámetro de suelo que hace alusión al tipo de suelo del lugar a analizar (Tabla 4.4.1.b).

Parámetros del Suelo			
Tipo	Descripción	TP(s)	S
S1	Roca o suelos muy rígidos	0.4	1
S2	Suelos intermedios	0.6	1.2
S3	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	0.9	1.4
S4	Condiciones excepcionales	*	*

Tabla 4.4.1.b - Parámetros del suelo. (*) Para este caso los valores de T_P y S serán establecidos por un especialista, pero en ningún caso serán menores a lo especificado para el tipo S₃.

U= Es el coeficiente de uso o de importancia que depende la categoría de las edificaciones, pero, como ya se mencionó, para el sistema de aislación de las estructuras aisladas este será siempre 1.0, pero se podrá incrementar para el diseño de la superestructura.

R= Es el factor de reducción que depende del tipo de estructura. Al tratarse de estructuras aisladas, las cuales se considera que deberán mantenerse en rango elástico ante el sismo de diseño, no se deberá usar un factor de reducción mayor a 2 para la superestructura.

El espectro utilizado para el análisis tiene los siguientes parámetros:

- Z = 0.4
- U = 1
- $T_p = 0.4$
- $C = 2.5 \cdot (T_p/T) \leq 2.5$
- S = 1
- R = 2 (Para estructuras aisladas).
6 a 8 (Para estructuras no aisladas).

Se tabularon valores de S·C para conseguir el espectro utilizado en los análisis. En la tabla 4.4.1.c sólo se muestran los valores desde el T=0 hasta T=0.8.

Tiempo	S·C
0	2.50
0.1	2.50
0.2	2.50
0.3	2.50
0.4	2.50
0.5	2.00
0.6	1.67
0.7	1.43
0.8	1.25
0.9	1.11
1	1.00
1.5	0.67
2	0.50
2.5	0.40
3	0.33
3.5	0.29
4	0.25
4.5	0.22
5	0.20

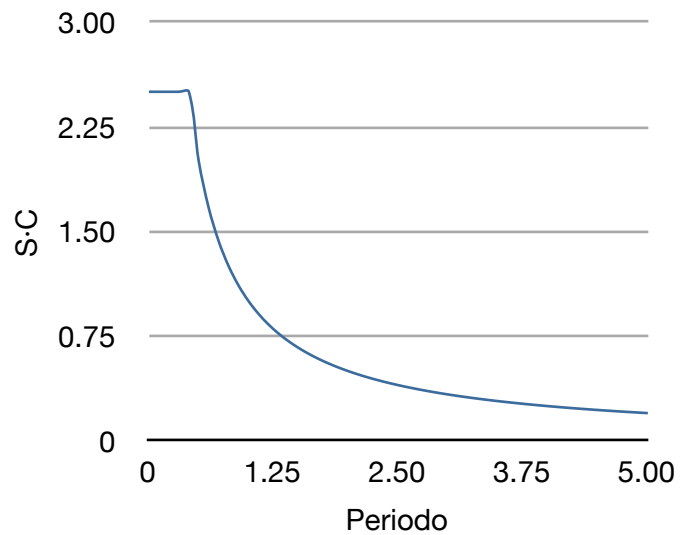


Figura 4.4.1.a Función espectral

Tabla 4.4.1.c Función espectral

Luego, al momento de definir los casos con el espectro se colocó el factor de amplificación= $(Z \cdot U/R) \cdot g$.

4.4.2 Análisis Tiempo Historia

El análisis tiempo-historia se puede realizar para cualquier tipo de estructura. Éste se podrá realizar suponiendo un comportamiento lineal y elástico de la superestructura, y las aceleraciones horizontales corresponderán a sismos reales o artificiales (para el caso peruano se pide un mínimo de 5 registros). Para edificaciones especialmente im-

portantes se efectuará el análisis tiempo-historia considerando el comportamiento inelástico de los elementos de la estructura, es decir, considerando la degradación de la rigidez de la estructura en el tiempo.

Los registros usados deberán normalizarse de tal manera que la máxima aceleración sea la máxima esperada en el sitio (Factor Z).

Para nuestro análisis las señales usadas fueron:

- Acelerograma del sismo de Huaraz de 1970.
- Acelerograma del sismo de Pisco de 2007.
- Acelerograma del sismo de Chile de 2010.

Estas señales son representativas del rango de frecuencias que se puede esperar en la zona costera del Perú. Como se verá más adelante, las fuerzas producidas por la envolvente de estas señales resultan muy similares a las calculadas con los espectros (considerando los factores de reducción).

4.4.2.1 Señales Usadas

Acelerograma del sismo de Huaraz de 1970

El sismo de Ancash fue uno de los más destructivos en la historia del Perú no sólo por su magnitud sino también por la gran cantidad de pérdidas humanas: alrededor de cien mil muertos.

Características:

Magnitud : 7.8 Mw

Intensidad : X y XI (M) Entre Chimbote y Casma.

Epicentro : En el Océano Pacífico, a 50km de la Costa peruana, frente a Casma y Chimbote.

Profundidad : 64km

Longitud : -09.364

Latitud : -78.872

Fecha : 31/05/1970

Hora : 20:23:31.5 GMT

La aceleración máxima corregida registrada por un acelerógrafo en Lima fue de 0.11g (www.cismid.edu.edu.pe). En la figura 4.4.2.1.a se muestra el acelerograma del sismo de Ancash escalado a 0.4g (Factor Z usado para la Costa Peruana).

Acelerograma de Huaraz

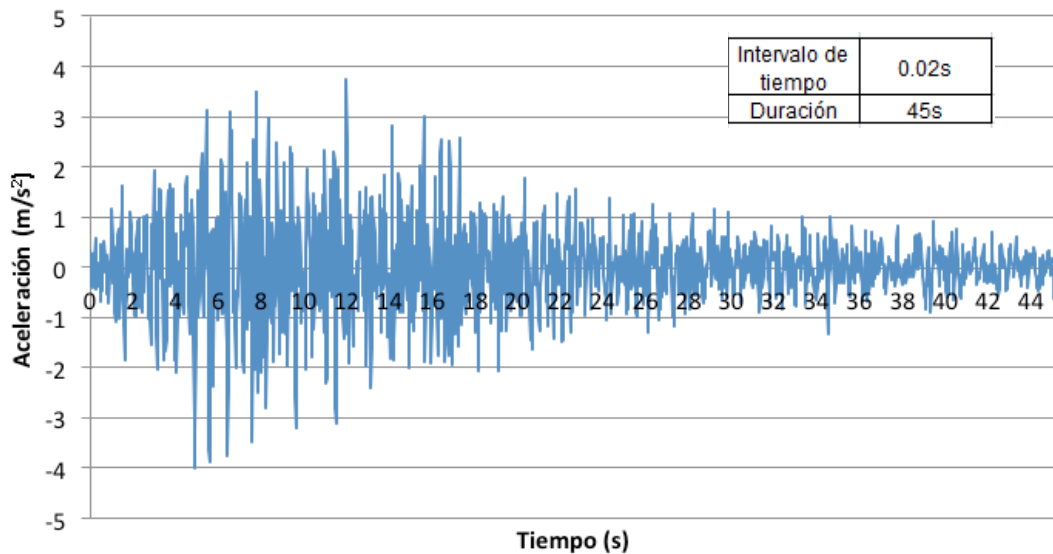


Figura 4.4.2.1.a Acelerograma del sismo de Ancash de 1970 escalado a 0.4g.

Acelerograma del sismo de Pisco de 2007

El sismo de Pisco causó grandes daños en la infraestructura en las provincias de Pisco, Ica, Chincha, Cañete, Yauyos, Huaytará y Castrovirreyna. Dejó alrededor de 76,000 viviendas destruidas e inhabitables, 531 muertos y 2291 heridos.

Características:

Magnitud : 8 Mw

Intensidad : IX (M) , VII-VIII(MM)

Epicentro : Costa del centro de Perú a 40km al oeste de Chincha Alta y a 150km al suroeste de Lima.

Profundidad : 39km

Longitud : -13.49°Sur

Latitud : -76.85°Oeste

Fecha : 15/08/2007

Hora : 23:40:53GMT

(Datos obtenidos de www.igp.gob.pe)

La aceleración máxima registrada en la estación PNC (Parcona) en su componente Este-Oeste fue de 0.5g, mientras que en la estación de Ica en su componente Norte-

Sur fue de 0.34g (www.igp.gob.pe/sismologia/libro/trabajo_14.pdf). En la figura 4.3.2.1.b se muestra el acelerograma del sismo de Pisco escalado a 0.4g.

Acelerograma de Pisco

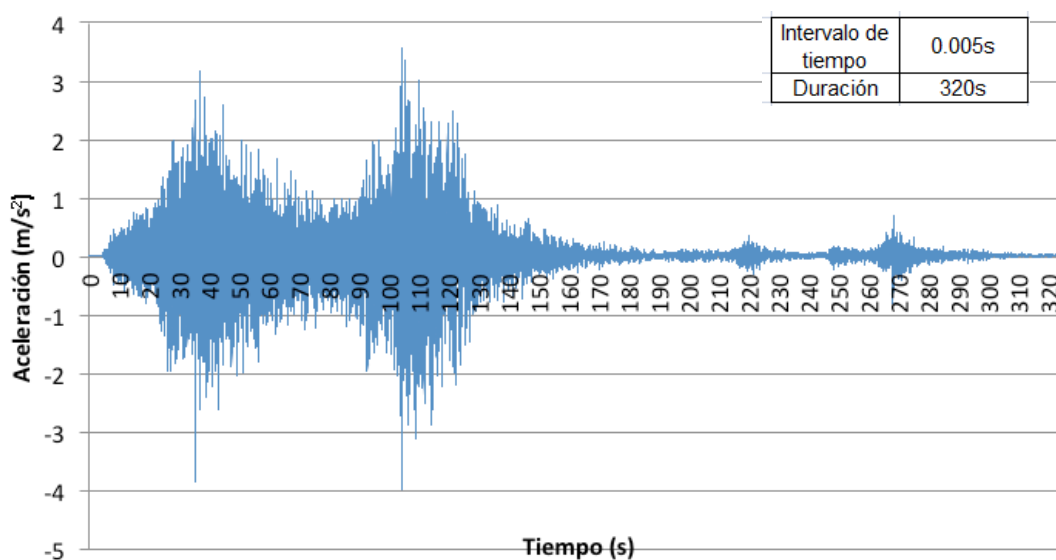


Figura 4.4.2.1.b Acelerograma del sismo de Pisco de 2007 escalado a 0.4g.

Acelerograma del sismo de Chile de 2010

Es considerado como el segundo sismo más fuerte de ese país (solo fue superado por el terremoto de Valdivia 1960) y uno de los cinco más fuertes registrados en la humanidad. El sismo chileno liberó 178 veces más energía que el terremoto de Haití ocurrido el 12 de enero del 2010.

Características:

Magnitud : 8.8 Mw
 Intensidad : IX (M)
 Epicentro : Mar Chileno, frente a Curanipe y Cobquecura.
 Profundidad : 30.1km
 Longitud : -72.77
 Latitud : -35.83
 Fecha : 27/03/2010
 Hora : 06:34:17 GMT

(Datos obtenidos de www.igp.gob.pe)

La aceleración máxima registrada en el piso 19 del Edificio de la Cámara Chilena de la Construcción fue de 0.30g en la dirección norte (www.cec.uchile.cl/~dicesco/Instrumentacion_archivos/CAM1003.pdf). En la figura 4.3.2.1.c se muestra el acelerograma del sismo de Chile escalado a 0.4g.

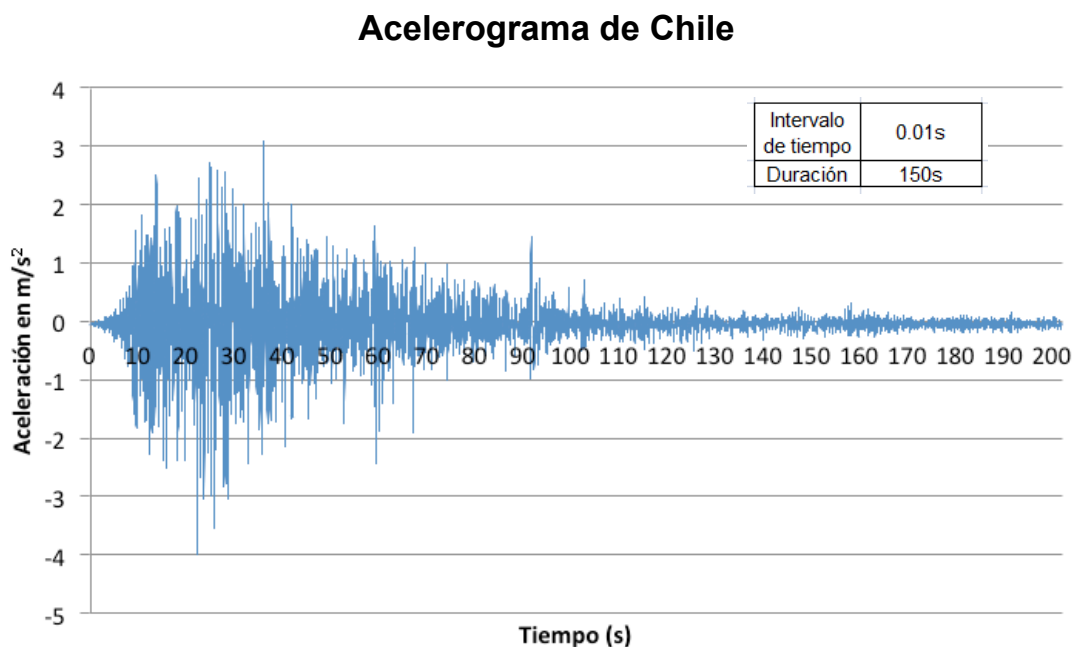


Figura 4.4.2.1.c Acelerograma del sismo de Chile de 2010 escalado a 0.4g.

4.5 Detalle del Modelamiento en Software

Se desea mencionar brevemente el método utilizado para realizar el análisis no lineal en el programa de modelamiento utilizado (ETABS) con los aisladores elástoméricos.

Una vez modelada la estructura de la forma convencional se retiran los apoyos en la base y se colocan vigas de suficiente peralte para unir los elementos como placas y columnas con adecuada rigidez a momento.

Luego se deben definir los elementos tipo “link” e introducir sus características de acuerdo con lo calculado. En las figuras 4.5.a, b y c. se observa como se deben ingresar estas propiedades. Los valores en las figuras corresponden al aislador de 950 mm de diámetro, calculado más adelante en el capítulo 5.4.

Después, habiendo seleccionado los puntos en la base donde se colocarán los aisladores, se les asigna el elemento link correspondiente. Finalmente, se seleccionan todos los puntos en la base y se les asigna un diafragma rígido.

NLLink Property Data

Property Name: AIS95 Type: Isolator1

Total Mass and Weight

Mass: 0. Rotational Inertia 1: 0.

Weight: 0. Rotational Inertia 2: 0.

Rotational Inertia 3: 0.

Directional Properties

Direction	NonLinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U1...
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U2...
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U3...
<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R1...
<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R2...
<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R3...

P-Delta Parameters: Advanced...

OK Cancel

Figura 4.5.a. - Pantalla de ingreso de propiedades para un aislador.

NLLink Directional Properties

Identification

Property Name: AIS95

Direction: U1

Type: Isolator1

NonLinear: No

Linear Properties

Effective Stiffness: 183500

Effective Damping: 0.1

OK Cancel

NLLink Directional Properties

Identification

Property Name: AIS95

Direction: U2

Type: Isolator1

NonLinear: Yes

Linear Properties

Effective Stiffness: 130.5

Effective Damping: 0.256

Shear Deformation Location

Distance from End-J: 0.

Nonlinear Properties

Stiffness: 730.

Yield Strength: 33.

Post Yield Stiffness Ratio: 0.1

OK Cancel

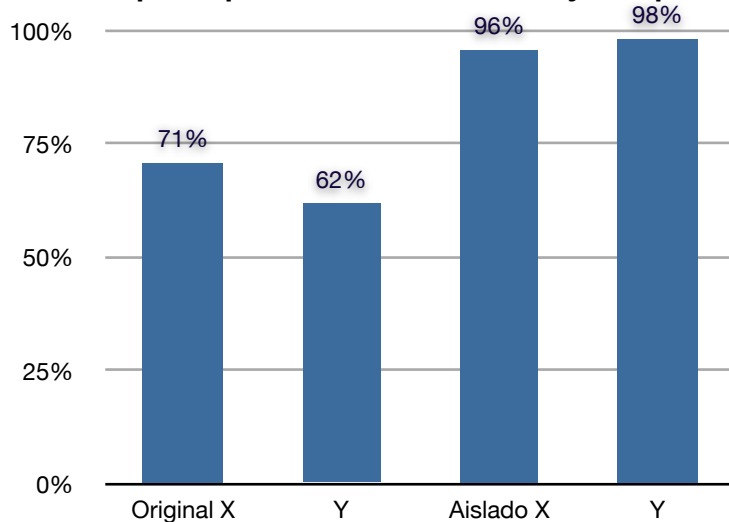
Figura 4.5.b y c - Pantalla de ingreso de propiedades en la dirección vertical y en las direcciones laterales.

4.6 Resultados y Comentarios

Como resultados comparativos se han obtenido los modos de vibración y su importancia, los desplazamientos, la fuerza cortante basal, las fuerzas máximas de compresión, tracción y cortante en los aisladores y una fuerza representativa para cada edificio (momentos o cortantes en alguna placa principal).

Como ya se ha comentado, el uso de aisladores concentra la vibración de los edificios prácticamente en un sólo modo por dirección. El gráfico siguiente evidencia este comportamiento:

Gráfico 4.6.a: Masa participativa en el modo de mayor importancia por dirección



Además de reducir las fuerzas, los aisladores también se pueden utilizar para reducir significativamente los problemas de torsión que podría tener una edificación irregular; el centro de rigidez de los aisladores se puede ubicar por diseño de forma que coincida con el centro de masas del edificio.

Si bien la superestructura puede sufrir torsión, el hecho de que los elementos estén “libres” en la base puede aliviar algo de esta torsión. Por otro lado, la frecuencia de vibración por encima del SA es aproximadamente 0.5 Hz, lo que reduce los fenómenos de aleteo local, que usualmente se presentan en extremos de muros libres que vibran con una frecuencia alta.

La uniformización de desplazamientos y la concentración de los modos de vibración en sólo un modo independiente por dirección, reduce la incertidumbre sobre el comportamiento de los diafragmas.

Observaciones sobre las tendencias

Primero se desea notar algunas tendencias generales de los edificios aislados. Es necesario diferenciar entre “factor de reducción de fuerza sísmica (R)” que se refiere al coeficiente entre el cual se divide la fuerza sísmica amplificada del espectro de aceleraciones y, “factor de reducción (FR)”, que se refiere al número de veces que se reduce la fuerza representativa entre la obtenida del análisis del edificio empotrado y de su versión aislada.

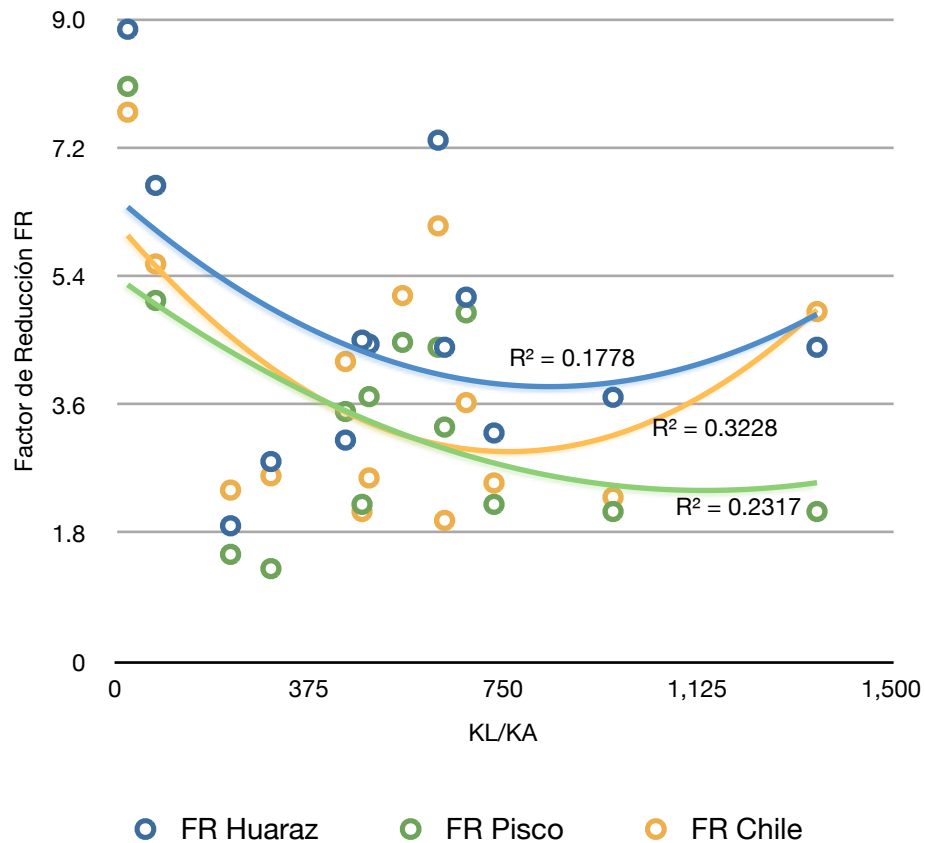
Con el aislamiento de los edificios se buscan reducciones mayores a 3 con el fin de evitar daño en los componentes estructurales. Cuando el factor de reducción de la fuerza sísmica R es de aproximadamente 6 (para edificios con un sistema dual), los factores de reducción (FR) mínimos deben ser de 3, de forma que combinado con el R para la superestructura, que puede ser 2, la superestructura resista fuerzas iguales a una convencional. Si el R es menor, también disminuye el FR mínimo, aunque por limitaciones del R para una estructura aislada sólo llega a 2.7. Estructuras con un R mayor a 6, son por lo general muy flexibles y no se benefician del aislamiento, por lo que no es conveniente tenerlas en cuenta. Como valor práctico se puede adoptar entonces, un factor de reducción mínimo de 3. Nótese que si bien la estructura soporta la misma fuerza elástica, cuando una estructura convencional recibe una demanda de ductilidad de 6, aceptando daño estructural, la superestructura aislada, permanece esencialmente elástica sin daño a ella o sus contenidos.

A continuación, se comparará distintos criterios con los factores de reducción obtenidos en algunos elementos significativos, por ejemplo, placas centrales que toman un gran porcentaje de las acciones laterales; con el fin de verificar tendencias y confirmar ciertas hipótesis.

Para esto se han tomado los edificios mencionados y se han aislado considerando sólo la capacidad de carga vertical, es decir, adoptando aisladores que con un cálculo más preciso podrían adoptarse más flexibles. No obstante, los beneficios en las estructuras y las conclusiones conseguidas de la data obtenida son relevantes.

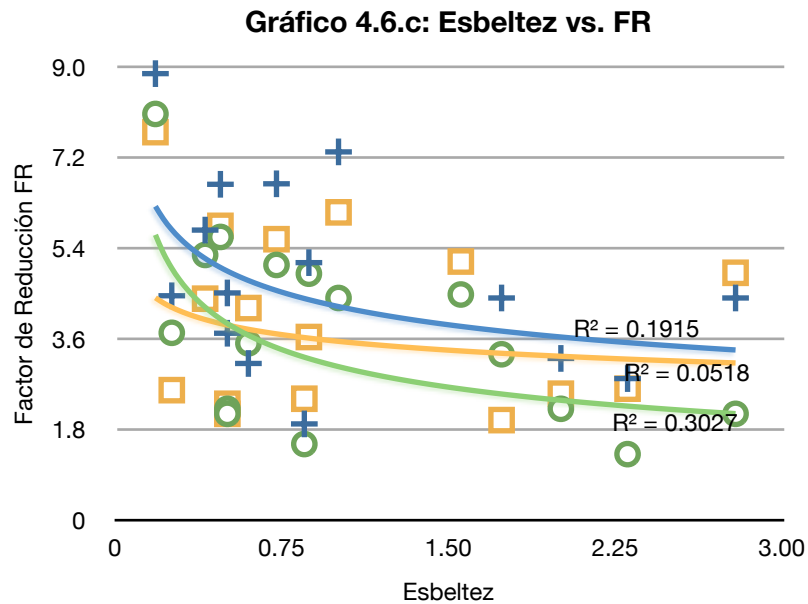
Primero, se calculó el cociente K_L/K_A : La rigidez de un piso típico del edificio entre la rigidez del sistema de aislación, con la hipótesis de que, mientras más flexible sea el sistema en comparación al edificio, se obtendrían también mayores reducciones.

Gráfico 4.6.b: KL/KA vs. FR



Sin embargo, si bien esto es cierto para cada edificio (se observa que el cociente varia dependiendo de la dirección X o Y, así mientras mayor el cociente, mayor es el factor de reducción), en general no se puede apreciar la tendencia buscada; la aproximación dibujada es cuadrática. Es por esto que este cociente prueba ser poco representativo de los beneficios de la aislación, por lo menos, entre edificios.

En el modelamiento se observó que los edificios altos tienen un momento volcante muy alto, lo que genera fuertes compresiones en los aisladores de los extremos, sobretodo si la planta del edificio es angosta. Las fuertes compresiones obligan a utilizar aisladores más grandes y así más rígidos, lo que reduce el FR. Debe notarse que este es el caso de los aisladores elastoméricos utilizados; en cambio, la rigidez de los aisladores metálicos tipo péndulo invertido no depende de su capacidad portante. En todo caso, así se optó por comparar la esbeltez de los edificios (en cada dirección) con el factor de reducción y se obtuvo una relación algo más clara:

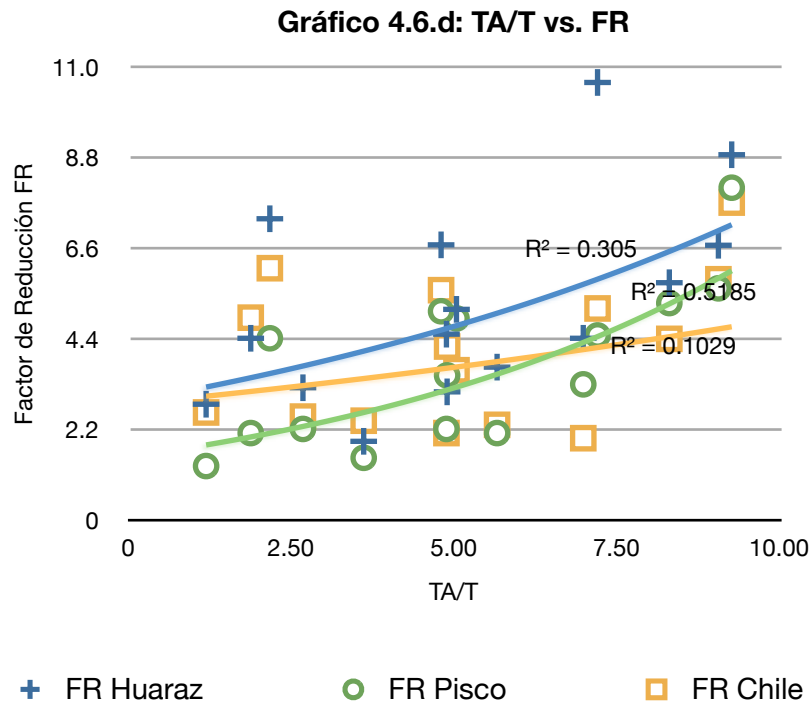


Las aproximaciones utilizadas son del tipo potencia, y aunque hay diferencias de modelo a modelo, sí se puede observar una tendencia general donde a menor esbeltez, mayor será el factor de reducción.

También se puede inferir sobre el contenido de las señales, la señal de Huaraz tiene un contenido de frecuencias poco variado, predominantemente alto, lo que motiva diferentes factores de reducción: edificios no aislados pueden amplificar esta señal si son rígidos, por lo que luego de aislarlos, el factor de reducción es elevado; mientras que los edificios más flexibles no se ven muy afectados por la alta frecuencia, de forma que el factor de reducción no es significativo. Así, habrá mayor variabilidad entre los factores.

La señal de Pisco sí contiene un mayor rango de frecuencias, de forma que la mayor parte de los edificios empotrados amplifican la fuerza; una vez aislados también se mueven un poco más que con la señal de alta frecuencia de Huaraz; de esta forma, se obtienen factores de reducción más uniformes y por consiguiente un coeficiente de correlación significativamente mayor que para las señales de Huaraz y de Chile.

Esto lleva a pensar que la flexibilidad y el factor de amplificación, de alguna forma presentes en el periodo de vibración, podrían ser un buen punto de comparación. Así se calcula el cociente del periodo de vibración aislado y el periodo de vibración de la superestructura. Esto se hace con el de mayor importancia en cada dirección. Así se obtiene el siguiente gráfico donde se espera que a mayor cociente (mayor diferencia entre los periodos) el factor de reducción sea mayor.

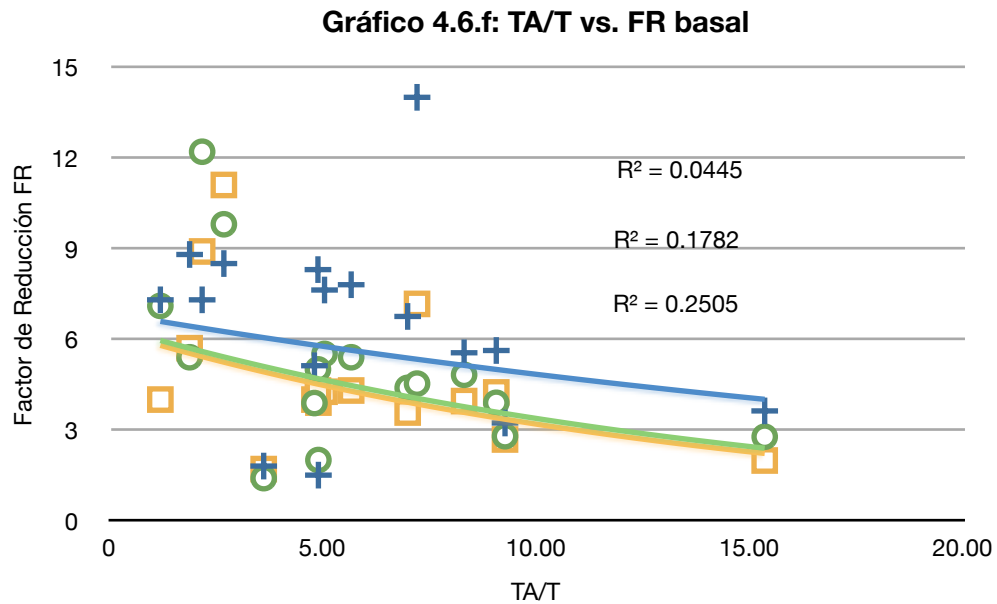


La relación es incluso más evidente y se comprueba lo esperado. Además, se confirma que la señal de Pisco con mayor contenido de frecuencias es la que menos se ve afectada por la diferencia de los periodos, aún así se puede observar una tendencia.

Ahora bien, toda esta información se ha graficado utilizando los factores de reducción observados en ciertos elementos representativos, no los factores de reducción de la fuerza cortante basal. Esto es porque los factores de reducción basales no son representativos de lo que ocurre en el edificio aislado debido a los siguientes motivos:

Primero, algunos de los edificios convencionales modelados sufren de problemas de torsión, de forma que parte del sismo es resistido por cortantes en la otra dirección, como ya se ha mostrado, el sistema de aislación reduce este efecto.

Segundo, las tendencias encontradas utilizando estos FR son ilógicas, por ejemplo:



Como se observa en el gráfico 4.6.f: a menor diferencia de periodos, mayor sería el FR, lo que significaría que si el periodo de la estructura aislada es igual al de la estructura empotrada, se obtendría un factor de reducción alto, lo que va en contra de los cálculos realizados en el capítulo anterior. Por otro lado, en este gráfico, los coeficientes de correlación resultan menores, lo que demuestra una mayor variabilidad.

Tercero, para realizar el diseño de los elementos de la superestructura importan las fuerzas en ellos, no la que se genera en la interfase de aislación.

Cuarto, el motivo más relevante, es que la fuerza cortante basal se ve afectada (aumentada o reducida) por los modos de vibración superiores de las estructuras empotradas, lo que prácticamente no ocurre con las aisladas. Esta es una incertidumbre que no se desea agregar, de forma que se prefieren los factores de reducción obtenidos directamente de los elementos estructurales.

Cabe mencionar, que en promedio, los FR obtenidos de la fuerza cortante basal son mayores (en un 34% nada despreciable) que aquellos obtenidos directamente de los elementos, por lo que si se prefiere utilizarlos, se obtendrá “mejores” resultados.

Observaciones sobre el comportamiento de los aisladores

Los aisladores tienen una capacidad de carga vertical máxima, también se debe considerar que no pueden resistir esfuerzos de tracción significativos (15% del de compresión es el límite).

Así, se pueden evaluar las fuerzas que se desarrollan en cada aislador, para cada señal tomar las máximas y rellenar las siguientes tablas:

	Esbeltez Promedio	Promedio Ponderado	Porcentaje Promedio de Máximas Compresión X	Porcentaje Promedio Compresión Y	Porcentaje Máximo Compresión X	Porcentaje Máximo Compresión Y
Loft	0.72	170%	168%	169%	171%	171%
San Luis	1.30	70%	65%	71%	65%	80%
Sergio Bernales	1.89	183%	157%	174%	197%	206%
Emilio Fernandez	2.15	141%	127%	118%	184%	136%
Hospital Niño	1.14	95%	83%	103%	85%	108%
Pabellón 7	0.21	106%	113%	98%	114%	98%
El Rancho	0.43	60%	60%	60%	61%	60%

Tabla 4.6.a - Porcentajes máximos de la capacidad a compresión.

	Esbeltez Promedio	Promedio Ponderado	Porcentaje Promedio de Máximas Tracción X	Porcentaje Promedio Tracción Y	Porcentaje Máximo Tracción X	Porcentaje Máximo Tracción Y
Loft	0.72	0%	0%	0%	0%	0%
San Luis	1.30	5%	0%	5%	0%	15%
Sergio Bernales	1.89	17%	6%	12%	17%	35%
Emilio Fernandez	2.15	46%	43%	8%	106%	24%
Hospital Niño	1.14	11%	0%	18%	0%	25%
Pabellón 7	0.21	0%	0%	0%	0%	0%
El Rancho	0.43	0%	0%	0%	0%	0%

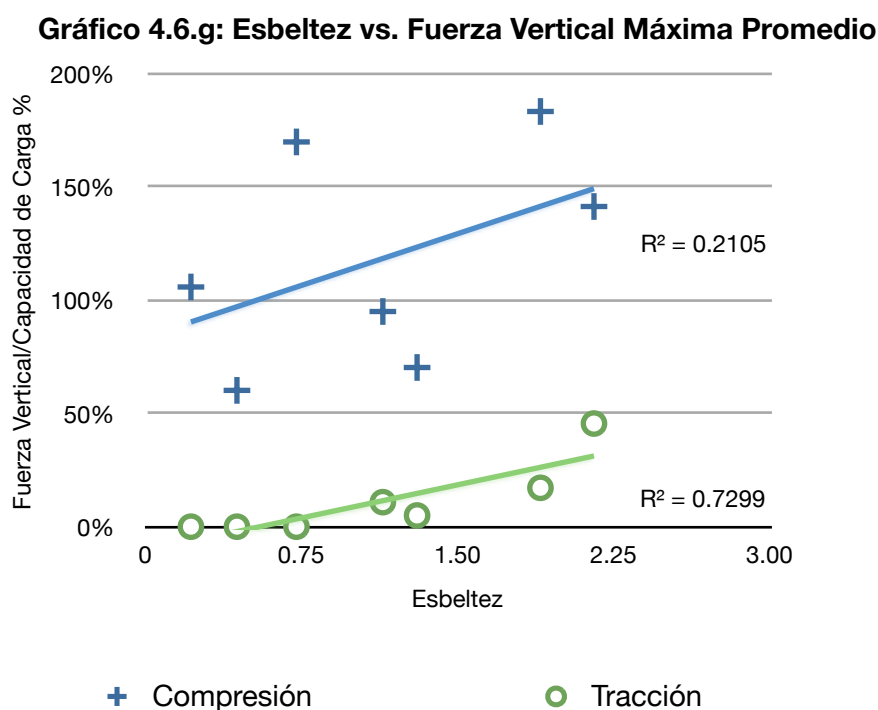
Tabla 4.6.b - Porcentajes máximos de la capacidad a tracción.

Debe notarse que las fuerzas máximas en compresión se obtienen de la combinación $1.25(M+V)\pm S$, lo que induce un factor de seguridad de por lo menos 1.15. En el caso de las de tracción, estas se obtienen sin considerar la carga viva y sin amplificar la carga muerta.

Se observa que en la mayoría de los edificios se logra controlar la tracción, excepto en Sergio Bernales y Emilio Fernandez, donde los porcentajes son tan grandes, que es posible que los aisladores se dañen permanentemente y que la fuerza de tracción no pueda ser redistribuida, lo que resultaría en el colapso del edificio. De manera similar, las fuerzas de compresión oscilan alrededor del 100% y un poco más, aceptable debido a que estas son fuerzas que actúan en un tiempo muy corto, excepto para estos dos edificios, donde llegan a alcanzar un 200%.

El motivo es que, reducir estas fuerzas es muy difícil (con los aisladores elastoméricos utilizados). Utilizar aisladores con mayor capacidad de carga, introduce aisladores más rígidos, lo que a su vez, disminuye el periodo de la estructura aislada y resulta en fuerzas todavía mayores. Es un círculo vicioso que no se puede solucionar de forma efectiva con aisladores elastoméricos. Como se verá más adelante, se pueden utilizar aisladores más flexibles, pero la diferencia no es tal que pueda solucionar este problema. Lo que ocurre es que los edificios muy esbeltos y altos, reciben un momento volcante que debe ser equilibrado por un par de fuerzas en la base. En el caso de estos dos edificios, además, el periodo natural de la estructura empotrada ya era muy alto, de forma que no había una diferencia considerable entre los periodos.

Al graficar la esbeltez de los edificios contra la fuerza vertical se obtiene el siguiente gráfico que muestra una tendencia clara:



La mayoría de aisladores elastoméricos aumentan su eficiencia según aumenta su capacidad de carga, es decir, aisladores con un diámetro mayor tienen una capacidad mucho mayor, pero su rigidez lateral aumenta sólo en una fracción de la proporción. Así, es preferible utilizar aisladores con mayor diámetro, en vez de varios de menor diámetro, para conseguir una interfase de aislación más flexible y así una elevación del periodo de la estructura aislada.

Aislador	Capacidad de Carga Vertical (toneladas)	Carga/Rigidez Lateral Efectiva	Carga/ Qc
1	46	0.6	6.9
2	92	0.9	8.2
3	138	1.1	7.5
4	275	1.7	12.3
5	367	1.7	13.6
6	499	2.0	13.8
7	683	2.5	13.7
8	866	3.0	14.7
9	2813	8.0	31.0

Tabla 4.6.c - Eficiencia de los aisladores.

Como se observa en la tabla 4.6.c, a mayor capacidad de carga, mayor será la relación entre la carga y la rigidez lateral efectiva. Además, comparativamente, los aisladores más grandes ingresarán antes al rango inelástico (aunque estos depende del núcleo de plomo, es comparativamente cierto), lo que aumentará el amortiguamiento por histéresis de los aisladores. También, estos aisladores son capaces de admitir mayores desplazamientos. En consecuencia, una estructura con aisladores elastoméricos será más eficiente cuando concentre las cargas en pocos puntos.

Hasta ahora se han comparado factores de reducción, pero este es un criterio relativo, observar los desplazamientos y las diferencias que aparecen entre la estructura convencional y la estructura aislada, puede resultar más ilustrativo.

En el siguiente gráfico se dibujan los desplazamientos, en verde, aquellos de las superestructuras, de forma que se pueda comparar el orden de magnitud entre la estructura sin aislar y la que utiliza aisladores. En naranja aparece la reducción en porcentaje respecto al desplazamiento sólo en la superestructura.

Los otros dos gráficos para las señales de Pisco y de Chile están en los anexos. Al comparar estos (cuidar que en el de Chile la escala es el doble) se puede observar que:

Desplazamientos - Señal Huaraz

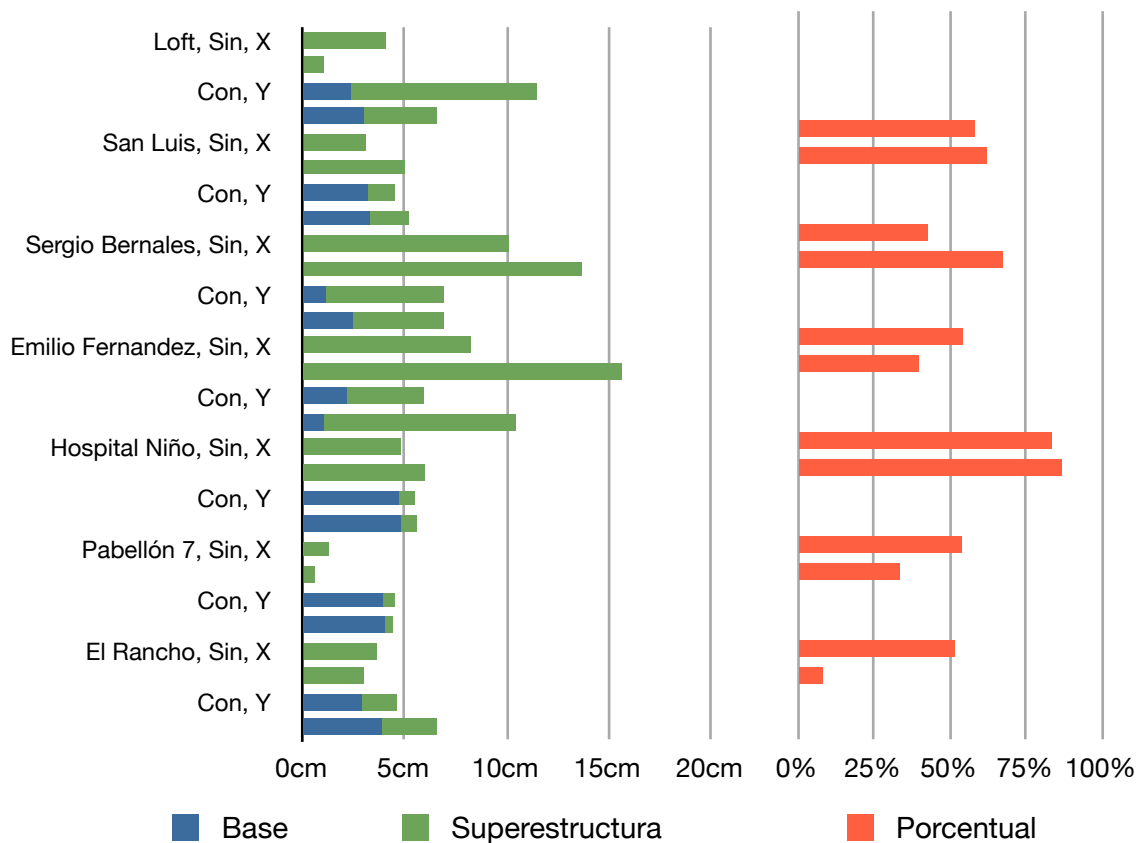


Gráfico 4.6.h. - Desplazamientos elásticos comparativos para la señal de Huaraz.

Para la mayoría de edificios ocurren reducciones en los desplazamientos en la superestructura, en el caso del hospital del niño (Huaraz) estas alcanzan incluso un 87%: en el edificio no aislado, la azotea se movía hasta 6 cm, mientras que, una vez aislada, el desplazamiento relativo a la base es de sólo 0.8 cm. También se puede observar que en varios casos los desplazamientos absolutos (o relativos al suelo) de la azotea resultan incluso menores en la estructura aislada; esto es especialmente cierto para los edificios altos como Bernales o Fernandez. En otros edificios, si bien, el desplazamiento total es mayor, el de la superestructura (que corresponde a las derivas) resulta mucho menor: para la señal de Chile, San Luis, la reducción es ligeramente mayor al 90%.

Sin embargo, y sobretodo en la señal de Pisco y Chile, hay varios edificios que experimentan un aumento en las derivas, esto se observa en el modelo del pabellón 7 del CE San Luis Gonzaga de Ica, donde (para Chile) la azotea se mueve tan sólo 4 mm en la dirección Y cuando está empotrada y la misma magnitud cuando está aislada (relativa a la base).

Finalmente se pueden realizar algunas observaciones específicas para algunos de los edificios. Para cada edificio se encuentran anexas tres tablas resumen: la primera detalla las características y el comportamiento modal de la estructura convencional, la segunda muestra las características del sistema de aislación empleado y la tercera resume los desplazamientos y fuerzas relevantes para cada una de las tres señales empleadas.

El instituto del niño (actualmente en construcción) es un edificio regular que concentra su rigidez en placas ubicadas en el perímetro, tiene 8 pisos de aproximadamente 3.5 m, lo que lo convierte en un edificio alto, sin embargo, la planta es grande, por lo que no presenta una esbeltez importante. Este edificio consigue los factores de reducción más altos, sobretodo en la señal de Huaraz, que al ser de alta frecuencia coincide con la gran rigidez del edificio en Y (con dos placas de 50 cm de espesor en la base y casi 20 metros de largo); aislado, se encuentra lejos de las frecuencias de la señal, lo que genera un FR de 10. Sin embargo, esto sólo ocurre para Huaraz, mientras que para las señales de Pisco y de Chile -con un contenido de frecuencias más variado- la reducción no es tan notoria: así, se puede tomar una reducción representativa de 5. En cuestión de desplazamientos (como ya se vio), más del 80% se concentra en la interfase del aislación. Los aisladores alcanzan fuerzas laterales de 60 ton, lo que representa 1.2 veces la máxima fuerza lineal que podrían resistir (los que llevan centro de plomo, están en el límite rígido del rango técnico y no han pasado por el proceso de "scragging"). Además, no se producen esfuerzos de tracción significativos ni sobrecargas importantes.

En contraste el edificio Emilio Fernandez es muy esbelto, irregular y flexible. Incluso con los excesos de carga vertical en los aisladores, que demuestran un estado límite de optimización, los factores de reducción son sólo 2.4 en promedio. Se observa que este tipo de edificios no se pueden aislar con aisladores elastoméricos. Aquí se deben considerar aisladores de péndulo invertido, incluso del tipo que soporta tracciones, ya que su rigidez lateral y capacidad de carga no están conectadas. En este caso se puede obtener periodos de hasta 6 segundos. Sin embargo, el costo, instalación, mantenimiento, y disponibilidad en el mercado hacen de este tipo de aisladores una alternativa inviable.

Los aisladores utilizados son algunos de los elastoméricos que existen en el mercado, se puede ajustar el diseño de forma que se tenga aisladores más flexibles, lo que mejoraría los FR acá presentados e incrementarían los desplazamientos. Precisamente,

se decidió los más rígidos con el fin de criticar y evaluar si aun en este caso, el aislamiento traería beneficios. Más adelante se analizan de forma más exhaustiva algunos de los edificios calculando la rigidez de los aisladores.

En conclusión, más del 90% de los FR calculados fueron mayores a 2 y casi el 70% mayores a 3. En ningún caso se obtuvieron FR menores a 1.

Al diseñar un edificio para ser aislado se debe buscar que el edificio tenga poca esbeltez y su superestructura sea rígida, pero sin concentrar todas las fuerzas laterales en un mismo punto. Se busca regularidad en los aisladores, de forma que los que soporten mayor carga vertical no resistan las compresiones por los momentos de sismo, y viceversa, de forma que la mayoría de aisladores sean similares. También se prefiere aisladores más grandes, pues son más eficientes (menor rigidez por capacidad de carga). En resumen, los aisladores elastoméricos son como mínimo una opción para evitar el daño en la estructura, incluso si no hay una reducción de las fuerzas de diseño y por consiguiente de los elementos. Si el diseño contempla la aislación desde el comienzo del proyecto, sí se pueden conseguir fácilmente factores de reducción alrededor a 6, lo que sí permite una reducción de 2 en los momentos por sismo y sin que halla daño.

Precisamente con estos puntos, se ideó un edificio regular y sencillo cuya planta se muestra a la derecha. El edificio podría ser de oficinas, tiene luces de 7 y 8 metros, 5 pisos de alto, aligerado en una dirección, vigas de 30x80 y columnas también de 30x80. Las placas son de 30 cm de espesor. Sin ninguna otra consideración se obtuvo factores de reducción todos mayores a 5, sin tracción o exceso de compresión en ninguno de los aisladores, utilizando los aisladores más rígidos.

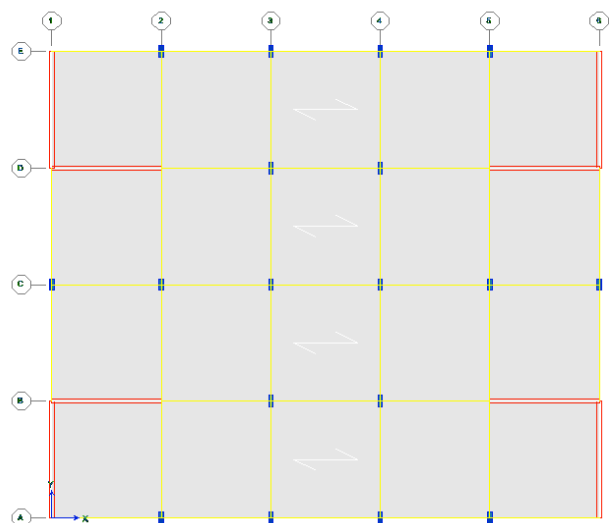


Figura 4.6.a. - Planta de edificio ejemplo.

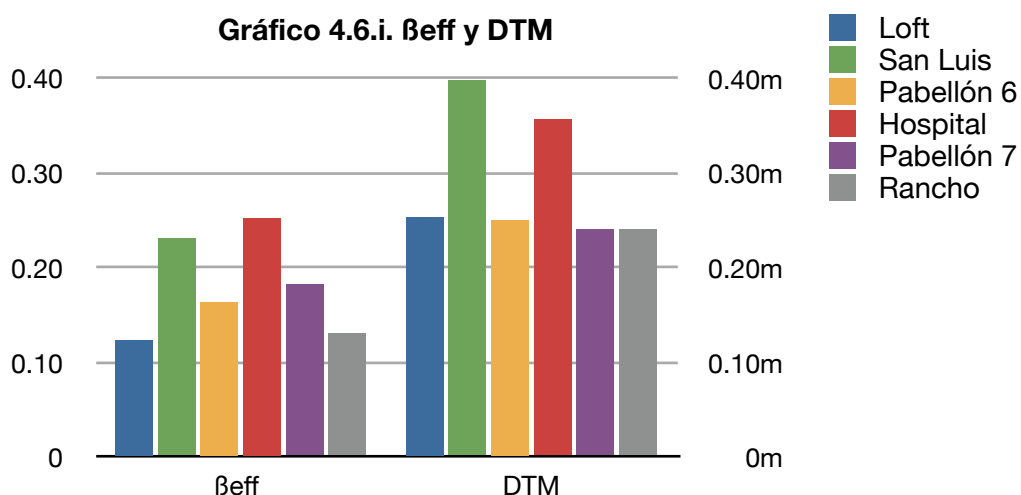
Como se ha explicado en acápite anteriores, todas las propiedades de los aisladores pueden calcularse de forma que se obtenga un sistema específicamente orientado al edificio en cuestión. Este es un proceso más engorroso, dado que implica la iteración y el balance entre diversas propiedades como el periodo, el desplazamiento, la capaci-

dad de carga, el amortiguamiento, el Qd, etc. Es por esto que se ha optado por elegir los cinco edificios con mejor comportamiento en el calculo preliminar y observar como cambian los resultados.

Para empezar, el edificio de oficinas ideado como ejemplo, con los aisladores flexibles calculados, los factores de reducción de las fuerzas obtenidas en las placas alcanzan un promedio de 9.5, mientras que el cortante basal llega a reducirse en 7.7 en promedio. Con esto se lograría reducir las fuerzas de diseño para la estructura y que aún así esta permanezca en el rango elástico.

En los anexos se encontrará una tabla que resume las propiedades del sistema aislado para cada edificio.

Rápidamente se mostrarán los resultados más relevantes. El siguiente gráfico muestra los ordenes de magnitud para el amortiguamiento efectivo y los desplazamientos máximos esperados para los sistemas de aislación. Se puede apreciar que en general, a mayor desplazamiento, mayor será la amortiguación del sistema.



Por otro lado, en promedio, la importancia acumulada en los tres primeros modos alcanza virtualmente el 100%. Luego, la capacidad de carga de los aisladores y la carga actuante mantienen una relación adecuada como se observa:

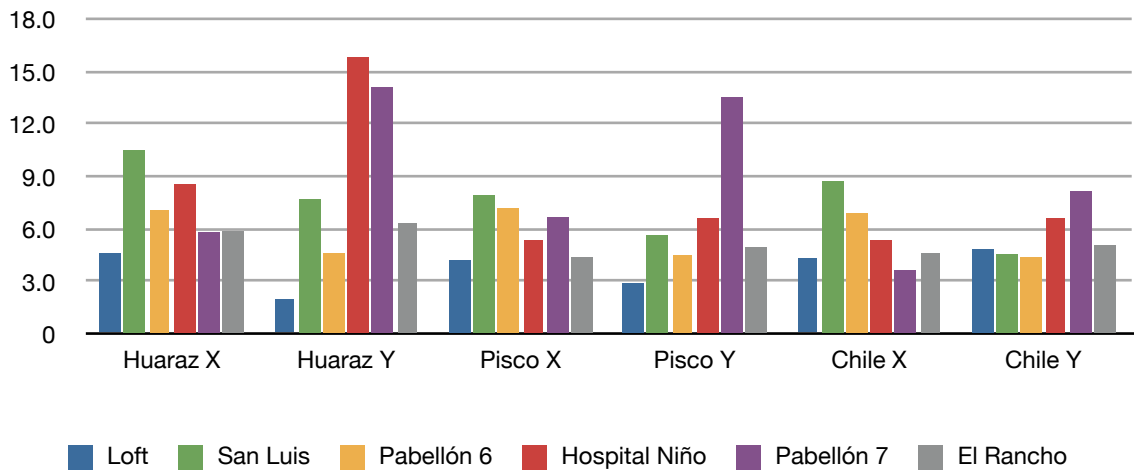
	Promedio	Porcentaje Promedio Compresión X	Porcentaje Promedio Compresión Y	Porcentaje Máximo Compresión X	Porcentaje Máximo Compresión Y
Loft	79%	81%	73%	87%	73%
San Luis	74%	68%	75%	69%	85%
Pabellón 6	82%	84%	78%	88%	80%
Hospital Niño	74%	72%	56%	75%	91%
Pabellón 7	81%	86%	76%	87%	76%
El Rancho	108%	102%	108%	105%	114%

Tabla 4.6.d. - Porcentajes en compresión de edificios aislados con el procedimiento.

En la mayoría de los casos no se presentan tracciones o estas están dentro de un rango aceptable.

Los factores de reducción aumentan considerablemente. Salvo dos excepciones para el mismo edificio, se encuentran todos por encima de tres, la mayoría son cercanos a seis y en algunos casos puntuales (nuevamente se observa la diferencia entre las señales) se consiguen valores por encima de 9.

Gráfico 4.6.j. Factores de Reducción



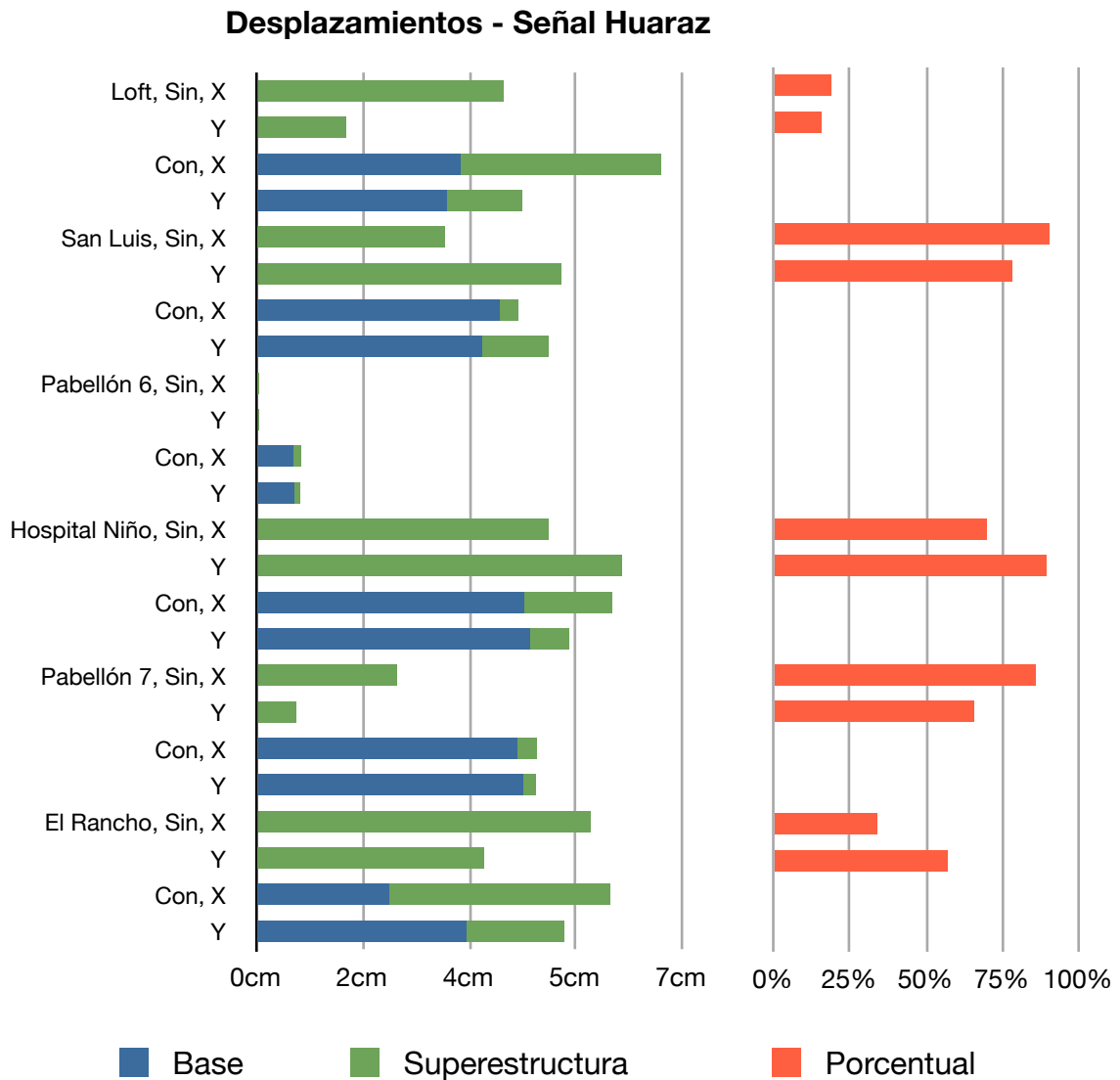


Gráfico 4.6.k. - Desplazamientos elásticos comparativos para la señal de Huaraz.

Finalmente, los desplazamientos muestran mayores reducciones porcentuales respecto a la deriva total de los edificios. Los gráficos arriba son para la señal de Huaraz, pero el incremento también se observa para Pisco y Chile.

De esta forma, se puede concluir que efectivamente los aisladores más flexibles, que por su mayor desplazamiento aumentan el amortiguamiento del sistema, traerán una mayor reducción del efecto sísmico.

5. Diseño de un edificio

5.1 Criterios para la elección de la estructura

El objetivo del diseño es presentar de forma práctica las diferencias entre un diseño convencional y un diseño con un sistema aislado. Con este propósito se buscó una estructura que fuera regular, de forma de no complicar innecesariamente el diseño. Además, se eligió una estructura para la cual los beneficios de la aislación fueran evidentes en la etapa de análisis. Por otro lado, se deseaba que la estructura fuera de cierta importancia.

Con estas características se eligió uno de los bloques del nuevo Instituto de Salud del Niño recientemente inaugurado.

Una estructura aislada tendrá por lo general las características mencionadas en el párrafo anterior, pero su diseño se habrá realizado con otra filosofía, así, debe notarse las salvedades que se tomarán para nuestro diseño:

- a) El edificio original forma parte de un complejo y está rodeado de otros bloques. Sin embargo, una estructura aislada requiere de desplazamientos importantes para funcionar, lo que hace muy difícil la interconexión entre varios bloques. El diseño convencional prefiere separar plantas arquitectónicas irregulares en bloques regulares, dado que esto disminuye la incertidumbre de su comportamiento y mejora la regularidad. Por otro lado, también facilita el proceso constructivo. Sin embargo, si los edificios se hubiesen diseñado con aislación en mente, se habría preferido bloques más grandes de forma que se reduzca la esbeltez.
- b) Los edificios convencionales requieren de gran rigidez para satisfacer los desplazamientos de la Norma, mientras que los aislados requieren de rigidez para garantizar una buena diferencia entre los periodos naturales, la reducción de las fuerzas reducen los desplazamientos de forma que, por lo general, se cumplen fácilmente las derivas máximas impuestas por la Norma.
- c) Los edificios convencionales pueden concentrar su rigidez en pocos elementos, mientras que en los aislados se prefiere una rigidez mejor distribuida para repartir las sollicitaciones sísmicas entre la mayor cantidad de aisladores posible y así conseguir un diseño más eficiente.

En consecuencia, el diseño se realizará obviando la presencia de los bloques cercanos y con los cambios estructurales que se detallarán en un acápite posterior.

5.2 Obtención de las fuerzas de diseño

Los elementos en concreto deben diseñarse para las combinaciones últimas poco probables: de gravedad (1.4M+1.7V) y con sismo (1.25(M+V)±S ó 0.9M±S).

Siguiendo la recomendación planteada por las normas analizadas, la subestructura se diseñará con la fuerzas sísmicas sin reducción mientras que la superestructura se diseñará con un factor de reducción de 1.33. Este factor se obtiene considerando que la estructura es una edificación esencial y que; por lo tanto recibe una amplificación por norma de 1.5. El factor original habría sido de 2, que reducido en 1.5 resulta en 1.33. Por otro lado, este factor garantizará que el diseño sea elástico.

Para esta estructura, el espectro reducido resulta en fuerzas 15% mayores que las obtenidas con la envolvente de las seis señales. Si se redujera también la máxima de las fuerzas obtenidas con las tres señales de tiempo-historia (como sugiere el UBC o el FEMA), la diferencia sería de 56%.

El espectro peruano no está optimizado para periodos alrededor de 4 segundos y así, se puede afirmar que no refleja la realidad (este punto se presentará con mayor detalle en el capítulo 6.2). Por otro lado, dado que se busca la mayor reducción posible, se prefiere utilizar las fuerzas menores (la máxima reducida de las tres señales utilizadas). Si se hubiera utilizado siete señales representativas, se podría utilizar el promedio reducido, según las normas consultadas.

La diferencia aproximada entre las fuerzas que se podrían utilizar se compara en el siguiente gráfico tomando la combinación usada (sugerida por las normas consultadas) como base.

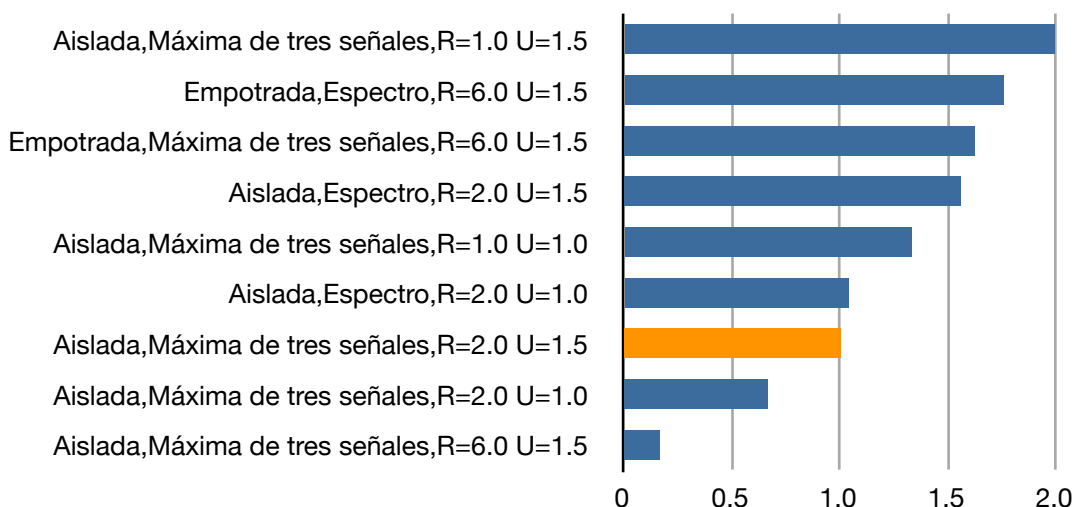


Gráfico 5.2.a - Comparación entre fuerzas de diseño

Si efectivamente se deseara comparar las estructuras, deberían compararse al mismo nivel de daño, es decir, con el mismo factor de reducción R; en este caso la diferencia

en las fuerzas sería de 10 veces. Sin embargo, como los aisladores se emplean para que no haya daño, la combinación elegida (que resulta en un R efectivo de 1.33) es la más adecuada, lo que representa una reducción de 60% de las fuerzas que se hubieran empleado en el edificio original. Nótese que el espectro siempre resulta mayor que la máxima de las señales: Sólo 8% para la estructura empotrada, mientras que hasta 56% en la estructura aislada, lo que refuerza lo dicho anteriormente de que el espectro no está optimizado para estructuras aisladas con periodos altos.

5.3 Estructuración del edificio a diseñar

Placas en Y

El edificio original posee dos grandes placas en los extremos en la dirección Y. Éstas toman todo el efecto del sismo y le dan gran rigidez al edificio, sin embargo, el momento que se produce en la base resulta en un par de fuerzas aplicadas en los aisladores de los extremos para el cual resulta muy difícil idear una cimentación, dado que se requeriría una zapata capaz de tomar el mismo momento que la placa, lo que es inviable. Además, la ubicación de las placas resulta en una carga reducida, lo que produce tracciones en los aisladores que en esta etapa de diseño no son admisibles. Así, se ideó reducir cada placa lateral a cuatro placas más pequeñas de forma que los momentos generados por el sismo fueran tomados por las vigas del sistema de aislación.

Placas en X

De manera similar, las placas en la dirección X eran discontinuas en altura, buscando la mayor dimensión posible y al mismo tiempo ser compatibles con la arquitectura. En el diseño aislado estas placas no son necesarias, por lo que se redujeron (de 3 metros a 2.20 m) en los primeros pisos, de forma que fueran continuas. Debido a las fuerzas se hubieran podido reducir aún más, pero no se deseaba perder demasiada rigidez, de lo contrario la superestructura resultaba muy flexible, lo que incrementaría las derivas y reduciría el contraste con la rigidez de la interface de aislación.

Columnas Principales

Se consideró incrementar el tamaño de las columnas principales de 60x60 a 70x70, dado que sin las placas laterales en Y, éstas también toman parte del sismo y se generan momentos biaxiales (de sismo y gravedad) que junto con la carga axial podría resultar en un diseño muy ajustado. Sin embargo, se verificó que el diseño sí era factible y no se modificó la sección.

Vigas

Se agregaron vigas entre las placas en Y, y se redujo el peralte de las vigas en la dirección X de 1.25 a 1.05 m en los primeros pisos. Las vigas del sistema de aislación se diseñaron con 1.25 m de forma que proveyeran de rigidez suficiente a la base de las placas y columnas y, soporten los momentos por excentricidad de carga en los aisladores.

Otras observaciones

La placa interior que servía para apoyar la escalera principal se retiró con el fin de lograr un sistema de aislación regular. La carga de la escalera se transmite así a las vigas longitudinales.

Todos estos cambios se realizaron tomando en cuenta los requerimientos arquitectónicos. Es más, todas las reducciones benefician a la arquitectura, ya que se podrían colocar puertas (que antes eran agujeros en las placas en Y) o ventanas más grandes (junto a las placas en X que se redujeron).

5.4 Diseño del sistema de aislación y comportamiento

Los cambios en la estructuración se hicieron también con el fin de mejorar el comportamiento aislado de la estructura. Dado que el desplazamiento importante se da en la interfase de aislación, no es necesario contar con tanta rigidez como en una estructura convencional (la rigidez es importante para conseguir diferenciación entre los periodos), las derivas de entrepiso resultan menores que en la estructura convencional. Luego, al repartir los efectos sísmicos entre todos los aisladores, se consigue un diseño más eficiente que resulta en un sistema más flexible y en una reducción de las fuerzas incluso mayor.

El sistema consiste en veintiocho aisladores calculados y se ha uniformizado en dos tipos, catorce de cada uno. Los más grandes se ubican debajo de las diez columnas centrales y en las cuatro esquinas. Esto último con el fin de reducir la torsión sobre un centro más rígido y de proveer de mayor capacidad a los aisladores que sufren de tracción (precisamente las cuatro esquinas).

	Tipo A	Tipo B
Di	0.95	1.00
Hi	0.35	0.35
Keff	130.5	139.0
Beff	0.256	0.243
Kelástica	730	815
Fy	33	33
Kd/ke	0.1	0.1
Kd	73.0	81.5
Pn	683	775
Kv	183,500	198,800

Tabla 5.4.a. - Los dos tipos de aisladores utilizados.

Número de Aisladores	28		
Desplazamiento Máximo calculado del sistema de aisladores (cm)	39.6		
Capacidad de carga total del SA (ton)	20,412		
Rigidez lateral del SA (efectiva) KA	3,773		
Relación KL/KA	175	1,268	
Periodo de vibración 1 / Importancia	4.4	96.60%	Y
Periodo de vibración 2	4.4	99.95%	X
Periodo de vibración 3	4.2	3.31%	Y
Importancia acumulada en los tres primeros modos	99.97%	99.92%	

Tabla 5.4.b. - Resumen de las propiedades de la estructura aislada.

Criterio	Huaraz X		Huaraz Y		Pisco X		Pisco Y		Chile X		Chile Y	
	Sin A	Con A	Sin A	Con A	Sin A	Con A	Sin A	Con A	Sin A	Con A	Sin A	Con A
Desplazamiento máximo en la base (cm)	0	6.5	0	6.0	0	14.8	0	13.2	0	16.2	0	13.9
Desplazamiento máximo azotea (cm)	4.8	8.0	6.0	7.7	4.7	16.8	3.4	15.4	4.0	17.3	3.3	15.7
Cortante Basal	5120	892	10640	977	5050	1150	4800	1120	4800	1190	6950	1140
Factor de Reducción del cortante basal		5.7		10.9		4.4		4.3		4.0		6.1
Deriva total de entrepiso	1.6E-03	4.9E-04	2.0E-03	5.6E-04	1.5E-03	6.6E-04	1.1E-03	7.2E-04	1.3E-03	3.6E-04	1.1E-03	5.9E-04

Tabla 5.4.c. - Comparación de desplazamientos entre estructura convencional y estructura aislada.

En la tabla 5.4.c. se detallan las derivas totales (sin incremento por $0.75 \cdot R$) de la estructura para cada señal. Es evidente que, incluso con la disminución de la rigidez, el edificio aislado tiene menores desplazamientos relativos. Debe notarse, que las derivas de entrepiso son en realidad incluso menores, dado que parte del valor mostrado incluye el desplazamiento inducido por el giro (respecto a los ejes horizontales) del sistema de aislación; los aisladores se deforman verticalmente, en contraste con la deformación vertical despreciable de la estructura de concreto, lo que provoca un descenso cuando la fuerza sísmica es de compresión, esto inclina el edificio lo que resulta en un mayor desplazamiento en la azotea; este efecto puede representar hasta 0.5 cm (calculado).

Si esta nueva estructuración fuese una estructura convencional tendría derivas (inelásticas, calculadas con el espectro convencional $U=1.5$, $R=6$) de hasta $5 \cdot 10^{-3}$, lo que sería mayor, pero aceptable. La participación de la masa se reduce a 80%. Sin embargo, muchos de los elementos estarían sobreesforzados incluso para las fuerzas reducidas, por lo que su construcción no sería factible.

5.5 Diseño de la Estructura

Se han elaborado los siguientes catorce planos para presentar el diseño. Las escalas se refieren a la impresión en papel tamaño A2.

Plano	Nombre	Escala	Comentarios
E-1	Cimentación	1:100	Incluye los podios y la ubicación de los aisladores.
E-2	Sistema de Aislación	1:100	Detalla la primera planta, con las vigas de aislación, la base de los elementos verticales y la losa maciza.
E-3 a E-14	Resto del edificio	1:25 hasta 1:100	El cuadro completo a detalle se encontrará en los anexos.

Tabla 5.5.a. - Resumen (parcial) de planos elaborados.

5.5.1 Vigas

El diseño de las vigas de la superestructura se realizó usando la combinación de cargas más desfavorable: $1.25^*(M+V)\pm S$, ya que en todas las vigas el sismo genera momentos importantes; incluso, en las vigas centrales en la dirección Y-Y debido a la reducción de las placas laterales. El diseño se hizo por flexión, para los momentos generados por la combinación de cargas antes mencionada, y por cortante. Este último se calculó por capacidad, es decir, se calculó la cortante máxima según la cantidad de acero colocado y se le agregó el cortante generado por las cargas de gravedad.

$$V_u = \frac{w \cdot L}{2} + 1.25 \cdot \frac{M_{nA} + M_{nB}}{L}$$

Los momentos de sismo fueron tomados del modelo, mientras que los momentos generados por las cargas de gravedad se hallaron por medio de un metrado manual. La Figura 5.5.1.a muestra los momentos por sismo obtenidos del modelo para los cuatro primeros tramos de la viga V-1 del primer nivel.

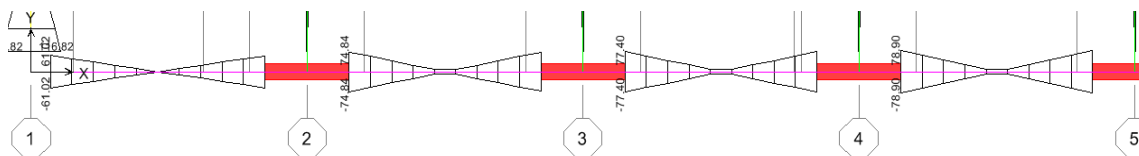


Figura 5.5.1.a. - Momentos, cortantes y acero colocado en vigas de la superestructura.

En total se encontraron cinco tipos de vigas por nivel: las dos vigas exteriores y la interior en la dirección X-X y, las vigas exteriores y centrales en la dirección Y-Y. Los diseños se agruparon por niveles: un primer diseño para el primer y segundo nivel, otros para el tercer, cuarto y quinto nivel y un tercer diseño para los tres pisos restantes. El concreto empleado para el diseño de las vigas fue de 210 kg/cm².

Se mostrará como ejemplo el diseño de la viga V-3 de los dos primero niveles. En la Figura 5.5.1.b se muestran los momentos últimos obtenidos en cada tramo de viga, la cortante, el acero necesario y el acero colocado.

V-3	Tramo 1		Tramo2			Tramo3			Tramo4			Tramo5			Tramo6			
	V40*105		V40*105			V40*105			V40*105			V40*105			V40*105			
	Mu-	Mu+	Mu-	Mu+	Mu-	Mu+	Mu-	Mu+	Mu-	Mu+	Mu-	Mu+	Mu-	Mu+	Mu-	Mu+	Mu-	
0.40*1.05	-76.6	6	-76.6	-92.6	6	-92.6	-95.16	6	-95.16	-96.44	6	-96.44	-100	6	-100	-70.5	2	-70.5
Cortante	36.3		36.3	-8.53			-7.5						-7.5			-6.86		
Acero	39.41		39.41	42.6		42.6	44.3		44.3	46.06		46.06	46.06		46.06	41.4		41.4
Corridos	3φ 1"																	
bastones	sup	inf	sup	sup	inf	sup	sup	inf	sup	sup	inf	sup	sup	inf	sup	sup	inf	sup
Mn	1φ 1/2 + 1φ 3/4		2φ 1/2 + 1φ 3/4		2φ 1/2 + 1φ 3/4		2φ 1/2 + 2φ 3/4		2φ 1/2 + 2φ 3/4		2φ 1/2 + 2φ 3/4		2φ 1/2 + 2φ 3/4		2φ 1/2 + 2φ 3/4		1φ 1/2 + 1φ 3/4	
Estribos	3/8	1@0.05	16@0.125	resto @25														
simples	78.31		93.88		93.88		102.31		102.31		102.31		102.31		102.31		78.31	

Figura 5.5.1.b Momentos, cortantes y acero colocado en vigas de la superestructura.

Para realizar el diseño se hizo uso de la hoja de cálculo mostrada en la Figura 5.5.1.c. Dependiendo de las dimensiones de la viga y del acero colocado, con la hoja se calcula el φMn (que debe ser mayor a Mu). Además, también se puede calcular el φVn ingresando el diámetro, el espaciamiento y la cantidad (simples o dobles) de estribos.

Momentos Nominales de Vigas

Sección:	V-3
b =	0.40 m
h =	1.05 m
r =	0.09 m
f'c =	210 kg/cm ²
fy =	4200 kg/cm ²
β1 =	0.85

As min =	9.27 cm ---> 2φ 1"
As máx =	61.20 cm

CORRIDOS

$$\begin{aligned}
 & \phi \left[\frac{3}{4} \right] + \phi \left[1 \right] + 3 \phi \left[1 \right] = 15.30 \text{ cm}^2 \text{ ---> } \phi Mn = 52.91 \text{ ton.m} \\
 & 1 \phi \left[\frac{3}{4} \right] + 1 \phi \left[1 \right] + 3 \phi \left[1 \right] = 23.24 \text{ cm}^2 \text{ ---> } \phi Mn = 78.31 \text{ ton.m} \\
 & 1 \phi \left[\frac{3}{4} \right] + 2 \phi \left[1 \right] + 3 \phi \left[1 \right] = 28.34 \text{ cm}^2 \text{ ---> } \phi Mn = 93.88 \text{ ton.m} \\
 & 2 \phi \left[\frac{3}{4} \right] + 2 \phi \left[1 \right] + 3 \phi \left[1 \right] = 31.18 \text{ cm}^2 \text{ ---> } \phi Mn = 102.31 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

φ Vc =	25.07 ton
φ Vn máx =	124.40 ton

$$\begin{aligned}
 & 1 \left[\frac{3}{8} \right] \phi \left[\frac{3}{8} \right] \text{ ---> } s = 12.5 \text{ cm ---> } \phi Vs = 38.93 \text{ ton ---> } \phi Vn = 64.00 \text{ ton} \\
 & 1 \left[\frac{3}{8} \right] \phi \left[\frac{3}{8} \right] \text{ ---> } s = 25 \text{ cm ---> } \phi Vs = 19.47 \text{ ton ---> } \phi Vn = 44.54 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Figura 5.5.1.c Acero y estribos colocados en vigas de la superestructura.

5.5.2 Columnas

Todas las columnas fueron diseñadas en función de la carga axial, los momentos por sismo, por gravedad y por capacidad de las vigas en los nudos y, por cortante en función de la capacidad a flexión.

Ejemplo 1: P1

Piso	P servicio	M sismo (dirección Y)	m sismo (dirección X)
8	44	10	6
7	92	13	7
6	140	18	10
5	189	22	12
4	238	26	15
3	286	31	17
2	334	33	26
1	383	43	27

Tabla 5.5.2.a - Fuerzas en la columna P1

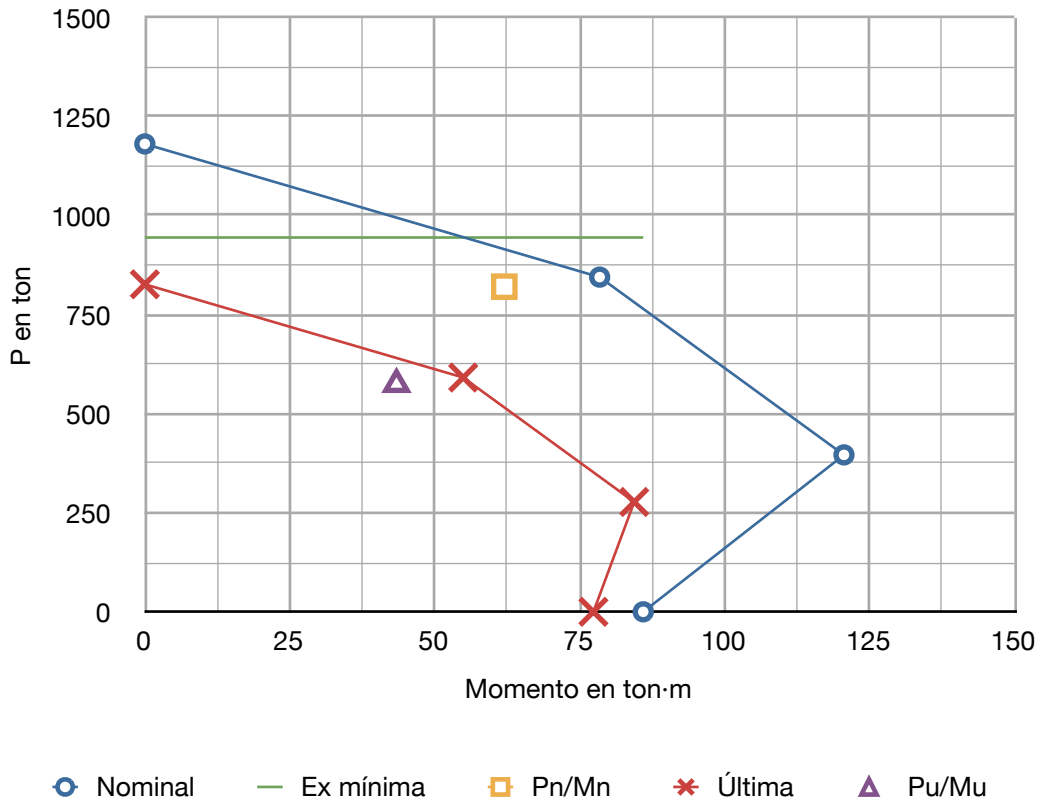
Como ejemplo del diseño se detallará la columna P1, que es la columna principal que se repite diez veces en el interior. Por ser una columna interior, los momentos por gravedad son despreciables.

Por capacidad de las vigas en los nudos (considerando que las columnas deben tener una resistencia 20% mayor) los momentos mínimos son $M=40$ y $m=23$.

Se idea una distribución de 16 barras: con la combinación de 16 barras de 1" y concreto de 280 kg/cm^2 se consigue el diagrama de interacción mostrado más adelante.

También se plantea una reducción del acero en los pisos superiores para los que se analiza que se cumpla que por lo menos la capacidad resistente sea mayor que la de las vigas (salvo en la azotea).

Gráfico 5.5.2.a Interacción nominal Columna P1



El diseño por corte con una altura libre de 3 metros, considerando la capacidad a flexión (que depende de la carga axial) y con el aporte del 90% de la carga muerta revela que estribos de 3/8" cada 20 cm resultan adecuados, así se garantizaría que se puedan formar rótulas plásticas y que estas se formen primero en las vigas.

Diámetro	Espaciamiento	Espaciamiento considerando fuerza axial
1/2	15.6	38.7
3/8	8.6	21.3

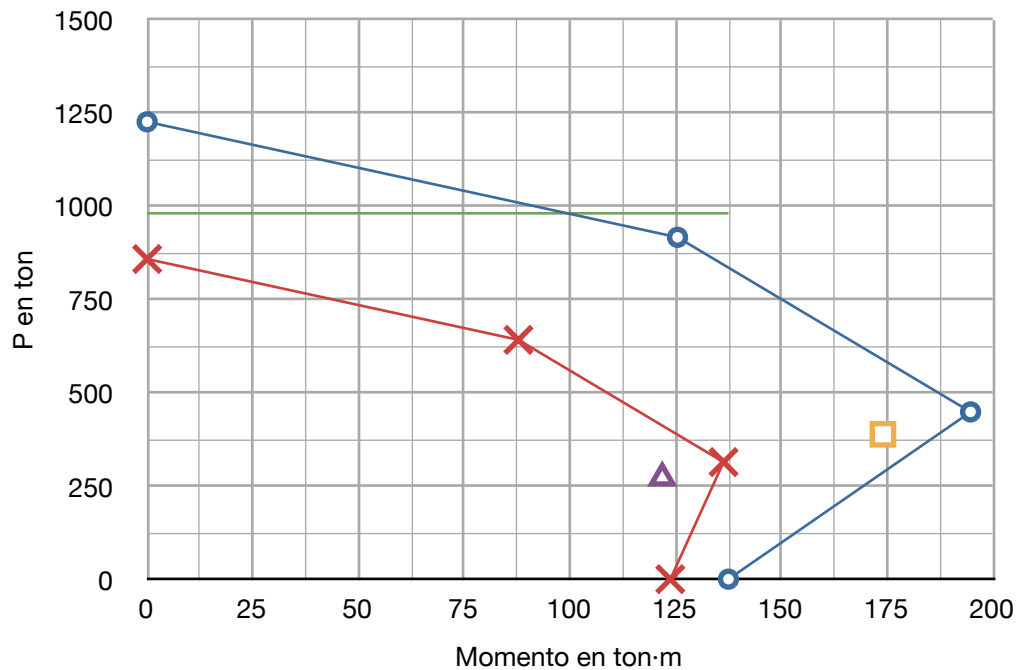
Tabla 5.5.2.b. - Espaciamiento calculado para estribos en la columna P1.

Ejemplo 2: P3

La columna 3 que se ubica en las esquinas, tiene forma de L para anclar y tomar los momentos transmitidos por las vigas de las dos direcciones. Si bien los momentos sísmicos son altos, el diseño pensando en la capacidad de las vigas es el ideal; de esta forma requiere de 120 ton·m en la dirección fuerte (de 50 cm de ancho) y de 80 en la otra. Como el elemento es en esquina la carga axial resulta pequeña (de solo 275

ton en servicio). Precisamente por la carga axial pequeña se puede considerar una sección rectangular para la dirección del análisis verificando la profundidad del eje neutro cuando el momento genera compresiones en la parte delgada de la sección. El siguiente gráfico es el diagrama para el ala de 50 cm de ancho cuando la compresión se da en el ala la combinación de acero que se muestra en los planos (8 de 1" y 10 de 3/4"); se verifica que toda la compresión se da dentro del ala para todos los puntos por debajo de la falla balanceada. Todos los otros casos son menos críticos.

Gráfico 5.5.2.b Interacción nominal Columna P3



5.5.3 Placas

Las placas siguen una metodología similar a las columnas, para este edificio todas las placas requerían de núcleos confinados y se consideró también un refuerzo en los puntos de intersección con las vigas.

Ejemplo 1: Placa 1

La placa 1 sirve de reemplazo a las dos grandes placas laterales que tenían en Y el edificio original. Junto con las vigas de acoplamiento planteadas toman la mayor parte del sismo en Y.

Piso	P servicio	M sismo (dirección Y)	m sismo (dirección X)
8	25	30	10
7	48	65	10
6	73	90	15
5	98	110	15
4	123	130	20
3	148	145	25
2	173	160	30
1	200	180	30

Tabla 5.5.2.c. Fuerzas en la placa 1.

El diseño de esta placa está controlado por las vigas que llegan, especialmente aquellas en la dirección perpendicular. De esta forma se verifica que núcleos de 4 barras de $\frac{3}{4}$ " más 4 barras de $\frac{5}{8}$ " sean adecuados para recibir las vigas.

Con estos tres núcleos (en los bordes y al centro para recibir la viga perpendicular) se verifica que la placa tenga la resistencia a flexión adecuada y luego en función de esta resistencia se determina el refuerzo por corte necesario, colocándose varillas de $\frac{1}{2}$ " espaciadas 10 centímetros en los primeros pisos donde se concentrará la falla, y a 20 cm en los pisos superiores. Con este refuerzo también se verifican las solicitaciones sísmicas por corte.

5.6 Diafragma rígido y vigas del sistema de aislación

Para que no existan peligrosos desplazamientos diferenciales entre las placas, columnas y elementos no estructurales del primer piso, en las direcciones perpendiculares o en las direcciones diagonales, se requiere de una losa maciza con una rigidez adecuada. En contraste con un aligerado que dispone de una losa de 5 cm para resistir las deformaciones, una losa maciza puede resistir estas deformaciones empleando toda su sección.

Si bien en este caso las luces indican que una losa de 20 cm sería suficiente, dada la sobrecarga del hospital y la gran cantidad de tabiques se prefiere una losa de 25 cm. Además, con esta se garantiza con mayor seguridad el diafragma.

Luego, las vigas funcionan como tensores de cimentación que ayudan a controlar los desplazamientos diferenciales, especialmente entre aisladores de distinta rigidez. Además, cumplen la función de restringir el giro de los elementos verticales que llegan a la interfase y, por último, deben tomar los momentos que se generan por la excentricidad de la carga cuando los aisladores experimentan un desplazamiento.

Los momentos por sismo deben determinarse sin reducción efectiva, es decir, directamente con las fuerzas obtenidas de la máxima de las tres señales; luego, los momentos por excentricidad deben determinarse con la capacidad de carga del aislador y el desplazamiento máximo creíble (la mitad del momento lo toma el podio superior). Estos momentos se generan en la misma dirección por lo que deben sumarse. Finalmente, los momentos por cargas de gravedad se dan por el apoyo de la losa. En resumen, las vigas del sistema de aislación se diseñaron para soportar las cargas de sismo, gravedad y las provenientes de la excentricidad de la carga axial en los aisladores. Además, con la finalidad de asegurar la ductilidad de los elementos, se determinó un cortante último en función de la capacidad por flexión.

A manera de ejemplo se presentará el diseño de la viga V1. En la figura, se muestra el diagrama de momentos por cargas de sismo la viga típica.

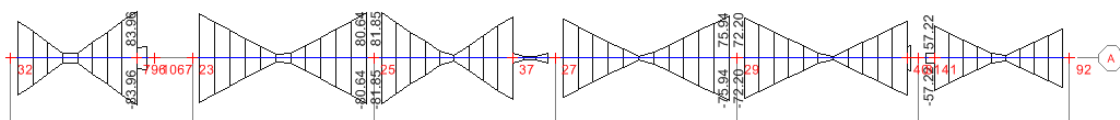


Figura 5.6.a Diagrama de momentos de la viga V1 del sistema de aislación.

Los momentos de gravedad se obtuvieron a partir del metrado de cargas del primer nivel. La carga muerta es la proveniente de los pesos de la losa maciza, de la tabiquería, el piso terminado, el peso propio de la viga y la carga viva.

Para el diseño, además se consideró el momento que resulta de la capacidad máxima del aislador y su desplazamiento total máximo. El desplazamiento máximo para los

aisladores interiores es de 40 cm, mientras que los exteriores, debido a la rotación, pueden llegar a 52 cm. Con una capacidad de 683 y 775 toneladas respectivamente, los momentos actuantes resultan de 137 y 202 ton·m. Estos se distribuirán en forma proporcional a las rigideces de columnas y vigas que concuerdan en el nudo de análisis.

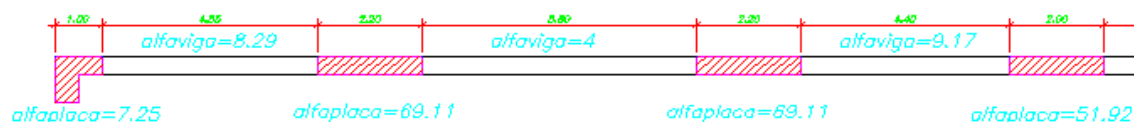


Figura 5.6.b Relación de rigideces entre las vigas y placas de una parte de la viga V1.

Cargas de sismo (apoyo)	66.1	84.0	81.9	74.1	76.0	65.8	53.0
Cargas por excentricidad carga axial (nudo)	106.7	13.7	15.0	19.1	8.2	51.9	106.8
Cargas de gravedad (apoyo)	5.7	8.0	8.0	8.1	8.1	7.3	4.8
Momento+ (apoyo)	178.5	105.6	104.9	101.3	92.3	125.0	164.6
Momento- (apoyo)	172.8	97.6	96.9	93.2	84.2	117.7	159.8

Tabla 5.6.a. Momentos últimos usados para el diseño de las vigas de cimentación.

Se procedió a colocar $2\phi 1'' + 2\phi 3/4''$ como acero corrido con el propósito de cubrir el acero mínimo y además, cumplir con las recomendaciones de la norma peruana para asegurar que los momentos positivos y negativos a lo largo de toda la longitud sean como mínimo un cuarto de la máxima resistencia en la cara de cualquier apoyo.

Para cumplir con el momento negativo se colocan bastones de $3/4''$ y $1''$, y el momento positivo se cubre con el refuerzo corrido.

Se calculó el cortante último mediante un diseño por capacidad. Los estribos se colocaron en la zona de confinamiento (dos veces el peralte de la viga), y se utilizó estribos de $1/2''$ con espaciamientos de 5, 15 y 25 cm.

5.7 Diseño de la Cimentación

El diseño de todo lo que esté por debajo de los aisladores debe cumplir con dos requerimientos importantes: debe ser diseñado para resistir la fuerza sísmica sin reducción y debe garantizar el acceso a los aisladores para su inspección o mantenimiento. La subestructura (y las vigas que forman parte del sistema de aislación) deberían diseñarse sin reducir las fuerzas, con la finalidad de que sea la superestructura la que entre en régimen inelástico si se excedieran las aceleraciones asumidas. Es por esto que se cree conveniente diseñar estos elementos para el desplazamiento máximo creíble y la capacidad máxima nominal de los aisladores. Esto también incluye la cimentación.

El diseño de las zapatas para los aisladores resulta sencillo cuando no existe la posibilidad de que se presente tracción en los aisladores, ya que sólo consiste de una carga vertical y un momento que sólo depende del desplazamiento del sistema y que se genera por la excentricidad de la carga y la fuerza cortante en el aislador. Para el diseño de la cimentación se ha considerado la combinación máxima obtenida con la capacidad de carga del aislador y el desplazamiento máximo creíble, esto resulta en un momento de $\frac{1}{2} D_{MC} \cdot P_{MAX}$.

Al observar los planos adjuntos, se verá que:

Los aisladores se ubican sobre podios de 1.20 metro de alto con el fin de lograr el acceso necesario, nótese que entre los aisladores y la losa del primer piso hay 1 metro más de altura en las zonas por donde no están las vigas de conexión. El metro garantiza que se pueda apoyar el edificio directamente sobre la zapata con gatas y reemplazar el aislador si fuese necesario. Estos podios se dimensionan de acuerdo a la plancha de anclaje de los aisladores y se refuerzan con el acero necesario para resistir el momento por la excentricidad de carga y el momento en la base generado por la fuerza cortante en el aislador para el desplazamiento máximo; en este caso el momento total en la base es de 230 ton·m, para lo que se requieren 28 barras de 1". El refuerzo por corte también es el apropiado.

Todas las zapatas interiores se han diseñado para la misma fuerza vertical de 775 toneladas. La fuerza cortante es tomada por la fricción entre la base de la zapata y el suelo, que se estima en 45% de la carga vertical actuante (aquí se utiliza la mínima posible). Las zapatas para los aisladores tipo B con una carga de 683 toneladas, resultan lógicamente menores. En los casos donde la fuerza vertical disminuye demasiado y no se puede equilibrar el cortante resultante, se ha considerado el empuje pasivo del

terreno. Asimismo, en las cuatro esquinas, donde se podría presentar tracción, se ha incrementado la profundidad de la zapata con el fin de incrementar su peso y el empuje pasivo.

Esto resulta en un diseño con tres tipos de zapatas. No se han considerado zapatas excéntricas, dado que el edificio forma parte de un complejo. Además, la junta sísmica de 40 cm hubiera obligado a retirar el edificio del límite de propiedad de forma que la excentricidad de las zapatas hubiese disminuido.

5.8 Comparación entre diseños

Uno de los objetivos de esta tesis era verificar que la reducción de las fuerzas también trae como resultado una disminución de los materiales y así una reducción económica que podría compensar el costo de los aisladores.

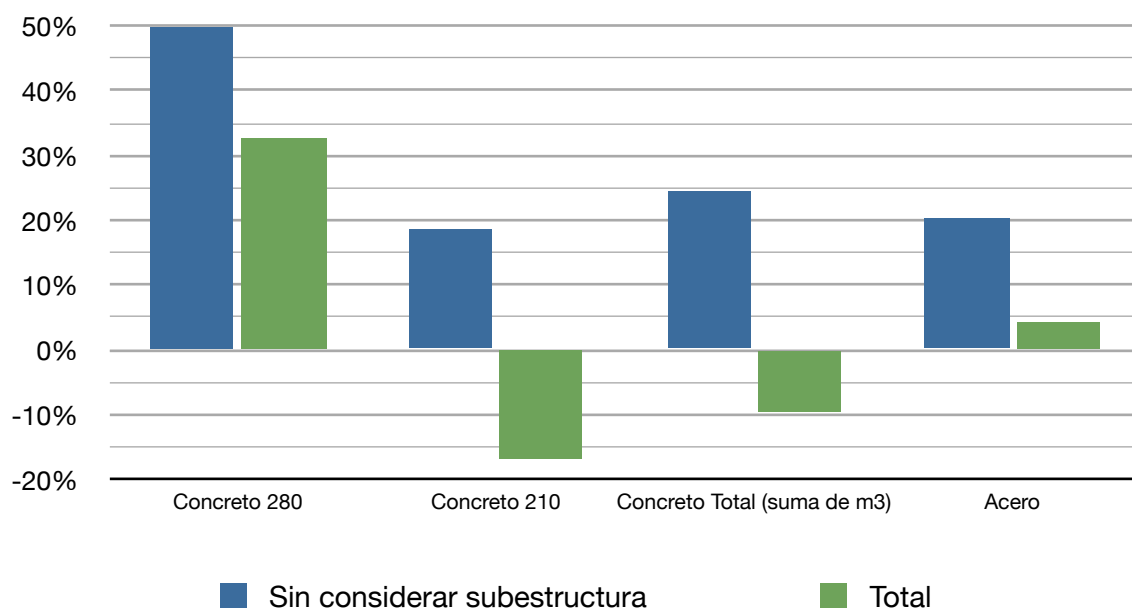
Con esto en mente se ha realizado un metrado comparativo entre el edificio original y la estructura aislada ideada. Sólo se han considerado aquellos elementos que cambian como las columnas, placas, vigas y zapatas, además del añadido de una losa maciza como diafragma rígido en el primer piso. Así, se elabora la siguiente tabla resumen:

Elementos	Concreto de 280 (m ³)		Concreto de 210 (m ³)		Acero (ton)	
	Original	Aislada	Original	Aislada	Original	Aislada
Placas y Columnas	264.1	141.2	619.0	425.5	93.26	60.71
Vigas	-	-	611.7	576.6	83.93	80.67
Cimentación	-	-	406.0	638.4	9.86	12.80
Placas y Columnas por debajo del NPT ó Podios	17.4	48.4	-	-	2.30	4.68
Losa de aislación	-	-	-	162.5	-	4.46
Vigas de aislación	-	-	-	110.0	-	17.96
Suma Total	281.5	189.6	1,636.7	1,913.0	189.35	181.27

Tabla 5.8.a. Comparación de metrados entre estructural original y aislada.

A partir de la cual se pueden establecer las siguientes comparaciones:

Gráfico 5.8.a Reducción porcentual entre los diseños



La primera barra indica que respecto al edificio original, el volumen de concreto de resistencia característica de 280 kg/cm² se reduce en 50%. Así, se observa que la reducción en la superestructura es considerable, pero prácticamente desaparece cuando se toma en cuenta la cimentación, que por el hecho de tener que ser diseñada para los máximos, resulta más costosa que la cimentación del edificio original. Este es un costo directo de los materiales, sin embargo, también se debe mencionar que el sistema de aislación es un piso adicional, lo que incrementa el costo de la mano de obra y el tiempo de construcción. Luego, se debe agregar el costo de los aisladores que, si se estima según el costo en Chile (donde ya se han introducido al mercado), es aproximadamente de 5 mil dólares por aislador ó 140 mil por todo el sistema de aisladores. No obstante, este es el costo directo al momento de construcción mientras que a lo largo de la vida de la estructura también se deberá considerar un costo de mantenimiento.

Por otro lado, también se deben notar los puntos a favor del uso de aisladores y si bien esta tesis no contempla el análisis de costos a largo plazo, especialmente por lo difícil que es cuantificar muchos de ellos, se tiene que mencionar que durante la vida útil del edificio ocurrirán sismos frecuentes y quizás sismos importantes. El reciente sismo de Pisco, que fue un sismo pequeño en Lima, causó daños menores a muchas edificaciones en Lima lo que debería cuantificarse como un costo. Luego, un sismo importante infligirá daños considerables en la estructura convencional, que también deberán repararse. Ninguno de estos afectará a la estructura aislada.

Además, especialmente porque esta es una estructura esencial, deberían analizarse los costos de que esta dejara de funcionar. Si se observa desde una perspectiva social, que un hospital no funcione durante una emergencia, representa un costo muy alto.

También se pueden mencionar costos como aseguramiento de la estructura y de sus componentes que también se dañarán durante un sismo; edificaciones que alberguen equipos costosos (servidores de bases de datos, equipos médicos, maquinaria industrial de precisión, etc), se verán más beneficiadas por la aislación.

A diferencia de los costos directos, todos estos últimos son costos probables; pero deberán tenerse en cuenta al realizar un análisis exhaustivo de las ventajas económicas de utilizar un sistema de aislación.

6. Pautas y Recomendaciones

6.1 Factibilidad de uso eficiente

Según lo investigado y concluido a partir de los resultados de los capítulos anteriores se desea elaborar una guía sencilla que permita definir cuándo el uso de aisladores resulta factible y beneficioso (desde el punto de vista estructural). Para ello se ha planteado el diagrama de flujo 6.1.a. Si no se pudieran cumplir los requerimientos de alguno de los campos, entonces deberá analizarse de forma mas exhaustiva la posibilidad de uso de aisladores elastoméricos u otras alternativas.

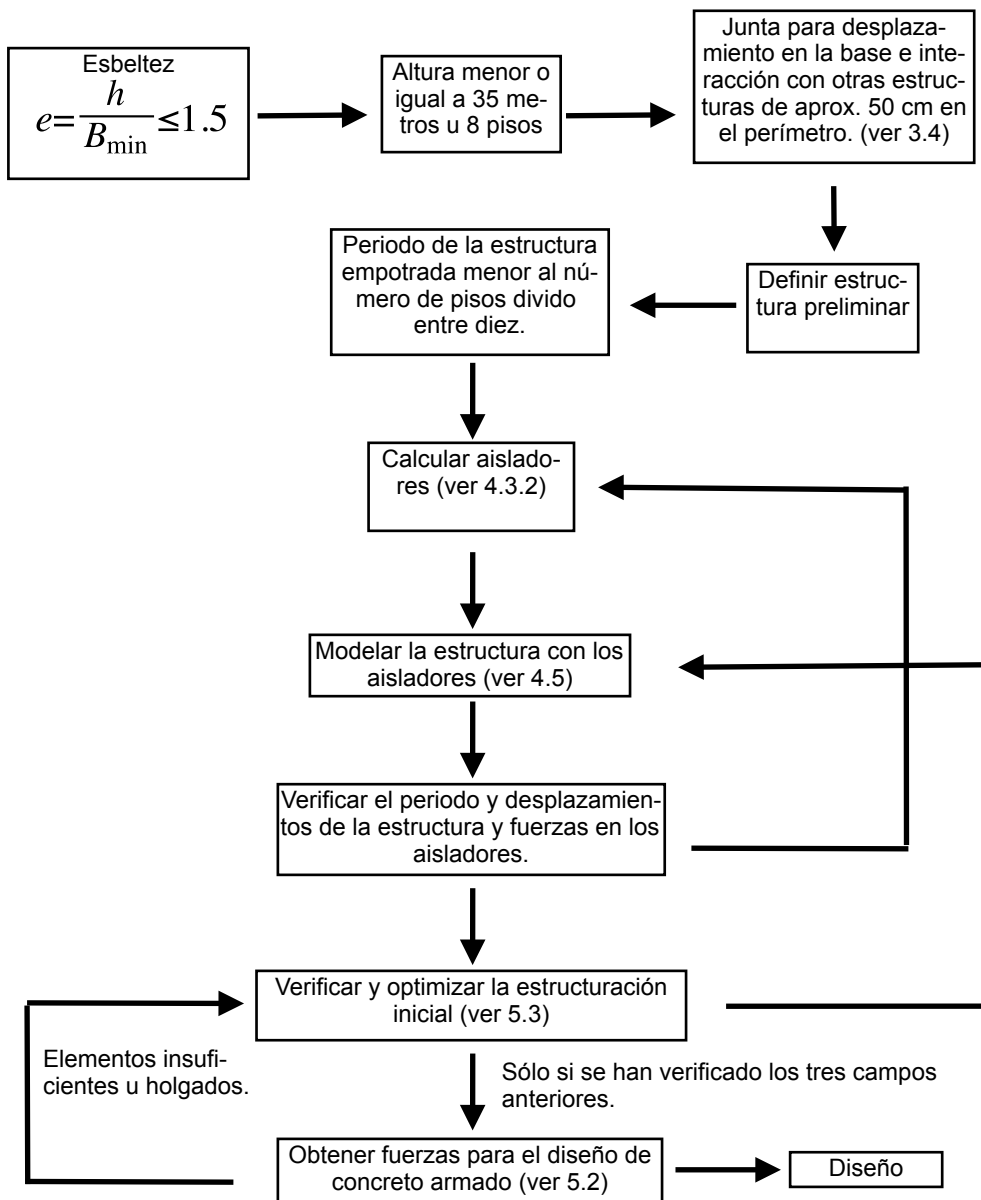


Diagrama de flujo 6.1.a. - Proceso de análisis de factibilidad estructural

6.2 Comentarios sobre el espectro de la Norma

Como se mencionó en el capítulo 5.2, el espectro de la Norma no está optimizado para periodos mayores a 2 segundos. Es así, que se ha realizado un breve análisis sobre qué función espectral se adecuaría mejor en este intervalo de periodos.

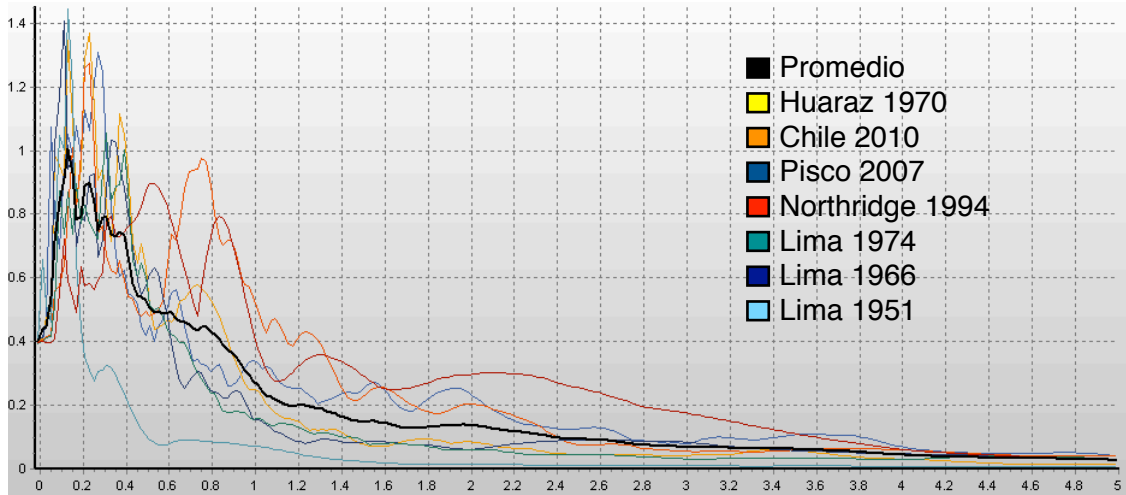


Figura 6.2.a - Espectros generados a partir de 7 señales escaladas a 0.4-g (en fracción de g).

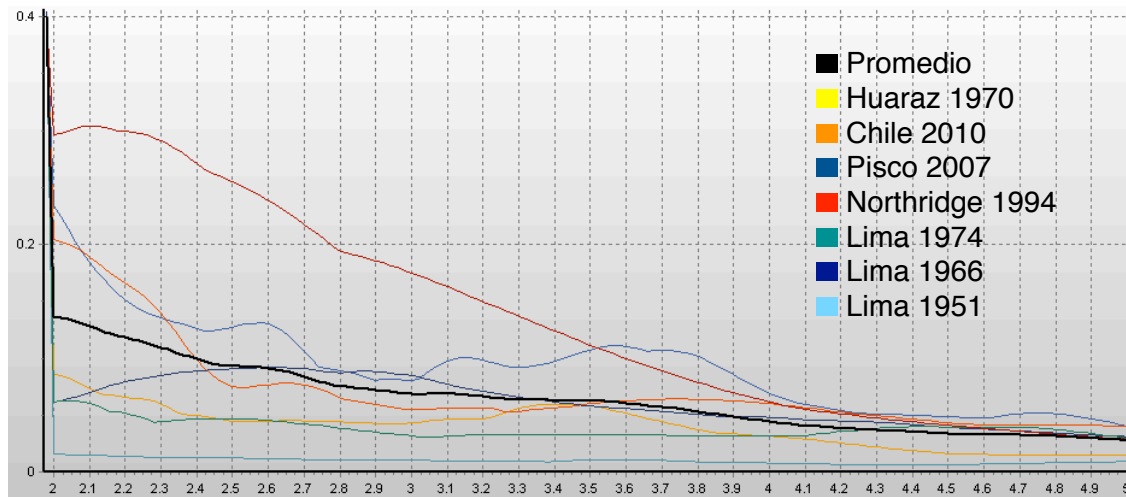


Figura 6.2.b - Detalle del intervalo de 2 a 5 segundos.

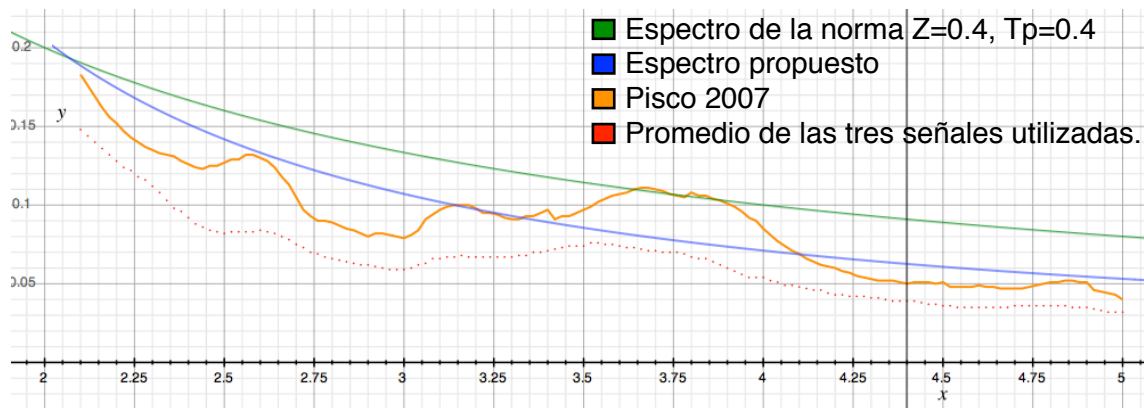


Figura 6.2.c - Comparación entre espectros, promedio y máxima de las señales.

Como se observa en la figura 6.2.a, el promedio de las siete señales tiene un pico máximo a 1g. Esto coincide con el espectro de la norma si se le aplica el factor de zona de 0.4. Sin embargo, hay varias señales que tienen valores más altos y alcanzan 1.4g. Se puede afirmar que el espectro de la norma ha optado por trazar una línea representativa pero no exageradamente conservadora. De la misma forma, si se observa el rango de interés, entre 2 y 5 segundos (figura 6.2.b), se puede observar que hay sólo dos señales que se encuentran sobre el promedio, la de Northridge (que no es peruana, pero sí tiene relevancia) y la de Pisco. Si se observan las figuras 6.2.b y c. en simultáneo, se notará que el espectro de la norma está siempre muy por encima de todas las curvas, mientras que la línea propuesta está por encima del promedio y sólo es excedida por la señal de Pisco en el intervalo de 3.5 a 4 segundos. Así, se adapta mejor a los espectros reales y resulta en valores ligeramente menores que el espectro de la Norma. La línea vertical de color gris ubica el periodo predominante de la estructura diseñada, donde se observa que la ecuación propuesta prácticamente coincide con la máxima de las tres señales utilizadas y efectivamente resulta en aproximadamente las mismas fuerzas si se verifica este espectro en el modelo.

La ecuación de la curva propuesta está dada en fracción de g para $Z=0.4$ y depende del periodo de la estructura aislada:

$$a=0.36 \cdot (T-.45)^{-1.4} + .01 \quad (6.2.1)$$

Debe notarse que está calculada para un amortiguamiento de 5%; en el análisis se deberá colocar también como 5% y el amortiguamiento dado por los aisladores se ingresa al software como mostrado en el acápite 4.5.

6.3 Recomendaciones y Conclusiones

La aislación sísmica de edificaciones en el Perú resulta beneficiosa en la mayoría de los casos, debido a que las frecuencias predominantes de los sismos son altas, lo que implica que estructuras con periodos altos, como es el caso de las estructuras con aislación, no amplifican las aceleraciones. No obstante, la frecuencia de vibración de los suelos debe tenerse en cuenta, por lo que los suelos del tipo S3, por lo general con frecuencias bajas de amplificación, resultan indeseables.

La eficiencia del diseño se logra cuando las fuerzas finales son como máximo iguales a las que se obtendrían con un diseño sin aislación, con la diferencia, de que el diseño aislado no se esperan daños por comportamiento inelástico de la estructura.

De acuerdo con las observaciones realizadas a partir del análisis de diferentes edificios aislados, se concluye que tanto la altura como la esbeltez de la edificación son parámetros limitantes para el aislamiento eficiente de una estructura. La esbeltez y la altura están directamente vinculadas con la capacidad de carga de los aisladores elastoméricos, que es el factor que controla la eficiencia del diseño en estos casos. Asimismo, el periodo natural de la superestructura es un indicador de la eficiencia posible en la aislación. Un periodo muy alto impide conseguir una diferenciación con el periodo del conjunto aislado, de forma que resulta difícil concentrar los desplazamientos en la interfase de aislación. Una forma sencilla de determinar si la aislación de una estructura es recomendable, es verificar que la máxima esbeltez sea menor a 1.5, la altura del edificio menor a 35 metros u 8 pisos, exista la posibilidad de colocar una junta sísmica de aproximadamente 50 cm y un periodo natural menor a un décimo del número de pisos. Estos criterios se muestran en el diagrama de flujo elaborado en el acápite 6.1.

Como sugerencia, es preferible utilizar aisladores de mayor área transversal, debido a que estos son más eficientes: para obtener una capacidad de carga dada, con una misma altura de aislador, será más eficiente, es decir, se logrará una menor rigidez lateral y por ende una mayor reducción de la fuerza sísmica, al utilizar un aislador de mayor diámetro que varios de diámetro menor. De forma similar, es recomendable utilizar un menor número de aisladores y de características similares para reducir la incertidumbre del comportamiento.

Al aislar una estructura se puede esperar una reducción de las fuerzas sísmicas finales de diseño del orden de 2, sin embargo, la reducción real de las fuerzas sin considerar los factores R, entre una estructura convencional y una aislada (con la estructuración adecuada), es mayor a 10.

Se ha concluido que el espectro de la Norma no está optimizado para periodos mayores a 2 segundos, como es el caso de las estructuras aisladas. Así, se recomienda hacer uso de un análisis tiempo historia considerando la máxima fuerza resultante de tres acelerogramas representativos (como lo sugieren las normas técnicas consultadas) o la función espectral elaborada en el acápite 6.1.

Se concluye que el procedimiento de diseño de los aisladores y de la estructura no es un análisis complicado, pero puede resultar tedioso al ser iterativo. El diseño estructural es el mismo que para una edificación convencional, con la salvedad que se debe prestar más atención a los efectos $P-\Delta$ para el diseño de las columnas o placas del primer piso, las vigas de la interfase de aislación y la cimentación, debido a que el mayor desplazamiento incrementa la importancia de este efecto.

Finalmente, el objetivo de un diseño con aislación es que el edificio no resulte dañado durante un sismo severo. Esto puede representar un costo directo adicional, dado que la reducción de las fuerzas en la superestructura no compensa el incremento de los costos de la cimentación y el sistema de aislación en sí. Sin embargo, el incremento de los costos no es sustancial y podría ser despreciable si la obra es de gran envergadura. Además, se deben considerar los costos a largo plazo, especialmente en proyectos de inversión para la sociedad, por lo que se puede afirmar que las edificaciones más beneficiadas serán edificios de vital importancia durante emergencias (hospitales, estaciones de bomberos, comisarías, posibles refugios, etc.) y de contenido valioso o peligroso (museos, almacenes industriales, etc.). Por otro lado, se puede convencer a aquellos usuarios que valoren la seguridad propia o de su inversión: como oficinas de corporaciones o viviendas de lujo, que el costo adicional es justificable. En un futuro, se espera que los sistemas de aislación sísmica (y otras alternativas que eleven el factor de seguridad de las estructuras) se conviertan en un estándar.

En conclusión, si bien existe un costo directo adicional, éste es porcentualmente pequeño y resulta en un beneficio a largo plazo.

7. Bibliografía y Referencias

1. **CHRISTOPOULOS Constantin. y FILIATRAULT André.**
2006 *Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation*. Capítulos 1 y 9, Pavia– Italia: IUSS PRESS.
2. **MARSICO, Maria.**
2006 *Seismic isolation and energy dissipation: theoretical basis and applications*. Tesis de doctorado en Ingeniería de la Construcción. Italia: Universidad Napoli Federico II, Facultad de ingeniería. Consulta: 12 de septiembre de 2011:
<http://www.fedoa.unina.it/3170/1/Arch._Maria_Rosaria_Marsico.pdf>
3. **SKINNER, Ivan, KELLY, Trevor y ROBINSON, Bill.**
2011 *Seismic isolation for designers and structural engineers*. National Information Centre of Earthquake Engineering. India
4. **NAEMIN, Fazard y KELLY, James.**
1999 *Design of seismic isolated structures: from theory to practice*. Capítulo 1, John Wiley & Sons, Inc.
5. **MEZA BLANDON, Roger Ivan y SANCHEZ GARCIA, Edgard Ezequiel.**
2010 *Guía de diseño sísmico de aisladores elastoméricos y de fricción para la Republica de Nicaragua*. Consulta: 11 de septiembre de 2011.
<<http://es.scribd.com/doc/32474725/DISENO-DE-AISLADORES-SISMICOS-SEGUN-ASCE>>
6. **ASCE y SEI.**
2004 *Primer on seismic isolation*. American Society of Civil Engineers.
7. **FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY.**
1997 *FEMA-273. NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*, 1 de octubre.
8. **INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACION DE CHILE.**
2003 *NCH2745. Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica – requisitos*. 29 de mayo.

9. UNIFORM BUILDING CODE.

1997 *UBC– APPENDIX CHAPTER 16. División IV – Earthquake Regulations for Seismic – Isolated Structures, 1 de febrero*

10. DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS Y GEOTECNIA DE LA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL DE LA UNIVERSIDAD DE CHILE.

2002 *Aislación Sísmica y Disipación. Chile. Consulta: 5 de octubre de 2011.*
<<http://www.ieg.uc.cl/docs/Aislacion.pdf>>

11. ÖZDEN, Bayezid.

2006 *Low-cost seismic base isolation using scrap tire pads (stp). Tesis de obtención de grado de master en Ingeniería Civil. Turkía: Middle East Technical University, The Graduate School of Natural and Applied Sciences. Consulta: 12 de septiembre de 2011:*
<<http://etd.lib.metu.edu.tr/upload/12607193/index.pdf>>

12. ARTICULOS DE ESTRUCTURA.

2009 Comentario del 21 de Octubre del 2009 a “Articulos de Estructura”. *En torno a la amortiguación.* Consulta: 12 en septiembre de 2011.
<http://articulosdeestructura.blogspot.com/2009_10_01_archive.html>

13. CASABONNE, Carlos.

2011 “Tecnologías en construcción presente y futuro – Aisladores Sísmicos”. Ponencia presentada en el Seminario ACI. Lima.

14. BURGOS, Maribel.

2011 *Disipación de energía sísmica para el diseño y reforzamiento de edificaciones.* [diapositivas]. Lima.

15. SYMANS, Michael.

1998 "Seismic protective systems: seismic isolation - Instructional Material Complementing FEMA 451, Design Examples". Consulta: 5 de octubre de 2011.
<<http://www.nibs.org/client/assets/files/bssc/Topic15-7-Seismicisolation.pdf>>

16. BLANCO BLASCO, Antonio.

2009 Plano del nuevo Instituto Nacional de Salud del Niño, NISN, Tercer Nivel de Atención, 8vo Nivel de Complejidad, categoría iii-2, Lima - Perú: *vigas sub sectores b2-b4 (a, b y c), cimentación sub sectores b2/b4, encofrado 1º al 8º piso sub sectores b2/b4, columnas y placas sub sectores b2/b4, placas sub sectores b2/b4 (a) y placas sub sectores b2/b4 (b).* Lima: s/e.

17. MARTIN ARRANZ, Javier.

2010 *Plano de la Inmobiliaria San Luis S.A.: edificios 2y3, refuerzo inferior losa cielo piso 1 al 11.* Santiago: s/e.

18. CASAFRANCA, María del Carmen.

2008 *Plano del Centro Educativo San Luis Gonzaga: pabellón – 06, Encofrado del 1er al 3er piso.* Ica: s/e.

19. CASAFRANCA, María del Carmen.

2008 *Plano del Centro Educativo San Luis Gonzaga: pabellón – 07, Encofrado del 1er al 3er piso.* Ica: s/e.

20. MUÑOZ, Alejandro, QUIUN, Daniel y TINMAN, Marcos.

2011 *Plano del Edificio Multifamiliar Emilio Fernandez: Encofrado del 1er al 20vo piso, Lima: s/e.*

21. MUÑOZ, Alejandro, QUIUN, Daniel y TINMAN, Marcos.

2011 *Plano del Edificio Loft – Mi vivienda Conjunto Habitacional en Pueblo Libre: Encofrado del 1er al 8vo piso, Lima: s/e.*

22. MUÑOZ, Alejandro, QUIUN, Daniel y TINMAN, Marcos.

2011 *Plano del Edificio Sergio Bernales: Encofrado del 1er piso al 14vo piso, Lima: s/e.*

23. MUÑOZ, Alejandro, QUIUN, Daniel y TINMAN, Marcos.

2011 *Plano del Edificio El Rancho: Encofrado del 1er piso al 5to piso, Lima: s/e.*

Ítem	Descripción	Referencia
Figura 3.1.a	Número de edificios aislados en Japón hasta el año 2000	Adaptado de 1*.
Figura 3.2.a	Partes del Sistema de aislación	Adaptado de 5*.
Figura 3.2.1.a.	Componentes del LRD	5*.
Figura 3.2.1.b.	Gráfico de fuerza de corte vs deformación lateral para un ciclo	8*.
Figura 3.2.1.c.	Zona de superposición entre la zona fija y la zona desplazada una distancia X_b del aislador.	5*.
Figura 3.2.1.d.	Componentes del LRB	5*.
Figura 3.2.1.e.	Gráfico de fuerza de corte y vs deformación lateral para un ciclo.	8*.
Figura 3.2.1.f.	Componentes del HLRD	5*.
Figura 3.2.1.g.	Gráfico fuerza de corte vs deformación lateral.	8*.
Figura 3.2.2.a.	Componentes del FPS	12*.
Figura 3.2.2.b.	Mecanismo del FPS.	1*.
Figura 3.2.2.c.	Componentes del sistema de péndulo de fricción de doble curvatura	5*.
Figura 3.2.2.d.	Dimensiones para el análisis del sistema de péndulo de fricción de doble curvatura	1*.
Figura 3.3.a.	Efecto de la aislación en el comportamiento dinámico	16*.
Figura 3.3.b.	Modelo de estructura aislada	2*.
Figura 3.3.c.	Formas de vibrar	2*.
Figura 3.4.a.	Relación entre periodo, amortiguamiento y desplazamiento	3*.
Figura 4.1.b.	Distribución en planta de vigas, columnas, placas y losas para el análisis. Del 1er piso al piso 10.	Elaboración Propia
Figura 4.1.c.	Distribución en planta de vigas, columnas, placas y losas para el análisis. Del piso 11 al piso 14.	Elaboración Propia
Figura 4.1.d.	Distribución en planta de vigas, columnas, placas y losas utilizado en el análisis para un piso típico	Elaboración Propia

Ítem	Descripción	Referencia
Figura 4.1.e.	Distribución en planta de vigas, columnas, placas y losas utilizado en el análisis para un piso típico.	Elaboración Propia
Figura 4.1.f	Distribución en planta de vigas, columnas, placas y losas utilizado en el análisis para un piso típico.	Elaboración Propia
Figura 4.1.g.	Distribución en planta de vigas, columnas, placas y losas para el análisis.	Elaboración Propia
Figura 4.1.h.	Distribución en planta de vigas, columnas, placas y losas utilizado en el análisis para un piso típico	Elaboración Propia
Figura 4.1.i.	Distribución en planta de vigas, columnas, placas y losas utilizado en el análisis para un piso típico. Izquierda: del 1er y el 3er piso. Derecha: del 2do piso.	Elaboración Propia
Figura 4.1.j	Distribución en planta de vigas, columnas, placas y losas utilizado en el análisis para un piso típico	Elaboración Propia
Figura 4.4.1.a	Función espectral	Elaboración Propia
Figura 4.4.2.1.a	Acelerograma del sismo de Ancash de 1970 escalado a 0.4g.	Elaboración Propia
Figura 4.4.2.1.b	Acelerograma del sismo de Pisco del 2007 escalado a 0.4g.	Elaboración Propia
Figura 4.4.2.1.c	Acelerograma del sismo de Chile 2010 escalado a 0.4g.	Elaboración Propia
Figura 4.5.a.	Pantalla de ingreso de propiedades para un aislador.	Elaboración Propia
Figura 4.5.b	Pantalla de ingreso de propiedades en la dirección vertical.	Elaboración Propia
Figura 4.5.c.	Pantalla de ingreso de propiedades en la dirección en las direcciones laterales.	Elaboración Propia
Figura 4.6.a.	Planta de edificio ejemplo.	Elaboración Propia

Ítem	Descripción	Referencia
Figura.5.5.1.a.	Momentos, cortantes y acero colocado en vigas de la superestructura.	Elaboración Propia
Figura.5.5.1.b	Momentos, cortantes y acero colocado en vigas de la superestructura.	Elaboración Propia
Figura.5.5.1.c	Acero y estribos colocados en vigas de la superestructura.	Prisma
Figura.5.6.a.	Diagrama de momentos de la viga V1 del sistema de aislación.	Elaboración Propia
Figura.5.6.b.	Relación de rigideces entre las vigas y placas de una parte de la viga V1.	Elaboración Propia
Figura 6.2.a	Espectros generados a partir de 7 señales escaladas a 0.4 g.	Elaboración Propia
Figura 6.2.b	Detalle del intervalo de 2 a 5 segundos.	Elaboración Propia
Figura 6.2.c	Comparación entre espectros, promedio y máxima de las señales.	Elaboración Propia

*Ver referencias bibliográficas.

Ítem	Descripción	Referencia
Tabla 3.5.1.a.	Criterios mínimos para el análisis dinámico	7* (FEMA)
Tabla 3.5.4.a.	Comparación entre las normas técnicas consultadas.	Elaboración Propia
Tabla 4.1.a.	Características de los edificios analizados.	Elaboración Propia
Tabla 4.3.2.a.	Coefficientes de Amortiguamiento	Elaboración Propia
Tabla 4.4.1.a.	Valores de Z	N.T.P.E030
Tabla 4.4.1.b.	Parámetros del suelo.	N.T.P.E030
Tabla 4.4.1.d.	Función espectral	Elaboración Propia
Tabla 4.6.a.	Porcentajes máximos de la capacidad a compresión.	Elaboración Propia
Tabla 4.6.b.	Porcentajes máximos de la capacidad a tracción.	Elaboración Propia
Tabla 4.6.c.	Eficiencia de los aisladores.	Elaboración Propia
Tabla 4.6.d.	Porcentajes en compresión de edificios aislados con el procedimiento.	Elaboración Propia
Tabla 5.4.a.	Los dos tipos de aisladores utilizados.	Elaboración Propia
Tabla 5.4.b.	Resumen de las propiedades de la estructura aislada.	Elaboración Propia
Tabla 5.4.c.	Comparación de desplazamientos entre estructura convencional y estructura aislada.	Elaboración Propia
Tabla 5.5.a.	Resumen (parcial) de planos elaborados.	Elaboración Propia
Tabla 5.5.2.a	Fuerzas en la columna P1	Elaboración Propia
Tabla 5.5.2.b.	Espaciamiento calculado para estribos en la columna P1.	Elaboración Propia
Tabla 5.5.2.c.	Fuerzas en la placa 1.	Elaboración Propia
Tabla 5.6.a.	Momentos últimos usados para el diseño de las vigas de cimentación.	Elaboración Propia
Tabla 5.8.a.	Comparación de metrados entre estructural original y aislada.	Elaboración Propia

Ítem	Descripción	Referencia
Gráfico 4.6.b.	KL/KA vs. FR	Elaboración Propia
Gráfico 4.6.c.	Esbeltez vs. FR.	Elaboración Propia
Gráfico 4.6.d.	TA/T vs. FR	Elaboración Propia
Gráfico 4.6.f.	TA/T vs. FR basal	Elaboración Propia
Gráfico 4.6.g.	Esbeltez vs. Fuerza Vertical Máxima Promedio	Elaboración Propia
Gráfico 4.6.h.	Desplazamientos elásticos comparativos para la señal de Huaraz.	Elaboración Propia
Gráfico 4.6.i.	β_{eff} y DTM	Elaboración Propia
Gráfico 4.6.j.	Factores de Reducción	Elaboración Propia
Gráfico 4.6.k.	Desplazamientos elásticos comparativos para la señal de Huaraz.	Elaboración Propia
Gráfico 5.2.a	Comparación entre fuerzas de diseño	Elaboración Propia
Gráfico 5.5.2.a	Interacción nominal Columna P1	Elaboración Propia
Gráfico 5.5.2.b	Interacción nominal Columna P3	Elaboración Propia
Gráfico 5.8.a	Reducción porcentuales entre los diseños	Elaboración Propia