

UNIVERSIDAD ALAS PERUANAS

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y
ARQUITECTURA**

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE
CONCRETO ARMADO USANDO EL AISLADOR
ELASTOMÉRICO DE ALTO AMORTIGUAMIENTO
(HDR) EN UN HOSPITAL EN EL DISTRITO DE
CAYMA – AREQUIPA – AREQUIPA**

PRESENTADO POR EL BACHILLER

VÍCTOR JAVIER FERREL GALLEGOS

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

AREQUIPA – PERÚ

2016

A mis padres, Víctor y Griselda

Todo lo que soy o espero ser; se lo debo
a su inmenso cariño, a sus sacrificios y desvelos.
Por tenerme paciencia y ayudarme siempre a
salir adelante hasta conseguir mis metas y objetivos.

A mi hermana Johana por su apoyo
constante todos los días, me dio
fuerza para seguir adelante y no desmayar
en los problemas que se presentaban.

A Dios y a la Virgen de Chapi,
por darme vida y fortaleza para seguir
adelante y a quienes pido su bendición
en mi vida personal y profesional.

A mis seres queridos que descansan y se encuentran
en la gloria de Dios; a mis abuelitos Pascual, Manuel
y Andrea que en paz descansen para ellos va
este logro; cómo olvidarme de mi
mamá Diony que siempre me apoyó
y fue testigo de mis logros hasta el día de hoy.

Al amor de mi vida, Marina Eulalia que formó parte
de mi vida; gracias por tus sabias palabras,
por tu compañía en todo momento, por tu amor constante
todos los días de mi vida y brindarme el tiempo necesario
para realizarme profesionalmente, por tus consejos,
por hacer de mí una mejor persona.

A mi gran amiga, Katia Espezúa
que me dio fortaleza y apoyo espiritual
para salir adelante.

A mis asesores, a los ingenieros
Carlos Martínez y Marco Sánchez
que estuvieron apoyándome constantemente
en el desarrollo de mi trabajo,
gracias por su apoyo incondicional.

RESUMEN

El diseño de estructuras con aislación sísmica se fundamenta en el principio de separar la superestructura (componentes del edificio ubicados por sobre la interfaz de aislación) de los movimientos del suelo o de la subestructura, a través de elementos flexibles en la dirección horizontal, generalmente ubicados entre la estructura y su cimentación. La incorporación de aisladores sísmicos permite reducir la rigidez del sistema estructural logrando que el período de vibración de la estructura aislada sea, aproximadamente, tres veces mayor al período de la estructura sin sistema de aislación.

El aislamiento sísmico es utilizado para la protección sísmica de diversos tipos de estructuras, tanto nuevas como estructuras existentes que requieren de refuerzo o rehabilitación, en este caso se diseñará un aislador elastomérico para una estructura esencial (hospital). A diferencia de los diseños convencionales de estructuras, el aislamiento sísmico busca reducir los esfuerzos a niveles que puedan ser resistidos por la estructura existente. Debido a esto último, la aislación sísmica de base es especialmente útil para la protección de edificios, hospitales, etc.

El Aislamiento de base considera el diseño de las estructuras dentro del rango elástico durante sismos severos evitando algún daño en la estructura; asimismo, reduce las aceleraciones al 20-30%, en algunos casos el costo de una edificación con aislamiento puede ser menor a la edificación convencional.

SUMMARY

The design of structures with seismic isolation is based on the principle of separating the superstructure (building components located above the interface insulation) movements of soil or substructure, through flexible elements in the horizontal direction, usually located between the structure and its foundation. Incorporating seismic isolators can reduce the rigidity of the structural system making the vibration period of the isolated structure is approximately three times the period of the structure without insulation system.

Seismic isolation is used for the seismic protection of structures of various types, both new and existing structures requiring reinforcement or rehabilitation, in this case an elastomeric isolator for an essential structure (hospital) will be designed. Unlike conventional designs of structures, seismic isolation seeks to reduce efforts to levels that can be resisted by the existing structure. Due to the latter, the seismic base isolation is especially useful for the protection of buildings, hospitals, etc.

Base Isolation considers the design of structures in the elastic range during severe earthquakes avoiding any damage to the structure, also reduces accelerations 20-30, in some cases the cost of a building with insulation can be less than conventional building .

INTRODUCCIÓN

A pesar que su inclusión en el diseño de la estructura representa un gasto adicional, destacados ingenieros consideran que se trata de una inversión altamente rentable que garantiza no solo una reducción sustancial de posibles daños a la estructura y al contenido del edificio sino también a las personas que lo habitan.

Diversos geólogos han advertido que Lima y el norte del país vienen mostrando desde hace varias décadas un silencio sísmico el cual ha encendido las alarmas de prevención en la población.

La forma como ha sido concebido el diseño de las estructuras de las edificaciones resulta primordial para mantener a salvo a millones de personas. Las construcciones con más de 40 años de antigüedad, por ejemplo, no contemplaron ningún tipo de norma de prevención sísmica, lo que las hace más vulnerables ante un movimiento telúrico.

No podemos evitar la ocurrencia de un sismo de gran magnitud, pero contamos con las herramientas técnicas suficientes para reducir considerablemente los daños que pueda causar un terremoto. Los dispositivos de protección sísmica más usados en el extranjero y que se encuentran en etapa de introducción en nuestro país son los aisladores sísmicos y los disipadores de energía. Aplicar este tipo de tecnologías resulta relevante para forjar una cultura de prevención sísmica que no solo debe incluir a los ingenieros, sino a los inversionistas y empresarios del sector construcción.

CAPÍTULO I PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO

Se tomará como base para el diseño y análisis de la estructura la experiencia chilena.

CAPÍTULO II FUNDAMENTOS TEÓRICOS DE LA INVESTIGACIÓN

La incorporación de dispositivos de aislamiento en la base de los edificios busca aislar a la edificación del movimiento sísmico, evitando así su daño.

CAPÍTULO III CRITERIOS, CONSIDERACIONES Y PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DEL AISLADOR ELASTOMÉRICO DE ALTO AMORTIGUAMIENTO (HDR)

Algunas consideraciones y criterios a tener a cuenta para el modelamiento se basan en el manejo de Software (ETABS) y la norma peruana vigente 2016.

CAPÍTULO IV ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO, DISEÑO EN CONCRETO ARMADO, ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

El Predimensionamiento consiste en dar una dimensión aproximada o tentativa a los distintos elementos estructurales, en base a ciertos criterios estipulados en la Norma E.060 de Concreto Armado. Una vez realizado el análisis se verificará si las dimensiones asumidas para los elementos son convenientes o tendrán que modificarse para continuar con el diseño de los mismos.

CAPÍTULO V RESULTADOS Y COMENTARIOS DEL DISEÑO

Los resultados se verificarán en un programa y se comprobarán con la respectiva norma tanto chilena como peruana al hacer los respectivos cálculos

ÍNDICE

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO

1.1 El problema	11
1.1.1. Fundamentación del problema	11
1.1.2. Formulación del problema	13
1.1.3. Antecedentes	13
1.1.4. Justificación de la investigación	14
1.1.5. Alcances de la investigación	15
1.1.6. Limitaciones y restricciones	15
1.1.7. Ingeniería sísmica.....	16
1.2 Objetivo de la investigación	18
1.2.1. Objetivo general.....	18
1.2.2. Objetivos específicos.....	18
1.3 Hipótesis.....	19
1.3.1 Hipótesis general.....	19
1.3.2 Hipótesis específicas.....	19
1.4 Variables.....	20
1.4.1 Variable dependiente.....	20
1.4.2 Variable independiente.....	20

CAPÍTULO II: FUNDAMENTOS TEÓRICOS DE LA INVESTIGACIÓN

2.1 Marco histórico.....	21
2.1.1. Antecedentes sísmicos en el Perú.....	21
2.1.2. Comportamiento del sistema aislado.....	24
2.1.3. Historia y desarrollo de los aisladores.....	27
2.2 Marco metodológico.....	31
2.2.1. Metodología.....	31
2.3 Marco teórico.....	32
2.3.1. Antecedentes de la investigación.....	32

2.3.2. Bases teóricas de la investigación.....	35
2.3.3. Definiciones conceptuales sobre aisladores sísmicos.....	37
2.3.4. Tipos y comportamientos de los aisladores.....	38
2.3.5. Comportamiento del sistema aislado.....	49
2.3.6. Consideraciones generales para el diseño.....	56
2.4 Marco normativo.....	60
2.4.1. Normas técnicas para diseño de aisladores.....	60
2.4.2. Norma técnica E.020 cargas.....	80
2.4.3. Norma técnica E0.30 diseño sismorresistente.....	81
2.4.4. Norma técnica E.050 suelos y cimentaciones.....	100
2.4.5. Norma técnica E.060 concreto armado.....	101
2.4.6. Norma técnica E.070 albañilería.....	101

CAPÍTULO III: CRITERIOS, CONSIDERACIONES Y PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DEL AISLADOR ELASTOMÉRICO DE ALTO AMORTIGUAMIENTO (HDR)

3.1 Criterios para la evaluación de estructuras.....	104
3.2 Consideraciones y criterios de modelamiento usando software.....	110
3.3 Procedimiento de diseño del aislador.....	114
3.4 Criterios para la elección de la superestructura.....	119
3.5 Obtención de fuerzas de diseño para la superestructura.....	120
3.6 Condiciones generales en el diseño de aislación basal.....	120
3.7 Elección del sistema de aislación basal para la estructura.....	121
3.8 Diseño del sistema de aislación del aislador elastomérico (HDR).....	122

CAPÍTULO IV: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO, DISEÑO EN CONCRETO ARMADO, ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

4.1 Estructuración y Predimensionamiento.....	131
4.2 Estructuración del edificio.....	132

4.2.1. Columnas.....	134
4.2.2. Placas.....	135
4.2.3. Vigas.....	136
4.2.4. Losas.....	138
4.2.5. Aligerados.....	138
4.3 Diseño en concreto armado.....	139
4.3.1. Cargas de diseño.....	139
4.3.2. Metodología del diseño.....	141
4.3.3. Diseño de losas aligeradas.....	145
4.3.4. Diseño de vigas.....	149
4.3.5. Diseño de columnas.....	153
4.3.6. Diseño de placas.....	156
4.3.7. Diseño de cimentación.....	159

CAPÍTULO V: RESULTADOS Y COMENTARIOS DEL DISEÑO

5.1 Estructuración convencional de la edificación en concreto armado.....	160
5.2 Control de desplazamientos según la norma.....	163
5.3 Estructuración de la edificación usando el aislador elastomérico (HDR)...	165

CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones.....	171
6.2 Recomendaciones.....	173

CAPÍTULO VII: BIBLIOGRAFÍA

7.1 Bibliografía.....	174
-----------------------	-----

CAPÍTULO VIII: ANEXOS

8.1 Tablas.....	176
8.2 Hojas de cálculo.....	181

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO

1.1. EL PROBLEMA

1.1.1. Fundamentación del Problema

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, en nuestro país actualmente este sistema de aislación es nulo y no se usa este sistema siendo muy deficiente.

La aislación sísmica de base separa la edificación del suelo mediante los aisladores, que son dispositivos cilíndricos de caucho que

absorben, a través de deformaciones elevadas, la energía que un terremoto transmite a una estructura. De esta manera, la fuerza del movimiento telúrico se ejerce sobre el dispositivo y la edificación prácticamente no se mueve, por lo que ofrece una seguridad hasta ocho veces mayor que aquella lograda en un edificio convencional.

El primer edificio de Perú con aislador sísmico se construirá en la UNI, Piqué dijo que inicialmente el edificio que se levantará en su facultad tendrá cuatro pisos y después se ampliará a 12. "Esa tecnología aísla el edificio; entonces se mueve la base y el edificio casi nada".

"Queremos demostrar que es posible hacer este tipo de construcciones en Perú y que le sirva a otra gente, sobre todo en hospitales y colegios", dijo al anotar que esta tecnología se halla ampliamente difundida en Japón, donde hay intensa actividad sísmica.

Añadió que una intención de su facultad es hacer labor de investigación académica y desarrollar la tecnología, a fin de que pueda aplicarse en las nuevas edificaciones Sismorresistente que se levanten en el país.

Piqué refirió que si bien estas construcciones incrementan el costo de la edificación en 4 o 5 por ciento, a la larga el ahorro es mayor, porque si ocurriera un sismo fuerte la construcción resistirá y no habrá que gastar en remodelaciones.

A modo de ejemplo, comentó que un hospital de Chile tenía un pabellón con esta tecnología y otro con la construcción tradicional, y durante el último terremoto en ese país los médicos continuaron operando

en el pabellón con el aislador sísmico, porque no hubo daños en la estructura.

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.

1.1.2. Formulación del problema

Mejorar el comportamiento con un sistema de aislación a la estructura propuesta y poder diseñar el sistema de aislación a fin de evitar cualquier daño a la estructura, conviene considerar un sistema de aislamiento que modifique las características dinámicas de la estructura.

Esta tesis desarrolla un sistema de aislación en estructuras peruanas reales y se involucra con el procedimiento de diseño de una estructura aislada.

1.1.3. Antecedentes

Los eventos sísmicos son un fenómeno natural que nos ha acompañado desde siempre y que inevitablemente nos seguirá acompañando en el futuro, esta afirmación tiene su base en que como es sabido la distribución de los sismos en el mundo no es igualitaria, existen lugares donde estos eventos se concentran más, ya sea en cantidad como en intensidad. Prácticamente todos los sismos han provocado pérdidas humanas y económicas considerables, además del miedo e inseguridad en las personas. Como se puede ver ésta natural característica pasa a ser parte de la “personalidad” de nuestro país conllevando que los niveles de vulnerabilidad y exposición debidos a los efectos de los sismos sea alto.

Hay que tener en claro que los efectos adversos generados por los terremotos no son directas del mecanismo del sismo, más bien de las fallas de estructuras construidas por el ser humano, por lo que aunque los sismos son inevitables está en nuestras manos reducir sus consecuencias a límites aceptables mediante el control del medio construido. Por todo lo anterior, nuestro país presenta múltiples desafíos ante el problema sísmico y toma una relevancia importante la investigación de estructuras resistentes a los sismos tanto del punto de vista estructural como funcional, ya que se presta un servicio directo a toda la población del país.

Se tomará como base para el diseño y análisis de la estructura la experiencia chilena, esta comienza con edificios aislados en el año 1992 con la construcción del edificio Andalucía de cuatro pisos sobre 8 aisladores, luego siguió en el 2000 con la Clínica de la Universidad Católica de 6 niveles con 52 aisladores, el año 2002 se realizó el tercer edificio aislado, la Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica que tiene 5 pisos y cuenta con 53 aisladores, finalmente el proyecto aislado de mayor envergadura, el Hospital Militar con 164 aisladores.

En la presenta tesis, se estudia y desarrolla la implementación de un sistema de protección pasivo, la aislación basal, para un caso particular, una estructura de concreto armado para un hospital.

1.1.4. Justificación de la investigación

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 y diseño de la estructura

y su comportamiento con diferentes aisladores, se comprobará que ciertas estructuras se benefician de la aislación más que otras.

1.1.5. Alcances de la investigación

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).

1.1.6. Limitaciones y restricciones

Uno de los inconvenientes es que no existe una norma peruana que regule el uso de aisladores y el diseño de los mismos en estructuras de concreto armado lo que limita su uso y su diseño en cuanto a estructuras (colegios, hospitales, etc.), se tomará como referencia la norma chilena NCh 2745 para el diseño de aisladores y el respectivo análisis, actualmente en el Perú se ha aprobado la nueva disposición sobre la norma E.030 “Diseño Sismorresistente” del reglamento nacional de edificaciones donde se especifica el uso de aisladores en estructuras de categoría A (edificaciones esenciales), solo se indica el uso de aislamiento sísmico en la base para las zonas 4 y 3 mas no se indica el procedimiento de diseño de los aisladores, limitando de esta forma el diseño de aisladores en estructuras peruanas pero con la ayuda de otras normas se puede realizar el diseño y el análisis respectivo.

1.1.7. Ingeniería sísmica

El interés del hombre por tener la capacidad de entender y enfrentar los sismos es tan antiguo como los sismos mismos, con el pasar de los tiempos se desarrollaron dos áreas la sismología que se preocupa del tema desde el punto de vista de las ciencias de la tierra y la ingeniería civil que tenía como preocupación generar construcciones confiables y seguras, la ingeniería sísmica emerge a principios del siglo XX como una rama interdisciplinaria de esta última, generando un nexo entre la sismología y la ingeniería civil, orientada primariamente a la mitigación de la amenaza sísmica, para luego ir evolucionando en búsqueda de soluciones al problema sísmico abarcando todos los esfuerzos prácticos para reducir e idealmente eliminar la peligrosidad sísmica. El Perú es un país altamente sísmico, contando desde varios años con normativas para el cálculo sísmico de estructuras.

Como se puede ver la única respuesta ante la amenaza sísmica es el desarrollo vigoroso de la ingeniería sísmica; en los criterios de diseño sísmico de edificios convencionales se trabaja con un balance entre la resistencia y la capacidad de deformación de la estructura para que ésta a través de la disipación de energía que genera la plastificación de los elementos estructurales resista el sismo; ha sido costumbre aceptar que para sismos severos se permitan daños estructurales, pero se evite el colapso. En países con economías más avanzadas ya se ha cuestionado este concepto, exigiéndose que se evite no sólo el colapso, sino que también los daños estructurales significativos.

En los últimos tiempos han surgido nuevas ideas respecto a la protección ante el peligro sísmico. En base a consideraciones derivadas del avance tecnológico, se ha propuesto resolver el problema de hacer las construcciones más seguras, de otra manera, y conseguir que el sismo

afecte menos a las estructuras. La idea es de acoplar a la estructura un sistema mecánico y lograr que este último absorba una parte de la energía sísmica que le llega al conjunto. Se podría plantear la siguiente ecuación global:

$$E_{s\acute{m}ica} = E_{estructura} + E_{sistema\ mec\acute{a}nico} \quad E = \text{energía}$$

De esta manera la energía sísmica que le corresponde a la estructura se reduce notablemente. Se han ideado diversos dispositivos que representan a lo que se ha denominado sistema mecánico y que en la literatura técnica se denominan como sistemas de protección pasiva.

Estos sistemas han tomado varias formas: disipadores pasivos, fluencia de metales, fricción, deformación de metales sólidos visco elásticos, deformación de fluidos visco elásticos, extrusión de metales, etc.

El sistema pasivo que ha tomado mayor desarrollo es el de aislación en la base, esta se trata de apoyar a la estructura no directamente sobre el terreno sino que sobre aisladores que desacoplen el movimiento del suelo con respecto al de la estructura, reduciendo la respuesta sísmica. La aislación basal tiene dos principios fundamentales que son la flexibilización y el aumento de amortiguamiento, logrando reducir las aceleraciones y concentrando el desplazamiento en el sistema de aislación con la contribución de la amortiguación.

Todas estas tendencias e investigaciones fueron la génesis de la NCh 2745 Of 2003 (Norma Chilena) norma de Diseño y Análisis de Edificios con Aislación Sísmica, la que entrega los criterios para la correcta elección e implementación de un sistema de aislamiento sísmico, en particular los sistemas de aislamiento basal, esta última norma muestra la línea que tiene el país en este campo, el cual es el de generar y normar sobre dispositivos que protejan de mejor manera a la estructura, a las

personas y manteniendo la serviciabilidad de las estructuras logrando disminuir las pérdidas económicas que se generan después de un sismo severo.

1.2. OBJETIVO DE LA INVESTIGACIÓN

1.2.1. Objetivo general

- Realizar el análisis y diseño de una estructura de concreto armado usando el aislador elastomérico de alto amortiguamiento (HDR) en un hospital en el distrito de Cayma, Arequipa, Arequipa.

1.2.2. Objetivos específicos

- Compilar información acerca de los métodos para mejorar el comportamiento sísmico de las estructuras, enfocándose en los aisladores sísmicos, los tipos, propiedades, usos y ventajas; para luego detallar las consideraciones que se deben tomar al diseñar una estructura con aisladores.
- Se diseñará y analizará la superestructura utilizando las normas peruanas y las nuevas disposiciones que presenta, estando de esta forma al día con las últimas recomendaciones tanto a nivel nacional como internacional.
- Se analizará el uso del Aislador Elastomérico de Alto Amortiguamiento (HDR).
- Se tomará en cuenta la distribución de los aisladores y los elementos estructurales.

- Se hará una comparación de la edificación con el diseño convencional y otra usando aisladores sísmicos para ver la reducción de elementos estructurales.

1.3. HIPÓTESIS

1.3.1. Hipótesis general

- Con el desarrollo de esta tesis se solucionará los problemas en cuanto a diseño de estructuras producidas por el sismo, el aislamiento sísmico busca reducir los esfuerzos a niveles que puedan ser resistidos por una estructura existente o una nueva estructura.

1.3.2. Hipótesis específicas

- Un buen diseño de la estructura nos garantiza un desempeño óptimo y por ende una garantía que la edificación no colapsará debido a un sismo severo.
- Con la incorporación de aisladores sísmicos se reducirá la rigidez del sistema estructural logrando que el período de vibración de la estructura aislada sea aproximadamente tres veces mayor al período de la estructura sin sistema de aislación.
- Diseñar la estructura utilizando la reciente norma de Análisis y Diseño de edificios con Aislamiento Sísmico, NCh 2745 Of 2003. Entregando los alcances de cómo actúa la norma y su aplicación en un proyecto real.

1.4. VARIABLES

1.4.1. Variable dependiente

- Diseñar la forma estructural de la edificación propuesta.
- Establecer parámetros para el respectivo dimensionado de elementos estructurales.
- Definir el criterio para la elección de la estructura.
- Definir el tipo de aislador a usar en la estructura propuesta.

1.4.2. Variable independiente

- Establecer la Norma Técnica de Diseño Norma Chilena NCh 2745 of 2003 para el respectivo Análisis y Diseño de la Edificación propuesta en concreto armado usando el aislador elastomérico de alto amortiguamiento (HDR).
- Desarrollar el Análisis Sísmico en base a las normas peruanas vigentes del RNE E.030 Diseño Sismorresistente así como todas las demás normas involucradas en cuanto a diseño se refiere para el desarrollo de la presente tesis.
- Determinar la capacidad de carga de la estructuración para poder realizar el respectivo análisis.
- Establecer consideraciones y criterios para el respectivo modelamiento de la estructura usando un software que permita modelar a la estructura y comparar resultados.
- Establecer criterios para la evaluación respectiva de la estructura usando las normas peruanas.

CAPÍTULO II

FUNDAMENTOS TEÓRICOS DE LA INVESTIGACIÓN

2.1. MARCO HISTÓRICO

2.1.1. Antecedentes sísmicos en el Perú

A través de los años, el Perú está signado por una cadena de movimientos telúricos que han dejado una historia de drama y dolor.

Nuestro país, está ubicado dentro del “Cinturón de Fuego” y casi al borde del encuentro de dos placas tectónicas: La Sudamericana y la de Nazca, las que como explican los especialistas alternan entre ellas, produciéndose un efecto llamado de subducción, el que ha provocado en los últimos años un gran número de sismos de gran poder destructivo en la parte occidental de nuestro territorio. Los sismos locales y regionales tienen su origen en la existencia de fallas geológicas locales.

Estos movimientos telúricos son de menor magnitud, pero al producirse muy cerca de la superficie tienen un gran poder destructor.

Los eventos sísmicos son un fenómeno natural que nos ha acompañado desde siempre y que inevitablemente nos seguirá acompañando en el futuro, esta afirmación tiene su base en que como es sabido la distribución de los sismos en el mundo no es igualitaria, existen lugares donde estos eventos se concentran más, ya sea en cantidad como en intensidad, Perú está ubicado en una de las regiones sísmicamente más activas del mundo, ya que se ubica prácticamente sobre una gran falla geológica, la interacción entre la placa Sudamericana y la de Nazca, como ejemplo de esto nuestro país tiene una frecuencia en terremotos similar a Japón, que es el país que le sigue y durante el periodo sísmico que se extiende desde el fin del siglo XVI hasta el presente, un sismo de magnitud 8 ha ocurrido en promedio cada 10 años. Prácticamente todos ellos han provocado pérdidas humanas y económicas considerables, además del miedo e inseguridad en las personas. Como se puede ver esta natural característica pasa a ser parte de la “personalidad” de nuestro país conllevando que los niveles de vulnerabilidad y exposición, debidos a los efectos de los sismos, sea alto.

La sismicidad en el Perú está caracterizada por al menos tres rasgos de importancia: número de sismos por unidad de tiempo, gran tamaño y una diversidad de ambientes tectónicos donde estos ocurren (zonas sismogénicas).

Hay que tener en claro que los efectos adversos generados por los terremotos no son directas del mecanismo del sismo, más bien de las fallas de estructuras construidas por el ser humano, por lo que aunque los sismos son inevitables está en nuestras manos reducir sus consecuencias a límites

aceptables mediante el control del medio construido. Por todo lo anterior nuestro país presenta múltiples desafíos ante el problema sísmico y toma una relevancia importante la investigación de estructuras resistentes a los sismos tanto del punto de vista estructural como funcional, ya que se presta un servicio directo a toda la población del país.

El objetivo de la ingeniería Sismorresistente es la protección de la vida; así, su evolución solo 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.

Son muchos los eventos sísmicos registrados en la historia del Perú que han afectado a las poblaciones. El terremoto más grande que afecta la ciudad de Lima fue el de 1746. De 3 000 casas existentes en Lima, solo quedaron 25 en pie.

En Callao, debido al tsunami ocurrido después del sismo, de un total de 4 000 personas solo sobrevivieron 200. Otro terremoto importante ocurrió en 1940, de 8.2 grados en la escala de Richter, causó 179 muertos y 3 500 heridos. En los últimos 63 años han ocurrido tres terremotos mayores de 7 grados, siendo el de 1940 de 8.2. Los otros han sido en 1966, 1970 y en 1974.

El desastre más letal de la historia peruana ocurrió el 31 de mayo de 1970 en Ancash y en menor grado en La Libertad y Lima; un sismo fue el detonante de eventos tales como los aluviones, inundaciones y licuefacción de suelos; en total fallecieron aproximadamente 69 mil personas.

En Arequipa, en 1948 ocurrió un terremoto de 7.5 grados con efectos en Moquegua, Tacna y Puno. Nuevamente en Arequipa hubo un

sismo destructivo en 1958 de 7 grados y dos años después otro de 6 grados; en 1979 un terremoto de 6,9 y en 1988 otro de 6.2 grados. Los terremotos más recientes en el Perú ocurrieron en San Martín (1990,1991), Cuzco (1992), Ica (1996), Ayacucho (1999), y Moquegua Arequipa (2001).

El sur de Perú y el norte de Chile es considerado como una zona de alta probabilidad de ocurrencia de sismos destructivos; en segundo lugar, Lima y Ancash; y en tercer lugar, Lambayeque-Piura.

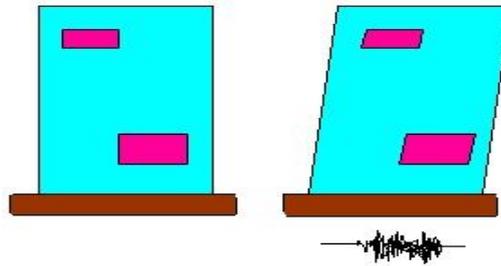
2.1.2. Comportamiento del sistema aislado

Como forma de disminuir los efectos de los sismos en las estructuras o edificios, se está utilizando la aislación sísmica de base. Esta metodología se ha demostrado a nivel mundial que es capaz de disminuir notoriamente los daños que producen los terremotos en las estructuras o edificios.

La aislación sísmica de base está basada en la idea de aislar una estructura del suelo mediante elementos estructurales que reducen el efecto de los sismos sobre la estructura. Estos elementos estructurales se denominan aisladores sísmicos y son dispositivos que absorben, mediante deformaciones elevadas, la energía que un terremoto transmite a una estructura.

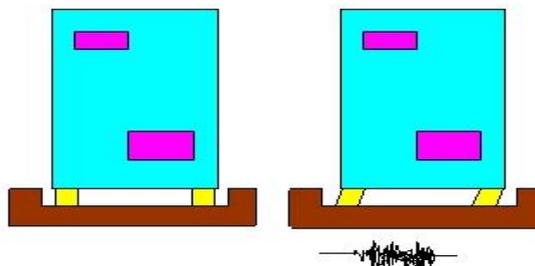
Estos dispositivos pueden ser de diferentes tipos y formas; los más conocidos son los basados en goma de alto amortiguamiento, goma con núcleo de plomo, neoprénicos o friccionales. Al utilizar estos elementos, la estructura sufre un cambio en la forma como se mueve durante un sismo y una reducción importante de las fuerzas que actúan sobre ella durante un sismo.

Figura 1. Efecto de un sismo en un edificio



Fuente: LEIGH M., P.G. 2002

Figura 2. Efecto de un sismo en un edificio con un sistema de aislación



Fuente: LEIGH M., P.G. 2002

En Chile, los más usados son los de goma de alto amortiguamiento y los neoprénicos. Una aplicación de esta tecnología lo constituye el Edificio Andalucía que fue el primer edificio habitacional en Chile con aislación sísmica de base.

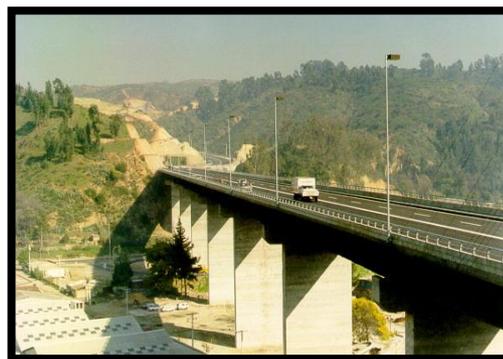
Actualmente, también se utiliza esta tecnología en obras civiles como el Viaducto Marga-Marga que fue el primer puente carretero B construido con aislación sísmica de base.

Figura 3. Aislador en Edificio Andalucía



Fuente: LEIGH M., P.G. 2002

Figura 4. Aislador en Viaducto Marga-Marga



Fuente: LEIGH M., P.G. 2002

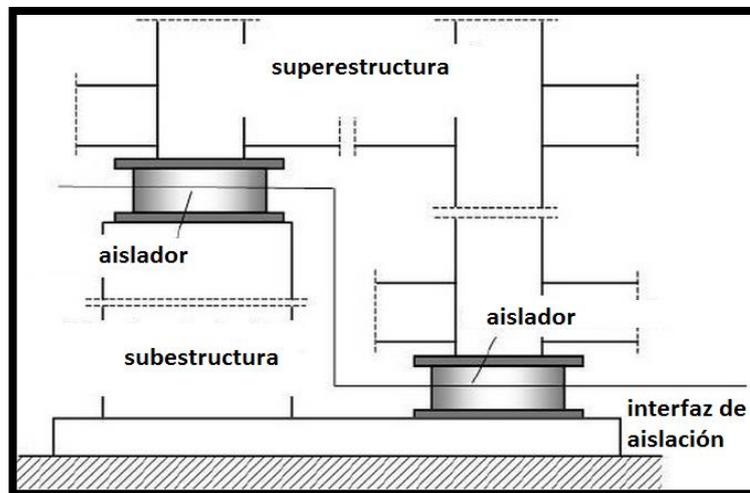
La aislación sísmica consiste en desacoplar horizontalmente a la estructura del suelo. El sistema de aislación usado y los dispositivos de aislación para lograr dicho objetivo pueden variar de acuerdo con las necesidades o preferencias del diseñador. Los dispositivos de aislación, también llamados aisladores, son elementos estructurales muy flexibles en la dirección horizontal y sumamente rígidos en la vertical que permiten grandes deformaciones horizontales ante los eventos sísmicos.

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 5 muestra las partes del sistema de aislación.

Figura 5. Partes del sistema de aislación



Fuente: LEIGH M., P.G. 2002

2.1.3. 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 solo 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 1909, Johannes Calantarients Avetican (Médico Inglés) planteó lo siguiente:

- Patentó el sistema de juntas libres lubricadas.
- Propuso colocar una capa de talco entre el edificio y las fundaciones (cimentaciones).
- En 1909, escribe una carta al Servicio Sismológico de Santiago de Chile donde menciona que con su sistema los edificios importantes se pueden poner a salvo en países sísmicos.

Con sus investigaciones realizadas por 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 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 solo 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 el 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 198, 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 aislación sísmica y disipación de energía en los requerimientos de NEHRP (National Earthquake Hazard Reduction Program) en el año 1995. Esos requerimientos fueron modificados 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 - 1996. 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.

2.2. MARCO METODOLÓGICO

2.2.1. Metodología

Para cumplir con los objetivos y fines del presente trabajo de investigación, se debe utilizar una metodología que permita entregar en forma clara los fundamentos que sustentaran las conclusiones. Como se trata del análisis y diseño de un proyecto de ingeniería, debe cumplir con todas las normas. Para lograr evaluar el proyecto, se enfoca el presente trabajo en los siguientes parámetros:

- Analizar y diseñar una Estructura de Concreto Armado usando un sistema de aislamiento basal seleccionando el más adecuado, en este caso es el uso del Aislador Elastomérico de Alto Amortiguamiento (HDR) para el funcionamiento deseado de la estructura, el criterio que se usará para la elección es que son los más usados en el mundo, existen mayores estudios y antecedentes sobre ellos y que para los tipos de estructuraciones típicas del país presenta mayores ventajas. Esta parte consta de todo el respaldo teórico que se pueda encontrar en la bibliografía existente y en las experiencias experimentales realizadas sobre este sistema. También se mencionará otros sistemas de aislación que son indispensables y que son materia de estudio como son los aisladores deslizantes, apoyos deslizantes planos.
- El otro parámetro a desarrollar es el análisis del edificio aislado con la norma NCh 2745 Of 2003, como esta normativa es nueva, se realizará un análisis detallado. La profundidad de los temas irá acorde al nivel de la implementación bibliográfica y técnico con la cual cuenta la universidad, siendo un estudio que busca incentivar nuevas investigaciones en el área de la protección sísmica.

2.3. MARCO TEÓRICO

2.3.1 Antecedentes de la investigación

Si vemos el problema de un sismo desde el punto más básico, consiste en que el sismo genera principalmente movimientos horizontales del suelo, a través de ondas que se propagan por estos movimientos horizontales son la principal causa que se produzcan daños en los edificios, ya que estos están conectados al suelo a través de las fundaciones. Estas ondas poseen sus propias frecuencias y periodos que excitan a la estructura, provocando que se manifiesten las frecuencias y periodos propios de la estructura, generándose aceleraciones y

deformaciones que afectan directamente a la estructura propia del edificio como a los contenidos de este.

En edificios tradicionales, se recurre a la ductilidad estructural propia; lo cual puede ser riesgoso ya que se asignan a la estructura ductilidades muy difíciles de probar y controlar, además de estar admitiendo roturas parciales de la misma estructura que se debe proteger. Un objetivo fundamental de un óptimo diseño sísmico es minimizar el desplazamiento entre pisos y las aceleraciones de los pisos presentes en la estructura. Los efectos de los desplazamientos causan daños a los componentes no estructurales, a equipos y a conexiones de los diferentes servicios. Se podría minimizar los desplazamientos entrepisos rigidizando la estructura; pero esto además de ser una solución cara, conduce a la amplificación de los movimiento de la base, lo cual se traduce en altas aceleraciones en los pisos generando posibles daños al equipamiento interno; a la vez, para disminuir estas aceleraciones se podría hacer utilizando un sistema más flexible, pero esto nos lleva al problema inicial de tener considerables desplazamientos entre pisos.

Por lo cual si es posible independizar la estructura del suelo, se reducirían notablemente los daños, ya que la estructura “no sentiría” el movimiento del suelo. Esta idea no es algo reciente ya en agosto de 1909 un doctor en medicina de Inglaterra, J.A Calantarients enviaba una carta al Director del Servicio Sismológico de Chile en donde hacía notar que había elaborado un método de construcción en el cual los edificios podían ser edificados en países que sufren de terremotos sobre este principio de independencia con una alta seguridad. La estrategia de diseño Sismorresistente que permite generar la independencia estructura – suelo se denomina aislamiento basal; esta es una técnica novedosa que se ha ido desarrollando y perfeccionando en el tiempo, convirtiéndose en un sistema confiable, práctico que entrega una gran protección sísmica a la

estructura y sus componentes; y que ha tenido excelentes resultados en los proyectos en donde se ha implementado.

El concepto de aislamiento de base es desacoplar al edificio o estructura de los componentes horizontales del movimiento del suelo interponiendo elementos estructurales con rigidez horizontal baja entre la estructura y la fundación.

Esto permite “ablandar” la respuesta sísmica de la estructura logrando una frecuencia fundamental que es mucha más baja que su frecuencia como base fija y las frecuencias predominantes del movimiento del suelo.

Visto de otra manera, para que quede completamente claro, es que al introducir esta alta flexibilidad horizontal se aumenta el período de la estructura alejándola de la zona de mayor energía sísmica.

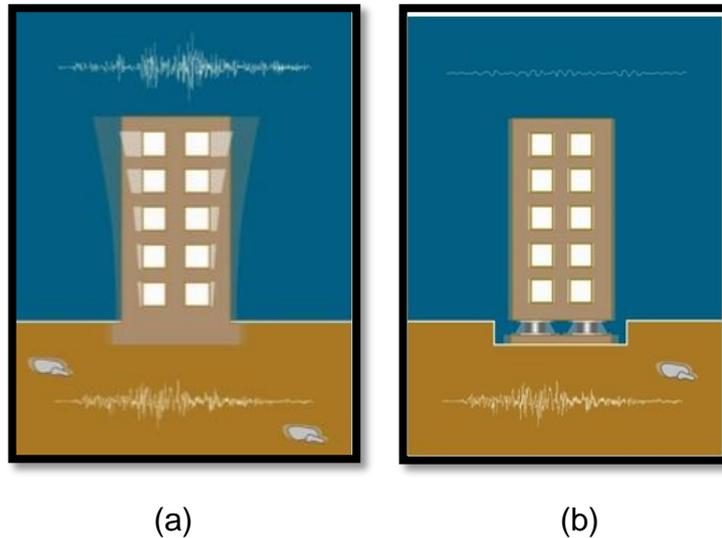
Siendo una de las mejores soluciones prácticas para minimizar simultáneamente los desplazamientos entrepisos (drifts) y las aceleraciones de los pisos de la estructura, concentrando los desplazamientos en el nivel de aislamiento.

Figura 6. Aislamiento sísmico



Fuente: LEIGH M., P.G. 2002

Figura 7. Esquema de dos tipos de edificios (a) Estructura sin aislación basal; (b) estructura con aislación basal



Fuente: LEIGH M., P.G. 2002

En resumen, el sistema de aislación debe satisfacer tres requisitos fundamentales:

- Flexibilidad horizontal, para alargar el período fundamental de vibración de la estructura a una zona de menor aceleración espectral.
- Amortiguamiento y disipación de energía, así reducir la demanda de deformación sobre el sistema de aislación.
- Resistencia para cargas de servicio, para evitar vibraciones molestas.

2.3.2. Bases teóricas de la investigación

La experiencia ha demostrado que el uso de los aisladores sísmicos mejora el desempeño sísmico de las edificaciones, disminuyendo el riesgo de pérdida de vidas humanas y de materiales importantes o de valor histórico. Los aisladores permiten un ahorro importante en gastos de reparación y costos indirectos producidos por la interrupción del servicio de la edificación.

Para mostrar la metodología adoptada, en la presente tesis se presentan los detalles del diseño del sistema de protección para un hospital.

La idea espontánea que surge luego de observar los daños en obras de infraestructura producidos por movimientos basales severos causados por sismos, es la de interpretar un sismo en términos de fuerzas y deformaciones inducidas en la estructura. Como una consecuencia, existe una tendencia a pensar solo en aumentar la resistencia de la estructura.

Realmente las fuerzas y los desplazamientos son solo una mera manifestación del ataque sísmico en vez que su verdadera esencia. Los sismos son en esencia fenómenos energéticos, contra los cuales las estrategias de defensa deben ser organizadas debidamente considerando esta naturaleza intrínseca. Akiyama (1985) y Uang y Bertero (1988), efectúan una contribución importante al desarrollo de los aspectos teóricos de una aproximación basada en la energía. Cabe recordar que Housner (1956), había ya sugerido un método de diseño basado en la energía; sin embargo, se puede decir que la atención en este concepto se está ganado recientemente de manera generalizada (Hurtado, 1999).

La buena experiencia observada en obras de infraestructura que han resistido exitosamente los efectos de sismos de gran magnitud otorga confianza a los ingenieros estructurales y demuestran que los problemas sísmicos son problemas, que en principio tiene solución. La tarea de resolver este problema corresponde a la Ingeniería, es decir la rama de la Ingeniería Civil que efectúa los esfuerzos prácticos para reducir e idealmente evitar el riesgo sísmico y la implementación de normas vigentes así como el diseño y el respectivo análisis propuesto en esta investigación que es el de implementación de aisladores sísmicos en una edificación (hospital). [3] (AISLADORES DE BASE ELASTOMÉRICOS Y FPS, PRIMERA EDICIÓN). La incorporación de dispositivos de aislamiento en la base de los edificios busca aislar a la edificación del movimiento sísmico, evitando así su daño. El colocar un sistema

de aislamiento con muy baja rigidez lateral debajo de un edificio causa que los movimientos laterales inducidos por el sismo se concentren en el sistema de aislamiento. Esto evita el desplazamiento relativo entre base y tope del edificio y por lo tanto los esfuerzos que producen el daño en la estructura. [3] AISLADORES DE BASE ELASTOMÉRICOS Y FPS, PRIMERA EDICIÓN)

Idealmente, la mayor parte del desplazamiento lateral en una estructura aislada debería concentrarse en el sistema de aislamiento. La razón es que los dispositivos aisladores son especialmente diseñados para incursionar en el rango inelástico disipar grandes cantidades de energía sin dañarse o perder resistencia. [3] AISLADORES DE BASE ELASTOMÉRICOS Y FPS, PRIMERA EDICIÓN)

En esta tesis se revisan los objetivos y procedimientos con los que se diseñan los edificios aislados.

2.3.3. Definiciones conceptuales sobre aisladores sísmicos

2.3.3.1 Aislación sísmica de base: La aislación sísmica de base es el procedimiento más eficiente para la protección sísmica de estructuras relativamente bajas o rígidas. Los aisladores sísmicos más desarrollados y utilizados en la actualidad son los aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (con o sin núcleo de plomo) y los deslizantes o friccionales.

2.3.3.2 Aislación sísmica: La aislación sísmica consiste en desacoplar la estructura de la subestructura por lo que se utilizan los dispositivos llamados aisladores que se ubican estratégicamente en partes específicas de la estructura; los cuales, en un evento sísmico, proveen a la estructura la suficiente flexibilidad para diferenciar la mayor cantidad posible de periodo natural de la estructura con el periodo natural de la estructura con el periodo natural del sismo, evitando que

se produzca resonancia, lo cual podría provocar daños severos o el colapso de la estructura.

2.3.3.3 Sistema de aislamiento de base: El aislamiento de base es una estrategia de diseño que se fundamenta en el desacoplamiento de la estructura del movimiento del suelo para proteger a esta del efecto de los terremotos. Se consigue a partir de dispositivos que permiten el movimiento horizontal y rígido al desplazamiento vertical, situado entre los cimientos y la superestructura. Su presencia alarga el periodo fundamental del conjunto, con lo cual desacopla de forma parcial la superestructura del movimiento del terreno y limita su “input” energético. Es frecuente la introducción de amortiguamiento estructural para limitar los desplazamientos de la superestructura a valores aceptables. Si bien éstos no se pueden considerar antecesores de los sistemas modernos, existe constancia de la protección por el aislamiento de base ya desde la antigüedad. Kirkov 1992 describe varios procedimientos empleados por los sumerios, griegos, romanos y bizantinos entre otros, para proteger sus construcciones frente a los terremotos. El sistema más usual consistía en ubicar una capa fina de arena debajo de la cimentación, actuando en forma de aislamiento de base. El aislamiento de base es más recomendable en estructuras rígidas sobre terrenos firmes. El principal inconveniente que se presenta en estructuras con una elevada relación altura – anchura son los elevados momentos de vuelco que pueden suponer la pérdida del equilibrio. Además, al incrementarse la altura las ventajas obtenidas al variar el periodo de vibración disminuyen.

2.3.3.4 Disipación de energía: Los disipadores de energía, a diferencia de los aisladores sísmicos, no evitan que las fuerzas y movimientos sísmicos se transfieran desde el suelo a la estructura.

Estos dispositivos son diseñados para disipar la energía entregada por sismos, fenómenos de viento fuerte u otras sollicitaciones de origen dinámico, protegiendo y reduciendo los daños en elementos estructurales y no estructurales.

2.3.3.5 Aisladores sísmicos elastoméricos: Permite reducir las fuerzas sísmicas y desplazamientos de una estructura por la absorción de la energía en la base de los aisladores, y mantener intacta y operable a través de un terremoto.

2.3.3.6 Ductilidad: La ductilidad es la capacidad que tienen algunos materiales de admitir grandes deformaciones sin perder su resistencia.

2.3.3.7 Resistencia: Es la capacidad de un cuerpo, elemento o estructura de soportar cargas de sin colapsar.

2.3.3.8 Rigidez: Es la propiedad de un cuerpo, elemento o estructura de oponerse a las deformaciones. También podría definirse como la capacidad de soportar cargas o tensiones sin deformarse o desplazarse excesivamente.

2.3.3.9 Apoyos deslizantes planos: Los apoyos deslizantes planos son los aisladores deslizantes más simples. Consisten básicamente en dos superficies, una adherida a la estructura y la otra a la cimentación, que poseen un bajo coeficiente de roce, permitiendo los movimientos horizontales y resistir las cargas verticales. Poseen, generalmente, una capa de un material elastomérico con el fin de facilitar el movimiento del deslizador en caso de sismos. Por lo general, las superficies deslizantes son de acero inoxidable pulida espejo, y de

un material polimérico de baja fricción. Este tipo de aislación puede requerir de disipadores de energía. A fin de prevenir deformaciones residuales luego de un evento sísmico, se debe proveer de sistemas restitutivos, (típicamente aisladores elastoméricos sin o con núcleo de plomo) que restituyan a la estructura a su posición original.

2.3.4. Tipos y comportamientos de los aisladores

2.3.4.1. Aisladores elastoméricos

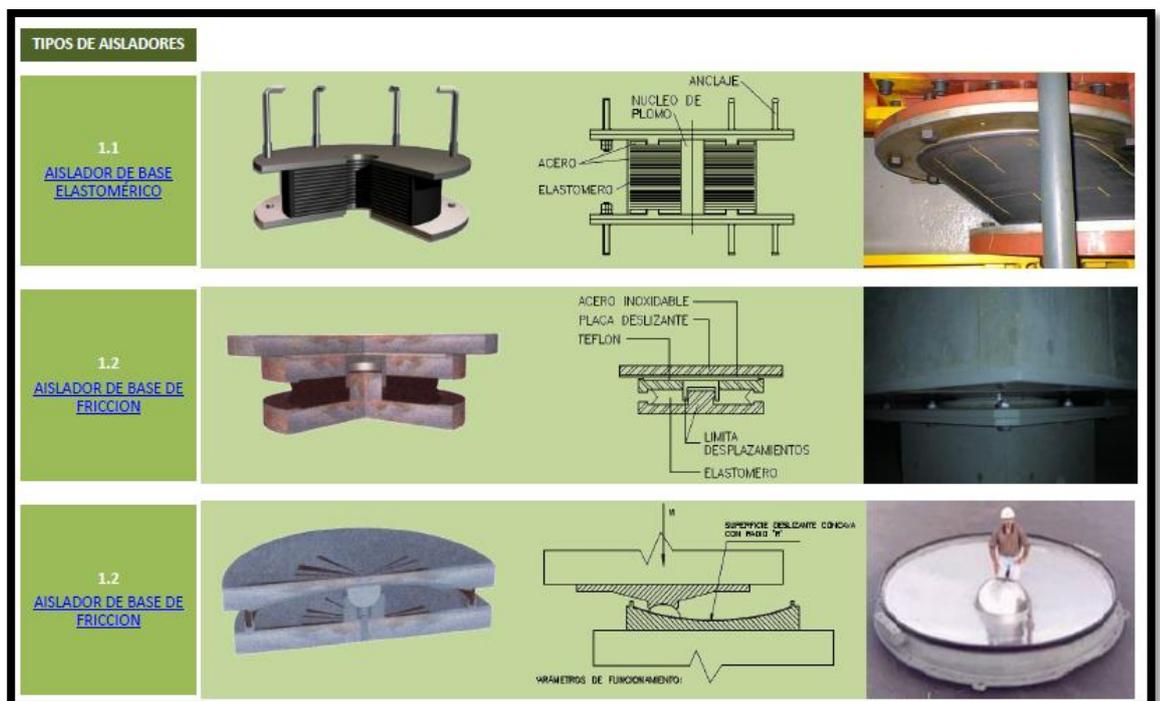
2.3.4.1.1. Aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (LRD): También llamados aisladores elastoméricos de caucho natural. Al principio fueron usados sin ningún tipo de refuerzo ni placa de conexión; sin embargo, luego se notó que si se deseaba aumentar la rigidez vertical se debía reforzar intercalando 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 8, se muestran los dispositivos de aislamiento sísmico. El amortiguamiento de este tipo de aisladores está entre el 5 y 10%, lo cual obliga muchas veces a usar sistemas de amortiguadores adicionales. Las principales ventajas de usar este tipo de aisladores es que son fáciles de modelar y fabricar.

Figura 8. Dispositivos de aislamiento sísmico



Fuente: LEIGH M., P.G. 2002

2.3.4.1.2. Aislador elastomérico de alto amortiguamiento (HDR): El aislador elastomérico de alto amortiguamiento tiene la misma disposición mencionada en el punto anterior de ir intercalando láminas de goma con delgadas capas de acero; pero en este caso se utiliza una goma que además de entregar la flexibilidad y rigidez requerida, se diferencia de los elastómeros comunes por que posee como propiedad natural un alto

amortiguamiento, logrado a través de agregar sustancias químicas al compuesto.

Estos dispositivos han sido usados e instalados en una variedad de edificios en Japón, Estados Unidos e Italia. Un ejemplo de aisladores de alto amortiguamiento es en la reconstrucción y mejoramiento con partes nuevas del Hearst Memorial Mining Building mostrado en la siguiente figura 9:

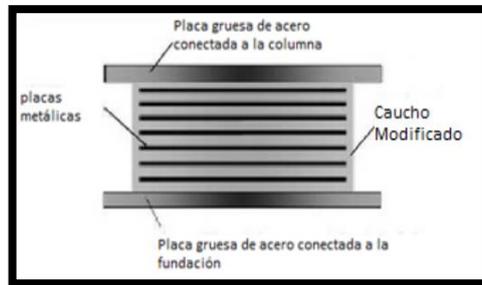
Figura 9. Ejemplo de aislador elastomérico de alto amortiguamiento



Fuente: LEIGH M., P.G. 2002

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 10, se muestran los componentes del HDR.

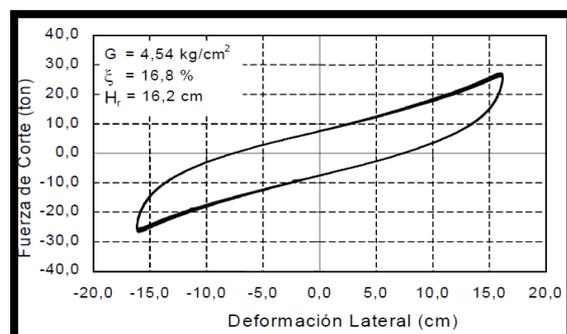
Figura 10. Componentes del HDR



Fuente: LEIGH M., P.G. 2002

El amortiguamiento de este tipo de aisladores varía entre el 10 y 20% para deformaciones angulares menores $\gamma = 2$. 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 11 ; 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 este tipo de aisladores se deterioran más rápidamente.

Figura 11. Gráfico fuerza de corte vs deformación lateral

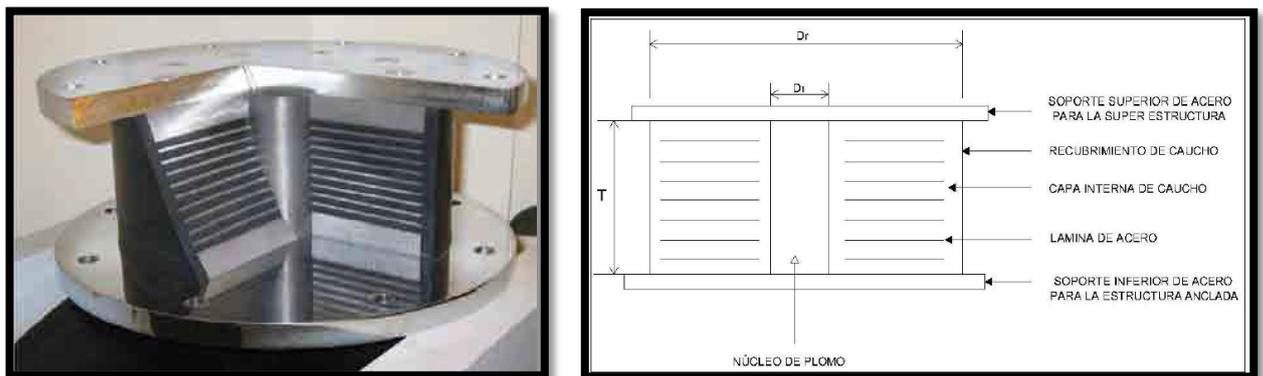


Fuente: LEIGH M., P.G. 2002

2.3.4.1.3. Aislador elastomérico con núcleo de plomo

(LRB): Los aisladores con núcleo de plomo son conexiones multicapas de goma y acero intercaladas parecidas al LDR; pero estos tienen uno o más orificios circulares en donde se introducen los tapones de plomo, para entregar mayor amortiguación al sistema de aislación. Por lo general, el sistema cuenta con un solo núcleo de plomo inserto en el centro del aislador. Un corte esquemático de un LRB es presentado en la siguiente figura 12-A y 12-B:

Figura 12. Corte esquemático de aislador con núcleo de plomo donde se aprecia la disposición de las láminas de goma-acero, y del núcleo de plomo

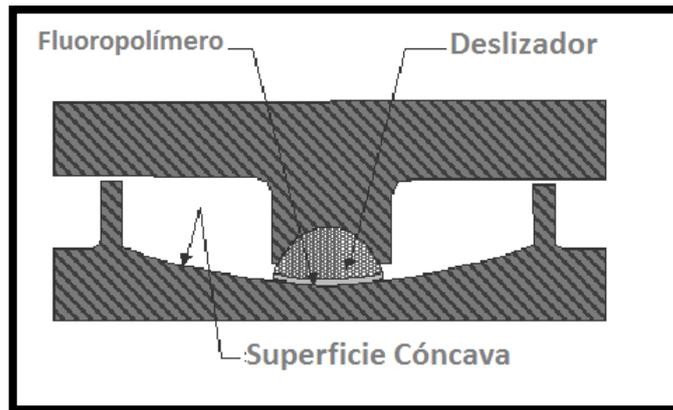


Fuente: LEIGH M., P.G. 2002

2.3.4.2. 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 13, 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 que 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/cm^2 .

Figura 13. Componentes del FPS



Fuente: LEIGH M., P.G. 2002

Comportamiento del FPS

En la Figura 14, 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:

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

Sustituyendo la segunda ecuación en la primera se obtiene que:

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

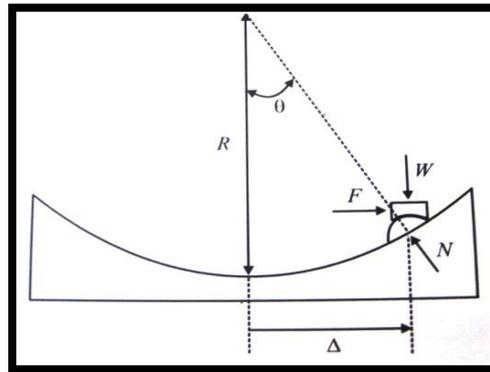
De la geometría se obtiene que:

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

Reemplazando lo último en F se tiene:

$$F = W \Delta/R \qquad (*)$$

Figura 14. Mecanismo del FPS



Fuente: LEIGH M., P.G. 2002

Rigidez lateral

En el sistema FPS, la rigidez lateral de la ecuación (*) se puede igualar a:

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

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

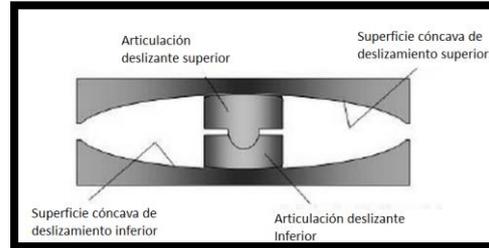
El periodo natural de una estructura aislada con el sistema FPS depende solo del radio de curvatura R y no de la masa de la superestructura, lo cual podría considerarse como una ventaja respecto a los aisladores elastoméricos si se tiene edificaciones muy pesadas.

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

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 15, se puede observar los componentes de este sistema de aislación.

Figura 15. Componentes del sistema de péndulo de fricción de doble curvatura



Fuente: LEIGH M., P.G. 2002

Comportamiento del sistema de péndulo de fricción de doble curvatura

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

$$F = \frac{w}{R_1 + R_2 - h_1 - h_2} D$$

Y la fuerza de fricción está dada por:

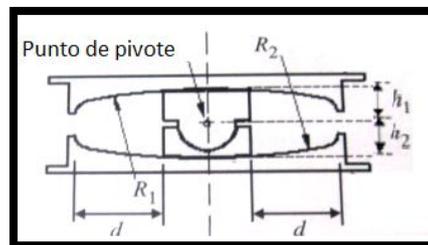
$$F = \frac{\mu(R_1 - h_1)W + \mu(R_2 - h_2)W}{R_1 + R_2 - h_1 - h_2}$$

Donde:

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

R_1 , R_2 , h_1 y h_2 se observan en la figura 16.

Figura 16. Dimensiones para el análisis del sistema de péndulo de fricción de doble curvatura



Fuente: LEIGH M., P.G. 2002

2.3.4.3. Aisladores deslizantes: Los aisladores deslizantes o también llamados deslizadores friccionales utilizan una superficie de deslizamiento, típicamente de acero inoxidable, sobre la que desliza una placa de acero revestida de Politetra Fluoro Etileno (PTFE), sobre la que se soporta la estructura. La superficie de deslizamiento permite el movimiento horizontal de la estructura de manera independiente del suelo. Este sistema de aislación sísmica permite disipar energía por medio de las fuerzas de rozamiento que se generan durante un sismo. El coeficiente de fricción del aislador depende de variables tales como la temperatura de trabajo, la presión de contacto, la velocidad de movimiento, el estado de las superficies de contacto (limpieza, rugosidad, etc.) y el envejecimiento. Los aisladores deslizantes planos generalmente deben ser acompañados por mecanismos o sistemas restituidos (típicamente aisladores elastoméricos con o sin núcleo de plomo) que regresen la estructura a su posición original luego de un sismo. Adicionalmente, estos sistemas requieren de mayor mantención y cuidado, ya que cualquier modificación en las superficies deslizantes puede resultar en un coeficiente de fricción distinto al de diseño.

2.3.4.4. Apoyos deslizantes planos: Los apoyos deslizantes planos son los aisladores deslizantes más simples. Consisten básicamente en dos superficies, una adherida a la estructura y la otra a la fundación, que poseen un bajo coeficiente de roce, permitiendo los movimientos horizontales y resistir las cargas verticales. Poseen, generalmente, una capa de un material elastomérico con el fin de facilitar el movimiento del deslizador en caso de sismos. Por lo general, las superficies deslizantes son de acero inoxidable pulida espejo, y de un material polimérico de baja fricción. Este tipo de aislación puede requerir de disipadores de energía adicionales. A fin

de prevenir deformaciones residuales luego de un evento sísmico, se debe proveer de sistemas restituidos (típicamente aisladores elastoméricos o con núcleo de plomo) que restituyan la estructura a su posición original.

Figura 17. Apoyo deslizante plano



Fuente: LEIGH M., P.G. 2002

La combinación de estos sistemas con aisladores elastoméricos o con núcleo de plomo permite, en general, ahorros de costos del sistema de aislación. La Figura 18, muestra la combinación de un apoyo deslizante con un aislador elastomérico.

Figura 18. Combinación de apoyo deslizante y aislador elastomérico

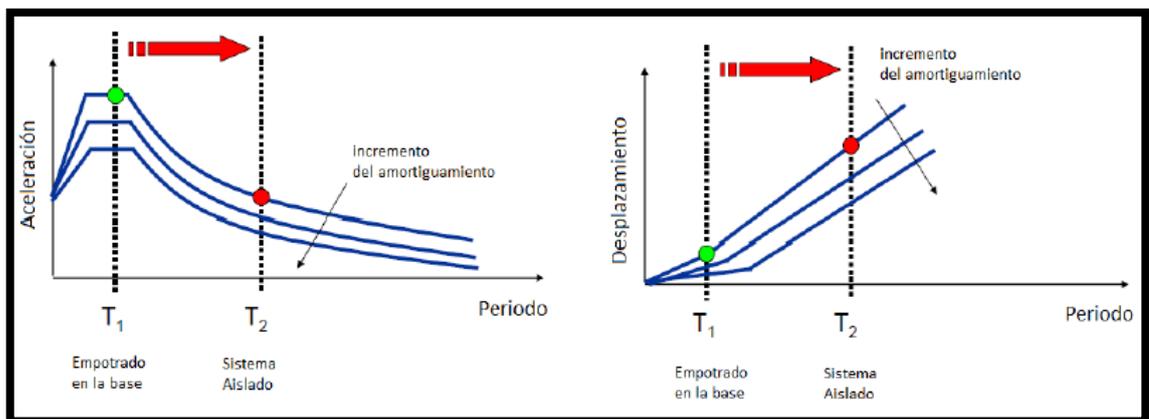


Fuente: LEIGH M., P.G. 2002

2.3.5. 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 19 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 19. Efecto de la aislación en el comportamiento dinámico



Fuente: LEIGH M., P.G. 2002

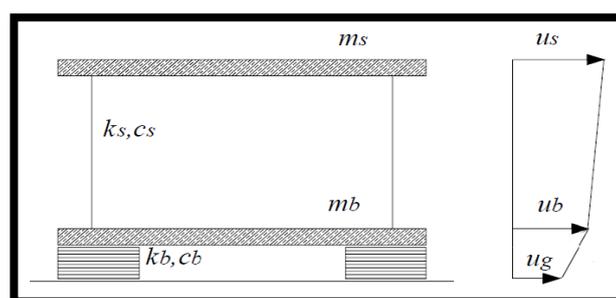
A partir del concepto de balance de energía, en un evento sísmico; una parte de la energía que recibe la estructura $E_I(t)$ se transforma en movimiento $E_K(t)$; otra parte se almacena como energía de deformación

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 20, 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 que todos los elementos trabajan en rango elástico y poseen un amortiguamiento lineal.

Figura 20. Modelo de Estructura Aislada



Fuente: LEIGH M., P.G. 2002

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

Equilibrio dinámico para la estructura:

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

Equilibrio dinámico para el sistema de aislación:

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

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 (1), que no existe el movimiento relativo entre el suelo y el sistema de aisladores ($v_b=0$); y para la ecuación (2), que no existe el movimiento relativo entre el sistema de aisladores y la estructura 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:

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

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:

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

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

La frecuencia estructural $w_s = \sqrt{\left(\frac{k_s}{m_s}\right)}$ es mucho más grande que la frecuencia del sistema aislado cuando la estructura es considerada rígida

$w_b = \sqrt{\left(\frac{k_b}{m_s+m_b}\right)}$, a partir de allí se define la relación $\varepsilon = \left(\frac{w_b}{w_s}\right)^2$ que varía entre 10^{-1} y 10^{-2} .

Los factores de amortiguamiento de la estructura $\zeta_s = \frac{c_s}{2m_s w_s}$ y el del sistema aislado $\zeta_b = \frac{c_b}{2(m_s+m_b) w_b}$ 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 y 4) pueden ser escritas en forma matricial:

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

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

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:

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

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

Con la suposición 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 solo una dirección de análisis sin influencia de la otra dirección, se pueden establecer las siguientes ecuaciones de movimiento:

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

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

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:

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

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

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

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

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

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 $([K]-\omega^2[M])\{A^{(1)}\}=0$ 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 $([K]-\omega^2[M])\{A^{(2)}\}=0$ se normaliza con $A_{2(1)}$

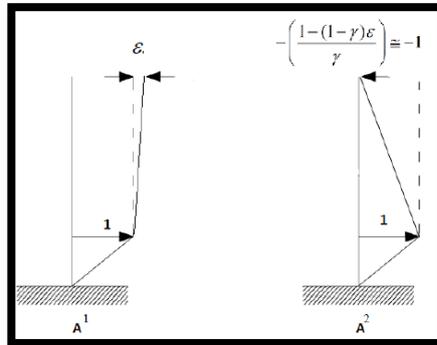
= 1 y se obtiene la forma de vibrar: $\{A^{(2)}\}=\begin{bmatrix} 1 \\ -\frac{1-(1-\gamma)\varepsilon}{\gamma} \end{bmatrix}$

En la figura 21, 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:

$$-\left(\frac{1-(1-\gamma)\varepsilon}{\gamma}\right) \approx -1$$

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 21. Formas de vibrar



Fuente: LEIGH M., P.G. 2002

Determinación de los factores de participación modal (α_1 y α_2) y de los porcentajes de masa efectiva ($M1^*$ y $M2^*$)

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

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

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

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 ζ_1 y ζ_2

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

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

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

Se observa que ξ_1 representa directamente el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento mientras que en ξ_2 se observa que este 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.

2.3.6. 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.

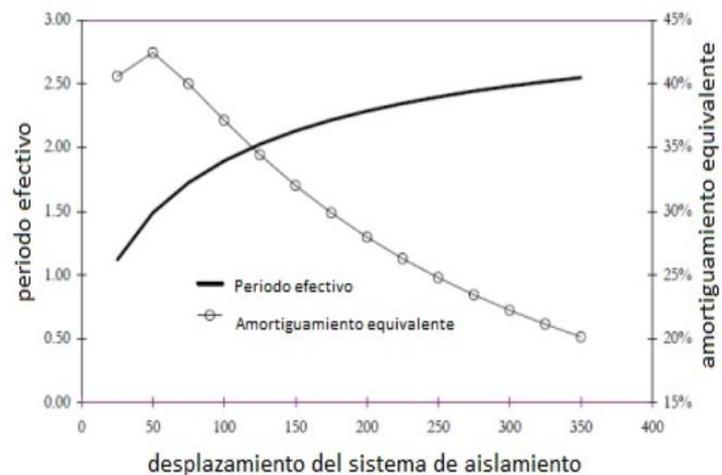
Un enfoque distinto se le da a las estructuras sísmicamente aisladas; pues la transmisión de las fuerzas se reduce sustancialmente y ya no es necesario el uso de elementos estructurales con una gran capacidad de resistencia ni tampoco de una elevada rigidez como en el diseño convencional. En este caso, 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 22, 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 22. Relación entre período, amortiguamiento y desplazamiento



Fuente: LEIGH M., P.G. 2002

2.3.7. 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 $P-\Delta$: 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 $P-\Delta$ 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.

2.3.8. Algunas consideraciones preliminares para el análisis

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

2.4. MARCO NORMATIVO

2.4.1 Normas técnicas para diseño de Aisladores

2.4.1.1 ASCE / SEI 7-10 American Society of Civil Engineers: El Capítulo 17 del código ASCE/SEI 7-10 “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures”, establece los requerimientos a

cumplirse en el análisis y diseño de edificios aislados sísmicamente. Todas las estructuras y sus componentes no estructurales, deben ser diseñados y construidos para resistir los efectos de movimientos sísmicos, como se prescribe en los capítulos 11 y 23 de ASCE/SEI 7-10, Cargas Mínimas de Diseño para Edificios y Otras Estructuras (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures). Esta norma es publicada por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) y su última edición data del 2013.

Afortunadamente, NFPA 13, desde la edición 2010 incluye en el Apéndice E una metodología de diseño para cumplir los requerimientos de SEI/ASCE 7-10. En términos generales, NFPA utiliza un “Factor Sísmico Simplificado” (C_p) bajo el cual la única información necesaria, luego de redondeos conservadores efectuados por NFPA, es el valor de la “Aceleración Espectral de Periodo Corto para el Terremoto Máximo Considerado” (Short Period Mapped Spectral Acceleration for the Maximum Considered Earthquake), llamada también S_s . Se debe aclarar que en la Sección 9.3 de NFPA 13, C_p se le llama al “Coeficiente Sísmico” y S_s “Coeficiente de Respuesta de Periodo Corto”. El artículo 9.3.5.9.3.1 de NFPA 13 indica que el S_s se debe obtener de la AC o de los mapas de riesgo sísmico. Pero dice también que en aquellos casos donde no se consiga el S_s , se puede utilizar un C_p de 0.5 (NFPA 13: 9.3.5.9.5), lo que corresponde a un S_s de 0.95. A falta de mayor información, la mayoría de los diseñadores en nuestra región utilizan un C_p de 0.5. Pero un S_s de 0.95 es muy conservador para la aceleración sísmica que puede ocurrir en la mayoría de las ciudades Latinoamericanas, como se puede constatar de los mapas sísmicos.

2.4.1.2 ANÁLISIS ESTÁTICO EQUIVALENTE (AEE): Un sistema de aislamiento sísmico debe ser diseñado y construido para resistir el mínimo desplazamiento lateral de diseño, D_D que se obtienen con la siguiente expresión:

$$D_D = \frac{g * S_{D1} * T_D}{4\pi^2 * \beta_d}$$

Donde:

g = Aceleración de la gravedad.

S_{D1} = Aceleración espectral de diseño con 5% de amortiguamiento para un periodo de 1 segundo.

T_D = Periodo efectivo impuesto por los aisladores al edificio para el desplazamiento de diseño.

β_D = Coeficiente de corrección para el amortiguamiento efectivo del sistema correspondiente a D_D .

El factor S_{D1} es equivalente al producto de los coeficientes Z, C y S de la Norma Peruana E.030. En cuanto al valor de T_d , se calcula con la siguiente ecuación:

$$T_d = 2\pi \sqrt{\frac{W/g}{K_{d_{min}}}}$$

Donde:

W = Peso de la superestructura, resultado de la suma total de las cargas muertas y un porcentaje de las cargas vivas.

$K_{d_{min}}$ = Rigidez efectiva mínima del sistema de aislamiento para el desplazamiento D_d .

β_D = Se obtiene directamente, o por interpolación lineal de la Tabla 1.

Tabla 1. Coeficiente de amortiguamiento β_D

Amortiguamiento efectivo (% del crítico)	Coeficiente β_D o β_M
≤ 2	0,8
5	1,0
10	1,2
20	1,5
30	1,7
40	1,9
≥ 50	2,0

Fuente: KELLY, J.M.; F. NAEIM. 1999

$$D_D = \frac{C_D}{B_D} \quad D_M = \frac{C_M}{B_M}$$

Luego, la mínima fuerza cortante en la base del edificio empleada para el diseño de su cimentación y que el conjunto de aisladores sísmicos debe resistir es:

$$V_b = Kd \text{ máx } Dd$$

Donde:

$Kd \text{ máx}$ = Rigidez efectiva máxima para Dd . Se considera en el caso más crítico como 1,3 veces **$Kd \text{ min}$** .

Asimismo, la mínima fuerza cortante usada para el diseño de los elementos que se encuentren por encima del sistema de aislamiento es:

$$V_S = \frac{Kd \text{ máx } Dd}{R}$$

Donde:

R = Factor de reducción, que se toma como 3/8 del **R** para el edificio con base fija.

R debe ser menor o igual a 2, lo que refleja la escasa necesidad de ductilidad en la superestructura, ya que la disipación de energía

estará a cargo de los aisladores sísmicos. Cabe resaltar que en la Ec. (3), el coeficiente R está implícito con un valor igual a 1; puesto que estos dispositivos deben ser capaces de soportar los desplazamientos y las fuerzas sísmicas máximas. En cuanto a V_s , esta se reparte en la altura del edificio aislado de forma análoga a como si estuviera fijo en el suelo.

La norma tratada también determina otros desplazamientos adicionales al Dd , de los cuales se hará referencia a dos: Dm , que es el máximo desplazamiento, Dtm , que es máximo desplazamiento total, que no debe ser inferior a 1,1 veces Dm . Entonces:

$$Dm = \frac{g Sml Tm}{4\pi^2 Bm}$$

Donde:

Sml = Aceleración espectral del máximo sismo considerado (MCE) con 5% de amortiguamiento para un período de 1s. Su valor es 1,5 Sdl .

Tm = Período efectivo del edificio con aisladores para Dm .

Bm = Corrección del amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento para Dm .

Y:

$$Dtm = Dm \left(1 + \frac{12 y e}{b^2 + d^2} \right)$$

Donde:

y = Distancia entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento y el aislador más alejado, medida en la dirección perpendicular a la del sismo.

e = Excentricidad real sumada a la accidental entre el centro de masa del edificio y el centro de rigidez del conjunto de aisladores,

también medida perpendicularmente a la dirección en que actúa el sismo.

b =Dimensión menor en planta de la edificación.

d =Dimensión mayor en planta de esta.

El desplazamiento D_{tm} , pese a que no aparece en las Ecs., es fundamental puesto que los aisladores sísmicos se diseñan para resistirlo, ya que se tiene la convicción que no basta que soporten D_d si ocurren grandes terremotos como el MCE, cuya probabilidad de ser excedido en 50 años es 2%.

2.4.1.3 FEMA (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, solo de para un diseño preliminar y el método dinámico por combinación espectral solo 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.

$$D = \frac{g}{4\pi^2} \frac{S.T}{B}$$

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 solicitaciones 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 de aquellas obtenidas con el método estático.

Tabla 2. Summary of Minimum Design Criteria for Dynamic Analysis
 (Resumen de Criterios de Diseño Mínimos para el Análisis Dinámico)

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

Fuente: KELLY, J.M.; F. NAEIM. 1999

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

Análisis tiempo-historia

No presenta recomendaciones adicionales más 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.

2.4.1.4 UBC (Uniform Building Code)

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 DD y el desplazamiento máximo DM.

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_{DMAX} : 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 si la estructura fuera empotrada. Finalmente, el sistema de aislación tiene que responder a las características:

- a. $K_D > \frac{1}{3} \cdot K_{20\%D}$
- b. Es capaz de producir una fuerza de restauración.

- c. Tiene propiedades de fuerza – deformación independiente del porcentaje de fuerza y cargas verticales presentes (es el caso de los elastoméricos).
- d. 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:

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

$$T_D = 2\pi \times \sqrt{\frac{W}{K_{Dmin} \times g}}$$

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

Los coeficientes C_{VD} y C_{VM} son los que la norma peruana denomina el factor de amplificación 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.

$$V_S = \frac{K_{Dmax} \times D_D}{R_1}$$

Solo para el diseño de los elementos estructurales que se encuentran encima del SA se utiliza el factor de reducción R_1 , que dependerá del sistema estructural que se va a emplear. El V_S obtenido debe cumplir con ser mayor al cortante requerido por el 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 $0.010/R_1$.

Análisis dinámico

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

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

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 $0.010/R1$.

2.4.1.5 Norma Chilena NCh-2745

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 esta 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 que las fuerzas del viento sean lo suficientemente grandes para producir esfuerzos y

deformaciones mayores, se usarán estas cargas en lugar de las del sismo.

Observaciones generales

El objetivo de aislar una estructura es que su desempeño no solo 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 (sismo máximo posible). 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- Δ . 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 corazón 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:

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

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 .

$$V_b = K_{dmáx} D_D^2$$

Y los elementos estructurales sobre el sistema de aislación:

$$V_s = \frac{K_{dmáx} D_D}{R_1}$$

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 aislación.

Si la estructura es suficientemente rígida, una vez activado el sistema de aislación, las deformaciones se concentrarán ahí, por eso la distribución de fuerzas se distribuirá uniformemente en altura y cada fuerza de aplicará en el centro de masa de cada nivel.

Además, la deriva de los centros de masa de dos pisos consecutivos no será mayor a 0.002 sin reducción por R .

Análisis dinámico

Puede ser análisis espectral o de respuesta en el tiempo. El desplazamiento total de diseño no será menor que el 90% de D_{TD} , y el desplazamiento total máximo no será menor al 80% de D_{TM} .

Asimismo, la fuerza de corte de diseño no será 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 elástico.

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

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

Análisis de respuesta espectral

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

2.4.1.6 Observaciones sobre la norma

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 (aquel 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 3 comparativa, se observan las similitudes y diferencias más relevantes de los métodos de análisis

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	Solo estructuras regulares, no esenciales y de menor altura.	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 	Solo 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)	<ul style="list-style-type: none"> • P - Δ
Legalidad	(No especifica)	(No especifica)	Todos los aisladores deben estar certificados y haber sido ensayados en el país.

Fuente: KELLY, J.M.; F. NAEIM. 1999

2.4.2. Norma técnica E.020 Cargas

Las edificaciones y todas sus partes deberán ser capaces de resistir la cargas que se les imponga como consecuencia de su uso previsto. Estas actuarán en las combinaciones prescritas y no deben causar esfuerzos ni deformaciones que excedan los señalados para cada material estructural en su Norma de diseño específica. En ningún caso las cargas empleadas en el diseño serán menores que los valores mínimos establecidos en esta Norma. Las cargas mínimas establecidas en esta Norma están dadas en condiciones de servicio. Esta norma se complementa con la NTE E.030 diseño sismorresistente y con las normas propias de diseño de los diversos materiales estructurales.

Tabla 4
Cargas vivas mínimas repartidas

OCUPACIÓN O USO	CARGAS REPARTIDAS kPa (kgf/m ²)
Almacenaje	5,0 (500) Ver 6.4
Baños	Igual a la carga principal del resto del área, sin que sea necesario que exceda de 3,0 (300)
Bibliotecas	Ver 6.4
Salas de lectura	3,0 (300)
Salas de almacenaje con estantes fijos (no apilables)	7,5 (750)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Centros de Educación	
Aulas	2,5 (250)
Talleres	3,5 (350) Ver 6.4
Auditorios, gimnasios, etc.	De acuerdo a lugares de asambleas
Laboratorios	3,0 (300) Ver 6.4
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Garajes	
Para parqueo exclusivo de vehículos de pasajeros, con altura de entrada menor que 2,40 m	2,5 (250)
Para otros vehículos	Ver 9.3
Hospitales	
Salas de operación, laboratorios y zonas de servicio	3,0 (300)
Cuartos	2,0 (200)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Hoteles	
Cuartos	2,0 (200)
Salas públicas	De acuerdo a lugares de asamblea
Almacenaje y servicios	5,0 (500)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Industria	Ver 6.4
Instituciones Penales	
Celdas y zona de habitación	2,0 (200)
Zonas públicas	De acuerdo a lugares de asamblea
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Lugares de Asamblea	
Con asientos fijos	3,0 (300)
Con asientos móviles	4,0 (400)
Salones de baile, restaurantes, museos, gimnasios y vestíbulos de teatros y cines.	4,0 (400)
Graderías y tribunas	5,0 (500)
Corredores y escaleras	5,0 (500)
Oficinas (*)	

Fuente: RNE, 2009

Pesos unitarios

Losas aligeradas armadas en una sola dirección de Concreto Armado		
Con vigueta 0,10 m de ancho y 0,40 m entre ejes.		
Espesor del aligerado (m)	Espesor de losa superior en metros	Peso propio kPa (kgf/m ²)
0,17	0,05	2,8 (280)
0,20	0,05	3,0 (300)
0,25	0,05	3,5 (350)
0,30	0,05	4,2 (420)

Fuente: RNE, 2009

2.4.3. Norma técnica E.030 diseño sismorresistente

2.4.3.1. Alcances: Esta Norma establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas tengan un comportamiento sísmico acorde con los principios señalados en el numeral 1.3. (filosofía y principios del diseño sismorresistente). Se aplica al diseño de todas las edificaciones nuevas, al reforzamiento de las existentes y a la reparación de las que resultaran dañadas por la acción de los sismos.

2.4.3.2. El empleo de sistemas estructurales diferentes a los indicados en el numeral 3.2 (Sistemas Estructurales), deberá ser aprobado por el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, y demostrar que la alternativa propuesta produce adecuados resultados de rigidez, resistencia sísmica y ductilidad. Para estructuras tales como reservorios, tanques, silos, puentes, torres de transmisión, muelles, estructuras hidráulicas y todas aquellas cuyo comportamiento sísmico difiera de las edificaciones, se podrá usar esta Norma en lo que sea aplicable. Además de lo indicado en esta Norma, se deberá tomar medidas de prevención contra los desastres que puedan producirse como consecuencia del movimiento sísmico: tsunamis, fuego, fuga de materiales peligrosos, deslizamiento masivo de tierras u otros.

2.4.3.3. Peligro sísmico

Zonificación: El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, como se muestra en la Figura 23. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia epicentral, así como en la información neotectónica. El anexo 1 contiene el listado de las provincias y distritos que corresponden a cada zona.

Figura 23. Zonas sísmicas del Perú



Fuente: ICG, 2016

A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la Tabla 5. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: ICG, 2016

2.4.3.4. Condiciones geotécnicas

Perfiles del suelo

- Perfil tipo S_0 : Roca dura
- Perfil tipo S_1 : Roca o suelos muy rígidos
- Perfil tipo S_2 : Suelos intermedios
- Perfil tipo S_3 : Suelos blandos
- Perfil tipo S_4 : Condiciones excepcionales

La tabla 6 resume valores típicos para los distintos tipos de perfiles del suelo:

Perfil	V_s	N_{60}	S_u
S_0	$> 1500 \text{ m/s}$	-	-
S_1	$500 \text{ m/s a } 1500 \text{ m/s}$	> 50	$> 100 \text{ kPa}$
S_2	$180 \text{ m/s a } 500 \text{ m/s}$	$15 \text{ a } 50$	$50 \text{ kPa a } 100 \text{ kPa}$
S_3	$< 180 \text{ m/s}$	< 15	$25 \text{ kPa a } 50 \text{ kPa}$
S_4	<i>Clasificación basada en el EMS</i>	<i>Idem</i>	<i>Idem</i>

Fuente: ICG, 2016

Donde:

- Velocidad promedio de las ondas de corte, V_s
- Promedio ponderado del ensayo estándar de penetración, N_{60}
- Promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada, S_u

Consideraciones adicionales: En los casos en los que no sea obligatorio realizar un Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) o cuando no se disponga de las propiedades del suelo hasta la profundidad de 30 m, se permite que el profesional responsable estime valores adecuados sobre la base de las condiciones geotécnicas conocidas. En el caso de estructuras con cimentaciones profundas a base de pilotes, el perfil de suelo será el que corresponda a los estratos en los 30 m por debajo del extremo superior de los pilotes.

2.4.3.5. Parámetros de sitio (S, T_P , y T_L)

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los períodos T_P y T_L dados en las tablas 7 y 8.

Tabla 7				
Factor de suelo "S"				
ZONA/SUELO	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_4	0,80	1,00	1,05	1,10
Z_3	0,80	1,00	1,15	1,20
Z_2	0,80	1,00	1,20	1,40
Z_1	0,80	1,00	1,60	2,00

Fuente: ICG, 2016

Tabla 8				
Períodos "Tp" y "TL"				
Perfil del suelo				
	So	S1	S2	S3
Tp (S)	0.30	0.40	0.60	1.00
TL (S)	3.00	2.50	2.00	1.60

Fuente: ICG, 2016

2.4.3.6. Factor de ampliación sísmica (C): De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de ampliación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}
 T < T_p & \quad C = 2,5 \\
 T_p < T < T_L & \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right) \\
 T > T_L & \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)
 \end{aligned}$$

T es el período. Este coeficiente se interpreta como el factor de ampliación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo.

2.4.3.7. Categoría de las edificaciones y factor de uso (U)

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la tabla 9. El factor de uso o importancia (U), definido en la tabla 9 se usará según la clasificación que se haga. Para edificios con aislamiento sísmico en la base se podrá considerar $U = 1$.

Tabla 9. Categoría de las edificaciones

Tabla 9		
CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR “U”		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
<p>A</p> <p>Edificaciones Esenciales</p>	<p>A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud .</p>	<p>Ver Nota 1</p>
	<p>A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. <p>Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.</p>	<p>1,5</p>
<p>B</p> <p>Edificaciones Importantes</p>	<p>Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.</p>	<p>1,3</p>
<p>C</p> <p>Edificaciones Comunes</p>	<p>Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros</p>	<p>1,0</p>

	adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver Nota 2

Fuente: ICG, 2016

Nota 1: Las nuevas edificaciones de categoría A1 tendrán aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable podrá decidir si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de U será como mínimo 1,5.

Nota 2: En estas edificaciones deberá proveerse resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

2.4.3.7. Sistemas estructurales

Categoría y sistemas estructurales: De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, esta deberá proyectarse empleando el sistema estructural que se indica en la tabla 10 y respetando las restricciones a la irregularidad de la tabla 11.

Tabla 10		
Categoría y sistemas estructurales de las edificaciones		
Categoría de la edificación	Zona	Sistema estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural
A1	2 y 1	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o confinada.

A2 (*)	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o confinada.
A2 (*)	1	Cualquier Sistema.
B	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Pórticos, Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada. Estructuras de Madera.
B	1	Cualquier sistema.
C	4,3,2 y 1	Cualquier sistema.

Fuente: ICG, 2016

(*) Para pequeñas construcciones rurales, como escuelas y postas médicas, se podrá usar materiales tradicionales siguiendo las recomendaciones de las normas correspondientes a dichos materiales.

Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R_0): Los sistemas estructurales se

clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis, tal como se indica en la tabla 11. Cuando en la dirección de análisis, la edificación presente más de un sistema estructural, se tomará el menor coeficiente R_0 que corresponda.

Tabla 11	
Sistemas estructurales	
Sistema estructural	Coeficiente básico de reducción R_0 (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
	4

Muros de Ductilidad Limitada	
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Fuente: ICG, 2016

(*) Estos coeficientes se aplicarán únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido. Para construcciones de tierra debe remitirse a la Norma E.080 “Adobe” del RNE. Este tipo de construcciones no se recomienda en suelos S3, ni se permite en suelos S4.

2.4.3.8. Factores de irregularidad (I_a, I_p)

El factor I_a se determinará como el menor de los valores de la tabla 12 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en altura en las dos direcciones de análisis. El factor I_p se determinará como el menor de los valores de la tabla 12 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en planta en las dos direcciones de análisis. Si al aplicar las tablas 12 y 13 se obtuvieran valores distintos de los factores I_a o I_p para las dos direcciones de análisis, se deberá tomar para cada factor el menor valor entre los obtenidos para las dos direcciones.

Tabla 12 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de irregularidad I_a
<p>Irregularidad de rigidez – piso blando Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.</p> <p>Irregularidades de resistencia – piso débil Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0,75

<p>Irregularidad extrema de rigidez (Ver tabla 13) Se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,6 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.</p> <p>Irregularidad extrema de resistencia (Ver Tabla 13) Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0,50
<p>Irregularidad de masa o peso Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3 (estimación del peso), es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0,90
<p>Irregularidad geométrica vertical La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0,90
<p>Discontinuidad en los sistemas resistentes Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.</p>	0,80
<p>Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes (Ver tabla 14) Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25 % de la fuerza cortante total.</p>	0,60
<p>Tabla 13 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA</p>	Factor de irregularidad I_p
<p>Irregularidad torsional Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ($\Delta_{máx}$), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla 14.</p>	0,75
<p>Irregularidad torsional extrema (Ver tabla 12) Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (Δ_{CM}), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento</p>	0,60
<p>Esquinas entrantes La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.</p>	0,90
<p>Discontinuidad del diafragma</p>	

La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.	0,85
Sistemas no paralelos Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.	0,90

Tabla 14 Categoría y regularidad de las edificaciones		
Categoría de la edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4,3 y 2	No se permiten irregularidades.
	1	No se permiten irregularidades extremas.
B	4,3 y 2	No se permiten irregularidades extremas.
	1	Sin restricciones.
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas.
	1	Sin restricciones.
C	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total.
C	1	Sin restricciones.

Fuente: ICG, 2016

2.4.3.9. Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas, R

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determinará como el producto del coeficiente R_0 determinado a partir de la Tabla 7 y de los factores I_a , I_p obtenidos de las Tablas 11 y 12.

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$$

2.4.3.10. Análisis estructural

Consideraciones generales para el análisis: Para estructuras regulares, el análisis podrá hacerse considerando que el total de la

fuerza sísmica actúa independientemente en dos direcciones ortogonales predominantes. Para estructuras irregulares deberá suponerse que la acción sísmica ocurre en la dirección que resulte más desfavorable para el diseño. Las solicitaciones sísmicas verticales se considerarán en el diseño de los elementos verticales, en elementos horizontales de gran luz, en elementos post o pre tensados y en los voladizos o salientes de un edificio. Se considera que la fuerza sísmica vertical actúa en los elementos simultáneamente con la fuerza sísmica horizontal y en el sentido más desfavorable para el análisis.

Estimación del peso (P): El peso (P) se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

- En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50 % de la carga viva.
- En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25 % de la carga viva.
- En depósitos, el 80 % del peso total que es posible almacenar.
- En azoteas y techos en general, se tomará el 25 % de la carga viva.
- En estructuras de tanques, silos y estructuras similares; se considerará el 100 % de la carga que puede contener.

2.4.3.11. Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes

Fuerza Cortante en la base: La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determinará por la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \cdot P$$

El valor de C/R no deberá considerarse menor que:

$$\frac{C}{R} \geq 0,125$$

Distribución de la fuerza sísmica en altura: Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel i , correspondientes a la dirección considerada, se calcularán mediante:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$
$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^j}$$

Donde n es el número de pisos del edificio, k es un exponente relacionado con el período fundamental de vibración de la estructura (T), en la dirección considerada, que se calcula de acuerdo a:

- Para T menor o igual a 0,5 segundos: $k = 1,0$.
- Para T mayor que 0,5 segundos: $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$.

Período fundamental de vibración: El período fundamental de vibración para cada dirección se estimará con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Donde:

- $C_T = 35$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:
 - Pórticos de concreto armado sin muros de corte.
 - Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.

- CT = 45 Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:

a) Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.

b) Pórticos de acero arriostrados.

CT = 60 Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada. Alternativamente podrá usarse la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{(\sum_{i=1}^n P_i \cdot d_i^2)}{(g \cdot \sum_{i=1}^n f_i d_i)}}$$

Donde:

- f_i es la fuerza lateral en el nivel i correspondiente a una distribución en altura semejante a la del primer modo en la dirección de análisis.

- d_i es el desplazamiento lateral del centro de masa del nivel i en traslación pura (restringiendo los giros en planta) debido a las fuerzas f_i . Los desplazamientos se calcularán suponiendo comportamiento lineal elástico de la estructura y, para el caso de estructuras de concreto armado y de albañilería, considerando las secciones sin fisurar.

Cuando el análisis no considere la rigidez de los elementos no estructurales, el período fundamental T deberá tomarse como 0,85 del valor obtenido con la fórmula precedente.

Aceleración espectral: Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudoaceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g$$

Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales.

2.4.3.12. Requisitos de rigidez, resistencia y ductilidad

Desplazamientos laterales relativos admisibles: El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado según el numeral 5.1 del RNE E0.30 (Determinación de Desplazamientos Laterales), no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la tabla 15.

Material predominante	(Δ_i/h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificio de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Fuente: ICG, 2016

Nota: Los límites de la distorsión (deriva) para estructuras de uso industrial serán establecidos por el proyectista, pero en ningún caso excederán el doble de los valores de esta Tabla.

Separación entre edificios (s): Toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas, desde el nivel del terreno natural, una distancia mínima s para evitar el contacto durante un movimiento sísmico. Esta distancia no será menor que los 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes ni menor que:

$$s = 0,006 h \geq 0,03 m$$

Donde h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar s . El edificio se retirará de los

límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables, o con edificaciones, distancias no menores de $2/3$ del desplazamiento máximo calculado según el numeral 5.1 (Determinación de Desplazamientos Laterales) ni menores que $s/2$ si la edificación existente cuenta con una junta sísmica reglamentaria. En caso de que no exista la junta sísmica reglamentaria, el edificio deberá separarse de la edificación existente el valor de $s/2$ que le corresponde más el valor $s/2$ de la estructura vecina.

Redundancia: Cuando sobre un solo elemento de la estructura, muro o pórtico, actúa una fuerza de 30 % o más del total de la fuerza cortante horizontal en cualquier entrepiso; dicho elemento deberá diseñarse para el 125 % de dicha fuerza.

2.4.3.13. Elementos no estructurales: Se consideran como elementos no estructurales aquellos que, estando conectados o no al sistema resistente a fuerzas horizontales, aportan masa al sistema; pero su aporte a la rigidez no es significativo. Para los elementos no estructurales que estén unidos al sistema estructural sismorresistente y deban acompañar la deformación de la estructura deberá asegurarse que en caso de falla no causen daños. Dentro de los elementos no estructurales que deben tener adecuada resistencia y rigidez para acciones sísmicas se incluyen:

- Cercos, tabiques, parapetos, paneles prefabricados.
- Elementos arquitectónicos y decorativos entre ellos cielos rasos, enchapes.
- Vidrios y muro cortina.
- Instalaciones hidráulicas y sanitarias.
- Instalaciones eléctricas.
- Instalaciones de gas.

- Equipos mecánicos.
- Mobiliario cuya inestabilidad signifique un riesgo.

Fuerzas de diseño: Los elementos no estructurales, sus anclajes, y sus conexiones deberán diseñarse para resistir una fuerza sísmica horizontal en cualquier dirección (F) asociada a su peso (P_e), cuya resultante podrá suponerse aplicada en el centro de masas del elemento, tal como se indica a continuación:

$$F = \frac{a_i}{g} \cdot C_1 \cdot P_e$$

Donde a_i es la aceleración horizontal en el nivel donde el elemento no estructural está soportado, o anclado, al sistema estructural de la edificación. Esta aceleración depende de las características dinámicas del sistema estructural de la edificación y debe evaluarse mediante un análisis dinámico de la estructura. Alternativamente podrá utilizarse la siguiente ecuación:

$$F = \frac{F_i}{P_i} \cdot C_1 \cdot P_e$$

Donde F_i es la fuerza lateral en el nivel donde se apoya o se ancla el elemento no estructural calculada de acuerdo al numeral 4.5 (Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes) y P_i el peso de dicho nivel. Los valores de C_1 se tomarán de la tabla 16.

Para calcular las solicitaciones de diseño en muros, tabiques, parapetos y en general elementos no estructurales con masa distribuida, la fuerza F se convertirá en una carga uniformemente distribuida por unidad de área. Para muros y tabiques soportados horizontalmente en dos niveles consecutivos, se tomará el promedio de las aceleraciones de los dos niveles.

Elementos que al fallar puedan precipitarse fuera de la edificación y cuya falla entrañe peligro para personas u otras estructuras.	3,0
Muros y tabiques dentro de una edificación.	2,0
Tanques sobre la azotea, casa de máquinas, pérgolas, parapetos en la azotea.	3,0
Equipos rígidos conectados rígidamente al piso.	1,5

Fuente: ICG, 2016

Fuerza horizontal mínima: En ningún nivel del edificio, la fuerza F calculada con el numeral 6.3 (fuerzas de diseño e0.30) será menor que $0,5 Z.U.S.P_e$.

Fuerzas sísmicas verticales: La fuerza sísmica vertical se considerará como $2/3$ de la fuerza horizontal. Para equipos soportados por elementos de grandes luces, incluyendo volados, se requerirá un análisis dinámico con los espectros definidos en el numeral 4.6.2.(Aceleración Espectral e.030).

Elementos no estructurales localizados en la base de la estructura, por debajo de la base y cercos: Los elementos no estructurales localizados a nivel de la base de la estructura o por debajo de ella (sótanos) y los cercos deberán diseñarse con una fuerza horizontal calculada con:

$$F = 0,5 . Z . U . S . P_e$$

2.4.3.14. Cimentaciones

Las suposiciones que se hagan para los apoyos de la estructura deberán ser concordantes con las características propias del suelo de cimentación. La determinación de las presiones actuantes en el suelo para la verificación por esfuerzos admisibles, se hará con las fuerzas obtenidas del análisis sísmico multiplicadas por 0,8.

Capacidad portante: En todo estudio de mecánica de suelos deberán considerarse los efectos de los sismos para la determinación de la capacidad portante del suelo de cimentación.

En los sitios en que pueda producirse licuación del suelo, debe efectuarse una investigación geotécnica que evalúe esta posibilidad y determine la solución más adecuada.

Momento de volteo: Toda estructura y su cimentación deberán ser diseñadas para resistir el momento de volteo que produce un sismo, según los numerales 4.5 o 4.6 (E.030). El factor de seguridad calculado con las fuerzas que se obtienen en aplicación de esta Norma deberá ser mayor o igual que 1,2.

Cimentaciones sobre suelos flexibles o de baja capacidad portante: Para zapatas aisladas con o sin pilotes en suelos tipo S3 y S4 y para las Zonas 4 y 3 se proveerá elementos de conexión, los que deben soportar en tracción o compresión, una fuerza horizontal mínima equivalente al 10 % de la carga vertical que soporta la zapata. Para suelos de capacidad portante menor que 0,15 MPa se proveerá vigas de conexión en ambas direcciones. Para el caso de pilotes y cajones deberá proveerse de vigas de conexión o deberá tenerse en cuenta los giros y deformaciones por efecto de la fuerza horizontal diseñando pilotes y zapatas para estas solicitaciones. Los pilotes tendrán una armadura en tracción equivalente por lo menos al 15 % de la carga vertical que soportan.

2.4.4. Norma técnica E.050 suelos y cimentaciones

El objetivo de esta Norma es establecer los requisitos para la ejecución de Estudios de Mecánica de Suelos (EMS), con fines de cimentación, de edificaciones y otras obras indicadas en esta Norma. Los EMS se ejecutarán con la finalidad de asegurar la estabilidad y permanencia de las obras y para promover la utilización racional de los recursos.

El ámbito de aplicación de la presente Norma comprende todo el territorio nacional. Las exigencias de esta Norma se consideran mínimas. La

presente Norma no toma en cuenta los efectos de los fenómenos de geodinámica externa y no se aplica en los casos que haya presunción de la existencia de ruinas arqueológicas; galerías u oquedades subterráneas de origen natural o artificial. En ambos casos deberán efectuarse estudios específicamente orientados a confirmar y solucionar dichos problemas.

No se tomará en cuenta el aspecto geotécnico del diseño de la cimentación, pero sí se tomará como referencia algunos parámetros para diseño de otras edificaciones tomando valores referenciales, también se tendrá en cuenta que se aplicará el método correspondiente en cuanto a diseño se refiere propiamente dicho aplicando las normas de diseño y haciendo los respectivos análisis y verificaciones.

2.4.5. Norma técnica E.060 concreto armado

Esta Norma fija los requisitos y exigencias mínimas para el análisis, el diseño, los materiales, la construcción, el control de calidad y la supervisión de estructuras de concreto armado, pre esforzado y simple.

- Los planos y las especificaciones técnicas del proyecto estructural deberán cumplir con esta Norma.
- Lo establecido en esta Norma tiene prioridad cuando está en discrepancia con otras normas a las que ella hace referencia.
- La concepción estructural deberá hacerse de acuerdo a los criterios de estructuración indicados en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.
- La determinación de las cargas actuantes se hará de acuerdo a lo indicado en la NTE E.020 Cargas y en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.
- Todas las consideraciones necesarias y los cálculos respectivos se irán desarrollando en la presente tesis conforme a lo establecido en la norma del RNE E.060 y se indicará el análisis respectivo durante el diseño de la edificación, esto será considerado en el capítulo respectivo de diseño en concreto armado.

2.4.6. Norma técnica E.070 albañilería

Esta Norma establece los requisitos y las exigencias mínimas para el análisis, el diseño, los materiales, la construcción, el control de calidad y la inspección de las edificaciones de albañilería estructuradas principalmente por muros confinados y por muros armados.

Las construcciones de albañilería serán diseñadas por métodos racionales basados en los principios establecidos por la mecánica y la resistencia de materiales.

Al determinarse los esfuerzos en la albañilería; se tendrá en cuenta los efectos producidos por las cargas muertas, cargas vivas, sismos, vientos, excentricidades de las cargas, torsiones, cambios de temperatura, asentamientos diferenciales, etc.

El análisis sísmico contemplará lo estipulado en la Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente, así como las especificaciones de la presente Norma.

Los elementos de concreto armado y de concreto ciclópeo satisfarán los requisitos de la Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado, en lo que sea aplicable.

Las dimensiones y requisitos que se estipulan en esta Norma tienen el carácter de mínimos y no eximen de manera alguna del análisis, cálculo y diseño correspondiente, que serán los que deben definir las dimensiones y requisitos a usarse de acuerdo con la función real de los elementos y de la construcción.

Como refuerzo estructural se utilizará barras de acero que presenten comportamiento dúctil con una elongación mínima de 9%. Las cuantías de refuerzo que se presentan en esta Norma están asociadas a un esfuerzo de fluencia $f_y = 412 \text{ MPa}$ ($4200 \text{ Kg} / \text{cm}^2$), para otras situaciones se multiplicará la cuantía especificada por $412 / f_y$ (en MPa) ó $4200 / f_y$ (en kg / cm^2)

2.4.6.1. Diseño de elementos de concreto armado: Todos los elementos de concreto armado del edificio, con excepción de los elementos de confinamiento de los muros de albañilería, serán diseñados por resistencia última, asegurando que su falla sea por un mecanismo de flexión y no de corte. El diseño se hará para la combinación de fuerzas gravitacionales y las fuerzas debidas al “sismo moderado”, utilizando los factores de amplificación de carga y de reducción de resistencia (ϕ) especificados en la NTE E.060 concreto armado. La cimentación será dimensionada bajo condiciones de servicio para los esfuerzos admisibles del suelo y se diseñará a rotura.

Los elementos de confinamiento serán diseñados de acuerdo a lo estipulado en el artículo 27 de esta Norma.

CAPÍTULO III

CRITERIOS, CONSIDERACIONES Y PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DEL AISLADOR ELASTOMÉRICO DE ALTO AMORTIGUAMIENTO (HDR)

3.1 Criterios para la evaluación de estructuras

Algunos criterios a tener a cuenta para la evaluación de estructuras se basan en la NTE 0.30 (2016) y se detallan a continuación:

Las acciones sísmicas para el diseño estructural dependen de la zona sísmica (Z), del perfil de suelo (S, TP, TL), del uso de la edificación (U), del sistema sismorresistente (R) y las características dinámicas de la edificación (T, C) y de su peso (P).

ETAPA 1: PELIGRO SÍSMICO

Los pasos de esta etapa dependen solamente del lugar y las características del terreno de fundación del proyecto.

No dependen de las características del edificio.

Paso 1: Factor de zona Z

Determinar la zona sísmica donde se encuentra el proyecto en base al mapa de zonificación sísmica (Figura 23) o a la Tabla de provincias y distritos.

Determinar el factor de zona (Z) de acuerdo a la respectiva tabla 4.

Paso 2: Perfil de suelo

De acuerdo a los resultados del Estudio de Mecánica de Suelos (EMS), se determina el tipo de perfil de suelo según el numeral 2.3.1 donde se definen 5 perfiles de suelo. La clasificación se debe hacer en base a los parámetros indicados en la respectiva tabla considerando promedios para los estratos de los primeros 30 m bajo el nivel de cimentación.

Cuando no se conozcan las propiedades del suelo hasta la profundidad de 30 m, el profesional responsable del EMS determinará el tipo de perfil de suelo sobre la base de las condiciones geotécnicas conocidas.

Paso 3: Parámetros de sitio S, TP y TL

El factor de amplificación del suelo se obtiene de la Tabla 7 y depende de la zona sísmica y el tipo de perfil de suelo. Los períodos TP y TL se obtienen de la Tabla 7 y solo dependen del tipo de perfil de suelo.

Paso 4: Construir la función factor de amplificación sísmica C versus período T

Depende de los parámetros de sitio TP y TL. Se definen tres tramos: períodos cortos, intermedios y largos, y se aplica para cada tramo las expresiones de este numeral.

ETAPA 2: CARACTERIZACIÓN DEL EDIFICIO

Los pasos de esta etapa dependen de las características de la edificación, como son su categoría, sistema estructural y configuración regular o irregular.

Paso 5: Categoría de la edificación y el factor de uso U

La categoría de la edificación y el factor de uso (U) se obtienen de la Tabla 8.

Paso 6: Sistema estructural

Se determina el sistema estructural de acuerdo a las definiciones que aparecen en el numeral 3.2.

En la tabla 8 (numeral 3.3), se definen los sistemas estructurales permitidos de acuerdo a la categoría de la edificación y a la zona sísmica en la que se encuentra.

Paso 7: Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas, R_0

De la Tabla 10 se obtiene el valor del coeficiente R_0 , que depende únicamente del sistema estructural.

Paso 8: Factores de irregularidad I_a , I_p

El factor I_a se determinará como el menor de los valores de la tabla 8 correspondiente a las irregularidades existentes en altura. El factor I_p se determinará como el menor de los valores de la tabla 12 correspondiente a las irregularidades existentes en planta.

En la mayoría de los casos, se puede determinar si una estructura es regular o irregular a partir de su configuración estructural; pero en los casos de irregularidad de rigidez e irregularidad torsional se debe comprobar con los resultados del análisis sísmico según se indica en la descripción de dichas irregularidades.

Paso 9: Restricciones a la irregularidad

Verificar las restricciones a la irregularidad de acuerdo a la categoría y zona de la edificación en la tabla 11.

Modificar la estructuración en caso que no se cumplan las restricciones de esta tabla.

Paso 10: Coeficiente de reducción de la fuerza sísmica R

Se determina $R = I_0 \cdot I_a \cdot I_p$.

ETAPA 3: ANÁLISIS ESTRUCTURAL

En esta etapa se desarrolla el análisis estructural. Se sugieren criterios para la elaboración del modelo matemático de la estructura, se indica cómo se debe calcular el peso de la edificación y se definen los procedimientos de análisis.

Paso 11: Modelos de análisis

Desarrollar el modelo matemático de la estructura. Para estructuras de concreto armado y albañilería considerar las propiedades de las secciones brutas ignorando la fisuración y el refuerzo.

Paso 12: Estimación del peso P

Se determina el peso (P) para el cálculo de la fuerza sísmica adicionando a la carga permanente total un porcentaje de la carga viva que depende del uso y la categoría de la edificación, definido de acuerdo a lo indicado en este numeral.

Paso 13: Procedimientos de análisis sísmico

Se definen los procedimientos de análisis considerados en esta Norma, que son análisis estático (numeral 4.5) y análisis dinámico modal espectral (numeral 4.6).

Paso 13 A: Análisis estático

Este procedimiento solo es aplicable a las estructuras que cumplen lo indicado en el numeral 4.5.1. El análisis estático tiene los siguientes pasos:

- Calcular la fuerza cortante en la base $V = \frac{Z.U.C.S.}{R} P$ para cada dirección de análisis (numeral 4.5.2).

- Para determinar el valor de C (Paso 4 o numeral 2.5) se debe estimar el período fundamental de vibración de la estructura (T) en cada dirección (numeral 4.5.4).
- Determinar la distribución en la altura de la fuerza sísmica de cada dirección (numeral 4.5.3).
- Aplicar las fuerzas obtenidas en el centro de masas de cada piso. Además se deberá considerar el momento torsor accidental (numeral 4.5.5).
- Considerar fuerzas sísmicas verticales (numeral 4.5.6) para los elementos en los que sea necesario.

Paso 13 B: Análisis dinámico

Si se elige o es un requerimiento desarrollar un análisis dinámico modal espectral se debe:

- Determinar los modos de vibración y sus correspondientes períodos naturales y masas participantes mediante análisis dinámico del modelo matemático (numeral 4.6.1).
- Calcular el espectro inelástico de pseudo aceleraciones $S_a = \frac{Z.U.C.S.}{R} g$ para cada dirección de análisis (numeral 4.6.2).
- Considerar excentricidad accidental (numeral 4.6.5).
- Determinar todos los resultados de fuerzas y desplazamientos para cada modo de vibración.
- Determinar la respuesta máxima esperada correspondiente al efecto conjunto de los modos considerados (numeral 4.6.3).
- Se deben escalar todos los resultados obtenidos para fuerzas (numeral 4.6.4) considerando un cortante mínimo en el primer entrepiso que será un porcentaje del cortante calculado para el método estático (numeral 4.5.3). No se escalan los resultados para desplazamientos.
- Considerar fuerzas sísmicas verticales (numeral 4.6.2) usando un espectro con valores iguales a 2/3 del espectro más crítico para las direcciones horizontales, para los elementos que sea necesario.

ETAPA 4: VALIDACIÓN DE LA ESTRUCTURA

De acuerdo a los resultados del análisis se determinará si la estructura planteada es válida, para lo cual debe cumplir con los requisitos de regularidad y rigidez indicados en este capítulo.

Paso 14: Revisión de las hipótesis del análisis

Con los resultados de los análisis se revisarán los factores de irregularidad aplicados en el paso 8. En base a éstos se verificará si los valores de R se mantienen o deben ser modificados. En caso de haberse empleado el procedimiento de análisis estático deberá verificarse lo señalado en el numeral 4.5.1.

Paso 15: Restricciones a la irregularidad

Verificar las restricciones a la irregularidad de acuerdo a la categoría y zona de la edificación en la Tabla 10. De existir irregularidades o irregularidades extremas en edificaciones en las que no están permitidas según esa Tabla, se debe modificar la estructuración y repetir el análisis hasta lograr un resultado satisfactorio.

Paso 16: Determinación de desplazamientos laterales

Se calculan los desplazamientos laterales de acuerdo a las indicaciones de este numeral.

Paso 17: Distorsión admisible

Verificar que la distorsión máxima de entrepiso que se obtiene en la estructura con los desplazamientos calculados en el paso anterior sea menor que lo indicado en la Tabla 11. De no cumplir se debe revisar la estructuración y repetir el análisis hasta cumplir con el requerimiento.

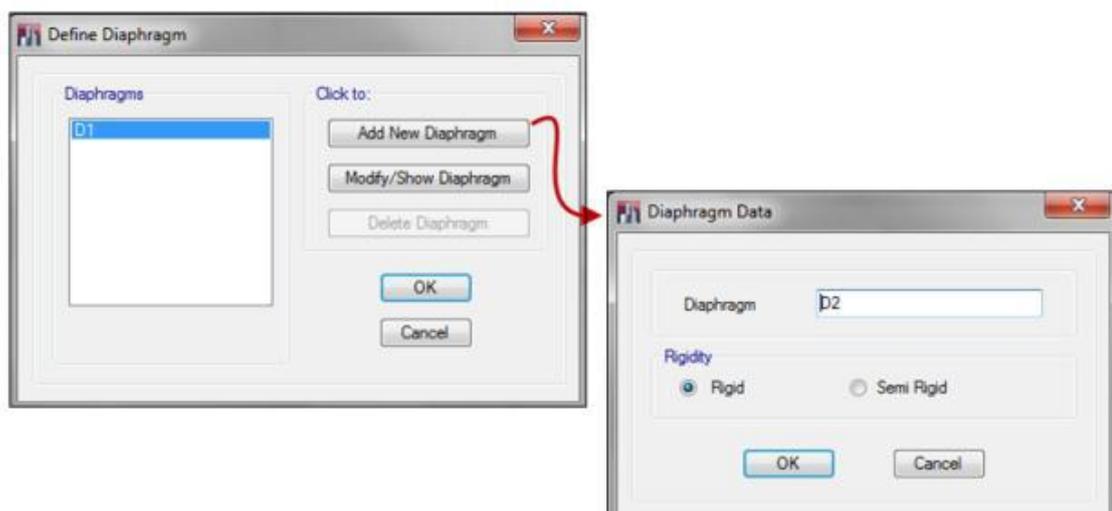
Paso 18: Separación entre edificios

Determinar la separación mínima a otras edificaciones o al límite de propiedad de acuerdo a las indicaciones de este numeral.

3.2 Consideraciones y criterios de modelamiento usando software

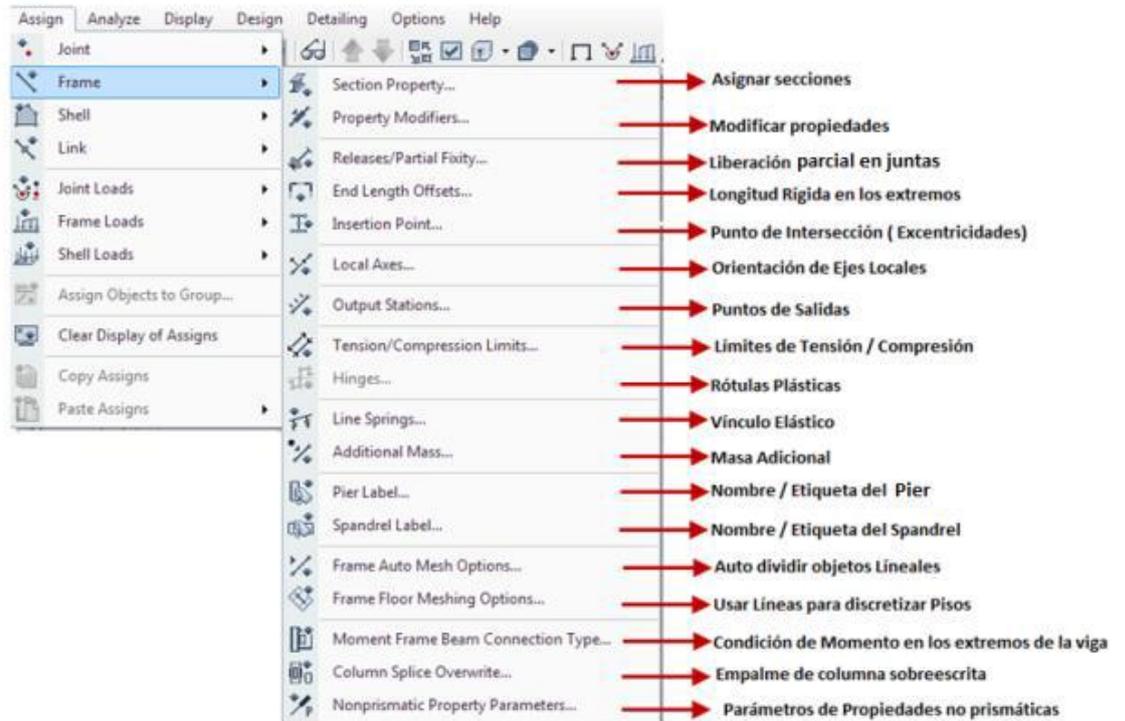
Algunas consideraciones y criterios a tener a cuenta para el modelamiento se basan en el manejo de Software (ETABS) y es necesario tener en cuenta algunos conceptos para hacer el respectivo modelado :

- **Diafragma rígido:** diferentes tipos de diafragmas (Concepto del Manual de ETABS).
- **El diafragma rígido:** se aplica cuando en un plano horizontal los elementos (Losas, Vigas) que conforman la estructura poseen en conjunto una rigidez significativa en término del modelo que se está analizando, obteniéndose un comportamiento general como cuerpo rígido en el plano.
- **El diafragma semi-rígido o flexible** se aplica cuando en un plano horizontal los elementos (Losas , Vigas) que conforman la estructura no posee la rigidez suficiente para comportarse como un cuerpo rígido en el plano, es decir, al aplicar cargas se obtienen deformaciones relativas significativas.



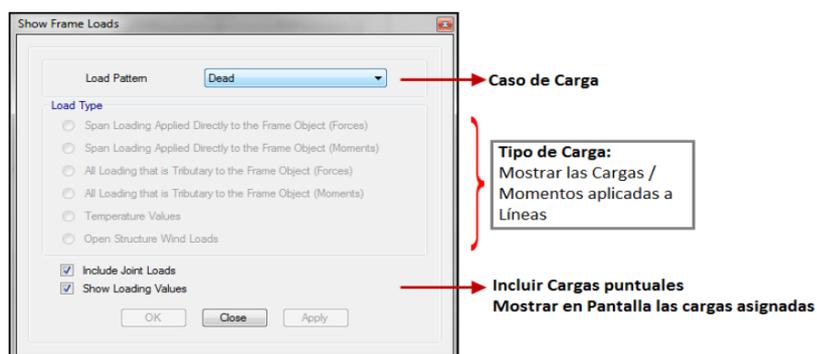
Fuente: Etabs v.9.7.1, elaboración propia

- **Frame (líneas):** Asignar propiedades a objetos lineales.



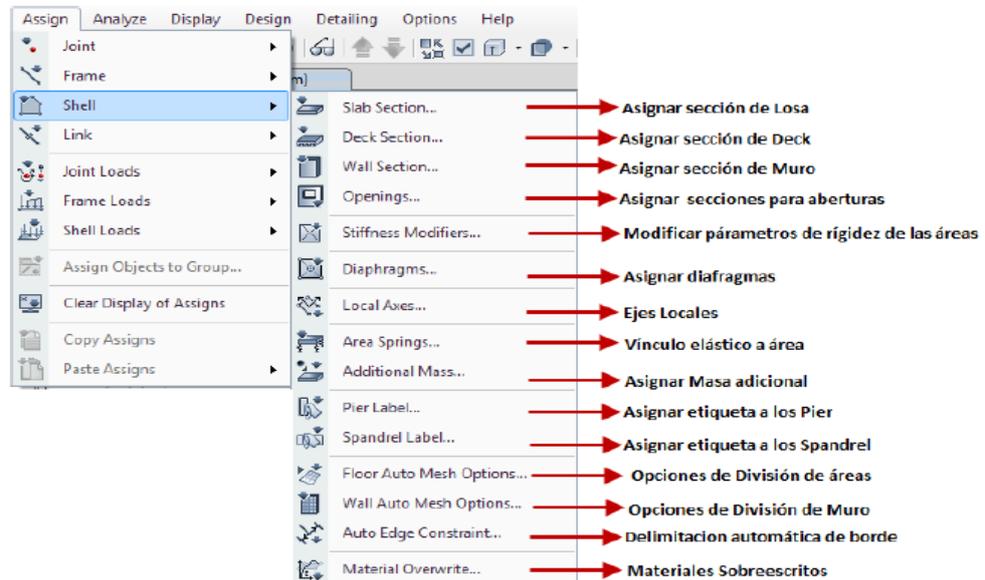
Fuente: Etabs v.9.7.1, elaboración propia

- **Frame (asignaciones de carga en línea)**



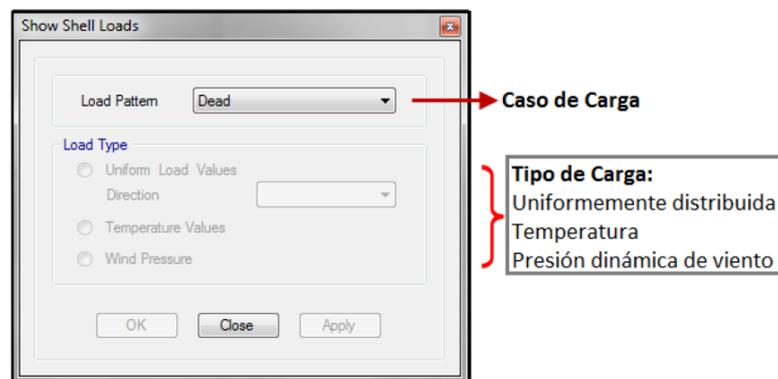
Fuente: Etabs v.9.7.1, elaboración propia

- **Shells (áreas):** Asignar propiedades a objetos de área.



Fuente: Etabs v.9.7.1, elaboración propia

- **Shell (asignaciones de carga en área)**



Fuente: Etabs v.9.7.1, elaboración propia

3.2.1 Capacidad de carga y tracción

El peso del edificio define la cantidad y tipo de aislador 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.

3.2.2 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 3.3) y verificar con un análisis dinámico.

3.2.3 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.

3.3 Procedimiento de diseño del aislador

3.3.1 Consideraciones iniciales

- Para dimensionar el aislador 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 $Z(\text{DBE}) = 0.4g$.
- 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%.

3.3.2 Procedimiento

a) **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):

$$SD1_{(DBE)} = Z_{(DBE)}UCS \quad SM1_{(MCE)} = Z_{(MCE)}UCS$$

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.

b) **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.

Tabla 17. Coeficientes de amortiguamiento

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

Fuente: LEIGH M., P.G. 2002

$$D_D = \frac{g * SD_1 * T_D}{4\pi^2 * \beta_d}$$

$$SD_1 = \frac{2}{3} * SM_1$$

$$SM_1 = F_V * S_1$$

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.

$$D_{TM} = D_D * x \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$$

c) Dimensionamiento del aislador

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.

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

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).

d) 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:

$$D_l = \sqrt{\frac{4}{\pi} \times \frac{1.10Q_d}{\sigma_y}}$$

e) 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 fabricantes. Para el diseño se toma el 150%.

$$H_i = \frac{D_{TM}}{1.50}$$

f) Cálculo de K_d ó k_2

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.

$$K_d = \frac{\pi}{4} \times \frac{(D_i^2 - D_l^2)}{H_i} \times G$$

g) Cálculo de la rigidez efectiva y el amortiguamiento efectivo

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

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

El procedimiento iterativo se empieza a partir de la relación Q_d/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.

3.4 Criterios para la elección de la superestructura

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 ambientes del diseño propuesto, Núcleo de Diagnóstico y Tratamiento del Hospital propuesto.

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 diseño del edificio 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.

3.5 Obtención de fuerzas de diseño para la superestructura

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) \pm S ó 0.9M \pm 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.

3.6. Condiciones generales en el diseño de aislación basal

Cuando ya se tiene tomada la decisión de entregar un mayor nivel de protección a la estructura y sus contenidos por medio de un sistema de aislación basal, viene el siguiente paso, elegir dentro de las opciones existentes cual es la más adecuada según las diversas limitantes, condiciones o requerimientos tanto estructurales como económicos que existan en el proyecto. Pero sin importar cuál sea el sistema de aislación a utilizar, este deberá satisfacer ciertos requerimientos para asegurar un comportamiento efectivo, los cuales son:

a) Soportar el peso propio y sobrecargas de la estructura con un factor de seguridad adecuado.

- b) Tener una gran flexibilidad horizontal de modo de alargar el período fundamental de vibración de la estructura a una zona de menos aceleración espectral.
- c) Tener una rigidez vertical alta para evitar la amplificación vertical o el balanceo de la estructura.
- d) Proveer de un adecuado nivel de amortiguamiento de modo de reducir la demanda de deformación sobre el sistema de aislación.
- e) Ser capaz de soportar las deformaciones de corte que le serán impuestas por un sismo de gran magnitud.
- f) Mantener su estabilidad vertical antes movimientos sísmicos severos.
- g) Proveer una rigidez suficiente para cargas de servicio de la estructura de modo de evitar vibraciones molestas.
- h) El sistema de aislación debe asegurar una vida útil a lo menos igual al de la estructura o proveer de algún sistema que posibilite el recambio de los aisladores.
- i) La efectividad del sistema de aislación no debe estar limitada a la ocurrencia de un sismo severo, es decir, el sistema debe ser efectivo durante el sismo y después de él, para soportar las probables replicas.
- j) El sistema de aislación deberá permanecer efectivo a través de un rango normal de condiciones climáticas y ambientales.

3.7. Elección del sistema de aislación basal para la estructura

En el presente trabajo de tesis, se decidió analizar el sistema de aislación usando el Aislador Elastomérico de Alto Amortiguamiento (HDR) aplicado a uno de los núcleos del hospital que se propone en esta Tesis, específicamente al Núcleo de Diagnóstico y Tratamiento (Ver Planos en Planta y Arquitectura), la elección se debió principalmente a que presentan una sólida base teórica, su buen comportamiento ha sido demostrado tanto teórica como experimentalmente, y más aún, no presentando problemas enfrentados a

sismos de gran magnitud que han afectado a diversas estructuras en donde se han implementado, por su relación de costos y finalmente por adecuarse de buena forma a la realidad sísmica de nuestro país, los sistemas aislados más comunes son los que han sido utilizados en estructuras aisladas en Chile y son los sistemas que a continuación se detallan:

- Aislador elastomérico de alto amortiguamiento (HDR).
- Aislador elastomérico con núcleo de plomo (LBR).
- Aislador de péndulo friccional (FPS).

En nuestro país, poco a poco se está implementando este nuevo sistema de aislación y porque la nueva norma lo está incluyendo para edificaciones esenciales.

3.8 Diseño del sistema de aislación del aislador elastomérico de alto amortiguamiento (HDR)

En este capítulo se presenta el proceso de diseño del Aislador Elastomérico de Alto Amortiguamiento (HDR) , según lo establecido en la NCh 2745 y los procedimientos propuestos por la bibliografía consultada, generando la que se cree la mejor secuencia de diseño, cabe mencionar que el proceso es iterativo y que el punto de partida dependerá mucho de los datos y características de entrada que se dispongan, por lo que no se descarta la utilización de otro método, siendo lo importante que el sistema de aislación cumpla con los objetivos planteados y con las verificaciones necesarias para asegurar un buen y seguro comportamiento. Al final de este capítulo se tendrá las características finales tanto de propiedades como de geometría del aislador.

Existen datos que son comunes para el sistema de aislación en estudio, serán los que de alguna manera determinaran el cómo iniciar el diseño. Los datos en común son:

- 1) El número de aisladores que se utilizaran en el sistema de aislación, que se denominará N ; para nuestro edificio este valor corresponde a 20 aisladores.
- 2) Peso total de la estructura sobre el sistema de aislación: W , este corresponde al peso propio del edificio más un 30 % de la sobrecarga de uso, $W = 2920.49$ ton.
- 3) Periodo objetivo deseado: T_D , de acuerdo a la experiencia que existe se decide por $T_D = 2,5$ segundos, pudiendo tomar un valor entre $T_D = 2.0$ y 2.5 segundos.
- 4) Carga máxima ($P_{m\acute{a}x}$) bajo la cual estará actuando el aislador bajo su vida útil, la cual está dada por la combinación de peso propio más sobrecarga y sismo; en nuestro caso corresponde a 700.74 ton.
- 5) Carga mínima ($P_{m\acute{i}n}$) bajo la cual estará actuando el aislador durante su vida útil; en nuestro caso corresponde a 93.49 ton.

3.8.1 Diseño del aislador elastomérico de alto amortiguamiento (HDR)

3.8.1.1 Procedimiento de diseño del aislador

Se presenta el procedimiento paso a paso del diseño de un aislador HDR, a partir de los datos iniciales que se tienen, como se mencionó este proceso es una compilación de la norma NCh 2745 y de las diferentes bibliografías consultadas sobre diseño de estos dispositivos. Junto con los datos generales que se establecen en el ítem 4.5, se determinan algunos datos particulares para el sistema:

- a) Se establece los límites para la deformación de corte directa máxima, γ_s y de la deformación de corte máxima admisible $\gamma_{m\acute{a}x}$.
- b) Se calcula el desplazamiento de diseño (D_D) y el desplazamiento máximo (D_M).
- c) Se estima un valor del amortiguamiento.
- d) Se decide por la forma de la sección transversal.
- e) Se establece la tensión admisible de compresión, σ_{AC}

f) Se determina el sistema de conexión de los aisladores.

Luego de esto se procede a realizar el proceso iterativo de cálculo para el diseño, el cual se detalla en los siguientes pasos:

Paso 1. Calcular la rigidez horizontal total, del todo el sistema de aislación, y luego de cada aislador en forma independiente, dado por:

$$K_{H\ Total} = \frac{4\pi^2 W}{T_D^2 g} \quad (1)$$

$$K_H = \frac{K_{H\ Total}}{N} \quad (2)$$

Paso 2. Con la tensión admisible de compresión y la carga máxima ($P_{m\acute{a}x}$), se establece el área del aislador, que viene dado por:

$$A = \frac{P_{M\acute{a}x}}{\sigma_{AC}} \quad (3)$$

Con esto se puede saber el diámetro del aislador.

Paso 3. Se calcula un valor para H_r , utilizando la deformación lateral por corte y el desplazamiento de diseño, con la siguiente relación:

$$H_r = \frac{D_D}{\gamma_s} \quad (4)$$

Paso 4. Se calcula el valor del módulo de corte, G de la goma, haciendo uso de los datos anteriores, el valor de G se verifica que este dentro de ciertos rangos típicos y posibles dentro de las ofertas del mercado.

$$G = \frac{K_H * H_r}{A} \quad (5)$$

Paso 5. Se estima un valor para el espesor de la capa de goma, t_r de acuerdo a la experiencia y las recomendaciones. Este valor es muy

importante ya que controla la flexibilidad horizontal del aislador e influye en la rigidez vertical a través del factor de forma.

Paso 6. Se calcula el valor del factor de forma, S , el cual es un parámetro adimensional que mide el “tamaño relativo” de una lámina de goma, se define como la razón entre el área cargada de la goma y el área que está libre de hinchamiento (libre de confinamiento a la expansión):

$$S = \frac{\text{Área cargada}}{\text{Área libre de hinchamiento}} \quad (6)$$

Y que en casos de aisladores anulares resulta ser:

$$S = \frac{D_e - D_i}{4t_r} \quad (7)$$

Se recomienda que este valor sea mayor a 10 en los aisladores, ya que esto asegura que la rigidez vertical será la adecuada y no presentara valores bajos que no serían deseados. Si no se cumple esta condición se vuelve al punto 6 [2].

Paso 7. Según el valor del espesor de la capa de goma y el valor del espesor del espesor total de goma calculado se determina el número de capas de goma, dada por:

$$n = \frac{H_r}{t_r} \quad (8)$$

Paso 8. Se propone un valor para las placas de acero, t_s y se verifica que la tensión de trabajo no sobrepase el valor admisible. Para esto primero se calcula el valor de la tensión máxima de tracción en las placas, σ_s la cual depende del cociente entre los espesores de la capa de goma y la de acero y del tensión de compresión máxima en el aislador; luego se tiene la tensión admisible σ_{adm} , y se debe cumplir que σ_s no sobrepase a σ_{adm} para que el valor propuesto sea válido:

$$\sigma_s = 1.5 \frac{t_r}{t_s} \sigma_{Ac} \quad (9)$$

$$\sigma_{adm} = 0.75 \sigma_y \quad (10)$$

$$\sigma_s \leq \sigma_{adm} \quad (11)$$

Paso 9. Calcular la altura total del aislador, la cual es la suma de las capas de goma y las placas de acero que es la altura parcial del aislador h, más las placas de acero superior e inferior lo cual entrega la altura total del aislador H:

$$h = H_r + (n - 1)t_s \quad (12)$$

$$H = h + 2t_{ext} \quad (13)$$

Paso 10. Cálculo de la rigidez y frecuencia vertical, se debe verificar que el sistema de aislación posea una rigidez vertical mínima de manera de disminuir deformaciones verticales y amplificaciones de las aceleraciones, esto se logra con una frecuencia vertical que sea superior a 10Hz. La expresión para la rigidez vertical de un aislador es:

$$K_r = \frac{E_c A}{H_r} \quad (14)$$

En donde A es el área de las placas de acero, Ec es el módulo de compresión para el conjunto acero-goma, existen variadas formas para evaluar este parámetro, en este estudio se decide por adoptar el que recomienda la norma NCh 2745, que es:

$$\frac{1}{E_c} = \left(\frac{1}{6GS^2} + \frac{4}{3K} \right) \quad (15)$$

Dónde K es el módulo de compresibilidad de la goma, se considera que su valor es de 20000 Kg/cm². En el cálculo de la frecuencia vertical, si su valor es menor a 10 Hz, se debe revisar el espesor de la capa de goma en el punto anterior 5. La frecuencia vertical viene dada por:

$$f_v = \sqrt{6} S f_H \quad (16)$$

Paso 11. Después de haber realizado las iteraciones, y las modificaciones necesarias, se calcula el valor del periodo objetivo o de diseño a partir de los datos calculados para ver que no se haya alejado de cual se comenzó en el diseño.

Paso 12. Se calcula la deformación angular máxima, la cual debe estar bajo ciertos límites para asegurar que el aislador soportará el caso de un sismo de gran magnitud. La deformación angular máxima está dada por la suma de las deformaciones angulares asociadas al corte, compresión y flexión del aislador, sin embargo esta última se puede despreciar por la poca influencia en comparación con las otras[6], las siguientes son las expresiones que controlan este estado:

$$\gamma_{m\acute{a}x} = \gamma_s + \gamma_c + \gamma_b \approx \gamma_s + \gamma_c \quad (17)$$

$$\gamma_s = \frac{D_M}{H_r} \quad (18)$$

$$\gamma_c = 6S\varepsilon_c \quad (19)$$

$$\varepsilon_c = \frac{P_{M\acute{a}x/A}}{E_o(1+2kS^2)} \quad (20)$$

En donde el valor de E_o es un dato del fabricante que es igual a 35 kg/cm² y el valor de k se considera por lo general entre 0.7 y 1. La deformación máxima aceptable se puede expresar por [7]:

$$\gamma_{m\acute{a}x}^{propuesto} = \frac{0.85\varepsilon_b}{F.S} \quad (21)$$

En donde ε_b se considera por lo general igual a 5.5 y el factor de seguridad igual o superior a 1.5. Finalmente tenemos:

$$\gamma_{max} \leq \gamma_{max}^{Propuesto} \quad (22)$$

Si no se cumple la condición se debe cambiar la altura de la goma en el paso 3.

Paso 13. Verificación al pandeo, esta condición de estabilidad tiene su fundamento en que bajo la combinación de corte y compresión se puede producir pandeo por flexión, lo que produce que la ecuación para la rigidez horizontal no sea exacta, ya que el pandeo causa algunas inclinaciones de las placas internas, haciendo que las caras de los elementos individuales no sean tan paralelas, lo que cambia un poco el comportamiento de las láminas de goma. Por esto se calcula el valor de la carga crítica para la cual ocurre el fenómeno de pandeo y luego se verifica un factor de seguridad adecuado, que por lo general corresponde a 2, para la carga vertical máxima, la secuencia de expresiones para esto son:

$$P_{crit} = \frac{P_S}{2} \left(\sqrt{1 + 4 \frac{P_E}{P_S}} - 1 \right) \quad (23)$$

En donde, P_S es una rigidez de corte efectiva y A_S es un área de corte efectiva.

$$P_S = (GA)_{eff} = GA_S \quad (24)$$

$$A_S = A \frac{h}{Hr} \quad (25)$$

La carga de alabeo para una columna sin deformación al esfuerzo al corte es:

$$P_E = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{h^2} \quad (26)$$

En donde, $(EI)_{eff}$ es la rigidez a la inclinación también denominada “tilting”:

$$(EI)_{eff} = \frac{1}{3} E_c I \quad (27)$$

$$I = \frac{\pi}{4} \left[\left(\frac{D_e}{2} \right)^4 - \left(\frac{D_i}{2} \right)^4 \right] \quad (28)$$

Finalmente se debe cumplir la siguiente condición para asegurar el buen comportamiento del aislador frente a las cargas que generan el pandeo:

$$\frac{P_{crit}}{P_{Máx}} \geq F.S \Rightarrow F.S \approx 2$$

Si no se cumple la condición de pandeo, se debe cambiar el diámetro o la altura de la goma, volviendo al paso 2 o 3.

Paso 14. Verificación al volcamiento, en este caso se determina el máximo desplazamiento posible ante el cual se puede producir el volcamiento o “roll out”, esto es para una carga vertical mínima; la expresión para el desplazamiento es:

$$D_{Máx} = \frac{P_{Min\phi}}{P_{Min} + K_H H} \quad (29)$$

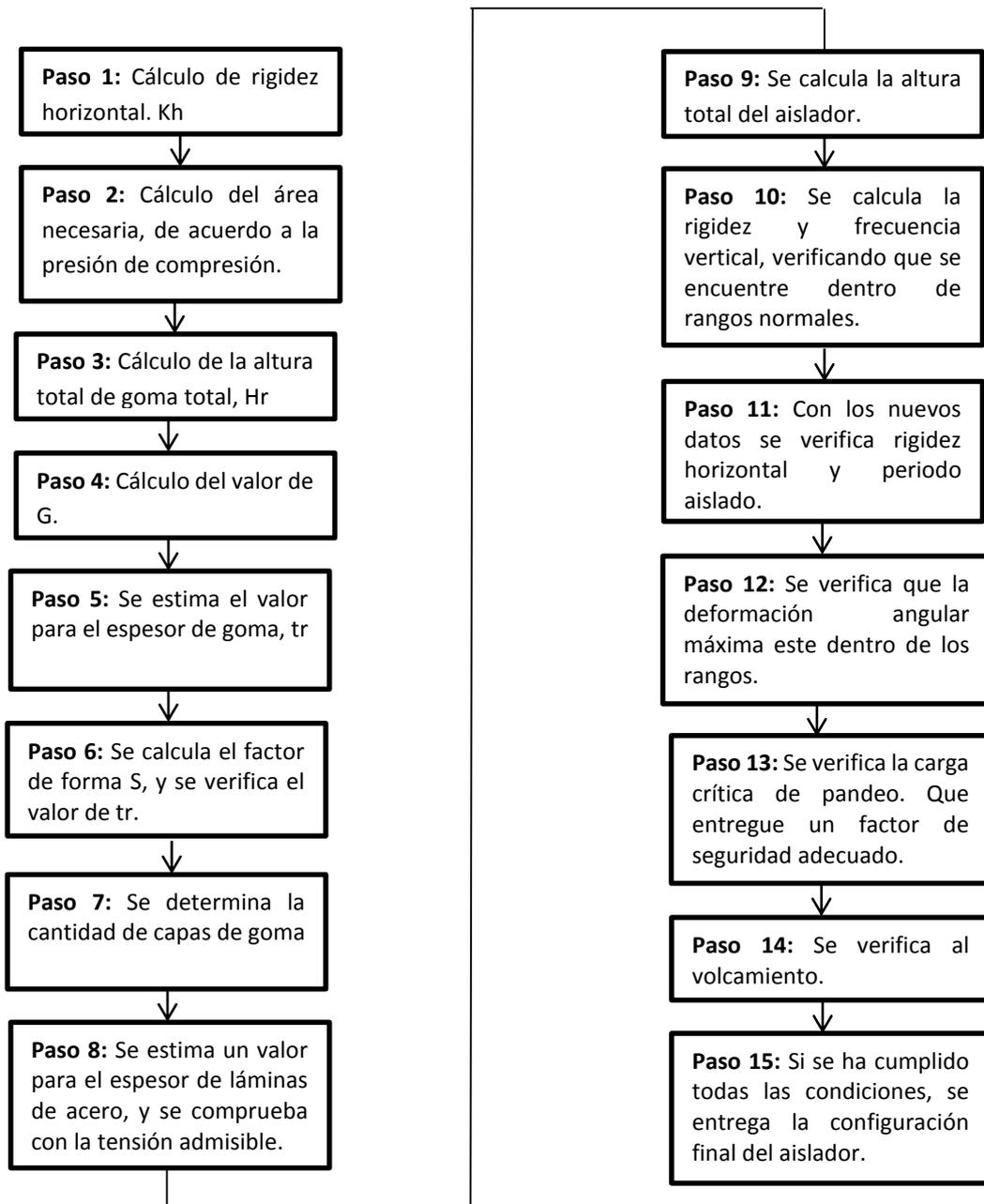
Luego se define el factor de seguridad para el volcamiento, que por lo general es 2, dado por:

$$F.S = \frac{D_{Máx}}{D_D} \quad (30)$$

Este factor de seguridad es importante verificarlo si el aislador está conectado a la estructura por medio de llaves de corte (“dowel type”) o clavijas, ya que en este caso es más factible que se produzca el fenómeno. Si el aislador está conectado por medio de pernos, este factor de seguridad no adquiere tanta importancia, porque el tipo de conexión evita el volcamiento, de todas maneras se considera recomendable que sea mayor que uno. Para nuestro caso se utilizan conexiones de tipo fija o de pernos.

Paso 15. Se resumen las dimensiones y propiedades finales. A continuación se presenta un diagrama de flujo donde se resumen los pasos antes explicados:

Diagrama de flujo de diseño del aislador HDR



Fuente: ENRIQUEZ S., P.A. 2005

CAPÍTULO IV

ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO, DISEÑO EN CONCRETO ARMADO, ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

4.1. Estructuración y predimensionamiento

La estructuración busca ubicar y orientar los elementos estructurales como son vigas, columnas, losas y placas tomando como base los planos de Arquitectura (Núcleo de Diagnóstico y Tratamiento), de este modo la edificación podrá tener un buen comportamiento bajo sollicitaciones de cargas de gravedad o de sismo. Se recomienda tener en cuenta los siguientes criterios para la concepción estructural:

- ✓ Simetría, tanto en la distribución de masas como en las rigideces.
- ✓ Peso mínimo, especialmente en los pisos altos.
- ✓ Selección y uso adecuado de los materiales de construcción.
- ✓ Resistencia adecuada.

- ✓ Continuidad en la estructura, tanto en planta como en elevación.
- ✓ Ductilidad.
- ✓ Hiperestaticidad y monolitismo.
- ✓ Rigidez lateral.
- ✓ Diafragma Rígido.
- ✓ Consideración de las condiciones locales.
- ✓ Buena práctica constructiva e inspección estructural rigurosa.

El predimensionamiento consiste en dar una dimensión aproximada o tentativa a los distintos elementos estructurales, en base a ciertos criterios estipulados en la Norma E.060 de Concreto Armado. Una vez realizado el análisis se verificará si las dimensiones asumidas para los elementos son convenientes o tendrán que modificarse para continuar con el diseño de los mismos.

4.2. Estructuración del edificio

Cuanto más compleja sea la estructura más complejo será predecir su comportamiento ante solicitaciones sísmicas, por ello la distribución de elementos estructurales deberá ser lo más simple y simétrico posible para poder acercarnos más a una respuesta real de la edificación.

4.2.1. Columnas

Las columnas son elementos principalmente sometidos a esfuerzos de compresión y simultáneamente a los de flexión y corte. Tenemos columnas ubicadas a lo largo de la edificación las cuales trabajarán básicamente bajo solicitaciones de carga vertical y de sismo, éstas son bajas ya que las placas serán las encargadas de tomar un 90% de éstas solicitaciones.

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS(*)

Las columnas al ser sometidas a carga axial y momento flector, tienen que ser dimensionadas considerando los dos efectos simultáneamente, tratando de evaluar cuál de los dos es el que gobierna en forma más influyente el dimensionamiento.

Si se trata de edificaciones con un buen número de pisos, tal que se pueda advertir que la carga axial es importante con relación al momento, se puede dimensionar buscando una sección total de modo que la carga axial en servicio produzca un esfuerzo de compresión del orden de $0.45 f'c$.

Si se trata de edificaciones de pocos pisos y de luces importantes, es posible que los momentos produzcan excentricidades importantes y se busque una sección con más peralte para la dirección donde el momento es crítico.

El problema no es simple si se considera que existen cargas y momentos producidos por las cargas de gravedad y por las cargas horizontales de sismo.

Normalmente, para edificios aporticados, los momentos de sismo son siempre mayores a los de carga de gravedad, salvo el caso de vigas con luces significativas mayores a 7 u 8 metros. Por otro lado, actualmente la mayoría de edificaciones se diseñan con sistemas mixtos de pórticos y muros de corte, lo cual permite reducir significativamente los momentos en las columnas debidos a sismo.

En base a lo indicado, se puede recomendar los siguientes criterios de dimensionamiento:

1. Para edificaciones que tengan muros de corte en las dos direcciones, tal que la rigidez lateral y la resistencia van a estar

principalmente controladas por los muros, las columnas se pueden dimensionar suponiendo un área igual a:

$$\text{Área de columna} = P \text{ propio} / 0.45 f'c$$

Donde:

P= carga que actúa en una columna

f'c= resistencia a la compresión del concreto (f'c =210 kg/cm²).

2. Para el mismo tipo de edificio, el dimensionamiento de las columnas con menos carga axial, como es el caso de exteriores o esquineras, se podrá hacer un cálculo con un área igual a :

$$\text{Area de columna} = \frac{P_{\text{propio}}}{0.35 * f'c}$$

Donde:

P= carga que actúa en una columna.

f'c= resistencia a la compresión del concreto (f'c =210 kg/cm²).

Para edificaciones aperticados íntegramente, para los cuales el autor recomienda no exceder de 3 pisos o 4 pisos.

Las columnas deberán dimensionarse mediante alguna estimación del momento de sismo, demostrando la experiencia que se requerirán columnas con un área fluctuante entre 1000 y 2000 cm², salvo que se tengan vigas con luces mayores a 7 metros.

Así para este tipo de edificaciones, se dispondrán columnas de 35x35, 40x40, 25x50, 30x60, 30x40, 30x50 o circulares de 40 o 50 cm de diámetro, o rectangulares de los paños, no olvidando la importancia de ubicar columnas con suficiente peralte en las dos direcciones, pues se trata de proporcionar la rigidez lateral en las dos direcciones. El criterio elástico de colocar todas las columnas en la denominada dirección de los pórticos principales (debido a cargas de gravedad) no es totalmente válido, ya que

para la dirección secundaria es probable que se tengan momentos de sismo importantes, si no hay muros de corte.

Por consiguiente, se debe cuidar el peralte en las columnas exteriores de los pórticos principales; pero debe buscarse para la dirección transversal algunas columnas peraltadas. Es muy útil en estos casos las columnas esquineras en forma de “I”, las exteriores en forma de “I”, o un mixto de columnas rectangulares con algunas peraltadas en la dirección principal (exteriores) y otras peraltadas en la dirección secundaria (interiores).

Es conveniente señalar que muchas edificaciones de pocos pisos, tienen muros importantes de albañilería que deben ser usados como muros de corte. Lo cual permite controlar los momentos de sismo en las columnas.

3. Para edificaciones con luces significativas (mayores a 7 u 8 metros), debe tenerse en cuidado especial en las columnas exteriores, pudiendo dimensionarse el peralte de la columna en un 70 u 80% del peralte de la viga principal.

Cálculo de la masa y peso de cada nivel: Se considerará un valor aproximado de 1.00 ton/m² en un nivel típico y 0.90 ton/m² en azotea, haciendo el cálculo respectivo sale casi lo mismo.

4.2.2. Placas

La principal función de las placas o muros de corte es la de proporcionar rigidez lateral y resistencia. Ellos son los que reciben un gran porcentaje de las fuerzas provenientes de los sismos. Tal como se aprecia en la distribución en planta de nuestro edificio las placas están orientadas principal y simétricamente en el eje X-X e Y-Y.

4.2.3. Vigas

Las vigas tienen en su mayoría, dimensiones de 0.25 x 0.65 m (sin sistema de aislación) y 0.30 x 0.70 m (con sistema de aislación). Ver ítem de dimensiones de vigas más adelante.

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS (*)

Las vigas se dimensionarán generalmente considerando un peralte del orden de 1/10 a 1/12 de la luz libre, debe aclararse que esta altura incluye el espesor de la losa del techo o piso. El ancho es menos importante que el peralte, pudiendo variar entre 0.3 a 0.5 de la altura. La Norma Peruana de Concreto Armado indica que las vigas deben tener un ancho mínimo de 25 cm para el caso que estas formen parte de pórticos o elementos sismo-resistentes de estructuras de concreto armado. Esta limitación no impide tener vigas de menor espesor (15 o 20 cm) si se trata de vigas que no formen pórticos.

Las vigas denominadas “secundarias” porque no cargan la losa de los pisos o techos, pueden tener menos peralte si se admite que ellas solo reciben esfuerzos debidos al sismo, sin embargo, si se tiene en cuenta que los esfuerzos de sismo son muchas veces más importantes que los de cargas de gravedad, no debe reducirse mucho su peralte pues además se estará perdiendo rigidez lateral en esa dirección. Como ya se indicó anteriormente el objetivo es estructurar considerando rigidez lateral y resistencia en las dos direcciones de la edificación, y por tanto debe disponerse vigas peraltadas en las dos direcciones, a menos que se haya considerado un número importante de placas en la dirección secundaria (trabajando como muros en voladizo) con lo cual se podrán disponer de vigas chatas.

Actualmente es común considerar vigas de igual peralte en las dos direcciones de la edificación, aumentando el ancho para el caso de las

vigas principales. Conforme se tengan luces más grandes, puede disminuirse el peralte obtenido con la recomendación del décimo o doceavo de la luz, y es factible considerar hasta el catorceavo de la luz disponiendo de anchos del orden de 0.50 de la altura. Se indican a continuación dimensionamiento de vigas:

- $L \leq 5.5$ metros. 25x50, 30x50
- $L \leq 6.5$ metros. 25x60, 30x60, 40x60
- $L \leq 7.5$ metros. 25x70, 30x70, 40x70, 50x70
- $L \leq 8.5$ metros. 30x75, 40x75, 30x80, 40x80
- $L \leq 9.5$ metros. 30x85, 30x90, 40x85, 40x90

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGA PRINCIPAL

DATOS:

$$L = 7.20 \text{ m}$$

FÓRMULAS USADAS:

$$h = \frac{L}{11}$$

$$b = 0.5 \times h$$

SOLUCION:

$$h = \frac{7.20}{11}$$

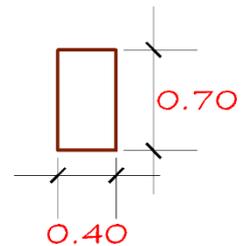
$$h = 0.65 \text{ m}$$

*Redondeo $h = 0.70 \text{ m}$

$$b = 0.5 \times 0.70$$

$$b = 0.35 \text{ m}$$

*Redondeo $b = 0.40 \text{ m}$



4.2.4. Losas

Las losas en su mayoría fueron losas aligeradas armadas en dos direcciones.

4.2.5. Aligerados

El peralte de las losas aligeradas podrá ser dimensionado considerando los siguientes criterios:

$h = 17$ cm. Luces menores de 4 metros.

$h = 20$ cm. Luces comprendidas entre 4 y 5.5 metros.

$h = 25$ cm. Luces comprendidas entre 5 y 6.5 metros.

$h = 30$ cm. Luces comprendidas entre 6 y 7.5 metros.

Se debe entender que “h” expresa la altura o espesor total de la losa aligerada y por tanto incluye los 5 cm de losa superior y el espesor del ladrillo de techo serán de 12, 15, 20 y 25 cm, respectivamente. [5]

En la Norma Peruana de Concreto Armado (E-060), se especifica dimensionamientos para evitar el cálculo de deflexiones, señalándose también las flechas máximas permisibles para diferentes tipos de pisos o techos.

Tipo de Losa: Losa aligerada armada en dos direcciones, $h = 25$ cm.

LUZ CORTA= 7.20 metros

- Según el autor del libro de Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado, Ing. Antonio Blanco Blasco, para el diseño de losas la altura de esta debe ser $h = 25$ cm para luces comprendidas entre comprendidas entre 5.00 y 6.50 metros.
- Para el predimensionamiento de losas según la Norma NTE-060, los espesores de los aligerados armados en una dirección se consideran como una fracción de la longitud libre (l_c).

- El espesor requerido es $\frac{lc}{25}$, para no verificar deflexiones, con sobrecargas máximas de 350 kg/m².
- Para el predimensionamiento, se utilizó el siguiente procedimiento:
- $\frac{7.20}{25} = 0.28 \sim 0.25$ cm h=25 cm

4.3 Diseño en concreto armado

4.3.1. Cargas de diseño

La razón de ser de todo elemento estructural es la de poder resistir de manera segura las distintas cargas que puedan actuar durante su vida útil. Para el diseño de nuestra edificación, consideraremos principalmente tres tipos de cargas:

Carga muerta (CM): Conformado por el peso propio de los elementos estructurales (losas, vigas, placas y columnas) y tabiques de albañilería.

Carga viva (CV): Es aquella que aparece por acciones durante el proceso constructivo y posteriormente es generada por el peso de los ocupantes, muebles, equipos y otros elementos móviles que en conjunto reciben el nombre de sobrecarga.

Carga de sismo (CS): Son aquellas que se generan por la acción sísmica sobre la estructura.

Las estructuras y elementos estructurales se diseñarán para obtener en todas sus secciones resistencias por lo menos iguales a las resistencias requeridas o últimas (R_u) calculadas para las cargas amplificadas en las combinaciones que se estipulan en la NTE E060, este método se llama Diseño por Resistencia.

Resistencia de diseño > resistencia requerida

A continuación se muestran los factores de amplificación para las resistencias requeridas según la Norma E.060 usadas para efectos de esta tesis: Cargas muertas (**CM**), vivas (**CV**) y sismo (**CS**):

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV$$

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

$$U = 1.25(CM + CV) - CS$$

$$U = 0.9CM + CS$$

$$U = 0.9CM - CS$$

Por otro lado, para tener en cuenta los efectos de variabilidad de la resistencia nominal (M_n) es que se introducen factores de reducción de resistencia (ϕ) según el tipo de sollicitación a la que esté sometido el elemento, estos factores son:

Resistencia nominal

Sollicitación	Factor ϕ de Reducción
Flexión sin carga axial.	0.90
Flexión con carga axial de tracción	0.90
Para cortante con o sin torsión.	0.85
Compresión y Flexo compresión.	
Elementos con espirales.	0.75
Elementos con estribos.	0.70

Fuente: ICG, 2016

Normas empleadas: Las Normas utilizadas para la elaboración del siguiente documento son las que se encuentran en el Reglamento Nacional de Edificaciones:

- Norma E020 de Cargas.
- Norma E030 de Diseño Sismo resistente.
- Norma E060 de Concreto Armado.

4.3.2. Metodología del diseño

Para el caso de las edificaciones convencionales se suele hacer el dimensionamiento de secciones y establecer cuantías de refuerzo teniendo en cuenta el estado límite último de rotura o agotamiento, lo que se denomina Diseño por Resistencia. Posteriormente se realiza la comprobación de estos valores para asegurarnos del cumplimiento de estas frente a los estados límites de servicio. Se procede de esta manera ya que se debe tener en cuenta el no poner en riesgo a los ocupantes de estas edificaciones y asegurarnos de que sus componentes estructurales sean capaces de resistir las cargas a las que serán sometidas en su vida útil.

4.3.2.1. Diseño por flexión

Para el diseño por flexión, debemos tener en cuenta de considerar secciones críticas tanto para los momentos negativos (a la cara de los apoyos) como para los momentos positivos (al interior de la luz del elemento). A continuación nombraremos las cuatro hipótesis básicas a tener en cuenta para el diseño por flexión:

- ✓ Las secciones planas permanecen planas (Hipótesis de Navier). Esta hipótesis se cumple sólo para vigas esbeltas y deja de tener validez para vigas de gran peralte.
- ✓ No existe deslizamiento entre el acero de refuerzo y el concreto alrededor suyo, es decir las deformaciones en ambos elementos se consideran iguales.
- ✓ Se puede desprestigiar la resistencia en tracción del concreto.
- ✓ Los esfuerzos del acero y concreto pueden ser calculados a partir de sus deformaciones a través de las relaciones constitutivas del acero y del concreto.

Como se vio inicialmente, el diseño en concreto armado pasa por la comparación entre las resistencias suministradas versus las resistencias requeridas. Para ello se debe calcular entonces las resistencias nominales y afectarlas por el factor de reducción de carga. En este caso se alcanzará

esta resistencia nominal cuando el acero llegue al esfuerzo de fluencia o cuando el concreto llegue a su deformación máxima. El tipo de falla dependerá entonces de la cuantía de acero que se coloque en la sección. Definimos el término cuantía como la relación entre el área de acero de refuerzo en una sección y el área de la misma:

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

ρ : Cuantía de acero

A_s : Área de acero de refuerzo

b : Ancho de la sección

d : Peralte efectivo de la sección

A partir de lo mencionado anteriormente podemos establecer las siguientes definiciones:

Falla balanceada: Se denomina falla balanceada cuando el concreto alcanza la deformación de agotamiento al mismo tiempo que el acero de refuerzo alcanza la deformación de fluencia.

Falla de tracción en el acero (sección sub esforzada): Cuando el acero entra en fluencia antes que el concreto alcance la deformación máxima. Es un tipo de falla dúctil y es la deseada en el diseño de elementos que trabajan a flexión.

Falla de compresión en el concreto (sección sobre esforzada): Cuando el concreto alcanza la deformación máxima antes que el acero entre en fluencia.

Es un tipo de falla frágil y la Norma no permite este tipo de fallas en elementos que trabajan a flexión.

Cuantía máxima: La Norma E060 limita la cuantía máxima al 75% de la balanceada, de tal forma que se asegure un tipo de falla dúctil.

Cuantía mínima: La Norma E060 establece una cuantía mínima tal que se garantice que la resistencia de la sección fisurada sea por lo menos 1.5 veces mayor que el momento flector causante del agrietamiento en dicha sección.

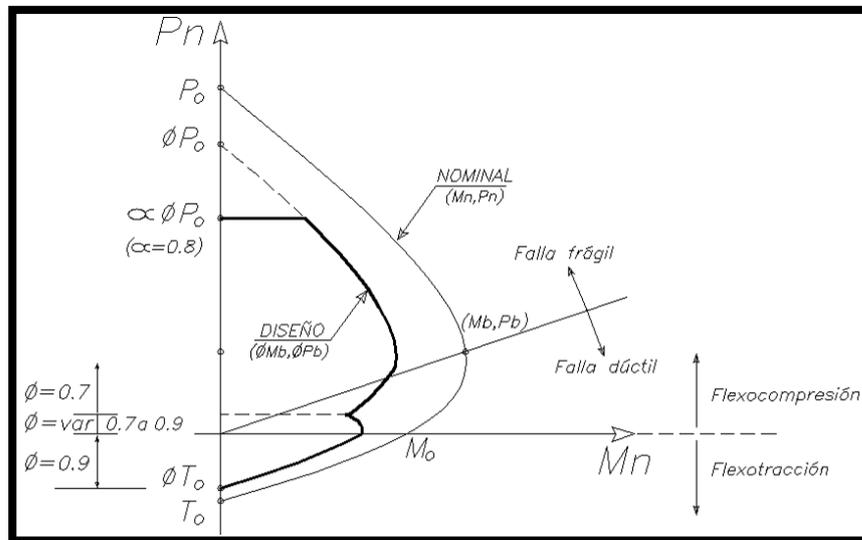
4.3.2.2. Diseño por flexocompresión

Existen muchas combinaciones de carga axial y momento flector que pueden agotar la capacidad de una columna dado que el momento nominal de una columna depende de la carga axial y viceversa. Al aumentar las cargas exteriores también lo harán las fuerzas en la sección de la columna produciendo una eventual falla de la misma. Si se previene una falla temprana por cortante, existen tres posibilidades de falla por flexo compresión, estas son:

- ✓ **Falla a excentricidad constante:** Cuando la carga axial y el momento crecen a la misma velocidad.
- ✓ **Falla a carga axial constante:** Cuando se incrementa el momento y la carga axial se mantiene casi constante.
- ✓ **Falla a momento constante:** Cuando se incrementa la carga axial y el momento flector se mantiene casi constante.

Sabemos que es posible determinar algunas ecuaciones con las que se puede calcular la resistencia de una sección si se tiene la geometría y la distribución del refuerzo o si contamos con las solicitaciones requeridas P_u , M_u también se puede determinar el refuerzo necesario. Estas ecuaciones son bastantes complejas, por lo que se simplifica utilizando un Diagrama de Interacción tanto para el análisis como para el diseño. Estos diagramas describen completamente la resistencia de una sección sometida a flexo compresión y se construyen siguiendo las mismas hipótesis utilizadas para el diseño por flexión. El procedimiento es sencillo, consta básicamente en asumir una sección reforzada y construir el Diagrama de Interacción afectando los valores nominales con el factor ϕ y el factor α (correspondiente a la carga axial). Una vez obtenido esto sólo basta con identificar los pares M_u y P_u (obtenidos de las combinaciones) que se encuentren dentro del diagrama de diseño.

Figura 25. Diagrama de interacción nominal y de diseño



Fuente: ICG, 2016

4.3.2.3. Diseño por corte

El concreto no falla por corte sino por los esfuerzos de tracción diagonal originados por las cargas externas, por lo tanto la resistencia al corte depende de la resistencia en tracción del concreto. Lo ideal es hacer prevalecer la falla por flexión que es una falla dúctil y no súbita como lo es una falla por corte (Diseño por Capacidad). La capacidad en corte de una sección reforzada viene dada por el aporte tanto del acero de refuerzo como del concreto, es decir:

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

Donde:

$\phi = 0.85$ (factor de reducción)

V_n : Resistencia nominal a corte

V_c : Resistencia a corte del concreto, $V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b * d$

V_s : Resistencia al corte del estribo perpendicular al eje del elemento.

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

Siendo A_v el área del refuerzo por corte y “s” el espaciamiento del refuerzo. Podemos concluir que una sección al no resistir las fuerzas cortantes últimas, debe presentar estribos perpendiculares a manera de refuerzo.

Condiciones:

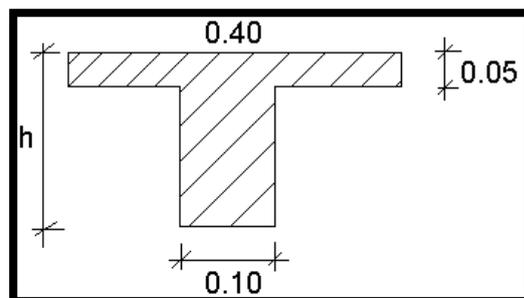
✓ Sí $V_s \leq 2.10 \sqrt{f'c} bd$ $S_{m\acute{a}x} = 0.50 d$; $S_{m\acute{a}x} = 60 \text{ cm.}$
(elegir la menor).

✓ Sí $V_s \geq 1.10 \sqrt{f'c} bd$ $S_{m\acute{a}x} = 0.25 d$; $S_{m\acute{a}x} = 30 \text{ cm.}$
(elegir la menor).

4.3.3. Diseño de losas aligeradas

El uso de losas aligeradas es muy común en nuestro país, siendo estas una variante de las losas nervadas, con la diferencia que los espacios entre viguetas de concreto son completados con bloques de arcilla o ladrillos de techo. El diseño de losas aligeradas se realiza considerando únicamente las cargas de gravedad (muertas y vivas) que actúan sobre ellas, las que originan a su vez esfuerzos de flexión y corte. Este diseño se hace por vigueta, con un ancho inferior de 0.10m, ancho superior de 0.40m y altura total de $h=0.25\text{m}$, por ello en las zonas de momentos negativos la vigueta se comportará como una viga rectangular de 0.10 cm de ancho y en la zona de momentos positivos se comportará como una viga rectangular de 0.40 m de ancho.

Figura 26. Dimensiones de vigueta típica



Fuente: ICG, 2016

Para el análisis de cargas y obtener las resistencias requeridas, se utilizará la siguiente combinación: $U = 1.4 CM + 1.7 CV$

4.3.3.1. Diseño por flexión

Se adjunta una hoja de cálculo al final con las verificaciones respectivas específicamente en anexos, donde esta detallado su respectivo análisis.

4.3.3.1.1. Acero mínimo y balanceado en aligerados

En la tabla siguiente, se observan los valores de acero mínimo y balanceado de acuerdo a la norma E.060.

Tabla 18. Acero mínimo y balanceado para viguetas típicas.

Peralte (h)	I_g (cm ⁴)	M^{+cr} (kg.m)	M^{-cr} (kg.m)	A_s^{+min}	A_s^{-min}	A_s^{+sb}	A_s^{-sb}
0.17	7 275	185	370	0.53	1.17	9.35	2.97
0.20	11 800	260	505	0.61	1.29	10.00	3.61
0.25	22 700	405	750	0.74	1.47	11.05	4.67
0.30	38 430	580	1 030	0.86	1.63	12.11	5.74

Fuente: ICG, 2016

I_g : Momento de inercia de la sección no fisurada.

M^{+cr} : Momento de agrietamiento positivo.

M^{-cr} : Momento de agrietamiento negativo.

$A_{s_{min}^{+}}$, $A_{s_{min}^{-}}$: Acero mínimo positivo y negativo según la Norma.

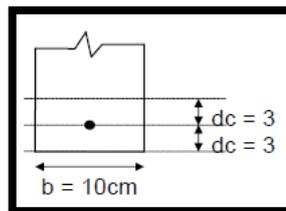
A_{sb}^{+} , $-$: Acero balanceado para M+ y M- respectivamente.

Según el libro de Concreto Armado 1 del Ing. Gianfranco Ottazzi se tiene que *“el acero mínimo exigido por la Norma Peruana es muy elevado y la experiencia nos ha demostrado que los aligerados con armaduras negativas por debajo del mínimo exigido en la tabla precedente, se han comportado satisfactoriamente. En este caso puede utilizarse, como alternativa, un acero mínimo igual a 1.3 veces el área de acero requerida por cálculo”*.

Luego se calcula el valor del área necesaria de acero para cada uno de los momentos obtenidos, tanto positivos como negativos:

4.3.3.1.2. Control de fisuración

La fisuración es uno de los estados límites de servicio el cual debemos controlar al someter los elementos estructurales a esfuerzos de flexión. Debemos recordar que bajo cargas de servicio los esfuerzos en el concreto no deberían exceder de $0.5f_c$ aproximadamente. Es importante controlar las fisuras para evitar la corrosión en el refuerzo y la sensación de inseguridad para los ocupantes de las edificaciones. Para ello se calcula el valor del parámetro Z, donde $Z = f_s \sqrt{A * d_c}$



Fuente: ICG, 2016

$Z < 31000 \text{ Kg/cm}$ en condiciones de exposición interior

$Z < 26000 \text{ Kg/cm}$ en condiciones de exposición exterior

Tenemos entonces:

$$f_s = 0.6 f_y$$

$$A = 2 * b * d_c$$

4.3.3.2. Diseño por corte

El diseño por corte, para el caso de losas aligeradas, consiste en verificar si la sección de concreto es suficiente para resistir la fuerza cortante última en la sección crítica. Para nuestro ejemplo el valor de V_u se obtiene del diagrama de fuerzas cortantes a “d” de la cara (en kg) como se ve a continuación:

Se verificará que $V_u < \phi V_c$, donde:

$$V_c = 1.10 (0.53 * b_w * d * \sqrt{f'_c})$$

$$\phi = 0.85$$

En el caso que la fuerza cortante última sea mayor que la resistencia que proporciona, la sección de concreto será necesario hacer ensanches en la vigueta, es decir, retirar de forma alternada o continua (según sea el caso) bloques de arcilla en las zona necesarias para alcanzar las resistencias requeridas según el DFC.

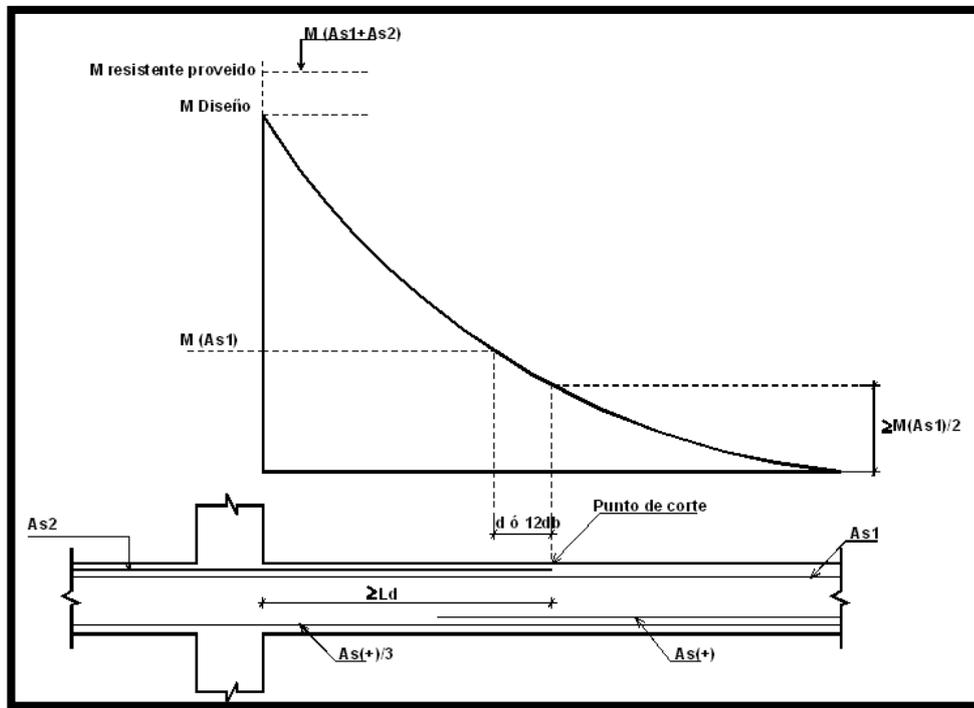
4.3.3.3. Refuerzo por contracción y temperatura

En las losas orientadas en una dirección, es necesario colocar un refuerzo perpendicular a esta para poder resistir los cambios volumétricos del concreto debido a la contracción y temperatura. La norma E060 indica colocar una cuantía de 0.0018, el cual se colocará sobre la losa de 0.05m.

4.3.3.4. Corte o doblado del refuerzo longitudinal

El diseño debe también ser además de confiable, económico, para ello deben cortarse las varillas de refuerzo en las zonas donde ya no sea necesario que estas trabajen, asegurándonos que se transmitan los esfuerzos al concreto por adherencia. El corte del refuerzo se realiza usando los momentos flectores. Los puntos teóricos de corte de las armaduras negativas se calculan mediante la capacidad del acero. La norma exige que el acero no se corte exactamente en el punto teórico sino que debe prolongarse como mínimo el mayor de los siguientes valores: el peralte efectivo “d” o 12 veces el diámetro de barra. Lo explicado anteriormente se grafica de la siguiente manera:

Figura 27. Corte de refuerzo longitudinal



Fuente: ICG, 2016

4.3.4. Diseño de vigas

Las vigas son elementos cuya función principal es la de transmitir las cargas de gravedad hacia las placas y columnas; además cumplen con la función de absorber los esfuerzos generados por las deformaciones laterales de los pórticos en los que se encuentran producidos por los sismos. Las vigas serán diseñadas para resistir esfuerzos de flexión y corte, considerando el efecto de las cargas de gravedad y sismo, para ello consideraremos las siguientes combinaciones:

$$U = 1.4 CM + 1.7CV$$

$$U = 1.25 (CM+CV) +/- CS$$

$$U = 0.9CM +/- CS$$

4.3.4.1. Diseño por flexión

Luego del análisis por cargas de gravedad vistas en el capítulo anterior y considerando el efecto del sismo en la estructura se obtienen las

resistencias requeridas. A partir de ellas podemos comenzar el diseño por flexión.

4.3.4.1.1. Acero mínimo en vigas

El acero mínimo a colocar en vigas rectangulares tal que el momento resistente sea mayor que el momento de agrietamiento, viene dado por la siguiente fórmula:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.70 * \sqrt{f'c} * b * d}{f_y}$$

4.3.4.1.2. Acero necesario en vigas

Luego de obtener la envolvente de momento flector de la viga a diseñar, se procede a calcular el acero de refuerzo necesario, para ello calculamos el valor de K_u y con ello el valor de ρ . Se utiliza la siguiente expresión:

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2}$$

4.3.4.1.3. Requisitos para el armado de vigas

Para el armado de vigas sismo resistentes debemos tener en cuenta lo siguiente:

- ✓ Se debe tener como mínimo dos barras corridas tanto en la parte superior como en la parte inferior de la viga para permitir el armado de los estribos.
- ✓ La resistencia al momento positivo en la cara del nudo (extremo inferior del tramo) no será menor que 1/3 de la resistencia a momento negativo en la misma cara del nudo (extremo superior).

4.3.4.2. Diseño por corte

La capacidad de resistir esfuerzos de corte por parte de una viga está dada por el aporte tanto del concreto como del refuerzo (estribo), según esto:

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s \quad \text{donde } \phi = 0.85$$

$$V_u \leq \phi V_c + \phi V_s$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

La Norma permite tomar como valor de V_u , el esfuerzo cortante a una distancia “d” tomada desde la cara del apoyo.

La Norma también propone ciertos requerimientos para el diseño por corte para elementos que resisten sismo, entre ellos tenemos:

La fuerza cortante de los elementos en flexión deberá determinarse a partir de la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las resistencias nominales en flexión en los extremos de la luz libre del elemento y la fuerza cortante isostática calculada para las cargas. Es decir: $V_u = V_{isostático} + (M_a + M_b)/L_n$, donde M_a y M_b son los momentos nominales reales que tiene la viga en los extremos de la luz libre; además de lo anterior, los estribos deberán cumplir con los siguientes requerimientos:

- ✓ Los estribos serán cerrados y el diámetro mínimo será de 3/8”.
- ✓ La zona de confinamiento de los estribos será de 2 veces el peralte efectivo de la viga, medida desde la cara del nudo hacia el centro de la luz, y el espaciamiento de éstos (S_o) no deberá exceder al menor de los siguientes valores: $d/4$, $8d_b$ ó 30 cm., siendo “d” el peralte efectivo de la viga y “ d_b ” el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
- ✓ El primer estribo deberá ubicarse a la mitad del espaciamiento S_o ó 5 cm.
- ✓ El espaciamiento de los estribos fuera de la zona de confinamiento no excederá de $d/2$. (Revisar página 57 y 58 de Ricardo Acedo).

4.3.4.3. Corte y doblado del refuerzo longitudinal

Según el diagrama de momento flector podemos determinar el corte del refuerzo longitudinal.

4.3.4.4. Longitud de anclaje

Para que el concreto y el acero trabajen en conjunto es necesario que estén adheridos entre sí. La adherencia representa una fuerza a lo largo del perímetro de las barras, y será necesaria una cierta longitud para poder desarrollarla, a dicha longitud se le llama longitud de anclaje (Ldg).

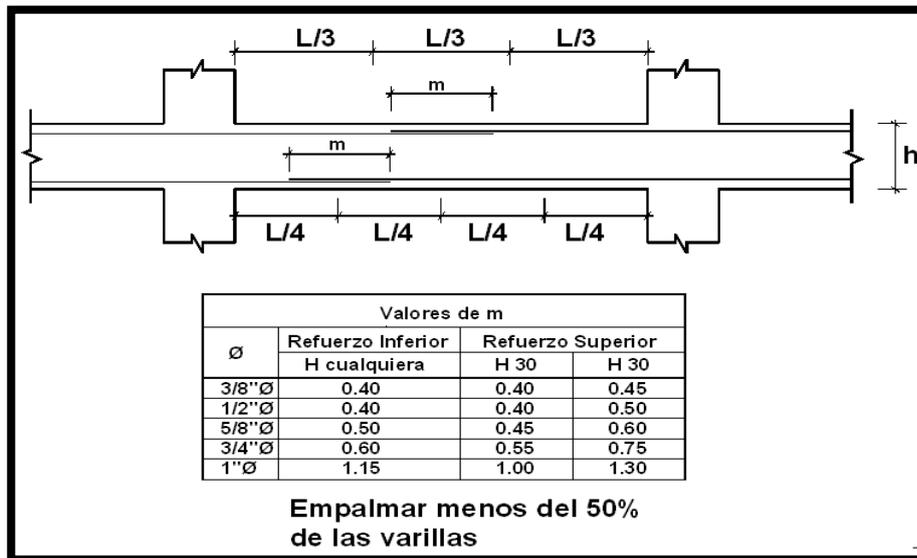
4.3.4.5. Ganchos Estándar

Por otro lado, todas las barras que anclen en sus extremos con placas o columnas terminarán en un gancho estándar siempre y cuando la longitud de desarrollo en tracción (Ldg) medida desde la sección crítica hasta el borde exterior del dobléz, sea mayor que $318db/\sqrt{f'c}$, $8db$ ó 15 cm .

4.3.4.6. Empalme por traslape del refuerzo

Los empalmes traslapados se deberán realizar en las zonas de esfuerzos bajos. Estas zonas se encuentran en el tercio central del tramo para el refuerzo superior y en los tercios laterales para el refuerzo inferior. En los elementos que resisten los esfuerzos del sismo, los traslapes no deberán hacerse dentro de la zona localizada a “d” de la cara del nudo. El siguiente esquema muestra a las zonas como las más favorables para los empalmes:

Figura 28. Longitud de Anclaje



Fuente: ICG, 2016

4.3.5. Diseño de columnas

Las columnas trabajan resistiendo principalmente fuerzas axiales tanto de compresión como de tracción, el diseño de las mismas se hace considerando los efectos de corte, cargas axiales y momentos flectores, a estos últimos dos efectos combinados se le denomina flexo compresión y el diseño es similar al diseño por flexión. Una manera de diferenciar el comportamiento de una columna con una viga es calcular la carga axial que soporta, si $P_u < 0.1 \cdot A_g \cdot f'_c$ (A_g : área bruta de la sección) el elemento deberá diseñarse por flexión, caso contrario se diseñará por flexocompresión.

4.3.5.1. Diseño por flexocompresión

Las columnas serán diseñadas para resistir cargas axiales y esfuerzos de flexión y corte como se mencionó anteriormente, considerando el efecto de las cargas de gravedad y sismo, para ello consideraremos las siguientes combinaciones:

$$U = 1.4 CM + 1.7CV$$

$$U = 1.25 (CM+CV) +/- CS$$

$$U = 0.9CM +/- CS$$

La norma limita la cantidad de acero longitudinal a cuantías entre 1% y 6% del área bruta de la sección.

4.3.5.2. Diseño por cortante

La fuerza cortante de diseño (V_u) será determinada a partir de los momentos nominales (M_n) en los extremos de la luz libre asociados a la fuerza axial (P_u) que dé como resultado el mayor momento nominal posible. Las resistencias nominales de flexión se determinan a partir del diagrama de interacción respectivo para cada una de las direcciones de análisis.

$$V_u = (M_{ninf} + M_{nsup})/h_n < \phi(V_c + V_s)$$

Donde M_{ninf} y M_{nsup} son los momentos nominales inferior y superior en los extremos de la altura libre “h” de la columna. Hay que tener en cuenta que la Norma limita el refuerzo máximo de acero a la resistencia en corte de una sección con la siguiente expresión:

$$V_{u_{m\acute{a}x}} = \phi(V_c + 2.1\sqrt{f'_c} b_w * d) = 2.60 * \phi * \sqrt{f'_c} b_w * d$$

Si V_u excede el valor de $V_{u_{m\acute{a}x}}$, se deberá aumentar la resistencia del concreto o en su defecto se deberá modificar las dimensiones de la sección de la columna. Esta limitación tiene su razón de ser en el hecho de evitar la falla del concreto comprimido antes de que se inicie la fluencia del refuerzo de acero (estribos). Al igual que en el diseño por corte de vigas, se debe calcular la resistencia aportada tanto por el concreto como por el refuerzo, para el primer caso la Norma propone la siguiente expresión:

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

Donde:

N_u = tn, es la carga axial última (kg)

A_g = cm², es el área bruta de la sección (cm²)

H_n = m, es la altura de entrepiso (primer nivel)

4.3.5.3. Requisitos para el espaciamiento de estribos en columnas

Se deberá colocar estribos en ambos extremos de la columna hasta una longitud " L_o " medida desde la cara del apoyo, la cual define a la zona de confinamiento. Se deberá tomar el mayor de los siguientes valores: $l_o \geq H_n / 6$; $L_o = 0.45$ m; L_o = la máxima dimensión de la sección transversal.

Los estribos dentro de la zona de confinamiento tendrán un espaciamiento " s " no mayor a los siguientes valores: " s " \leq La mitad de la dimensión más pequeña de la sección; " s " = 0.225m.

El primer estribo dentro de la zona de confinamiento se colocará máximo a 5 cm. de la cara del apoyo.

Los estribos fuera de la zona de confinamiento tendrán un espaciamiento " s ", que no excederá los siguientes valores: " s " $\leq 16 d_b$; " s " = la menor dimensión del elemento; " s " = 30cm.

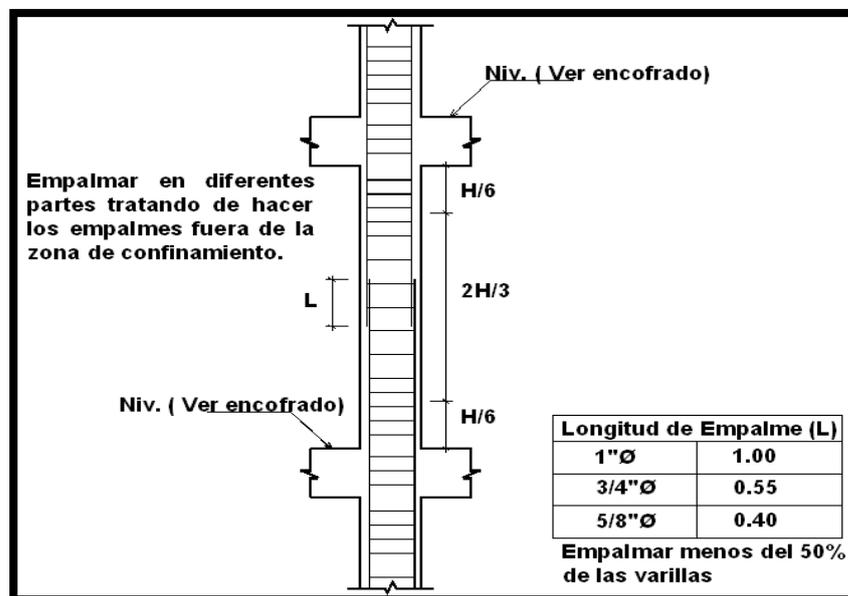
4.3.5.4. Anclaje y empalme por traslape del refuerzo

Los empalmes en las columnas deben hacerse en las zonas de menor esfuerzo y donde el confinamiento no ocasiona dificultad en el armado,

esto es en el tercio central de la luz libre. Todas las barras se empalmarán cumpliendo la longitud de desarrollo en compresión, este valor será como mínimo $L=0.007f_y*d_b$ o $L=0.30m$.

El fierro longitudinal vertical de las columnas al llegar al último nivel debería anclar con el L_{dg} y doblar a una distancia de $12d_b$, sin embargo por criterios prácticos se han uniformizado todos los dobleces a $0.30m$, que es lo que se necesita para el fierro de $\varnothing 1"$.

Figura 29. Longitud de empalme en columnas



Fuente: ICG, 2016

4.3.6. Diseño de placas

Las placas o muros de corte son elementos que resisten tanto cargas axiales como cargas laterales debido al sismo y su diseño es similar al diseño de columnas; es decir, se diseña por flexocompresión y cortante, al tener estos elementos gran rigidez lateral, absorben valores significativos de fuerza cortante lo que produce como consecuencia grandes momentos.

Se mostrará como diseño la placa P- 1 (2.10x0.25 m).

4.3.6.1. Diseño por flexocompresión

Para poder diseñar un muro sometido a esfuerzos de flexión, lo primero es verificar que los muros sean esbeltos, esto se da si se cumple la relación $H/L > 1$; es decir, si la relación entre la altura total de la placa y su longitud es mayor o igual a la unidad.

Luego de esta pequeña verificación debemos elegir de manera tentativa una distribución de acero vertical a lo largo de la longitud del muro y concentrado en los extremos y en las zonas donde llegan vigas perpendiculares al plano de la placa siempre y cuando estas representen cargas importantes; el refuerzo vertical distribuido deberá cumplir con la cuantía mínima establecida según la Norma E060 y el acero concentrado en los extremos deberán estar confinados por estribos como en el caso de las columnas.

4.3.6.2. Diseño por cortante

Al diseñar por cortante las placas, lo que se buscará de acuerdo a las recomendaciones del diseño antisísmico, es que estas tengan una mayor resistencia al corte que a la flexión de tal modo que su falla sea de tipo dúctil y no frágil; por esta razón la Norma nos presenta una fórmula para el cálculo de V_u diseño, en la que se amplifica el mayor valor de los cortantes obtenidos de las combinaciones de diseño, por unos factores que a continuación se presentan:

$$V_u = V_{ua} * \left(\frac{M_{ur}}{M_{ua}} \right)$$

Donde:

V_u = Fuerza cortante de diseño

V_{ua} = Fuerza cortante proveniente del análisis

M_{ur} = Momento nominal de la sección asociado a P_u , obtenido con el refuerzo realmente colocado.

M_u = Momento flector proveniente del análisis.

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * t * d$$

La distancia “d” es la longitud medida desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide de las fuerzas en tracción del refuerzo y se deberá determinar por medio de un análisis basado en la compatibilidad de las deformaciones, de no hacerse este análisis la distancia “d” puede ser tomada como 0.8L.

4.3.6.3. Refuerzo horizontal mínimo

Si $V_u > \phi V_c$ se colocará refuerzo horizontal por corte, el área de este se calcula con la expresión:

$$V_s = V_u / \phi - V_c$$

$$s = A_v f_y d / V_s$$

El espaciamiento del refuerzo no será mayor que:

- L/5
- 3t
- 0.45m

4.3.6.4. Refuerzo vertical mínimo

La cuantía vertical (ρ_v) está dada por la siguiente expresión:

$$\rho_v > 0.0025 + 0.5(2.5 - H/L)(\rho_h - 0.0025)$$

Si $V_u < 0.5\phi V_c$, $\rho_v > 0.0015$

El espaciamiento no deberá ser mayor de:

- L/3
- 3t
- 0.45m

Para muros con espesores mayores a 0.25m, se colocará refuerzo vertical y horizontal en ambas caras o en el caso nuestro que se tiene una placa

de 0.20m de espesor se puede colocar la malla de refuerzo en ambas caras para una mejor distribución del acero.

4.3.7. Diseño de cimentación

Ver hoja de cálculo en anexos para su respectivo análisis.

4.3.7.1. Diseño de zapata

4.3.7.1.1. Dimensionamiento de la zapata

Ver hoja de cálculo en anexos para su respectivo análisis.

4.3.7.1.2. Determinación de la reacción amplificada del suelo

Ver hoja de cálculo en nexos para su respectivo análisis.

4.3.7.1.3. Diseño por cortante

Ver hoja de cálculo en anexos para su respectivo análisis.

4.3.7.1.4. Diseño por punzonamiento

Ver hoja de cálculo en anexos para su respectivo análisis.

4.3.7.1.5. Diseño por flexión

Ver hoja de cálculo en anexos para su respectivo análisis.

CAPÍTULO V

RESULTADOS Y COMENTARIOS DEL DISEÑO

5.1. Estructuración convencional de la edificación en concreto armado

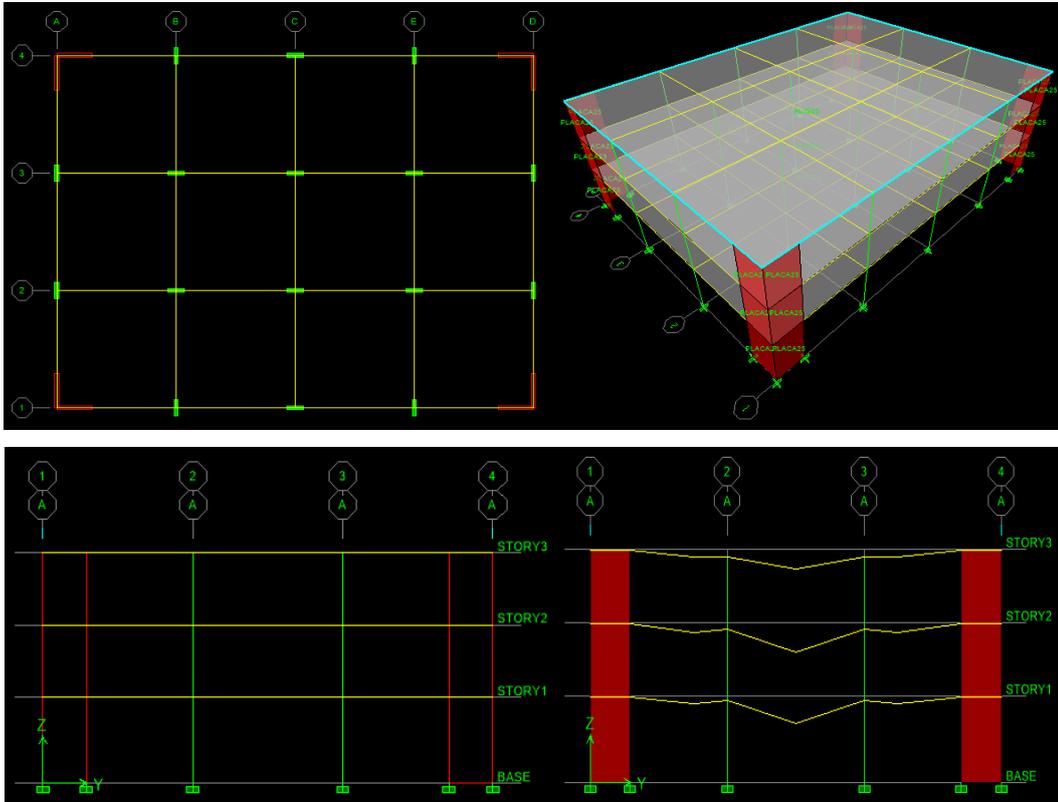
PROYECTO : HOSPITAL

Z	0.45	ZONA	4 Arequipa
U	1.5	CATEGORÍA	A Esencial
S	1.02	TIPO	S2 Intermedio
T _p	0.6 s		
R	7.0	ESTRUCTURA	SISTEMA DUAL
g	9.81 m/s ²		

$$C = 2.50 \times \left(\frac{T_p}{T} \right) \leq 2.50$$

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$$

Modelación en Etabs



(Fuente: elaboración propia en Etabs v9.7.1)

5.1.1. Elementos estructurales

- a) Aligerado: $h = 0.25$ m. (bidireccional).
- b) Viga principal: $h = 0.60$ m; $b = 0.25$ m.
- c) Columna: tipo C-1: $t = 0.25$ m; $b = 1.00$ m.

tipo C-2: $t = 1.00$ m; $b = 0.25$ m.

- d) Placa: P-1: $t = 0.25$ m; $b = 2.10$ m. (04 Placas).

Fuerza cortante

Nivel	Pesos	Altura	Pi*hi	pihi/Σpihi	Fi	Vi
3	348.38	10.80	3762.50	0.29	194.52	194.52
2	550.68	7.25	3992.43	0.31	206.41	400.93
1	1437.33	3.70	5318.12	0.41	274.95	675.88
			13073.06	1.00	675.88	

Fuente: elaboración propia en Etabs v9.7.1

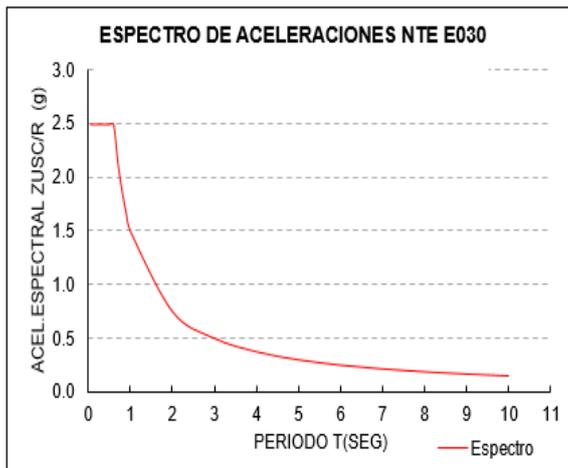
PROYECTO: HOSPITAL

EJE X

Z	0.45	ZONA	4	Arequipa
U	1.5	CATEGORÍA	A	Esencial
S	1.05	TIPO	S2	Intermedio
Tp	0.6 s			
R	7.0	ESTRUCTURA		Sistema Dual
g	9.81 m/s ²			

$$C = 2.50 \times \left(\frac{T_p}{T}\right) \leq 2.50$$

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$$



T	C	ZUCS	ZUCS/R	Sa
0.05	2.500	1.772	0.253	2.483
0.06	2.500	1.772	0.253	2.483
0.07	2.500	1.772	0.253	2.483
0.08	2.500	1.772	0.253	2.483
0.09	2.500	1.772	0.253	2.483
0.1	2.500	1.772	0.253	2.483
0.2	2.500	1.772	0.253	2.483
0.3	2.500	1.772	0.253	2.483
0.4	2.500	1.772	0.253	2.483
0.5	2.500	1.772	0.253	2.483
0.6	2.500	1.772	0.253	2.483
0.7	2.143	1.519	0.217	2.128
0.8	1.875	1.329	0.190	1.862
0.9	1.667	1.181	0.169	1.655
1	1.500	1.083	0.152	1.490
2	0.750	0.532	0.076	0.745
3	0.500	0.354	0.051	0.497
4	0.375	0.266	0.038	0.372
5	0.300	0.213	0.030	0.298
6	0.250	0.177	0.025	0.248
7	0.214	0.152	0.022	0.213
8	0.188	0.133	0.019	0.186
9	0.167	0.118	0.017	0.166
10	0.150	0.106	0.015	0.149

T	Sa
0.05	2.483
0.06	2.483
0.07	2.483
0.08	2.483
0.09	2.483
0.1	2.483
0.2	2.483
0.3	2.483
0.4	2.483
0.5	2.483
0.6	2.483
0.7	2.128
0.8	1.862
0.9	1.655
1	1.490
2	0.745
3	0.497
4	0.372
5	0.298
6	0.248
7	0.213
8	0.186
9	0.166
10	0.149

AMPLIFICACIÓN SÍSMICA

$$V = \frac{ZUCS}{R} \cdot P$$

D	L	P
1.00	0.25	
1869.83	466.56	
1869.83	116.64	1986.47 TN

P	1986.47 TN
hn	10.80 m
Ct	35.00
T	0.31 s
C	4.86
ZUCS/R	0.246
V	488.45878
Vred	390.76703

2.5

80%

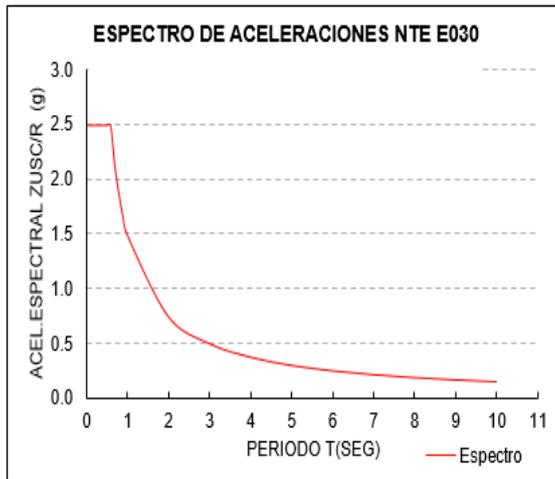
Fuente: elaboración propia en Etabs v9.7.1

PROYECTO : HOSPITAL

EJE Y	Z	0.45	ZONA	4	Arequipa
	U	1.5	CATEGORÍA	A	Esencial
	S	1.05	TIPO	S2	Intermedio
	Tp	0.6 s			
	R	7.0	ESTRUCTURA		Sistema Dual
	g	9.81 m/s ²			

$$C = 2.50 \times \left(\frac{T_p}{T}\right) \leq 2.50$$

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$$



T	C	ZUSC	ZUSC/R	Sa	T	Sa
0.05	2.500	1.772	0.253	2.483	0.05	2.483
0.06	2.500	1.772	0.253	2.483	0.06	2.483
0.07	2.500	1.772	0.253	2.483	0.07	2.483
0.08	2.500	1.772	0.253	2.483	0.08	2.483
0.09	2.500	1.772	0.253	2.483	0.09	2.483
0.1	2.500	1.772	0.253	2.483	0.1	2.483
0.2	2.500	1.772	0.253	2.483	0.2	2.483
0.3	2.500	1.772	0.253	2.483	0.3	2.483
0.4	2.500	1.772	0.253	2.483	0.4	2.483
0.5	2.500	1.772	0.253	2.483	0.5	2.483
0.6	2.500	1.772	0.253	2.483	0.6	2.483
0.7	2.143	1.519	0.217	2.128	0.7	2.128
0.8	1.875	1.329	0.190	1.862	0.8	1.862
0.9	1.667	1.181	0.169	1.655	0.9	1.655
1	1.500	1.063	0.152	1.490	1	1.490
2	0.750	0.532	0.076	0.745	2	0.745
3	0.500	0.354	0.051	0.497	3	0.497
4	0.375	0.266	0.038	0.372	4	0.372
5	0.300	0.213	0.030	0.298	5	0.298
6	0.250	0.177	0.025	0.248	6	0.248
7	0.214	0.152	0.022	0.213	7	0.213
8	0.188	0.133	0.019	0.186	8	0.186
9	0.167	0.118	0.017	0.166	9	0.166
10	0.150	0.106	0.015	0.149	10	0.149

Fuente: elaboración propia en Etabs v9.7.1

AMPLIFICACIÓN SÍSMICA

$$V = \frac{ZUCS}{R} \cdot P$$

D	L	P
1.00	0.25	
1869.83	466.56	
1869.83	116.64	1986.47 TN

P	1986.47 TN	
hn	14.35 m	
Ct	35.00	
T	0.41 s	
C	3.66	2.5
ZUCS/R	0.253	
V	502.8252	
Vred	452.5427	90%

Fuente: elaboración propia en Etabs v9.7.1

- 5.2. **Control de desplazamientos según la norma:** revisar el ítem 2.4.3.12. donde especifica los desplazamientos máximos para estructuras de concreto armado.

Cuadro de desplazamientos (drifts)

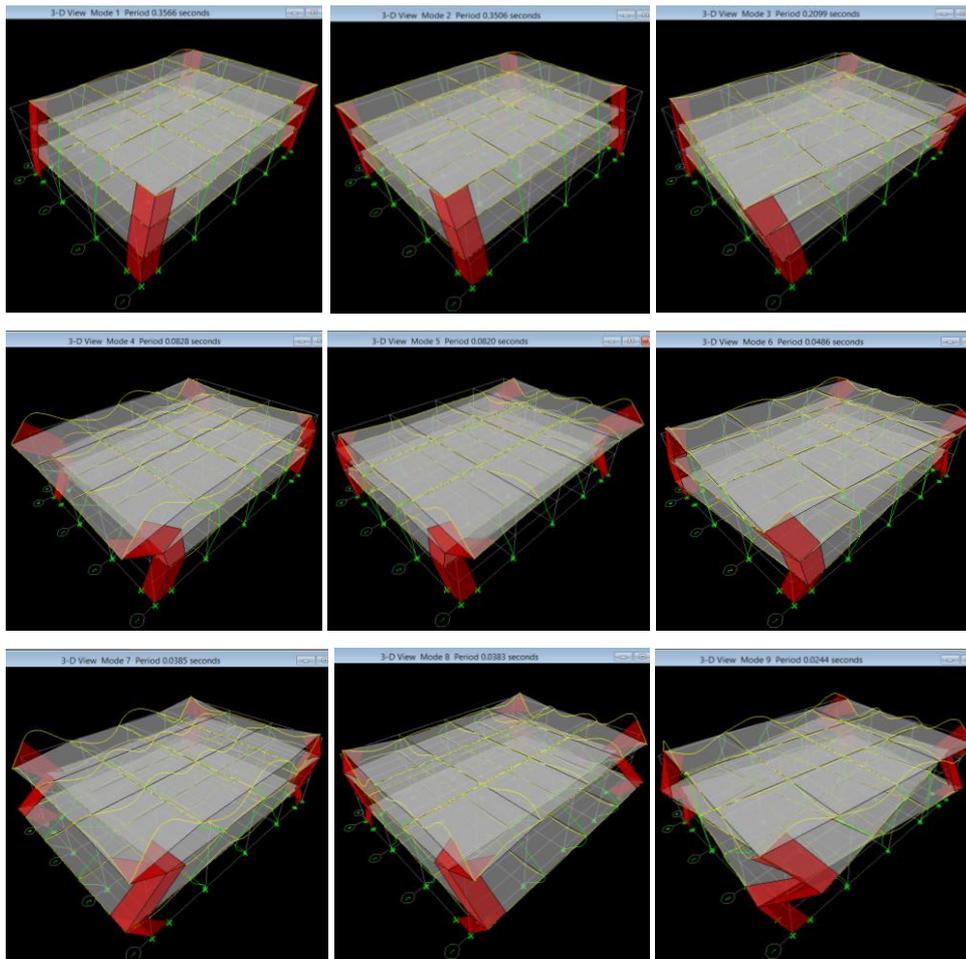
					Story Drifts				
	Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
▶	STORY3	Max Drift X	DINX	209	33.900	21.600	10.500	0.001094	
	STORY3	Max Drift Y	DINX	213	36.000	2.100	10.500		0.000051
	STORY3	Max Drift X	DINY	214	33.900	0.000	10.500	0.000052	
	STORY3	Max Drift Y	DINY	213	36.000	2.100	10.500		0.001085
	STORY2	Max Drift X	DINX	209	33.900	21.600	7.200	0.001049	
	STORY2	Max Drift Y	DINX	213	36.000	2.100	7.200		0.000049
	STORY2	Max Drift X	DINY	214	33.900	0.000	7.200	0.000049	
	STORY2	Max Drift Y	DINY	213	36.000	2.100	7.200		0.001048
	STORY1	Max Drift X	DINX	209	33.900	21.600	3.900	0.000567	
	STORY1	Max Drift Y	DINX	213	36.000	2.100	3.900		0.000027
	STORY1	Max Drift X	DINY	214	33.900	0.000	3.900	0.000027	
	STORY1	Max Drift Y	DINY	213	36.000	2.100	3.900		0.000565

Fuente: elaboración propia en Etabs v9.7.1

Límites para la distorsión del entrepiso: $\Delta = 0.007$

Límite máximo: piso 3; $\Delta = 0.001094 * 0.75 * 8 = 0.00656$ (cumple la condición).

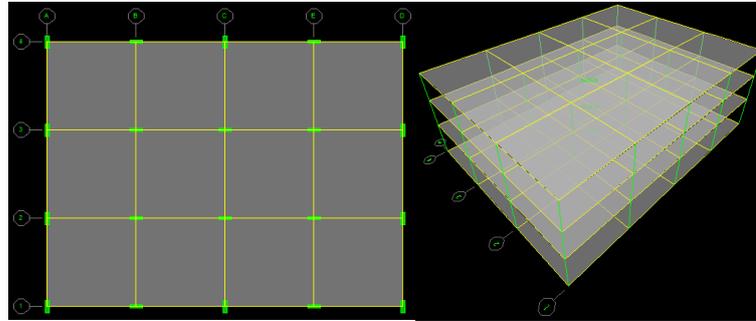
Formas Modales



Fuente: elaboración propia en Etabs v9.7.1

5.3. Estructuración de la edificación usando el aislador elastomérico (HDR)

Estructuración del edificio



Fuente: elaboración propia en Etabs v9.7.1

5.3.1. Elementos estructurales

- a) Aligerado: $h = 0.25$ m. (bidireccional).
- b) Viga principal: $h = 0.70$ m; $b = 0.30$ m.
- c) Columna: tipo C-1: $t = 0.30$ m; $b = 1.00$ m.

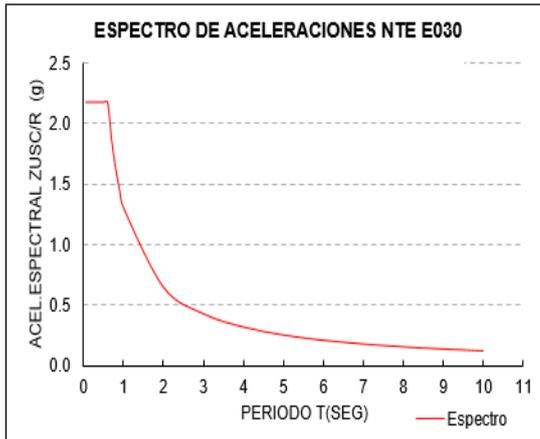
tipo C-2: $t = 1.00$ m; $b = 0.30$ m.

- d) Número de aisladores elastoméricos: 20 HDR.

PROYECTO: HOSPITAL

EJE X	Z	0.45	ZONA	4	Arequipa
	U	1.5	CATEGORÍA	A	Esencial
	S	1.05	TIPO	S2	Intermedio
	Tp	0.6 s			
	R	8.0	ESTRUCTURA		Pórtico
	g	9.81 m/s ²			

$$C = 2.50 \times \left(\frac{T_p}{T}\right) \leq 2.50 \quad S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$$



T	C	ZUSC	ZUSC/R	Sa
0.05	2.500	1.772	0.221	2.173
0.06	2.500	1.772	0.221	2.173
0.07	2.500	1.772	0.221	2.173
0.08	2.500	1.772	0.221	2.173
0.09	2.500	1.772	0.221	2.173
0.1	2.500	1.772	0.221	2.173
0.2	2.500	1.772	0.221	2.173
0.3	2.500	1.772	0.221	2.173
0.4	2.500	1.772	0.221	2.173
0.5	2.500	1.772	0.221	2.173
0.6	2.500	1.772	0.221	2.173
0.7	2.143	1.519	0.190	1.862
0.8	1.875	1.329	0.166	1.630
0.9	1.667	1.181	0.148	1.449
1	1.500	1.063	0.133	1.304
2	0.750	0.532	0.066	0.652
3	0.500	0.354	0.044	0.435
4	0.375	0.266	0.033	0.326
5	0.300	0.213	0.027	0.261
6	0.250	0.177	0.022	0.217
7	0.214	0.152	0.019	0.186
8	0.188	0.133	0.017	0.163
9	0.167	0.118	0.015	0.145
10	0.150	0.106	0.013	0.130

T	Sa
0.05	2.173
0.06	2.173
0.07	2.173
0.08	2.173
0.09	2.173
0.1	2.173
0.2	2.173
0.3	2.173
0.4	2.173
0.5	2.173
0.6	2.173
0.7	1.862
0.8	1.630
0.9	1.449
1	1.304
2	0.652
3	0.435
4	0.326
5	0.261
6	0.217
7	0.186
8	0.163
9	0.145
10	0.130

Fuente: elaboración propia en Etabs v9.7.1

AMPLIFICACIÓN SÍSMICA

$$V = \frac{ZUCS}{R} \cdot P$$

D	L	P
1.00	0.25	
1869.83	466.56	
1869.83	116.64	1986.47 TN

P	1986.47	TN
hn	10.80	m
Ct	35.00	
T	0.31	s
C	4.86	2.5
ZUCS/R	0.221	
V	439.97207	
Vred	351.97765	80%

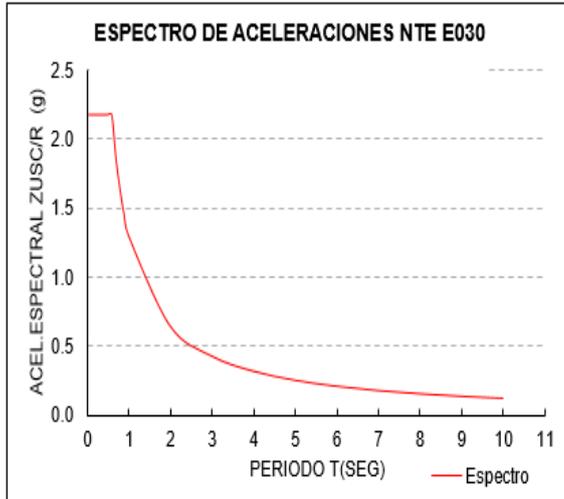
Fuente: elaboración propia en Etabs v9.7.1

PROYECTO : HOSPITAL

EJE Y	Z	0.45	ZONA	4	Arequipa
	U	1.5	CATEGORÍA	A	Esencial
	S	1.05	TIPO	S2	Intermedio
	Tp	0.6 s			
	R	8.0	ESTRUCTURA		Pórtico
	g	9.81 m/s ²			

$$C = 2.50 \times \left(\frac{T_p}{T} \right) \leq 2.50$$

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$$



T	C	ZUSC	ZUSC/R	Sa
0.05	2.500	1.772	0.221	2.173
0.06	2.500	1.772	0.221	2.173
0.07	2.500	1.772	0.221	2.173
0.08	2.500	1.772	0.221	2.173
0.09	2.500	1.772	0.221	2.173
0.1	2.500	1.772	0.221	2.173
0.2	2.500	1.772	0.221	2.173
0.3	2.500	1.772	0.221	2.173
0.4	2.500	1.772	0.221	2.173
0.5	2.500	1.772	0.221	2.173
0.6	2.500	1.772	0.221	2.173
0.7	2.143	1.519	0.190	1.862
0.8	1.875	1.329	0.166	1.630
0.9	1.667	1.181	0.148	1.449
1	1.500	1.063	0.133	1.304
2	0.750	0.532	0.066	0.652
3	0.500	0.354	0.044	0.435
4	0.375	0.266	0.033	0.326
5	0.300	0.213	0.027	0.261
6	0.250	0.177	0.022	0.217
7	0.214	0.152	0.019	0.186
8	0.188	0.133	0.017	0.163
9	0.167	0.118	0.015	0.145
10	0.150	0.106	0.013	0.130

T	Sa
0.05	2.173
0.06	2.173
0.07	2.173
0.08	2.173
0.09	2.173
0.1	2.173
0.2	2.173
0.3	2.173
0.4	2.173
0.5	2.173
0.6	2.173
0.7	1.862
0.8	1.630
0.9	1.449
1	1.304
2	0.652
3	0.435
4	0.326
5	0.261
6	0.217
7	0.186
8	0.163
9	0.145
10	0.130

Fuente: elaboración propia en Etabs v9.7.1

AMPLIFICACIÓN SÍSMICA

$$V = \frac{ZUCS}{R} \cdot P$$

D	L	P
1.00	0.25	
1869.83	466.56	
1869.83	116.64	1986.47 TN

P	1986.47 TN
hn	14.35 m
Ct	35.00
T	0.41 s
C	3.66
ZUCS/R	0.221
V	439.9721
Vred	395.9749

2.5
90%

Fuente: elaboración propia en Etabs v9.7.1

5.4. **Control de desplazamientos según la norma:** revisar el ítem 2.4.3.12. donde especifica los desplazamientos máximos para estructuras de concreto armado.

Cuadro de desplazamientos (drifts)

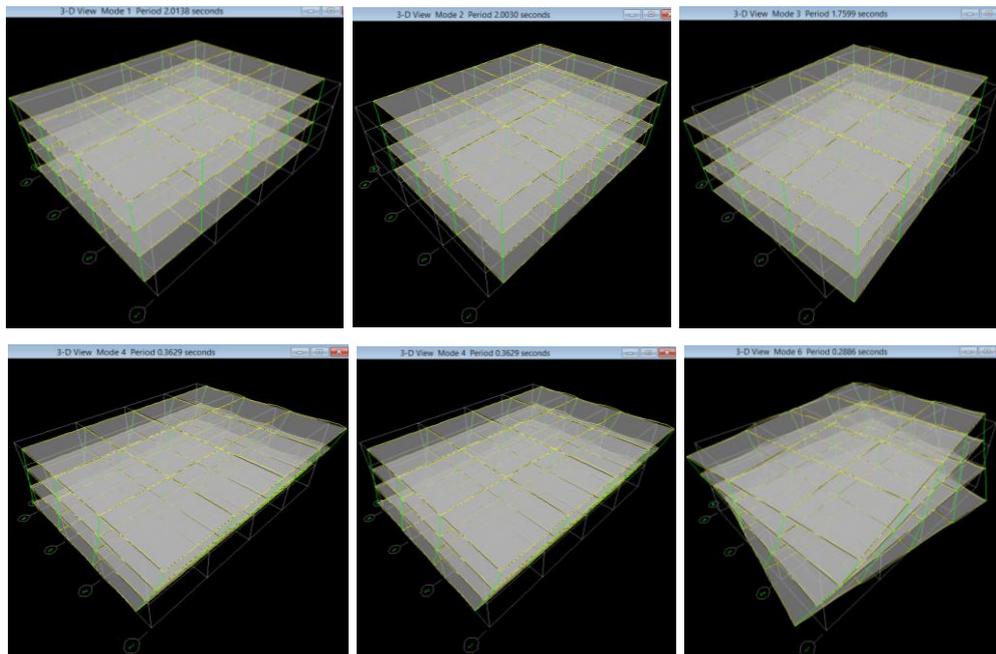
Story Drifts									
	Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
▶	STORY3	Max Drift X	DINX	5	36.000	21.600	10.500	0.000381	
	STORY3	Max Drift Y	DINX	11	7.200	0.000	10.500		0.000034
	STORY3	Max Drift X	DINY	5	36.000	21.600	10.500	0.000035	
	STORY3	Max Drift Y	DINY	17	36.000	16.150	10.500		0.000493
	STORY2	Max Drift X	DINX	5	36.000	21.600	7.200	0.000701	
	STORY2	Max Drift Y	DINX	11	7.200	0.000	7.200		0.000059
	STORY2	Max Drift X	DINY	5	36.000	21.600	7.200	0.000061	
	STORY2	Max Drift Y	DINY	17	36.000	16.150	7.200		0.000862
	STORY1	Max Drift X	DINX	5	36.000	21.600	3.900	0.000954	
	STORY1	Max Drift Y	DINX	11	7.200	0.000	3.900		0.000079
	STORY1	Max Drift X	DINY	5	36.000	21.600	3.900	0.000081	
	STORY1	Max Drift Y	DINY	17	36.000	16.150	3.900		0.001151

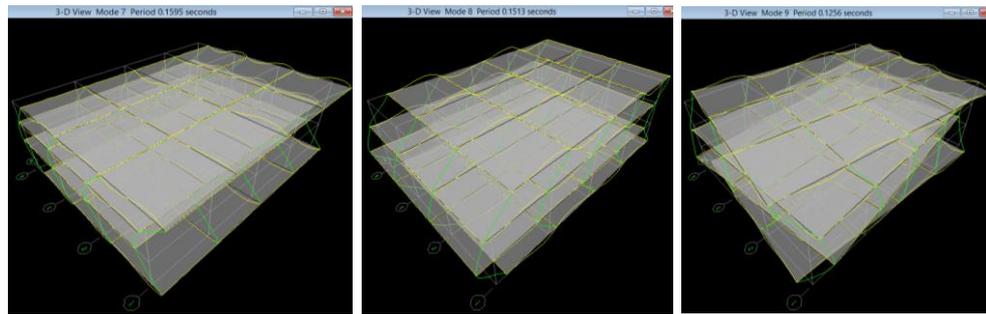
Fuente: elaboración propia en Etabs v9.7.1

Límites para la distorsión del entrepiso: $\Delta = 0.007$

Límite máximo: piso 1; $\Delta = 0.001151 * 0.75 * 8 = 0.006906$ (cumple la condición).

Formas Modales





Fuente: elaboración propia en Etabs v9.7.1

*Nota: El primer periodo de vibración es mayor usando el aislador elastomérico HDR y que este valor es similar al periodo objetivo cuando se empezó a diseñar el aislador elastomérico y que el primer periodo de vibración sin aislador es menor.

Formas modales de vibración de la estructura

Formas Modales	Período (s)	Formas Modales	Período (s)
Modo 01	2.0138	Modo 01	0.3566
Modo 02	2.0030	Modo 02	0.3506
Modo 03	1.7599	Modo 03	0.2099
Modo 04	0.3629	Modo 04	0.0828
Modo 05	0.3629	Modo 05	0.0820
Modo 06	0.2886	Modo 06	0.0486
Modo 07	0.1595	Modo 07	0.0385
Modo 08	0.1513	Modo 08	0.0383
Modo 09	0.1256	Modo 09	0.0244

Fuente: elaboración propia en Etabs v9.7.1

5.5. Resultados del diseño del aislador elastomérico HDR

Ver resultados en Anexos con la respectiva hoja de cálculo.

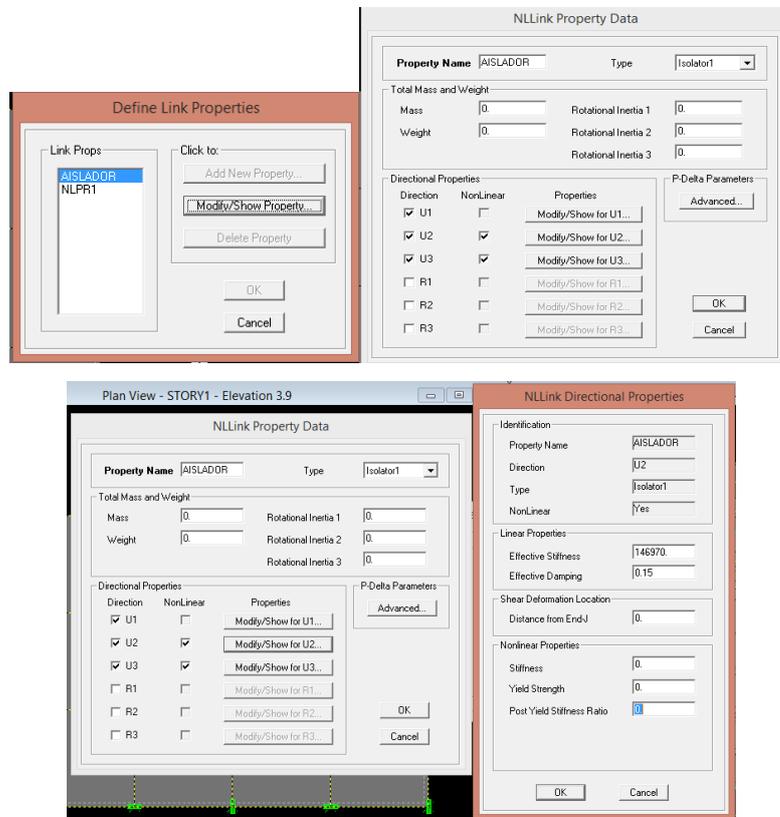
Cortante dinámico para el sistema de aislación (lado izquierdo), cortante dinámico para el sistema convencional (lado derecho)

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY3	DINX MAX	Top	0.00	29847.69	1.59	354917.522	0.000	0.000
STORY3	DINX MAX	Bottom	0.00	29847.69	1.59	354917.522	5.255	98497.366
STORY3	DINX MIN	Top	0.00	-29847.69	-1.59	-354917.522	0.000	0.000
STORY3	DINX MIN	Bottom	0.00	-29847.69	-1.59	-354917.522	-5.255	-98497.366
STORY3	DINY MAX	Top	0.00	1.60	30358.21	700984.274	0.000	0.000
STORY3	DINY MAX	Bottom	0.00	1.60	30358.21	700984.274	100182.099	5.264
STORY3	DINY MIN	Top	0.00	-1.60	-30358.21	-700984.274	0.000	0.000
STORY3	DINY MIN	Bottom	0.00	-1.60	-30358.21	-700984.274	-100182.099	-5.264
STORY2	DINX MAX	Top	0.00	77618.36	4.24	923152.071	5.255	98497.366
STORY2	DINX MAX	Bottom	0.00	77618.36	4.24	923152.071	19.259	354556.600
STORY2	DINX MIN	Top	0.00	-77618.36	-4.24	-923152.071	-5.255	-98497.366
STORY2	DINX MIN	Bottom	0.00	-77618.36	-4.24	-923152.071	-19.259	-354556.600
STORY2	DINY MAX	Top	0.00	4.24	78330.35	1808830.796	100182.099	5.264
STORY2	DINY MAX	Bottom	0.00	4.24	78330.35	1808830.796	358558.079	19.249
STORY2	DINY MIN	Top	0.00	-4.24	-78330.35	-1808830.796	-100182.099	-5.264
STORY2	DINY MIN	Bottom	0.00	-4.24	-78330.35	-1808830.796	-358558.079	-19.249
STORY1	DINX MAX	Top	0.00	122306.34	6.80	1455865.997	19.259	354556.600
STORY1	DINX MAX	Bottom	0.00	122306.34	6.80	1455865.997	45.774	829905.305
STORY1	DINX MIN	Top	0.00	-122306.34	-6.80	-1455865.997	-19.259	-354556.600
STORY1	DINX MIN	Bottom	0.00	-122306.34	-6.80	-1455865.997	-45.774	-829905.305
STORY1	DINY MAX	Top	0.00	6.80	122609.44	2833331.963	358558.079	19.249
STORY1	DINY MAX	Bottom	0.00	6.80	122609.44	2833331.963	834780.871	45.763
STORY1	DINY MIN	Top	0.00	-6.80	-122609.44	-2833331.963	-358558.079	-19.249
STORY1	DINY MIN	Bottom	0.00	-6.80	-122609.44	-2833331.963	-834780.871	-45.763

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY3	DINX MAX	Top	0.00	141342.15	0.62	1679715.862	0.000	0.000
STORY3	DINX MAX	Bottom	0.00	141342.15	0.62	1679715.862	2.036	466429.108
STORY3	DINX MIN	Top	0.00	-141342.15	-0.62	-1679715.862	0.000	0.000
STORY3	DINX MIN	Bottom	0.00	-141342.15	-0.62	-1679715.862	-2.036	-466429.108
STORY3	DINY MAX	Top	0.00	0.61	141255.58	3257140.382	0.000	0.000
STORY3	DINY MAX	Bottom	0.00	0.61	141255.58	3257140.382	466143.423	2.020
STORY3	DINY MIN	Top	0.00	-0.61	-141255.58	-3257140.382	0.000	0.000
STORY3	DINY MIN	Bottom	0.00	-0.61	-141255.58	-3257140.382	-466143.423	-2.020
STORY2	DINX MAX	Top	0.00	256385.78	1.08	3092396.967	2.036	466429.108
STORY2	DINX MAX	Bottom	0.00	256385.78	1.08	3092396.967	5.161	1275595.709
STORY2	DINX MIN	Top	0.00	-256385.78	-1.08	-3092396.967	-2.036	-466429.108
STORY2	DINX MIN	Bottom	0.00	-256385.78	-1.08	-3092396.967	-5.161	-1275595.709
STORY2	DINY MAX	Top	0.00	1.07	256539.21	5975748.011	466143.423	2.020
STORY2	DINY MAX	Bottom	0.00	1.07	256539.21	5975748.011	1275702.773	5.138
STORY2	DINY MIN	Top	0.00	-1.07	-256539.21	-5975748.011	-466143.423	-2.020
STORY2	DINY MIN	Bottom	0.00	-1.07	-256539.21	-5975748.011	-1275702.773	-5.138
STORY1	DINX MAX	Top	0.00	328276.63	1.37	3962841.967	5.161	1275595.709
STORY1	DINX MAX	Bottom	0.00	328276.63	1.37	3962841.967	9.704	2442359.840
STORY1	DINX MIN	Top	0.00	-328276.63	-1.37	-3962841.967	-5.161	-1275595.709
STORY1	DINX MIN	Bottom	0.00	-328276.63	-1.37	-3962841.967	-9.704	-2442359.840
STORY1	DINY MAX	Top	0.00	1.37	328287.24	7878149.561	1275702.773	5.138
STORY1	DINY MAX	Bottom	0.00	1.37	328287.24	7878149.561	2442598.856	9.681
STORY1	DINY MIN	Top	0.00	-1.37	-328287.24	-7878149.561	-1275702.773	-5.138
STORY1	DINY MIN	Bottom	0.00	-1.37	-328287.24	-7878149.561	-2442598.856	-9.681

Fuente: elaboración propia en Etabs v9.7.1

Introducción de datos para el aislador elastomérico en el programa etabs



Fuente: elaboración propia en Etabs v9.7.1

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones

PRIMERA: Se logró analizar y diseñar el aislador elastomérico de alto amortiguamiento (HDR) en una estructura de concreto armado de un hospital en la ciudad de Arequipa.

SEGUNDA: Se logró establecer un método para diseñar el aislador elastomérico de alto amortiguamiento (HDR) que en nuestra norma peruana contempla que se debe usar aislamiento sísmico en la base en especial para estructuras esenciales como es el caso de hospitales.

TERCERA: La reducción de esfuerzos en el sistema aislado implica que la estructura permanecerá sin daño incluso durante un sismo de grandes proporciones.

CUARTA: En el sistema aislado, ocurren menores desplazamientos horizontales relativos de entrepiso que en un diseño convencional (diseño típico), lo cual ayudará a un mejor comportamiento de la estructura.

QUINTA: La estructura analizada con aisladores sísmicos presenta menos elementos estructurales como se vio anteriormente (en este diseño no se contempla el uso de placas como en el diseño convencional).

SEXTA: Los períodos de vibración de la estructura aislada son mayores que en un diseño convencional, por lo tanto, menores aceleraciones y como consecuencia las fuerzas sísmicas disminuirán.

SÉPTIMA: A pesar que no contamos con normativa nacional específica para el caso de edificaciones aisladas sísmicamente, es posible adaptar las nociones de la norma E.030 para este caso y basarnos en la norma chilena para el respectivo análisis de aisladores sísmicos.

OCTAVA: El uso de aisladores sísmicos en la base brinda resultados muy óptimos para el diseño y protección de estructuras de carácter esencial.

NOVENA: Los cortantes dinámicos son menores en la estructura aislada que en un diseño convencional.

DÉCIMA: El ahorro en un edificio con un sistema de aislamiento no puede ser medido objetivamente en su construcción; sino después de haber ocurrido el sismo, debido a que los daños en el sistema aislado serán mínimos respecto a una edificación con un diseño convencional (diseño típico).

6.2 Recomendaciones

PRIMERA: El caso de estudio fue analizado y resuelto con el uso del aislador elastomérico de alto amortiguamiento (HDR) , se recomienda realizar un análisis de la estructura resolviéndola con el uso de disipadores de energía y otro análisis para el caso de construcción por el método tradicional; todo esto con el fin de poder comparar resultados y determinar cuál de los tres métodos expuestos sería la solución más eficiente para nuestra estructura.

SEGUNDA: El aislamiento sísmico pertenece al campo de las técnicas de protección sísmica pasivas; se recomienda la inclusión de su dictado en algún curso de la carrera, al menos en un nivel introductorio, para poder fomentar nuevos trabajos de investigación de este tema.

TERCERA: Se sugiere a futuras generaciones que sigan con la investigación del tema de aisladores, considerando por ejemplo, edificio con sótanos, otros tipos de aisladores, combinación de los tipos de aisladores, etc.

CUARTA: Existen sistemas de control mucho más sofisticados en el mundo, el sistema de control utilizando aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento es solo el primer paso en el desarrollo de este amplio tema.

QUINTA: Se recomienda realizar el estudio de mecánica de suelos del lugar para poder comparar dichos valores con los valores asumidos en la tesis, esta tesis no contempla dicho estudio geotécnico pero se adjunta un estudio de suelos similar al lugar en un anexo indicado.

CAPÍTULO VII

BIBLIOGRAFÍA

- [1] CDV Representaciones, “Aisladores sísmicos en el Perú”, Diapositivas y Catálogo, 2012.
- [2] KELLY, J.M.; F. NAEIM. 1999. Design of Seismic Isolated Structures. 1 ed. United States of America, John Wiley & Sons. 289 p.
- [3] AISLADORES DE BASE ELASTOMÉRICOS Y FPS, PRIMERA EDICIÓN, ROBERTO AGUIAR FALCONÍ, JOSÉ LUIS ALMAZÁN, PETER DECHENT, VINICIO SUÁREZ, Escuela Politécnica del Ejército Quito – Ecuador, Centro de Investigaciones Científicas.
- [4] DECRETO SUPREMO QUE MODIFICA LA NORMA TÉCNICA E.030 “DISEÑO SISMORRESISTENTE” DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, APROBADA POR DECRETO SUPREMO N° 011-2006 VIVIENDA, MODIFICADA CON DECRETO SUPREMO N° 002-2014-VIVIENDA DECRETO SUPREMO N° 003-2016-VIVIENDA, aprobada el 22 de Enero del 2016.

- [5] Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado – Ing. Antonio Blanco Blasco.
- ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS CON AISLADORES SÍSMICOS EN EL PERÚ, Paul Alexander Korswagen Eguren, Julio César Arias Ricse, Pamela Grace Huaranga Huamaní.
- [6]. DE LA LLERA, J.C.; J.A. INAUDI; C. LÜDERS. 1998. Análisis y diseño de sistemas de aislación sísmica y disipación de energía: SIRVE98. Santiago, Chile. 114 p.
- [7]. ENRIQUEZ S., P.A. 2005. Aplicación de aislación basal en la fundación de turbogeneradores de energía eléctrica. Tesis Magíster en Ingeniería. Pontificia Universidad Católica de Chile. 213 p.
- [8]. Tesis sobre “Sistema de Aisladores Sísmicos de Base para Edificios”, de Ariel Máximo Izaguirre Corona, 2007, 42 p.
- [9]. Tesis sobre “Diseño de un edificio de oficinas de concreto armado de siete niveles y dos sótanos”, Ricardo Javier Acedo Chuquipiondo, Perú 2013, 40 p.
- [15]. LEIGH M., P.G. 2002. Aislación sísmica de estructuras en base a sistemas híbridos de goma y aleaciones: análisis, experimentación y diseño. Tesis Mag. Ciencias de la Ing. Pontificia Universidad Católica de Chile. 202 p.
- ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO AISLADO SÍSMICAMENTE Y DISEÑO DE SU SISTEMA DE AISLAMIENTO, Profesor: Dr. Víctor I. Fernández-Dávila Facultad de Ingeniería Civil Universidad Nacional de Ingeniería.

CAPÍTULO VIII

ANEXOS

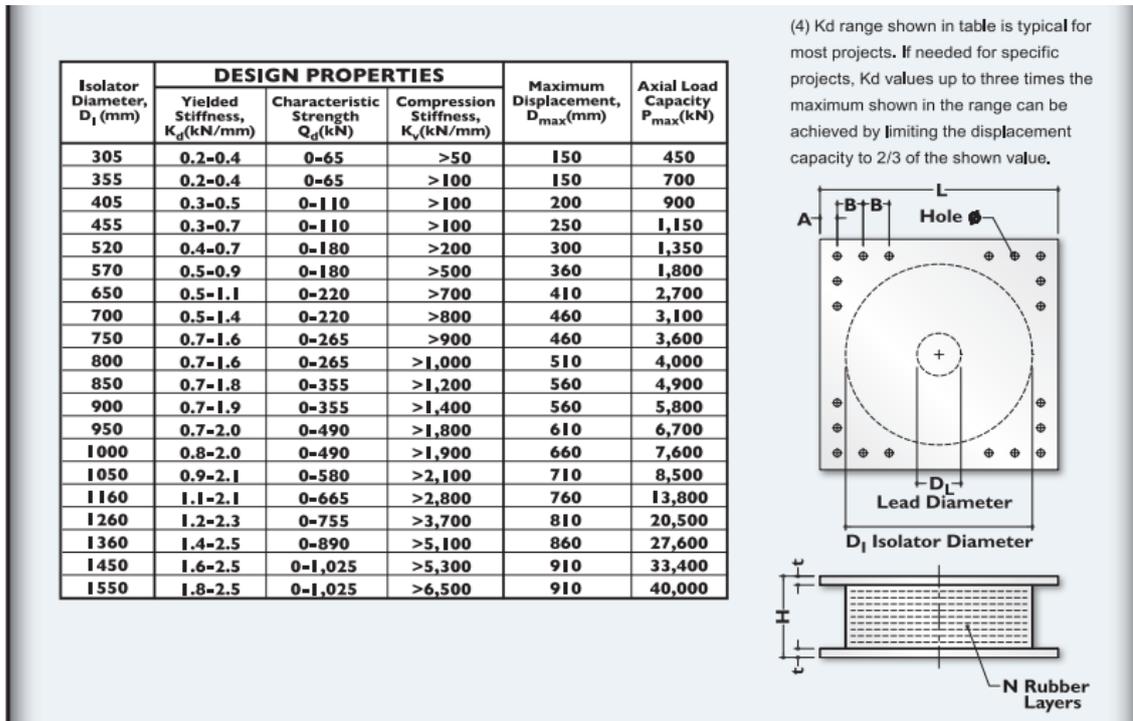
8.1 Tablas y/o imágenes para consulta

 DYNAMIC ISOLATION SYSTEMS Isolator Engineering Properties										
Metric Units										
DEVICE SIZE				MOUNTING PLATE DIMENSIONS						
Isolator Diameter, D ₁ (mm)	Isolator Height, H (mm)	Number of Rubber Layers, N	Lead Diameter D _L (mm)	L (mm)	t (mm)	Hole Qty.	Hole Ø (mm)	A (mm)	B (mm)	
305	125-280	4-14	0-100	355	25	4	27	50	-	
355	150-305	5-16	0-100	405	25	4	27	50	-	
405	175-330	6-20	0-125	455	25	4	27	50	-	
455	175-355	6-20	0-125	510	25	4	27	50	-	
520	205-380	8-24	0-180	570	25	8	27	50	50	
570	205-380	8-24	0-180	620	25	8	27	50	50	
650	205-380	8-24	0-205	700	32	8	27	50	50	
700	205-430	8-30	0-205	750	32	8	33	65	75	
750	230-455	8-30	0-230	800	32	8	33	65	75	
800	230-510	8-33	0-230	850	32	8	33	65	75	
850	230-535	8-35	0-255	900	38	12	33	65	95	
900	255-560	9-37	0-255	955	38	12	33	65	95	
950	255-585	10-40	0-280	1005	38	12	33	65	95	
1000	280-635	11-40	0-280	1055	38	12	40	75	115	
1050	305-660	12-45	0-305	1105	44	12	40	75	115	
1160	330-760	14-45	0-330	1205	44	12	40	75	115	
1260	355-760	16-45	0-355	1335	44	16	40	75	115	
1360	405-760	18-45	0-380	1435	51	16	40	75	115	
1450	430-760	20-45	0-405	1525	51	20	40	75	115	
1550	455-760	22-45	0-405	1625	51	20	40	75	115	

(1) The axial load capacities provided correspond to maximum displacements based on design limits of 250% rubber shear strain or 2/3 the isolator diameter. An isolator's actual displacement and load capacity are dependent on the rubber modulus and number of rubber layers.

(2) Rubber Shear Moduli (G) are available from 0.38 N/mm² to 0.70 N/mm².

(3) Elastic Stiffness (Ke) for analytical modeling may be taken as 10-times the yielded stiffness (Kd).



(Fuente CVD isolator)

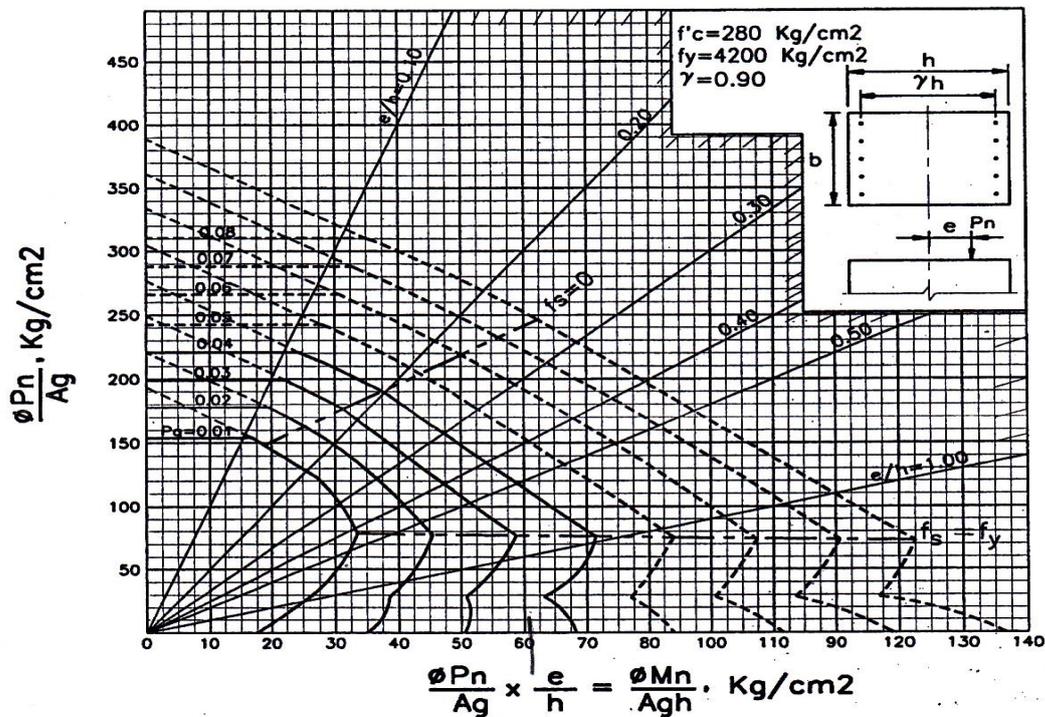
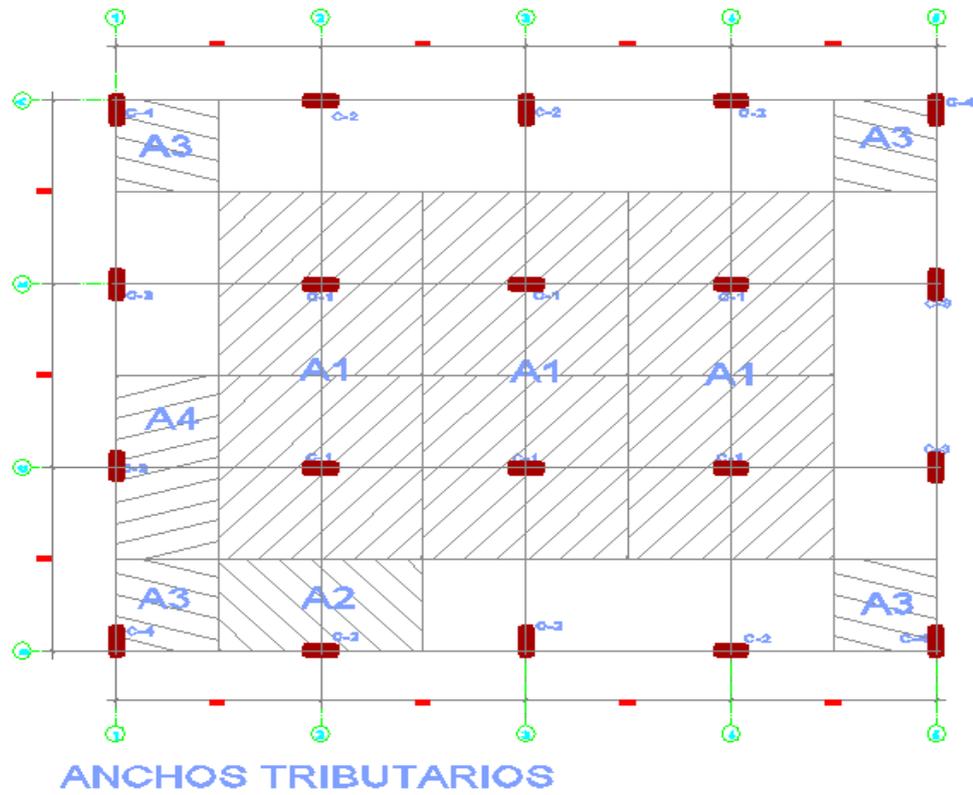


Diagrama C8. Columna rectangular, $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$, $\gamma=0.90$.





Pról. Av. Ejército #709
 Cerro Colorado
 Teléfono 253627
 Celular 9-530414

El suelo descrito en esta serie es favorable para el asentamiento de construcciones ya que la humedad es de bajo porcentaje y la compactación observable permite un suelo resistente a los sismos estadísticamente a un 20%

5. METODOLOGIA.-

Estrategia de trabajo, ha constituido en una inspección y evaluación de la zona dando importancia al aspecto geotécnico donde se realizara la Ampliación de aulas de la I.E 40046 José Lorenzo Cornejo Acosta en el P.T Acequia Alta – Cayma. Una vez realizada esta operación se procedió a ejecutar 02 calicatas de 2.00 m. de profundidad, se muestreo, se describió y se observaron las características del sub-suelo que mostraba las calicatas. Con el material obtenido en el campo se procedió a realizar las pruebas en el laboratorio para luego en el gabinete se interprete y describa la información obtenida.

6. TRABAJOS DE CAMPO.-

Se efectuaron los trabajos de exploración, lo que nos permitió visualizar la estratigrafía y describir los suelos, se tomaron las muestras disturbadas y representativas para ensayos en el laboratorio, a fin de clasificar y determinar sus características físicas, mecánicas y su valor soporte.

7. OBSERVACIONES.-

APLICACIÓN DE LA NORMA TECNICA PARA EDIFICACIONES E - 50
 De acuerdo a los ensayos obtenidos en el laboratorio indica que la formación de los estratos esta dispuesta en dos estratos.

- **Primer Estrato.-** (Prof. 0.00 a 0.70). Arena, limo no plástico, suelo semicompacto, Densidad baja. Color café oscuro.
- **Segundo Estrato.-** (Prof. 0.70 a 2.00). Grava, arena, limo no plástico, suelo semicompacto, Densidad alta. Color café oscuro.

CALICATA N° 01

Muestra	01	02
Clasificación de Suelos	SM	SP-SM
Humedad Natural	3.6 %	5.4 %
Porcentaje Malla #200	19.5 %	11.6 %
Máxima Densidad	1.76 gr/cc	2.03 gr/cc.
Humedad Optima	11.34 %	9.74 %
Gravedad Especifica	2.30 gr/cc	2.64 gr/cc.
Limite Liquido	13.5 %	14.0 %

Urlich José Lozada Paz

8.2. PARÁMETRO SISMICOS CONSIDERADOS.

- Zona 3.
- Factor de la Zona (z) : 0.40
- Perfil del suelo : S2
- Factor del suelo (S) : 1.2
- Periodo de vibración (Ts) 0.60

Urlich José Lozada Paz
 Ingeniero Civil
 CIP 47463



Pról. Av. Ejército #709
Cerro Colorado
Teléfono 253627
Celular 9-530414

9. CAPACIDAD PORTANTE.

9.1 CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO A NIVEL DE CIMENTACION.

9.1.1 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y MECANICAS

♦ Peso Unitario	1.46 kg/cm ³ .
♦ Densidad Máxima	1.51 kg/cm ³
♦ Densidad Mínima	1.34 kg/cm ³ .
♦ Densidad Relativa	73.01 %.
♦ Angulo de rozamiento (ϕ)	30.95°
♦ Nq	11.5
♦ Ny	8.9
♦ Nc	0

Capacidad Portante según Terzaghi:

Factor de Seguridad (FS) = 2.5

$$q_{ult} = \frac{1}{2}cN_c + \gamma D_f N_q + 0.4B\gamma N_y$$

Profundidad de desplante 2.50 m.

Zapata cuadrada

Ancho de Zapata B = 1.20

$$q_{ult} = 48.21 \text{ Tn/m}^2$$

$$q_{adm} = 1.928 \text{ kg/cm}^2$$

Para cimentación corrida B = 0.50 m.

$$q_{ult} = 44.95 \text{ Tn/m}^2$$

$$q_{adm} = 1.798 \text{ kg/cm}^2$$

10. CONCLUSIONES.

- Suelos semicompactos, materiales no plásticos
- La uniformidad del terreno no considera la posibilidad de un asentamiento diferencial
- El porcentaje de humedad no representa peligro de empuje y/o colapso.
- No se encontró el nivel freático.
- Los materiales encontrados no tienen sulfatos, carbonatos, caliche u otras sales solubles.
- La uniformidad del terreno no considera la posibilidad de un asentamiento diferencial



Urishi Joel Lozada Paz
Ingeniero Civil
CIP. 47453

8.2 Hojas de cálculo