

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL**

**TRABAJO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

**DISEÑO SÍSMICO CON SISTEMA DE AMORTIGUAMIENTO
EN EDIFICIOS REGULARES DE HORMIGÓN ARMADO Y
COMPARACIÓN MEDIANTE EJEMPLOS**

AUTORES:

ESPINEL JARAMILLO GUSTAVO ROBERTO

HERRERA FLORES PABLO ANDRÉS

QUITO, 2013

DEDICATORIA

A mis padres Enrique Herrera y Rocío Flores por el apoyo incondicional, el amor y la paciencia que me brindaron durante toda esta etapa de mi vida sin los cuales no la hubiese logrado superar. A mis hermanos Paul y Cristina, y mi novia Andrea que me brindaron su afecto y apoyo en todo momento.

Pablo Andrés

AGRADECIMIENTOS

Deseo agradecer muy cordialmente a mis maestros por otorgarme todos sus conocimientos con el fin de formarme como un gran profesional honesto y responsable.

Al director de esta tesis Ing. Marcelo Guerra por la ayuda, tiempo y paciencia prestada.

A todas las personas que me ayudaron en la realización de este trabajo en especial a mis amigos.

A mi familia por la preocupación y el apoyo brindado continuamente.

A todos esos amigos con los que compartí inolvidables momentos en las aulas y fuera de ellas, en especial a mi compañero y gran amigo Gustavo Roberto.

DEDICATORIA

A mis padres por el apoyo incondicional, el amor y la paciencia que me brindaron durante toda esta etapa de mi vida sin los cuales no la hubiese logrado superar. A esposa Karina y mi hija Sofía que son mi razón de vivir y A mis hermanos Daniel, Rebeca, Paul y Karlita que me brindaron su afecto y apoyo en todo momento.

Gustavo

AGRADECIMIENTOS

Deseo agradecer muy cordialmente a mis maestros por otorgarme todos sus conocimientos con el fin de formarme como un gran profesional honesto y responsable.

Al director de esta tesis Ing. Marcelo Guerra por la ayuda, tiempo y paciencia prestada.

A los ingenieros correctores Juan Carlos y Diego por su sabia guía y colaboración en este proyecto

A todas las personas que me ayudaron en la realización de este trabajo en especial a mis amigos. (NMB)

A mi familia Susy y Andreita que han sido una gran ayuda por la preocupación y el apoyo brindado continuamente.

A todos esos amigos con los que compartí inolvidables momentos en las aulas y fuera de ellas.

A mi amigo Pablo por su infinita paciencia su gran capacidad y su esfuerzo con lo que pudimos sacar este proyecto adelante y en especial por siempre estar en las malas y acompañarme en todas mis locuras.

ÍNDICE

ÍNDICE DE TABLAS Y FIGURAS IV

CAPÍTULO 1

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1.1. Normas	3
1.1.2. Riesgo Sísmico	3
1.1.3. Regionalización sísmica.....	4
1.1.4. Clasificación de las estructuras	5
1.1.5. Características de Diseño	6
1.2.1. Coeficiente sísmico	9
1.2.2. Período Fundamental De la Estructura	9
1.2.3. Espectros de diseño	10
1.2.4. Espectro de respuesta	14
1.2.5. Análisis estático.....	15
1.3.1. Estado límite de servicio.....	17
1.3.2. Estado límite de integridad estructural.....	17
1.3.3. Estado límite de supervivencia.....	18
1.3.4. Sismo de El Centro.....	18

CAPÍTULO 2

2. MÉTODO DE DISEÑO BASADO EN LAS FUERZAS.....	20
2.2.1. Espectro Respuesta ASCE7 2010	21

2.2.3. Espectro Respuesta NEC 2011.....	26
2.2.4. Corte basal NEC-11.....	28
2.2.5. Diafragma de la Estructura (D1).....	34
2.3.1. Diseño de losa.....	35
2.3.2. Diseño de vigas.....	37
2.3.3. Diseño de columnas.....	39
2.4.1. Estados de carga.....	42
2.4.2. Períodos de vibración de la estructura.....	43
2.4.3. Derivas y Desplazamientos.....	43
2.4.4. Efectos $P-\Delta$	44
2.4.5. Detalle de la armadura.....	46

CAPÍTULO 3

3. SISTEMAS DE AMORTIGUAMIENTO.....	48
3.1.1. Sistemas de protección sísmica.....	50
3.1.2. Aisladores de base.....	56
3.1.3. Comportamiento de los aisladores.....	58
3.1.4. Ubicación de los aisladores.....	58
3.5.1. Comparación del aislador triple péndulo y aislador simple péndulo.....	65
3.6.1. Características y ventajas.....	67

CAPÍTULO 4

4. FUNDAMENTO GENERAL DE LOS AISLADORES.....	70
4.2.1. Análisis dinámico no lineal.....	78

4.2.2. Procedimiento de diseño de un aislador HDR	79
4.2.3. Procedimiento de diseño del aislador LRB	85
4.2.4. Cálculos para el diseño del aislador HDR	92
4.3.1. Periodos de vibración	107
4.3.2. Derivas y desplazamientos	107
4.3.3. Armadura de refuerzo	108

CAPÍTULO 5

5. CONCEPTO DE AISLACION BASAL	110
--------------------------------------	-----

CAPÍTULO 6

6. ELABORACIÓN DE PLANOS ESTRUCTURALES Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS	117
6.1.1. Estructura convencional y aislada.....	117
6.2.1. Estructura convencional.....	119
6.2.2. Estructura aislada	120
6.3.1. Estructura convencional y aislada.....	121
6.7.1. Esfuerzo en columnas.....	137

CAPÍTULO 7

7. CONCLUSIONES	143
-----------------------	-----

BIBLIOGRAFÍA.....	149
--------------------------	------------

ÍNDICE DE TABLAS Y FIGURAS

Fig. 1.1. Placas tectónicas del mundo.....	2
Tabla 1.1 Zonas sísmicas del Ecuador.....	4
Fig. 1.2 Zonificación sísmica del Ecuador.	5
Fig. 1.3 Propiedades del Hormigón usado.....	7
Tabla 1.2 Clasificación de los perfiles de suelo.....	8
Tabla 1.3 Factores y coeficientes de diseño para sistemas sismo resistentes. ..	12
Tabla 1.4 Categorías de ocupación de edificios y otros sistemas para cargas de viento, nieve, terremotos y granizo.	13
Fig. 1.4 Sismo de El Centro componente horizontal ESTE - OESTE	19
Fig. 1.5 Sismo de El Centro componente horizontal NORTE – SUR.....	19
Fig. 2.1 Espectro Respuesta código ASCE7 2010	22
Fig. 2.2 Carga Estática Equivalente.	24
Tabla 2.1. Coeficiente de reducción de respuesta estructural R.	26
Tabla 2.2. Factores de zonas sísmicas. NEC2011	27
Fig. 2.3 Espectro Elástico de Respuesta NEC-2011.....	28
Tabla 2.3. Tipo de uso, destino e importancia.	28
Tabla 2.4. Irregularidad penalizada en planta.....	29
Tabla 2.5: Irregularidad penalizada en elevación.....	30
Fig. 2.4. Espectros de respuesta ASCE7 y NEC2011.	32
Fig. 2.5 Corrección del corte basal dinámico en dirección X.	33
Fig. 2.6 Corrección del corte basal dinámico en dirección Y.	33
Fig. 2.7 Corte basal estático y dinámico corregidos.....	34
Fig. 2.8 Diafragma de la Estructura.....	34
Fig. 2.9 Sección de losa alivianada de 25 cm.	36
Tabla 2.6. Momentos para diseño de vigas.....	38
Tabla 2.7. Secciones de los elementos de la estructura.....	39
Fig. 2.10 Edificio sujeto de análisis de 7 pisos.....	41
Fig. 2.11 Esquema de vigas en elevación (Pórtico 1).....	41
Fig. 2.12 Esquema de vigas en planta (6to y 7mo piso).....	42

Fig. 2.13 Cargas estáticas.....	43
Fig.2.14 Desplazamientos y derivas del punto 20 del edificio.	43
Tabla 2.8. Derivas máximas según NEC-11	44
Tabla 2.9 Índice de estabilidad para efectos P- Δ	45
Fig. 2.15 Detalle de la cuantía de refuerzo del edificio en elevación (pórtico 1)	46
Fig. 2.16 Detalle de la cuantía de refuerzo del edificio en elevación (pórtico A).	47
Fig. 3.1 Apoyo elastomérico.	51
Fig. 3.2 Disipador hysterético.....	53
Fig. 3.3. Esquema de un aislador con núcleo de plomo.....	57
Fig. 3.4 Aislamiento de base.....	58
Fig. 3.5 Respuesta de un edificio sin aislación basal y con aislación basal.	59
Fig. 3.6 Péndulo de Fricción	61
Fig. 3.7 Detallamiento del aislador de primera generación.	62
Fig. 3.8 Aislador de segunda generación.....	63
Fig. 3.9 Comportamiento Aislador de Tercera Generación	65
Fig. 3.10 Comportamientos de un aislador de primera generación y uno de tercera generación.....	66
Fig. 3.11 Esquema de un aislador con núcleo de plomo.....	66
Fig. 3.12 Aislador de alto amortiguamiento HDR.....	68
Fig. 4.1 Constitutiva del sistema de péndulo friccional.....	70
Fig. 4.2 Movimiento de una estructura con FPS.	71
Fig. 4.3 Comportamiento no lineal de un aislador FPS.....	74
Tabla 4.1 Comparación entre normas de la aceleración efectiva máxima del suelo.....	93
Tabla 4.2. Coeficiente sísmico del desplazamiento	93
Tabla 4.3. Factores de modificación de respuesta por amortiguamiento.	93
Tabla4.4. Definición de los tipos de suelo de la norma Chilena NCh433.....	94
Fig. 4.4 Propiedades del aislador de 60 cm de diámetro.....	104
Fig. 4.5 Propiedades del aislador de 70 cm de diámetro.....	105
Fig. 4.6 Propiedades del aislador de 75 cm de diámetro.....	105

Fig. 4.7 Desplazamientos del pórtico A para los dos casos de análisis	106
Tabla 4.5 Desplazamientos del punto 20 de la estructura producto del sismo.	107
Tabla 4.6 Derivas de piso del edificio con aisladores.	107
Fig. 4.8 Detalle de la cuantía de refuerzo para el pórtico 1.	108
Fig. 4.9 Detalle de la cuantía de refuerzo para el pórtico A del edificio.	109
Fig. 5.1 Comportamiento dinámico de un edificio convencional y de uno con aislación basal.	112
Fig. 5.2 Efecto del período y el amortiguamiento sobre la aceleración.	113
Fig. 5.3 Efecto del periodo y el amortiguamiento sobre el desplazamiento total.	114
Fig. 6.1 Secciones de las columnas de la estructura.....	117
Fig. 6.2 Cuadro de columnas reducidas de la estructura aislada.....	118
Tabla 6.1 Armaduras de vigas estructura con base fija.....	119
Fig. 6.3 Secciones de vigas armadas de la estructura con base fija	119
Tabla 6.2 Áreas de acero para vigas de la estructura aislada	120
Fig. 6.5 Detalle de la armadura de refuerzo transversal para la columna de 65x65 cm.	123
Fig. 6.6 Armadura transversal para la columna de 60x60 cm.	125
Fig. 6.7 Detalle del refuerzo transversal de la columna de 50x50 cm.....	127
Fig. 6.8 Desplazamientos relativos sin restar la deformación de la base.	130
Fig. 6.9 Comparación de los Desplazamientos relativos.....	130
Tabla 6.3 Comparación de los valores de las aceleraciones de cada piso.	131
Fig. 6.10 Aceleraciones absolutas por cada piso.	132
Fig. 6.11 Aceleraciones absolutas por cada piso.	133
Tabla 6.4 Cortante basal de las diferentes estructuras analizadas	133
Fig. 6.12 Comparación del cortante basal en sentido X.	134
Fig. 6.13 Comparación del cortante basal en sentido Y.	134
Tabla 6.5 Esfuerzos de viga B1 pisos 3,4 y 5.	137

RESUMEN

A lo largo de los años se han realizado diversos estudios para la mitigación de riesgos sísmicos en las estructuras modernas y antiguas. Es por la dicha razón que este proyecto se ha realizado con el fin de analizar los efectos que tendría la implementación de un sistema de amortiguamiento sísmico en una edificación tradicional y observar su comportamiento. Este edificio consta de 7 pisos y se proyecta su ubicación en la ciudad de Quito.

El desarrollo de este trabajo se divide en cuatro etapas: a) análisis y diseño de la estructura convencional utilizando la nueva norma ecuatoriana de construcción, b) selección y diseño del sistema de aislación que se va a modelar, c) análisis y diseño de la estructura aislada y d) comparación de costos, efectos y comportamiento de la estructura con aislamiento y sin aislamiento. Para finalmente conocer los beneficios del sistema de aislación elegido.

CAPÍTULO 1

1. INTRODUCCIÓN

“Los sismos son desastres naturales cuyo carácter distintivo es que la mayoría de las pérdidas humanas y económicas que ocurren no son debidas al terremoto mismo sino a fallas que ocurren en las estructuras realizadas por el hombre las cuales supuestamente fueron diseñados y construidos para el confort de los seres humanos” *Bertero 1995.*¹

La buena experiencia observada en obras de infraestructura que han resistido exitosamente los sismos de gran magnitud otorga confianza a los ingenieros civiles y demuestran que los problemas sísmicos son problemas que en principio tienen solución.

La actividad sísmica ha tenido una presencia constante en la vida de los pueblos latinoamericanos, lo que permite rastrearla a las épocas prehispánicas a través de los códigos que han sobrevivido hasta nuestros días.

La región latinoamericana está formada por las placas tectónicas de Norteamérica, Cocos, el Caribe, Nazca y Sudamérica. Estas placas, de material duro, se asientan sobre el material suave de la astenósfera y se mueven como cuerpos rígidos que flotan a la deriva.

El movimiento relativo entre ellas es la causa de la gran actividad sísmica generada en sus bordes, en las costas latinoamericanas del Pacífico y en la cuenca del Caribe. Los sismos de Haití, Chile y México son ejemplos de las enormes pérdidas humanas y económicas que con frecuencia produce este

¹ POERTERO Alfonso, “La Historia de los Sismos”, Editorial Alfa, pág. 7, QUITO, ECUADOR-1995

mecanismo. Adicionalmente, el Ecuador posee varias fallas como la de la región interandina y del frente subandino oriental que han generado sismos altamente destructivos como los de Pelileo e Ibarra.

Ecuador se encuentra entre los primeros países que han sufrido intensos sismos en el mundo con uno de 8,8 en la escala Richter el 31 de enero de 1906 en la provincia de Esmeraldas, según el instituto oceanográfico de la armada INOCAR. Por todo esto se ve la necesidad de investigar en nuestro país más acerca de aisladores de energía y con más razón sabiendo que el país se encuentra dentro de una zona de alta peligrosidad sísmica en la que se requiere implementar métodos más eficaces para la seguridad de la población, ya que los terremotos presentados a través de la historia han dejado grandes e irrecuperables pérdidas a la humanidad, golpeando fuertemente su economía y cobrando muchas vidas.

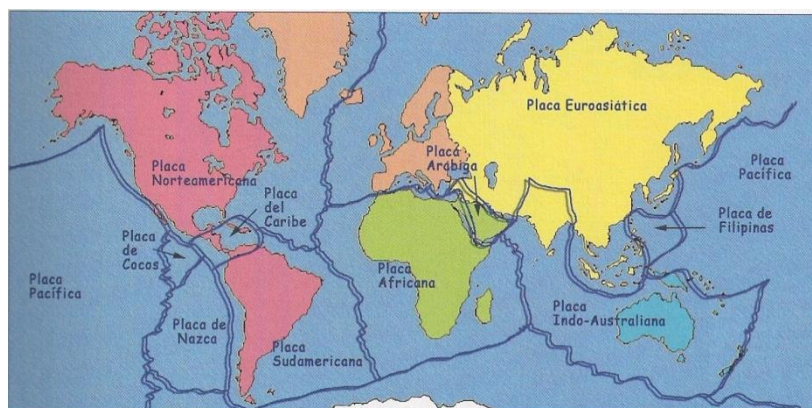


Fig. 1.1. Placas tectónicas del mundo.

Fuente: deesperanzaadosminutos.blogspot.com/2010_10_01_archive.html

La importancia de la actividad sísmica en América Latina ha sido la causa de que la mayoría de los países que la integran hayan desarrollado normas de diseño sísmico resistente y sistemas para atenuar los efectos de las fuerzas sísmicas que

se producen durante un sismo, como una medida indispensable para la mitigación del riesgo sísmico.

1.1. ANTECEDENTES

1.1.1. Normas

La mayoría de las normas de diseño sismo resistente en América Latina tienen como objetivo fundamental el proporcionar los requerimientos mínimos para diseñar estructuras que: ante sismos menores no sufran daños; con sismos moderados los daños se limiten a los elementos no estructurales y ante sismos fuertes se evite el colapso estructural total, que se produzca la rótula plástica y que se salven las vidas.

1.1.2. Riesgo Sísmico

A fin de aprender cómo controlar el riesgo sísmico es necesario definirlo. Pues éste es la probabilidad de que las consecuencias sociales o económicas de eventos sísmicos igualen o excedan valores especificados en un sitio durante un tiempo de exposición especificada. El riesgo sísmico es el resultado de la peligrosidad sísmica tal como se describe en la siguiente relación:

$$\text{Riesgo Sísmico} = \text{Peligrosidad Sísmica} \times \text{Vulnerabilidad}$$

Donde, *peligrosidad sísmica* representa la probabilidad de ocurrencia, en un período específico de tiempo, de un movimiento sísmico de una intensidad determinada. *Vulnerabilidad* representa el grado de daño debido a la ocurrencia de un movimiento sísmico de una intensidad determinada.

Se puede concluir, que la solución al problema de la mitigación sísmica es controlar la vulnerabilidad del medio ambiente construido porque esto permite controlar las fuentes potenciales de peligrosidad sísmica.

1.1.3. Regionalización sísmica

El análisis de la información sismológica existente, tanto en los catálogos sísmicos como en las fuentes históricas, junto con la información geológica disponible en cada país, permite elaborar mapas de regionalización sísmica en donde se divide al país en zonas de igual sismicidad. A cada zona corresponden parámetros específicos para la evaluación de las fuerzas sísmicas. El Ecuador es un país de alto riesgo sísmico que está dividido en 5 zonas sísmicas.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización de la amenaza sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Fuente: NEC 2011.

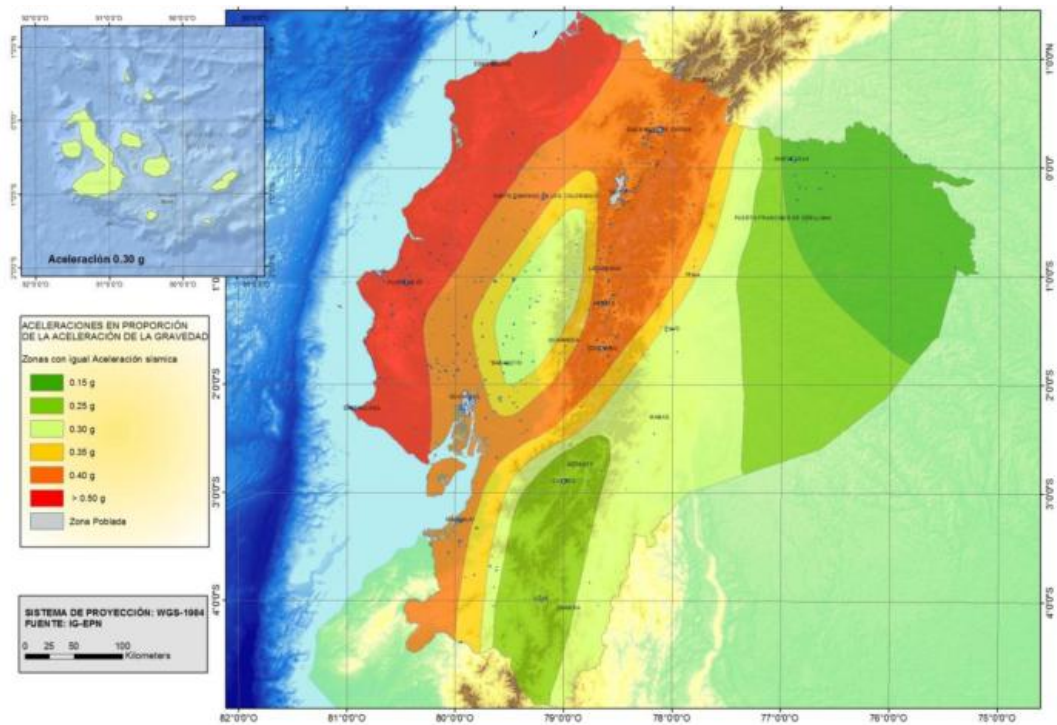


Fig. 1.2 Zonificación sísmica del Ecuador.

Fuente: NEC 2011

1.1.4. Clasificación de las estructuras

Con fines de evaluar las fuerzas sísmicas los edificios se clasifican de acuerdo con su uso y sus características estructurales.

En cuanto al uso, la mayoría de las normas distinguen a los edificios importantes, ya sea porque en ellos existan grandes concentraciones de personas, o porque su supervivencia resulte vital para responder a las situaciones de emergencia provocadas por los sismos. Conviene subrayar que los hospitales son un buen ejemplo, tanto de edificios con una gran densidad de uso, como de centros indispensables para la atención de las víctimas después de

un sismo. En general, a los edificios importantes se les asigna un factor de sobre diseño que afecta directamente al cálculo de las fuerzas sísmicas.

Las características estructurales definen fundamentalmente el comportamiento inelástico de los edificios, la clasificación estructural se indica posteriormente.

Un buen porcentaje de los reglamentos latinoamericanos proporciona coeficientes sísmicos y espectros de diseño que consideran el comportamiento inelástico de las estructuras, lo cual permite utilizar valores de diseño menores que los necesarios para mantenerse en el rango elástico. De aquí que sea necesario clasificar a las estructuras en función de las características que definen su capacidad para absorber energía en el rango inelástico. Esta clasificación permite asignar diferentes valores de los parámetros utilizados para el cálculo de las fuerzas sísmicas en cada caso. En aquellas normas en que se proporcionan coeficientes sísmicos o espectros de diseño elásticos, la clasificación de los edificios según sus características estructurales permite elegir el factor de reducción por comportamiento inelástico (factor de ductilidad) adecuado.

1.1.5. Características de Diseño

Se diseñará un edificio para vivienda de 7 pisos, con losas alivianadas, vigas descolgadas y finalmente columnas. Lo que viene a ser según la norma ASCE7 2010 un pórtico resistente a momento (ordinario especial). Igualmente se presenta el procedimiento para la obtención de las cargas gravitacionales y se proveen los fundamentos para determinar las cargas laterales que provienen de

la acción sísmica. Los códigos de diseño serán los siguiente: NEC-2011, ASCE7 2010, ACI 318-08, NCh2745 of 2003, NCh433.

Las características de los materiales que se usarán en la estructura son las siguientes:

- ✓ La resistencia del hormigón será $f'_c = 280\text{kg/cm}^2$
- ✓ La fluencia del acero será de 4200 kg/cm^2
- ✓ El módulo de elasticidad se define con la expresión $E_c = 14000\sqrt{f'_c}$ que da como resultado 234264.81 kg/cm^2 . Este es un valor muy aceptable para el medio ecuatoriano tomando en cuenta que el ACI-318 propone $E_c = 15000\sqrt{f'_c}$

Material Name	FC280	Display Color	Color
Type of Material		Type of Design	
<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic		Design: Concrete	
Analysis Property Data		Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)	
Mass per unit Volume	0.2448	Specified Conc Comp Strength, f'c	2800.
Weight per unit Volume	2.4	Bending Reinf. Yield Stress, fy	42000.
Modulus of Elasticity	2342648.07	Shear Reinf. Yield Stress, fys	42000.
Poisson's Ratio	0.2	<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06	Shear Strength Reduc. Factor	
Shear Modulus	976103.36		

Fig. 1.3 Propiedades del Hormigón usado.

Las cargas a utilizar de acuerdo a la nueva Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2011 son las siguientes, la carga viva de entre piso es de 200 kg/m^2 y en cubierta de 100 kg/m^2 , al no contar un espacio específico de diseño

en la ciudad de Quito, y no poseer los estudios de suelos indispensables para el diseño se utilizará una capacidad portante del suelo de 15 t/m², y con un perfil tipo C.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	Vs ≥ 1500 m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s > Vs ≥ 760 m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s > Vs ≥ 360 m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	N ≥ 50.0 Su ≥ 100 KPa (≈ 1 kgf/cm ²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante,	360 m/s > Vs ≥ 180 m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	50 > N ≥ 15.0 100 kPa (≈ 1 kgf/cm ²) > Su ≥ 50 kPa (≈ 0.5 kgf/cm ²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	Vs < 180 m/s
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	IP > 20 w ≥ 40% Su < 50 kPa (≈ 0.50 kgf/cm ²)

Tabla 1.2 Clasificación de los perfiles de suelo.

Fuente: Norma NEC-11.

Para efecto del análisis sísmico según el mapa de zonificación sísmica del Ecuador, Quito se encuentra en la zona de mayor peligrosidad sísmica (0,4g).

La distancia entre ejes de las columnas de la edificación es de 6m en “x” & “y” la altura de entre piso será de 3.10 m y no presenta irregularidades en planta ni en elevación.

1.2. PRINCIPALES ASPECTOS DEL DISEÑO SÍSMICO

1.2.1. Coeficiente sísmico

El coeficiente sísmico define el porcentaje del peso total de la estructura que se debe considerar como cortante actuante en su base para fines de diseño. Para una región sísmica específica la mayoría de las normas proporcionan valores del coeficiente sísmico en función de las características estructurales, del uso del inmueble y del tipo de suelo. Los valores del coeficiente sísmico para suelos compresibles suelen ser mayores que para los firmes, ya que consideran la amplificación que sufren las ondas sísmicas en este tipo de suelos. En varios casos el coeficiente sísmico es también función del período fundamental de la estructura, por lo cual estos reglamentos proporcionan expresiones para su cálculo aproximado.

1.2.2. Período Fundamental De la Estructura

Las estructuras se estudian analizando los modos de vibración de las mismas, bien sean movimientos verticales, horizontales, rotacionales o combinaciones de éstos, cada modo involucra movimientos diferentes.

La cantidad de modos a analizar depende principalmente de la cantidad de masa que participa en el movimiento, se debe utilizar como mínimo el 90% de la masa

estructural, por lo tanto se deben estudiar modos de vibración hasta que el 90% de la masa estructural participe en la vibración.

La vibración estructural es un movimiento repetitivo oscilatorio en forma de un péndulo invertido. El período estructural es el tiempo que tarda en realizar una oscilación ó movimiento, y la frecuencia es la cantidad de oscilaciones o movimientos que ocurren en una unidad de tiempo.

El período fundamental es aquel de mayor duración por lo que introduce mayor daño a la estructura ya que origina los mayores desplazamientos.

En un diseño sísmico estructural por análisis estático el período fundamental es hallado a través de ciertas formulas, y por lo general representa el primer modo de vibración en los análisis dinámicos.

1.2.3. Espectros de diseño

Para el análisis sísmico de estructuras utilizando modelos dinámicos se proporcionan espectros de diseño. Estos espectros son envolventes de los espectros de respuesta obtenidos para varios sismos en una cierta región y se deben calcular analizando con herramientas estadísticas la información disponible de manera que tiendan a garantizar una probabilidad reducida de excedencia. Los espectros de respuesta son gráficos de la máxima respuesta de sistemas de un grado de libertad con diferentes períodos, sujetos a la acción de un sismo determinado. Se suelen usar espectros de aceleración, que grafican períodos vs aceleración en función de la aceleración de la gravedad, considerando un factor de amortiguamiento de 5% del valor crítico. En general,

los espectros de diseño se definen mediante una rama ascendente, una zona plana, cuya ordenada suele ser igual al coeficiente sísmico, y una rama descendente.

Se suelen proporcionar espectros para al menos dos tipos de suelo: compresible y firme. El espectro correspondiente al suelo compresible se define con las tres ramas y los períodos que limitan la rama horizontal suelen ser mayores que para un suelo firme, una parte de las normas latinoamericanas proporciona coeficientes sísmicos y espectros de diseño reducidos por consideración del comportamiento inelástico de las estructuras (R).

En otros casos se proporcionan los valores correspondientes al comportamiento elástico y se vuelve entonces necesario efectuar la reducción asociada al comportamiento inelástico, en función de las características de la estructura en estudio. También es necesario modificar estos valores para tomar en cuenta el uso de la estructura.

TABLA 12.2-1 DESIGN COEFFICIENTS AND FACTORS FOR SEISMIC FORCE-RESISTING SYSTEMS (continued)							
Sistema Resistente a Fuerzas Sísmicas.	Coeficiente de modificación de respuesta R	Factor de sobre-resistencia Ω_D^g	Limitaciones del Sistema Estructural y altura (pies)				
			Categoría de diseño sísmico.				
			B	C	D ^d	E ^d	F ^c
C. SISTEMAS DE PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO.							
1. Pórtico especial de acero.	8	3	NL	NL	NL	NL	NL
2. Pórtico especial con armadura de acero.	7	3	NL	NL	160	100	NP
3. Pórtico intermedio de acero.	4.5	3	NL	NL	35	NP	NP
4. Pórtico ordinario de acero.	3.5	3	NL	NL	NP	NP	NP
5. Pórtico especial de concreto reforzado	8	3	NL	NL	NL	NL	NL
6. Pórtico intermedio de acero reforzado.	5	3	NL	NL	NP	NP	NP
7. Pórtico ordinario de concreto reforzado.	3	3	NL	NL	NP	NP	NP
8. Pórtico especial compuesto por acero y concreto	8	3	NL	NL	NL	NL	NL
9. Pórtico intermedio compuesto.	5	3	NL	NL	NP	NP	NP
10. Pórtico compuesto parcialmente moderado.	6	3	160	100	100	NP	NP
11. Pórtico ordinario compuesto.	3	3	NL	NP	NP	NP	NP

Tabla 1.3 Factores y coeficientes de diseño para sistemas sismo resistentes.

Fuente: Código ASCE 7-10, Extracto de la tabla 12. 2-1

TABLA 1-1 OCCUPANCY CATEGORY OF BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES FOR FLOOD, WIND, SNOW, EARTHQUAKE AND ICE LOADS.	
Naturaleza de Ocupación.	Categoría de ocupación.
<p>Edificios y otras estructuras que representan un riesgo bajo para la vida humana en eventos de falla incluyendo, pero limitadas a:</p> <ul style="list-style-type: none"> • <i>Instalaciones agrícolas</i> • <i>Ciertas Instalaciones temporales</i> • <i>Instalaciones de almacenamiento menor</i> 	I
Todos los edificios y otras estructuras excepto aquellas que están enlistadas en las categorías I, III y IV.	II
<p>Edificios y otras estructuras que representan un riesgo substancial para la vida humana en eventos de falla incluyendo, pero limitadas a:</p> <ul style="list-style-type: none"> • <i>Edificios y otras estructuras donde mas de 300 personas se congreguen en un área.</i> • <i>Edificios y otras estructuras con instalaciones de guardería con capacidad mayor a 150 personas.</i> • <i>Edificios y otras estructuras destinadas a escuelas y secundarias con capacidad mayor a 250 personas.</i> • <i>Edificios y otras estructuras destinadas a universidades y educación superior con capacidad mayor a 500 personas.</i> • <i>Instalaciones para el cuidado de la salud con capacidad de 50 o mas pacientes pero sin instalaciones de emergencia y cirugía.</i> • <i>Instalaciones de detención y cárceles.</i> <p>Edificios y otras estructuras sin incluir las enlistadas en la categoría IV con potencial de causar impactos económicos substanciales o interrupciones en el vida diaria de la población civil en un evento de falla.</p> <ul style="list-style-type: none"> • <i>Estaciones de generación de energía.</i> • <i>Instalaciones de tratamientos de agua.</i> • <i>Centros de telecomunicaciones.</i> 	III

Tabla 1.4 Categorías de ocupación de edificios y otros sistemas para cargas de viento, nieve, terremotos y granizo.

Fuente: Código ASCE 7 extracto Tabla 1-1.

1.2.4. Espectro de respuesta

Los espectros de respuesta fueron inicialmente propuestos por Biot en el año 1932 y luego desarrollados por Housner, Newmark y muchos otros investigadores. Actualmente, el concepto de espectro de respuesta es una importante herramienta de la dinámica estructural, de gran utilidad en el área del diseño sismo resistente. En forma general, se puede definir espectro como un gráfico de la respuesta máxima (expresada en términos de desplazamiento, velocidad, aceleración, o cualquier otro parámetro de interés) que produce una acción dinámica determinada en una estructura u oscilador de un grado de libertad. En los gráficos de espectros, se representa en abscisas el período propio de la estructura (o la frecuencia) y en ordenadas la respuesta máxima calculada para distintos factores de amortiguamiento.

La importancia de los espectros en el diseño de estructuras radica en el hecho de que estos gráficos condensan la compleja respuesta dinámica en un parámetro clave: los valores de respuesta máxima, que son usualmente los requeridos por el diseñador para el cálculo de estructuras. Se debe aclarar, sin embargo, que los espectros de respuesta omiten información importante dado que los efectos del terremoto sobre la estructura dependen no solo de la respuesta máxima sino también de la duración del movimiento y del número de ciclos con demanda significativa de desplazamientos.

1.2.5. Análisis estático

Para el cálculo de las fuerzas sísmicas, el análisis estático considera el uso de coeficientes que corresponden a una aceleración que varía en forma lineal, desde cero en la base de los edificios, hasta un máximo en la parte superior, de tal manera que el cociente de la fuerza cortante en la base V entre el peso total del edificio W sea igual al valor del coeficiente sísmico C . Esta simplificación conduce a resultados suficientemente precisos en edificios donde la influencia de los modos superiores y las deformaciones axiales de las columnas no sean importantes. Para tomar en cuenta de manera aproximada una estimación menor de las fuerzas cortantes en los pisos superiores, en algunas normas se considera una fuerza concentrada en la azotea del orden del 5% del cortante basal.

1.3. CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO

El diseño sismo resistente tradicional reduce y controla las fuerzas dinámicas que se producen por sismos severos, recurriendo a la ductilidad propia de la estructura, entrando en un rango inelástico en donde, mediante las plastificaciones parciales de vigas, columnas y sus conexiones, se aprovecha la capacidad de disipación de energía disponible en dichos elementos. Un diseño sismo resistente satisfactorio debe asegurar que la ductilidad del material disponible no sea superada. Dentro de este concepto se aceptan daños en la estructura para conseguir el objetivo de ductilidad deseado, es decir que la estructura debe resistir, sin daños significativos, movimientos de moderada

intensidad, limitar los daños de elementos no estructurales a sismos de mediana intensidad, y por último evitar el colapso de la estructura ante sismos severos, es evidente que aunque esta metodología ha funcionado bien, presenta el peligro de recurrir a roturas parciales de la misma estructura que se quiere proteger, entregándole ductilidades que en algunos casos son difíciles de probar y controlar.

Los requisitos de diseño para estructuras aisladas establecidos en la norma *NCh 2745 Of 2003* tienen otro concepto en el cual el objetivo de desempeño es una combinación de la protección a la vida y la reducción de daños de la estructura y sus contenidos, tales como:

- ✓ Resistir sismos pequeños y moderados sin daño en elementos estructurales, componentes no estructurales, y contenidos del edificio.
- ✓ Resistir sismos severos sin que exista:
 - a) Falla del sistema de aislación.
 - b) Daño significativo a los elementos estructurales.
 - c) Daño masivo a elementos no estructurales.

Esto se logra gracias a que la estructura aislada se mantiene esencialmente en un rango elástico durante el sismo de diseño, ya que el desplazamiento lateral ocurre en la interfaz de aislación y no en la superestructura, reduciendo las aceleraciones, derivas (drifts) y corte basal responsables de los daños. En esta nueva filosofía de diseño se definen dos niveles sísmicos que son:

Sismo de diseño (SDI): corresponde al nivel usado comúnmente en el diseño de estructuras convencionales y corresponde al nivel del movimiento sísmico del suelo que tiene como mínimo el 10% de probabilidad de excedencia en 50 años.

Sismo máximo posible (SMP): corresponde al nivel máximo del movimiento del suelo que puede ocurrir dentro del esquema geológico conocido, y se considera como el nivel del movimiento sísmico del suelo que tiene un 10% de probabilidad de excedencia en 100 años.

1.3.1. Estado límite de servicio

Las dimensiones de los elementos de hormigón armado deben ser tales que las deflexiones que puedan sufrir bajo condiciones de servicio o trabajo se mantengan dentro de los límites prescritos en las normas técnicas sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones. Con el diseño sísmico lo que se busca es que la estructura no exceda los límites de deformación que puedan provocar pánico en los ocupantes de la estructura y daños en los elementos no estructurales de la misma y de esta manera mantener el funcionamiento adecuado de la estructura. Se evita que se exceda este límite para sismos de intensidad moderada que se presenten varias veces en la vida útil de la estructura.

1.3.2. Estado límite de integridad estructural

Uno de los objetivos del diseño sísmico es evitar que existan daños estructurales ya sean de gran magnitud o de menor magnitud sin alcanzar la capacidad de

carga de los elementos, para un sismo de intensidad considerable que se puede presentar al menos una vez en la vida útil de la estructura.

1.3.3. Estado límite de supervivencia

No debe excederse el estado de supervivencia ni para sismos que tengan una muy poca probabilidad de ocurrencia. Pueden existir daños estructurales significativos pero se mantiene la estabilidad de la edificación y se evita el colapso de ésta posibilitando la evacuación de toda vida humana dentro de la estructura como a los alrededores de ella.

1.3.4. Sismo de El Centro.

El acelerograma de este terremoto ha tenido mucha relevancia para la ingeniería ya que ha sido de mucha ayuda para el entendimiento de los fenómenos sísmicos y su efecto de ruptura, así como en la propagación de ondas superficiales, gracias a este sismo se pudo descubrir la falla Imperial. Por ello se ha optado por tomar este sismo para el diseño de la estructura.

De este sismo se cuentan con datos reales en la componente horizontal Este – Oeste, sin embargo para cálculos se ha estimado un 70% de los datos para la componente horizontal Norte – Sur, y un 50% del promedio de estas dos componentes para la componente vertical.

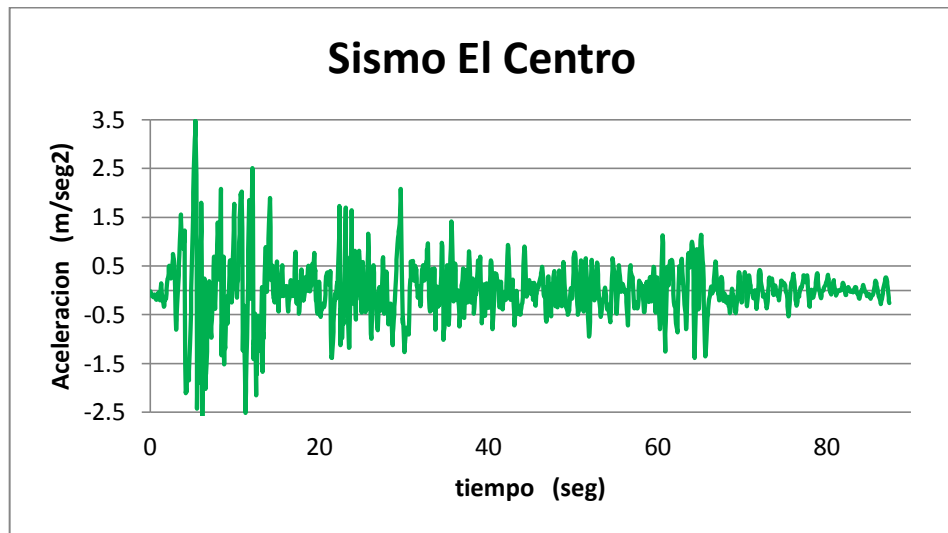


Fig. 1.4 Sismo de El Centro componente horizontal ESTE - OESTE

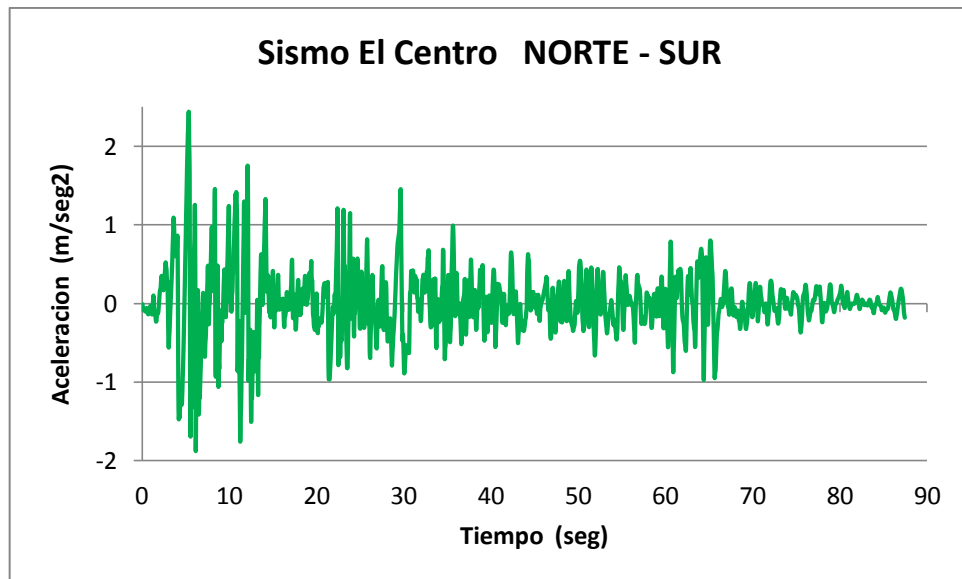


Fig. 1.5 Sismo de El Centro componente horizontal NORTE - SUR.

CAPÍTULO 2

2. MÉTODO DE DISEÑO BASADO EN LAS FUERZAS

En la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2011 se estipula que las estructuras deben diseñarse para resistir fuerzas sísmicas provenientes de cualquier dirección horizontal y que debe asumirse que las fuerzas sísmicas de diseño actúan de manera no concurrente en la dirección de cada eje principal de la estructura.

La carga sísmica W representa la carga reactiva por sismo y es igual a la carga muerta total de la estructura más un 25% de la carga viva de piso. En el caso de estructuras de bodegas o de almacenaje, W se calcula como la carga muerta más un 50% de la carga viva de piso. Según la NEC 2011 numeral 2.7.1.1.

2.1. MÉTODO DEL ANÁLISIS ESPECTRAL

El análisis modal espectral o método de la respuesta espectral es un método ventajoso para estimar los desplazamientos y fuerzas en los elementos de un sistema estructural. El método implica el cálculo solamente de los valores máximos de los desplazamientos y las aceleraciones en cada modo usando un espectro de diseño, el mismo que representa el promedio o la envolvente de espectros de respuesta para diversos sismos, con algunas consideraciones adicionales expuestas en los códigos de diseño. Luego se combinan estos valores máximos, por ejemplo mediante un promedio ponderado entre la media y la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de tales valores máximos; otro método es el de la combinación cuadrática completa que considera además una correlación

entre los valores modales máximos. De este modo, se obtienen los valores más probables de desplazamientos y fuerzas.²

La importancia de los espectros en el diseño de estructuras radica en el hecho de que estos gráficos condensan la compleja respuesta dinámica en un parámetro clave: los valores de respuesta máxima, que son usualmente los requeridos por el diseñador para el cálculo de estructuras. Se debe aclarar, sin embargo, que los espectros de respuesta omiten información importante dado que los efectos del terremoto sobre la estructura dependen no solo de la respuesta máxima, sino también de la duración del movimiento y del número de ciclos con demanda significativa de desplazamientos.

2.2. LA NORMA ASCE 7 Y NEC 2011

2.2.1. Espectro Respuesta ASCE7 2010

ZONA	SUELO	S_s	S_1
IV	C	1.65	0.75

ZONA	S_s	S_1
I	0.62	0.28
II	1.03	0.47
III	1.24	0.56
IV	1.65	0.75

² Francisco Crisafulli Elbio Villafañed, Guía de Estudios, ESPECTRO DE RESPUESTA Y DISEÑO, , 2002.

Tipo de Suelo	Definición	Zonas III y IV		Zona II		Zona I	
		Fa	Fv	Fa	Fv	Fa	Fv
A	Roca Dura	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	Roca	1	1	1	1	1	1
C	Suelo muy denso y roca blanda	1	1.3	1	1.33	1.15	1.52
D	Suelo firme	1	1.5	1.09	1.53	1.3	1.84
E	Suelo blando	0.9	2.4	0.9	2.4	1.46	2.88
F	Suelos muy pobres	<i>Nota Sección 11.4.7 ASCE 7-10</i>					

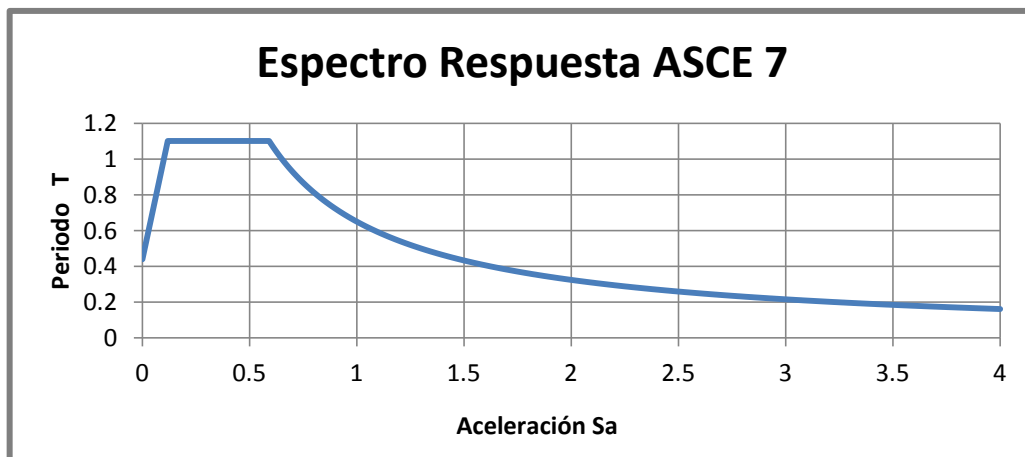


Fig. 2.1 Espectro elástico de Respuesta código ASCE7 2010

Se utilizó un tipo de suelo categoría C según el código ASCE 7 al no poseer un ensayo específico de suelo, ya que este es uno de los tipos de suelo de Quito.

TIPO DE SUELO	Fa	Fv	S _{MS} = Fa x S _s	S _{M1} = Fv x S ₁	S _{DS} = 2/3 S _{MS}	S _{D1} = 2/3 S _{M1}	Categoría de Ocupación		
							I o II	III	IV
A	0.80	0.80	1.32	0.60	0.880	0.400	E	E	F
B	1.00	1.00	1.65	0.75	1.100	0.500	E	E	F
C	1.00	1.30	1.65	0.98	1.100	0.650	E	E	F
D	1.00	1.50	1.65	1.13	1.100	0.750	E	E	F
E	0.90	2.40	1.49	1.80	0.990	1.200	E	E	F
F	<i>Nota Sección 11.4.7 ASCE 7-10</i>								

CATEGORIA OCUPACION	FACTOR I
I o II	1
III	1.25
IV	1.5

Zona = IV	S _s = 1.65
Suelo = C	S ₁ = 0.75
Factor de Importancia	II
<i>Categoría de Diseño Sísmico = E</i>	
<i>Factor de Importancia = 1</i>	

$$F_a = 1.00 \quad F_v = 1.30 \quad T_0 = 0.12 \text{ seg}$$

$$S_{MS} = 1.65 \quad S_{M1} = 0.98 \quad T_s = 0.59 \text{ seg}$$

$$S_{DS} = 1.10 \quad S_{D1} = 0.65 \quad T_L = 4 \text{ seg}$$

2.2.2. Corte basal ASCE 7

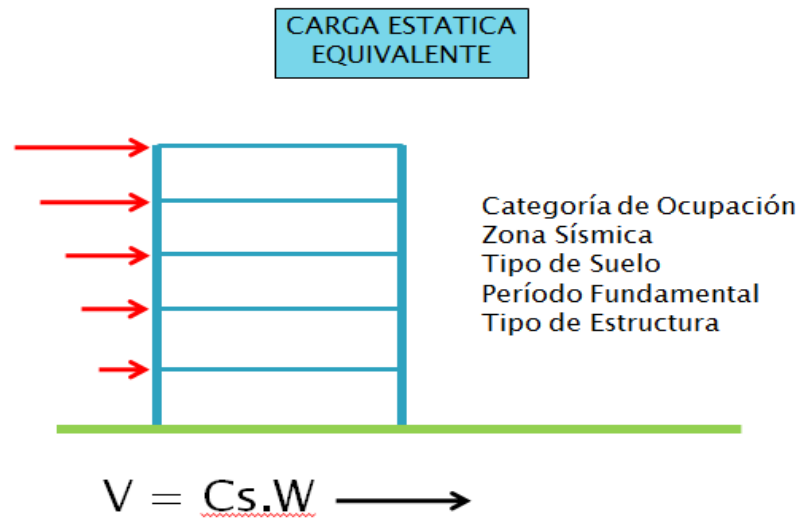


Fig. 2.2 Carga Estática Equivalente.

Fuente: Diapositivas Clases Ing. Juan Carlos Garcés “Diseño sismo resistente”

<i>Tipo de Estructura</i>	<i>C_t</i>	<i>x</i>
Pórticos Resistentes a Momento que resisten el 100% de la fuerza sísmica requerida y no están existen elementos que interfieran el desplazamiento de dicha fuerza		
Pórticos Resistentes a Momento de Acero	0.0724	0.8
Pórticos Resistentes a Momento de Concreto	0.0466	0.9
Pórticos de Acero arriostrados excéntricamente	0.0731	0.75
Todos los demás sistemas estructurales	0.0488	0.75

<i>Aceleración Espectral de Diseño a 1s, S_{D1}</i>	<i>C_u</i>
≥ 0.40	1.4
0.30	1.4
0.20	1.5
0.15	1.6
≤ 0.10	1.7

<i>Factor de Modificación de Respuesta</i>	8
<i>S_{as}</i>	1.1
<i>S_{D1}</i>	0.65
<i>Factor de importancia (I)</i>	1

Ct	0.0466
x	0.9
Altura a partir de la base hn (m)	21.7
Cu	1.4
Periodo fundamental aproximado (Ta)	0.75
Periodo Fundamental (T) Límite <=	1.05
Periodo Fundamental (T)	0.59
Coefficiente de respuesta Sísmica (Cs)	0.138

CARGAS ESTÁTICAS CALCULADAS POR ETABS	
DEAD (t)	LIVE (t)
2649.55	561.6

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T * \frac{R}{I}} = \frac{0.65}{0.59 * \frac{8}{1}} = 0.138 \quad (2.1)$$

$$V = C_s * W \quad (2.2)$$

$$V = 0.138 * 2789.95 = 385.01 T \quad (2.3)$$

En general, las normas de diseño sísmo resistente exigen que las estructuras se analicen cuando menos bajo la acción de dos componentes ortogonales del movimiento del terreno no simultáneas. Así mismo, en la mayoría de las normas se incluyen recomendaciones generales para modelar las estructuras suponiendo un comportamiento elástico de los materiales.

2.2.3. Espectro Respuesta NEC 2011

El coeficiente R para nuestra estructura es igual a 6, como se puede apreciar el coeficiente de reducción de respuesta estructural es inferior al que propone el ASCE 7 (R=8). Con esto se puede concluir que la estructura tendrá elementos más rígidos, esto quiere decir que la carga sísmica aplicada con el NEC, a pesar de ser en su espectro más crítico, va a tener una reducción menor obligando a tener una estructura ligeramente más rígida a la carga sísmica lateral lo cual no parece muy adecuado al ser la carga sísmica un fenómeno natural impredecible.

VALORES DEL COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA ESTRUCTURAL R SISTEMAS ESTRUCTURALES DÚCTILES.	
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos espaciales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda	5

Tabla 2.1. Coeficiente de reducción de respuesta estructural R.

Fuente: Extracto de la Tabla 2.14 NEC2011

La importancia del diseño sismo resistente se encuentra en preparar a la estructura para que entre en el rango inelástico de una manera dúctil y que esto se logra con el diseño por capacidad y el detallamiento.

TIPO SUELO	r	ZONA I			ZONA II			ZONA III			ZONA IV			ZONA V			ZONA VI		
		z=0.15			z=0.25			z=0.30			z=0.35			z=0.40			z>0.5		
		Fa	Fd	Fs	Fa	Fd	Fs	Fa	Fd	Fs	Fa	Fd	Fs	Fa	Fd	Fs	Fa	Fd	Fs
A	1	0.9	0.9	0.75	0.9	0.9	0.75	0.9	0.9	0.75	0.9	0.9	0.75	0.9	0.9	0.75	0.9	0.9	0.75
B	1	1	1	0.75	1	1	0.75	1	1	0.75	1	1	0.75	1	1	0.75	1	1	0.75
C	1	1.4	1.6	1	1.3	1.5	1.1	1.25	1.4	1.2	1.23	1.35	1.25	1.2	1.3	1.3	1.18	1.25	1.45
D	1.5	1.6	1.9	1.2	1.4	1.7	1.25	1.3	1.6	1.3	1.25	1.5	1.4	1.2	1.4	1.5	1.15	1.3	1.65
E	1.5	1.8	2.1	1.5	1.5	1.75	1.6	1.4	1.7	1.7	1.28	1.65	1.8	1.15	1.6	1.9	1.05	1.5	2
F	NOTA NEC2011																		

Tabla 2.2. Factores de zonas sísmicas. NEC2011³

n	COSTA		SIERRA		ORIENTE		
		1.8		2.48		2.6	
ESPECTRO DE DISEÑO							
TIPO SUELO	ZONA	Z	Fa	Fd	Fs	n	r
C	V	0.4	1.2	1.3	1.3	2.48	1

$$T_C = 0.55 * F_S * \frac{F_d}{F_a} \quad (2.4)$$

$$T_C = 0.7746 \text{ seg}$$

$$T_L = 2.5 * F_d \quad (2.5)$$

$$T_L = 3.12 \text{ seg}$$

$$T_o = 0.10 * F_S * \frac{F_d}{F_a} = 0.1408 \quad (2.6)$$

Al igual que con la norma ASCE7, se usó un tipo de suelo C al no tener datos específicos del suelo donde se ubicará la estructura. Y la zona en la que se encuentra la ciudad de Quito es la 5 (V).

³ Nota: Para los perfiles de suelo D y E los valores de T_L se limitaran a un valor máximo de 4s.

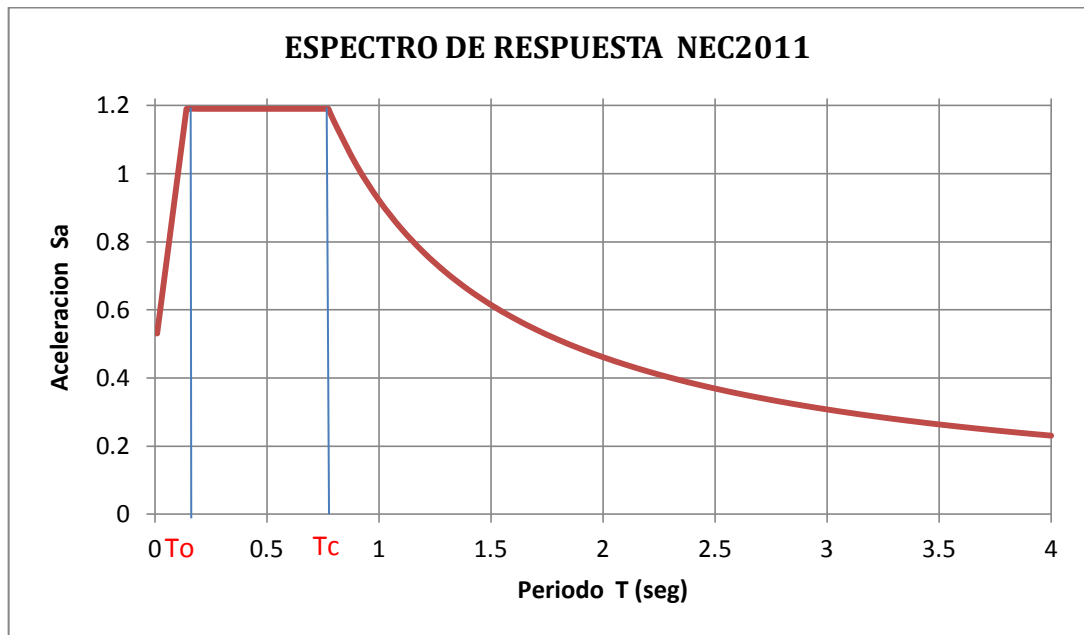


Fig. 2.3 Espectro Elástico de Respuesta NEC-2011.

2.2.4. Corte basal NEC-11

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Tabla 2.3. Tipo de uso, destino e importancia.

Fuente: Tabla 2.9 NEC2011

I: Es igual a 1 al ser un edificio destinado a viviendas.

W: Es la carga muerta total de la estructura más un 25% de la carga viva de piso.

ΦP, ΦE Obtenidos de las tablas 2.12 y 2.13 respectivamente del NEC2011.

$$W = \text{DEAD} + 0.25CV \quad (2.7)$$

$$W = 2649.55 + (0.25)(561.6) = 2789.95 \text{ t} \quad (2.8)$$

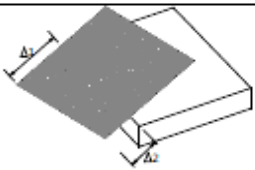
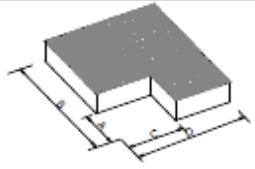
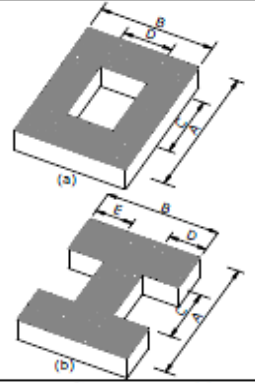
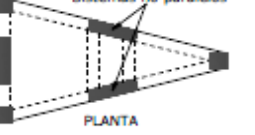
IRREGULARIDAD PENALIZADA EN PLANTA	
<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{tr} = 0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{tr} = 0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{tr} = 0.9$ a) $C \times D > 0.5A \times B$ b) $[C \times D + C \times E] > 0.5A \times B$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{tr} = 0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Tabla 2.4. Irregularidad penalizada en planta.

Fuente: Tabla 2.12 NEC 2011.

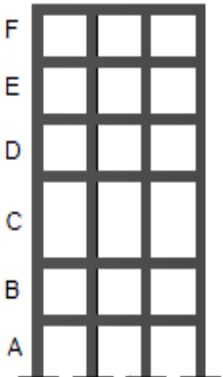
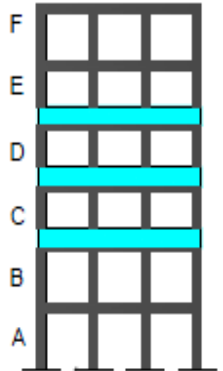
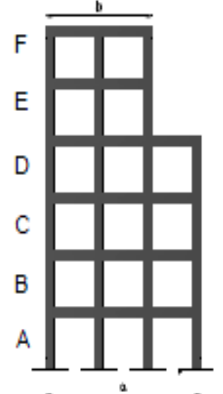
IRREGULARIDAD PENALIZADA EN ELEVACIÓN	
<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_E=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D Rigidez $< 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_E=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_E=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Tabla 2.5: Irregularidad penalizada en elevación.

Fuente: Tabla 2.13 NEC 2011.

$$V = \frac{I S_a}{R \phi_P \phi_E} W \quad (2.9)$$

En donde:

I = factor de importancia

W = carga reactiva

Sa = aceleración espectral correspondiente al espectro de respuesta elástico para diseño.

R = Factor de reducción de respuesta estructural.

ΦP, ΦE = Factores de configuración estructural en planta y en elevación, los cuales son igual a 1, ya que la estructura no presenta ninguna irregularidad de las que especifica el código ecuatoriano.

$$V = \frac{1 * 1.1904}{6 * 1 * 1} * 2789.95 \quad (2.10)$$

$$V = 0.198 * 2789.95 \quad (2.11)$$

$$V = 552.41 \text{ t} \quad (2.12)$$

Al comparar los espectros de respuesta elásticos tanto del NEC 2011 como de la ASCE 7-10 se observa que el espectro de la norma ecuatoriana al encontrarse en condiciones similares es más crítico para el análisis sísmico de la estructura en estudio, por lo tanto en adelante se modelará con este espectro y bajo las condiciones de este código.

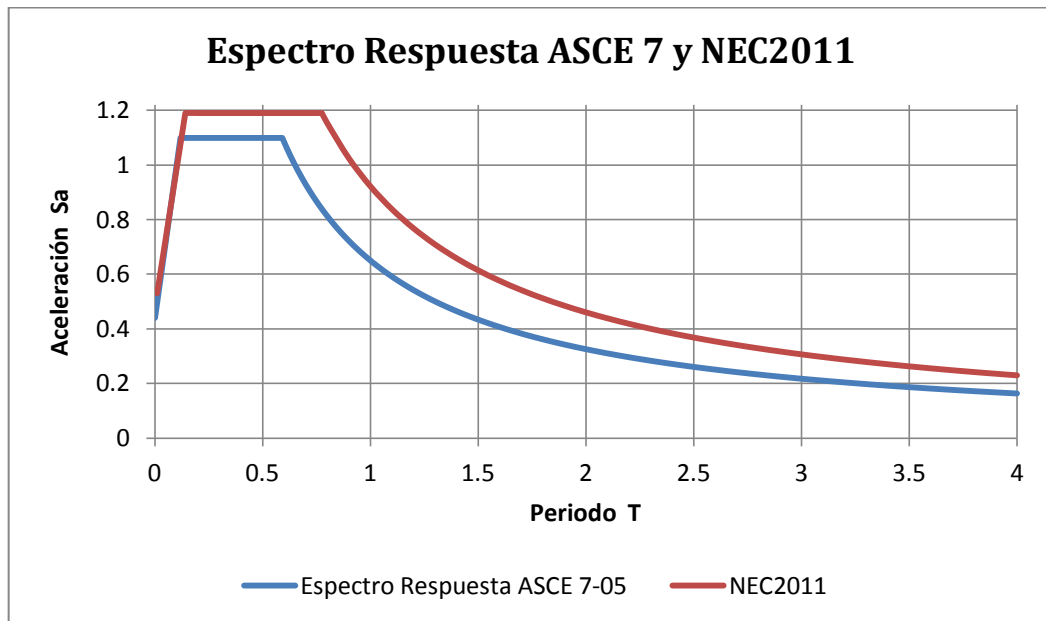


Fig. 2.4. Espectros de respuesta elásticos ASCE7 y NEC2011.

2.2.4.1. Corrección del corte basal estático y dinámico

El valor del corte basal dinámico dado por el programa fue de 361.27 t y el corte basal estático de 527 t, para que el valor del corte basal dinámico y estático sean iguales, se lo multiplica por un factor de corrección f_c .

$$f_c = \frac{527 \text{ t}}{361.27 \text{ t}} = 1.459$$

Este procedimiento se lo realiza para ambas direcciones en las que actúa el sismo.

Spectrum Case Name <input type="text" value="NEC2011"/>		
Structural and Function Damping		
Damping		<input type="text" value="0.05"/>
Modal Combination		
<input checked="" type="radio"/> CQC <input type="radio"/> SRSS <input type="radio"/> ABS <input type="radio"/> GMC		
f1	<input type="text"/>	f2 <input type="text"/>
Directional Combination		
<input checked="" type="radio"/> SRSS <input type="radio"/> ABS Orthogonal SF <input type="text"/>		
<input type="radio"/> Modified SRSS (Chinese)		
Input Response Spectra		
Direction	Function	Scale Factor
U1	<input type="text" value="NEC2011"/>	<input type="text" value="1.63 * 1.459"/>
U2	<input type="text"/>	<input type="text"/>
UZ	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Excitation angle		<input type="text" value="0"/>

Fig. 2.5 Corrección del corte basal dinámico en dirección X.

Spectrum Case Name <input type="text" value="NEC2011Y"/>		
Structural and Function Damping		
Damping		<input type="text" value="0.05"/>
Modal Combination		
<input checked="" type="radio"/> CQC <input type="radio"/> SRSS <input type="radio"/> ABS <input type="radio"/> GMC		
f1	<input type="text"/>	f2 <input type="text"/>
Directional Combination		
<input checked="" type="radio"/> SRSS <input type="radio"/> ABS Orthogonal SF <input type="text"/>		
<input type="radio"/> Modified SRSS (Chinese)		
Input Response Spectra		
Direction	Function	Scale Factor
U1	<input type="text"/>	<input type="text"/>
U2	<input type="text" value="NEC2011"/>	<input type="text" value="1.63 * 1.459"/>
UZ	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Excitation angle		<input type="text" value="0"/>

Fig. 2.6 Corrección del corte basal dinámico en dirección Y.

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T
STORY2	SXEP	Bottom	0.00	-505.83	0.00	5007.740
STORY2	SXEN	Top	0.00	-505.83	0.00	4097.242
STORY2	SXEN	Bottom	0.00	-505.83	0.00	4097.242
STORY2	SYEN	Top	0.00	0.00	-505.83	-5462.989
STORY2	SYEN	Bottom	0.00	0.00	-505.83	-5462.989
STORY2	SYEP	Top	0.00	0.00	-505.83	-6676.987
STORY2	SYEP	Bottom	0.00	0.00	-505.83	-6676.987
STORY2	NEC2011	Top	0.00	508.88	0.00	5119.846
STORY2	NEC2011	Bottom	0.00	508.88	0.00	5119.846
STORY2	NEC2011Y	Top	0.00	0.00	508.40	6826.538
STORY2	NEC2011Y	Bottom	0.00	0.00	508.40	6826.538
STORY1	SXEP	Top	0.00	-527.00	0.00	5217.289
STORY1	SXEP	Bottom	0.00	-527.00	0.00	5217.289
STORY1	SXEN	Top	0.00	-527.00	0.00	4268.691
STORY1	SXEN	Bottom	0.00	-527.00	0.00	4268.691
STORY1	SYEN	Top	0.00	0.00	-527.00	-5691.588
STORY1	SYEN	Bottom	0.00	0.00	-527.00	-5691.588
STORY1	SYEP	Top	0.00	0.00	-527.00	-6956.385
STORY1	SYEP	Bottom	0.00	0.00	-527.00	-6956.385
STORY1	NEC2011	Top	0.00	527.10	0.00	5314.770
STORY1	NEC2011	Bottom	0.00	527.10	0.00	5314.770
STORY1	NEC2011Y	Top	0.00	0.00	526.65	7087.622
STORY1	NEC2011Y	Bottom	0.00	0.00	526.65	7087.622

Fig. 2.7 Corte basal estático y dinámico corregidos.

2.2.5. Diafragma de la Estructura (D1)

En esta imagen se puede ver que las rigideces concurren al centro geométrico de la estructura por lo tanto no existe torsión en planta, esto era de esperarse al tener una estructura simétrica estructural y geométrica.

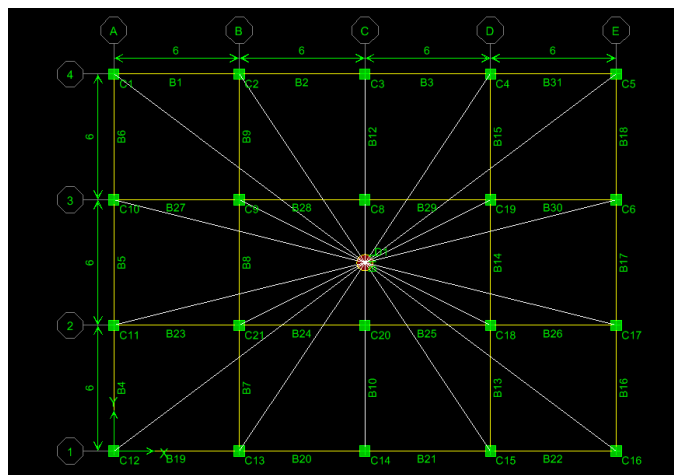


Fig. 2.8 Diafragma de la Estructura.

2.3. DISEÑO DE ELEMENTOS

2.3.1. Diseño de losa

Para el predimensionamiento de la losa el ACI propone tablas como la 9.5a en las cuales se muestran los espesores y alturas mínimas para elementos de una estructura que pueda sufrir daños importantes como consecuencias de deflexiones excesivas, no obstante se puede utilizar espesores menores siempre y cuando se controlen las deflexiones.

Para poder utilizar el método directo de diseño de losas el ACI en su sección 13.6.1 se explica claramente las limitaciones.

De acuerdo al ACI cuando se tienen losas con vigas en los 4 bordes; como es el caso de la estructura que se analizó; y que tienen valores de α_m menores a 2 (ACI 13.6.1.6) se aplica la siguiente ecuación (ec.9.12 ACI) para determinar la altura mínima de la losa maciza:

$$h_{min} = \frac{Ln(0.8 + fy/14000)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0.2)} \geq 12.5cm \quad (2.13)$$

Para determinar el valor de h_{min} se ha tomado del ACI la ecuación anterior y en la cual se asume un valor de α_m igual a 0.2, como se refiere en el comentario de ACI sección 9.5.3a.

$$h_{min} = \frac{600 * (0.8 + 4200/14000)}{36} \quad (2.14)$$

$$h_{min} = 18.30 \text{ cm} \quad (2.15)$$

Esta losa equivale a una losa alivianada de 25 cm de espesor.

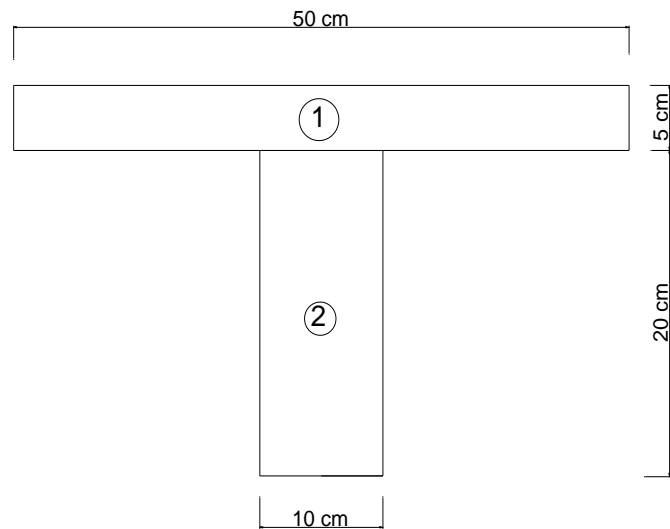


Fig. 2.9 Sección de losa alivianada de 25 cm.

FIGURA	AREA (cm ²)	y(cm)	Ay (cm ³)
1	250	22.5	5625
2	200	10	2000
TOTAL	450		7625

$$\bar{y} = \frac{7625 \text{ cm}^3}{450 \text{ cm}^2} = 16.94 \text{ cm}$$

La inercia de la figura 2.9 es con respecto a su centro de gravedad:

$$I = \frac{50 \text{ cm} * (5 \text{ cm})^3}{12} + 250 \text{ cm}^2 * (5.56 \text{ cm})^2 + \frac{10 \text{ cm} * (20 \text{ cm})^3}{12} + 250 \text{ cm}^2 * (6.94 \text{ cm})^2$$

$$I = 24548.61 \text{ cm}^3$$

$$I = \frac{b * h^3}{12} = 24548.61 \text{ cm}^3$$

Despejando el valor de h se obtiene:

$$h = 18.10 \text{ cm aproximadamente } 18.30 \text{ cm}$$

Con esto se verifica que la losa alivianada de 25 cm es adecuada.

2.3.2. Diseño de vigas

Para el predimensionamiento de vigas se parte de secciones asumidas que se comprueba basándose en los lineamientos dispuestos en los códigos.

Se tomó para los pisos inferiores $l_n/8$, para los pisos intermedios $l_n/10$, y para los pisos superiores $l_n/12$. Estos valores son obtenidos por experiencia de ingenieros y aprendidos en clase como un punto de partida para el predimensionamiento de vigas.

Para el diseño debe satisfacerse dos condiciones fundamentales cuando se calcula resistencia de un elemento, uno el equilibrio estático y dos la compatibilidad de deformaciones.

La aplicación de cargas se realizó a través de los elementos losa si no se tuvieran estos elementos el procedimiento sería asignar las cargas correspondientes (triangulares, trapezoidales o rectangulares) directamente en las vigas, lo que para objeto de cálculo del edificio sería algo muy trabajoso y repetitivo, por lo cual se ha modelado en un programa de análisis matemático en el cual se obtienen los momentos máximos y mínimos que se producen en la viga.

Como alternativa para el análisis estructural se permite utilizar el diseño de vigas continuas en los siguientes casos, siempre y cuando existan:

- ✓ Hayan dos o más vanos.
- ✓ Los vanos son aproximadamente iguales.
- ✓ Las cargas estén uniformemente distribuidas.

- ✓ La carga viva no mayorada no exceda tres veces la carga muerta.
- ✓ Los elementos sean prismáticos.

Todos los elementos de pórticos o estructuras continuas se deben diseñar para resistir los efectos máximos producidas por las cargas mayoradas determinadas de acuerdo con la teoría de análisis elástico.

Los momentos y fuerzas cortantes aproximadas proporcionan valores razonablemente conservadores para las condiciones indicadas cuando los elementos sometidos a flexión son parte de un pórtico o de una estructura continua.

Para el cálculo de los momentos negativos, ℓ_n se toma como el promedio de las luces libres de los vanos adyacentes.

Momento positivo	
Vanos extremos	
El extremo discontinuo no está restringido	$w_u \ell_n^2 / 11$
El extremo discontinuo es monolítico con el apoyo	$w_u \ell_n^2 / 14$
Vanos interiores	$w_u \ell_n^2 / 16$
Momento negativo en la cara exterior del primer apoyo interior	
Dos vanos	$w_u \ell_n^2 / 9$
Más de dos vanos	$w_u \ell_n^2 / 10$
Momento negativo en las demás caras de apoyos interiores	
$w_u \ell_n^2 / 11$	
Momento negativo en la cara de todos los apoyos para:	
Losas con luces que no excedan de 3 m, y vigas en las cuales la relación entre la suma de las rigideces de las columnas y la rigidez de la viga exceda de 8 en cada extremo del vano	
$w_u \ell_n^2 / 12$	
Momento negativo en la cara interior de los apoyos exteriores para los elementos contruidos monolíticamente con sus apoyos	
Cuando el apoyo es una viga de borde	$w_u \ell_n^2 / 24$
Cuando el apoyo es una columna	$w_u \ell_n^2 / 16$
Cortante en elementos extremos en la cara del primer apoyo interior	
$1.15 w_u \ell_n / 2$	
Cortante en la cara de todos los demás apoyos	
$w_u \ell_n / 2$	

Tabla 2.6. Momentos para diseño de vigas

Fuente: Tabla 8.3 ACI 318S – 08

2.3.3. Diseño de columnas

Para el predimensionamiento de columnas se parte de la expresión $A_g = 11P_u$ que se obtiene al despejar de la ecuación de carga máxima permitida en una columna, del código ACI318, asumiendo el 1% de ρ :

$$P_u = 0.8 * \phi * [0.85f'_c(A_g - \rho) + \rho f_y] \quad (2.16)$$

Donde $f'_c = 280\text{kg/cm}^2$ y $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$

$$P_u = 177.68 * A_g \quad (2.17)$$

Se considera una mayoración del 30% por acción sísmica y que la combinación 1.4D + 1.7L produce una mayoración de 1.5 veces en la carga vertical en donde:

$$A_g = 1.5 * 1.3 \left(\frac{P}{177.68} \right) \quad (2.18)$$

$$A_g \approx 11P_u \quad (2.19)$$

Partiendo de estos precedentes los tamaños del prediseño serán los siguientes:

PISOS	ELEMENTO	ASIGNACIÓN	CARACTERÍSTICAS	
			b (cm.)	h (cm)
Primero, Segundo, Tercero	VIGA	VIGA 50X70	50	70
	COLUMNA	COL 65X65	65	65
	LOSA	LOSA (Membrana)	Altura equivalente 18.06 cm	
Cuarto, Quinto	VIGA	VIGA 50X60	50	60
	COLUMNA	COL 60X60	60	60
	LOSA	LOSA (Membrana)	Altura equivalente 18.06 cm	
Sexto, Séptimo	VIGA	VIGA 40X65	40	65
	COLUMNA	COL 50X50	50	50
	LOSA	LOSA (Membrana)	Altura equivalente 18.06 cm	

Tabla 2.7. Secciones de los elementos de la estructura.

Para el diseño definitivo de losas, vigas y columnas, estos datos se verificaron en el análisis realizado en el programa ETABS.

Para la revisión de las derivas de piso se utiliza el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos $\Delta_M < 0.02$ (tabla 2.8 NEC-11) de la estructura, causada por el sismo de diseño. Las derivas obtenidas como consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas (Δ_E), sean estáticas o dinámicas, para cada dirección de aplicación de las fuerzas laterales, se calculan, para cada piso, realizando un análisis elástico de la estructura sometida a las fuerzas laterales calculadas, considerando las secciones agrietadas de los elementos estructurales. El cálculo de las derivas de piso debe incluir las deflexiones debidas a efectos traslacionales y torsionales, y los efectos P- Δ . Adicionalmente, en el caso de pórticos con estructura metálica, debe considerarse la contribución de las deformaciones de las zonas de conexiones a la deriva total de piso.

Para el cálculo de los límites de las derivas de piso se toma en cuenta la expresión dada por la Norma Ecuatoriana de la Construcción del 2011 sección 2.7.8.3.

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E \quad (2.20)$$



Fig. 2.12 Esquema de vigas en planta (6to y 7mo piso).

2.4.1. Estados de carga

Los estados de carga se definen como las posibles cargas que se presentan durante la vida útil de una estructura. Existen estados de carga del uso normal de la estructura, cargas muertas, el peso mismo de la estructura y cargas vivas; estados de carga temporales como aquellas de viento, sismo, o la misma construcción.

En la figura 2.13 se indican los tipos de carga que actúan en la edificación, carga viva, carga muerta, cargas sísmicas en ambos sentidos horizontales y con excentricidades correspondientes.

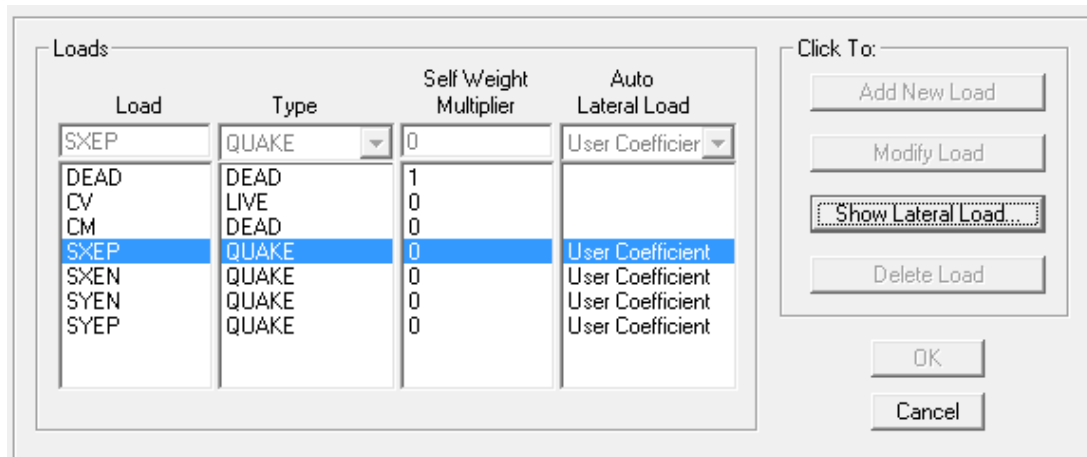


Fig. 2.13 Cargas estáticas.

2.4.2. *Períodos de vibración de la estructura*

<i>MODO</i>	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
<i>PERÍODO(s)</i>	0.903	0.88	0.746	0.321	0.314	0.269	0.177	0.174	0.15	0.114	0.113	0.098

2.4.3. *Derivas y Desplazamientos*

<i>STORY</i>	<i>DISP-X</i>	<i>DISP-Y</i>	<i>DRIFT-X</i>	<i>DRIFT-Y</i>
STORY7	0.071468	-0.005899	0.001897	0.000156
STORY6	0.065587	-0.005416	0.003418	0.000282
STORY5	0.054990	-0.004542	0.003888	0.000318
STORY4	0.042938	-0.003556	0.004128	0.000339
STORY3	0.030141	-0.002503	0.003811	0.000315
STORY2	0.018328	-0.001528	0.003699	0.000307
STORY1	0.006860	-0.000576	0.002213	0.000186

Fig.2.14 Desplazamientos y derivas del punto 20 del edificio.

EDIFICIO CONVENCIONAL						
PISO	DERIVA	ΔeX (m)	ΔeY (m)	ΔMx (m)	ΔMy (m)	CONDICIÓN $\Delta M < 0.02$
Piso 7	Max Drift X	0.00190		0.00854		OK
Piso 7	Max Drift Y		0.002108		0.00949	OK
Piso 6	Max Drift X	0.00342		0.01538		OK
Piso 6	Max Drift Y		0.00376		0.01692	OK
Piso 5	Max Drift X	0.00389		0.01750		OK
Piso 5	Max Drift Y		0.00429		0.01931	OK
Piso 4	Max Drift X	0.004128		0.01858		OK
Piso 4	Max Drift Y		0.004		0.01800	OK
Piso 3	Max Drift X	0.003811		0.01715		OK
Piso 3	Max Drift Y		0.0042		0.01890	OK
Piso 2	Max Drift X	0.003699		0.01665		OK
Piso 2	Max Drift Y		0.00405		0.01823	OK
Piso 1	Max Drift X	0.002213		0.00996		OK
Piso 1	Max Drift Y		0.002394		0.01077	OK

Tabla 2.8. Derivas máximas según NEC-11

Se muestra los puntos en donde se encuentra la máxima deriva de la estructura.

2.4.4. Efectos P- Δ

Corresponden a los efectos adicionales, en las dos direcciones principales de la estructura, causados por efectos de segundo orden que producen un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura, y que por ello deben considerarse dado que este chequeo evalúa la estabilidad global de la estructura. Los efectos P- Δ no necesitan ser verificados cuando el índice de estabilidad Q_i es menor a 0.1. El índice de estabilidad Q_i , para el piso i y en la dirección bajo estudio, puede calcularse por medio de la siguiente ecuación:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} \quad (2.21)$$

En donde:

Q_i = índice de estabilidad del piso *i*, es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.

P_i = suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso *i* y de todos los pisos localizados sobre el piso *i*.

Δ_i = deriva del piso *i* calculada en el centro de masas del piso.

V_i = cortante sísmico del piso *i*.

h_i = altura del piso *i* considerado.

EFECTOS P-Δ ESTRUCTURA CONVENCIONAL									
PISO	PUNTO	DriftX (m)	DriftY (m)	Vi (t)	hi (m)	Pi (t)	QiX	QiY	0.1<Qi<0.3
7	D1	0.00190	0.0021	116.45	21.7	491.71	0.000369	0.00041	no necesita verificación
6	D1	0.00341	0.0037	225.34	18.6	1518.33	0.001238	0.00136	no necesita verificación
5	D1	0.00388	0.0042	321.84	15.5	3114.08	0.002427	0.00267	no necesita verificación
4	D1	0.00412	0.004	400.72	12.4	5278.97	0.004386	0.00425	no necesita verificación
3	D1	0.00381	0.0042	463.5	9.3	8044.61	0.007112	0.00783	no necesita verificación
2	D1	0.00369	0.0040	505.83	6.2	11411.0	0.013459	0.01473	no necesita verificación
1	D1	0.00221	0.0023	527	3.1	15378.16	0.020831	0.02253	no necesita verificación

Tabla 2.9 Índice de estabilidad para efectos P-Δ.

2.4.5. Detalle de la armadura

En las figuras 2.15 y 2.16 se muestran las cuantías de refuerzo obtenidas por el diseño del programa ETABS, solo se muestra dos pórticos de la estructura el pórtico A y el pórtico 1.

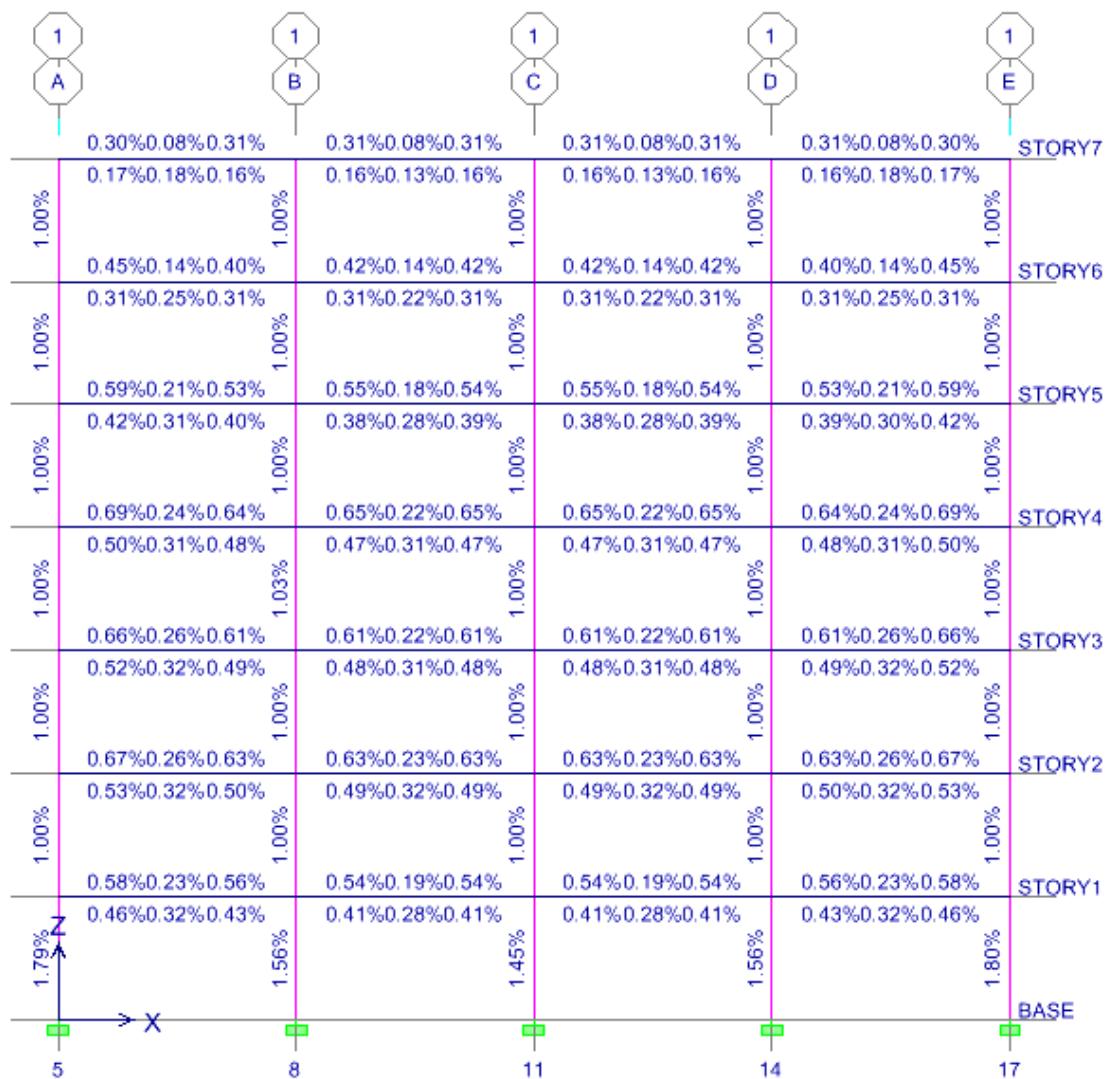


Fig. 2.15 Detalle de la cuantía de refuerzo del edificio en elevación (pórtico 1)

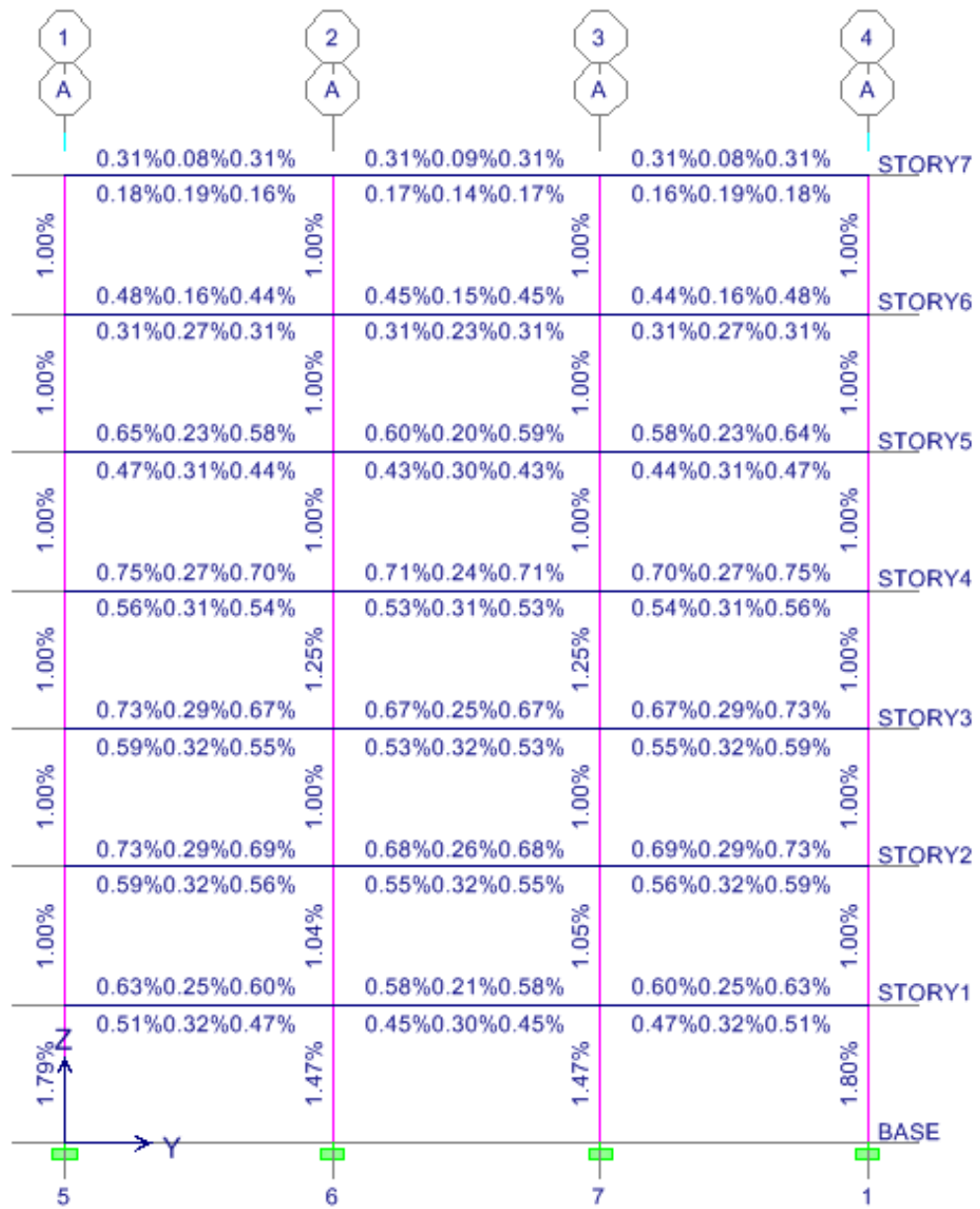


Fig. 2.16 Detalle de la cuantía de refuerzo del edificio en elevación (pórtico A).

CAPÍTULO 3

3. SISTEMAS DE AMORTIGUAMIENTO.

3.1. INTRODUCCIÓN.

En los últimos años la ingeniería en todo el mundo ha enfocado muchos de sus esfuerzos a investigar e implementar métodos para mitigar la amenaza de las comunidades más vulnerables. Y aunque cada año hay avances debido a problemas propios de nuestro entorno, del volumen de información y estudios académicos existe poca divulgación de estos sistemas de aislamiento sísmicos. Entre éstos, los sistemas pasivos de disipación de energía para el diseño y reforzamiento de estructuras han tomado gran auge, gracias a la ayuda de los procesadores electrónicos y la dinámica estructural, hoy en día existen numerosos ejemplos de estructuras construidas o reforzadas en algunos de los países del mundo más propensos a la amenaza sísmica.

Los aisladores son elementos que separan una estructura del suelo para reducir los efectos del sismo. Estos dispositivos absorben mediante deformaciones la energía que un terremoto transmite a una estructura. Los aisladores 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 se produce una reducción importante en la fuerza que actúa sobre ella.

La disipación pasiva de energía es una tecnología que mejora el desempeño de una edificación añadiendo amortiguación a su estructura, siendo el uso primario

de los disipadores de energía la reducción de los desplazamientos sísmicos de la estructura.

Los disipadores de energía reducen, igualmente, la fuerza en la estructura, proporcionándole a su vez una respuesta elástica, en algunos casos, sin que se deba esperar la reducción de la fuerza en estructuras que estén respondiendo más allá de la fluencia.

En muchos casos la disipación de energía se ha constituido en una alternativa para los esquemas convencionales de rigidización y reforzamiento, se debe esperar que alcancen un nivel de desempeño comparable. En general, estos dispositivos pueden ser una buena opción a considerar en los casos en los cuales se espera un buen nivel de desempeño en cuanto a la protección de la vida de las personas o, quizás, respecto de la ocupación inmediata, pero con aplicabilidad limitada en proyectos con un nivel de desempeño de prevención de colapso.

Los sistemas de protección sísmica empleados en la actualidad comprenden desde relativamente simples dispositivos de control pasivo hasta avanzados sistemas completamente activos. Los sistemas pasivos son tal vez los más conocidos e incluyen los sistemas de aislamiento sísmico y los sistemas mecánicos de disipación de energía. El aislamiento sísmico es el sistema más desarrollado, con continuos avances en dispositivos, aplicaciones y especificaciones de diseño. Los sistemas de protección sísmica pueden ser clasificados en cuatro categorías: sistemas pasivos, activos, híbridos y semi-activos.

Las primeras aplicaciones de los aisladores de base actuales fueron en puentes debido a que estas estructuras normalmente se apoyan sobre placas de neopreno para permitir el libre desplazamiento ocasionado por los cambios de temperatura. Esto permitió la sustitución de las placas de neopreno por aisladores de base. El primer intento moderno por utilizar un sistema de aislamiento en edificaciones se dio en la escuela Heinrich Pestalozzi, en Skopje, Yugoslavia, en 1969, mediante un método suizo denominado "aislamiento total de la base en tres direcciones" utilizando vigas de caucho natural sin reforzar. A partir de este edificio empezó la experimentación, implementación y patentado de sistemas en los Estados Unidos, Japón y Nueva Zelanda principalmente.

3.1.1. Sistemas de protección sísmica

3.1.1.1. Sistemas Pasivos

Los sistemas de control pasivo emplean dispositivos bastante simples que reducen la respuesta dinámica por medios totalmente mecánicos. Los sistemas pasivos más comunes son los aisladores sísmicos, los disipadores de energía y los osciladores resonantes (TMD). Cada sistema emplea diferentes enfoques para el control de la respuesta estructural y son más efectivos para diferentes tipos de estructuras.

3.1.1.2. Aisladores Sísmicos

El aislamiento sísmico es una estrategia de diseño basada en la premisa de que es posible separar una estructura de los movimientos del suelo mediante la

introducción de elementos flexibles entre la estructura y su fundación. Los aisladores reducen notablemente la rigidez del sistema estructural, haciendo que el período fundamental de la estructura aislada sea mucho mayor que el de la misma estructura con base fija. Existen dos tipos de sistemas de aislamiento: los apoyos elastoméricos y los apoyos deslizantes. Los apoyos elastoméricos emplean un elastómero de caucho natural o neopreno reforzado con finas láminas de acero. La notable flexibilidad lateral en el elastómero permite el desplazamiento lateral de los extremos del aislador, mientras que las láminas de refuerzo evitan el abultamiento del elastómero y le proporcionan una gran rigidez vertical. Existen tres tipos de apoyos elastoméricos ampliamente usados: apoyos de caucho natural (NRB), apoyos de caucho con núcleo de plomo (LRB), y apoyos de caucho de alta disipación de energía (HDR). Los apoyos deslizantes poseen una superficie de deslizamiento que permite la disipación de energía por medio de las fuerzas de rozamiento. Uno de los dispositivos más innovadores es el sistema pendular friccional que combina la acción del deslizamiento con la generación de una fuerza restitutiva debido a la geometría del deslizador.



Fig. 3.1 Apoyo elastomérico.

Fuente: bridgestone.com

3.1.1.3. Apoyo elastomérico

El aislamiento sísmico es un sistema ampliamente usado para la protección sísmica de diversos tipos de estructuras. Numerosos estudios teóricos, análisis numéricos y ensayos de laboratorio demuestran el excelente comportamiento que puede lograr este sistema en la protección de estructuras sometidas a eventos sísmicos moderados y severos. Adicionalmente, la efectividad de este sistema fue evidenciada por los registros de la respuesta dinámica de los edificios con aislamiento de base sacudidos por los sismos.

3.1.1.4. Disipadores de Energía

Los disipadores de energía son dispositivos diseñados para absorber la mayoría de la energía sísmica, evitando así que ésta sea disipada mediante deformaciones inelásticas en los elementos estructurales. Pueden ser clasificados como hysteréticos o viscoelásticos.

Los disipadores hysteréticos incluyen los disipadores metálicos y los disipadores friccionantes, y dependen esencialmente de los desplazamientos de la estructura. Los disipadores metálicos están basados en la fluencia de los metales debido a flexión, corte, torsión, o extrusión. Uno de los dispositivos metálicos más reconocidos es el ADAS, que está compuesto por placas de acero con sección transversal en forma de X instaladas en paralelo sobre los arriostres. Los disipadores friccionantes son dispositivos que disipan la energía mediante las fuerzas de fricción que se presentan por el desplazamiento relativo entre dos placas en contacto. Son diseñados para deslizar a una carga predeterminada, y

permanecen inactivos mientras no existe una demanda sísmica importante sobre el edificio.

3.1.1.5. Disipador histerético



Fig. 3.2 Disipador histerético.

Fuente: <http://michacero.blogspot.com/2012/02/aislacion-termica.html>

Los disipadores viscoelásticos incluyen los sistemas de sólidos viscoelásticos, fluidos viscoelásticos, y los disipadores fluido-viscosos. Los dispositivos viscoelásticos dependen esencialmente de la velocidad. Los disipadores viscoelásticos sólidos están constituidos por una capa de material viscoelástico ubicada entre dos placas de acero, usualmente acopladas a los arriostres que conectan los extremos del entrepiso. Los dispositivos viscoelásticos líquidos disipan la energía por medio de las deformaciones inducidas por un pistón en una sustancia altamente viscosa. Los disipadores fluido-viscosos son dispositivos que disipan energía forzando el flujo de un fluido a través de un orificio. Estos dispositivos son similares a los amortiguadores de un automóvil,

pero operan con un mayor nivel de fuerzas y son fabricados con materiales más durables para dar más tiempo de vida útil.

Muchos materiales en ingeniería son histeréticos por naturaleza, y todos los elastómeros exhiben esta propiedad en algún grado. Al incluir un aditivo para reforzar las propiedades mecánicas y dinámicas en el elastómero, se incrementa su capacidad de disipación sin alterar sus propiedades. Esta técnica provee de una útil fuente de amortiguamiento, pero no logra el mismo nivel de disipación de energía, como la obtenida con la deformación plástica de un metal.

3.1.1.6. Osciladores Resonantes

Un oscilador resonante es un sistema de un grado de libertad constituido por una masa, un elemento restitutivo y un mecanismo de disipación de energía, usualmente montado en la parte superior de la estructura. Para que el TMD pueda reducir la respuesta dinámica de una estructura debe existir una coincidencia entre las frecuencias naturales de vibración de la estructura y del oscilador resonante. Los osciladores resonantes son bastante efectivos en la reducción de las vibraciones producidas por el viento en edificios altos. También puede ser empleados para la reducción de la respuesta sísmica.

3.1.1.7. Sistemas Activos

Estos sistemas son dispositivos que generan fuerzas de control para modificar la respuesta dinámica de la estructura. Las fuerzas de control son aplicadas mediante actuadores integrados a un conjunto de sensores, controladores y

procesadores de información en tiempo real. El esquema describe esquemáticamente el proceso. Los sensores instalados en la estructura miden las excitaciones externas y la respuesta dinámica de la estructura; los dispositivos de procesamiento en tiempo real procesan la información proveniente de los sensores y calculan las fuerzas de control necesarias para estabilizar la estructura; finalmente los actuadores generan las fuerzas necesarias para contrarrestar los movimientos sísmicos.

Las fuerzas de control pueden ser aplicadas a la estructura mediante una masa activa (AMD), arriostres activos (ABS), o tendones activos. Los osciladores de masa activa (AMD) proporcionan la forma más simple y compacta de aplicar las fuerzas de control a una estructura. Los arriostres y tendones activos requieren un diseño más complicado y se encuentran actualmente en nivel experimental.

3.1.1.8. Sistemas Híbridos

Los sistemas híbridos emplean una combinación de dispositivos pasivos y activos con el fin de incrementar la confiabilidad y eficiencia del control estructural. Algunas de las restricciones que presenta un sistema completamente activo pueden ser superadas por los sistemas de control híbrido debido a que estos operan múltiples dispositivos de control, logrando mayores niveles de rendimiento. Las investigaciones en el campo de los sistemas de control híbrido han sido enfocadas principalmente en dos tipos de sistemas: osciladores híbridos (HMD) y aislamiento activo. Todos los sistemas híbridos funcionan según la configuración mostrada en el esquema mostrado.

El oscilador híbrido HMD (Hybrid Mass Damper) es el resultado de la combinación de un oscilador resonante (TMD) y un actuador de control activo. La capacidad de este dispositivo para reducir la respuesta estructural radica principalmente en el movimiento natural del oscilador resonante. Las fuerzas de control generadas por el actuador son empleadas solo para mejorar el desempeño del oscilador resonante, incrementando la eficiencia del sistema y permitiendo su adaptabilidad a los cambios en las características dinámicas de la estructura.

3.1.1.9. *Sistemas Semi-Activos*

Los sistemas semi-activos no aplican fuerzas de control en el sistema estructural, pero poseen propiedades variables que pueden ser controladas para reducir óptimamente la respuesta del sistema estructural. La atención recibida por estos sistemas en los últimos años puede ser atribuida al hecho de que los dispositivos de control semi-activo ofrecen la adaptabilidad de los sistemas de control activo sin la demanda de grandes fuentes de energía.

3.1.2. *Aisladores de base.*

Los aisladores de base se basan en el concepto de la reducción de la demanda sísmica. Estos sistemas tienen como finalidad aislar la cimentación de la superestructura. Al colocarlos se alarga considerablemente el período fundamental de vibración de la estructura llevándolo a zonas en donde las aceleraciones espectrales son reducidas y, consecuentemente, las fuerzas que

producen resultan de menor cuantía. Como la frecuencia disminuye, las aceleraciones introducidas disminuyen al igual que los efectos dañinos del movimiento del suelo en la estructura. El mayor beneficio se encuentra en estructuras con períodos del orden de un segundo o un poco menor, o edificios con ciertas características en donde se acentúa la torsión.

Los aisladores tipo péndulo son utilizados con el fin de mejorar la seguridad y el comportamiento estructural ante una posible acción sísmica, tanto en estructuras nuevas como para estructuras en proceso de rehabilitación y reforzamiento.

Es importante entender que en un sismo la estructura convencional sin aislamiento sísmico está expuesta a grandes deformaciones que pueden causar daño severo y hasta colapso de la misma, mientras que una estructura aislada vibra casi como un cuerpo rígido con grandes deformaciones o desplazamientos soportados por el sistema de aisladores.

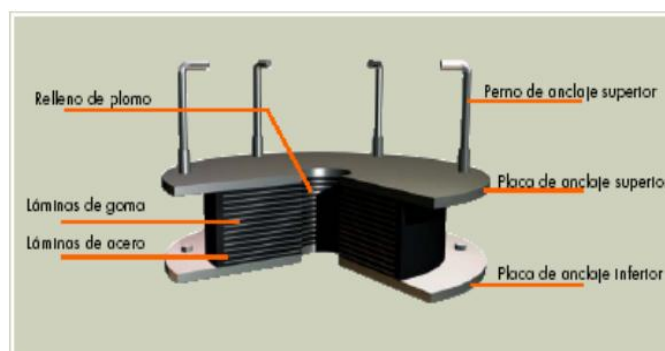


Fig. 3.3. Esquema de un aislador con núcleo de plomo.

Fuente: Artículo “Aisladores sísmicos: La tecnología que pudo haber mitigado la catástrofe”, www.elmostrador.cl

3.1.3. Comportamiento de los aisladores

Los aisladores de base consisten en una serie de paquetes colocados entre la cimentación y el edificio.

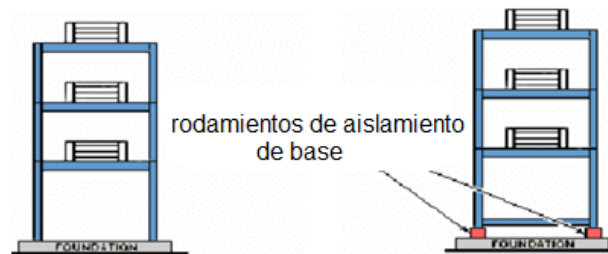


Fig. 3.4 Aislamiento de base.

Fuente: <http://michacero.blogspot.com/2012/02/aislacion-termica.html>

3.1.4. Ubicación de los aisladores

Algunos dispositivos modifican la frecuencia natural del sistema, y otros reducen la transmisibilidad de fuerzas sísmicas de la cimentación a la estructura. Un elastómero está formado por varias capas de caucho intercaladas con placas de acero, a las cuales se les coloca un corazón de plomo en el centro. En la tapa y base del aislador, se colocan placas de acero que permiten realizar las conexiones del aislador con el edificio y la fundación. El aislador es muy rígido y fuerte en la dirección vertical, pero flexible en la dirección horizontal.

3.2. FUNDAMENTO BÁSICO DEL MÉTODO

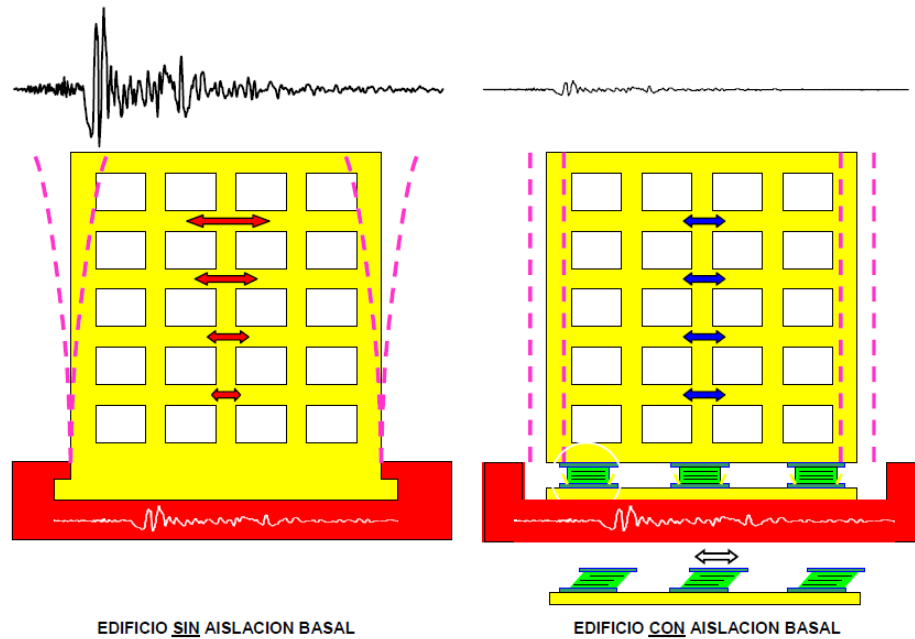


Fig. 3.5 Respuesta de un edificio sin aislación basal y con aislación basal.

Fuente: “AISLACIÓN SÍSMICA Y DISIPACIÓN”, Departamento de Estructuras y Geotecnia, Universidad Católica de Chile.

Cada proyecto tiene sus propios factores que motivan el uso de sistemas de aislación y posee diferentes objetivos de desempeño. El primer paso esencial en el desarrollo del proyecto es definir el criterio de diseño en base a los objetivos del propietario en lo que respecta a la funcionalidad de la estructura, daño y protección de la inversión, preservación histórica de la estructura, riesgo a las personas, y economía en la construcción. Para aquellos propietarios que desean una alta prioridad a la funcionalidad, protección de los contenidos, e inversión, requieren un criterio de diseño más estricto que aquellos que buscan un nivel de desempeño de protección a la vida únicamente. En cualquier caso, es el

propietario el que debe estar consciente del nivel de riesgo que se desea asumir en el diseño.

El aislamiento sísmico está basado en la premisa de que es posible separar una estructura de los movimientos del suelo mediante la introducción de elementos flexibles entre la estructura y su cimentación. Los aisladores reducen notablemente la rigidez del sistema estructural, haciendo que el período fundamental de la estructura aislada sea mucho mayor que el de la misma estructura con base fija. Existen básicamente dos tipos de sistemas de aislamiento: los apoyos elastoméricos y los apoyos deslizantes.

El aislamiento sísmico es un sistema muy usado para la protección sísmica de diversos tipos de estructuras. Numerosos estudios teóricos, análisis numéricos y ensayos de laboratorio demuestran el excelente comportamiento que puede lograr este sistema en la protección de estructuras sometidas a eventos sísmicos moderados y severos. Adicionalmente, la efectividad de este sistema fue evidenciada por los registros de la respuesta dinámica de los edificios con aislamiento de base, sacudidos por los sismos de Northridge, en 1994, Kobe, en 1995 y de Chile, en 2010.

Los sistemas de fricción puros se basan esencialmente en los mecanismos de deslizamiento friccional. La fuerza horizontal friccional ofrece la resistencia al movimiento y disipa la energía. El uso de capas de arena o rodillos en las fundaciones de los edificios es el más simple ejemplo de fricción pura para aislación de la base.

El sistema del péndulo de fricción consiste en una articulación de deslizamiento o "slider" que se mueve sobre una superficie esférica cóncava. Una vista y un corte del mismo se muestran en la Figura 3.6. Cualquier movimiento de la base producirá un desplazamiento del slider a lo largo de esa superficie disipando energía por fricción. Sin embargo este deslizamiento al ser sobre una superficie curva hace que la carga vertical transmitida por el slider provoque una componente tangencial que tienda a centrar el sistema. Este aislador puede ser colocado tanto en su posición basal como invertida, mejorando así la posibilidad de mantener limpia la superficie esférica, a pesar de que existe un sello de goma alrededor del aislador que evita el ingreso de polvo y agua. Este sistema usa la gravedad y su geometría para alcanzar la aislación sísmica deseada.

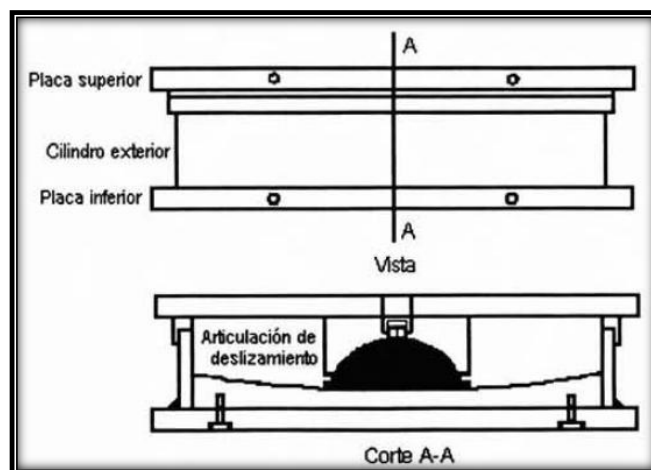


Fig. 3.6 Péndulo de Fricción

Fuente: Cueva Fierro, Gabriela Alexandra (2009). Aisladores de base FPS

3.3. AISLADORES DE PRIMERA GENERACIÓN (SIMPLE PÉNDULO)

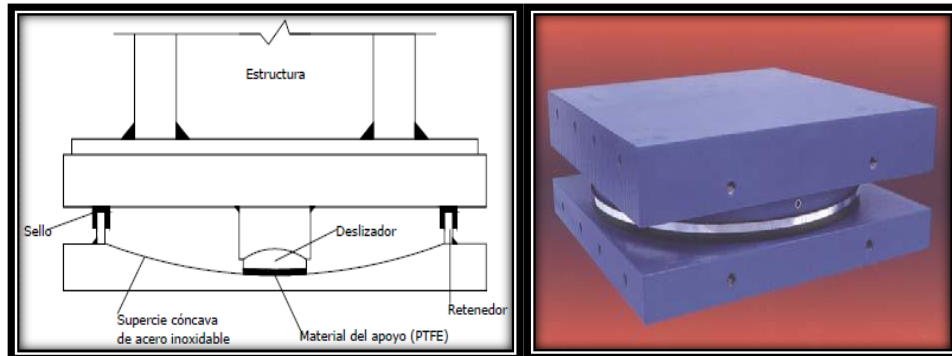


Fig. 3.7 Detallamiento del aislador de primera generación.

Fuente: Cueva Fierro, Gabriela Alexandra (2009). Aisladores de base FPS

Estos son los primeros aisladores tipo péndulo conocidos. Son aisladores sísmicos de acero inoxidable que están formados por una superficie cóncava, un patín esférico articulado y una platina de cubierta; durante un sismo, el patín articulado se desliza en la superficie cóncava generando en la estructura que soporta pequeños movimientos de péndulo, la fuerza de fricción dinámica genera el amortiguamiento necesario para absorber la energía de entrada. En consecuencia, las fuerzas y movimientos laterales transmitidos a la estructura se reducen en gran proporción.

En la figura 3.7 se aprecia el deslizador articulado que se mueve a lo largo de la superficie cóncava, cuando hay una acción sísmica, esto genera un levantamiento de la masa soportada y la estructura empieza a oscilar como un péndulo. El deslizador está recubierto por un politetrafluoroetileno (PTFE) o teflón que tiene un coeficiente de fricción bajo y tiene por objeto evitar la ralladura de la superficie esférica de acero. En la periferia del FPS hay unos

topes que limitan el desplazamiento del deslizador y todo esto se halla herméticamente cerrado para evitar que el medio ambiente pueda dañar al aislador.

Este péndulo tiene una altura más baja debido a que posee una sola superficie cóncava, que puede ser ventajoso para algunas instalaciones del dispositivo.

El diseño de estos elementos se simplifica por el hecho de que el período del aislador, la capacidad de carga vertical, el amortiguamiento, la capacidad de desplazamiento y su capacidad a tensión pueden seleccionarse de forma independiente.

El período de la estructura se selecciona simplemente escogiendo el radio de curvatura (R) de la superficie cóncava del aislador ya que al desplazarse únicamente sobre una superficie cóncava el período es igual a:

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

3.4. AISLADORES DE SEGUNDA GENERACIÓN (DOBLE PÉNDULO)

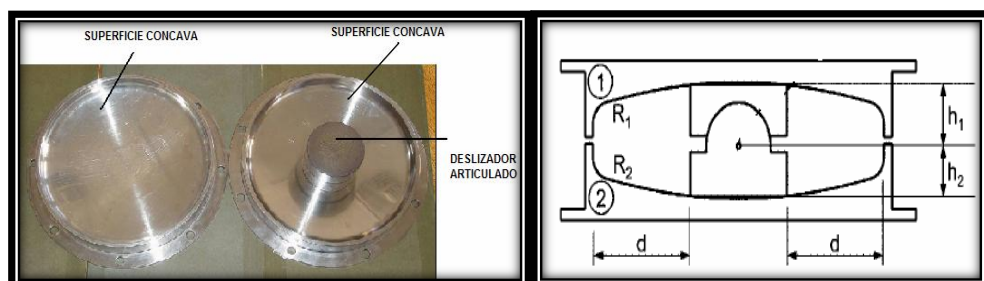


Fig. 3.8 Aislador de segunda generación.

Fuente: Centro de Investigaciones Científicas Escuela Politécnica del Ejército,

“AISLADORES DE BASE TIPO PÉNDULO DE FRICCIÓN FPS”

Los aisladores de segunda generación, a diferencia de los aisladores de la primera generación, están compuestos de dos superficies cóncavas tanto en la superior como en la inferior.

La parte superior e inferior de las superficies cóncavas tienen radios de curvatura R_1 y R_2 , respectivamente, que pueden no ser iguales. Los coeficientes de fricción en estas dos superficies de deslizamiento son m_1 y m_2 , respectivamente. El deslizador articulado separa las dos superficies cóncavas. El mayor desplazamiento que se puede obtener con este tipo de aisladores será la suma de los dos radios de las dos superficies cóncavas.

3.5. AISLADORES DE TERCERA GENERACIÓN (TRIPLE PÉNDULO)

Este último aislador es el FPS de última generación y de mejor y última tecnología. Estos aisladores tienen una mejor respuesta sísmica, teniendo los costos más bajos y menores costos de construcción en comparación con la tecnología convencional de aislamiento sísmico. Las propiedades de cada uno de los tres péndulos son elegidas para activarse sucesivamente para diferentes esfuerzos sísmicos. A medida que los movimientos del suelo son más fuertes los desplazamientos de los aisladores incrementan, en los mayores desplazamientos la longitud efectiva del péndulo y el amortiguamiento efectivo se incrementan, logrando de esta manera reducir las fuerzas sísmicas y obteniendo menores desplazamientos en la estructura.

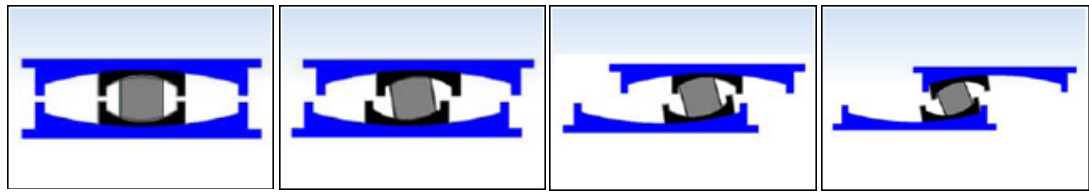


Fig. 3.9 Comportamiento Aislador de Tercera Generación

Fuente: Centro de Investigaciones Científicas Escuela Politécnica del Ejército,
 “AISLADORES DE BASE TIPO PÉNDULO DE FRICCIÓN FPS”

Cuando se presenta una actividad sísmica severa o el sismo máximo para el cual fue diseñado, se desplaza tanto el deslizador articulado interior sobre las dos superficies cóncavas interiores como las dos superficies deslizantes cóncavas interiores sobre las dos superficies cóncavas principales, como se muestra en la figura 3.9.

3.5.1. Comparación del aislador triple péndulo y aislador simple péndulo

El Péndulo de Primera Generación mantiene una fricción constante, rigidez lateral y un período dinámico para todos los niveles de movimiento y desplazamientos sísmico. En el aislador de Tercera Generación los tres mecanismos tipo péndulo se activan secuencialmente en base al sismo aplicado. Los pequeños desplazamientos, los movimientos de suelo de alta frecuencia son absorbidas por la baja fricción y el corto período del péndulo interior. En el caso de sismos más fuertes, tanto el aislamiento friccional como el período incrementan, lo cual reduce los desplazamientos y las fuerzas cortantes en la base de la estructura. Para el sismo de diseño, tanto el aislamiento friccional y la

rigidez lateral se incrementan, por lo que se activan todas las partes del aislador.



Fig. 3.10 Comportamientos de un aislador de primera generación y uno de tercera generación.

Fuente: Centro de Investigaciones Científicas Escuela Politécnica del Ejército,
“AISLADORES DE BASE TIPO PÉNDULO DE FRICCIÓN FPS”

3.6. AISLADORES DE CAUCHO CON NÚCLEO DE PLOMO (LRB)

El bajo amortiguamiento de los aisladores naturales es superado utilizando un núcleo de plomo en el centro del aislador. Para esto, se hace un hueco en las placas y en el caucho, insertando el núcleo de plomo, que es un poco más ancho que el agujero, con tanta fuerza que se fusionan y funcionan como una unidad.

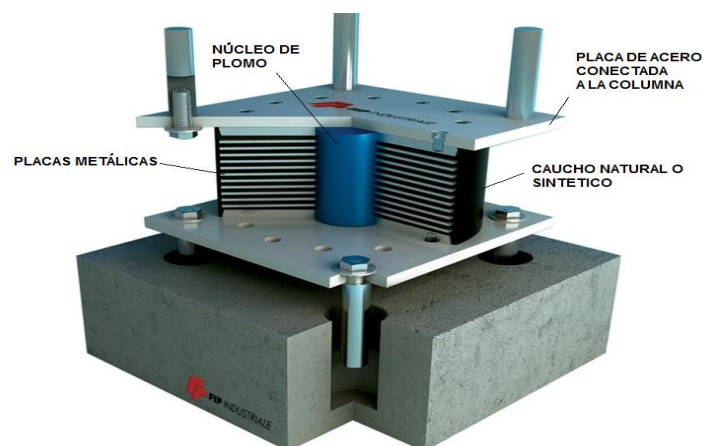


Fig. 3.11 Esquema de un aislador con núcleo de plomo.

Fuente: Catálogo de aisladores de FIP Industriale

El núcleo de plomo cumple dos funciones principales. La primera es la de aumentar el amortiguamiento del aislador, pues el plomo puede fluir bajo deformaciones laterales, y la segunda, es la de proveer mayor rigidez lateral a la estructura, tanto para cargas de servicio como para cargas eventuales.

3.6.1. Características y ventajas

Las principales características de estos aisladores son que la relación de la deformación lateral entre el espesor de la lámina de caucho alcanza niveles de hasta el 200% además de que hay una relación lineal entre el cortante y la deformación lateral.

El amortiguamiento es alrededor del 15% al 40% y evita la necesidad de otros amortiguadores.

3.7. AISLADOR ELASTOMÉRICO DE ALTO AMORTIGUAMIENTO (HDR)

El aislador elastomérico de alto amortiguamiento consiste en 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.



Fig. 3.12 Aislador de alto amortiguamiento HDR.

Fuente: “Guía de diseño sísmico de aisladores elastoméricos y de fricción para la republica de Nicaragua”, Róger Meza, Edgard Sánchez, Junio 2010

La rigidez horizontal del aislador es controlada por el espesor de las capas de goma, de esta forma mientras más gruesas son estas capas más flexibles es el aislador en la dirección horizontal. En cambio, la rigidez vertical del apoyo es controlada por la alta rigidez en planta de las placas de acero que inhibe la expansión lateral de la goma que resulta de la presión vertical. Finalmente, un amortiguamiento más grande ($x= 10- 15\%$) es obtenido al usar un tipo de goma con las capacidades de absorción mejoradas, por incluir un tipo de reforzante (generalmente negro de humo) en su formulación.

Los 3 parámetros usados para generar un modelo bilineal para un aislador elastomérico de alto amortiguamiento son normalmente derivados del módulo de cortante G y el amortiguamiento efectivo β_{eff} . El módulo de cortante tangente G , es determinado con precisión de una prueba dinámica de cortante.

El amortiguamiento efectivo, determinado de las pruebas a los prototipos de aisladores varía entre 10% y 20% del amortiguamiento crítico.

El apoyo de goma de alto amortiguamiento tiene dos funciones, flexibilidad y amortiguamiento, la cual consecuentemente elimina la necesidad de sistemas de apoyo y amortiguamiento por separado. Esta simplicidad provee varias ventajas, incluyendo una reducción en el costo concerniente a dispositivos, construcción y mantenimiento.

CAPÍTULO 4

4. FUNDAMENTO GENERAL DE LOS AISLADORES ⁴

4.1. FACTOR DE AMORTIGUAMIENTO

El factor de amortiguamiento efectivo (ξ_{ef}) se define de la siguiente forma:

$$\xi_{ef} = \frac{W_D}{4\pi W_E} = \frac{2}{\pi} \left(\frac{v}{v + \frac{q}{R}} \right) \quad (4.1)$$

Siendo:

$$W_D = 4\mu Wq \quad \text{Energía disipada} \quad (4.2)$$

$$W_E = \frac{1}{2} K_{ef} q^2 \quad \text{Energía elástica} \quad (4.3)$$

W_D es la energía disipada por cada ciclo de deformación, representada como el área dentro de la curva *fuerza vs deformación* de la siguiente figura:

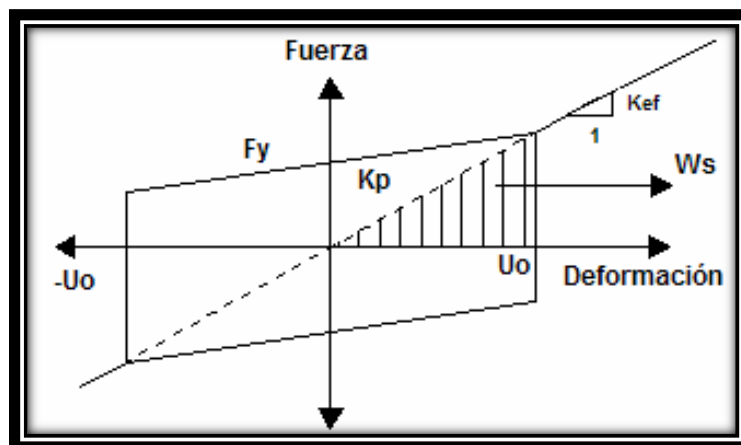


Fig. 4.1 Constitutiva del sistema de péndulo friccional.

Fuente: Cueva Fierro, Gabriela Alexandra (2009). Aisladores de base FPS

⁴ Cueva Fierro, Gabriela Alexandra (2009). Aisladores de base FPS

Para la obtención numérica de los parámetros de la constitutiva, es necesario tener las características geométricas de cada tipo de aislador tales como el radio de curvatura de la superficie esférica y coeficiente de fricción del sistema de péndulo friccional.

Con las características de los aisladores se logra obtener la constitutiva fuerza vs deformación correspondiente a cada aislador.

Los aisladores de base FPS empiezan a trabajar cuando la fuerza sísmica en la base es mayor a μW , siendo “ μ ” el coeficiente de fricción del material que está recubierto el deslizador y W el peso total que gravita en el dissipador; de la física básica se conoce que μW es la fuerza de fricción en el aislador, para que empiece a trabajar como péndulo la fuerza sísmica tiene que ser mayor a μW .

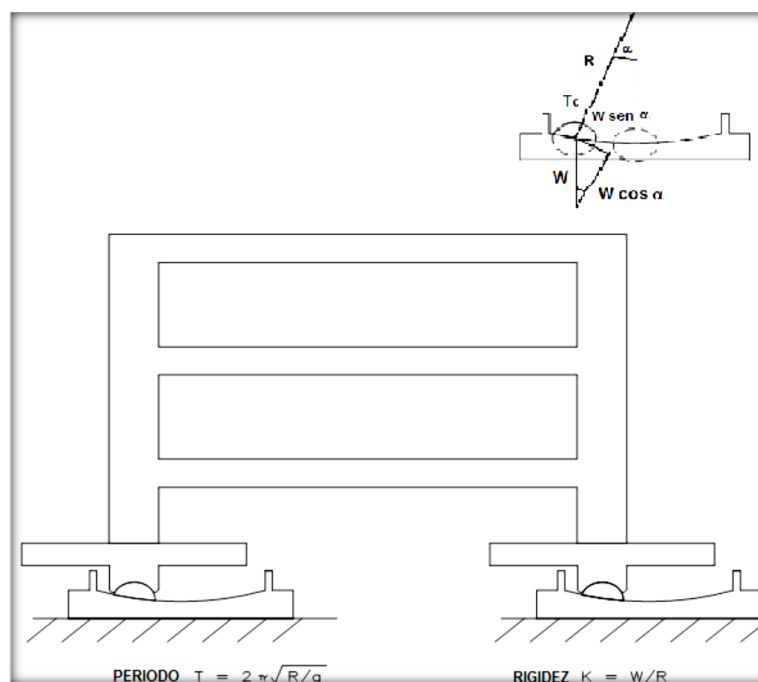


Fig. 4.2 Movimiento de una estructura con FPS.

Fuente: Cueva Fierro, Gabriela Alexandra (2009). Aisladores de base FPS

Para el caso de que la fuerza sísmica es mayor a νW , en la parte superior derecha de la figura 4.2 se muestra un diagrama de fuerzas, se aprecia que existe una tensión en la cuerda de magnitud T_c y las dos componentes del peso, la tangencial que tiene una magnitud $W \sin \alpha$ y la radial que tiene un valor $W \cos \alpha$. La componente tangencial es la que se opone al movimiento pendular.

El arco que ha recorrido la masa del péndulo, vale $R\alpha$, siendo R el radio; este arco es la distancia recorrida por la masa. Ahora bien la fuerza inercial que se opone al movimiento tiene un valor $\frac{W}{g} R \frac{d^2\alpha}{dt^2}$; donde se sabe $\frac{d^2\alpha}{dt^2}$ es la aceleración angular; también se sabe que W/g es la masa, luego al hacer el equilibrio de las fuerzas se obtiene:

$$\frac{W}{g} R \frac{d^2\alpha}{dt^2} + W \sin \alpha = 0 \quad (4.4)$$

Para valores pequeños de α , que es el caso del movimiento de los edificios ante un sismo, el valor de $\sin \alpha = \alpha$ y tomando en cuenta que W no puede ser cero, la ecuación diferencial del movimiento pendular queda:

$$\alpha'' + \frac{g}{R} \alpha = 0 \quad (4.5)$$

En el movimiento armónico simple (*vibración libre, sin amortiguamiento. Aguiar, 2007*) la ecuación diferencial del movimiento es:

$$\alpha'' + w_b^2 \alpha = 0 \quad (4.6)$$

Siendo w_b la frecuencia circular pero ya adaptándole a una estructura con FPS, w_b es la frecuencia circular nominal de la aislación y al observar la ecuación, se tiene:

$$w_b = \sqrt{\frac{g}{R}} \quad (4.7)$$

Pero w_b también es igual a la raíz cuadrada de la rigidez del aislador dividido para la masa así que también se tiene:

$$w_b = \sqrt{\frac{g}{R}} = \sqrt{\frac{k_b}{m}} \quad (4.8)$$

$$k_b = \frac{mg}{R} \quad (4.9)$$

$$k_b = \frac{W}{R} \quad (4.10)$$

El período de vibración T_b del aislador es igual a 2π dividido para w_b , y así se obtiene lo siguiente:

$$T_b = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}} \quad (4.11)$$

Como se observa en la ecuación anterior el período del sistema de aislación T_b solo depende del radio de curvatura de la superficie esférica del FPS. Por lo tanto, con esta ecuación se determina el radio del aislador para el período objetivo que se desea tenga el sistema de aislación.

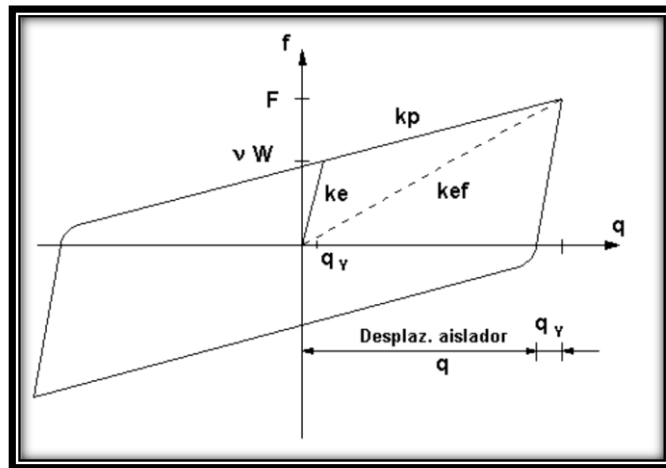


Fig. 4.3 Comportamiento no lineal de un aislador FPS.

Fuente: Cueva Fierro, Gabriela Alexandra (2009). Aisladores de base FPS

En la figura 4.3 se presenta el comportamiento no lineal de un aislador FPS de la primera generación. Al comienzo trabaja en el rango elástico con una rigidez k_e hasta cuando la fuerza actuante supera el valor de vW en ese instante ingresa al rango no lineal y trabaja con una rigidez k_p . Anteriormente se indicó que cuando la fuerza es mayor a vW la estructura empieza a actuar como péndulo. Por lo tanto la rigidez $k_p = k_b$. Luego se tiene.

$$k_e = \frac{vW}{q_y} \quad (4.12)$$

$$k_p = \frac{W}{R} \quad (4.13)$$

En la figura 4.3 se ha identificado con la variable F a la fuerza asociada al desplazamiento del aislador q más q_y . El valor de la fuerza F es el siguiente:

$$F = vW + k_p q \quad (4.14)$$

$$F = vW + \frac{W}{R}q \quad (4.15)$$

En la figura 4.2 se presento la rigidez secante que se ha denominado k_{ef} , rigidez efectiva del aislador, que es igual a la fuerza F dividida para el desplazamiento q.

$$k_{ef} = \frac{vW + \frac{W}{R}q}{q} \quad (4.16)$$

La rigidez efectiva como el amortiguamiento efectivo depende del desplazamiento lateral q, de tal manera que el análisis sísmico se hace iterando hasta que converge el valor de q, ya que para encontrar k_{ef} o ξ_{ef} se necesita conocer el valor de q, en un primera iteración uno se impone este valor pero a futuro se calcula q, se compara con el impuesto y se recalcula k_{ef} y ξ_{ef} .

4.2. DISEÑO DEL AISLADOR

A nivel mundial se han dado varios métodos investigativos para la aislación basal, sin embargo en nuestro país no se ha desarrollado, ni se ha incluido en los códigos un documento que normalice los requerimientos mínimos que respalden la utilización de los aisladores de base. Por esta razón se debe basar en normas extranjeras adaptándolas a nuestra realidad. Para el diseño de la aislación sísmica de esta estructura se encontró adecuado el uso de la norma chilena *NCh 2745 del 2003 "Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica"* con el cual se diseñaron varias estructuras que estuvieron sujetas al sismo del

27 de Febrero del 2010 de 8.8 en la escala de Richter, respondiendo de manera satisfactoria con excelentes resultados.

Aquí se presenta un proceso de diseño de los aisladores, según lo establecido en la norma NCh 2745, y añadiendo conocimientos de otros textos consultados para poder generar la mejor secuencia de diseño para el sistema de aislación, cabe mencionar que el proceso es iterativo y que el punto de partida depende de los datos y características que se dispongan, siendo lo importante que el sistema de aislación cumpla con los objetivos que se busca y con las verificaciones necesarias para asegurar que su comportamiento sea eficaz y seguro.

Los requisitos de diseño para estructuras aisladas establecidos por NCh 2745 del 2003 tienen por objetivo una combinación de protección de la vida y la reducción de daños de la estructura, esto es posible gracias a que la estructura aislada se mantiene esencialmente en el rango elástico durante el sismo de diseño (SDI), ya que el desplazamiento lateral ocurre en la interfaz de aislación y no en la estructura, reduciendo así las aceleraciones, deformaciones y corte basal que son los causantes de los daños.

En las estructuras aisladas se debe verificar el desempeño para el sismo máximo posible (SMP) de forma analítica y experimental porque para el sistema de aislación se debe verificar que soporta las deformaciones como las cargas correspondientes al SMP sin falla, siendo el principal componente a analizar ya que si el sistema de aislación se comporta de manera satisfactoria la superestructura permanece en el rango elástico, sin presentar mayores problemas.

La norma chilena establece un análisis estático que se puede utilizar en una limitada clase de estructuras y un análisis dinámico dentro del cual se encuentra el análisis espectral y el análisis de respuesta en el tiempo permitiéndonos modelos lineales y no lineales. Con el análisis espectral existen mayores casos que se pueden analizar porque permite superestructuras más flexibles y con ciertas irregularidades en planta, pero todavía mantiene las restricciones del análisis estático para el sistema de aislación, por lo cual es más conveniente el análisis dinámico no lineal de respuesta en el tiempo. Estos deben realizarse con por lo menos tres pares apropiados de componentes horizontales de registros sísmicos, estos deben ser consistentes con el sismo de diseño, como es de conocimiento en nuestro medio no existen registros reales que se puedan utilizar por lo que se ha visto apropiado diseñar el sistema de aislamiento con uno de los registros mas fuertes tomados en cuenta para la realización de los espectros de diseño del NEC 2011, sin embargo queda a criterio de cada diseñador usar el registro sísmico o espectro que crea conveniente para el diseño.

De esta manera para el diseño de los aisladores se adopta un análisis no lineal de respuesta en el tiempo por motivo de que es más completo y versátil que los otros métodos, propuesto en el NCh 2745 del 2003.

4.2.1. Análisis dinámico no lineal

El análisis dinámico no lineal es un análisis que debe ser aplicado a la estructura ya sea por diseño o verificación de comportamiento, además de que es propuesto por la norma *NCh 2745 Of. 2003*.

El análisis en el tiempo se puede realizar con un modelo lineal equivalente o un modelo no lineal, se opta por este último porque representa en forma más precisa el sistema de aislación. Los objetivos que se buscan con la aplicación de este análisis son los siguientes:

- ✓ Comparar el comportamiento de la estructura convencional con la estructura aislada bajo los mismos parámetros, para ver lo efectivo que es incluir un sistema de aislación y si esto presenta verdaderas conveniencias desde el punto de vista de la respuesta de la estructura.
- ✓ Observar cuál de los registros utilizados para el diseño es más desfavorable como carga sísmica para el sistema de aislación y del edificio. Para esto se comparan los parámetros de desplazamiento del sistema de aislación, desplazamiento relativo de la superestructura, aceleración de los diferentes niveles de la superestructura y el corte basal de la superestructura.

Se decidió por los ya mencionados parámetros de comparación porque se puede apreciar la respuesta de la estructura de mejor manera y además están directamente relacionados con el nivel de daño y sobrevivencia de la estructura.

Los registros que se disponen para este análisis son; el sismo de El Centro en California ocurrido en el Valle Imperial el 18 de Mayo de 1940 con una magnitud de 6.9 en la escala de Richter, el sismo de Perú que se produjo en Arequipa el 23 de Junio del 2001 con una magnitud de 8.4 este fue el terremoto más devastador del Perú desde la catástrofe de 1970 en Ancash, y el sismo de Chile ocurrido el 27 de Febrero del 2010 con una magnitud de 8.8 en la escala Richter.

4.2.2. Procedimiento de diseño de un aislador HDR

A continuación se presenta un proceso ordenado paso a paso del diseño de un aislador HDR con los datos principales obtenidos en los catálogos de los proveedores de este tipo de aisladores (*FIP, DIS, ALGASISM, BRIDGESTONE, etc*), estos son:

- a) El límite para la deformación de corte directa máxima γ_s .
- b) Peso total de la estructura W igual al peso propio mas un 25% de la carga viva.
- c) Período objetivo deseado igual a 2.5 segundos de acuerdo a la experiencia de la norma chilena.
- d) Carga máxima bajo la cual estará actuando el aislador en su vida útil es decir peso propio mas sobrecarga y el sismo.
- e) El amortiguamiento efectivo del sistema de aislación que se estima o se obtiene de los catálogos de los proveedores del mercado.
- f) La forma de la sección transversal.

g) La tensión admisible de compresión σ_{AC} .

h) Se calcula el desplazamiento de diseño (DD) y el desplazamiento máximo (DM). Y se aumento un 10% para tomar en cuenta la acción de torsión.

Después de verificar estos datos se continúa con los pasos que se detallan a continuación.

Paso 1

Calcular la rigidez horizontal total, de todo el sistema de aislación, y luego de cada aislador en forma independiente, aunque en rigor los sistemas tienen diferente rigidez horizontal se puede considerar inicialmente que este valor será igual para los dos.

$$K_{H\ total} = \frac{4\pi^2 W}{T_D^2 g} \quad (4.17)$$

$$K_H = \frac{K_{H\ total}}{N} \quad (4.18)$$

Paso 2

Con la tensión admisible de compresión y la carga máxima (P_{max}), se establece el área de la goma del aislador.

$$A = \frac{P_{max}}{\sigma_{AC}} \quad (4.19)$$

Con esto se conoce el diámetro necesario del aislador.

Paso 3

Se calcula un valor para H_r , utilizando la deformación lateral por corte y el desplazamiento de diseño.

$$H_r = \frac{D_D}{\gamma_s} \quad (4.20)$$

Paso 4

Se calcula el valor del módulo de corte G de la goma, se verifica que el valor de G este dentro de ciertos rangos típicos que se encuentran en las ofertas del mercado.

$$G = \frac{K_H * H_r}{A} \quad (4.21)$$

Paso 5

Se estima un valor para el espesor de la capa de goma t_r , adaptándose convenientemente a los catálogos de los proveedores de estos sistemas de aislación.

Paso 6

Se calcula el factor de forma S del aislador.

$$S = \frac{D_e - D_i}{4t_r} \quad (4.22)$$

Paso 7

Según el valor del espesor de la capa de goma y el valor del espesor total de goma calculado se determina el número de capas de goma.

$$n = \frac{H_r}{t_r}$$

Paso 8

Se escoge un valor de espesor para las placas de acero t_s y se verifica que la tensión de trabajo no sobrepase el valor admisible.

$$\sigma_s = 1.5 \frac{t_r}{t_s} \sigma_{Ac} \quad (4.23)$$

$$\sigma_{adm} \leq 0.75 \sigma_y \quad (4.24)$$

$$\sigma_s \leq \sigma_{adm} \quad (4.25)$$

Paso 9

Se calcula la altura total del aislador, que es la suma de las capas de goma y las placas de acero, esto corresponde a la altura parcial del aislador h , más las placas de acero superior e inferior (t_{ext}) que van conectadas a las columnas, lo cual entrega la altura total del aislador H .

$$h = H_r + (n - 1)t_s \quad (4.26)$$

$$H = h + 2t_{ext} \quad (4.27)$$

Paso 10

Se calcula la rigidez vertical K_v , usando el área de las placas de acero A , el módulo de compresión del conjunto acero-goma. Este parámetro se calculó de acuerdo a lo que recomienda la norma chilena NCh 2745 Pág. 38.

$$K_V = \frac{E_c A}{H_r} \quad (4.28)$$

$$\frac{1}{E_c} = \left(\frac{1}{6GS^2} + \frac{4}{3K} \right) \quad (4.29)$$

El valor de K es el módulo de compresibilidad de la goma y se considera que es igual a 2000 MPa y el valor de El es de 140000 kg/cm².

Paso 11

Se verifica el valor del período 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. Ésta 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.

$$\gamma_{max} = \gamma_s + \gamma_c \quad (4.30)$$

$$\gamma_s = \frac{D_M}{H_r} \quad (4.31)$$

$$\gamma_c = 6S\varepsilon_c \quad (4.32)$$

$$\varepsilon_c = \frac{P_{max}/A}{E_o(1 + 2kS^2)} \quad (4.33)$$

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 está dada por la siguiente ecuación.

$$\gamma_{max.propuesto} = \frac{0.85\epsilon_b}{F.S} \quad (4.34)$$

El valor de ϵ_b se considera igual a 5.5 y el valor del factor de seguridad F.S igual o mayor a 1,5. De esta manera se tiene que $\gamma_{max} \leq \gamma_{(max.propuesto)}$ de lo contrario se debe cambiar la altura de la goma Hr.

Paso 13

Se verifica el pandeo calculando el valor de la carga crítica para la cual ocurre este fenómeno de pandeo y luego se utiliza un factor de seguridad adecuado, que por lo general corresponde a 2.

$$P_{crit.} = \frac{P_s}{2} \left(\sqrt{1 + 4 \frac{P_E}{P_s}} - 1 \right) \quad (4.35)$$

En donde P_s es una rigidez de corte efectiva y A_s es un área de corte efectiva.

$$P_s = GA_s \quad (4.36)$$

$$A_s = A \frac{h}{H_r} \quad (4.37)$$

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

$$P_E = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{h^2} \quad (4.38)$$

En donde EI_{eff} es la rigidez a la inclinación que se denomina también como “tilting”.

$$EI_{eff} = \frac{1}{3} E_c I \quad (4.39)$$

$$I = \frac{\pi}{4} \left[\left(\frac{D}{2} \right)^4 \right] \quad (4.40)$$

Finalmente se debe cumplir la siguiente condición para asegurarnos del buen comportamiento del aislador frente a las cargas que generan el pandeo. Si no se cumple la condición de pandeo se debe cambiar el diámetro o la altura de la goma.

$$\frac{P_{crit}}{P_{max}} \geq F.S = 2 \quad (4.41)$$

4.2.3. Procedimiento de diseño del aislador LRB

A continuación se presenta un proceso ordenado paso a paso del diseño de un aislador de alto amortiguamiento con varios datos obtenidos en los catálogos mencionados anteriormente y como se mencionó este proceso es una compilación de la norma *NCh 2745 Of. 2003*, de la siguiente forma se tiene que:

- a) El límite para la deformación de corte directa máxima γ_s .
- b) El amortiguamiento efectivo del sistema de aislación que se estima o se obtiene de los catálogos de los proveedores del mercado.
- c) La forma de la sección transversal.
- d) El valor de la tensión de fluencia del plomo.
- e) La tensión admisible de compresión σ_{AC} .
- f) Se calcula el desplazamiento de diseño (DD) y el desplazamiento máximo (DM). Y se aumento un 10% para tomar en cuenta la acción de torsión.

Después de verificar estos datos se continúa con los pasos que se detallan a continuación.

Paso 1

Calcular la rigidez horizontal total, de todo el sistema de aislación, y luego de cada aislador en forma independiente, aunque en rigor los sistemas tienen diferente rigidez horizontal se puede considerar inicialmente que este valor será igual para los dos.

$$K_{H\ total} = \frac{4\pi^2 W}{T_D^2 g}$$

$$K_H = \frac{K_{H\ total}}{N}$$

Paso 2

Con la tensión admisible de compresión y la carga máxima (Pmax), se establece el área de la goma del aislador.

$$A = \frac{P_{max}}{\sigma_{AC}}$$

Con esto se conoce el diámetro necesario del aislador.

Paso 3

Se establece un valor para la capacidad del aislador a cero deformación en función del peso de la estructura y con el valor de tensión de fluencia del plomo se puede obtener el diámetro de plomo, el cual se verifica que este dentro de ciertos rangos.

$$\frac{Q}{W} = \% \quad (4.42)$$

$$A_p = \frac{Q}{\tau_y} \quad (4.43)$$

$$\frac{D}{6} \leq d_p \leq \frac{D}{3} \quad (4.44)$$

Paso 4

Se calcula un valor para H_r , utilizando la deformación lateral por corte y el desplazamiento de diseño.

$$H_r = \frac{D_D}{\gamma_s}$$

Paso 5

Se calcula el valor del módulo de corte G de la goma, se verifica que el valor de G este dentro de ciertos rangos típicos que se encuentran en las ofertas del mercado.

$$G = \frac{K_H * H_r}{A}$$

Paso 6

Se estima un valor para el espesor de la capa de goma t_r , adaptándose convenientemente a los catálogos de los proveedores de estos sistemas de aislación como se aconsejó en el diseño anterior.

Paso 7

Se calcula el factor de forma S del aislador con núcleo de plomo.

$$S = \frac{D^2 - d_p^2}{4Dt_r} \quad (4.45)$$

Paso 8

Según el valor del espesor de la capa de goma y el valor del espesor total de goma calculado se determina el número de capas de goma.

$$n = \frac{H_r}{t_r}$$

Paso 9

Se escoge un valor de espesor para las placas de acero t_s y se verifica que la tensión de trabajo no sobrepase el valor admisible.

$$\sigma_s = 1.5 \frac{t_r}{t_s} \sigma_{Ac}$$

$$\sigma_{adm} \leq 0.75 \sigma_y$$

$$\sigma_s \leq \sigma_{adm}$$

Paso 10

Se calcula la altura total del aislador, que es la suma de las capas de goma y las placas de acero, esto corresponde a la altura parcial del aislador h , más las placas de acero superior e inferior (t_{ext}) que van conectadas a las columnas, lo cual entrega la altura total del aislador H , además el valor de h también corresponde a la altura del núcleo de plomo H_l .

$$h = H_r + (n - 1)t_s$$

$$h = H_l \tag{4.46}$$

$$H = h + 2t_{ext}$$

Paso 11

Se calcula el valor de la rigidez del aislador con núcleo de plomo K_p , la cual se considera un 15 por ciento mayor que la rigidez de la goma del aislador sin núcleo de plomo, también se calcula la rigidez inicial K_i y la rigidez efectiva k_{eff} del aislador LRB.

$$K_p = 1.15 \frac{GA}{H_r} \quad (4.47)$$

$$K_i = (6.5 \text{ a } 10)K_p \quad (4.48)$$

$$K_{eff} = K_p + \frac{Q}{D} \quad (4.49)$$

Paso 12

Se determina el valor del desplazamiento de fluencia y con esto se calcula la fuerza de fluencia del aislador.

$$D_y = \frac{Q}{J} \quad (4.50)$$

El valor de J está entre 5.5 a 9 veces K_p

$$F_y = Q + K_p D_y \quad (4.51)$$

Paso 13

Se calcula la rigidez vertical K_v , usando el área de las placas de acero A, el módulo de compresión del conjunto acero-goma. Este parámetro se calculó de acuerdo a lo que recomienda la norma chilena NCh 2745 Pág. 38.

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

$$K_V = \frac{E_c A}{H_r} + \frac{E_l A_p}{H_l}$$

El valor de K es el módulo de compresibilidad de la goma y se considera que es igual a 2000 MPa y el valor de El es de 140000 kg/cm².

Paso 14

Se verifica el valor del periodo objetivo o de diseño a partir de los datos calculados para ver que no se haya alejado del cual se comenzó en el diseño.

Paso 15

Se calcula la deformación angular máxima. Esta 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.

$$\gamma_{max} = \gamma_s + \gamma_c$$

$$\gamma_s = \frac{D_M}{H_r}$$

$$\gamma_c = 6S\varepsilon_c$$

$$\varepsilon_c = \frac{P_{max}/A}{E_o(1 + 2kS^2)}$$

En donde el valor de E_o es un dato del fabricante y el valor de k se considera por lo general entre 0.7 y 1. La deformación máxima aceptable está dada por la siguiente ecuación.

$$\gamma_{max.propuesto} = \frac{0.85\varepsilon_b}{F.S}$$

El valor de ϵ_b se considera igual a 5.5 y el valor del factor de seguridad F.S igual o mayor a 1,5. De esta manera se tiene que $\gamma_{max} \leq \gamma_{max.propuesto}$ de lo contrario se debe cambiar la altura de la goma en el paso 3.

Paso 16

Se verifica el pandeo calculando el valor de la carga crítica para la cual ocurre este fenómeno de pandeo y luego se utiliza un factor de seguridad adecuado, que por lo general corresponde a 2.

$$P_{crit.} = \frac{P_s}{2} \left(\sqrt{1 + 4 \frac{P_E}{P_s}} - 1 \right)$$

En donde P_s es una rigidez de corte efectiva y A_s es un área de corte efectiva que incluye el área del corazón de plomo.

$$P_s = GA_s$$

$$A_s = A \frac{h}{H_r}$$

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

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

En donde EI_{eff} es la rigidez a la inclinación que se denomina también como “tilting”

$$EI_{eff} = \frac{1}{3} E_c I$$

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

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

$$\frac{P_{crit}}{P_{max}} \geq F.S = 2$$

4.2.4. Cálculos para el diseño del aislador HDR

Para el caso de este diseño se tienen establecidos algunos datos iniciales que servirán de inicio para el diseño del aislador basándose en la norma chilena *NCh2745* y de varios catálogos adjuntados al final de esta investigación.

- a) Deformación de corte máxima $\gamma_s = 150\%$
- b) Tensión admisible a compresión $\sigma_{Ac} = 100 \text{ kg/cm}^2$
- c) Amortiguamiento efectivo igual $\beta = 10\%$
- d) Cálculo del desplazamiento de diseño DD.

Para esto se comparó las dos normas para poder adaptar los datos de la norma chilena a la norma ecuatoriana y ubicar los mismos dentro de las características de nuestro suelo.

Valor de la aceleración	Zona sísmica del NEC	Zona sísmica NCh433	Factor que depende de la zonificación sísmica definida en NCh433	Factor de amplificación para el sismo máximo posible
		Ao	Z	MM
0.2 g	II	1	0.75	1.2
0.3 g	III	2	1	1.2
0.4 g	V	3	1.25	1.2

Tabla 4.1 Comparación entre normas de la aceleración efectiva máxima del suelo.

Tipo de suelo	CD	CM
	mm	mm
I	200 Z	200 MM Z
II	300 Z	300 MM Z
III	330 Z	330 MM Z

Tabla 4.2. Coeficiente sísmico del desplazamiento

Fuente: Norma chilena NCh433

Amortiguamiento efectivo β_D o β_M	Factor BD o BM Suelos I, II y III
≤ 2	0.65
5	1
10	1.37
15	1.67
20	1.94
25	2.17
30	2.38
≥ 50	3.02

Tabla 4.3. Factores de modificación de respuesta por amortiguamiento.

Fuente: Norma chilena NCh2745 of 2003

Tipo de suelo	Descripción
I	<p>Roca: Material natural, con velocidad de propagación de ondas de corte in-situ igual o mayor que 900 m/s, o bien, resistencia de la compresión uniaxial de probetas intactas (sin fisuras) igual o mayor que 10 MPa y RQD igual o mayor que 50%.</p>
II	<p>a) Suelo con v_s igual o mayor que 400 m/s en los 10 m superiores, y creciente con la profundidad; o bien,</p> <p>b) Grava densa, con peso unitario seco γ_d igual o mayor que 20 kN/m³, o índice de densidad $ID(DR)$ (densidad relativa) igual o mayor que 75%, o grado de compactación mayor que 95% del valor Proctor Modificado; o bien</p> <p>c) Arena densa, con $ID(DR)$ mayor que 75%, o Índice de Penetración Estándar N mayor que 40 (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa), o grado de compactación superior al 95% del valor Proctor Modificado; o bien,</p> <p>d) Suelo cohesivo duro, con resistencia al corte no drenado s_u igual o mayor que 0,10 MPa (resistencia a la compresión simple q_u igual o mayor que 0,20 MPa) en probetas sin fisuras.</p> <p>En todo los casos, las condiciones indicadas se deben cumplir independientemente de la posición del nivel freático y el espesor mínimo del estrato debe ser 20 m. Si el espesor sobre la roca es menor que 20 m, el suelo se debe clasificar como tipo I.</p>
III	<p>a) Arena permanentemente no saturada, con $ID(DR)$ entre 55 y 75%, o N mayor que 20 (sin normalizar a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa); o bien,</p> <p>b) Grava o arena no saturada, con grado de compactación menor que el 95% del valor Proctor Modificado; o bien,</p> <p>c) Suelo cohesivo con s_u comprendido entre 0,025 y 0,10 MPa (q_u entre 0,05 y 0,20 MPa) independientemente del nivel freático; o bien,</p> <p>d) Arena saturada con N comprendido entre 20 y 40 (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa).</p> <p>Espesor mínimo del estrato: 10 m. Si el espesor del estrato sobre la roca o sobre suelo correspondiente al tipo II es menor que 10 m, el suelo se debe clasificar como tipo II.</p>
IV	<p>Suelo cohesivo saturado con s_u igual o menor que 0,025 MPa (q_u igual o menor que 0,050 MPa).</p> <p>Espesor mínimo del estrato: 10 m. Si el espesor del estrato sobre suelo correspondiente a algunos de los tipos I, II o III es menor que 10 m, el suelo se debe clasificar como tipo III.</p>

Tabla 4.4. Definición de los tipos de suelo de la norma Chilena NCh433.

Con estos datos obtenidos de la norma chilena se empezó el cálculo del desplazamiento de diseño D_D ; se obtuvo el valor correspondiente de B_D para un amortiguamiento efectivo $\beta = 10\%$.

$$B_D = 1.37$$

$$C_D = 300 Z = 300 * 1.25 = 375 \text{ mm}$$

$$D_D = \frac{C_D}{B_D} = \frac{375}{1.37} = 273.72 \text{ mm}$$

$$D_{TD} = 1.1D_D = 30.11 \text{ cm}$$

e) Se calcula el desplazamiento máximo D_M .

$$B_M = 1.37$$

$$C_M = 300 MM Z = 300 * 1.2 * 1.25 = 450$$

$$D_M = \frac{C_M}{B_M} = \frac{450}{1.37} = 328.47 \text{ mm}$$

$$D_{TM} = 1.1 * D_M = 36.13 \text{ cm}$$

De esta manera se tiene la ficha técnica con los datos para la obtención de las propiedades de los aisladores, para las cuales se puede empezar con los pasos de diseño descritos anteriormente.

FICHA TECNICA PARA EL AISLADOR	
Peso sísmico de la estructura W	3444.43 t
Periodo objetivo T_D	2.5 seg
Deformación de corte máxima admisible, γ_{max}	250%
Amortiguamiento efectivo, β	10%
Tensión admisible de compresión, σ_{AC}	100 kg/cm ²
Carga máxima, P_{max}	396.55 t
Desplazamiento de diseño, D_D	27.37 cm
Desplazamiento máximo, D_M	32.85 cm

Paso 1

Rigidez horizontal total y de cada aislador.

$$K_{H\ Total} = \frac{4\pi^2 * 3444.43}{2.5^2 * 9.81} = 2220.18 \frac{T}{m}$$

Se puede aproximar inicialmente un valor individual idéntico para cada aislador.

$$K_H = \frac{2220.18}{20} = 111.01 \frac{T}{m}$$

Paso 2

Se establece el área del aislador.

$$A = \frac{396550\ kg}{100\ kg/cm^2} = 3965.5\ cm^2$$

Seguido de esto se calcula el diámetro exterior:

$$A = \pi \left(\frac{D_e^2}{4} \right)$$

$$D_e = 71.06\ cm \rightarrow 75\ cm\ (\text{Diámetro comercial})$$

Con este valor el área es $A = 4417.86\ cm^2$

Paso 3

Se calcula un valor para H_r .

$$H_r = \frac{27.37\ cm}{1.5} = 18.25\ cm$$

Paso 4

Se calcula el valor del módulo de corte G.

$$G = \frac{K_H * H_r}{A}$$
$$G = \frac{111.01 * 0.1825}{0.4417} = 45.9 \frac{T}{m^2}$$

Paso 5

En este paso se calcula el espesor de la capa de goma, que por la información de los diferentes catálogos tienen un rango de entre 4 y 20 mm generalmente aunque existen algunos de mayor espesor. Para este diseño se toma un espesor igual a 5 mm.

$$t_r = 5 \text{ mm}$$

Paso 6

Se calcula el factor de forma S.

$$S = \frac{D}{4t_r}$$
$$S = \frac{75}{4 * 0.5} = 18.75$$

Paso 7

Se calcula el número de capas de goma.

$$n = \frac{H_r}{t_r}$$
$$n = \frac{18.25 \text{ cm}}{1 \text{ cm}} = 18.25 \text{ capas de goma}$$

Paso 8

De acuerdo a los catálogos obtenidos en el mercado se escoge un espesor de las placas de acero de refuerzo.

$$t_s = 3 \text{ mm}$$

$$\sigma_s = 1.5 * \frac{1}{0.3} * 100 = 500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{adm} \leq 0.75\sigma_y$$

$$\sigma_{adm} = 0.75 * 2400 = 1800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 1800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad OK$$

Paso 9

Se calcula el valor total de la altura del aislador.

$$h = H_r + (n - 1)t_s$$

$$h = 18.25 + (18.25 - 1) * 0.3 = 23.4 \text{ cm}$$

$$H = h + 2t_{ext} = 23.4 + 2 * 2.5 = 28.4 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

Paso 10

Se calcula la rigidez vertical K_v con el módulo E_c que recomienda la norma NCh2745.

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

$$\frac{1}{E_c} = \left(\frac{1}{6 * 4.59 * 18.75^2} + \frac{4}{3 * 20000} \right)$$

$$E_c = 5880.37 \frac{kg}{cm^2}$$

$$K_V = \frac{E_c A}{H_r}$$

$$K_V = \frac{5880.37 * 4417.86}{18.25}$$

$$K_V = 1423632.08 \frac{Kg}{cm}$$

Paso 11

Se verifica que el período objetivo o de diseño sea aproximadamente igual a 2.5s.

$$K_H = \frac{GA}{H_r} = \frac{4.59 * 4417.86}{18.25}$$

$$K_H = 1110.1 \text{ kg/cm}$$

$$T = \sqrt{\frac{4\pi^2 W}{g K_H \text{ total}}}$$

$$T = \sqrt{\frac{4 * \pi^2 * 3444.43}{9.80 * 111.01 * 20}} = 2.5 \text{ seg OK}$$

Paso 12

Se calcula la deformación angular máxima.

$$\gamma_s = \frac{D_M}{H_r} = \frac{32.85}{18.25} = 1.8$$

$$\varepsilon_c = \frac{P_{max}/A}{E_o(1 + 2kS^2)}$$

$$\varepsilon_c = \frac{\frac{396550}{4417.86}}{35(1 + 2 * 0.7 * 18.75^2)} = 0.01$$

$$\gamma_c = 6S\varepsilon_c = 6 * 18,75 * 0.01$$

$$\gamma_c = 0.58$$

$$\gamma_{max} = \gamma_s + \gamma_c = 1.8 + 0.58$$

$$\gamma_{max} = 2.38$$

$$\gamma_{max.propuesto} = \frac{0.85\varepsilon_b}{F.S}$$

$$\gamma_{max.propuesto} = \frac{0.85 * 5.5}{1.5} = 3.12$$

$$\gamma_{max} < \gamma_{max \text{ propuesto}}$$

$$2.38 < 3.12 \quad OK$$

Paso 13

Se verifica el pandeo.

$$A_s = A \frac{h}{H_r}$$

$$A_s = (4417.86) \frac{23.4}{18.25} = 5089.93 \text{ cm}^2$$

$$P_s = GA_s$$

$$P_s = 45.9 * 5089.93 = 23338.7 \text{ kg}$$

$$I = \frac{\pi}{4} \left[\left(\frac{75}{2} \right)^4 \right]$$

$$I = 1553159.18 \text{ cm}^4$$

$$EI_{eff} = \frac{1}{3} E_c I$$

$$EI_{eff} = \frac{1}{3} * 5880.37 * 1553159$$

$$EI_{eff} = 3044385213 \text{ kgcm}^2$$

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

$$P_E = \frac{\pi^2 * 3044385213}{23.4^2}$$

$$P_E = 54768131.37 \text{ kg}$$

$$P_{crit.} = \frac{23.34}{2} \left(\sqrt{1 + 4 * \frac{54768.13}{23.34}} - 1 \right)$$

$$P_{crit.} = 1142.25 \text{ T}$$

Se verifica la siguiente relación.

$$\frac{P_{crit}}{P_{max}} \geq F.S = 2$$

$$\frac{1142.25}{396.55} \geq F.S = 2$$

$$2.88 > 2 \quad OK$$

A continuación se presenta las características de los tres aisladores usados para la modelación y las propiedades lineales y no lineales de los elementos, las cuales se ingresan al programa ETABS.

AISLADOR	Módulo de corte de la goma G	# Capas de goma	Espesor de c/capa de goma	Espesor Total de la goma	# Capas de acero	Espesor c/capa de acero
	t/m^2	n	cm catálogo	Hr (cm)	$n-1$	t_e (mm) catálogo
60CM	71.6	35.5	0.5	17.75	34.5	3
70CM	52.6	18.25	1	18.25	17.25	3
75CM	45.9	18.25	1	18.25	17.25	3

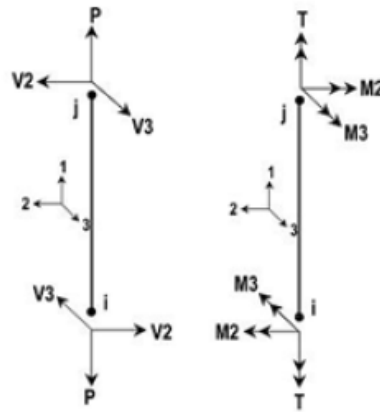
AISLADOR	Altura parcial	Diámetro comercial del aislador	Área del aislador	Factor de forma	Módulo de compresión acero-goma
		cm catálogo	cm^2	S	$\frac{1}{E_c} = \left(\frac{1}{6GS^2} + \frac{4}{3K} \right)$ t/m^2
60CM	28.1	60	2827.4328	30	108058.82
70CM	23.425	70	3848.4502	17.5	58774.51
75CM	23.425	75	4417.8638	18.75	58836.53

AISLADOR	Rigidez vertical	Rigidez horizontal efectiva	Relación post-fluencia	Factor de amortiguamiento	Desplazamiento de fluencia
	$k_v = \frac{E_c A}{H_r}$ T/m	T/m	r	ξ	$D_y = r * H_r$ cm
60CM	172129	114.05	0.1	0.1	1.775
70CM	123940.2	110.92	0.1	0.1	1.825
75CM	142428.4	111.11	0.1	0.1	1.825

AISLADOR	Desplazamiento de diseño	Energía disipada	Fuerza característica	Rigidez post-fluencia
	$DD (m)$	$W_D = 2\pi * k_{eff} * D_D^2 * \xi$ Tm	$Q = \frac{W_D}{4(D_D - D_y)}$ T	$k_p = k_{eff} - \frac{Q}{D_D}$ T/m
60CM	0.2737	5.37	5.24	94.90
70CM	0.2737	5.22	5.11	92.25
75CM	0.2737	5.23	5.12	92.41

AISLADOR	Rigidez Elástica	Fuerza de fluencia	Amortiguamiento efectivo
	$k_e = k_p + \frac{Q}{D_y}$ T/m	$F_y = Q + K_p * D_y$ T	$\beta_{eff} = \frac{2Q(D_D - D_y)}{\pi * K_{eff} * D_D^2}$
60CM	390.30	6.93	0.10
70CM	372.21	6.79	0.10
75CM	372.86	6.80	0.10

Se usó estas propiedades y se ingresó los valores para cada aislador mediante elementos link ubicados en la base de la estructura, después de haber retirado las restricciones en los puntos del pie del edificio. Las propiedades para la dirección vertical U1 y las direcciones horizontales U2 y U3 (siendo para éstas las mismas propiedades) se muestran a continuación:



Identification	
Property Name	AISL60CM
Direction	U2
Type	Isolator1
NonLinear	Yes
Linear Properties	
Effective Stiffness	114.05
Effective Damping	0.1
Shear Deformation Location	
Distance from End-J	0.
Nonlinear Properties	
Stiffness	390.94
Yield Strength	6.93
Post Yield Stiffness Ratio	0.1

Identification	
Property Name	AISL60CM
Direction	U1
Type	Isolator1
NonLinear	No
Linear Properties	
Effective Stiffness	172129.05
Effective Damping	0.1

Fig. 4.4 Propiedades del aislador de 60 cm de diámetro.

Identification	
Property Name	AI SL70CM
Direction	U2
Type	Isolator1
NonLinear	Yes
Linear Properties	
Effective Stiffness	110.92
Effective Damping	0.1
Shear Deformation Location	
Distance from End-J	0.
Nonlinear Properties	
Stiffness	372.21
Yield Strength	6.79
Post Yield Stiffness Ratio	0.1

Identification	
Property Name	AI SL70CM
Direction	U1
Type	Isolator1
NonLinear	No
Linear Properties	
Effective Stiffness	123940.16
Effective Damping	0.1

Fig. 4.5 Propiedades del aislador de 70 cm de diámetro.

Identification	
Property Name	AI SL75CM
Direction	U2
Type	Isolator1
NonLinear	Yes
Linear Properties	
Effective Stiffness	111.11
Effective Damping	0.1
Shear Deformation Location	
Distance from End-J	0.
Nonlinear Properties	
Stiffness	372.86
Yield Strength	6.8
Post Yield Stiffness Ratio	0.1

Identification	
Property Name	AI SL75CM
Direction	U1
Type	Isolator1
NonLinear	No
Linear Properties	
Effective Stiffness	142428.36
Effective Damping	0.1

Fig. 4.6 Propiedades del aislador de 75 cm de diámetro.

El factor de reducción de respuesta R utilizado para estructuras de aislación sísmica no supera el valor de 2, según la norma chilena consultada, para asegurar que la estructura permanezca elástica para el sismo de diseño. Factores mayores de reducción no son deseables en este caso debido a que el movimiento está controlado por pulsos de duración entre 2 y 3 segundos (2.5 segundos en este caso), los que de ocurrir, podrían inducir grandes deformaciones inelásticas en la estructura. El corte basal para la estructura aislada utilizando la norma NEC-11 y un factor de reducción igual a 2 es:

$$V = \frac{1 * 0.3688}{2 * 1 * 1} * 2789.95$$

$$V = 0.18 * 2789.95$$

$$V = 479.09 \text{ t}$$

4.3. RESULTADOS DEL ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA AISLADA



Fig. 4.7 Desplazamientos del pórtico A para los dos casos de análisis

4.3.1. Periodos de vibración

MODO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
PERIODO(s)	2.498	2.485	2.156	0.493	0.479	0.408	0.23	0.226	0.195	0.144	0.142	0.123

4.3.2. Derivas y desplazamientos

STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
STORY7	0.330608	-0.027987	0.001786	0.000143
STORY6	0.325071	-0.027543	0.003171	0.000258
STORY5	0.315239	-0.026743	0.003612	0.000292
STORY4	0.304043	-0.025838	0.003889	0.000316
STORY3	0.291986	-0.024859	0.003854	0.000313
STORY2	0.280037	-0.023889	0.004956	0.000404
STORY1	0.264672	-0.022636	0.009438	0.000777

Tabla 4.5 Desplazamientos del punto 20 de la estructura producto del sismo.

EDIFICIO AISLADO CON HDR						
PISO	DESCRIPCION	ΔeX (m)	ΔeY (m)	ΔMx (m)	ΔMy (m)	CONDICIÓN $\Delta M < 0.02$
Piso 7	Max Drift X	0.001786		0.0027		OK
Piso 7	Max Drift Y		0.002003		0.0030	OK
Piso 6	Max Drift X	0.003171		0.0048		OK
Piso 6	Max Drift Y		0.003509		0.0053	OK
Piso 5	Max Drift X	0.003612		0.0054		OK
Piso 5	Max Drift Y		0.004008		0.0060	OK
Piso 4	Max Drift X	0.003889		0.0058		OK
Piso 4	Max Drift Y		0.004312		0.0065	OK
Piso 3	Max Drift X	0.003854		0.0058		OK
Piso3	Max Drift Y		0.004291		0.0064	OK
Piso 2	Max Drift X	0.004956		0.0074		OK
Piso 2	Max Drift Y		0.005498		0.0082	OK
Piso 1	Max Drift X	0.009438		0.0142		OK
Piso 1	Max Drift Y		0.010139		0.0152	OK

Tabla 4.6 Derivas de piso del edificio con aisladores.

4.3.3. Armadura de refuerzo

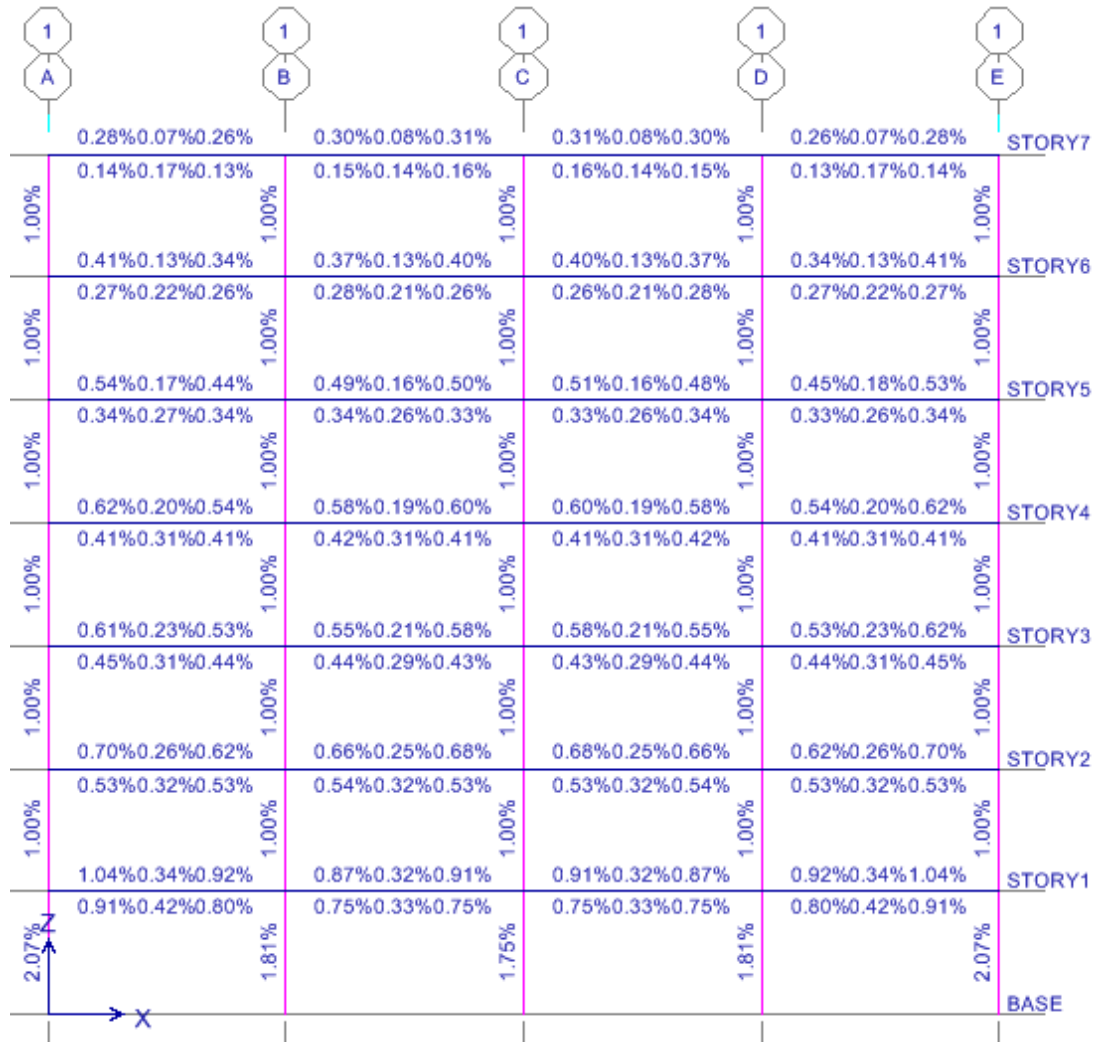


Fig. 4.8 Detalle de la cuantía de refuerzo para el pórtico 1.

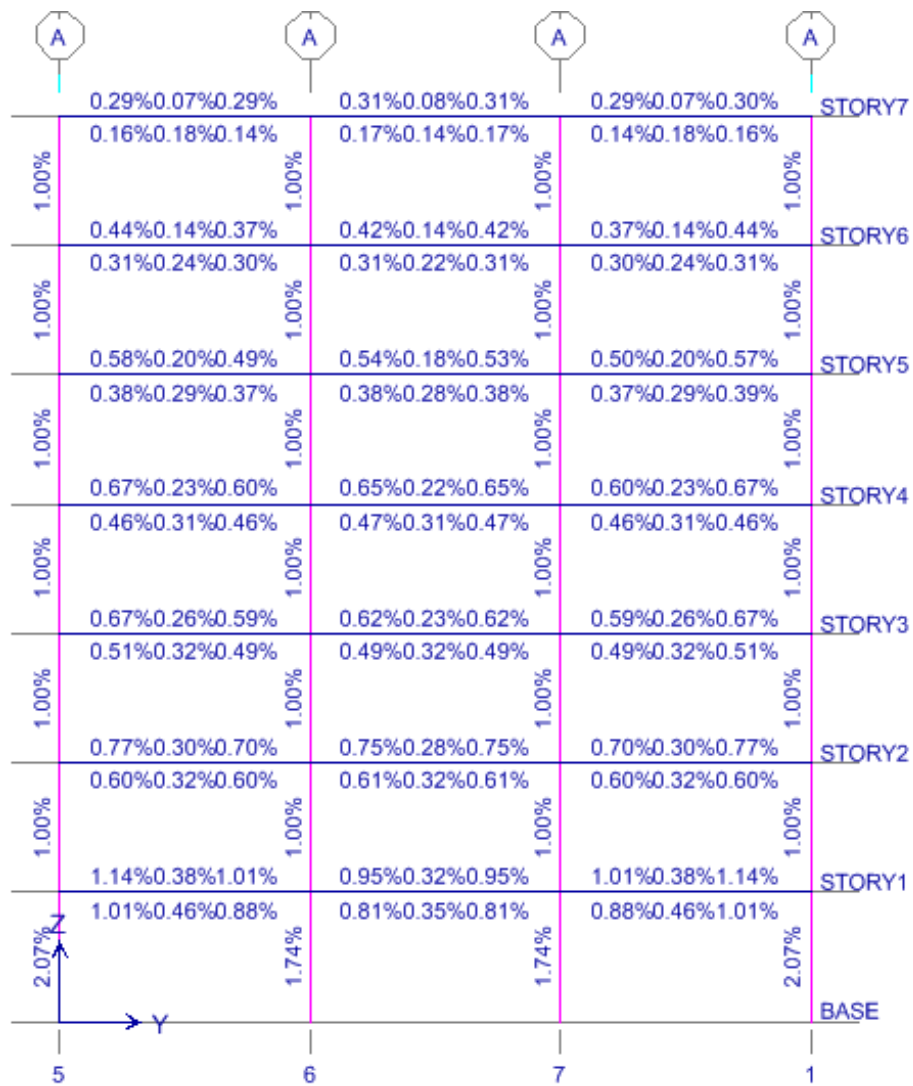


Fig. 4.9 Detalle de la cuantía de refuerzo para el pórtico A del edificio.

Como ahorro constructivo se considera la reducción de secciones en las columnas y vigas debido a que con la implantación de aisladores las deformaciones cumplen con los códigos de construcción en especial la norma ecuatoriana NEC-11.

CAPÍTULO 5

5. CONCEPTO DE AISLACIÓN BASAL

Con los sistemas de amortiguamiento descritos en capítulos anteriores se logra disminuir los efectos que producen los sismos en las estructuras, haciendo de estos sistemas más flexibles con aceleraciones y deformaciones menores durante la acción de un sismo. En este capítulo se presenta las características y conceptos generales de la aislación basal que dichos sistemas han provisto a la estructura, y especialmente el sistema utilizado en la edificación en cuestión, con mayor especificación las siguientes características:

- ✓ Soportar el peso propio y sobrecargas de la estructura con un factor de seguridad adecuado.
- ✓ Tener una rigidez vertical alta para evitar la amplificación vertical o el balanceo de la estructura.
- ✓ Proveer un nivel de amortiguamiento adecuado que reduce la demanda de deformación sobre el sistema de aislación.
- ✓ Tener una gran flexibilidad horizontal de modo de alargar el período fundamental de vibración de la estructura a una zona de menos aceleración espectral.
- ✓ La efectividad del sistema de aislación no debe estar limitada únicamente 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 réplicas.
- ✓ Ser capaz de soportar las deformaciones de corte que le serán impuestas por el sismo.

- ✓ Proveer una rigidez suficiente para cargas de servicio de la estructura de modo de evitar vibraciones molestas.

La aislación sísmica de edificios en la base es una técnica que ha tenido un avance espectacular en los últimos años. Es importante resaltar el hecho de que en alrededor de 17 países ya se han construido edificios con sistemas de aislación basal. Entre tales países se encuentran: Japón, Estados Unidos, Rusia, Nueva Zelandia, Francia, Italia, España y Chile, además de otras naciones. Por lo que parte del alcance de esta investigación es añadir la idea de implementar estos métodos de protección a futuras edificaciones construidas en el Ecuador y ser uno más en la lista de países que han desarrollado sus técnicas de construcción para mitigar la acción sísmica de la región.

Un problema básico en el diseño sísmico de edificios de mediana a baja altura, es que su frecuencia natural de vibrar se ubica en el rango de frecuencias donde la energía provista por los sismos es mayor. Esto significa que el edificio actúa como un amplificador de las vibraciones del suelo haciendo que las aceleraciones de cada piso aumenten hacia arriba, lo que causa grandes esfuerzos en sus elementos estructurales y desplazamientos entre pisos que pueden producir daño en columnas y otros elementos. Por lo tanto si es posible permitir que el suelo bajo la estructura se mueva en forma independiente de ésta, se reducirían dichos daños.

Para lograr la reducción de las aceleraciones en los edificios se puede introducir una conexión flexible, usualmente a nivel de fundación, entre la estructura y el suelo, tecnología denominada Aislación Basal. Con ello se da flexibilidad a la

estructura, desplazándola en el espectro elástico del sismo desde la zona de alta respuesta a una zona de poca energía.

El objetivo de la aislación basal es proveer a una estructura un sistema de aislamiento que restrinja, en lo posible, las deformaciones plásticas transmitiendo la energía a dispositivos especiales y fácilmente reemplazables. Estos tienen el efecto de desacoplar parcialmente la estructura del movimiento sísmico y son capaces de absorber ellos mismos una parte de la energía debida a los terremotos y reducir, de esta manera el desplazamiento relativo entre los distintos elementos estructurales.

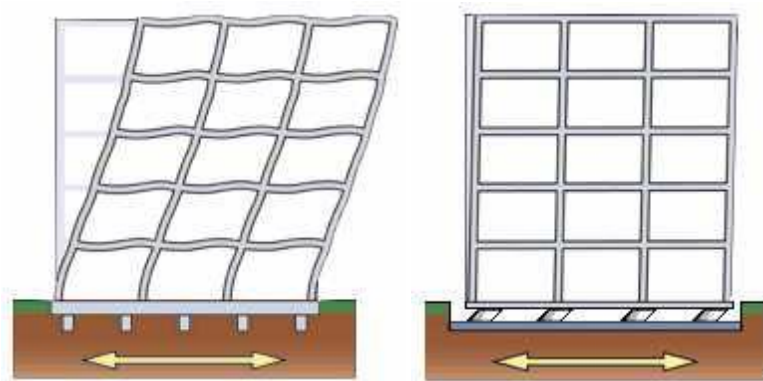


Fig. 5.1 Comportamiento dinámico de un edificio convencional y de uno con aislación basal.

Fuente: RAÚL AVILÉS, "DISPOSITIVOS PARA EL CONTROL DE VIBRACIONES", 2001

Existen tres conceptos básicos que se deben conocer en la aislación basal, el primero la flexibilidad que hace que el período de vibración del sistema se incremente lo suficiente para reducir la respuesta, el segundo concepto la

disipación de la energía administrada por el sismo y el tercero la rigidez alta para niveles de carga bajos.

5.1. FLEXIBILIDAD

En la figura 5.2 se muestra uno de los principales fundamentos de la aislación sísmica. Donde, con el aumento del período la flexibilidad adicional produce una rápida reducción en la aceleración transmitida a la estructura aislada. Este efecto es equivalente al edificio que se aproxima al estado donde quedan fijos en el espacio mientras la tierra se mueve de un lado para otro bajo él. Con ello se hacen substanciales reducciones de corte basal, ya que el período de vibración se alarga, pero el grado de reducción depende del período inicial de la base fija y de la forma de la curva del espectro de respuesta.

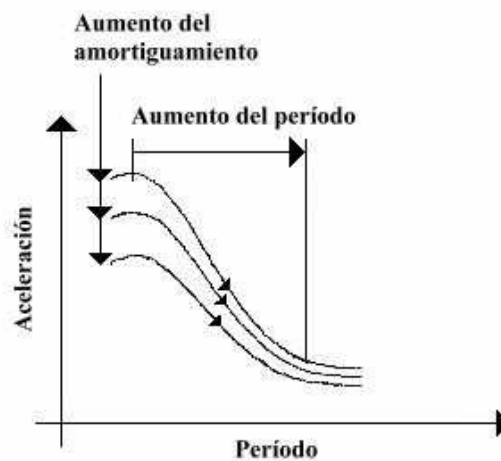


Fig. 5.2 Efecto del período y el amortiguamiento sobre la aceleración.

Fuente: RAÚL AVILÉS, "DISPOSITIVOS PARA EL CONTROL DE VIBRACIONES", 2001

Sin embargo, el aumento de flexibilidad produce grandes desplazamientos por efecto de la fundación flexible. En la figura 5.3 se muestra una curva de

respuesta de desplazamiento, donde se aprecia que éste aumenta con el aumento del período y el efecto del amortiguamiento para controlar el desplazamiento. Estos grandes desplazamientos se pueden reducir si se coloca un amortiguamiento adicional en la fundación.

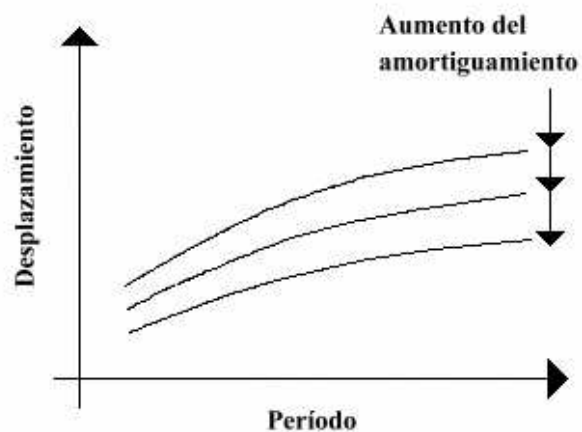


Fig. 5.3 Efecto del periodo y el amortiguamiento sobre el desplazamiento total.

Fuente: RAÚL AVILÉS, "DISPOSITIVOS PARA EL CONTROL DE VIBRACIONES", 2001

5.2. DISIPACIÓN DE ENERGÍA

Una de las formas más efectivas para proveer amortiguamiento adicional es a través de algún tipo de amortiguador para que de esta forma las deformaciones relativas entre el edificio y el suelo puedan ser controladas a un nivel práctico de diseño. Según *W. Robinson* el desplazamiento es controlado de 100 a 400 mm por la suma de una cantidad apropiada de amortiguamiento aproximadamente de 5 a 20% del crítico.

Los disipadores de energía mecánicos sean de acero dulce o de plomo, como los mencionados anteriormente, utilizan la deformación plástica para conseguir la histéresis, es decir que en los metales dulces la deformación plástica ocurre a

niveles bien definidos de tensión, correspondientes al punto en que ocurre un cambio en la estructura cristalina del metal. Luego de que la tensión finaliza, se produce una recristalización del metal y éste recupera sus propiedades elásticas originales.

5.3. RIGIDEZ ALTA PARA BAJOS NIVELES DE CARGA

Debido a que se requiere flexibilidad para aislar la estructura de las cargas sísmicas, no es deseable tener un sistema estructural que vibre notablemente bajo cargas frecuentes como sismos leves, cargas de viento, vibraciones varias, etc.

Para esto se han desarrollado elastómeros especiales que toman ventaja de la dependencia del módulo de corte con la amplitud de deformación, es decir que a pequeñas deformaciones estos elastómeros exhiben un alto módulo de corte que es comúnmente de 3 a 4 veces más grande que su módulo a altas deformaciones para así proveer la resistencia inicial al viento y sismos menores. El ablandamiento ocurre con el aumento de la deformación y entonces la aislación sísmica comienza a ser efectiva.

5.4. ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

Otra característica especial de la aislación basal de edificios, la constituyen las conexiones para alcantarillado, agua potable y conductos eléctricos, los que deben asegurar el normal funcionamiento, tanto durante como después del

sismo, ya sea éste de moderada o alta magnitud, evitando fugas, cortes o rupturas de alguno de los conductos.

Para esto generalmente se prevé a una cierta distancia del edificio, en todo su contorno, un muro que permite asegurar el espacio libre que se necesita para que la estructura se desplace sin restricción alguna. En virtud de la eventualidad de que el edificio se desplace lo previsto en el diseño, se deben tomar medidas, de manera que en ningún momento quede una abertura alrededor del edificio aislado. Este cierre cumple fundamentalmente dos objetivos:

- ✓ Servir de cierre al espacio existente entre el edificio y el muro perimetral, de modo que nadie se caiga a dicha zona.
- ✓ Impedir que penetre agua donde se ubican los aisladores. pues de lo contrario, la humedad o bien el agua directamente dañará al cabo de un período de tiempo las propiedades del sistema aislante, disminuyendo la vida útil del mismo.

CAPÍTULO 6

6. ELABORACIÓN DE PLANOS ESTRUCTURALES Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS

6.1. REFUERZO LONGITUDINAL DE COLUMNAS

6.1.1. Estructura convencional y aislada

CUADRO DE COLUMNAS		
UBICACION	Armadura Longitudinal	SECCIONES
Piso 1 Piso 2 Piso 3	4 Φ 14	
A1,A2,A3,A4 B1, B2, B3, B4 C1, C2, C3, C4 D1, D2, D3, D4 E1, E2, E3, E4		
Piso 4 Piso 5	8 Φ 16	
A1,A2,A3,A4 B1, B2, B3, B4 C1, C2, C3, C4 D1, D2, D3, D4 E1, E2, E3, E4		
Piso 6 Piso 7	8 Φ 12	
A1,A2,A3,A4 B1, B2, B3, B4 C1, C2, C3, C4 D1, D2, D3, D4 E1, E2, E3, E4		

Fig. 6.1 Secciones de las columnas de la estructura

CUADRO DE COLUMNAS		
UBICACION	Armadura Longitudinal	SECCIONES
Piso 1 Piso 2 Piso 3	8Φ16	
A1,A2,A3,A4 B1, B2, B3, B4 C1, C2, C3, C4 D1, D2, D3, D4 E1, E2, E3, E4	8Φ18	
Piso 4 Piso 5	8Φ16	
A1,A2,A3,A4 B1, B2, B3, B4 C1, C2, C3, C4 D1, D2, D3, D4 E1, E2, E3, E4	8Φ18	
Piso 6 Piso 7	8Φ12	
A1,A2,A3,A4 B1, B2, B3, B4 C1, C2, C3, C4 D1, D2, D3, D4 E1, E2, E3, E4	8Φ16	

Fig. 6.2 Cuadro de columnas reducidas de la estructura aislada.

6.2. REFUERZO LONGITUDINAL DE VIGAS

6.2.1. Estructura convencional

Piso	Viga	As Sup. (cm ²)	As Inf. (cm ²)
7	V 40X65	8.17	4.9
6	V 40X65	12.5	8.17
5	V 50X60	17.44	11.05
4	V 50X60	21.2	13.4
3	V 50X70	22.43	16.24
2	V 50X70	22.7	16.62
1	V 50X70	20.1	14.3

Tabla 6.1 Armaduras de vigas estructura con base fija

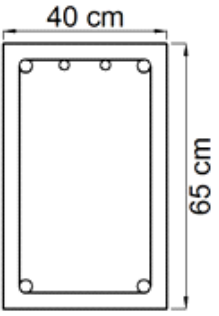
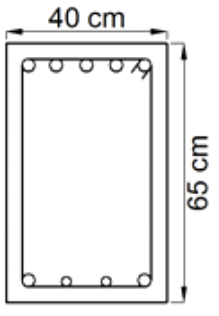
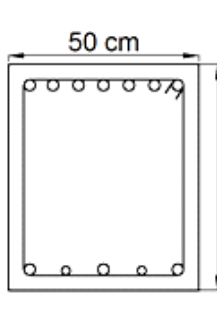
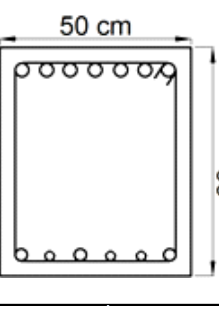
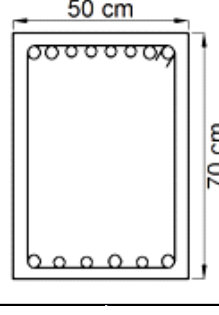
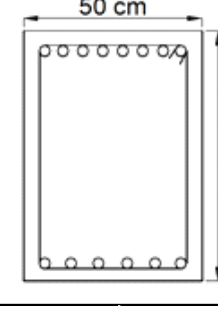
PISO	7	6	5
As Superior	2Φ18 2Φ16	5Φ18	7Φ18
As Inferior	2Φ18	2Φ18 2Φ16	3Φ18 2Φ16
SECCION			
PISO	4	3 y 2	1
As Superior	7Φ20	4Φ18 4Φ20	8Φ18
As Inferior	3Φ18 3Φ16	3Φ20 3Φ18	6Φ18
SECCION			

Fig. 6.3 Secciones de vigas armadas de la estructura con base fija

6.2.2. Estructura aislada

Piso	Viga	As Sup. (cm ²)	As Inf. (cm ²)
7	V 40X65	7.45	4.61
6	V 40X65	8.17	8.17
5	V 50X60	9.37	9.37
4	V 50X60	9.37	9.37
3	V 50X70	11.05	11.05
2	V 50X70	11.05	11.05
1	V 50X70	11.05	11.05

Tabla 6.2 Áreas de acero para vigas de la estructura aislada

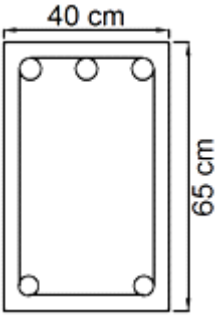
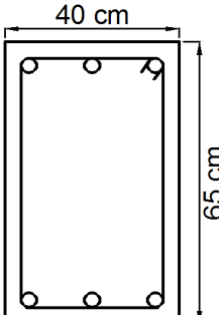
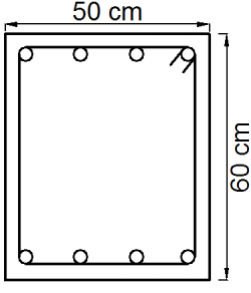
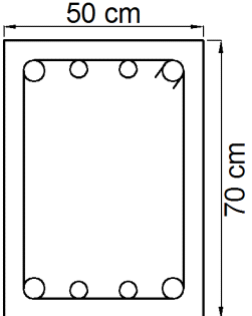
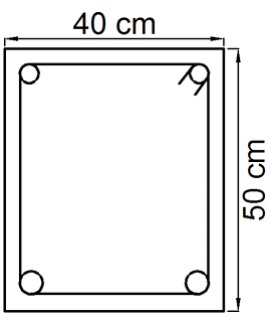
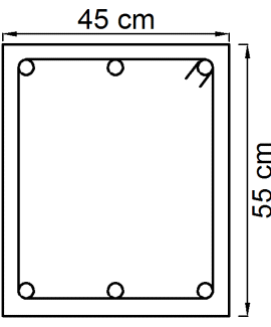
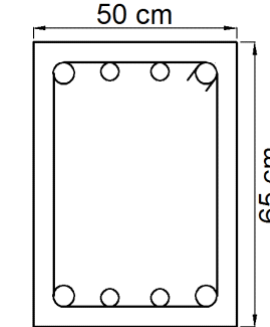
PISO	7	6	5 y 4
As Superior	3Φ18	3Φ20	4Φ18
As Inferior	2Φ18	3Φ20	4Φ18
SECCION			
PISO	3,2 y 1		
As Superior	4Φ18		
As Inferior	2Φ20		
SECCION			

Fig. 6.4 Secciones de vigas armadas de la estructura aislada

ESTRUCTURA CON SECCIONES REDUCIDAS			
PISO	7 y 6	5 y 4	3,2 y 1
As Superior	2 Φ 20	3 Φ 18	3 Φ 20 1 Φ 14
As Inferior	2 Φ 20	3 Φ 18	3 Φ 20 1 Φ 14
SECCION			

6.3. REFUERZO TRANSVERSAL DE COLUMNAS

6.3.1. Estructura convencional y aislada

Para las columnas de 65X65 cm de los tres primeros pisos del edificio se tiene las siguientes propiedades:

PARÁMETROS GENERALES		
Hormigón f_c	280	[kg/cm ²]
Acero f_y	4200	[kg/cm ²]
Recubrimiento "r"	4.0	[cm]
\varnothing_L	18	[mm]
\varnothing_E	10	[mm]
# capas sentido c_1	5	
# capas sentido c_2	6	

La sección de las vigas en este piso es de 50 cm de ancho por 70 cm de alto, por lo tanto las dimensiones de la columna son.

DIMENSIONES COLUMNA		
Altura libre de columna	c₁	c₂
[m]	[cm]	[cm]
2.40	65.0	65.0

Las armaduras mínimas son:

b_c	A_{ch}	S colocado	Ash1	Ash2	Ash	Número ramas	Ash provisto
[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]		[cm ²]
57.0	3249	10	3.42	3.42	3.42	5	3.93
57.0	3249	10	3.42	3.42	3.42	5	3.93

En la figura 6.5 se muestra la distribución de la armadura de corte y el espaciamiento S en cada sección de la columna como lo estipulan las normas usadas para el diseño de este proyecto.

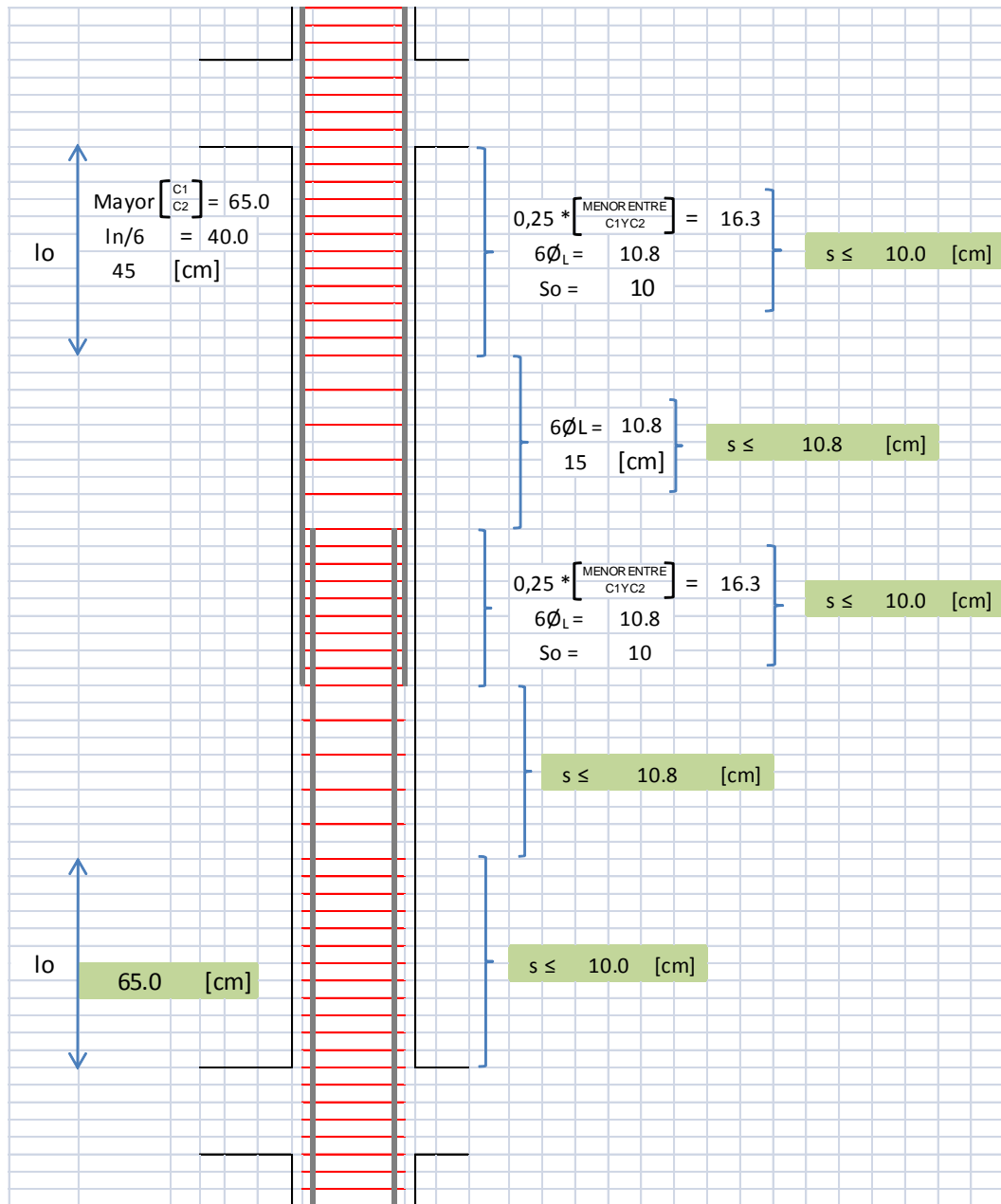


Fig. 6.5 Detalle de la armadura de refuerzo transversal para la columna de 65x65 cm.

Para las columnas de 60X60 cm de los pisos 4 y 5 del edificio se presentan las siguientes propiedades:

PARÁMETROS GENERALES		
Hormigón f_c	280	[kg/cm ²]
Acero f_y	4200	[kg/cm ²]
Recubrimiento "r"	4.0	[cm]
\varnothing_L	20	[mm]
\varnothing_E	10	[mm]
# capas sentido c_1	5	
# capas sentido c_2	5	

La sección de las vigas en este piso es de 50 cm de ancho por 60 cm de alto, por lo tanto las dimensiones de la columna son.

DIMENSIONES COLUMNA		
Altura libre de columna	c_1	c_2
[m]	[cm]	[cm]
2.50	60.0	60.0

Las armaduras mínimas son:

b_c	A_{ch}	S colocado	Ash1	Ash2	Ash	Número ramas	Ash provisto
[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]		[cm ²]
52.0	2704	10	3.45	3.12	3.45	5	3.93
52.0	2704	10	3.45	3.12	3.45	5	3.93

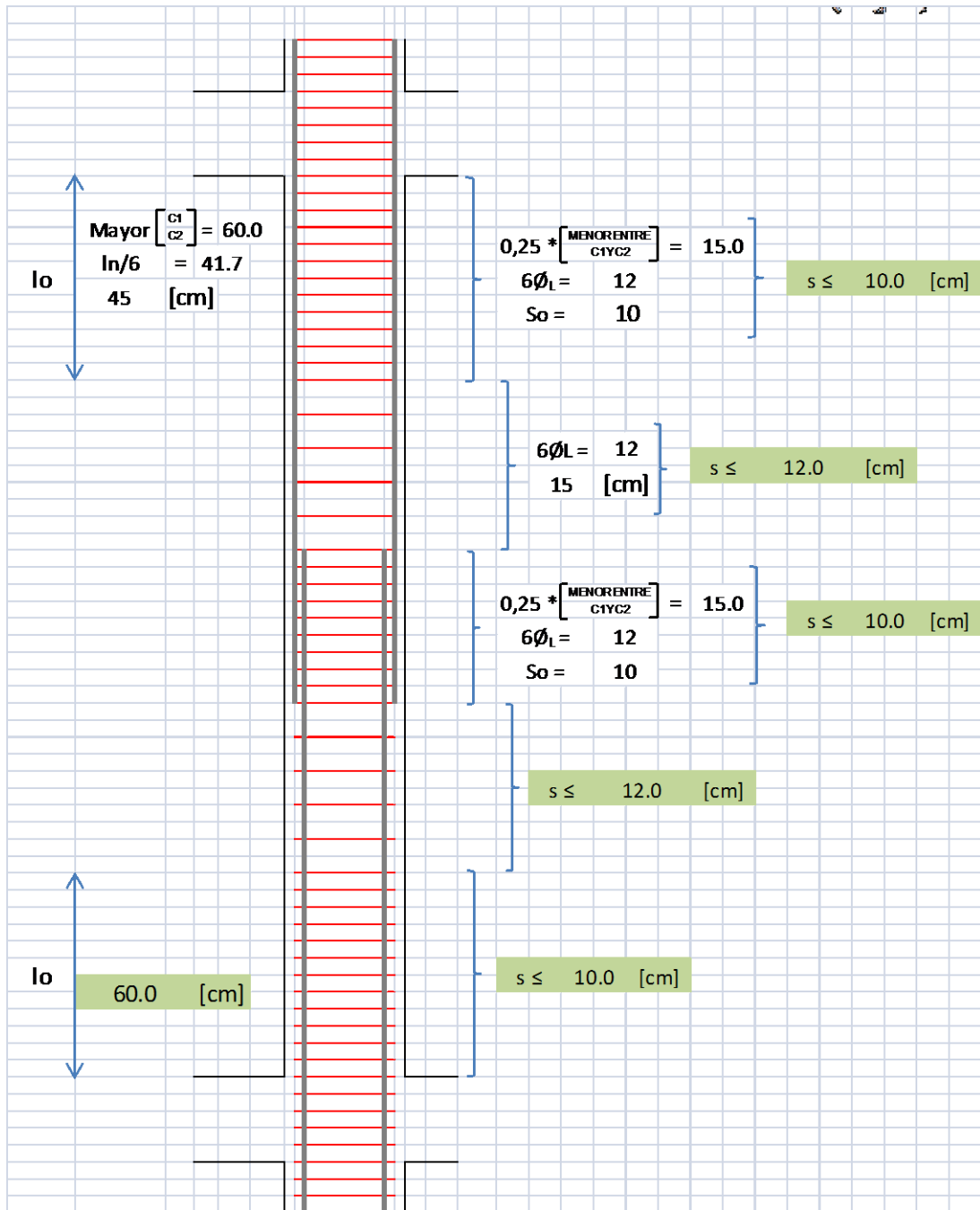


Fig. 6.6 Armadura transversal para la columna de 60x60 cm.

Para la columna de los últimos pisos (6 y 7) de 50x50 cm se presentan las siguientes características:

PARÁMETROS GENERALES		
Hormigón f_c	280	[kg/cm ²]
Acero f_y	4200	[kg/cm ²]
Recubrimiento "r"	4.0	[cm]
\varnothing_L	18	[mm]
\varnothing_E	10	[mm]
# capas sentido c_1	4	
# capas sentido c_2	4	

La sección de las vigas en este piso es de 40 cm de ancho por 65 cm de alto, por lo tanto las dimensiones de la columna son.

DIMENSIONES COLUMNA		
Altura libre de columna	c_1	c_2
[m]	[cm]	[cm]
2.45	50.0	50.0

Las armaduras mínimas son:

b_c	A_{ch}	S colocado	Ash1	Ash2	Ash	Número ramas	Ash provisto
[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]		[cm ²]
42.0	1764	10	3.5	2.52	3.5	5	3.93
42.0	1764	10	3.5	2.52	3.5	5	3.93

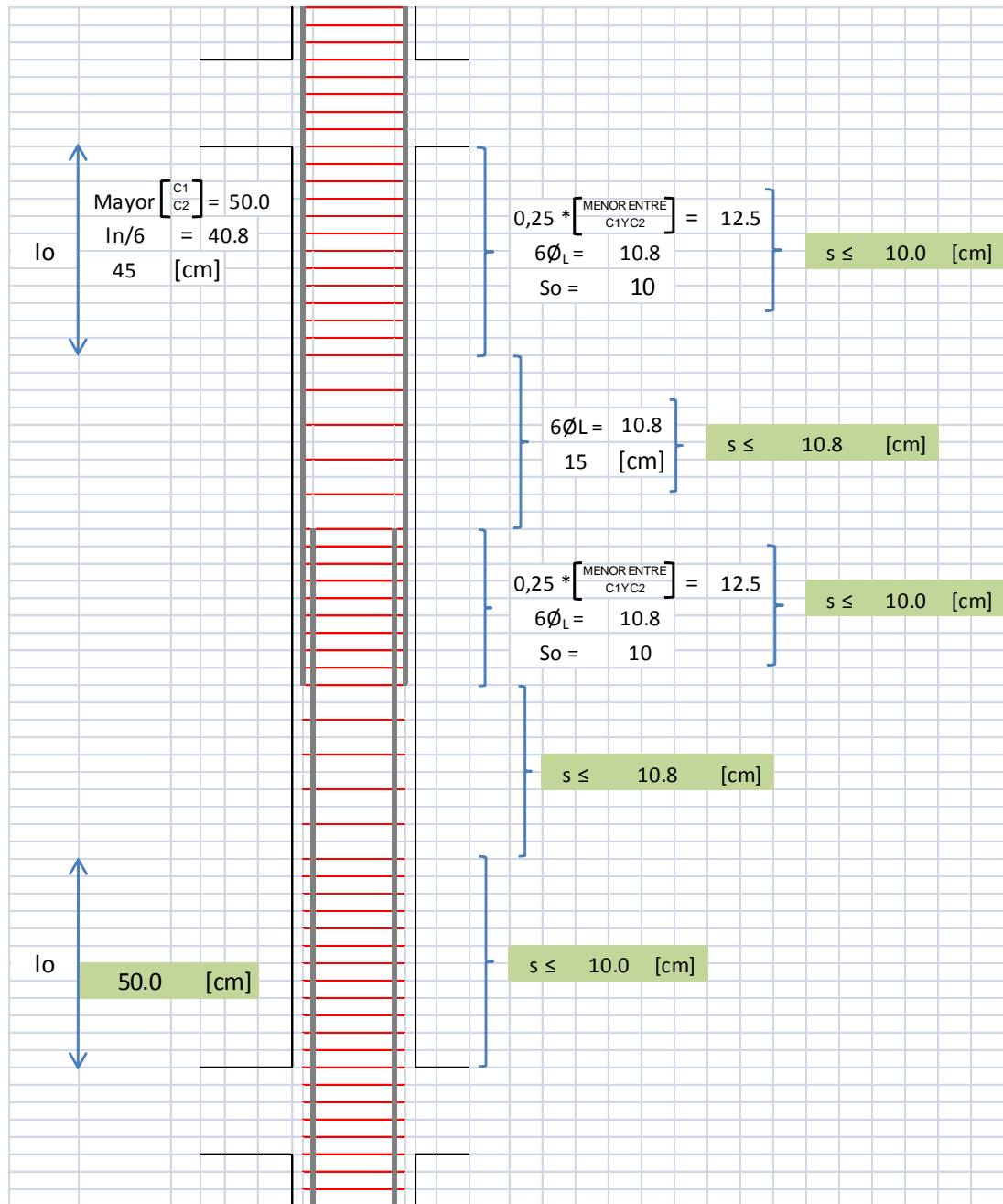


Fig. 6.7 Detalle del refuerzo transversal de la columna de 50x50 cm.

En el diseño del edificio aislado que se presenta como principales características una menor demanda de esfuerzos sobre los elementos resistentes de la estructura, ante lo cual las vigas necesitan menos cuantías de acero respecto a la estructura con base fija, resistiendo con márgenes de seguridad importantes los

esfuerzos y presentando menores daños debido a la disminución de las derivas y las aceleraciones, para las columnas se podría plantear valores de reducción en sus secciones, pero en este estudio se considera un valor balanceado entre los aspectos económicos y de seguridad. Las reducciones en las cuantías de acero son del orden del 30% menos que su similar de base fija.

6.4. COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS

Al realizar la comparación del comportamiento entre la estructura aislada y la estructura convencional bajo el concepto de los desplazamientos relativos permite extraer interesantes observaciones de la efectividad y poder cuantificarla.

Desplazamientos Base Fija			
Piso	Despl. CM (m)	Deriva CM (m)	NEC2011 (m)
7	0.067	0.00177	0.00798
6	0.0615	0.00319	0.01437
5	0.0516	0.00365	0.01640
4	0.0403	0.00387	0.01742
3	0.0283	0.00358	0.01611
2	0.0172	0.00348	0.01568
1	0.0064	0.00206	0.00929
Base	0	0	0

Desplazamientos Base Aislada R=2				
Piso	Despl. CM (m)	Ux-Δa (m)	Deriva CM (m)	NEC-11 (m)
7	0.2886	0.0588	0.0015	0.0023
6	0.2838	0.054	0.0028	0.0042
5	0.2751	0.0453	0.0032	0.0047
4	0.2653	0.0355	0.0034	0.0051
3	0.2547	0.0249	0.0034	0.0051
2	0.2442	0.0144	0.0044	0.0065
1	0.2307	0.0009	0.0003	0.0004
0	0.2298	0	0	0

Desplazamientos Base Aislada R=2 SECCIONES REDUCIDAS				
Piso	Despl. CM (m)	Ux-Δa (m)	Deriva CM (m)	NEC-11 (m)
7	0.2998	0.0801	0.0025	0.0038
6	0.292	0.0723	0.0037	0.0056
5	0.2805	0.0608	0.0042	0.0063
4	0.2675	0.0478	0.0043	0.0065
3	0.2541	0.0344	0.0040	0.0060
2	0.2416	0.0219	0.0052	0.0078
1	0.2255	0.0058	0.0019	0.0028
0	0.2197	0	0	0

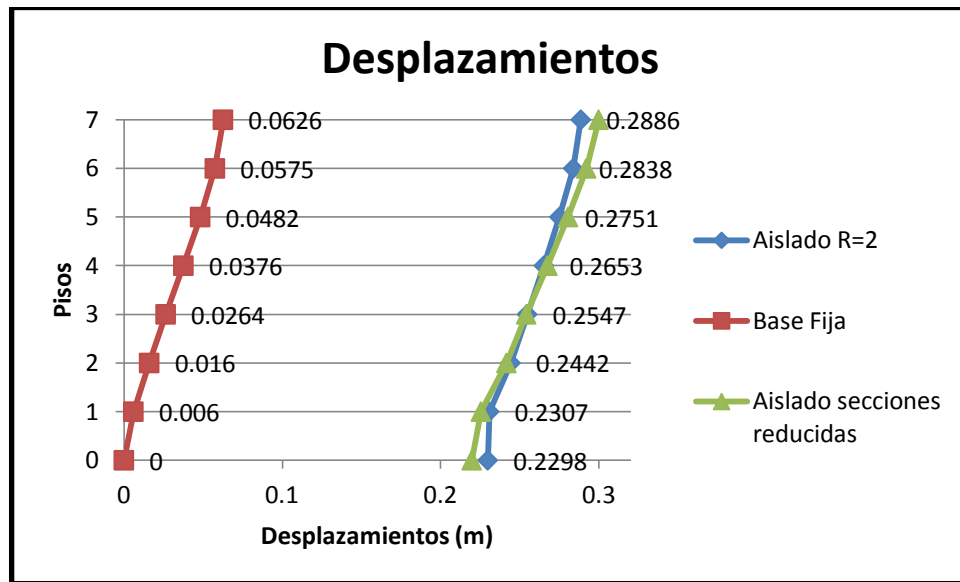


Fig. 6.8 Desplazamientos relativos sin restar la deformación de la base.

Para la estructura aislada se subtrae el desplazamiento del sistema de aislación, esto se muestra en la figura 6.9 en donde están las respectivas curvas de cada estructura y los valores de deformación de cada nivel.

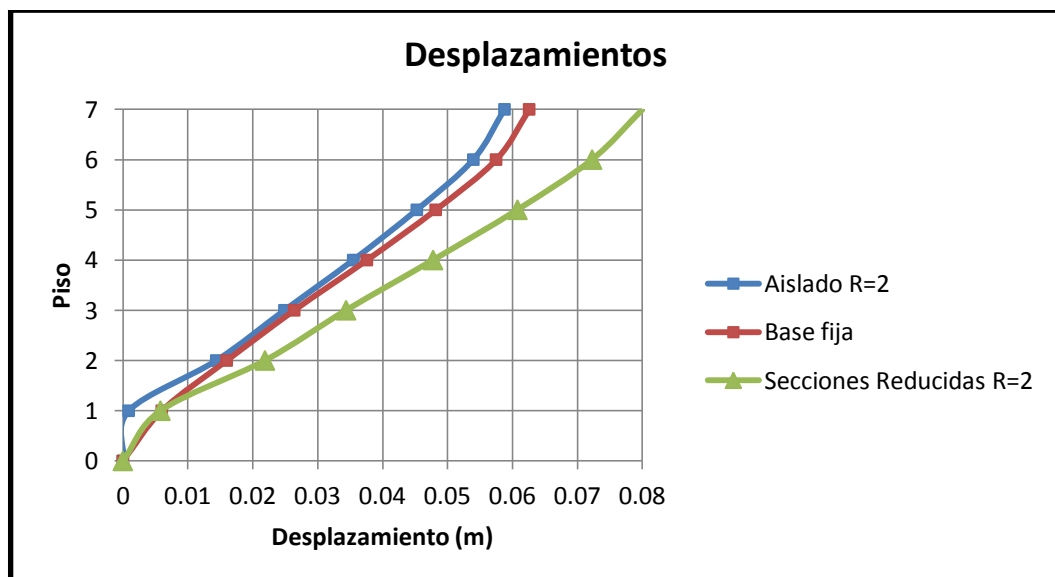


Fig. 6.9 Comparación de los Desplazamientos relativos.

Se puede decir que el beneficio de realizar el edificio en forma aislada que de base fija es mayor, porque se reducen los desplazamientos máximos y los valores de las derivas respecto al nivel de aislación, muy relacionados con los daños estructurales que puede sufrir el edificio, lo cual es una ventaja desde el punto de vista estructural y principalmente de la seguridad. Y en el caso de la estructura con un $R=2$ que tiene mayores desplazamientos, la ventaja es que se garantiza el comportamiento elástico y no sería necesario cumplir con detallamiento sísmico que establecen las diferentes normas. Para la estructura con las secciones reducidas los desplazamientos son mayores pero cumplen con los límites tolerables de derivas que establece la norma NEC-11.

6.5. COMPARACIÓN DE ACELERACIONES POR PISO

PISO	SENTIDO X			SENTIDO Y		
	Base Fija (m/s ²)	Aislado R=2 (m/s ²)	S. Reducidas (m/s ²)	Base Fija (m/s ²)	Aislado R=2 (m/s ²)	S. Reducidas (m/s ²)
7	3.8452	2.0205	2.1148	3.8743	2.2896	2.1251
6	3.2782	1.9624	2.0114	3.2853	2.2042	2.0115
5	2.8055	1.8948	1.9166	2.814	2.1067	1.9096
4	2.4288	1.8398	1.8443	2.4487	2.0289	1.8337
3	2.0482	1.7956	1.7939	2.0772	1.9682	1.7827
2	1.6339	1.7516	1.7453	1.6658	1.9085	1.7337
1	0.821	1.6853	1.6695	0.8383	1.8199	1.6569
0	0	1.5481	1.4997	0	1.6506	1.4878

Tabla 6.3 Comparación de los valores de las aceleraciones de cada piso.

La comparación de las aceleraciones absolutas de la estructura aislada y de base fija, muestra una mejor visión de las ventajas de implementar un sistema de aislación para la estructura y en especial para los equipos contenidos dentro de ella. En las figuras 6.10 y 6.11 se muestran el perfil en altura de las aceleraciones absolutas máximas a nivel de cada piso en ambas direcciones debido a la acción del sismo de El Centro.

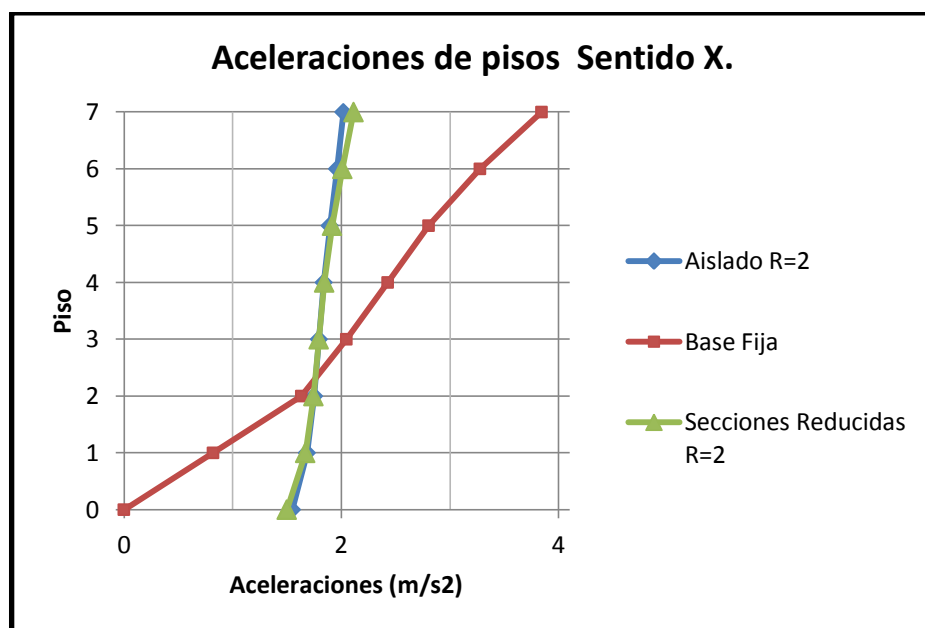


Fig. 6.10 Aceleraciones absolutas por cada piso.

Con la información contenida en las figuras 6.10 y 6.11 se nota que las aceleraciones absolutas de la superestructura del edificio aislado son mucho menores que las aceleraciones absolutas de la estructura de base fija. Tenemos que la aceleración que llega al piso 7 del edificio es del orden de los 4 m/s² y el sistema de aislación en la dirección X y la dirección Y, lo reduce a la mitad lo que significa que el sistema aislante filtra aproximadamente en 50 % la aceleración que recibe la superestructura.

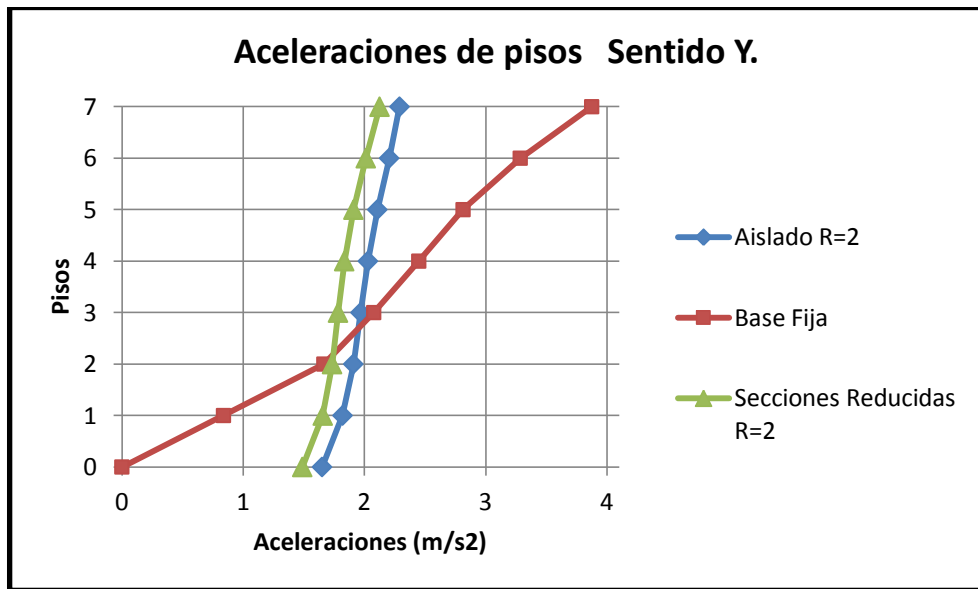


Fig. 6.11 Aceleraciones absolutas por cada piso.

6.6. COMPARACIÓN DEL CORTANTE BASAL

Piso	Sentido X			Sentido Y		
	Base Fija (t)	Aislada R=2 (t)	S. Reducidas (t)	Base Fija (t)	Aislada R=2 (t)	S. Reducidas (t)
7	116.45	105.86	98.46	116.45	105.86	98.46
7	116.45	105.86	98.46	116.45	105.86	98.46
6	225.34	204.86	191.18	225.34	204.86	191.18
6	225.34	204.86	191.18	225.34	204.86	191.18
5	321.84	292.58	273.72	321.84	292.58	273.72
5	321.84	292.58	273.72	321.84	292.58	273.72
4	400.72	364.29	340.49	400.72	364.29	340.49
4	400.72	364.29	340.49	400.72	364.29	340.49
3	463.5	421.36	395.44	463.5	421.36	395.44
3	463.5	421.36	395.44	463.5	421.36	395.44
2	505.83	459.85	432.48	505.83	459.85	432.48
2	505.83	459.85	432.48	505.83	459.85	432.48
1	527	479.09	451	527	479.09	451
1	527	479.09	451	527	479.09	451

Tabla 6.4 Cortante basal de las diferentes estructuras analizadas

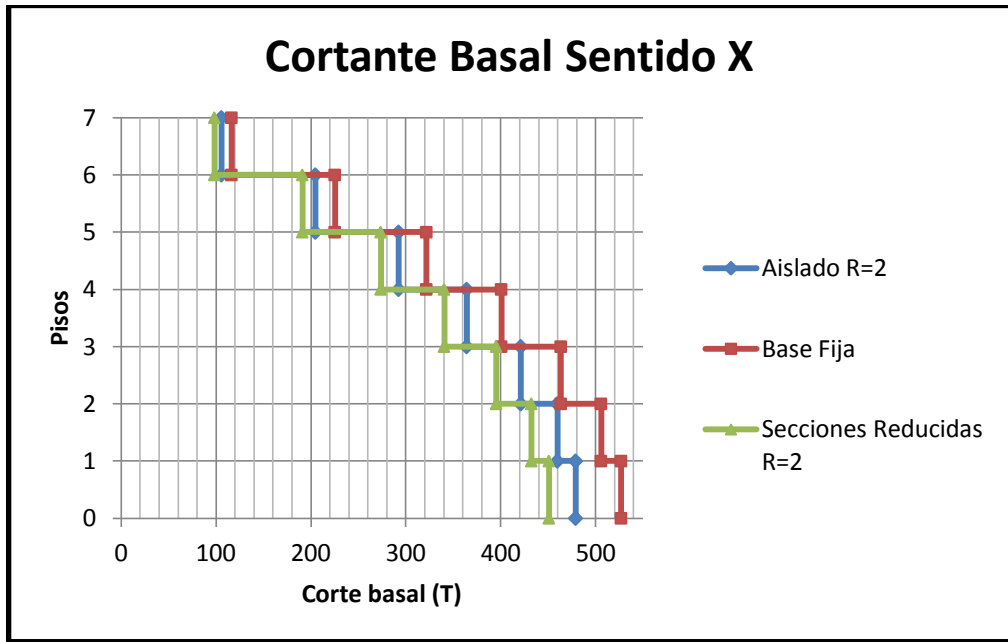


Fig. 6.12 Comparación del cortante basal en sentido X.

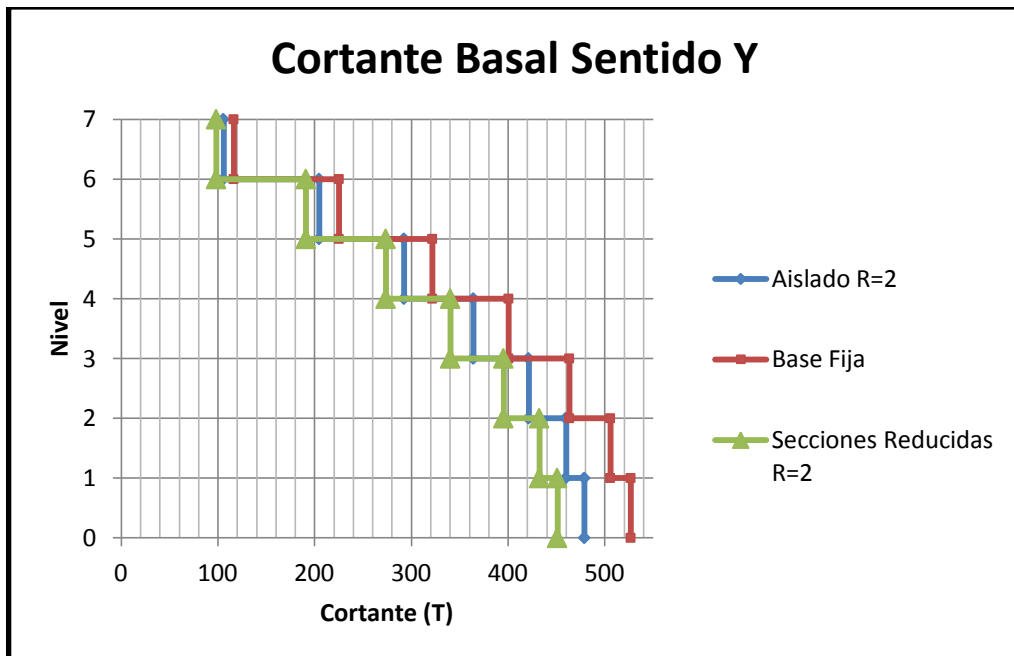


Fig. 6.13 Comparación del cortante basal en sentido Y.

De las figuras 6.12 y 6.13 se puede ver el efecto de implementar el sistema de aislación basal en el edificio, se reduce el corte basal respecto al edificio de base fija. Luego su distribución en altura presenta una forma típica de una estructura convencional de las dimensiones y altura del edificio. Como se había mencionado la estructura aislada reduce el corte basal total, de hecho la estructura de base fija presenta valores de 527 toneladas, versus la estructura aislada con $R=2$ de 479.09 toneladas y $R=2$ de secciones reducidas igual a 451 toneladas respectivamente, permitiendo de esta manera una disminución en los esfuerzos de los elementos soportantes de la estructura que se indica a continuación.

6.7. ESFUERZOS

Estos son los resultados obtenidos del modelo matemático realizado en ETABS donde se puede apreciar claramente la reducción de esfuerzos tanto de corte como de momento en el mismo elemento para los dos modelos.

Cabe recalcar que solo en el primer piso se obtienen valores superiores de esfuerzos del modelo aislado con respecto al modelo con base fija, esto se debe a la gran deformación que sufren los elementos estructurales debido a la deformación del sistema de aisladores.

Esfuerzos en la Viga B1 pisos 3, 4 y 5						
Datos			Base Fija		Aislada	
Piso	Viga	Carga	Corte (t)	Momento (t-m)	Corte (t)	Momento (t-m)
5	B1	SXEP	10.21	28.514	9.32	26.073
5	B1	SXEP	10.21	24.94	9.32	22.811
5	B1	SXEP	10.21	21.367	9.32	19.548
5	B1	SXEP	10.21	21.367	9.32	19.548
5	B1	SXEP	10.21	16.262	9.32	14.888
5	B1	SXEP	10.21	11.157	9.32	10.228
5	B1	SXEP	10.21	11.157	9.32	10.228
5	B1	SXEP	10.21	6.052	9.32	5.567
5	B1	SXEP	10.21	0.946	9.32	0.907
5	B1	SXEP	10.21	0.946	9.32	0.907
5	B1	SXEP	10.21	-4.159	9.32	-3.754
5	B1	SXEP	10.21	-9.264	9.32	-8.414
5	B1	SXEP	10.21	-9.264	9.32	-8.414
5	B1	SXEP	10.21	-14.369	9.32	-13.074
5	B1	SXEP	10.21	-19.474	9.32	-17.735
5	B1	SXEP	10.21	-19.474	9.32	-17.735
5	B1	SXEP	10.21	-23.047	9.32	-20.997
5	B1	SXEP	10.21	-26.621	9.32	-24.259
4	B1	SXEP	12.08	33.361	11.12	30.737
4	B1	SXEP	12.08	29.134	11.12	26.843
4	B1	SXEP	12.08	24.907	11.12	22.95
4	B1	SXEP	12.08	24.907	11.12	22.95
4	B1	SXEP	12.08	18.869	11.12	17.388
4	B1	SXEP	12.08	12.831	11.12	11.826
4	B1	SXEP	12.08	12.831	11.12	11.826
4	B1	SXEP	12.08	6.793	11.12	6.264
4	B1	SXEP	12.08	0.755	11.12	0.702
4	B1	SXEP	12.08	0.755	11.12	0.702
4	B1	SXEP	12.08	-5.283	11.12	-4.86
4	B1	SXEP	12.08	-11.321	11.12	-10.422
4	B1	SXEP	12.08	-11.321	11.12	-10.422
4	B1	SXEP	12.08	-17.359	11.12	-15.984
4	B1	SXEP	12.08	-23.397	11.12	-21.546

Esfuerzos en la Viga B1 pisos 3, 4 y 5 (continúa)						
Datos			Base Fija		Aislada	
Piso	Viga	Carga	Corte (t)	Momento (t-m)	Corte (t)	Momento (t-m)
4	B1	SXEP	12.08	-23.397	11.12	-21.546
4	B1	SXEP	12.08	-27.624	11.12	-25.439
4	B1	SXEP	12.08	-31.85	11.12	-29.333
3	B1	SXEP	16.94	46.893	16.16	44.909
3	B1	SXEP	16.94	41.176	16.16	39.453
3	B1	SXEP	16.94	35.459	16.16	33.998
3	B1	SXEP	16.94	35.459	16.16	33.998
3	B1	SXEP	16.94	26.989	16.16	25.916
3	B1	SXEP	16.94	18.519	16.16	17.834
3	B1	SXEP	16.94	18.519	16.16	17.834
3	B1	SXEP	16.94	10.049	16.16	9.752
3	B1	SXEP	16.94	1.579	16.16	1.67
3	B1	SXEP	16.94	1.579	16.16	1.67
3	B1	SXEP	16.94	-6.891	16.16	-6.412
3	B1	SXEP	16.94	-15.361	16.16	-14.494
3	B1	SXEP	16.94	-15.361	16.16	-14.494
3	B1	SXEP	16.94	-23.831	16.16	-22.576
3	B1	SXEP	16.94	-32.3	16.16	-30.659
3	B1	SXEP	16.94	-32.3	16.16	-30.659
3	B1	SXEP	16.94	-38.018	16.16	-36.114
3	B1	SXEP	16.94	-43.735	16.16	-41.569

Tabla 6.5 Esfuerzos de viga B1 pisos 3,4 y 5.

6.7.1. Esfuerzo en columnas

En la columna C1 se puede apreciar claramente como el modelo aislado presenta menores esfuerzos en todos los pisos a excepción del primero que es ligeramente mayor al de base fija, esto corrobora lo que se indicó anteriormente en las vigas comprobando que el modelo matemático es muy cercano a lo que

indica la norma chilena NCh2745, que tanto como antes y después del aislador las cuantías de refuerzo son ligeramente superiores a las de base fija manteniendo así los factores de seguridad permitidos para este sistema de aislación.

Esfuerzos Columna C1																	
Datos			Base Fija						Aislada								
Piso	Columna	Carga	P Max	Vx	Vy	Mx	My	P Max	Vx	Vy	Mx	My	P Max	Vx	Vy	Mx	My
7	C1	SXEP	2.6	3.7	0.34	0.247	2.331	2.24	3.2	0.35	0.267	1.849					
7	C1	SXEP	2.6	3.7	0.34	-0.175	-2.223	2.24	3.2	0.35	-0.158	-2.094					
7	C1	SXEP	2.6	3.7	0.34	-0.597	-6.774	2.24	3.2	0.35	-0.583	-6.034					
6	C1	SXEP	8.5	9.23	0.82	0.993	10.833	7.52	8.42	0.78	0.946	9.813					
6	C1	SXEP	8.5	9.23	0.82	-0.017	-0.556	7.52	8.42	0.78	-0.013	-0.587					
6	C1	SXEP	8.5	9.23	0.82	-1.027	-11.944	7.52	8.42	0.78	-0.971	-10.985					
5	C1	SXEP	17.87	11.45	1.03	1.346	14.85	16.04	10.44	0.98	1.274	13.412					
5	C1	SXEP	17.87	11.45	1.03	0.05	0.387	16.04	10.44	0.98	0.041	0.215					
5	C1	SXEP	17.87	11.45	1.03	-1.245	-14.077	16.04	10.44	0.98	-1.193	-12.983					
4	C1	SXEP	28.96	15.74	1.39	2.356	26.9	26.2	14.09	1.31	2.162	23.233					
4	C1	SXEP	28.96	15.74	1.39	0.599	7.013	26.2	14.09	1.31	0.509	5.421					
4	C1	SXEP	28.96	15.74	1.39	-1.16	-12.896	26.2	14.09	1.31	-1.145	-12.408					
3	C1	SXEP	44.5	16.59	1.48	2.319	26.196	40.98	15.46	1.38	1.849	21.314					
3	C1	SXEP	44.5	16.59	1.48	0.52	6.047	40.98	15.46	1.38	0.172	2.499					
3	C1	SXEP	44.5	16.59	1.48	-1.281	-14.119	40.98	15.46	1.38	-1.505	-16.323					
2	C1	SXEP	60.35	19.79	1.75	3.03	34.847	58.27	9.42	1.32	0.709	-6.41					
2	C1	SXEP	60.35	19.79	1.75	0.913	10.814	58.27	9.42	1.32	-0.913	-18.186					
2	C1	SXEP	60.35	19.79	1.75	-1.208	-13.254	58.27	9.42	1.32	-2.531	-29.9					
1	C1	SXEP	74.18	25.23	2.19	5.663	66.657	84.42	27.31	2.04	-0.742	-9.93					
1	C1	SXEP	74.18	25.23	2.19	3.027	36.269	84.42	27.31	2.04	-3.275	-43.8					
1	C1	SXEP	74.18	25.23	2.19	0.379	5.739	84.42	27.31	2.04	-5.794	-77.495					

6.8. COMPARACIÓN DE COSTOS

Un aspecto que no es común considerar pero no deja de ser menos importante son las variaciones de los elementos estructurales entre el diseño de la estructura convencional y de la estructura aislada, por lo general no se considera al momento de diseñar las reducciones de esfuerzos que se producen en los diferentes niveles, adoptando las mismas secciones y armaduras que tendría para los esfuerzos de la estructura convencional, esto se produce en la mayoría de los países debido a actitudes conservadoras y a que no existen códigos de diseño específicos para estructuras aisladas.

Las estructuras aisladas tienen por lo general un costo directo mayor que las estructuras convencionales, que según el tipo de dispositivo, el tipo de edificación y el diseño utilizado puede ser entre un 1% y un 10% adicional. Algunos ejemplos de esto se tiene en Chile donde, el Hospital Clínico UC significó una inversión en el año 2001 de aproximadamente US\$ 115/m² y en el año 2002 la construcción del Edificio de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica significó US\$ 125/m², valores que son levemente superiores que su similar convencional. Existen países como Japón o China que reducen los costos directos debido a que consideran los esfuerzos reales que tiene la estructura aislada, como ejemplo está un edificio en base a marcos de 8 pisos construido en la ciudad de Shantou (Sur de China) en donde el costo del edificio convencional fue de US\$ 807/m² y en el caso aislado de US\$ 715/m², lo que significa una reducción del 11% para el caso aislado, otro edificio de 6 pisos a base de muros ubicado en la ciudad de Xichang (Oeste de China) involucró un costo de US\$

650/m² para el caso convencional y su similar aislado un costo de US\$ 527/m², que corresponde a una reducción del 19% para el caso aislado.⁵

Para la estructura analizada en este proyecto se estimó un valor de los costos directos de construcción de algunos rubros para comparar el costo entre el edificio aislado y el edificio con base fija. Lo que se puede observar es que la reducción del costo es de aproximadamente el 1%. Como se indicó anteriormente el ahorro de una estructura aislada se cuantifica después de un sismo y no antes de éste, ya que el ahorro se verá cuando la estructura siga siendo funcional y el gasto en reparación sea mínimo.

⁵ JAIME ANDRÉS ARRIAGADA ROSAS, Aislación Sísmica de un Edificio de Oficinas de Siete Pisos. (Análisis Comparativo de Comportamiento y Costos con un Edificio Tradicional).

MATERIAL	DESCRIPCION	CANTIDAD			COSTOS			
		Base Fija	Aislado	Aislado Secciones Reducidas	PRECIO UNITARIO	Base Fija	Aislado	Aislado Secciones Reducidas
Hormigon (m3) Incluye Encofrado	Vigas de 1,2 Y 3 Piso	195.30	195.30	133.92	250.00	48,825.00	48,825.00	33,480.00
	Vigas de 4 Y 5 Piso	111.60	111.60	74.40	250.00	27,900.00	27,900.00	18,600.00
	Vigas de 6 y 7 Piso	96.72	96.72	55.80	250.00	24,180.00	24,180.00	13,950.00
	Columnas de 1,2 y 3 Piso	78.59	78.59	66.96	250.00	19,646.25	19,646.25	16,740.00
	Columnas de 4 y 5 Piso	44.64	44.64	31.00	250.00	11,160.00	11,160.00	7,750.00
	Columnas de 6 y 7 Piso	31.00	31.00	25.11	250.00	7,750.00	7,750.00	6,277.50
	Losas	272.16	272.16	272.16	250.00	68,040.00	68,040.00	68,040.00
Acero (kg)	Vigas de 1,2 Y 3 Piso	29,295.00	20,506.50	14,061.60	2.04	59,761.80	41,833.26	28,685.66
	Vigas de 4 Y 5 Piso	16,740.00	11,718.00	7,812.00	2.04	34,149.60	23,904.72	15,936.48
	Vigas de 6 y 7 Piso	14,508.00	10,155.60	5,859.00	2.04	29,596.32	20,717.42	11,952.36
	Columnas de 1,2 y 3 Piso	19,646.25	15,717.00	13,392.00	2.04	40,078.35	32,062.68	27,319.68
	Columnas de 4 y 5 Piso	11,160.00	8,928.00	6,200.00	2.04	22,766.40	18,213.12	12,648.00
	Columnas de 6 y 7 Piso	7,750.00	6,200.00	5,022.00	2.04	15,810.00	12,648.00	10,244.88
Aislador HDR	Aislador HDR	-	20.00	20.00	2,500.00	-	50,000.00	50,000.00
					TOTAL	409,663.72	406,880.45	321,624.56

CAPÍTULO 7

7. CONCLUSIONES

En los últimos años la ingeniería sísmica en todo el mundo ha enfocado muchos de sus esfuerzos a investigar e implementar métodos para mitigar la amenaza de las comunidades más vulnerables. Entre éstos, los sistemas pasivos de disipación de energía para el diseño y reforzamiento de estructuras han tomado gran auge, gracias a la ayuda de los procesadores electrónicos y la dinámica estructural.

La disipación pasiva de energía es una tecnología que mejora el desempeño de una edificación añadiendo amortiguación a su estructura, siendo el uso primario de los disipadores de energía la reducción de los desplazamientos sísmicos de la misma.

Los aisladores de base se fundamentan en el concepto de la reducción de la demanda sísmica. Estos sistemas tienen como finalidad aislar la cimentación de la superestructura. Al colocarlos aumenta considerablemente el período fundamental de vibración de la estructura reduciendo así las aceleraciones espectrales, consecuentemente, las fuerzas que producen resultan de menor cuantía. Como la frecuencia disminuye, las aceleraciones introducidas disminuyen al igual que los efectos dañinos del movimiento del suelo en la estructura. El mayor beneficio se encuentra en estructuras con períodos del orden de un segundo o un poco menor.

Experimentos y observaciones de edificios con aislamiento en la base en terremotos muestran una reducción en la aceleración del edificio de la mitad de

la aceleración de edificios empotrados en la base como se puede ver en el capítulo anterior en la tabla 6.3. La aceleración disminuye porque el sistema de aislamiento en la base alarga el período de vibración del edificio, es decir el tiempo que toma al edificio desplazarse de un lado a otro.

En la cimentación se observa que se presenta un incremento en los costos para el sistema aislado, se debe a la necesidad de rigidizar la base para hacer énfasis en la disminución de rigidez del estrato en el que se presenta el aislamiento sísmico. Las vigas presentan una disminución en el costo de la estructura aislada. Mientras que en las columnas por lo general se mantienen las secciones y las armaduras por motivos conservadores.

En un edificio con aislamiento sísmico, se debe cuidar hasta el último detalle en la conexión entre el edificio, el aislador y la cimentación, ya que debe existir una separación entre la cimentación y la superestructura.

El potencial de ahorro en costo en el sistema estructural de un edificio aislado está en función de dos aspectos principales: el nivel de sismo para el cual se diseña la estructura aislada con respecto al nivel que sirve para diseñar la estructura convencional, y la ubicación de los aisladores en el plano de la estructura. El ahorro de los aisladores no se mide en el momento de la construcción, sino después de un sismo.

Hay dos factores importantes que influyen en la efectividad de la respuesta de un edificio con aislamiento sísmico en la base bajo la acción de un sismo que lo lleve a un comportamiento no lineal, los cuales son: La cantidad de energía que

el dispositivo absorbe y el cambio del período en el primer modo de la edificación, debido a la flexibilización de la estructura.

El resultado del análisis modal tridimensional y diseño del edificio convencional, aplicando la norma NEC 2011 con su respectivo espectro y el código ACI 318-08 fueron satisfactorios. Existió un buen desempeño del edificio cumpliendo con las disposiciones de corte basal y presentando aceptables valores de desplazamiento relativo que estuvieron dentro de los rangos establecidos, todo esto bajo el marco conceptual y la filosofía de diseño tradicional establecida en el NEC 2011. Un resultado importante del análisis del edificio convencional fue su período principal de 0,903 segundos que la hace una estructura que se puede considerar rígida, esta condición unido a la búsqueda de un mejor comportamiento del edificio tanto del punto de vista estructural como económico, fundamentan la idea de implementar un sistema de aislación basal. Se analizó con un sistema de aislación conformado por aisladores HDR, elegidos por su nivel de conocimiento y sus buenos resultados a nivel internacional.

Para el edificio se fijó el período aislado de diseño en 2.5 segundos, valor que asegura buenos niveles de respuesta porque aleja a la estructura de las zonas de mayor energía de los sismos y asegura que la estructura permanezca elástica durante el sismo de diseño, y se usó la cantidad de 20 aisladores. Se implementa un proceso iterativo de diseño para el sistema de aislación en estudio, con el que se define las características mecánicas y geométricas de los dispositivos, verificando niveles de seguridad adecuados. El resultado del

diseño fue satisfactorio ya que se obtuvieron dimensiones adecuadas y factibles de realizar, y con propiedades de los elastómeros disponibles en el mercado.

Se obtuvo aisladores con diámetros exteriores de 60, 70 y 75 cm, una altura total de 28.90 cm para el de 60 y 23.5 para 70 y 75 cm, que corresponden a 36 capas de goma de 5 mm y 35 láminas de acero de 3 mm para los aisladores de 60cm de diámetro y 18 capas de 1 cm de goma y 17 de acero de 3mm para los de 70 y 75 cm de diámetro, con dos placas conectoras de 2 mm de espesor, con una rigidez horizontal promedio de 1.11 ton/cm.

Los resultados para el sistema (HDR) escogido para la evaluación fue satisfactorio, obteniéndose valores menores que los que se presenta la estructura convencional, es así que los desplazamientos del sistema de aislación fueron muy cercanos entre si y menores que los desplazamientos de diseño calculados según el NEC 2011, para las derivas y las aceleraciones absolutas el sistema se comporto bien, entregando valores beneficiosos para el edificio, además de presentar muy poca amplificación en altura.

En el cálculo de las derivas estuvieron en los dos casos dentro de los límites permitidos y esto es positivo porque están relacionadas con menos daños estructurales así mismo las aceleraciones se redujeron lo que produce menores momentos volcantes, para los esfuerzos de corte la situación fue semejante, porque generan una menor demanda en los elementos estructurales de lo que típicamente se podría esperar, manteniéndose dentro del rango elástico.

Al someter al edificio convencional al registro y comparar con el edificio aislado con el sistema HDR, con los mismos parámetros, los resultados fueron claros y

concluyentes, el comportamiento del edificio aislado fue muy superior a su similar convencional, en lo que se refiere a los desplazamientos laterales estos están marcados por el desplazamiento del sistema de aislación para el caso aislado, pero sobre la interfaz de aislación los desplazamientos son menores a los del edificio con base fija, dentro de esto mismo y como consecuencia de lo anterior la magnitud de las derivas presentó una disminución; para la aceleración absoluta se tiene que el factor “filtro” que tiene la aislación sobre la aceleración del suelo es altamente efectivo con un valor de 50%, siendo una diferencia importante entre los dos tipos de estructuras, los valores del esfuerzo de corte solo vienen a corroborar lo anterior.

En el edificio aislado se utilizó la nueva filosofía de la NCh 2745 que está destinada específicamente para estructuras aisladas, se utilizó este código porque lastimosamente en el medio no se cuenta con un código que norme el comportamiento y diseño de estructuras aisladas, y con el código NEC 2011 y ACI 318-08. Se cumplió con todas las disposiciones que establecen las normas, las fuerzas laterales mínimas, espectro de respuesta, los desplazamientos relativos de entrepiso se ubicaron por debajo de los niveles máximos establecidos por NEC 2011. Los esfuerzos resultantes de los elementos estructurales, vigas y columnas, son menores, lo que se traduce en que las cuantías necesarias disminuyen respecto a las que presentó el edificio convencional, excepto en el nivel de cimentación en donde los esfuerzos y por consiguiente las cuantías son levemente mayores que el caso convencional, lo que se entiende por el mayor número de elementos a soportar como por la

seguridad en la estabilidad del edificio. Se observó que las cuantías de las columnas son las mínimas establecidas por el ACI 318-08, por lo cual abalado en el mayor conocimiento y control de la respuesta se disminuyeron las secciones sobre el sistema de aislación en un 20%, aunque los resultados fueron levemente mayores en desplazamientos se siguen cumpliendo los rangos permitidos por las normas utilizadas, no se volvió a reducir la sección por razones de seguridad. El resultado del diseño fue una estructura con menor cantidad de acero y una disminución de la sección de los elementos.

Como comentario final se tiene que al implementar un sistema de aislación sísmica (HDR) en una estructura, en este caso particular el edificio aislado, logra un comportamiento estructural muy superior respecto a su versión convencional con altos niveles de seguridad y protección sísmica tanto de la estructura como de los contenidos.

BIBLIOGRAFÍA

- ACI 318S-08, "Requisitos de Reglamento Para Concreto Estructural y Comentario", ACI Capitulo Ecuador, 2008.
- ALMAZAN, J.L.; J.C. DE LA LLERA; J.A. INAUDI. 1998. Modelling aspects of structures isolated with the friccional pendulum system. Earthquake Engineering and structural dynamics, 27: 847-967.
- ASCE 7, "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures", SEI, 2010.
- CUEVA FIERRO, GABRIELA ALEXANDRA, "Aisladores de base FPS primera generación", Escuela Politécnica del Ejercito, 2009.
- DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS Y GEOTECNIA, "Aislación Sísmica y Disipación", Ingeniería Civil, Universidad Católica de Chile.
- 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.
- FRANCISCO CRISAFULLI ELBIO, "Espectro De Respuesta y Diseño", Guía de Estudios, Villafañe, 2002.
- ING. JUAN CARLOS GARCÉS, Diapositivas "Diseño sismo resistente", cátedras, 2011.
- MANUAL DE DISEÑO DE EDIFICIOS SISMORESISTENTES UTILIZANDO ETABS
Ing. Marcelo Guerra/ Ing. Daniel Chacón
- NEC-11, "Peligro Sísmico Y Requisitos De Diseño Sismo Resistente", 2011.
- RAÚL MARCELO AVILÉS SALAZAR, Tesis "Dispositivos Para El Control De Vibraciones", Universidad Austral de Chile, Valdivia, 2001.

RÓGER IVAN MEZA BLANDÓN, EDGARD EZEQUIEL SANCHEZ GARCIA, “Guía De
Diseño Sísmico De Aisladores Elastomericos y De Fricción Para La Republica De
Nicaragua”, UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA, 2010.

www.deesperanzaadosminutos.blogspot.com/2010_10_01_archive.html.

www.michacero.blogspot.com/2012/02/aislacion-termica.html.