



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---

---

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN**

**ANÁLISIS COSTO – BENEFICIO DE LA  
IMPLEMENTACIÓN CON DISPOSITIVOS DE  
CONTROL DE LA RESPUESTA SÍSMICA A UN EDIFICIO  
CON PLANTA BAJA DÉBIL**

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

**INGENIERA CIVIL**

P R E S E N T A:

**RAQUEL VARO PERALTA**



TUTOR:  
**DR. MIGUEL ÁNGEL JAIMES TÉLLEZ**

Santa Cruz Acatlán, Naucalpan, Estado de México. 2023



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: DR. HUGO HERNÁNDEZ BARRIOS  
Secretario: LIC. DANIEL DOMINGO DUEÑAS GONZÁLEZ  
Vocal: MTRO. MARTÍN SÁNCHEZ MUÑOZ  
1<sup>er</sup>. Suplente: DR. MIGUEL ÁNGEL JAIMES TELLEZ  
2<sup>do</sup>. Suplente: ING. CRISTIAM JOSAFAT CASTRO SANTIAGO

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

**TUTOR DE TESIS:**

Dr. Miguel Ángel Jaimes Téllez

---

Coordinación de Ingeniería Sismológica, IINGEN, UNAM

---

## RESUMEN

En este estudio se analizó la viabilidad de rehabilitar un edificio de vivienda con planta baja débil por medio de sistemas de control para la protección sísmica en su primer nivel. Como ejemplo, se estudió un edificio habitacional de cinco niveles diseñado con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1976 (RCDF,1976) cuya estructuración es a base de marcos de concreto reforzado. Este edificio se asume desplantado en la Zona de Transición de la Ciudad de México; se considera simétrico en ambas direcciones y tiene medios muros de mampostería a partir del segundo nivel de la estructura. Para evaluar la viabilidad de rehabilitar la vivienda con estos sistemas de control y cumplir con la normatividad vigente de la Ciudad de México, se realizó un análisis de la respuesta sísmica del edificio y un análisis de costos para su implementación.

Para el análisis de la respuesta estructural se realizaron seis modelos estructurales denominados: 1) **AB** (estructura original sin rehabilitar), 2) **DM** (estructura rehabilitada con amortiguadores viscosos), 3) **BRB** (estructura rehabilitada con diagonales restringidas al pandeo), 4) **AT2** (estructura rehabilitada con dispositivos de aislamiento y periodo fundamental de 2s), 5) **AT3** (estructura rehabilitada con dispositivos de aislamiento y periodo fundamental de 3s) y 6) **AT4** (estructura rehabilitada con dispositivos de aislamiento y periodo fundamental de 4s). Para determinar la respuesta de estos modelos estructurales se realizó un Análisis Dinámico Incremental con dieciséis registros sísmicos escalados a diez distintos niveles de intensidad, asimismo, se evaluó la respuesta ante el sismo del 19S2017. Las respuestas analizadas incluyen: distorsiones de entrepiso, cortante basal, amplificaciones de la aceleración máxima del terreno, espectros de piso, así como niveles de carga axial y deformación en los dispositivos de control. En el análisis económico se determinaron los costos de la estructura original y la implementación de cada alternativa, así como las limitaciones de uso del edificio durante y después de la rehabilitación.

Finalmente, se realizó un análisis comparativo de los resultados obtenidos y se encontró que la opción óptima para la rehabilitación es la implementación de amortiguadores viscosos (configuración de marco chevron).

---

## ABSTRACT

An assessment of the possible retrofitting in a building with weak story at the first floor using different seismic control devices located only at the ground floor is performed. The case of study is a five-story building located in the Transition Zone of Mexico City and is supported by reinforced concrete frames. This structure was designed using the Mexico City Building Code of 1976 (RCDF, 1976), has medium height masonry walls at the upper levels and is symmetrical in both directions. In order to perform this assessment, the seismic response of the structure and costs of implementation for the possible retrofitting options were analyzed.

Six different structural models were made with the purpose of analyzing the seismic response of the original structure and the retrofitted structure using different alternatives. These models were identified as AB, DM, BTB, AT2, AT3 and AT4 and correspond to the original building and the retrofitting options with viscous dampers, buckling restrained braces and isolation systems respectively. A Dynamic Incremental Analysis using sixteen different seismic records scaled to ten different intensity levels was developed, in addition, the seismic response of the 19S2017 earthquake was evaluated. The analyzed seismic responses include: interstory drifts, shear base, amplification of peak ground acceleration, floor spectra as well as axial load levels and deformation of the seismic devices. The economic assessment includes the calculation of costs in the original structure and retrofitting costs and the use limitations in the building during and after the retrofit process.

Finally, a comparative study between the retrofitting options was made, and it was found that the optimal retrofitting solution was the implementation of viscous dampers (chevron frame configuration

---

## CONTENIDO

<b>RESUMEN .....</b>	<b>III</b>
<b>ABSTRACT.....</b>	<b>IV</b>
<b>CONTENIDO.....</b>	<b>V</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS .....</b>	<b>VIII</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS .....</b>	<b>X</b>
<b>NOTACIÓN .....</b>	<b>XI</b>
<b>CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>1</b>
1.1. ESTRUCTURAS CON PLANTA BAJA DÉBIL.....	1
1.2. LA PLANTA BAJA DÉBIL EN ESTRUCTURAS DEL MUNDO .....	2
1.3. LA PLANTA BAJA DÉBIL EN ESTRUCTURAS DE LA CIUDAD DE MÉXICO.....	2
1.4. CONSIDERACIONES DE LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS SOBRE LA PLANTA BAJA DÉBIL .....	3
1.4.1. CONSIDERACIONES DE LAS NTC SISMO (2017).....	4
1.4.2. CONSIDERACIONES PARA ESTRUCTURAS EXISTENTES.....	5
1.5. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....	5
1.6. OBJETIVO Y ALCANCES .....	5
<b>CAPÍTULO 2. METODOLOGÍA.....</b>	<b>7</b>
2.1 ELABORACIÓN Y ANÁLISIS DEL MODELO DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL “AS BUILT (AB)” .....	7
2.2 PROPUESTA DE DISPOSITIVOS DE CONTROL .....	8
2.2.1 ESTRUCTURAS DE VIVIENDA REHABILITADAS CON AMORTIGUADORES VISCOSOS .....	8
2.2.2 ESTRUCTURAS DE VIVIENDA REHABILITADAS CON DIAGONALES RESTRINGIDAS A PANDEO (BRB).....	9
2.2.3 SISTEMAS DE AISLAMIENTO DE BASE.....	9
2.3 ELABORACIÓN Y EVALUACIÓN DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO EQUIPADO CON DISPOSITIVOS DE CONTROL.....	10
2.4. DESARROLLO DE FUNCIONES DE FRAGILIDAD.....	11
2.5. DETERMINACIÓN DE LOS COSTOS ASOCIADOS A LA ESTRUCTURA....	12
2.6 DESARROLLO DE FUNCIONES DE VULNERABILIDAD .....	12
2.7 ANÁLISIS COSTO – BENEFICIO SIMPLE .....	12
<b>CAPÍTULO 3. ANTECEDENTES.....</b>	<b>14</b>
3.1 NORMATIVA APLICABLE .....	14
3.1.1 NTC CONCRETO (1977).....	14
3.1.2 NTC MAMPOSTERÍA (1977).....	15
3.1.3 CONSIDERACIONES PARA LA EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL.....	15
3.2 ANÁLISIS DINÁMICO Y CURVAS DE FRAGILIDAD.....	16
3.2.1 ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL (IDA).....	16
3.2.2 ANÁLISIS NO LINEAL DE HISTORIA DE TIEMPO.....	16
3.3 SELECCIÓN DE REGISTROS SÍSMICOS .....	17

3.3.1	SELECCIÓN DE MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE SUBDUCCIÓN Y FALLA NORMAL.....	17
3.3.2	SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE 2017 ( $M_w = 7.1$ ).....	17
3.4	ESCALAMIENTO DE REGISTROS SÍSMICOS .....	18
3.5	FUNCIONES DE FRAGILIDAD .....	19
3.5.1	CONSIDERACIONES PARA LA EVALUACIÓN DE LA FRAGILIDAD DE LA ESTRUCTURA .....	19
3.6	FUNCIONES DE VULNERABILIDAD .....	20
	<b>CAPÍTULO 4. ALTERNATIVAS DE REHABILITACIÓN .....</b>	<b>21</b>
4.1	AMORTIGUAMIENTO EN ESTRUCTURAS .....	21
4.1.1	AMORTIGUAMIENTO DE COULOMB O DE FRICCIÓN .....	21
4.1.2	AMORTIGUAMIENTO VISCOZO.....	22
4.1.3	AMORTIGUAMIENTO HISTERÉTICO.....	22
4.2	DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS TIPOS DE SISTEMAS DE CONTROL ...	22
4.2.1	SISTEMAS DE CONTROL PASIVO .....	22
4.2.2	SISTEMAS DE CONTROL ACTIVO/SEMIACTIVO/HÍBRIDO .....	23
4.2.3	SISTEMAS DE AISLAMIENTO DE BASE.....	23
4.3	DESCRIPCIÓN DE LAS ALTERNATIVAS DE REHABILITACIÓN PROPUESTAS .....	24
4.3.1	AMORTIGUADORES VISCOZOS.....	24
4.3.2	DIAGONALES RESTRINGIDAS AL PANDEO (BRB).....	26
4.3.3	SISTEMAS DE AISLAMIENTO DE BASE.....	28
	<b>CAPÍTULO 5. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA DE ESTUDIO .....</b>	<b>30</b>
5.1	UBICACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	30
5.2	DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA .....	30
5.3	ESTRUCTURACIÓN.....	31
5.4	PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES .....	32
5.4.1	CURVAS ESFUERZO DEFORMACIÓN.....	33
5.5	RESISTENCIA DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES .....	34
5.5.1	CURVA ESFUERZO DEFORMACIÓN DE LAS SECCIONES CONFINADAS .....	34
5.5.2	DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN .....	35
5.5.3	DIAGRAMAS DE MOMENTO – CURVATURA.....	36
5.6	ACCIONES .....	36
5.7	MASAS Y PESOS POR NIVEL.....	37
	<b>CAPÍTULO 6. MODELADO ESTRUCTURAL .....</b>	<b>38</b>
6.1	CRITERIOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES .....	38
6.2	MODELO ESTRUCTURAL <i>AB</i> .....	39
6.2.1	MODELO ESTRUCTURAL <i>AB</i> CON CARGAS GRAVITACIONALES .....	39
6.2.2	ANÁLISIS MODAL MODELO <i>AB</i> .....	39
6.2.3	ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL DE HISTORIA DE TIEMPO.....	40
6.3	MODELOS ESTRUCTURALES DE LOS EDIFICIOS REHABILITADOS CON AMORTIGUADORES VISCOZOS Y DIAGONALES BRB .....	43
6.3.1	PROPIEDADES DEL MODELO DM.....	43
6.3.2	PROPIEDADES DEL MODELO BRB.....	44
6.3.3	ANÁLISIS MODAL .....	45
6.3.4	ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL DE HISTORIA DE TIEMPO MODELOS DM Y BRB....	46
6.4	MODELOS ESTRUCTURALES DE LOS EDIFICIOS REHABILITADOS CON UN SISTEMA DE AISLAMIENTO (AT2, AT3 Y AT4) .....	47
6.4.1	PROPIEDADES DE LOS MODELOS AT2, AT3 Y AT4.....	47

6.4.2 ANÁLISIS MODAL .....	48
6.4.3 ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL DE HISTORIA DE TIEMPO MODELOS AT2, AT3 Y AT4 .....	49
<b>CAPÍTULO 7. RESPUESTA ESTRUCTURAL Y FUNCIONES DE FRAGILIDAD 50</b>	
7.1 RESPUESTA DE LA ESTRUCTURA PRINCIPAL .....	50
7.1.1 DESPLAZAMIENTOS LATERALES .....	50
7.1.2 DISTORSIONES DE ENTREPISO .....	52
7.1.3 CORTANTE DE ENTREPISO .....	52
7.1.4 LAZOS DE HISTÉRESIS $V_0 - \Delta 1$ .....	55
7.2 RESPUESTA SÍSMICA ASOCIADA A LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES .....	56
7.2.1 FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE LA ACELERACIÓN MÁXIMA DEL TERRENO .....	56
7.2.2 ESPECTROS DE PISO (AZOTEA) .....	57
7.3 RESPUESTA DE LOS DISPOSITIVOS DE CONTROL .....	59
7.3.1 MODELO DM .....	59
7.3.2 MODELO BRB .....	60
7.3.3 MODELOS AT2, AT3 Y AT4 .....	60
7.4 FUNCIONES DE FRAGILIDAD .....	61
7.5 COMPARACIÓN CON DE LAS CURVAS DE FRAGILIDAD CON EL ESPECTRO DE PELIGRO UNIFORME .....	62
7.6 COMPARACIÓN DE LA REDUCCIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA .....	64
<b>CAPÍTULO 8. FUNCIONES DE VULNERABILIDAD Y ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS ALTERNATIVAS DE REHABILITACIÓN.....65</b>	
8.1 ANÁLISIS ECONÓMICO .....	65
8.1.1 COSTO DE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL .....	65
8.1.2 COSTOS DE IMPLEMENTACIÓN DE LAS ALTERNATIVAS DE REHABILITACIÓN .....	65
8.2 FUNCIONES DE VULNERABILIDAD .....	66
8.3 COMPARACIÓN DE LAS ALTERNATIVAS DE REHABILITACIÓN .....	66
8.4 PROPUESTA DE ALTERNATIVA DE REHABILITACIÓN .....	69
<b>CONCLUSIONES .....</b>	<b>70</b>
<b>REFERENCIAS.....</b>	<b>71</b>
<b>APÉNDICE A. INTENSIDADES SÍSMICAS.....</b>	<b>73</b>
<b>APÉNDICE B. REVISIÓN DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES DE COLUMNAS Y TRABES .....</b>	<b>74</b>
B.1. REVISIÓN DE LAS SECCIONES ESTRUCTURALES DE COLUMNAS .....	74
B.2. REVISIÓN DE LAS SECCIONES ESTRUCTURALES DE TRABES .....	75
<b>APÉNDICE C. CATÁLOGO DE CONCEPTOS .....</b>	<b>77</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1.	Comportamiento sísmico de una estructura (a) regular y (b) con planta baja débil.....	1
Figura 1.2.	Dos estructuras colapsadas durante el sismo del 19/09/1985 debido a una planta baja débil (Meli et al., 1986) .....	2
Figura 1.3.	Estructura con planta baja débil (a) antes del sismo del 19/09/2017 y (b) después del sismo del 19/09/2017 (Galvis et al., 2017).....	3
Figura 2.1.	Procedimiento para la elaboración y análisis del modelo estructural “As built ( <i>AB</i> )”...	7
Figura 2.2.	Amortiguador viscoso (Constantinou et al., 1993) .....	8
Figura 2.3.	Diagonal restringida al pandeo BRB (Tremblay et al., 2006).....	9
Figura 2.4.	Procedimiento para la elaboración y análisis de los modelos estructurales con dispositivos de control .....	11
Figura 2.5.	Procedimiento para el análisis de fragilidad del edificio y el análisis costo – beneficio de su rehabilitación .....	13
Figura 3.1	Espectros de respuesta (a) del acelerograma de un movimiento sísmico escalado a distintas intensidades y (b) de distintos acelerogramas escalados a una misma intensidad .....	18
Figura 4.1	Comportamiento histerético típico de un amortiguador viscoso, donde <b><i>Fd</i></b> es la fuerza en el dispositivo y <b><i>d</i></b> es la deformación (Castaldo, 2014).....	25
Figura 4.2	Relaciones fuerza-velocidad para amortiguadores viscosos (Lago et al., 2018).....	26
Figura 4.3	Sistema de un grado de libertad con un amortiguador viscoso (Lago et al., 2018) .....	26
Figura 4.4	Marco chevron (Lago et al., 2018).....	27
Figura 4.5	Comportamiento histerético típico de una diagonal restringida al pandeo, donde <b><i>Fb</i></b> es la fuerza en el dispositivo y <b><i>ub</i></b> es la deformación (Castaldo, 2014).....	27
Figura 4.6	Sistema de un grado de libertad con una diagonal restringida al pandeo (Black et al., 2004) .....	28
Figura 4.7	Comparación entre el comportamiento sísmico de (a) una estructura convencional y (b) y una estructura con un sistema de aislamiento (Castaldo, 2014).....	29
Figura 4.8	Efectividad de un sistema de aislamiento (Castaldo, 2014).....	29
Figura 5.1	Localización de la estructura de estudio .....	30
Figura 5.2	Vistas en perfil y en planta de la estructura de estudio .....	31
Figura 5.3	Armado de las secciones estructurales del edificio.....	32
Figura 5.4	Curva esfuerzo-deformación, acero de refuerzo .....	33
Figura 5.5	Curva esfuerzo-deformación, concreto no confinado .....	34
Figura 5.6	Curva esfuerzo-deformación, secciones confinadas de columnas .....	35
Figura 5.7	Curva esfuerzo-deformación, secciones confinadas de trabes .....	35
Figura 5.8	Diagramas de interacción, secciones C-1 y C-2 de columnas.....	36
Figura 5.9	Diagramas de momento curvatura para las trabes del edificio estudiado .....	36
Figura 6.1	Modelo estructural <i>AB</i> , con cargas gravitacionales .....	39
Figura 6.2	Formas modales asociadas a los tres primeros modos de vibrar, modelo <i>AB</i> .....	40
Figura 6.3	Acelerogramas de los sismos <b><i>S5SA3</i></b> y <b><i>S5SA8</i></b> a los que se somete la estructura del modelo <i>AB</i> .....	41
Figura 6.4.	Acelerograma del sismo del 19S2017 registrado en el sitio GR-27 .....	42
Figura 6.5.	Historia de distorsiones del primer entrespacio, modelo <i>AB</i> .....	43
Figura 6.6.	Historia de fuerzas laterales en el primer nivel, modelo <i>AB</i> .....	43
Figura 6.7.	Modelo estructural <i>DM</i> , edificio equipado con amortiguadores viscosos (configuración de marco chevron) .....	44
Figura 6.8.	Modelo estructural <i>BRB</i> , edificio equipado con diagonales restringidas al pandeo...	45
Figura 6.9	Formas modales asociadas a los tres primeros modos de vibrar, modelos <i>DM</i> y <i>BRB</i> .....	46
Figura 6.10	Esquema general para los modelos <i>AT2</i> , <i>AT3</i> y <i>AT4</i> .....	47

Figura 6.11	Formas modales asociadas a los tres primeros modos de vibrar, modelos AT2, AT3 y AT4 .....	48
Figura 6.12	Acelerogramas de los sismos S5SA3 y S5SA8 correspondientes a los modelos estructurales AT2, AT3 y AT4 .....	49
Figura 7.1.	Distribución de desplazamientos laterales máximos promedio por nivel para las intensidades SA3 y SA8, así como para el sismo del 19S2017 .....	51
Figura 7.2.	Distribución de distorsiones máximas promedio de entrepiso para las intensidades SA3 y SA8, así como para el sismo del 19S2017 .....	53
Figura 7.3.	Distribución de cortantes de entrepiso para las intensidades SA3, SA8 y el sismo del 19S2017 .....	54
Figura 7.4.	Cortantes de entrepiso normalizados con respecto al peso del edificio para las intensidades SA3, SA8 y el sismo del 19S2017 .....	54
Figura 7.5.	Lazos de histéresis $V_o - \Delta 1$ correspondientes al sismo S5SA8.....	55
Figura 7.6.	Lazos de histéresis $V_o - \Delta 1$ correspondientes al sismo del 19S2017.....	56
Figura 7.7.	Distribución por nivel de las amplificaciones de la aceleración del terreno por nivel correspondientes a las intensidades SA3, SA8 y al sismo del 19S2017 .....	57
Figura 7.8.	Espectros de piso (azotea) para el sismo de intensidad SA3 .....	58
Figura 7.9.	Espectros de piso (azotea) para el sismo de intensidad SA8 .....	58
Figura 7.10.	Espectros de piso (azotea) para el sismo del 19S2017.....	59
Figura 7.11.	Lazos de histéresis de los amortiguadores viscosos, sismo S5SA8 y sismo del 19S2017 .....	59
Figura 7.12.	Ciclos de histéresis de las diagonales restringidas al pandeo (BRB), sismo S5SA8 y sismo 19S2017.....	60
Figura 7.13.	Curvas de fragilidad asociadas a (a) estado límite de servicio $DS = 1$ , (b) estado límite de falla para el primer nivel $DS = 2$ y (c) estado límite de falla para niveles superiores $DS = 3$ .....	61
Figura 7.14.	Espectros de peligro uniforme de los estados límites de falla y de servicio y su correspondiente aceleración espectral para cada modelo estructural.....	63
Figura 7.15.	Probabilidades de alcanzar (a) el estado límite de servicio, (b) el estado límite de falla en el primer nivel y (c) el estado límite de falla en los niveles superiores.....	63
Figura 8.1.	Curvas de vulnerabilidad para tres estados de daño en los modelos a) AB (estructura original), b) DM (edificio equipado con amortiguadores viscosos) y BRB (edificio equipado con diagonales restringidas al pandeo) y c) AT2, AT3 y AT4 (edificio equipado con un sistema de aislamiento, para diferentes periodos estructurales) .....	67
Figura B.1.	Revisión de los elementos mecánicos de la columna C1 presentados durante (a) el sismo de intensidad SA3 (b) el sismo de intensidad SA8 y (c) el sismo del 19S2017 .....	74
Figura B.2.	Revisión de los elementos mecánicos de la columna C2 presentados durante (a) el sismo de intensidad SA3 (b) el sismo de intensidad SA8 y (c) el sismo del 19S2017 .....	75
Figura B.3.	Revisión de los elementos mecánicos de la trabe V1 presentados durante (a) el sismo de intensidad SA3 (b) el sismo de intensidad SA8 y (c) el sismo del 19S2017 .....	76
Figura B.4.	Revisión de los elementos mecánicos de la trabe V2 presentados durante (a) el sismo de intensidad SA3 (b) el sismo de intensidad SA8 y (c) el sismo del 19S2017 .....	76

---

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1.	Consideraciones en el diseño y análisis de estructuras con planta baja débil .....	4
Tabla 1.2.	Consideraciones en el diseño y análisis de estructuras con planta baja débil (NTC Sismo, 2017) .....	4
Tabla 2.1	Criterios de selección para propiedades de dispositivos de control .....	8
Tabla 2.2	Estados de daño considerados para el análisis de fragilidad.....	12
Tabla 3.1	Propiedades mecánicas del concreto reforzado con base en la NTC Concreto (1977)	14
Tabla 3.2	Factores de resistencia de las NTC Concreto (1977) .....	15
Tabla 3.3	Propiedades mecánicas de la mampostería con base en la NTC Mampostería (1977)	15
Tabla 3.4	Consideraciones para la evaluación sísmica de la estructura de estudio.....	16
Tabla 4.1	Características de los principales sistemas de control pasivos.....	23
Tabla 5.1	Secciones correspondientes a cada nivel del edificio .....	32
Tabla 5.2.	Propiedades mecánicas de los materiales en la edificación .....	33
Tabla 5.3	Valores de cargas vivas máximas e instantánea según el RCDF (1976) .....	37
Tabla 5.4	Valores calculados de la masa y peso del edificio de estudio, por nivel y totales .....	37
Tabla 6.1	Nomenclatura y descripción de los modelos estructurales .....	38
Tabla 6.2	Periodos asociados a los tres primeros modos de vibrar del modelo estructural <i>AB</i> ...	40
Tabla 6.3	Propiedades del modelo DM.....	44
Tabla 6.4	Propiedades del modelo BRB .....	45
Tabla 6.5	Periodos asociados a los tres primeros modos de vibrar de los modelos estructurales DM y BRB .....	46
Tabla 6.6	Propiedades de los sistemas de aislamiento para los modelos AT2, AT3 y AT4 .....	48
Tabla 6.7	Periodos asociados a los tres primeros modos de vibrar de los modelos estructurales AT2, AT3 y AT4.....	48
Tabla 7.1	Clasificación de los resultados del análisis sísmico .....	50
Tabla 7.2	Desplazamientos máximos en azotea para las intensidades SA3 y SA8, así como para el sismo del 19S2017 .....	51
Tabla 7.3	Distorsiones máximas del primer entrepiso y del sistema estructural .....	52
Tabla 7.4	Valores de cortante basal y cortante normalizado con respecto al peso de la estructura para las intensidades SA3, SA8 y el sismo del 19S2017 .....	53
Tabla 7.5	Factores de amplificación de la aceleración máxima del terreno.....	57
Tabla 7.6	Deformaciones y carga axial máxima en los amortiguadores.....	59
Tabla 7.7	Deformaciones y carga axial máxima en los BRB.....	60
Tabla 7.8	Deformaciones y carga axial en los sistemas de aislamiento.....	60
Tabla 7.9	Porcentajes de reducción de la respuesta sísmica con respecto a la estructura original en comportamiento lineal .....	64
Tabla 7.10	Porcentajes de reducción de la respuesta sísmica con respecto a la estructura original en comportamiento no lineal .....	64
Tabla 8.1	Importes de construcción de la estructura original en los años 1977 y 2022.....	65
Tabla 8.2	Costos de las alternativas de rehabilitación .....	66
Tabla 8.3	Análisis comparativo de las alternativas de rehabilitación .....	68
Tabla A.1	Valores de intensidades sísmicas asociadas a diferentes periodos de retorno y periodos estructurales en el sitio GR-27 .....	73

---

## NOTACIÓN

$A$	Área tributaria
$a_i$	Aceleración máxima en el $i$ -ésimo nivel
$a_s$	Aceleración del terreno
$a_0$	Aceleración máxima del terreno
$a_{Tc}$	Aceleración espectral correspondiente a un componente no estructural con periodo $T_c$
$c$	Coefficiente de amortiguamiento viscoso
$c_v$	Coefficiente de amortiguamiento viscoso de un amortiguador
$DS$	Estado de daño
$e$	Exponente que define la forma de la transición entre la rigidez inicial y la rigidez de fluencia
$E[L IM]$	Función de daño esperado
$E_c$	Módulo de elasticidad del concreto
$E_m$	Módulo de elasticidad de la mampostería
$E_s$	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo
$F$	Fuerza cortante de piso
$F_a$	Fuerza de amortiguamiento
$F_b$	Fuerza resistente en una diagonal restringida al pandeo
$F_d$	Fuerza resistente de un amortiguador viscoso
$f'_c$	Resistencia a la compresión máxima del concreto
$f_c^*$	Resistencia nominal del concreto a compresión
$f_c''$	Magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión
$f_m$	Resistencia nominal en compresión de la mampostería
$F_N$	Fuerza normal
$F_R$	Factor de resistencia
$f_{su}$	Esfuerzo máximo de ruptura del acero de refuerzo
$f_{sy}$	Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo
$G_m$	Módulo de cortante de la mampostería
$h_i$	Altura del $i$ -ésimo nivel de la estructura
$h$	Altura total de la estructura
$IM$	Nivel de intensidad sísmica
$k_h$	Constante de amortiguamiento histerético
$k_i$	Rigidez lateral de un sistema de aislamiento
$K_b$	Rigidez de una diagonal restringida al pandeo
$M$	Momento flexionante
$M_T$	Masa total de una estructura
$m$	Masa de un sistema de un grado de libertad
$m_i$	Masa de un sistema de aislamiento
$m_n$	Masa del $n$ -ésimo nivel en una estructura
$n$	Exponente de velocidad de amortiguamiento
$P$	Carga axial
$Q$	Factor de comportamiento sísmico
$Q'$	Factor de reducción por comportamiento sísmico
$r$	Relación de rigidez posterior a la fluencia
$S_a(T_1)$	Aceleración espectral del modo de vibrar de una estructura con un 5% de amortiguamiento
$t$	Duración del movimiento
$T_1$	Periodo fundamental de la estructura
$T_2$	Periodo asociado al segundo modo de vibrar de la estructura
$T_3$	Periodo asociado al tercer modo de vibrar de la estructura

$T_a$	Periodo que define el inicio de la meseta del espectro de aceleraciones
$T_b$	Periodo que define el fin de la meseta del espectro de aceleraciones
$T_c$	Periodo de un componente no estructural
$T_f$	Periodo fundamental de una estructura convencional (con base fija)
$T_i$	Periodo fundamental de una estructura con sistema de aislamiento
$T_s$	Periodo dominante del terreno
$u$	Desplazamiento horizontal
$u_b$	Deformación de una diagonal restringida al pandeo
$u_d$	Deformación del amortiguador
$\dot{u}$	Velocidad
$u_d$	Desplazamiento relativo entre los extremos de un amortiguador viscoso
$\dot{u}_d$	Velocidad relativa entre los extremos de un amortiguador viscoso
$u_T$	Desplazamiento lateral global de la estructura
$V$	Cortante de entrepiso
$V_0$	Cortante basal
$W_0$	Peso total de la estructura
$W_n$	Peso del n-ésimo nivel en una estructura
$Y$	fuerza de fluencia
$z$	Variable histerética del modelo de Wen
$z_j$	Forma modal del j-ésimo modo de vibrar de una estructura
$\alpha$	Exponente de velocidad del amortiguador
$\gamma_C$	Peso volumétrico del concreto de peso normal
$\gamma_m$	Peso volumétrico de la mampostería
$\Delta_1$	Distorsión del primer entrepiso
$\Delta_{máx}$	Distorsión máxima de entrepiso
$\epsilon_{cc}$	Deformación unitaria del concreto confinado
$\epsilon_{co}$	Deformación correspondiente al esfuerzo máximo de compresión en el concreto
$\epsilon_{sh}$	Deformación unitaria al inicio del endurecimiento del acero de refuerzo
$\epsilon_{sp}$	Deformación unitaria última al inicio del desconchamiento del concreto
$\epsilon_{su}$	Deformación unitaria última del acero de refuerzo
$\epsilon_{sy}$	Deformación unitaria de fluencia del acero de refuerzo
$\theta$	Ángulo de inclinación del dispositivo de control respecto a la horizontal
$\mu_k$	Coefficiente de fricción cinética
$\xi$	Fracción de amortiguamiento crítico
$\sigma_{IM,i}$	Desviación estándar del logaritmo natural de la respuesta sísmica asociada a una magnitud $IM$
$\varphi$	curvatura
$\phi_j$	Factor de participación del j-ésimo modo de vibrar de una estructura
$\Omega_a$	Factor de amplificación de la aceleración espectral de un componente no estructural con respecto a la aceleración máxima del terreno

## CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

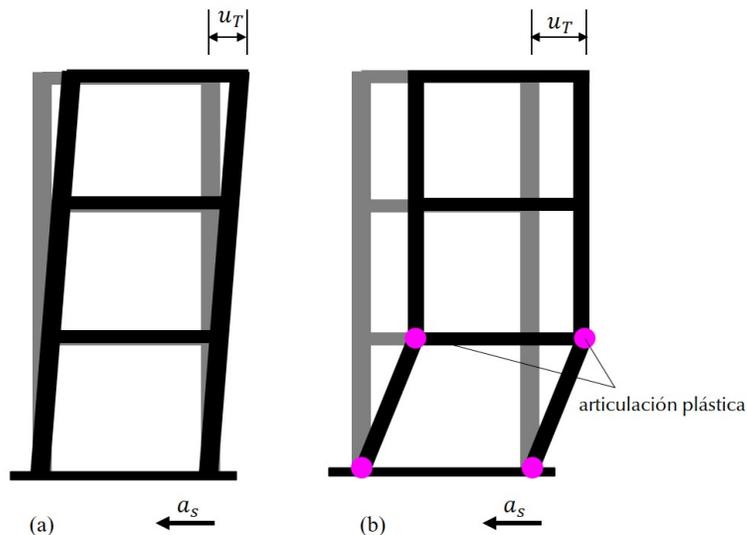
El propósito de este capítulo es abordar la problemática de estructuras que presentan la condición de *planta baja débil*, destacando que esta condición no es únicamente un problema en México, sino en el mundo. Se discuten las características comunes que presentaron distintas estructuras dañadas y/o colapsadas durante los sismos del 19 de septiembre de 1985 y 2017. Posteriormente, se analiza la normativa existente de la Ciudad de México relativa a edificaciones que presentan planta baja débil.

Con base en la discusión anterior, se plantea el problema objeto del presente trabajo, relativo a la mitigación en la medida de lo posible de la condición de planta baja débil en una estructura existente. Asimismo, se delimitan sus objetivos y alcances.

### 1.1. ESTRUCTURAS CON PLANTA BAJA DÉBIL

Los eventos sísmicos recientes han mostrado que algunas estructuras son altamente vulnerables a presentar fallas de piso débil en su primer nivel, esta condición se denomina *planta baja débil* y es la causa más frecuente de irregularidad en elevación de los sistemas estructurales (Bazán y Meli, 2004). Una planta baja débil produce por una parte una discontinuidad marcada en rigideces y, sobre todo, un piso más débil que el resto, en el que durante un movimiento sísmico de gran intensidad se concentrará la disipación inelástica de energía. En dicha disipación, no participarán los pisos superiores, pues estos se mantendrán esencialmente en su intervalo elástico lineal. En una estructura con esta característica, las demandas de desplazamientos se concentran en las columnas del primer piso debido a su baja rigidez lateral, lo que lleva al colapso de toda la estructura (Chopra et al., 1972). Por ejemplo, Chopra et al. (1972) mostraron que las demandas de desplazamiento debidas a una planta baja débil pueden ser excesivamente grandes, hasta el punto de que el efecto de las cargas de gravedad de los pisos superiores durante la deformación lateral conduce al colapso de la estructura.

Mientras que, en una estructura regular, la deformación lateral tiende a distribuirse de manera homogénea en cada nivel, en una estructura con planta baja débil la deformación lateral tiende a concentrarse en el primer nivel y las demandas de resistencia en las columnas del primer nivel pueden ser excesivamente grandes, presentándose la formación de articulaciones plásticas. En la figura 1.1 se ilustra la diferencia entre el comportamiento de una estructura regular y una estructura con esta característica.



**Figura 1.1.** Comportamiento sísmico de una estructura (a) regular y (b) con planta baja débil

El proceso de daño en una estructura con planta baja débil inicia con la falla de una o más columnas debido a la concentración de deformaciones laterales en este nivel. A menos que las columnas hayan sido diseñadas con la cantidad de refuerzo transversal suficiente, y este se encuentre debidamente colocado, las columnas podrán desarrollar articulaciones plásticas, de otra forma, estas presentarán fallas por cortante. Una vez que se presenta la falla por cortante, la columna pierde su capacidad de carga vertical, provocando el colapso de la estructura (Galvis et al., 2017).

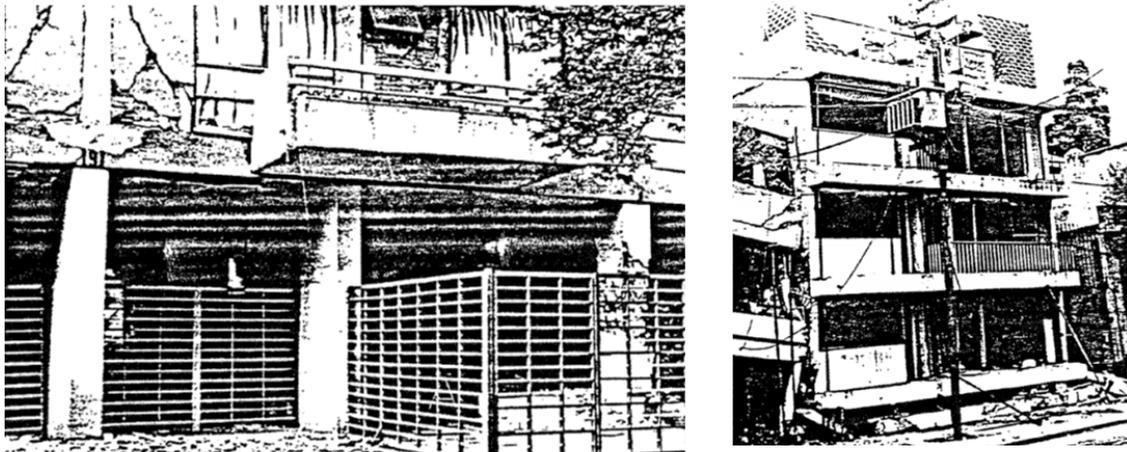
## 1.2. LA PLANTA BAJA DÉBIL EN ESTRUCTURAS DEL MUNDO

La presencia de la planta baja débil ha sido un problema que ha afectado a un gran número de construcciones, no solo en la Ciudad de México, sino alrededor del mundo durante distintos eventos sísmicos (Chopra, et al., 1972; Bertero et al., 1978). Estas afectaciones incluyen desde daños en los elementos estructurales hasta el colapso total de la estructura.

El colapso de una gran cantidad de edificios durante el terremoto de Loma Prieta (Los Ángeles) en 1989 y la muerte de sesenta y tres personas; el colapso total de un edificio de departamentos y la muerte de dieciséis personas en 1994 durante el sismo de Northridge (California); y más recientemente, el colapso de entre diez y doce edificios en 2018 durante el terremoto de Hualian (Taiwán) son sólo algunas muestras lamentables de las consecuencias de la presencia de esta patología estructural, y razones por las que esta condición es estudiada ampliamente (Lin, et al., 2013; Yin, 2018).

## 1.3. LA PLANTA BAJA DÉBIL EN ESTRUCTURAS DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Particularmente, en la Ciudad de México se ha corroborado la alta vulnerabilidad sísmica debido a fallas en la estructura por planta baja débil: durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 (Mw8.1) se observó la presencia de esta característica en un 8% de una muestra de edificios colapsados en la Ciudad de México (Meli et al., 1986). En la figura 1.2 se presentan dos estructuras cuyo colapso en este sismo se debió a una planta baja débil.



**Figura 1.2.** Dos estructuras colapsadas durante el sismo del 19/09/1985 debido a una planta baja débil (Meli et al., 1986)

Más recientemente, durante el sismo del 19 septiembre de 2017 (Mw7.1) se identificó que, de una muestra de cuarenta y seis edificaciones colapsadas, 57% de ellas presentaban una planta baja débil, también se observó que durante este sismo aproximadamente 98% de las estructuras colapsadas habían sido construidas antes del sismo de 1985 (Galvis et al., 2017). En la figura 1.3 se presenta una de las tantas edificaciones que fallaron debido a la planta baja débil.



**Figura 1.3.** Estructura con planta baja débil (a) antes del sismo del 19/09/2017 y (b) después del sismo del 19/09/2017 (Galvis et al., 2017)

Adicionalmente Rodríguez (2019) identificó que, en la mayoría de las construcciones que presentaron daños, el sistema estructural era a base de marcos de concreto reforzado con un detallado de refuerzo inferior al de los estándares internacionales para el diseño de estructuras en zonas sísmicas.

Ruíz Gómez, et al., (2020) también encontraron que, del mismo sismo de septiembre de 2017 una gran cantidad de edificios con planta baja débil que colapsaron se encontraban en general, desplantados en suelos con periodos dominantes cercanos a 1s. Estos edificios eran de mediana altura, con cinco o seis niveles. El hecho que colapsaran edificios con estas características de altura es debido en gran parte a que dichos edificios presentan periodos fundamentales menores a un segundo, pero al sufrir “ablandamiento estructural” su periodo se incrementa, acercándose al periodo “pico” del espectro de aceleraciones.

#### **1.4. CONSIDERACIONES DE LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS SOBRE LA PLANTA BAJA DÉBIL**

Aunque la presencia de la planta baja débil en una estructura es causa de alta vulnerabilidad ante sismos, durante un periodo considerable en las Normas Técnicas Complementarias (desde su emisión en el año 1976 y hasta su versión del año 2004), no se establecieron consideraciones especiales que abordaran abiertamente esta problemática. Sin embargo, a partir del año 1987, en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS, 1987) se trataba de manera indirecta esta problemática a través de las condiciones de irregularidad de la estructura, estableciendo un límite en el cociente de la capacidad resistente entre la fuerza cortante de pisos adyacentes. Estas consideraciones se presentan en la tabla 1.1, junto con la ubicación del contenido en la norma referida.

**Tabla 1.1.** Consideraciones en el diseño y análisis de estructuras con planta baja débil

Normativa	Consideraciones	Ubicación
NTCDS (1987)	la rigidez al corte de ningún entrepiso excederá en más del 100 por ciento a la del piso inmediatamente inferior	apartado 6
NTCDS (2004)	la rigidez al corte de ningún entrepiso excederá en más del 50 por ciento a la del piso inmediatamente inferior, con excepción del último entrepiso	apartado 6.1

Fue hasta la emisión de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo de 2017 (NTC Sismo, 2017) cuando se impusieron restricciones para el análisis, diseño y revisión de estructuras nuevas y existentes con esta característica, asimismo se han propuesto alternativas para la rehabilitación de estructuras existentes. A continuación, se describen estas nuevas consideraciones de la normativa.

#### 1.4.1. CONSIDERACIONES DE LAS NTC SISMO (2017)

Las NTC Sismo (2017) definen a un edificio de planta baja débil como aquel donde “*el cociente de la capacidad resistente entre la fuerza cortante de diseño para el primer entrepiso es menor que 60 por ciento del mismo cociente para el segundo entrepiso y para más de la mitad de los entrepisos superiores*”. Dado lo expuesto en las secciones 1.2 y 1.3, es ideal construir estructuras sin la presencia de una planta baja débil, sin embargo, cuando esto no sea así, las mismas NTC Sismo (2017) establecen una serie de consideraciones a seguir para el análisis y diseño de una edificación con esta característica.

Las consideraciones de las NTC Sismo (2017) incluyen una modificación al factor de reducción  $Q'$  y un valor de distorsión permisible especial para el primer entrepiso. Estas consideraciones se presentan en la tabla 1.2, junto con la ubicación del contenido en la norma referida.

**Tabla 1.2.** Consideraciones en el diseño y análisis de estructuras con planta baja débil (NTC Sismo, 2017)

Consideración	Primer entrepiso	Entrepisos superiores	Ubicación
Factor de reducción $Q'$	el primer entrepiso se diseña de tal manera que resista la fuerza cortante basal correspondiente a un factor de reducción $Q' = 1$	los entrepisos superiores se diseñan para resistir las fuerzas internas resultantes de un análisis con un factor $Q'$ correspondiente a su sistema estructural	apartado 5.5
Distorsión permisible	el primer entrepiso se diseña con una distorsión permisible de 0.006	los entrepisos superiores se diseñan con la distorsión permisible correspondiente a su sistema estructural y su factor de ductilidad $Q$	apartado 5.5

#### **1.4.2. CONSIDERACIONES PARA ESTRUCTURAS EXISTENTES**

Al igual que para estructuras nuevas, las revisiones del comportamiento sísmico de una estructura existente deben hacerse según las consideraciones de la tabla 1.2. Adicionalmente, en las NTC Sismo (2017) y en su versión anterior, se establece que es posible la implementación de disipadores de energía sísmica en las estructuras, cuyo objetivo es reducir su respuesta ante la acción de movimientos sísmicos. Estos dispositivos pueden mejorar el desempeño de estructuras existentes o en proceso de rehabilitación denominadas “de planta baja débil” en su primer piso durante la ocurrencia de un evento sísmico. La finalidad de estos dispositivos es modificar las características dinámicas de la estructura, controlando o disipando parte de la energía impuesta por el sismo. El uso de estas técnicas de control de respuesta sísmica tiene como objetivo reducir la demanda sísmica de la propia estructura y, por lo tanto, su daño. (Oviedo y Duque, 2006).

Entre las posibles soluciones para la disipación de energía hay tres categorías principales: sistemas pasivos, sistemas activos/semiactivos e híbridos y sistemas de aislamiento de base (Castaldo, 2014). Cada uno de estos dispositivos presenta un comportamiento característico, así como ventajas y desventajas. En el capítulo 4 del presente trabajo se abordan con detalle las características de estos sistemas de control.

#### **1.5. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

Se ha demostrado que las edificaciones de vivienda con planta baja débil presentan una alta vulnerabilidad ante la ocurrencia de eventos sísmicos, en estas puede presentarse desde daño significativo en el primer piso, hasta el colapso total y la pérdida de vidas. Es por ello que, actualmente se busca construir estructuras nuevas sin esta característica y rehabilitar las estructuras existentes, para que, en la medida de lo posible se mitigue este comportamiento.

Una planta baja débil se caracteriza por la presencia de deformaciones laterales excesivas y daños en los elementos estructurales durante un sismo, debido a la baja resistencia lateral de sus elementos. Como se indicó anteriormente, es posible mitigar este comportamiento, y una de las alternativas por medio de la implementación dispositivos de control de la respuesta sísmica, los cuales modifican las propiedades dinámicas de la estructura, y con ello, es posible mejorar su comportamiento ante sismos.

Sin embargo, la implementación de estos dispositivos ya sea en una estructura nueva o en la rehabilitación de una estructura existente implica una inversión monetaria adicional, la cual puede o no ser significativa respecto al costo total del proyecto y es al final, por medio de la disponibilidad de capital que se determina si esta alternativa es viable.

Por lo expuesto anteriormente, el presente trabajo busca evaluar la alternativa de implementación de dispositivos de control de la respuesta sísmica en una estructura existente con planta baja débil, evaluando tanto los cambios en la respuesta sísmica de la edificación (desplazamientos laterales, cortantes de entrepiso, amplificaciones de aceleraciones, espectros de piso, etc.), su fragilidad y vulnerabilidad ante los estados límite de servicio y de falla establecidos en las Normas Técnicas Complementarias de 2017 (NTC, 2017) así como su viabilidad económica.

#### **1.6. OBJETIVO Y ALCANCES**

En el presente trabajo se estudia un edificio de cinco niveles de uso habitacional con planta baja débil que fue diseñado con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1976 (RCDF, 1976). Este edificio comparte varias de las características mencionadas en la sección 1.1 del presente documento (planta baja débil, construcción antes del sismo del 19/09/1985 y estructuración a base de marcos de

concreto reforzado). Adicionalmente, este edificio de cinco niveles se encuentra en un sitio cuyo periodo dominante  $T_s$  es cercano a un segundo, característica que compartieron varios de los edificios colapsados durante el sismo del 19/09/2017.

Se analizan las alternativas de rehabilitación con tres tipos de dispositivos de control: 1) amortiguadores viscosos, 2) diagonales restringidas al pandeo y 3) sistemas de aislamiento de base. Cabe mencionar que estos dispositivos únicamente se colocan en el primer piso de la edificación, que es el que presenta la característica de planta baja débil.

Para determinar la alternativa más favorable de rehabilitación, se compara la respuesta sísmica del edificio con cada uno de los dispositivos propuestos. Además, se evalúa la fragilidad y vulnerabilidad de este edificio ante los estados límite establecidos en las NTC (2017). Posteriormente se determina el costo de implementación de cada uno de estos dispositivos en la edificación, para finalmente realizar una comparativa costo-beneficio entre cada una de las tres alternativas, y determinar la opción más adecuada, en caso de que sea viable la implementación de alguno de estos dispositivos.

---

## CAPÍTULO 2. METODOLOGÍA

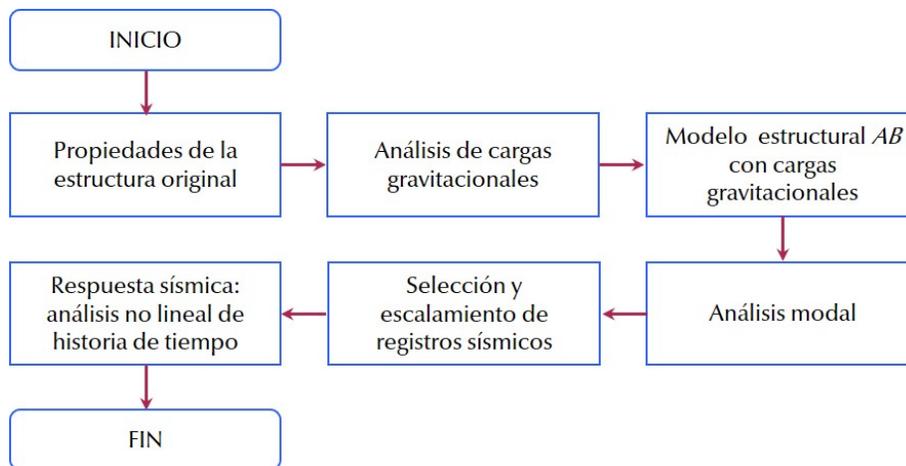
Con base en los objetivos y alcances delimitados en el capítulo 1, se establece la metodología para el desarrollo de este trabajo. Se define el procedimiento para elaborar y analizar el modelo estructural de la edificación original, el proceso para la definición de las propiedades adecuadas de los dispositivos de control de la respuesta sísmica y el desarrollo de los modelos estructurales correspondientes a la edificación rehabilitada. Posteriormente, se describe cómo se llevan a cabo los análisis de fragilidad, costos y vulnerabilidad para cada uno de los modelos estructurales.

Finalmente, se describe el proceso para la elaboración de un análisis costo-beneficio simple en el que se analizan cada una de las alternativas de rehabilitación del edificio.

### 2.1 ELABORACIÓN Y ANÁLISIS DEL MODELO DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL “AS BUILT (AB)”

Dada la estructuración original del edificio, así como los materiales con los que fue construido, se determinan las propiedades de la estructura original con base en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF, 1976) y sus correspondientes Normas Técnicas Complementarias (NTC, 1977). Se realiza un análisis de cargas gravitacionales con esta normativa y se elabora este primer modelo estructural en el software SAP2000v21.1. Este modelo corresponde a la estructura con *planta baja débil*. Posteriormente, se realiza un análisis modal de la estructura y con base las propiedades obtenidas se seleccionan y escalan un conjunto de registros sísmicos. Una vez seleccionados y escalados estos registros, se desarrolla un análisis no lineal de historia de tiempo para este edificio, con la finalidad de determinar su respuesta ante movimientos sísmicos incluyendo: el cálculo de desplazamientos laterales máximos, distorsiones de entrepiso, cortantes de entrepiso, etc.

En la figura 2.1 se ilustra el procedimiento a seguir.



**Figura 2.1.** Procedimiento para la elaboración y análisis del modelo estructural “As built (AB)”

## 2.2 PROPUESTA DE DISPOSITIVOS DE CONTROL

A partir de la respuesta sísmica de la estructura original del edificio se proponen tres distintos tipos de dispositivos de control, con características que permitan: mejorar la condición de planta baja débil en la edificación y, en consecuencia, reducir su respuesta ante movimientos sísmicos y cumplir con los requerimientos establecidos en las NTC (2017).

Para el caso del equipamiento con amortiguadores viscosos y BRB se proponen valores de distorsiones de entrepiso máximas permisibles en la planta baja para una intensidad de movimiento sísmico dada. Con base en esta restricción se proponen las propiedades de estos dispositivos de control. En el caso de los edificios equipados con sistema de aislamiento se proponen tres sistemas cuyas propiedades se calculan con base en un periodo fundamental esperado de la estructura.

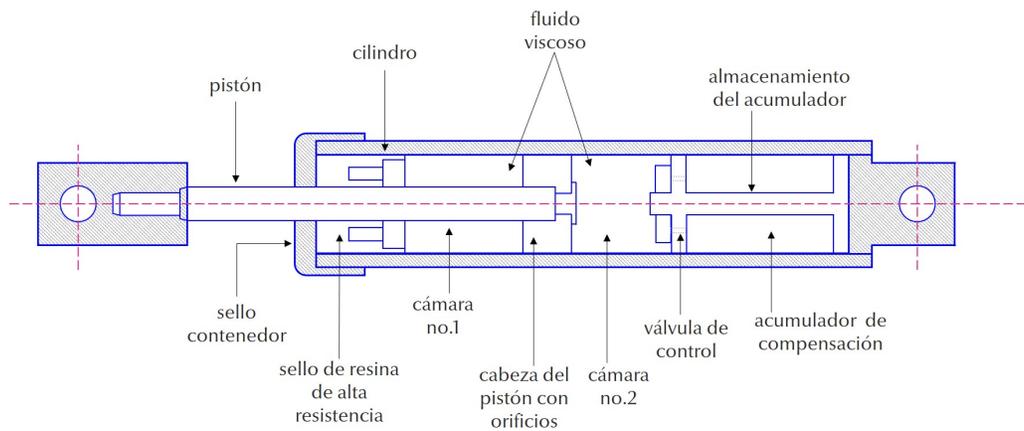
En la tabla 2.1 se señalan los criterios para la selección de las propiedades de los dispositivos de control con los que se equipa el edificio.

**Tabla 2.1** Criterios de selección para propiedades de dispositivos de control

Modelo	Criterio de selección para propiedades de dispositivos de control
Edificio equipado con amortiguadores viscosos en su planta baja	se propone una distorsión máxima permisible en el primer entrepiso igual a 0.003.
Edificio equipado con diagonales BRB en su planta baja	
Edificio equipado con diagonales restringidas al pandeo	se proponen tres diferentes sistemas con periodo fundamental esperado: $T_1 = 2s$ , $T_1 = 3s$ y $T_1 = 4s$

### 2.2.1 ESTRUCTURAS DE VIVIENDA REHABILITADAS CON AMORTIGUADORES VISCOSOS

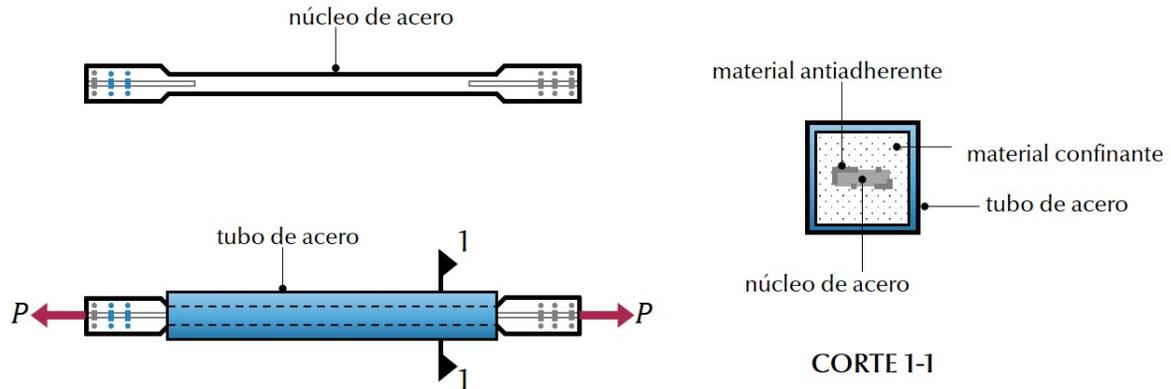
En la figura 2.2 se presenta un esquema típico de un *amortiguador viscoso*. Este tipo de amortiguadores consiste en un pistón que se mueve de un extremo a otro a través de un fluido viscoso, causando una presión elevada (Constantinou et al., 1993). Este pistón contiene un determinado número de orificios a través de los cuales el fluido pasa de un lado a otro y por medio de la modificación del número de estos orificios es que se obtiene una variación óptima de la presión (o la fuerza) con respecto a la velocidad. A mayor velocidad, mayor es la fuerza resistente producida por el dispositivo (Klembczyk, 2014).



**Figura 2.2** Amortiguador viscoso (Constantinou et al., 1993)

### 2.2.2 ESTRUCTURAS DE VIVIENDA REHABILITADAS CON DIAGONALES RESTRINGIDAS A PANDEO (BRB)

Las *diagonales restringidas al pandeo (BRB, por sus siglas en inglés)* son un tipo de dispositivo metálico cuya respuesta depende tanto del desplazamiento relativo entre sus extremos como de la dirección del movimiento. Una diagonal restringida al pandeo, según se muestra en la figura 2.3 consiste en una riostra con núcleo de acero (normalmente con baja resistencia de fluencia) que se encuentra confinado ya sea por un mortero o concreto y un encamisado de acero que mantiene la integridad estructural del material confinante. El núcleo de acero se encuentra revestido por una membrana especial cuyo fin es evitar su adherencia con el material confinante.



**Figura 2.3.** Diagonal restringida al pandeo BRB (Tremblay et al., 2006)

La configuración de estos dispositivos causa que las resistencias a compresión y a tensión sean similares, siendo la resistencia a compresión ligeramente mayor (Black et al., 2004). En este estudio, la estructura del edificio de vivienda con planta baja débil es rehabilitada considerando estas diagonales restringidas al pandeo colocadas únicamente en su planta baja.

Este tipo de dispositivos disipa energía sísmica por medio del comportamiento plástico de su núcleo. El material que conforma al núcleo del BRB es acero ASTM A36 con un esfuerzo de fluencia del acero de  $F_y = 250 \text{ MPa}$ . Cada elemento BRB cuenta con dos diferentes secciones transversales. En los extremos se encuentran las secciones elásticas que actúan como conexiones. El área transversal de estas secciones es mayor que el área central del núcleo para garantizar que siempre trabajen en su intervalo elástico.

En este estudio la relación entre el área del núcleo y el área de las conexiones se conserva como de 1:4 (es decir, el área de las conexiones de los elementos BRB tienen un área transversal cuatro veces mayor que el área de su núcleo). Adicionalmente, para fines de modelado la longitud del núcleo se considera un 80% de la longitud total del dispositivo.

### 2.2.3 SISTEMAS DE AISLAMIENTO DE BASE

El concepto de un sistema de aislamiento sísmico se basa en desacoplar la estructura del movimiento sísmico horizontal interponiendo elementos estructurales con rigidez horizontal baja (aisladores de base) entre la estructura y la cimentación. Este sistema le proporciona a la estructura una frecuencia fundamental que es más baja (implicando un periodo alto) tanto de la frecuencia de la estructura de base fija como de la frecuencia predominante del movimiento del suelo. El primer modo dinámico de la estructura aislada implica deformación únicamente en el sistema de aislamiento, mientras que la estructura se comporta esencialmente como un cuerpo rígido. Los modos superiores no participan en el

movimiento, de modo que, el contenido de energía correspondiente a los modos superiores no se transmite a la estructura (Castaldo, 2014).

Entre los dispositivos de aislamiento se encuentran los aisladores flexibles (de elastómeros y caucho natural) y los aisladores de fricción. Los aisladores flexibles se componen de una serie de láminas adheridas entre sí, normalmente intercaladas con láminas metálicas las cuales tienen la finalidad de proporcionar capacidad de carga vertical y confinar el núcleo, que generalmente es de plomo. Estas láminas intercaladas proporcionan una rigidez vertical significativa, además de flexibilidad lateral. El amortiguamiento proporcionado por la serie de láminas de estos materiales no es significativo, por lo que a estos sistemas de aislamiento se les puede adicionar algún tipo de amortiguamiento mecánico (por ejemplo, con amortiguadores de fricción).

Los aisladores de fricción pueden ser apoyos deslizantes o apoyos basculantes, con los cuales se genera amortiguamiento por fricción. Con este tipo de aisladores, la fuerza cortante en la interfaz de la superestructura y el sistema de aislamiento se conserva en un nivel bajo al mantener el menor coeficiente de fricción posible de manera práctica, sin embargo, este coeficiente de fricción debe ser el suficiente para evitar el deslizamiento ante vientos intensos y sismos pequeños (Chopra, 2012).

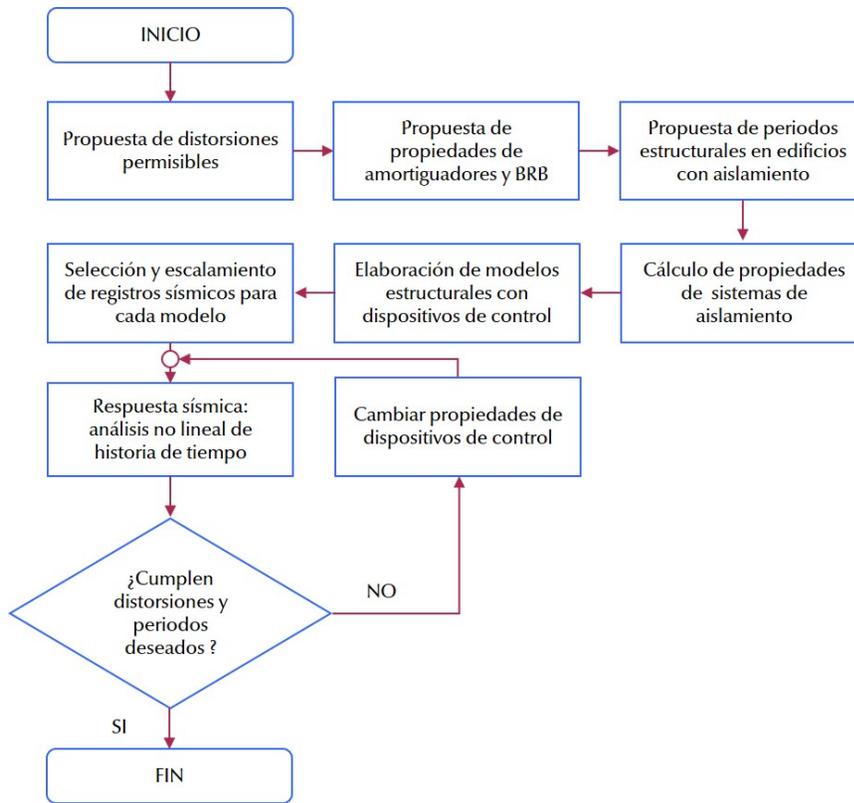
Para fines de este estudio, la estructura del edificio de vivienda con planta baja débil se asume soportada por un sistema de aislamiento viscoso lineal.

### **2.3 ELABORACIÓN Y EVALUACIÓN DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO EQUIPADO CON DISPOSITIVOS DE CONTROL**

Una vez determinadas propiedades de los dispositivos de control y elaborado el modelo de la estructura original, se elaboran cinco distintos modelos estructurales en el software SAP2000v21.1. Estos cinco modelos son: 1) DM (estructura rehabilitada con amortiguadores viscosos), 2) BRB (estructura rehabilitada con diagonales restringidas al pandeo), 3) AT2 (estructura rehabilitada con dispositivos de aislamiento y periodo fundamental de 2s), 4) AT3 (estructura rehabilitada con dispositivos de aislamiento y periodo fundamental de 3s) y 5) AT4 (estructura rehabilitada con dispositivos de aislamiento y periodo fundamental de 4s).

Al igual que con la estructura original, se realiza un análisis no lineal de historia de tiempo en cada modelo, para determinar su respuesta sísmica, con los registros sísmicos previamente seleccionados y escalados para cada modelo estructural. Una vez calculada la respuesta sísmica se revisa que las propiedades de los dispositivos de control sean tales que se cumplan los valores de distorsiones máximas permisibles (para el caso de los amortiguadores y las diagonales restringidas al pandeo). Si con las propiedades propuestas no se obtiene el comportamiento esperado, se modifican las propiedades de estos dispositivos, hasta obtener la respuesta estructural deseada.

Una vez obtenido el comportamiento deseado en cada modelo estructural se evalúa el cambio en la respuesta sísmica obtenida, comparada con la respuesta de la estructura original. Esto, para cada uno de los cinco modelos estructurales propuestos y tanto para la planta baja como para los niveles superiores. En la figura 2.4 se ilustra el procedimiento para la propuesta dispositivos de control y la elaboración de sus correspondientes modelos estructurales.



**Figura 2.4.** Procedimiento para la elaboración y análisis de los modelos estructurales con dispositivos de control

## 2.4. DESARROLLO DE FUNCIONES DE FRAGILIDAD

Con el fin de determinar la probabilidad de alcanzar o exceder un estado límite específico dada una respuesta sísmica de la estructura, se desarrollan funciones de fragilidad. Para desarrollar las funciones de fragilidad se realiza un análisis dinámico incremental, IDA en sus siglas en inglés (Vamvatsikos y Cornell, 2002). Con este propósito, las estructuras se someten a un conjunto de movimientos horizontales del suelo escalados a valores de pseudo-aceleración espectral ( $SA$ ) idénticos, correspondientes al periodo dominante  $T$  de la estructura. Luego, para cada nivel del movimiento del suelo, la probabilidad de que un  $EDP$  (parámetro de demanda ingenieril, por sus siglas en inglés) exceda un valor de prueba  $z$  se calcula como el número de simulaciones donde  $EDP > z$  dividido por el número total de simulaciones.

En este estudio, las probabilidades de falla de una estructura se obtienen para diferentes estados de daño ( $DS$ ) definidos por valores máximos de distorsiones de entrepiso ( $\Delta_{m\acute{a}x}$ ), una vez establecidos estos valores y obtenidos los resultados del análisis estructural de la edificación original y la edificación rehabilitada se desarrollan las funciones de fragilidad. Posteriormente, se determina la probabilidad de alcanzar estos estados límite en cada uno de los modelos estructurales a través del Espectro de Peligro Uniforme (EPU) de sitio.

En la tabla 2.2 se definen las distorsiones máximas de entrepiso asociadas a los tres distintos estados de daño que son objeto de estudio en el presente trabajo y se indican los criterios para la selección de estos valores.

**Tabla 2.2** Estados de daño considerados para el análisis de fragilidad

	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (%)	Descripción	Referencia NTC (2017)
$DS = 1$	0.2	Estado límite de servicio por desplazamientos laterales	Criterios y Acciones en las Edificaciones
$DS = 2$	0.6	Estado límite de falla para el primer entrepiso en una estructura con planta baja débil	Diseño por Sismo
$DS = 3$	1.5	Estado límite de falla para una estructura a base de marcos de concreto reforzado con ductilidad baja ( $Q = 2$ )	Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto

## 2.5. DETERMINACIÓN DE LOS COSTOS ASOCIADOS A LA ESTRUCTURA

El cociente entre los costos asociados a la rehabilitación de la estructura y el costo total de esta permite tener una comparación preliminar entre los requerimientos de las distintas alternativas de rehabilitación y su viabilidad. Por lo anterior, se determinan los costos de la estructura original (construida en 1977) y los costos de rehabilitación asociados a cada alternativa de equipamiento en el año 2022.

Para lo anterior, se realizan consultas a algunos proveedores de estos dispositivos y se hace uso del Índice Nacional de Precios al Consumidor (INPC) para elaborar un análisis de costos en el tiempo. Cabe mencionar que, para fines de este análisis, únicamente se consideran los costos directos de construcción (materiales, mano de obra y equipo).

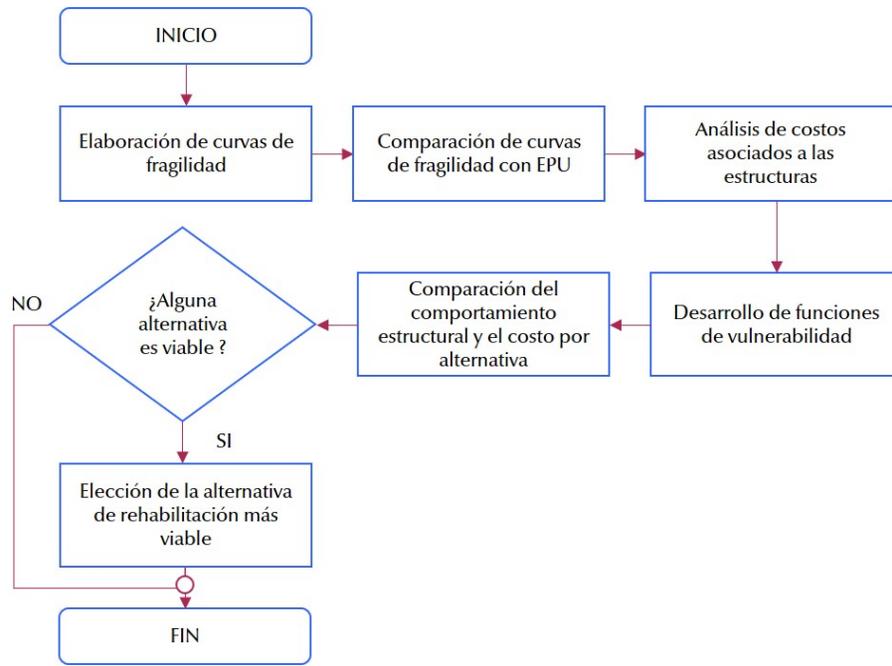
## 2.6 DESARROLLO DE FUNCIONES DE VULNERABILIDAD

Una función de vulnerabilidad relaciona la intensidad de un evento con una medida cuantitativa de sus probables consecuencias en el desempeño de una estructura dada, por ejemplo, los costos directos asociados a los distintos niveles de daño presentados en la estructura pueden usarse como medida cuantitativa (Jaimes et al., 2020).

Por medio de las funciones de fragilidad generadas para los modelos de estudio, así como los costos asociados a cada uno de estos, se desarrollan las funciones de vulnerabilidad. En el presente trabajo, se pretende relacionar el valor de la pseudo-aceleración espectral ( $SA$ ) con los valores de daño esperados en cada modelo.

## 2.7 ANÁLISIS COSTO – BENEFICIO SIMPLE

El análisis costo-beneficio es una herramienta que se utiliza para comparar los costos del proyecto de implementación de dispositivos de control en la edificación contra los beneficios esperados. El método para elaborar un análisis costo-beneficio simple es el siguiente: se realiza un análisis comparativo entre el comportamiento estructural de la edificación, y sus probabilidades de alcanzar los estados límite de falla con base en las curvas de fragilidad y de vulnerabilidad contra el costo de la implementación de cada alternativa de rehabilitación y en caso de existir, se define la solución más adecuada. En la figura 2.5 se ilustra el procedimiento descrito para el análisis de la fragilidad del edificio, así como del análisis costo – beneficio de su rehabilitación.



**Figura 2.5.** Procedimiento para el análisis de fragilidad del edificio y el análisis costo – beneficio de su rehabilitación

## CAPÍTULO 3. ANTECEDENTES

### 3.1 NORMATIVA APLICABLE

A continuación, se describen los aspectos relevantes considerados para la realización del presente trabajo. Primeramente, se hace referencia a la normativa del RCDF (1976), así como a sus correspondientes NTC (1977), pues fue con este reglamento con el que se construyó la edificación original. Posteriormente, se abordan las NTC (2017), ya que, con esta normativa se evalúa el comportamiento sísmico de la edificación.

#### 3.1.1 NTC CONCRETO (1977)

En este apartado se señalan de manera específica las consideraciones realizadas para determinar las propiedades mecánicas de los componentes de concreto reforzado, así como la resistencia de las secciones transversales de este material.

##### 3.1.1.1 Propiedades Mecánicas de los Materiales

En la tabla 3.1 se enuncian las propiedades contenidas en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC Concreto, 1977) que son de importancia para la realización de los modelos estructurales. La última columna de esta tabla señala la ubicación del contenido en la normativa.

**Tabla 3.1** Propiedades mecánicas del concreto reforzado con base en la NTC Concreto (1977)

Material	Propiedades mecánicas		Ubicación
<i>Concreto de peso normal</i>	Resistencia nominal de compresión	$f_c^* = 0.8 f_c'$ $f_c'' = 0.85 f_c^*$	ec. (1.8) apartado 2.1.1
	Módulo de elasticidad	$E_c = 10000\sqrt{f_c'}$	apartado 1.4.1.c
	Módulo de elasticidad	$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$	apartado 1.4.2

*Nota: todas las unidades de esta tabla se encuentran en kg/cm<sup>2</sup>*

##### 3.1.1.2 Hipótesis para la determinación de resistencias

A continuación, se enuncian las hipótesis establecidas en las NTC Concreto (1977) empleadas para la determinación de resistencias de secciones de concreto reforzado sujetas a flexión, carga axial o una combinación de ambos:

- la distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana;
- existe adherencia entre el concreto y el acero, de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente;
- el concreto no resiste esfuerzos de tensión;
- la deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia de la sección es 0.003 y;
- la distribución de esfuerzos de compresión en el concreto, cuando se alcanza la resistencia de la sección, es uniforme con un valor  $f_c''$ , hasta una profundidad de la zona de compresión igual a 0.8 veces la profundidad del eje neutro.

### 3.1.1.3 Factores de resistencia

Las resistencias nominales obtenidas con las hipótesis de la sección 3.1.1.2, se multiplican por alguno de los factores de la tabla 3.2, establecidos en las NTC Concreto (1977). Estos factores dependen del tipo de carga a la que sea sometido el elemento estructural.

**Tabla 3.2** Factores de resistencia de las NTC Concreto (1977)

Factor de resistencia	Tipo de carga
$F_R = 0.9$	flexión
$F_R = 0.85$	flexocompresión en elementos con núcleo confinado
$F_R = 0.75$	flexocompresión en elementos con núcleo no confinado

### 3.1.2 NTC MAMPOSTERÍA (1977)

En este apartado se mencionan de manera específica las consideraciones realizadas para determinar las propiedades mecánicas de los elementos de mampostería que conforman la edificación de análisis.

#### 3.1.2.1 Propiedades Mecánicas de la Mampostería

En la tabla 3.3 se enumeran las propiedades contenidas en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTC Mampostería, 1977) que son de importancia para la realización de los modelos estructurales. La última columna de esta tabla indica la ubicación del contenido en la normativa.

**Tabla 3.3** Propiedades mecánicas de la mampostería con base en la NTC Mampostería (1977)

Material	Propiedades mecánicas		Ubicación
Mampostería a base de tabique rojo recocido	Resistencia nominal en compresión	$f_m = 15 \text{ kg/cm}^2$	apartado 2.4.1.c
	Módulo de elasticidad	$E_m = 400f_m$	apartado 2.4.4
	Módulo de cortante	$G_m = 0.3E_m$	apartado 2.4.5

*Nota: todas las unidades de esta tabla se encuentran en kg/cm<sup>2</sup>*

### 3.1.3 CONSIDERACIONES PARA LA EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

En este apartado se enumeran todas las consideraciones realizadas respecto al RCDF (2017) y sus correspondientes NTC (2017) para evaluar el comportamiento sísmico de la estructura, dichas consideraciones se presentan resumidas en la tabla 3.4, en esta tabla también se indica la ubicación del contenido en la normativa correspondiente.

**Tabla 3.4** Consideraciones para la evaluación sísmica de la estructura de estudio

Normativa	Concepto	Descripción	Ubicación
<i>NTC Criterios y Acciones (2017)</i>	Estado límite de servicio por desplazamientos horizontales	se establece un desplazamiento horizontal relativo igual a la altura de entrepiso entre 500 si los elementos estructurales están ligados a la estructura principal, en caso contrario, el límite se calcula dividiendo la altura de entrepiso entre 250	apartado 4.1.b
<i>NTC Concreto (2017)</i>	Ductilidad	se indica que, la estructura puede ser de ductilidad baja, media o alta dependiendo de los requisitos que cumpla	capítulos 7, 8 y 9
<i>NTC Sismo (2017)</i>	Factor de ductilidad $Q$	se establecen tres valores para el coeficiente $Q$ según la estructura sea de ductilidad baja ( $Q = 2$ ), media ( $Q = 3$ ), o alta ( $Q = 4$ )	apartado 4.2
	Estado límite de falla por desplazamientos horizontales	se indica que, la distorsión permisible es función del sistema estructural y el coeficiente $Q$	tabla 4.2.1
<i>NTC Sismo (2017)</i>	Análisis dinámico no lineal paso a paso	se indica que, si se presenta la condición de planta baja débil, la distorsión máxima permisible es $\Delta_1 = 0.006$	apartado 5.5
		establece que, deben usarse al menos ocho pares de movimientos representativos del terreno para sitios con periodo del suelo $T_s < 2s$ y al menos doce pares para sitios con periodos del suelo $T_s > 2s$ . Además, estos movimientos deben ser escalados con factores no menores a 1.3 veces las que corresponden a los espectros de diseño para periodos naturales comprendidos entre $0.2T_1$ y $1.3T_1$	apartado 6.2.1

## 3.2 ANÁLISIS DINÁMICO Y CURVAS DE FRAGILIDAD

### 3.2.1 ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL (IDA)

Para evaluar y comparar la respuesta sísmica de las estructuras de estudio ante diferentes sismos se emplea un *Análisis Dinámico Incremental (IDA)*. El análisis dinámico incremental consiste en someter uno o más modelos estructurales a una serie de registros sísmicos escalados a distintos niveles de intensidad y con ello, producir una o más curvas donde se grafica un parámetro de respuesta contra un cierto nivel de intensidad, este análisis además permite un entendimiento claro de los cambios en el comportamiento estructural a medida que la intensidad de los movimientos sísmicos aumenta (Vamvatsikos y Cornell, 2015).

### 3.2.2 ANÁLISIS NO LINEAL DE HISTORIA DE TIEMPO

Para obtener la respuesta de las estructuras ante un acelerograma o registro sísmico dado, se emplea el método de *análisis no lineal de historia de tiempo*. Este tipo de análisis permite obtener la respuesta de una estructura dada la historia de tiempo de una excitación específica utilizando distintas técnicas, tales como la integración numérica paso a paso y es aplicable tanto a rangos elásticos como inelásticos de respuesta. Particularmente, este tipo de análisis es adecuado para la evaluación de estructuras equipadas con dispositivos de disipación de energía (NEHRP, 2015).

### 3.3 SELECCIÓN DE REGISTROS SÍSMICOS

#### 3.3.1 SELECCIÓN DE MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE SUBDUCCIÓN Y FALLA NORMAL

Los sismos que han tenido consecuencias más severas para las estructuras en el Valle de México son los *sismos de subducción*, sin embargo, a lo largo de la historia también se han presentado eventos sísmicos con distinto origen tectónico, se trata de los *sismos de falla normal*, los cuales han causado daños severos en las construcciones y pérdida de numerosas vidas (Jaimes y Reinoso, 2006).

Los sismos de subducción tienen su origen a lo largo de la costa del Pacífico y son causados por la subducción de las placas de Cocos y de Rivera bajo la placa de Norteamérica, este tipo de sismos registrados son los más numerosos y de mayor magnitud en la República Mexicana. Por otra parte, los sismos de falla normal se originan dentro de las placas oceánicas subducidas dentro del continente. Otras diferencias entre estos tipos de movimientos son la duración y el contenido de alta frecuencia: los sismos de subducción presentan una duración mayor que los sismos de falla normal, por otra parte, los sismos de falla normal presentan mayores contenidos de alta frecuencia respecto a los de subducción. Es claro entonces que, al presentar diferencias tan marcadas en sus características, cada tipo de movimiento sísmico producirá efectos distintos en las estructuras.

Al estudiar las diferencias entre los efectos de los sismos de subducción y falla normal en las estructuras Jaimes y Reinoso (2006) encontraron que, en estructuras de periodos cortos los movimientos de falla normal podrían causar mayores distorsiones de entrepiso y en estructuras de periodo largo, mayor participación de los modos superiores. También encontraron que, tanto para terreno firme como para terreno blando, la amplificación en pisos superiores con respecto a la aceleración del suelo es mayor en estructuras con periodos menores a 1s ante sismos de falla normal y mayor para estructuras con periodos mayores a 1s ante sismos de subducción.

Al obtener los espectros de respuesta correspondientes a sismos de distinto origen y compararlos con el Espectro de Peligro Uniforme, Jaimes y Reinoso (2009) también encontraron que los sismos de falla normal dominan las formas espectrales para periodos estructurales menores a 0.50 s, mientras que los sismos de subducción dominan estas formas para periodos estructurales mayores a 0.5s.

Los modelos estructurales aquí analizados tienen periodos fundamentales cuyos valores varían entre  $T_1 = 0.645 s$  y  $T_1 = 4s$ . Debido lo expuesto en este apartado y a la variación entre estos periodos estructurales se han seleccionado dieciséis distintos acelerogramas de movimientos sísmicos con estos dos orígenes para evaluar el correspondiente comportamiento estructural.

#### 3.3.2 SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE 2017 ( $M_w = 7.1$ )

Adicionalmente, se analiza la respuesta de los modelos estructurales ante el acelerograma del sismo del 19/09/2017 ( $M_w = 7.1$ ), con el fin de evaluar si estos presentan un comportamiento óptimo ante este movimiento y observar la diferencia de comportamiento ante este sismo y los acelerogramas de los sismos seleccionados.

### 3.4 ESCALAMIENTO DE REGISTROS SÍSMICOS

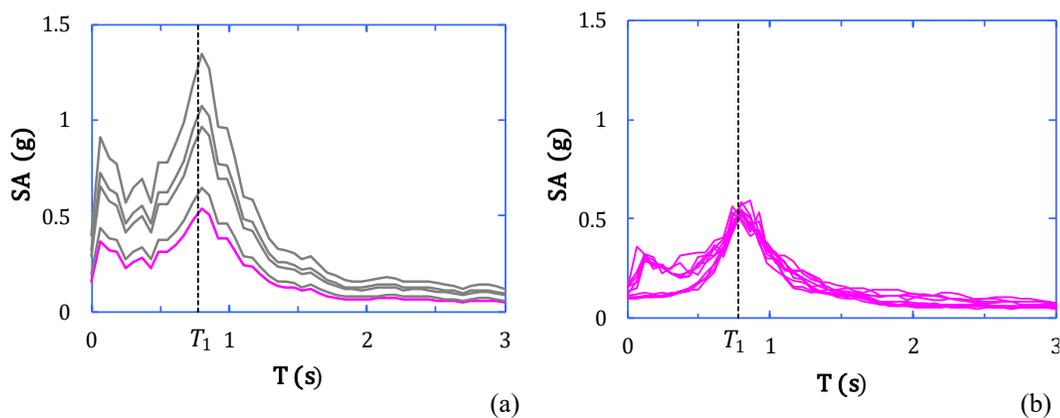
En el método de Análisis Dinámico Incremental, las estructuras se someten a la acción de un conjunto de movimientos sísmicos asociados a ciertos periodos de recurrencia y a partir de estos análisis se obtienen los parámetros estadísticos de la respuesta de interés (Chan et al., 2005). La selección de registros sísmicos depende del tipo de respuesta estructural que se pretende analizar. Por ejemplo, el análisis de espectros de piso requiere el empleo de registros sísmicos con un contenido mayor de frecuencias, comparado los registros sísmicos necesarios para el análisis de distorsiones máximas de entrepiso (Hasselton et al., 2012), mientras que el escalamiento de registros debe realizarse de tal manera que se abarque el conjunto de intensidades sísmicas de interés correspondientes a los periodos de recurrencia analizados.

Existen distintas medidas de intensidades sísmicas que pueden emplearse para caracterizar un movimiento sísmico. La medida de intensidad más utilizada es la correspondiente a la aceleración espectral del primer modo de vibrar de una estructura con un 5% de amortiguamiento y se denota como  $S_a(T_1)$  (Hasselton et al., 2012). Este método consiste en escalar los registros de aceleraciones del terreno de tal manera que la aceleración espectral correspondiente al primer modo de vibrar de la estructura tenga un valor determinado.

A continuación, se enuncia el procedimiento según Chan et. al (2005) para el escalamiento de registros sísmicos:

- se obtiene del periodo fundamental de la estructura ( $T_1$ ),
- se proponen los periodos de retorno de los movimientos sísmicos para los cuales se evalúa la estructura
- se calculan las intensidades correspondientes a cada periodo de retorno propuesto,
- se encuentra el factor de escala necesario para que la aceleración espectral del movimiento sísmico coincida con la intensidad correspondiente al periodo de retorno seleccionado y finalmente,
- se multiplica el registro de aceleraciones del movimiento sísmico por el factor de escala encontrado.

Para ilustrar el procedimiento descrito, en la figura 3.1 se presentan de manera gráfica (a) los espectros de respuesta del acelerograma de un movimiento sísmico escalado a distintas intensidades (b) los espectros de respuesta de distintos acelerogramas escalados a un mismo nivel de intensidad.



**Figura 3.1** Espectros de respuesta (a) del acelerograma de un movimiento sísmico escalado a distintas intensidades y (b) de distintos acelerogramas escalados a una misma intensidad

Para fines de este trabajo, se emplea un conjunto de movimientos fuertes simulados acorde a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo de la Ciudad de México (NTCDS, 2017) y con el fin de cubrir el rango de intensidades para desarrollar funciones de fragilidad, estos movimientos sísmicos se escalan empleando factores lineales, los cuales se encuentran entre 0.3 y 4.0.

### 3.5 FUNCIONES DE FRAGILIDAD

Las funciones de fragilidad describen la probabilidad de alcanzar o exceder un estado límite específico dada una respuesta estructural ante una acción sísmica determinada. Estas funciones se calculan suponiendo que se sigue una distribución de probabilidad lognormal, entonces la probabilidad de que el estado de daño  $DS$  asociado a la distorsión máxima de entrepiso exceda cierto nivel  $ds_i$  dado un nivel de intensidad  $IM$  se calcula según la ecuación 3.1 (Shome y Cornell, 1999).

$$P(DS \geq ds_i | IM) = 1 - \Phi \left[ \frac{1}{\sigma_{IM,i}} \ln \left( \frac{ds_i}{\widehat{DS}_{IM,i}} \right) \right] \quad \text{ec. 3.1}$$

Donde  $\widehat{DS}_{IM,i}$  es la mediana de  $DS_{IM,i}$  y  $\sigma_{IM,i}$  la desviación estándar lognormal, ambas funciones de  $IM$ . En este caso la intensidad  $IM$  se toma como la aceleración espectral normalizada con respecto a la gravedad. Cada función de fragilidad puede ser definida por un valor dado del nivel  $ds_i$  en el presente trabajo caso los valores de  $ds_i$  son definidos con base en los estados límites de las NTC (2017).

#### 3.5.1 CONSIDERACIONES PARA LA EVALUACIÓN DE LA FRAGILIDAD DE LA ESTRUCTURA

Para obtener la probabilidad de alcanzar cada estado límite de falla (tabla 2.2), primeramente, se obtiene el Espectro de Peligro Uniforme (EPU) proporcionado por el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID) y posteriormente se obtiene el valor de las intensidades asociadas al periodo estructural de cada modelo realizado. Una vez obtenidas las intensidades en el EPU, se determina la probabilidad de alcanzarlas por medio de las funciones curvas de fragilidad asociadas al estado límite de falla.

Para obtener la probabilidad de alcanzar el estado límite de servicio, se reduce el Espectro de Peligro Uniforme previamente obtenido dividiéndolo por un factor de reducción igual a siete (Ordaz, 2016). Después de obtener el EPU reducido, se obtienen las intensidades reducidas correspondientes al periodo estructural de cada modelo y se determina la probabilidad de que estas sean alcanzadas por medio de las funciones de fragilidad asociadas al estado límite de servicio definido en la tabla 2.2.

### 3.6 FUNCIONES DE VULNERABILIDAD

La vulnerabilidad estructural se define como la susceptibilidad de una estructura ante un sismo de determinada intensidad (Agarwal, 2013). Una función de vulnerabilidad sísmica relaciona una pérdida con una medida de intensidad sísmica, tal como la aceleración espectral para un amortiguamiento y periodo estructural dado.

En este estudio, las funciones de vulnerabilidad asocian los estados de daño estudiados ( $DS$ ) con una pérdida relacionada a una condición específica evaluada en cada caso. El daño esperado  $E[L|IM]$  deriva del análisis de fragilidad a través de la siguiente expresión:

$$E[L|IM] = \sum_{i=1}^n P(DS = ds_i|IM) \cdot l_i \quad \text{ec. 3.2}$$

Donde  $n$  es el número del estado de daño  $DS$  definido en el análisis de fragilidad, la probabilidad de que el estado de daño  $DS$  iguale cierto nivel  $ds_i$  se define como  $P(DS = ds_i|IM) = P(DS \geq ds_i|IM) - P(DS \geq ds_{i+1}|IM)$ .

---

## CAPÍTULO 4. ALTERNATIVAS DE REHABILITACIÓN

### 4.1 AMORTIGUAMIENTO EN ESTRUCTURAS

Se define como *amortiguamiento* al proceso de disminución de la amplitud de una vibración de forma constante a través de la disipación de energía en un sistema dinámico. En un sistema, la disipación de energía ocurre por diversos mecanismos y con frecuencia más de un mecanismo puede estar presente al mismo tiempo (Chopra, 2012)

Los tres mecanismos de amortiguamiento más comunes son: *amortiguamiento de Coulomb o de fricción*, *amortiguamiento viscoso* y *amortiguamiento histerético*. El *amortiguamiento de Coulomb o de fricción* consiste en la disipación de energía debido a la fricción entre dos superficies, en el *amortiguamiento viscoso* las fuerzas disipativas son dependientes de la velocidad, mientras que en el *amortiguamiento histerético* las fuerzas disipativas son debidas al comportamiento inelástico de los elementos estructurales. Desde un punto de vista microscópico, la mayoría de los mecanismos de amortiguamiento involucran fuerzas de fricción que se oponen al movimiento de una parte de un sistema físico, resultando una pérdida de calor (Richardson y Potter, 1975).

En estructuras convencionales, el amortiguamiento toma en cuenta fuentes de disipación de energía tales como fricciones internas, fricciones en los apoyos y en elementos no estructurales, etc. Los espectros estipulados en los reglamentos corresponden a aproximadamente a amortiguamiento del cinco por ciento del crítico, y a menos que sea mediante una justificación adecuada no deberá aumentarse este valor, por el contrario, en ciertas estructuras con pocos elementos estructurales y no estructurales este amortiguamiento podría tomar un valor menor.

Otro aspecto relevante, es que, los reglamentos admiten que el comportamiento de las estructuras rebase el intervalo lineal ante sismos moderados y severos (Bazán y Meli, 2004) en estos casos la disipación de energía se presenta a través de daño en elementos no estructurales y en algunos elementos estructurales. En construcciones equipadas con algún tipo de dispositivos de control, se cuenta con una fuente adicional de amortiguamiento, lo que permite una reducción de daños.

A continuación, se describen brevemente las relaciones que definen el amortiguamiento de Coulomb, el amortiguamiento viscoso y el amortiguamiento histerético.

#### 4.1.1 AMORTIGUAMIENTO DE COULOMB O DE FRICCIÓN

Este tipo de amortiguamiento puede describirse con base en la teoría de fricción de Coulomb, según la ec. 4.1:

$$F_a = \mu_k F_N \quad \text{ec. 4.1}$$

donde  $F_a$  es la fuerza de amortiguamiento, la cual es independiente del área de contacto y de la velocidad de deslizamiento (para amplitudes relativamente bajas),  $\mu_k$  es el coeficiente de fricción cinética, el cual depende del tipo de superficie y  $F_N$  es la fuerza normal aplicada.

### 4.1.2 AMORTIGUAMIENTO VISCOSO

La expresión que define la relación entre la fuerza disipada y la velocidad de un sistema se presenta a continuación (ec. 4.2):

$$F_a = c \cdot \dot{u}^n \quad \text{ec. 4.2}$$

donde  $F_a$  es la fuerza de amortiguamiento,  $c$  es el coeficiente de amortiguamiento viscoso,  $\dot{u}$  es la velocidad y  $n$  es un exponente llamado *exponente de velocidad de amortiguamiento*, dependiendo de la aplicación, su valor puede variar desde 0.1 hasta 2.0 (Lago et al., 2018).

### 4.1.3 AMORTIGUAMIENTO HISTERÉTICO

Este tipo de amortiguamiento asume una relación no lineal entre los esfuerzos y las deformaciones y se caracteriza por la ec. 4.3,

$$F_a = k_h \cdot u \quad \text{ec. 4.3}$$

donde  $F_a$  es la fuerza de amortiguamiento,  $k_h$  es una constante de amortiguamiento histerético y  $u$  es el desplazamiento. La constante  $k_h$  es una medida del ciclo de histéresis y una propiedad del material o el sistema estructural. En este tipo de amortiguamiento, la energía disipada en esfuerzo cíclico es independiente de la frecuencia cíclica.

## 4.2 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS TIPOS DE SISTEMAS DE CONTROL

Como se mencionó en el capítulo 1, los sistemas de control pueden clasificarse en las tres siguientes categorías: sistemas pasivos, sistemas activos/semiactivos/híbridos y sistemas de aislamiento de base. La elección de alguno de estos sistemas de control depende de diferentes factores, entre ellos: el sistema estructural, la altura de la edificación y las características de las excitaciones externas (Lago et al., 2018). A continuación, se describen las características de estos sistemas.

### 4.2.1 SISTEMAS DE CONTROL PASIVO

El funcionamiento de estos sistemas no requiere fuentes adicionales de energía, sino que depende del movimiento natural de la estructura. La función principal de los sistemas de control pasivos es la reducción de las demandas de disipación inelástica de energía en la estructura y con ello, limitar las deformaciones y el daño en los elementos estructurales. El desempeño de estos dispositivos depende principalmente de las características del sistema estructural, las características propias del dispositivo, así como las características del movimiento del terreno. (Lago, et al., 2018; Castaldo, 2014). En la tabla 4.1 se señalan las características de los principales sistemas de control pasivos.

**Tabla 4.1** Características de los principales sistemas de control pasivos

Sistema de control	Características	Dispositivo
Dependientes de la velocidad	Su comportamiento depende de la velocidad relativa entre ambos extremos del dispositivo.  Las fuerzas generadas en los dispositivos están desfasadas con respecto a las fuerzas inducidas por el sismo.	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ amortiguadores viscosos</li> </ul>
Dependientes del desplazamiento	Su comportamiento depende del desplazamiento relativo entre los extremos del dispositivo, así como de la dirección del movimiento.	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ amortiguadores metálicos</li> </ul>
Otros	Dispositivos que pueden depender de ambos, velocidad o desplazamiento o dispositivos cuyo funcionamiento depende de una cierta magnitud de fuerza, la cual no depende de las velocidades o desplazamientos.	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ disipadores visco-elásticos</li> <li>▪ disipadores de fricción</li> </ul>

#### 4.2.2 SISTEMAS DE CONTROL ACTIVO/SEMIACTIVO/HÍBRIDO

Los sistemas de control activo requieren de una fuente externa de energía para ser accionados. Estos imparten fuerzas a las estructuras y también disipan energía (Ahumada Villafañe, 2010). El principio general de funcionamiento de estos sistemas es el siguiente:

- a través de un *sensor* se mide alguna respuesta estructural del sistema (desplazamientos, rotaciones, etc.),
- se determina el valor apropiado de la fuerza que deberá imponerse a la estructura a través de un *controlador* y,
- un *actuador* aplica la fuerza en la estructura que fue determinada por el controlador (estos actuadores pueden ser tendones, tirantes o sistemas de amortiguadores activos).

Por otra parte, los sistemas de control semiactivos, requieren cantidades mínimas de energía para activarse, pues emplean el movimiento propio de la estructura para desarrollar fuerzas de control, cuya intensidad puede ser controlada por fuentes adicionales de energía. Al igual que en los sistemas activos, la magnitud de las fuerzas de control se determina con base en la respuesta estructural, la cual es medida a través de un sensor.

Finalmente, los sistemas híbridos resultan de la combinación entre sistemas de control activos y pasivos, en donde una porción del control es desarrollada por el sistema pasivo y de esta manera, la energía adicional externa requerida es menor que si solo se tratase de un sistema activo.

#### 4.2.3 SISTEMAS DE AISLAMIENTO DE BASE

Los sistemas de aislamiento se encuentran en una categoría diferente a los dos sistemas anteriores, ya que su principio de funcionamiento consiste en el desacoplamiento del movimiento de la estructura con respecto al movimiento del terreno a nivel de la base. Para lograr esto, la rigidez lateral de la estructura

se ve reducida (debido al sistema de control) y con ello el periodo de la estructura aumenta. Esto causa que el movimiento de la estructura esté totalmente fuera de fase con respecto al movimiento del terreno y con ello, la energía transferida desde el terreno a la superestructura sea menor (Lago et al., 2018).

### 4.3 DESCRIPCIÓN DE LAS ALTERNATIVAS DE REHABILITACIÓN PROPUESTAS

Según se mencionó en el capítulo 1, en este trabajo se considera el empleo de sistemas de control pasivo (que incluyen amortiguadores viscosos y diagonales restringidas al pandeo), así como sistemas de aislamiento de base. En este apartado, se describe el comportamiento característico de cada uno de estos dispositivos.

#### 4.3.1 AMORTIGUADORES VISCOSOS

Los amortiguadores viscosos son un tipo de dispositivos dependientes de la velocidad relativa entre sus dos extremos. El amortiguamiento presente en estos es el *amortiguamiento viscoso*. Este tipo de dispositivos proporciona una fuerza resistente únicamente cuando el sistema se encuentra en movimiento, por lo que no adicionan rigidez a una estructura, además no soportan ninguna carga estática (Lago et al., 2018).

Este tipo de dispositivos solamente generan una fuerza resistente debida al movimiento, mas no una fuerza restauradora, por lo que la energía liberada es completamente absorbida por el fluido viscoso dentro del amortiguador y convertida en calor. Gracias a esto, se evita en gran medida que los elementos de la estructura principal absorban la energía y la liberen a través del daño o la fluencia de las traveses y columnas (Lago et al., 2018). En la figura 4.1 se presenta una gráfica que describe el comportamiento histerético de un amortiguador viscoso convencional.

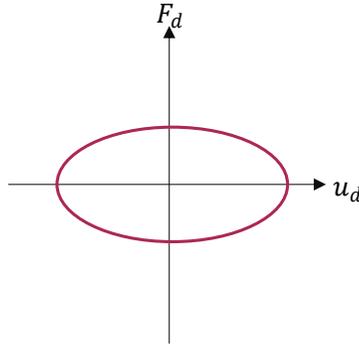
##### 4.3.1.1 Descripción funcional de un amortiguador viscoso

La relación entre la fuerza resistente y la velocidad en este tipo de dispositivos está descrita por la ec. 4.4:

$$F_d = c_v |\dot{u}_d|^\alpha \operatorname{sgn}(\dot{u}_d) \quad \text{ec. 4.4}$$

donde  $F_d$  es la fuerza resistente del amortiguador,  $c_v$  es su constante de amortiguamiento viscoso (escalar),  $\dot{u}_d$  es la velocidad relativa entre los extremos del amortiguador,  $\alpha$  es denominado *exponente de velocidad del amortiguador* y  $\operatorname{sgn}$  es la función signo.

Los amortiguadores con un exponente  $\alpha$  igual a 1 son denominados *amortiguadores lineales*, en otro caso, son denominados *amortiguadores no lineales*. El primer tipo de amortiguadores son frecuentemente utilizados, debido a su facilidad de modelación, ya que se caracterizan por una relación lineal entre la fuerza y la velocidad, a diferencia de los amortiguadores no lineales (figura 4.2). En aplicaciones sísmicas, el exponente de velocidad en los amortiguadores no lineales entre varía entre 0.1 y 1 (más comúnmente entre 0.1 y 0.5). Los amortiguadores con un valor pequeño de  $\alpha$  (menor a 0.4) disipan una gran cantidad de energía en un corto periodo de tiempo (Lago et al., 2018).



**Figura 4.1** Comportamiento histerético típico de un amortiguador viscoso, donde  $F_d$  es la fuerza en el dispositivo y  $d$  es la deformación (Castaldo, 2014)

#### 4.3.1.2 Amortiguadores viscosos en diagonal

En esta orientación, sólo una componente angular del desplazamiento de la estructura se presenta en el amortiguador. Cuando en el sistema de un grado de libertad mostrado en la figura 4.3 se presenta un desplazamiento horizontal  $u$ , la deformación  $u_d$  del dispositivo con un ángulo de inclinación  $\theta$  respecto a la horizontal está dado por la ec. 4.5:

$$u_d = u \cos \theta \quad \text{ec. 4.5}$$

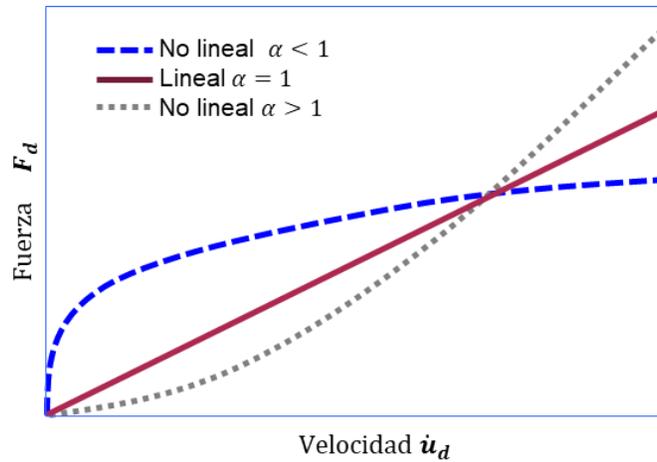
La relación entre la fuerza cortante de piso  $F$  y la fuerza en el amortiguador  $F_d$  está dada por la ec. 4.6:

$$F_d = \frac{F}{\cos \theta} \quad \text{ec. 4.6}$$

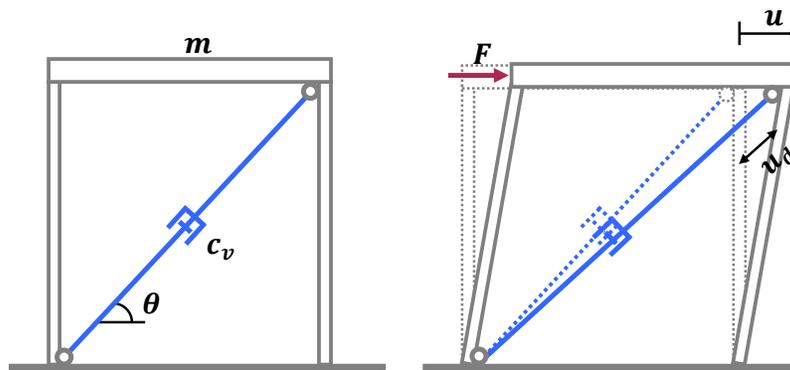
#### 4.3.1.3 Marco chevron con amortiguadores viscosos

Existen diversas configuraciones geométricas para la colocación de este tipo de dispositivos dentro de una edificación. Para fines del presente trabajo se emplea una configuración denominada “marco chevron” en el primer nivel, la cual se describe a continuación.

En la figura 4.4 se ilustra la configuración de marco chevron. En esta configuración, los amortiguadores se colocan de manera horizontal conectándose con un marco rígido (chevron). La ventaja de este sistema es que la fuerza en el amortiguador  $F_d$  es la misma que la fuerza cortante en el piso, dado que  $\theta = 0^\circ$  y  $\cos \theta = 1$ .



**Figura 4.2** Relaciones fuerza-velocidad para amortiguadores viscosos (Lago et al., 2018)

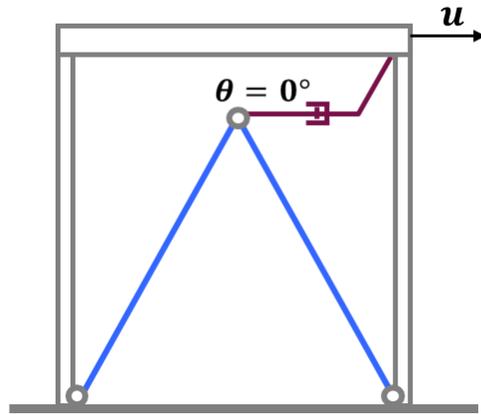


**Figura 4.3** Sistema de un grado de libertad con un amortiguador viscoso (Lago et al., 2018)

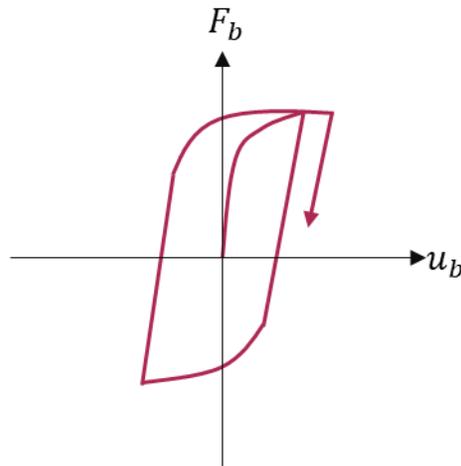
#### 4.3.2 DIAGONALES RESTRINGIDAS AL PANDEO (BRB)

Las *diagonales restringidas al pandeo (BRB)* son un tipo de amortiguador metálico cuya respuesta depende tanto del desplazamiento relativo entre sus extremos como de la dirección del movimiento y su comportamiento puede describirse por medio de un modelo de amortiguamiento histerético (Castaldo, 2014). En la figura 4.5 se presenta una gráfica que describe el comportamiento histerético de una diagonal BRB convencional.

Durante la respuesta inicial de la diagonal BRB, este dispositivo únicamente adiciona rigidez a la estructura, sin embargo, cuando alcanza la fluencia la rigidez disminuye y se presenta la disipación inelástica de energía. El comportamiento del dispositivo depende de las propiedades y configuración de cada uno de sus materiales componentes.



**Figura 4.4** Marco chevron (Lago et al., 2018)



**Figura 4.5** Comportamiento histerético típico de una diagonal restringida al pandeo, donde  $F_b$  es la fuerza en el dispositivo y  $u_b$  es la deformación (Castaldo, 2014)

#### 4.3.2.1 Descripción funcional de una diagonal restringida al pandeo

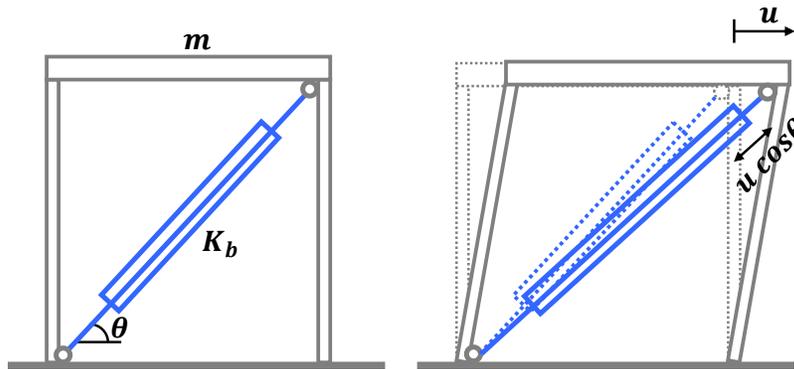
Al igual que en un amortiguador viscoso, cuando el elemento forma parte de un marco (es decir, se encuentra inclinado) sólo una componente angular del desplazamiento de la estructura se presenta en el dispositivo de control. Por ende, cuando en el sistema de un grado de libertad mostrado en la figura 4.6 se presenta un desplazamiento horizontal  $u$ , la fuerza resistente que proporciona el dispositivo cuyo ángulo de inclinación es  $\theta$ , está dada por la ec. 4.7 (Black et al., 2004).

$$F_b = rK_b u \cos \theta + (1 - r)Yz \quad \text{ec. 4.7}$$

donde  $F_b$  es la fuerza del dispositivo,  $K_b$  es su rigidez,  $r$  es la relación de rigidez posterior a la fluencia,  $Y$  es la fuerza de fluencia, y  $z$  es una variable histerética cuyo comportamiento es definido por la ec. 4.8 (CSI, 2019).

$$\dot{z} = \frac{K_b}{Y} \begin{cases} \dot{u}(1 - |z|^e) & \text{si } \dot{u}z > 0 \\ \dot{u} & \text{si } \dot{u}z \leq 0 \end{cases} \quad \text{ec. 4.8}$$

donde  $e \geq 1$ , este exponente controla la forma de la transición entre la rigidez inicial y la rigidez de fluencia.



**Figura 4.6** Sistema de un grado de libertad con una diagonal restringida al pandeo (Black et al., 2004)

### 4.3.3 SISTEMAS DE AISLAMIENTO DE BASE

Para reducir los esfuerzos en una estructura, es necesario minimizar las fuerzas de inercia producidas por los movimientos sísmicos, estas fuerzas dependen de la masa del sistema estructural, y de la aceleración impuesta por el movimiento del terreno. En el caso de los sistemas de aislamiento, estas fuerzas se reducen debido a la disminución de la aceleración, como consecuencia de la modificación de la respuesta dinámica de la estructura provocada por el aumento de su periodo fundamental (Castaldo, 2014).

#### 4.3.3.1 Descripción funcional de un sistema de aislamiento

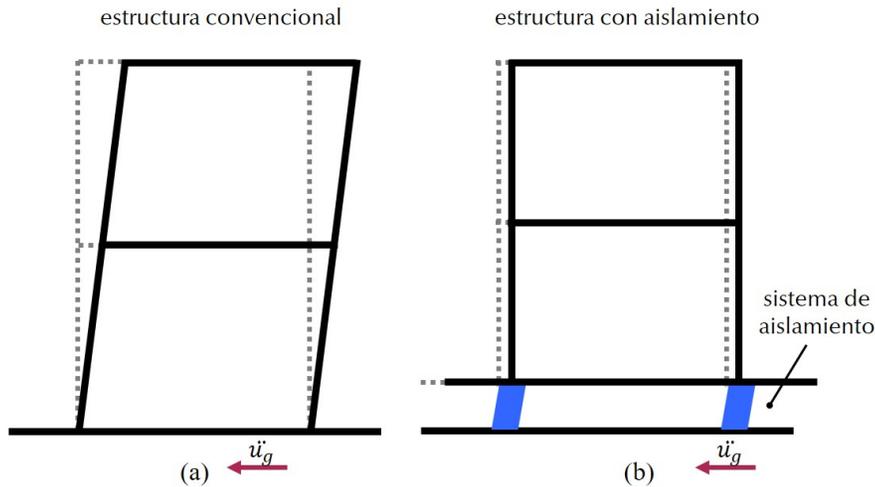
En un sistema de aislamiento, el primer modo de vibrar se caracteriza por un comportamiento similar al del movimiento de un cuerpo rígido sobre un dispositivo deformable con valores pequeños de aceleraciones absolutas y deformaciones laterales. La masa asociada a este modo de vibrar generalmente es mayor al 90% de la masa total del sistema, por lo que el comportamiento de una estructura con un sistema de aislamiento tiene similitud con el de un sistema de un grado de libertad cuya masa es la masa conjunta de la estructura y del sistema de aislamiento y cuya rigidez  $k_i$  es la rigidez del sistema de aislamiento.

Entonces, el periodo de una estructura con un sistema de aislamiento ( $T_i$ ) puede obtenerse con la ec. 4.9 (Chopra, 1995):

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{M_T + m_i}{k_i}} \quad \text{ec. 4.9}$$

donde  $M_T$  es la masa de la superestructura,  $m_i$  y  $k_i$  son la masa y la rigidez del sistema de aislamiento, respectivamente.

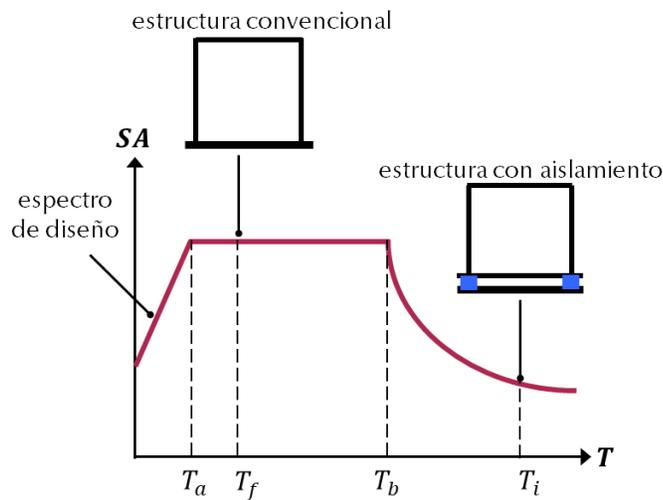
En la figura 4.7 se presenta una comparación esquemática entre el comportamiento sísmico de una estructura convencional y una estructura equipada con aisladores de base.



**Figura 4.7** Comparación entre el comportamiento sísmico de (a) una estructura convencional y (b) y una estructura con un sistema de aislamiento (Castaldo, 2014)

#### 4.3.3.2 Efectividad de los sistemas de aislamiento

La efectividad de los sistemas de aislamiento se debe a que los sistemas de aislamiento aumentan el periodo estructural a valores mayores que los periodos de la meseta del espectro de diseño, es decir, se reduce el valor de la respuesta estructural del sistema. En la figura 4.8 se presenta un ejemplo de este comportamiento, donde la respuesta dinámica de una estructura convencional con periodo fundamental  $T_f$  se encuentra dentro de la meseta del espectro de diseño (definida por los periodos  $T_a$  y  $T_b$ ), cuando esta estructura se equipa con un sistema de aislamiento su periodo aumenta de un valor  $T_f$  a un valor  $T_i$ , la respuesta dinámica asociada a este periodo está fuera de la meseta del espectro.



**Figura 4.8** Efectividad de un sistema de aislamiento (Castaldo, 2014)

## CAPÍTULO 5. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA DE ESTUDIO

### 5.1 UBICACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Para evaluar la influencia de los movimientos del suelo (la duración y el contenido de frecuencias) en la respuesta sísmica del edificio de estudio durante los sismos en la Ciudad de México se realiza un análisis para esta estructura ubicada hipotéticamente en un sitio de suelo blando de la Ciudad de México (figura 5.1) cercano a la estación acelerográfica GR-27 ( $T_s \sim 0.75$  s) cuyas coordenadas son  $19.475, -99.180^\circ$ .

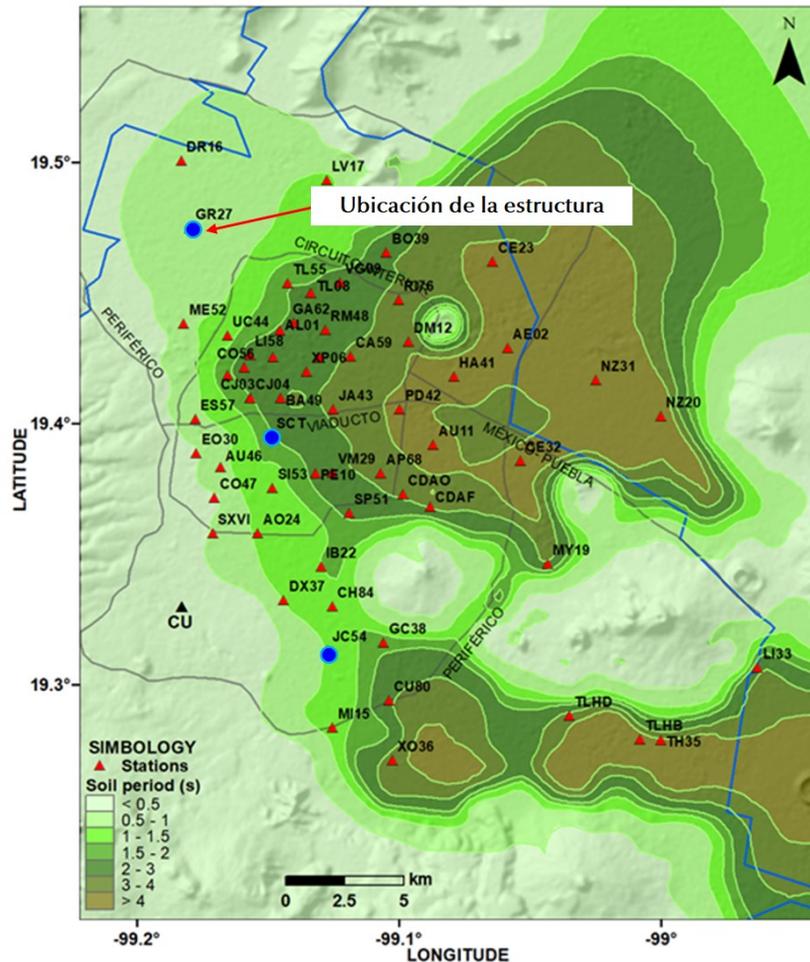
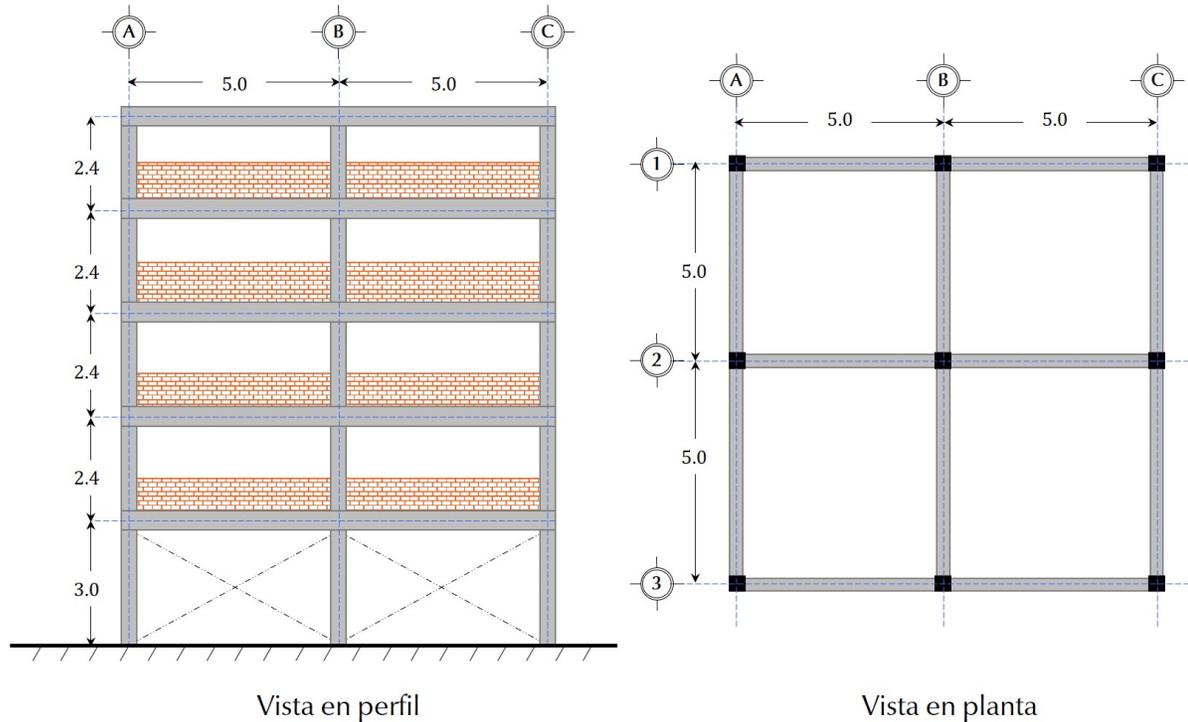


Figura 5.1 Localización de la estructura de estudio

### 5.2 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La estructura de estudio se presenta en la figura 5.2 se trata un edificio habitacional de cinco niveles y dos crujías de  $5.0m$  tanto en dirección transversal como en dirección longitudinal. La altura de cada entresijo es de  $2.4m$ , con excepción de la planta baja, cuya altura es de  $3.0m$ , resultando una altura total de  $12.6m$ . Se trata de un edificio simétrico en ambas direcciones.

Según el artículo 232 del RCDF (1976) esta estructura pertenece al grupo B (construcciones cuya falla ocasionaría pérdidas de magnitud intermedia), esta misma normativa en su artículo 234 considera a la edificación en la zona geotécnica II (zona de transición). Por otra parte, la clasificación de las NTC Sismo (2017) también considera a esta estructura dentro del grupo B (específicamente, dentro del subgrupo B2) y las NTC Cimentaciones (2017) igualmente consideran a la estructura dentro de la zona geotécnica II.



**Figura 5.2** Vistas en perfil y en planta de la estructura de estudio

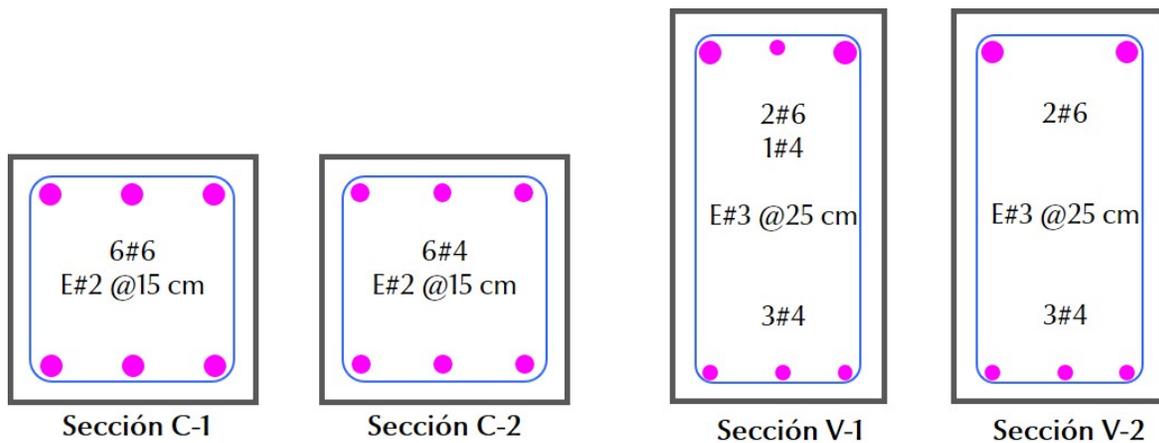
### 5.3 ESTRUCTURACIÓN

La estructuración del edificio es a base de marcos de concreto reforzado, con secciones rectangulares de trabes y columnas, además, según se indica en la figura 5.2, todos los niveles a excepción del primero, cuentan con medios muros de mampostería cuya altura es de 1.2 m.

Las secciones de cada uno de los marcos de concreto reforzado se indican por nivel en la tabla 5.1 y el armado de cada una de estas secciones se presenta en la figura 5.3. Con base en el tipo de estructuración y considerando lo establecido en el artículo 235 del RCDF (1976) se define a este sistema como un sistema de ductilidad baja, con un coeficiente  $Q = 2$ .

**Tabla 5.1** Secciones correspondientes a cada nivel del edificio

Nivel	Columnas			Trabes		
	Sección	Ancho (cm)	Alto (cm)	Sección	Ancho (cm)	Alto (cm)
1	C-1	35.0	35.0	V-1	30.0	45.0
2	C-2	35.0	35.0	V-1	30.0	45.0
3	C-2	35.0	35.0	V-2	30.0	45.0
4	C-2	35.0	35.0	V-2	30.0	45.0
5	C-2	35.0	35.0	V-2	30.0	45.0

**Figura 5.3** Armado de las secciones estructurales del edificio

#### 5.4 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES

Derivado de la estructuración indicada previamente, se definen las propiedades de los materiales que conforman a los elementos estructurales del edificio. Estas propiedades mecánicas se calculan con base en lo establecido en la sección 3.1 del presente trabajo y se presentan en la tabla 5.2.

Estas propiedades se emplean más adelante para determinar la resistencia de las secciones transversales que conforman la estructura del edificio.

**Tabla 5.2.** Propiedades mecánicas de los materiales en la edificación

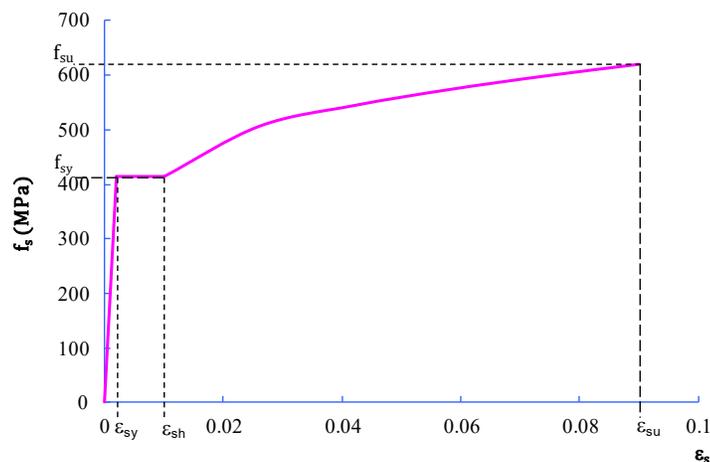
Material	Propiedad	Valor
Concreto	Peso volumétrico	$\gamma_c = 2.4 \text{ t/m}^3$
	Resistencia a la compresión	$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
	Módulo de elasticidad	$E_c = 158\,113.8 \text{ kg/cm}^2$
Acero de refuerzo	Esfuerzo de fluencia	$f_{sy} = 4200 \text{ kg/cm}^2$
	Módulo de elasticidad	$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
Mampostería a base de tabique rojo recocido (piezas de 12x12x24 cm)	Peso volumétrico	$\gamma_m = 1.3 \text{ t/m}^3$
	Resistencia nominal en compresión	$f_m = 15 \text{ kg/cm}^2$
	Módulo de elasticidad	$E_m = 6000 \text{ kg/cm}^2$
	Módulo de cortante	$G_m = 1200 \text{ kg/cm}^2$

#### 5.4.1 CURVAS ESFUERZO DEFORMACIÓN

A partir de las propiedades de los materiales enumeradas en la tabla 5.2 se calculan las curvas esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo y el concreto simple. Lo anterior es un preliminar para establecer los límites de capacidad resistente en las secciones de traveses y columnas que conforman la estructura del edificio.

##### 5.4.1.1. Acero de refuerzo

La curva esfuerzo deformación para este material se presenta en la figura 5.4. Este material tiene un esfuerzo de fluencia con valor  $f_{sy} = 420 \text{ MPa}$  con una deformación correspondiente de fluencia  $\varepsilon_{sy} = 0.002$ , una deformación al inicio de la zona de endurecimiento  $\varepsilon_{sh} = 0.01$  y un esfuerzo máximo de ruptura  $f_{su} = 620 \text{ MPa}$  con una deformación última correspondiente de  $\varepsilon_{su} = 0.09$ .

**Figura 5.4** Curva esfuerzo-deformación, acero de refuerzo

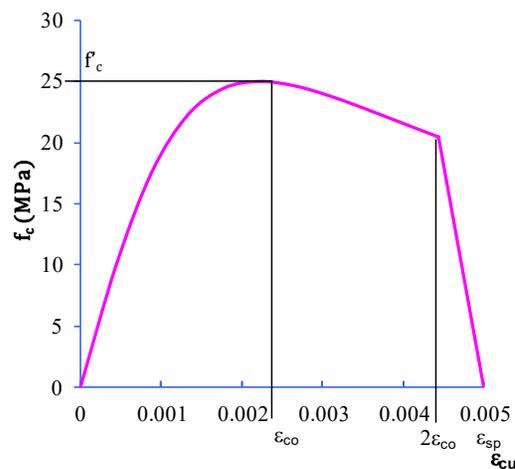
### 5.4.1.2. Concreto no confinado

La curva esfuerzo deformación para el concreto no confinado se indica en la figura 5.5. Este material tiene un esfuerzo de compresión máximo  $f'_c = 25 \text{ MPa}$  con una deformación correspondiente  $\epsilon_{co} = 0.0022$ , y una deformación última correspondiente de  $\epsilon_{sp} = 0.005$  al inicio del desconchamiento del concreto.

## 5.5 RESISTENCIA DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES

A partir de las curvas esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo y el concreto no confinado, se determina la resistencia de las secciones transversales de traveses y columnas. La capacidad resistente de estos elementos está dada por los diagramas de interacción, para el caso de las columnas y por los diagramas momento-curvatura para el caso de las traveses. Esta información se emplea más adelante para comparar los elementos mecánicos obtenidos del cálculo de la respuesta sísmica y determinar si las traveses y columnas presentan un comportamiento adecuado ante las sollicitaciones analizadas.

La resistencia de las secciones transversales se calcula con base en lo establecido en las hipótesis de la sección 3.1.1.2 del presente trabajo, así como en las propiedades mecánicas de los materiales determinadas en la sección 5.4.



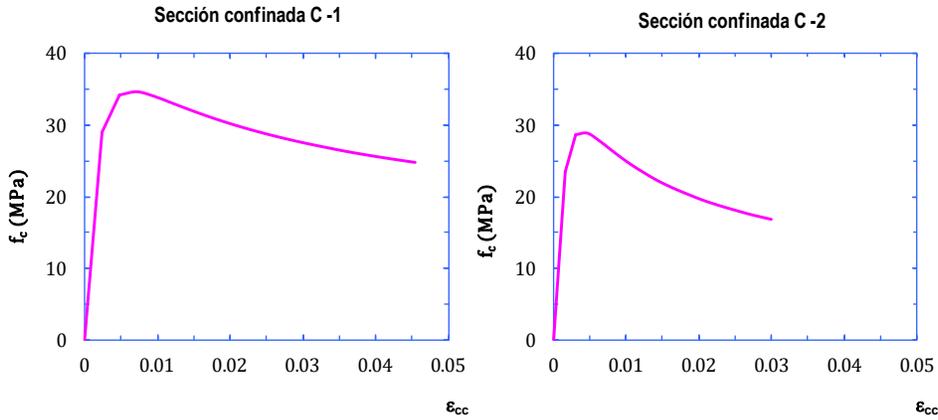
**Figura 5.5** Curva esfuerzo-deformación, concreto no confinado

### 5.5.1. CURVA ESFUERZO DEFORMACIÓN DE LAS SECCIONES CONFINADAS

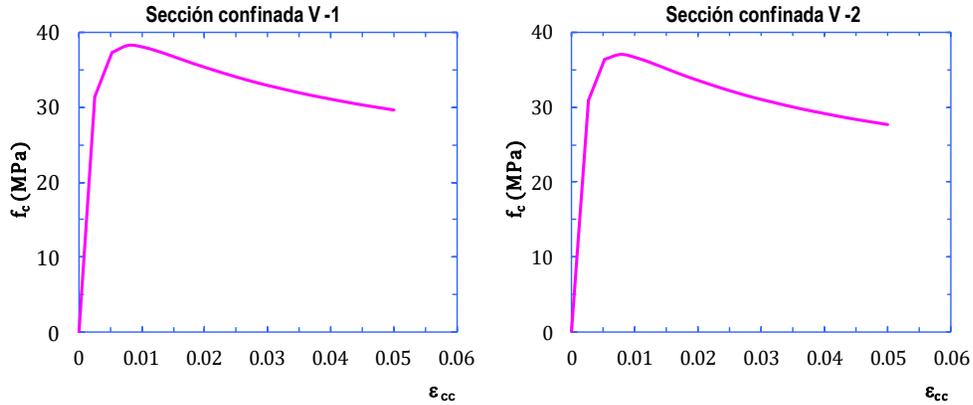
Las curvas esfuerzo-deformación de las secciones confinadas permiten determinar la resistencia de las secciones de concreto reforzado tomando en cuenta el efecto del refuerzo transversal que rodea al núcleo de la sección. En la figura 5.6 se presentan las curvas esfuerzo deformación para las secciones confinadas de columnas, mientras que en la figura 5.7 se presentan las curvas correspondientes a las secciones transversales de las traveses.

En el caso de las columnas, la cuantía de acero de la sección C-2 es significativamente menor a la cuantía de acero de la sección C-1. Lo anterior se ve reflejado en los diagramas de la figura 5.6, donde se observa que, la capacidad de resistencia y deformación de la sección C-2 es mucho menor a la resistencia de la sección C-1.

Por otra parte, la cuantía de acero en las secciones de las traves V-1 y V-2 es similar, en consecuencia, en los diagramas de la figura 5.7 se observan límites de resistencia y deformación cercanos entre sí, siendo solo ligeramente menor la resistencia en la sección V-2.



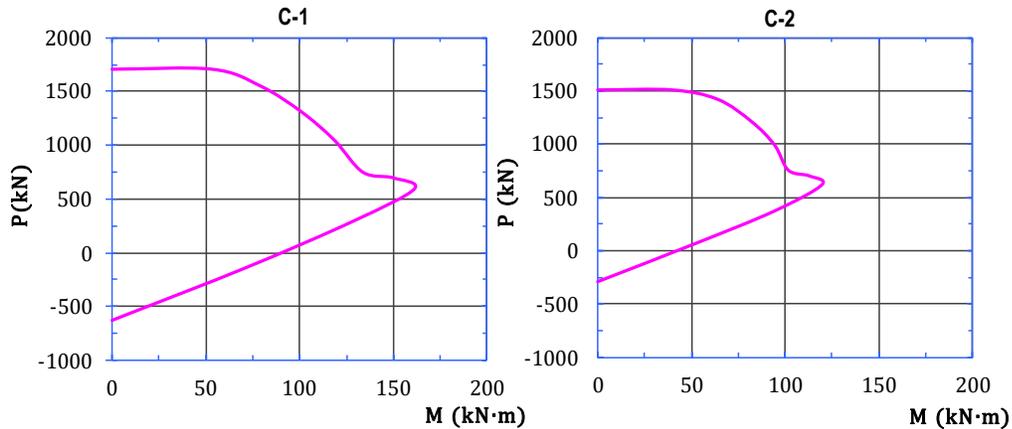
**Figura 5.6** Curva esfuerzo-deformación, secciones confinadas de columnas



**Figura 5.7** Curva esfuerzo-deformación, secciones confinadas de traves

### 5.5.2. DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN

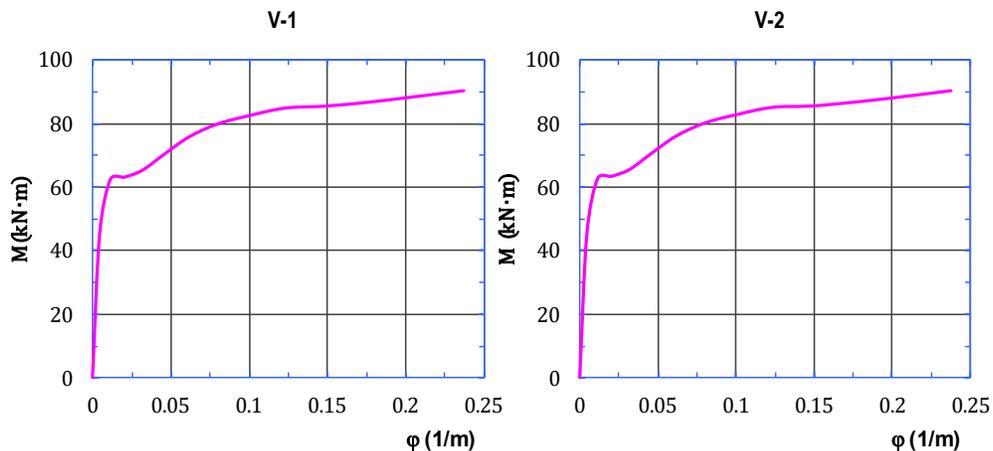
La región geométrica dentro de la cual las columnas C-1 y C-2 pueden resistir un par de carga axial y momento flector dado está delimitada por los diagramas de interacción de la figura 5.8. Estos diagramas se calculan asumiendo las hipótesis simplificadoras y factores de resistencia indicados en la sección 3.1.1.3 de este trabajo. Se observa que, de manera similar a las curvas esfuerzo-deformación, la diferencia en la cuantía de acero de ambas columnas influye significativamente en el tamaño de estas regiones geométricas.



**Figura 5.8** Diagramas de interacción, secciones C-1 y C-2 de columnas

### 5.5.3 DIAGRAMAS DE MOMENTO – CURVATURA

La correlación entre el momento flector y la curvatura que este genera en las secciones transversales de las traves V-1 y V-2 se describe por medio de los diagramas de curvatura de la figura 5.9. Debido a la similitud en cuantía de acero de estas secciones, los diagramas son similares entre sí.



**Figura 5.9** Diagramas de momento curvatura para las traves del edificio estudiado

### 5.6 ACCIONES

Las acciones que se consideran para el análisis de la estructura son las establecidas en el RCDF (1976) y las cuales se enuncian a continuación:

- Carga muerta: debida al peso propio de los elementos no estructurales, incluyendo las instalaciones, al peso del equipo que ocupe una posición fija y permanente en la construcción y al peso estimado de futuros muros divisorios y de otros elementos.
- Carga viva: representa las fuerzas gravitacionales que obran en la construcción y que no tienen carácter permanente. Estas se considerarán según lo indicado en la tabla 5.3.

- c) Cargas accidentales: *sismo*, las acciones dinámicas o sus equivalentes estáticas debidas a sismos. Estas acciones se describen a detalle en el capítulo 6 de este trabajo.

**Tabla 5.3** Valores de cargas vivas máximas e instantánea según el RCDF (1976)

<b>Destino de piso o cubierta</b>	<b>Carga viva máxima</b>
Habitación	$120+420A^{-1/2}$
Azoteas con pendiente no mayor a 5%	100 kg/m <sup>2</sup>
<b>Destino de piso o cubierta</b>	<b>Carga viva instantánea</b>
Habitación	90 kg/m <sup>2</sup>
Azoteas con pendiente no mayor a 5%	70 kg/m <sup>2</sup>

*Nota.* La letra A corresponde al área tributaria en m<sup>2</sup>

### 5.7 MASAS Y PESOS POR NIVEL

Para el cálculo de la respuesta sísmica del edificio que se realiza posteriormente, es necesario determinar el peso y la masa de la estructura. Estos valores se obtienen de la suma de la carga muerta y la carga viva instantánea. En la tabla 5.4 se presentan estos valores.

**Tabla 5.4** Valores calculados de la masa y peso del edificio de estudio, por nivel y totales

<b>Nivel</b>	<b>Masa (kN · s<sup>2</sup>/cm)</b>	<b>Peso (kN)</b>
1	0.2477	242.99
2	0.2452	240.54
3	0.2452	240.54
4	0.2452	240.54
5	0.2115	207.48
<b>Total</b>	<b>1.1948</b>	<b>1172.10</b>

---

## CAPÍTULO 6. MODELADO ESTRUCTURAL

Como se expuso en el capítulo 1 el objetivo de este trabajo es la evaluación de la implementación de tres distintos tipos de dispositivos de control en el primer nivel de un edificio con *planta baja débil*, con el fin de evaluar el beneficio de estas tres alternativas. Para ello, se realizan seis modelos estructurales, en la tabla 6.1 se presenta la nomenclatura de cada uno de estos modelos estructurales, así como una breve descripción de estos.

**Tabla 6.1** Nomenclatura y descripción de los modelos estructurales

No.	Clave	Descripción del modelo
1	AB	Modelo de la estructura original del edificio (as built)
2	DM	Modelo de la estructura diseñada con el RCDF (1976) y rehabilitada con amortiguadores viscosos
3	BRB	Modelo de la estructura diseñada con el RCDF (1976) y rehabilitada con diagonales restringidas al pandeo
4	AT2	Modelo de la estructura diseñada con el RCDF (1976) y rehabilitado con un sistema de aislamiento, cuyo periodo fundamental es de 2s
5	AT3	Modelo de la estructura diseñada con el RCDF (1976) y rehabilitada con un sistema de aislamiento, cuyo periodo fundamental es de 3s
6	AT4	Modelo de la estructura diseñada con el RCDF (1976) y rehabilitada con un sistema de aislamiento, cuyo periodo fundamental es de 4s

### 6.1 CRITERIOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES

Los modelos estructurales descritos previamente se analizan por medio del software comercial SAP2000v21.1, a continuación, se describen las consideraciones generales para la elaboración y análisis de estos modelos.

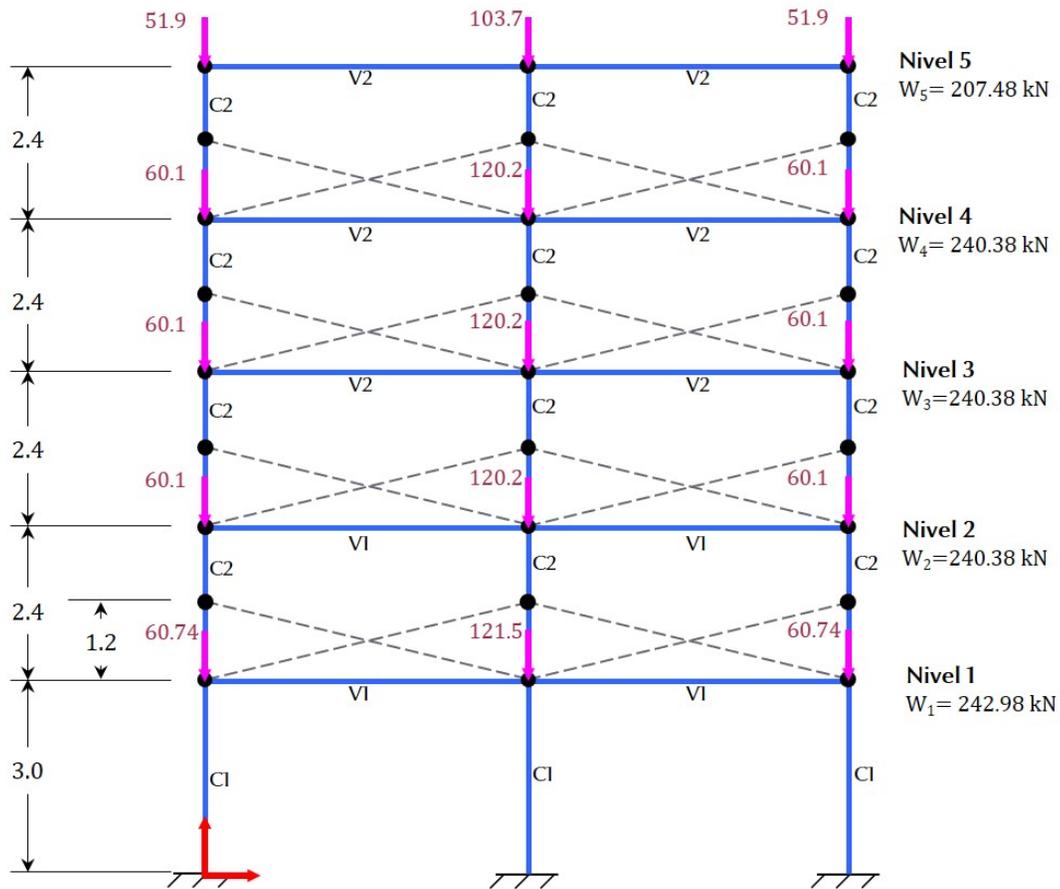
- Las acciones correspondientes a la carga muerta y carga viva se consideran según lo mencionado en capítulo 5 de este trabajo.
- Debido a las condiciones de simetría en la estructura, es posible modelar la estructura como una serie de marcos bidimensionales individuales.
- Las trabes y columnas de la estructura se modelan con elementos barra, cuyas propiedades geométricas y mecánicas fueron descritas en el capítulo 5 del presente trabajo.
- Los dispositivos de control se modelan con distintos elementos tipo “*link*” dentro de la biblioteca del software SAP2000v21.1, las propiedades de estos dispositivos se detallan en este mismo capítulo.
- Los entrepisos se consideran como diafragmas infinitamente rígidos, implicando que los desplazamientos laterales de cualquier punto en los pisos del edificio pueden expresarse en términos del desplazamiento horizontal de un nodo (Bazán y Meli, 2004).
- Las masas de los entrepisos se consideran concentradas en tres distintos nodos por cada nivel.
- Se considera la influencia de los tres primeros modos para cada uno de los modelos estructurales, pues, estos son los que presentan mayor participación.

- Los elementos de mampostería se modelan con el método de la diagonal equivalente (Bazán y Meli, 2004).
- En todos los modelos se considera un porcentaje de amortiguamiento crítico  $\xi = 0.05$ .

## 6.2 MODELO ESTRUCTURAL AB

### 6.2.1 MODELO ESTRUCTURAL AB CON CARGAS GRAVITACIONALES

El modelo AB la figura 6.1 se realiza derivado del análisis de cargas gravitacionales y con base en lo indicado en las secciones 5.6 y 5.7 de este trabajo. Este modelo corresponde a la estructura original, la cual fue diseñada con el RCDF (1976).



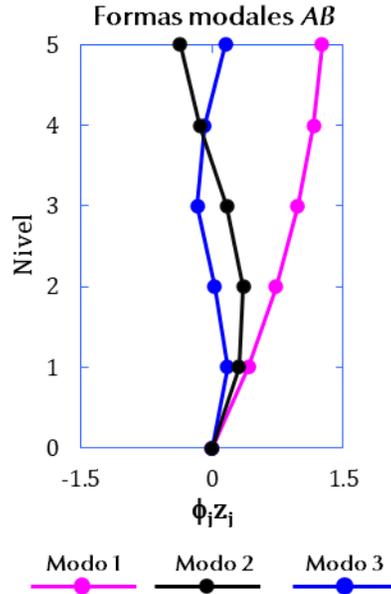
**Figura 6.1** Modelo estructural AB, con cargas gravitacionales

### 6.2.2 ANÁLISIS MODAL MODELO AB

En la tabla 6.2 se presentan los periodos de vibración asociados a los primeros tres modos del modelo AB, y en la figura 6.2 se presentan sus correspondientes formas modales, en esta figura se observa gráficamente el comportamiento de la *planta baja débil*, puesto que en el primer entrepiso se presentan deformaciones mayores que en los entrepisos superiores. En el capítulo 7 de este trabajo se analiza cuantitativamente la diferencia de desplazamientos laterales entre el primer entrepiso y los entrepisos superiores.

**Tabla 6.2** Periodos asociados a los tres primeros modos de vibrar del modelo estructural *AB*

Modelo	$T_1$ (s)	$T_2$ (s)	$T_3$ (s)
AB	0.776	0.249	0.141

**Figura 6.2** Formas modales asociadas a los tres primeros modos de vibrar, modelo *AB*

### 6.2.3 ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL DE HISTORIA DE TIEMPO

#### 6.2.3.1 Nomenclatura de los registros sísmicos

De acuerdo con lo establecido en la sección 3.3, para cada modelo estructural se seleccionan dieciséis registros sísmicos escalados a diez niveles distintos de intensidad. Cada uno de estos grupos se nombra con la nomenclatura desde *S1* (es decir, el primer grupo de sismos) hasta *S16* (el grupo dieciséis de sismos); por otra parte, cada nivel de intensidad se indica con la nomenclatura desde *SA1* (para el nivel de intensidad más bajo) hasta *SA10* (que es el nivel de intensidad más alto). Así, por ejemplo, el registro sísmico *S5SA3* corresponde al sismo del grupo cinco escalado al tercer nivel de intensidad y el registro *S5SA8* corresponde al sismo del grupo 5 escalado al octavo nivel de intensidad.

#### 6.2.3.2 Registros sísmicos escalados

La respuesta dinámica de las estructuras con sistemas de control para la protección sísmica es altamente sensible a la *SA*, la duración de la fase intensa del movimiento sísmico y el contenido de frecuencias, entre otras medidas de intensidad del movimiento. Para captar la influencia del contenido de frecuencia de banda angosta y la alta amplificación espectral de los movimientos del suelo en la respuesta de las estructuras, este estudio utiliza un conjunto de movimientos fuertes simulados acorde a las NTC Sismo (2017). Para el sitio de estudio GR-27 ( $T_s \sim 0.75$  s) se utilizan 16 movimientos sísmicos simulados.

En este trabajo, se emplean los requisitos indicados en las NTC Sismo (2017) para generar y escalar los movimientos sísmicos del terreno. La normatividad indica que, para una consideración adecuada del

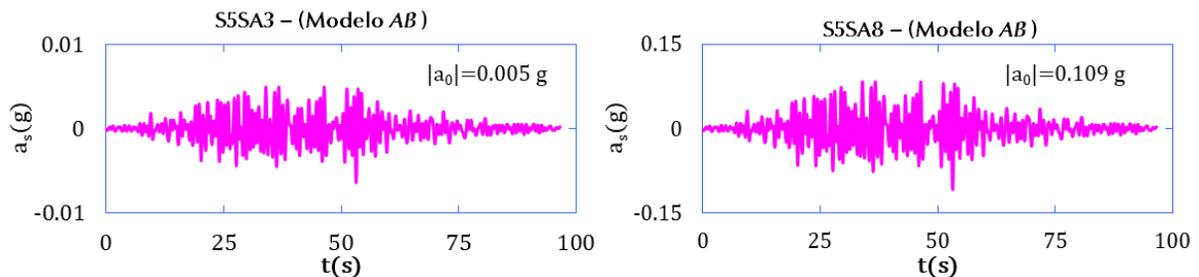
peligro sísmico para los sitios seleccionados, los movimientos sísmicos simulados deben preservar las características de la fuente, la trayectoria y los efectos del sitio para la sismicidad local. Esto implica que las señales generadas deberían abarcar preferiblemente todos los mecanismos fuente que contribuyen al peligro sísmico en el sitio, y que también sean consistentes en términos de parámetros dinámicos con los de los registros realistas. Una vez que se tiene en cuenta la información anterior, se pueden utilizar factores de escalamiento lineales de hasta un valor de 4.0 para los movimientos sísmicos simulados; esto se considera adecuado para abarcar los valores de intensidad requeridos para construir las curvas de fragilidad.

Por lo tanto, los movimientos del suelo adoptados se basan en factores de escalamiento lineal que se encuentran entre 0.3 y 4.0 en los sitios de estudio para cubrir el rango de intensidades necesarias para desarrollar las funciones de fragilidad. Estos factores de escala permiten alcanzar valores de excedencia anual de SA de  $\lambda_y \sim 10^{-3}$  1/año para cada sitio. Debe indicarse que los sistemas de ingeniería rehabilitados en la Ciudad de México están diseñados para alcanzar intensidades sísmicas de excedencia anual de SA de  $\lambda_y \sim 4 \times 10^{-3}$  1/año (es decir un periodo de retorno  $T_R = 250$  años). Por lo antes expuesto, se considera que los factores de escala utilizados resultan adecuados para los propósitos de este estudio. En la tabla A.1 del apéndice A se presentan los valores de intensidades sísmicas asociadas a diferentes tasas de excedencia para los sitios bajo estudio.

Con el fin de evaluar los efectos de las acciones sísmicas en el modelo AB y posteriormente, en los modelos estructurales del edificio rehabilitado ante cada uno de los acelerogramas seleccionados y escalados, se realiza un análisis no lineal de historia de tiempo, por medio del software SAP2000v21.1.

Si bien, los modelos del edificio se analizan bajo una gran cantidad de registros sísmicos, en este trabajo únicamente se presentan resultados significativos, correspondientes a la respuesta promedio del edificio ante las intensidades SA3 y SA8 para desplazamientos laterales, distorsiones, cortantes de entrepiso, amplificaciones de aceleraciones del terreno y espectros de piso.

Se presentan los resultados promedio de estas dos intensidades (SA3 y SA8), ya que, en la primera de ellas la estructura tiene un comportamiento esencialmente lineal, mientras que en la intensidad SA8 la estructura además de presentar un comportamiento no lineal, la intensidad está asociada a un periodo de retorno  $T_R = 250$  años. Para fines ilustrativos, en la figura 6.3 se presentan los acelerogramas de los sismos S5SA3 y S5SA8 a los que se somete la estructura del modelo AB.

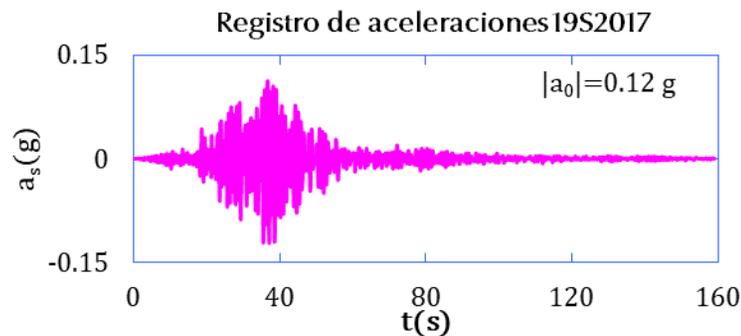


**Figura 6.3** Acelerogramas de los sismos **S5SA3** y **S5SA8** a los que se somete la estructura del modelo **AB**

### 6.2.3.3 Acelerograma del sismo del 19 de septiembre de 2017 (19S2017)

De acuerdo con lo mencionado en el capítulo 1, la estructura de estudio comparte varias características con las estructuras colapsadas durante el sismo del 19 de septiembre de 2017,  $M_w = 7.1$  (19S2017). Tales características son: planta baja débil, construcción antes del año 1985, estructuración a base de marcos de concreto reforzado, mediana altura y ubicación en un sitio con periodo dominante cercano a 1s. Entonces, es de interés evaluar el comportamiento de la estructura original ante este sismo y determinar el cambio en la respuesta sísmica cuando este se equipa con alguna de las alternativas de rehabilitación propuestas.

Por lo anterior, se analiza la respuesta estructural del modelo AB y posteriormente, la respuesta de los modelos de la estructura rehabilitada. Con este fin, se utiliza el acelerograma registrado en la estación acelerográfica GR-27. Este movimiento es un sismo intraplaca de profundidad intermedia con duración  $t = 159.05s$  y aceleración máxima del terreno  $|a_0| = 0.12g$ . En la figura 6.4 se presenta este registro.



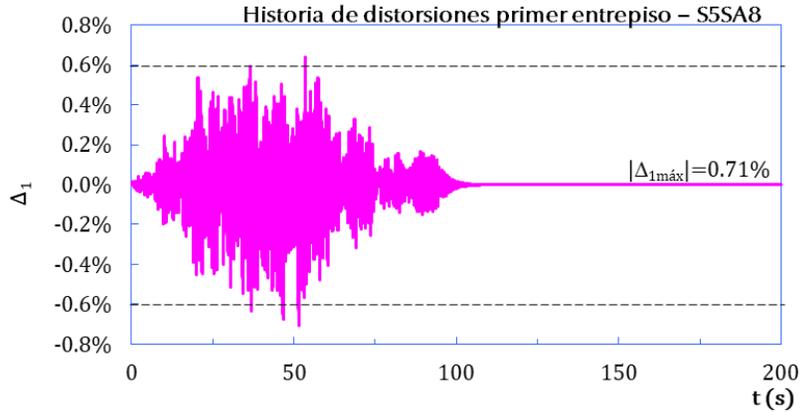
**Figura 6.4.** Acelerograma del sismo del 19S2017 registrado en el sitio GR-27

### 6.2.3.4 Ejemplo de respuesta sísmica (modelo AB)

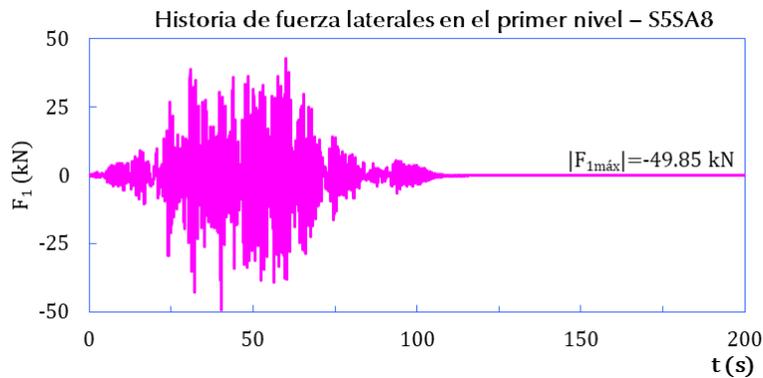
De acuerdo con lo indicado en la sección 2.2 de este trabajo, las propiedades de los amortiguadores viscosos y las diagonales restringidas al pandeo se proponen a partir de la respuesta sísmica del modelo AB.

A manera ilustrativa, en la figura 6.5 se presenta la historia de distorsiones del primer entrepiso en el modelo AB ante el movimiento sísmico S5SA8, con línea punteada se indican los límites de distorsiones permisibles de acuerdo con las NTC Sismo (2017), se observa que la respuesta sísmica no está dentro de norma. De manera similar, en la figura 6.6 se presenta la historia de fuerzas laterales en el primer nivel para el mismo movimiento sísmico.

Es a partir de estas dos respuestas asociadas al grupo de sismos con intensidad SA8 que se determinan las propiedades de los amortiguadores y de las diagonales restringidas al pandeo con las que se plantea rehabilitar la estructura original.



**Figura 6.5.** Historia de distorsiones del primer entreciso, modelo AB



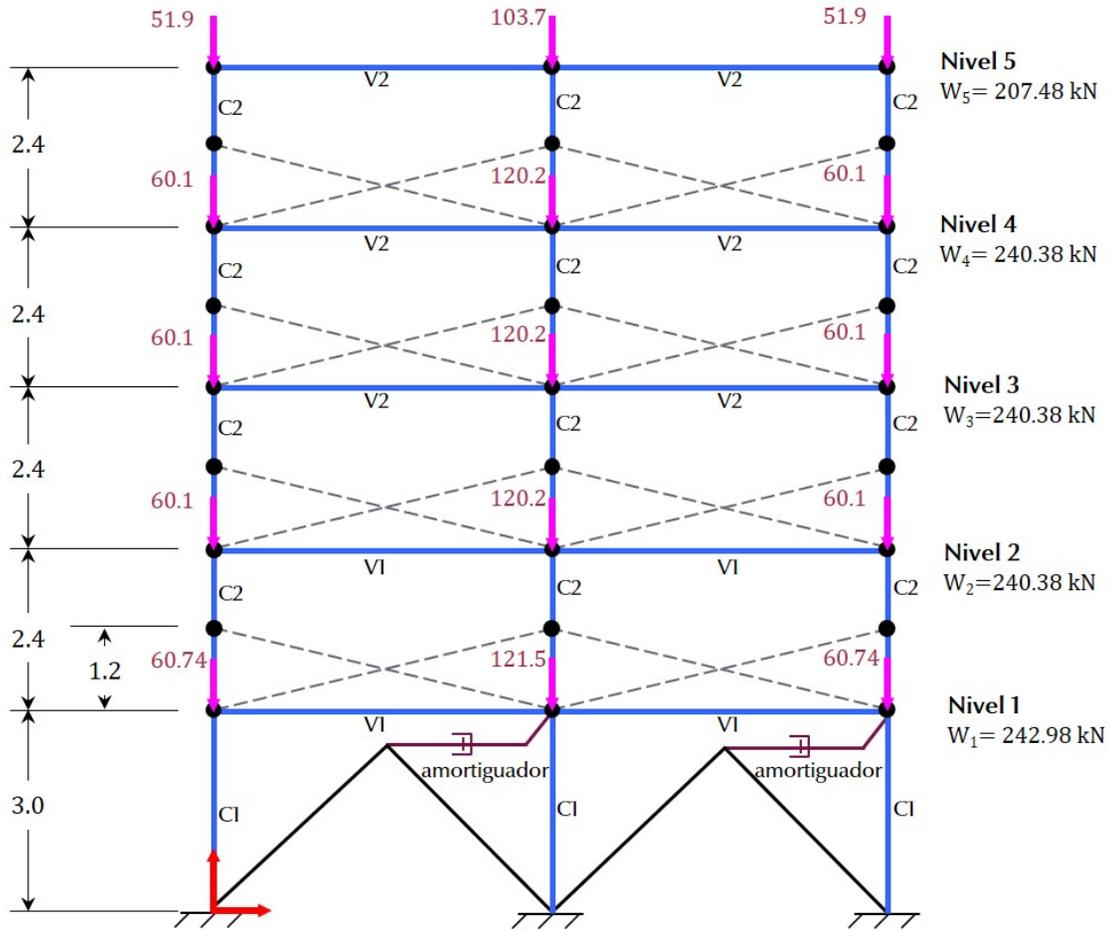
**Figura 6.6.** Historia de fuerzas laterales en el primer nivel, modelo AB

### 6.3 MODELOS ESTRUCTURALES DE LOS EDIFICIOS REHABILITADOS CON AMORTIGUADORES VISCOSOS Y DIAGONALES BRB

De acuerdo con lo establecido previamente, las propiedades de los amortiguadores viscosos, así como de las diagonales BRB se seleccionan con base en las fuerzas laterales del primer entreciso debidas al grupo de sismos con intensidad S5SA8 y con base en su distorsión máxima permisible.

#### 6.3.1 PROPIEDADES DEL MODELO DM

En la figura 6.7 se presenta el modelo DM, elaborado con las propiedades de los amortiguadores enumeradas en la tabla 6.3. Este modelo es resultado de la iteración realizada para cumplir con las distorsiones máximas de entreciso indicadas en la sección 2.2.



**Figura 6.7.** Modelo estructural DM, edificio equipado con amortiguadores viscosos (configuración de marco chevron)

**Tabla 6.3** Propiedades del modelo DM

$\theta$	$c_v(\text{kN}\cdot\text{s/m})$
$0^\circ$	2750

### 6.3.2 PROPIEDADES DEL MODELO BRB

En la figura 6.8 se presenta el modelo BRB, elaborado con las propiedades de las diagonales restringidas al pandeo enumeradas en la tabla 6.4. Este modelo es resultado de la iteración realizada para cumplir con las distorsiones máximas de entrepiso indicadas en la sección 2.2.

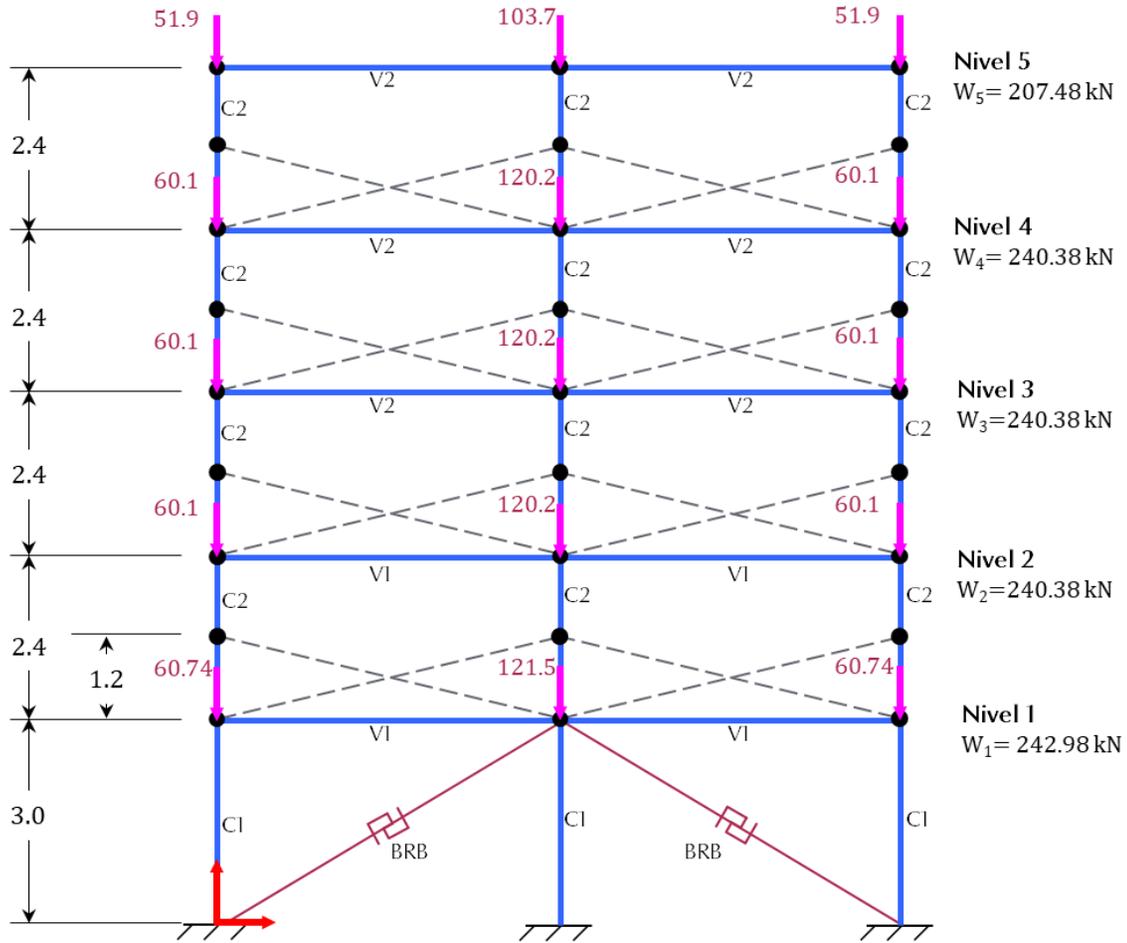


Figura 6.8. Modelo estructural BRB, edificio equipado con diagonales restringidas al pandeo

Tabla 6.4 Propiedades del modelo BRB

$K_b$ (kN/m)	$Y$ (kN)	$r$	$e$
80 208.6	99.57	0.016	3

### 6.3.3 ANÁLISIS MODAL

En la tabla 6.5 se presentan los periodos de vibración para los primeros tres modos de los modelos DM y BRB, mientras que en la figura 6.9 se presentan sus formas modales correspondientes.

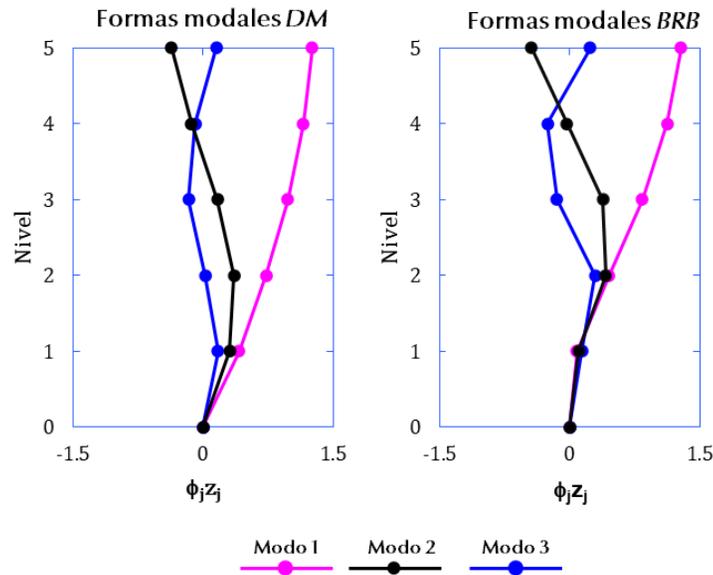
Las formas modales en el modelo DM son las mismas que para el modelo AB, puesto que el amortiguador viscoso únicamente proporciona una fuerza resistente cuando el sistema estructural se encuentra en movimiento. Como se verá más adelante, ante una acción sísmica, en el modelo DM los desplazamientos laterales, así como los elementos mecánicos en la estructura principal si presentan una reducción comparados con el modelo de la estructura original.

Las formas modales del modelo BRB indican que, al implementar este tipo de dispositivos en las estructuras, las deformaciones en el primer entrespacio disminuyen considerablemente, mitigando la

condición de planta baja débil. Además, este dispositivo en condiciones estáticas, adiciona rigidez al sistema, lo cual se confirma con la información de la tabla 6.5, donde se muestra una reducción en el periodo fundamental de la estructura.

**Tabla 6.5** Periodos asociados a los tres primeros modos de vibrar de los modelos estructurales DM y BRB

Modelo	$T_1$ (s)	$T_2$ (s)	$T_3$ (s)
DM	0.776	0.249	0.141
BRB	0.605	0.195	0.113



**Figura 6.9** Formas modales asociadas a los tres primeros modos de vibrar, modelos DM y BRB

### 6.3.4 ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL DE HISTORIA DE TIEMPO MODELOS DM Y BRB

Los registros sísmicos seleccionados y escalados para los modelos estructurales con los periodos de la tabla 6.5 cumplen con lo indicado previamente en la sección 6.2.3.2. A partir de los registros sísmicos seleccionados y escalados, se realiza el análisis de la respuesta sísmica de los edificios equipados con amortiguadores viscosos y diagonales restringidas al pandeo. Adicionalmente, se realiza el análisis de estos modelos ante el sismo del 19S2017 cuyo acelerograma se definió previamente.

Los resultados del análisis sísmico para estos modelos se discuten con detalle en el capítulo 7 del presente trabajo.



**Tabla 6.6** Propiedades de los sistemas de aislamiento para los modelos AT2, AT3 y AT4

Modelo	Rigidez horizontal $k_{ix}$ (kN/cm)	Rigidez vertical $k_{iy}$ (kN/m)
AT2	17.25	17 250
AT3	7.02	7 020
AT4	3.84	3 840

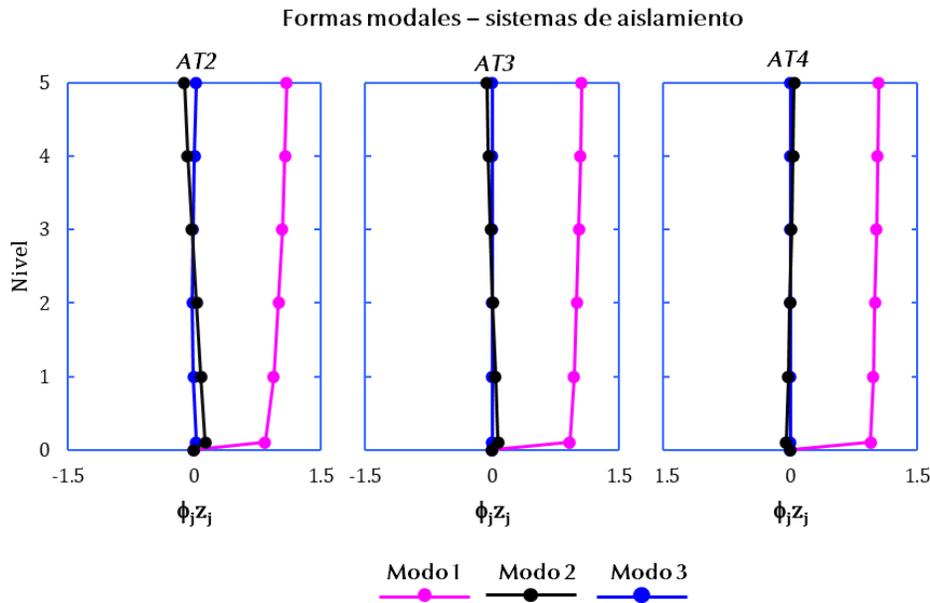
**6.4.2 ANÁLISIS MODAL**

En la tabla 6.7 se presentan los periodos de vibración para los primeros tres modos de los modelos AT2, AT3 y AT4, mientras que en la figura 6.11 se presentan sus formas modales correspondientes.

Las formas modales presentadas en los tres modelos estructurales con sistemas de aislamiento muestran que la participación del primer modo es considerablemente mayor que los dos modos restantes, además de que la estructura se comporta de manera similar a un cuerpo rígido. En estos tres modelos estructurales también se observa claramente la mitigación del comportamiento de la planta baja débil.

**Tabla 6.7** Periodos asociados a los tres primeros modos de vibrar de los modelos estructurales AT2, AT3 y AT4

Modelo	$T_1$ (s)	$T_2$ (s)	$T_3$ (s)
AT2	2.0	0.448	0.221
AT3	3.0	0.531	0.302
AT4	4.0	0.631	0.40

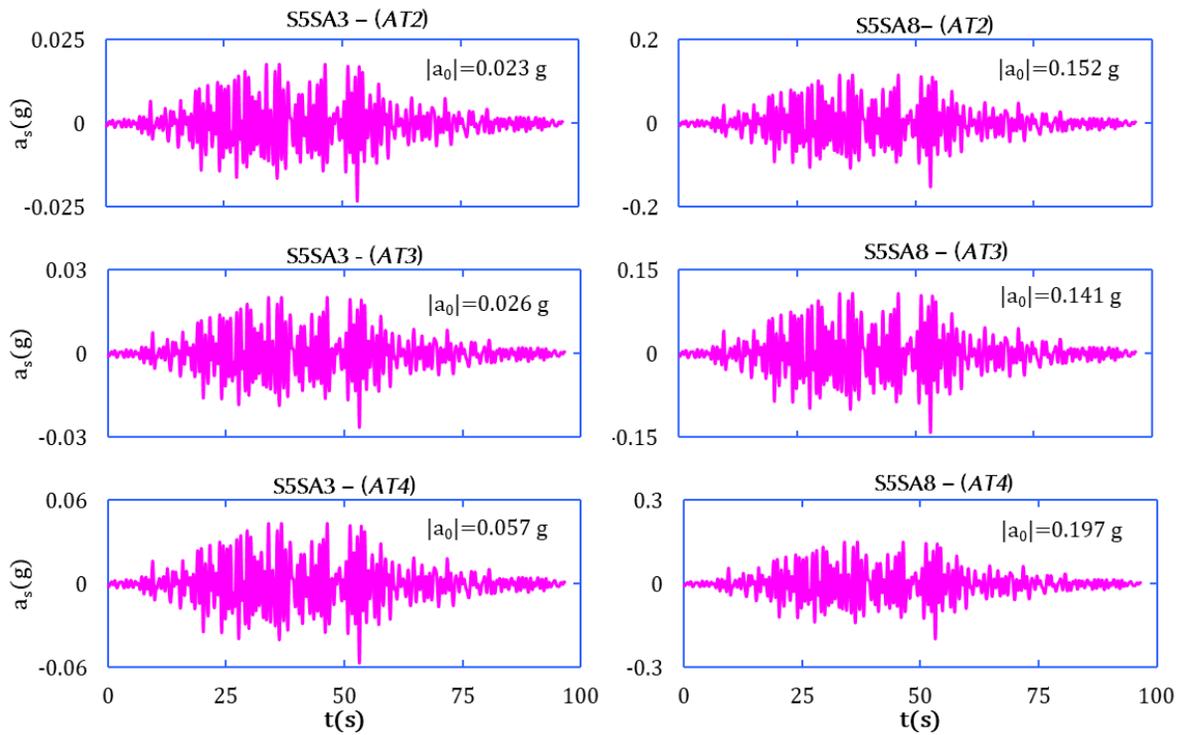


**Figura 6.11** Formas modales asociadas a los tres primeros modos de vibrar, modelos AT2, AT3 y AT4

### 6.4.3 ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL DE HISTORIA DE TIEMPO MODELOS AT2, AT3 Y AT4

Los registros sísmicos seleccionados y escalados para los modelos de los edificios equipados con sistemas de aislamiento y con periodos indicados la tabla 6.7 cumplen con lo indicado previamente en la sección 6.2.3.2. A partir de los registros sísmicos seleccionados y escalados, se realiza el análisis de la respuesta sísmica de los edificios equipados con un sistema de aislamiento. Adicionalmente, se realiza el análisis de estos modelos ante el sismo del 19S2017 cuyo acelerograma se definió previamente. Para fines ilustrativos, en la figura 6.12 se indican los registros de los sismos S5SA3 y S5SA8 correspondientes a cada modelo estructural.

Los resultados del análisis sísmico para estos modelos se discuten con detalle en el capítulo 7 del presente trabajo.



**Figura 6.12** Acelerogramas de los sismos S5SA3 y S5SA8 correspondientes a los modelos estructurales AT2, AT3 y AT4

---

## CAPÍTULO 7. RESPUESTA ESTRUCTURAL Y FUNCIONES DE FRAGILIDAD

En este capítulo se describen los resultados del análisis sísmico para los seis modelos estructurales ante las intensidades SA3 (donde la estructura permanece dentro del intervalo lineal), SA8 (donde la estructura presenta comportamiento no lineal) y ante el acelerograma del sismo del 19 de septiembre de 2017 en el sitio GR-27. Los resultados del análisis de cada uno de los modelos estructurales se clasifican según lo especificado en la tabla 7.1.

**Tabla 7.1** Clasificación de los resultados del análisis sísmico

Clasificación	Resultados incluidos
Respuesta de la estructura principal	<ul style="list-style-type: none"><li>Desplazamientos laterales</li><li>Distorsiones de entrepiso</li><li>Cortantes de entrepiso</li><li>Cortante basal</li></ul>
Respuesta sísmica asociada a elementos no estructurales	<ul style="list-style-type: none"><li>Factores de amplificación de la aceleración del terreno</li><li>Espectros de azotea</li></ul>
Respuesta de dispositivos de control	<ul style="list-style-type: none"><li>Deformaciones máximas</li><li>Carga axial máxima</li></ul>
Elementos de la estructura principal (presentada en el apéndice B)	<ul style="list-style-type: none"><li>Comportamiento de columnas: par crítico carga axial – momento flector</li><li>Comportamiento de trabes: momento flector</li></ul>

Posteriormente, se determinan las funciones de fragilidad correspondientes a los estados límite definidos en el capítulo 2 y las probabilidades de falla asociadas a un periodo estructural se comparan con el Espectro de Peligro Uniforme de sitio.

### 7.1 RESPUESTA DE LA ESTRUCTURA PRINCIPAL

A continuación, se presentan los resultados que describen el comportamiento sísmico de la estructura principal. Dichos resultados corresponden a los valores máximos promedio de la respuesta estructural ante las intensidades SA3 y SA8.

#### 7.1.1 DESPLAZAMIENTOS LATERALES

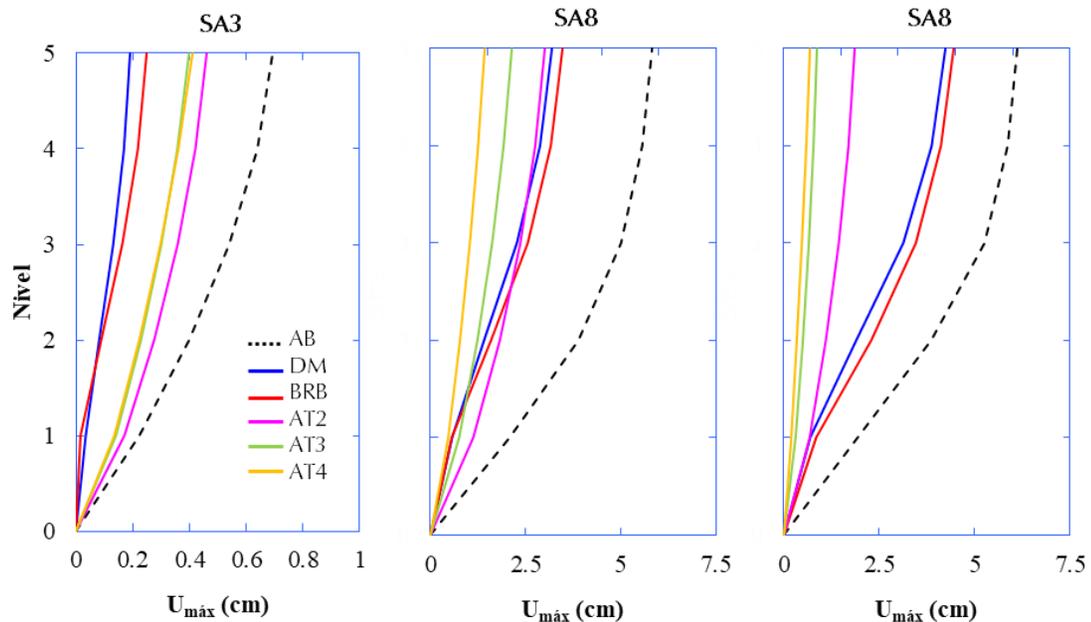
En la tabla 7.2 se indican los desplazamientos laterales máximos promedio para los sismos de intensidades SA3 y SA8, así como para el sismo del 19S2017. Estos desplazamientos son a nivel de azotea. Para la intensidad SA3, cuando la estructura presenta comportamiento lineal, el desplazamiento mínimo se presenta en el modelo DM (edificio rehabilitado con amortiguadores). Por otra parte, para la intensidad SA8 y para el sismo del 19S2017, cuando se presenta comportamiento no lineal, los desplazamientos laterales mínimos se presentan en el modelo AT4 (edificio rehabilitado con un sistema de aislamiento y con periodo fundamental de 4s).

De acuerdo con lo mencionado en el apartado 6.2 el modelo AB y el modelo DM tienen las mismas formas modales. Sin embargo, en la figura 7.1 se observa que, en el modelo DM las deformaciones laterales no se concentran en el primer nivel, además el valor de estas es significativamente menor al de la estructura original, esto debido a que los amortiguadores únicamente trabajan cuando la estructura está en movimiento.

**Tabla 7.2** Desplazamientos máximos en azotea para las intensidades SA3 y SA8, así como para el sismo del 19S2017

Modelo	$u_T$ (cm)		
	SA3	SA8	19S2017
AB	0.69	5.83	6.12
DM	0.21	3.65	4.23
BRB	0.25	3.47	4.45
AT2	0.46	2.99	1.85
AT3	0.40	2.14	0.89
AT4	0.41	1.42	0.70

En la figura 7.1 se aprecia la distribución de los desplazamientos máximos promedio por nivel ante los sismos de intensidad SA3, SA8 y el sismo del 19S2017. Cada alternativa de rehabilitación reduce los desplazamientos laterales en el primer nivel, mitigando en cierto grado la condición de planta baja débil.



**Figura 7.1.** Distribución de desplazamientos laterales máximos promedio por nivel para las intensidades SA3 y SA8, así como para el sismo del 19S2017

En un sismo donde la estructura permanece en el intervalo lineal, las alternativas de amortiguadores viscosos y diagonales restringidas al pandeo ofrecen un comportamiento mejor que un sistema de aislamiento. Sin embargo, ante sismos de mayor intensidad todos los dispositivos presentan un

comportamiento similar en el primer nivel, mientras que este varía en los pisos superiores, resultando mejor, en este aspecto, la alternativa de sistemas de aislamiento.

### 7.1.2 DISTORSIONES DE ENTREPISO

En la tabla 7.3 se presentan las distorsiones máximas promedio para el primer entrepiso ( $\Delta_1$ ), y las distorsiones máximas en la estructura ( $\Delta_{m\acute{a}x}$ ) para los sismos de intensidad SA3 y SA8, así como para el sismo del 19S2017. En la figura 7.2 se presenta la distribución por nivel de estas distorsiones, adicionalmente se indican con línea gris los límites de distorsión permisibles según las NTC Sismo (2017), se aprecia que, el único modelo que no cumple con la distorsión máxima permisible es el modelo AB (modelo de la estructura original), los demás modelos estructurales se encuentran dentro de los límites establecidos por la norma.

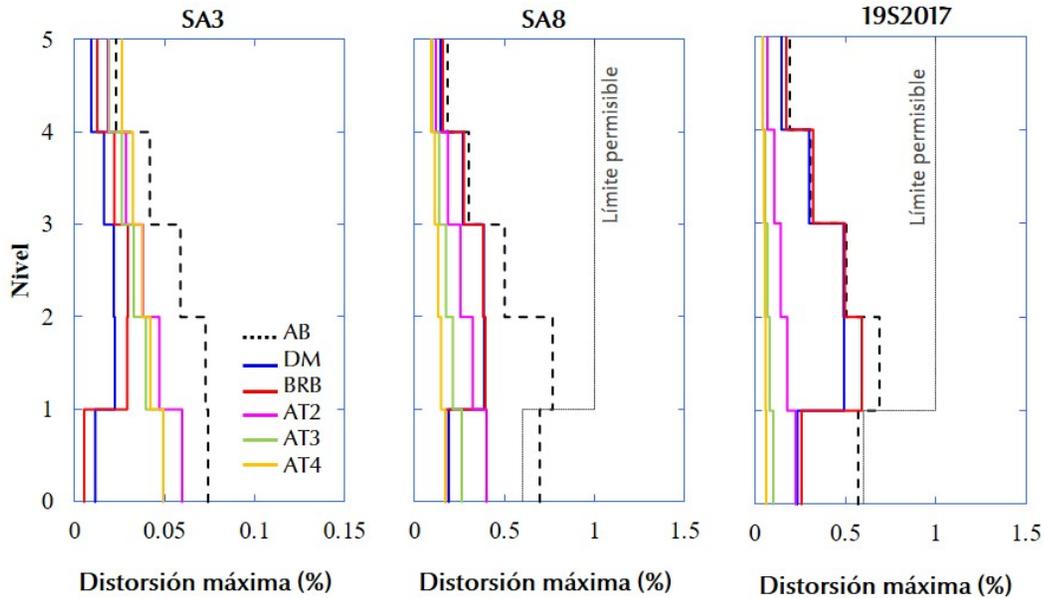
Es evidente el efecto de los dispositivos de control en la reducción de esta respuesta sísmica, así como el cambio en la distribución de distorsiones por nivel. En el modelo AB, así como en los tres modelos del edificio equipado con aisladores el primer entrepiso es el que presenta la mayor distorsión dentro del sistema estructural. Por otra parte, en los modelos DM y BRB la distorsión del primer entrepiso es la menor en el sistema estructural y tiende a aumentar en los dos entrepisos siguientes.

**Tabla 7.3** Distorsiones máximas del primer entrepiso y del sistema estructural

Modelo	$\Delta_1$ (%)			$\Delta_{m\acute{a}x}$ (%)		
	SA3	SA8	19S2017	SA3	SA8	19S2017
AB	0.07	0.70	0.57	0.07	0.77	0.69
DM	0.01	0.19	0.23	0.02	0.39	0.50
BRB	0.01	0.17	0.26	0.03	0.40	0.59
AT2	0.06	0.40	0.22	0.06	0.40	0.22
AT3	0.05	0.26	0.10	0.05	0.26	0.10
AT4	0.05	0.17	0.07	0.05	0.17	0.07

### 7.1.3 CORTANTE DE ENTREPISO

En la tabla 7.4 presentan los valores del cortante basal máximo promedio ( $V_0$ ) para las intensidades SA3 y SA8, así como para el sismo del 19S2017. Asimismo, se presentan los valores del cortante basal normalizado con respecto al peso de la estructura ( $V_0/W_0$ ).



**Figura 7.2.** Distribución de distorsiones máximas promedio de entrepiso para las intensidades SA3 y SA8, así como para el sismo del 19S2017

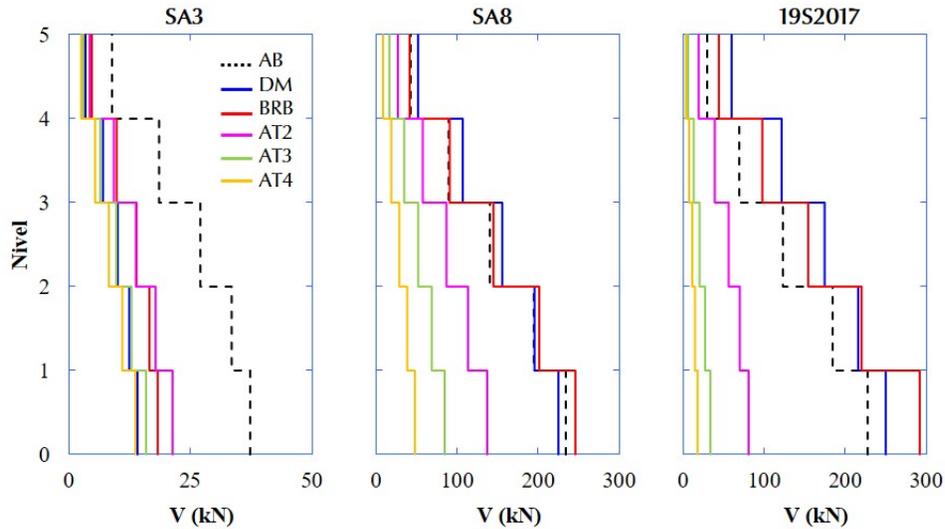
Cuando la estructura presenta comportamiento lineal es notoria la reducción del cortante de entrepiso en los tres primeros entrepisos, así como la reducción del cortante basal, para cada alternativa de rehabilitación, siendo la rehabilitación con amortiguadores la alternativa con la mayor reducción de cortante. Sin embargo, esta condición cambia cuando la estructura se encuentra en el intervalo no lineal, pues en los edificios equipados con amortiguadores y diagonales restringidas al pandeo (modelos DM y BRB) se presenta una fuerza cortante aún mayor que en la estructura original. De hecho, para el sismo del 19S2017, este aumento es del orden del 10% en el modelo DM y 30% en el modelo BRB por lo que puede considerarse significativo. Por otra parte, en los modelos correspondientes a la estructura con sistemas de aislamiento, si existe una disminución significativa de la fuerza cortante cuando la estructura presenta comportamiento no lineal.

**Tabla 7.4** Valores de cortante basal y cortante normalizado con respecto al peso de la estructura para las intensidades SA3, SA8 y el sismo del 19S2017

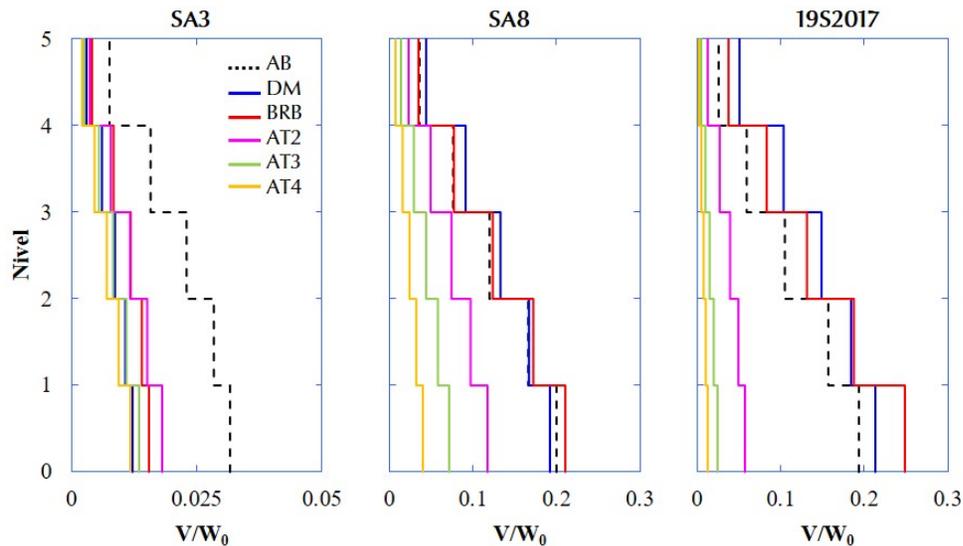
Modelo	$V_0$ (kN)			$V_0/W_0$		
	SA3	SA8	19S2017	SA3	SA8	19S2017
AB	37.22	234.79	227.63	0.03	0.20	0.19
DM	14.26	224.97	249.91	0.01	0.19	0.21
BRB	18.26	246.63	291.68	0.02	0.23	0.25
AT2	23.91	163.84	87.60	0.02	0.13	0.06
AT3	18.47	98.80	39.75	0.02	0.08	0.03
AT4	16.31	56.65	21.23	0.02	0.05	0.02

En la figura 7.3 se presenta la distribución de cortantes de entrepiso para cada modelo estructural y cada sismo, mientras que en la figura 7.4 se presentan estos cortantes normalizados con respecto al peso de la estructura. En esta distribución se aprecia que, para la intensidad SA3 (cuando se espera que la estructura

permanezca en el intervalo lineal), el mayor efecto de los dispositivos de control es en los tres primeros entresijos de la estructura, y este disminuye en los dos entresijos superiores. Para la intensidad SA8 y el sismo del 19S2017 los modelos DM y BRB presentan cortantes de entresijo aún mayores que la estructura original, mientras que en los modelos AT2, AT3 y AT4 si se presentan cortantes reducidos.



**Figura 7.3.** Distribución de cortantes de entresijo para las intensidades SA3, SA8 y el sismo del 19S2017

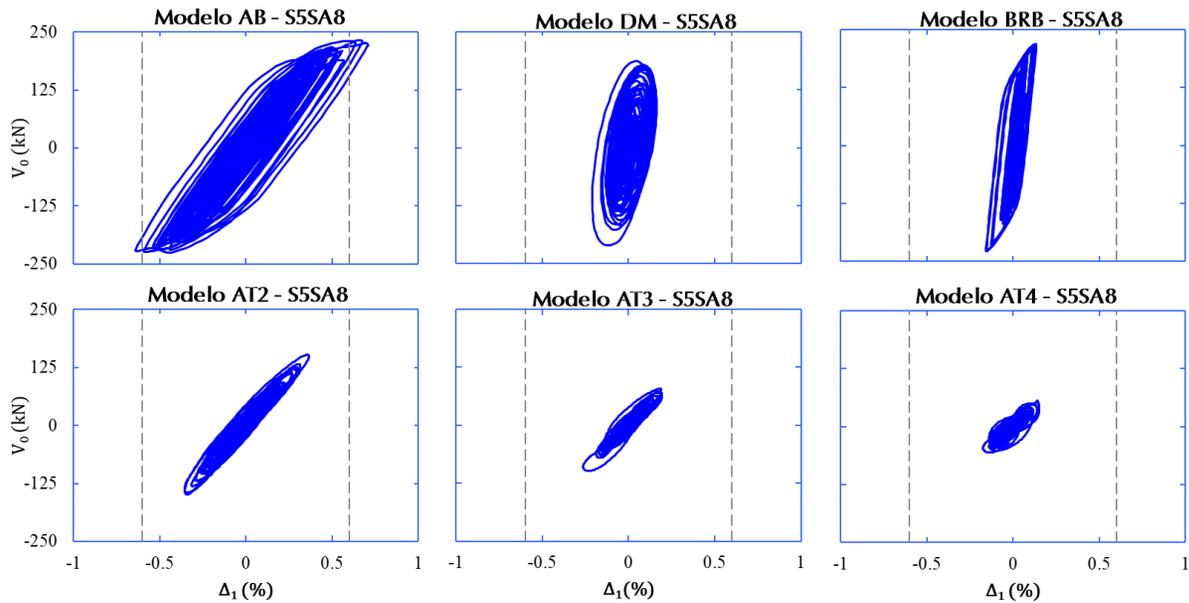


**Figura 7.4.** Cortantes de entresijo normalizados con respecto al peso del edificio para las intensidades SA3, SA8 y el sismo del 19S2017

### 7.1.4 LAZOS DE HISTÉRESIS $V_0 - \Delta_1$

En la figura 7.5. se presentan las gráficas del cortante basal ( $V_0$ ) contra la distorsión del primer entrepiso ( $\Delta_1$ ) para los acelerogramas del sismo S5SA8 y en la figura 7.6 los lazos de histéresis ( $V_0 - \Delta_1$ ) para el sismo del 19S2017. En ambas figuras, se indican con línea punteada gris los límites de distorsión permisible para una planta baja débil indicados en las NTC Sismo (2017), cuyo valor es 0.6%.

En el sismo S5SA8 los lazos de histéresis correspondientes al modelo AB abarcan un área amplia y son estables ante ciclos sucesivos. En esta estructura original, la disipación de energía se presenta en forma de desplazamientos laterales relativamente grandes en el primer entrepiso. En los modelos estructurales *DM* y *BRB* se presentan niveles de carga similares, con lazos de histéresis estables ante ciclos sucesivos. Sin embargo, el área abarcada por estos lazos es menor, ya que la implementación de los dispositivos de control (amortiguadores y diagonales restringidas al pandeo) limita las demandas de disipación de energía y desplazamientos laterales.

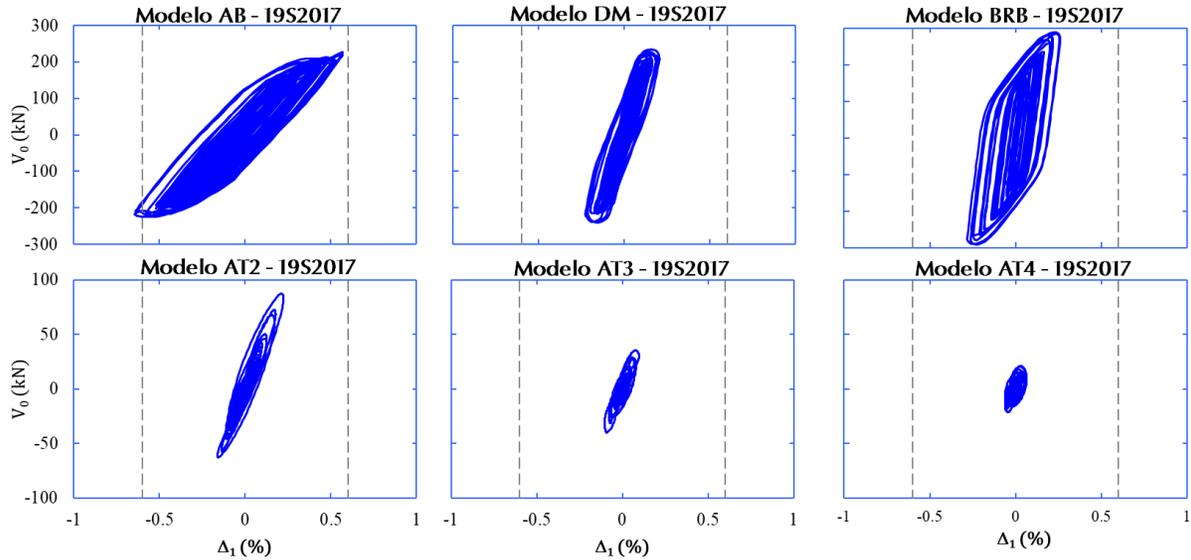


**Figura 7.5.** Lazos de histéresis  $V_0 - \Delta_1$  correspondientes al sismo S5SA8

La energía disipada en los modelos con sistemas de aislamiento es menor, pues desde un inicio la energía de entrada a la estructura es menor debido a la modificación de sus propiedades dinámicas. Además, mientras mayor es el periodo de la estructura menor es la energía de entrada y por ende, la energía disipada.

Los niveles de carga correspondientes al sismo del 19S2017 son mayores que los niveles correspondientes al sismo S5SA8 en los modelos estructurales AB, DM y BRB, además, se aprecia que la energía disipada en el modelo BRB es mayor, pues los lazos de histéresis abarcan una mayor área. Aún así, estos lazos de histéresis son estables ante ciclos sucesivos. Por otra parte, el comportamiento presentado en el edificio equipado con amortiguadores (modelo DM) es similar al del sismo S5SA8.

El sismo del 19S2017 afectó principalmente a estructuras de periodos menores a 1s (Ruiz et al., 2020), por lo que es congruente tener una respuesta estructural mayor en los modelos AB, DM y BRB, mientras que, en los modelos equipados con sistemas de aislamiento se presenta una respuesta menor.



**Figura 7.6.** Lazos de histéresis  $V_o - \Delta_1$  correspondientes al sismo del 19S2017

## 7.2 RESPUESTA SÍSMICA ASOCIADA A LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

Los resultados que permiten caracterizar la respuesta de los contenidos y elementos no estructurales son: el factor de amplificación de la aceleración máxima del terreno, así como los espectros de azotea, los cuales se discuten a continuación.

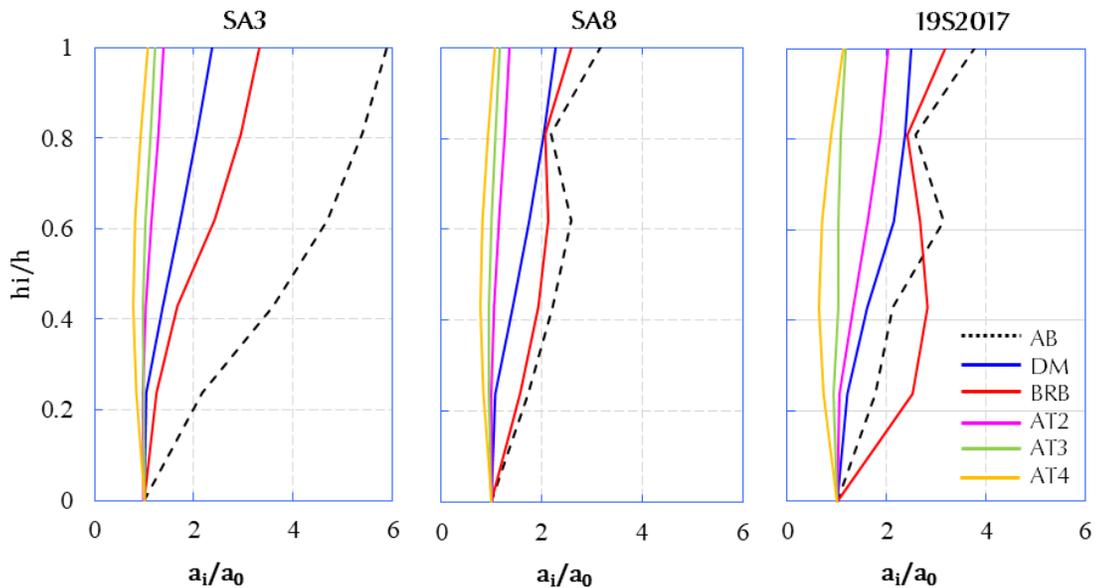
### 7.2.1 FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE LA ACELERACIÓN MÁXIMA DEL TERRENO

En la tabla 7.5 se presenta la altura normalizada ( $h_i/h$ ) contra los factores máximos promedio de amplificación con respecto la aceleración máxima del terreno ( $a_i/a_0$ ) para las intensidades SA3, SA8 y el sismo del 19S2017. Asimismo, en la figura 7.7 se indica la distribución por nivel de la amplificación promedio de las aceleraciones correspondientes a estos sismos.

Se aprecia que, en los sismos con intensidades SA3 y SA8 todas las alternativas de rehabilitación permiten la disminución en la amplificación de la aceleración del terreno y una distribución más uniforme de esta. Sin embargo, para el sismo del 19S2017 la alternativa de rehabilitación con dispositivos BRB tiene amplificaciones incluso mayores que la estructura original en los tres primeros pisos y sin una distribución uniforme. En las gráficas de la figura 7.7 nuevamente se confirma que las estructuras con periodos menores a 1s serían las mayormente afectadas ante un sismo con las mismas características que el sismo del 19S2017.

**Tabla 7.5** Factores de amplificación de la aceleración máxima del terreno

Modelo	$a_i/a_0$		
	SA3	SA8	19S2017
AB	7.68	4.28	3.77
DM	2.37	2.27	2.49
BRB	4.56	3.14	3.18
AT2	1.56	1.51	2.03
AT3	1.47	1.49	1.18
AT4	1.25	1.25	1.12


**Figura 7.7.** Distribución por nivel de las amplificaciones de la aceleración del terreno por nivel correspondientes a las intensidades SA3, SA8 y al sismo del 19S2017

### 7.2.2 ESPECTROS DE PISO (AZOTEA)

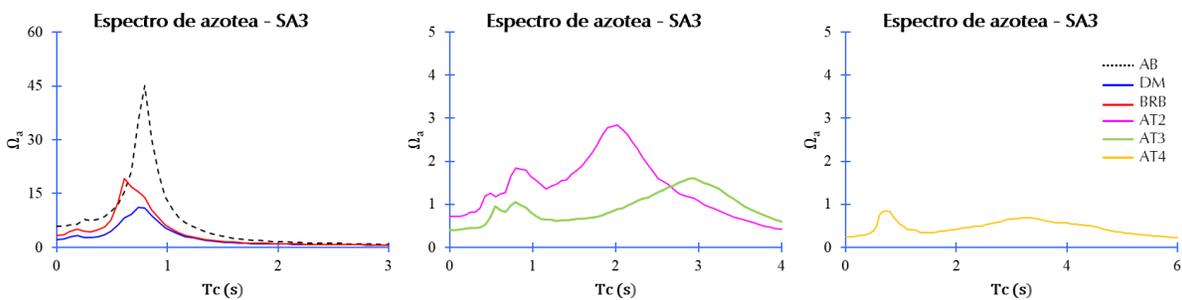
Para evaluar la respuesta de los posibles componentes no estructurales dentro de la edificación con distintos periodos  $T_c$  se obtienen los espectros de piso (azotea) correspondientes a los sismos con intensidad SA3 (figura 7.8), SA8 (figura 7.8) y el sismo del 19S2017 (figura 7.10). Estos espectros de respuesta están en función del parámetro  $\Omega_a$  que se define según la ecuación 7.1.

$$\Omega_a = \frac{a_{Tc}}{a_0} \quad \text{ec. 7.1}$$

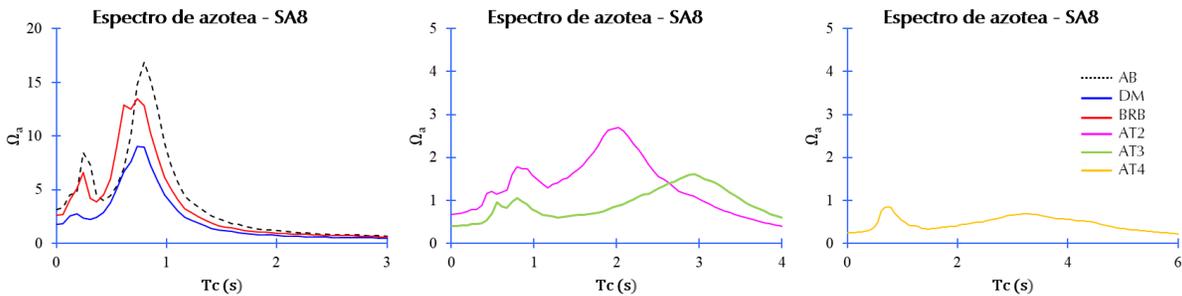
Donde  $a_{Tc}$  es la aceleración espectral correspondiente a un componente estructural con periodo  $T_c$  a nivel de azotea y  $a_0$  es la aceleración máxima del terreno. Para realizar esta evaluación se emplea el espectro de azotea, puesto que este es el que presenta las mayores ordenadas comparado con los de pisos inferiores.

En los modelos AB, DM y BRB se aprecia que la respuesta asociada a los elementos no estructurales tiene mayor impacto en componentes cuyo periodo  $T_c$  oscila entre 0.5s y 1s. En sismos de menor intensidad, tales como los sismos con intensidad SA3 se presenta una reducción considerable en esta respuesta, algo que no sucede para sismos de mayor intensidad, como los sismos con intensidad SA8 y el sismo del 19S2017. En los modelos estructurales con sistemas de aislamiento, la reducción de esta respuesta es significativa para cada uno de los sismos analizados.

En general, la respuesta sísmica de un componente estructural con periodo  $T_c$  no es afectada por la presencia de amortiguadores o diagonales restringidas al pandeo cuando la intensidad de un sismo es relativamente grande. En los modelos equipados con sistemas de aislamiento, esta respuesta si disminuye considerablemente.



**Figura 7.8.** Espectros de piso (azotea) para el sismo de intensidad SA3



**Figura 7.9.** Espectros de piso (azotea) para el sismo de intensidad SA8

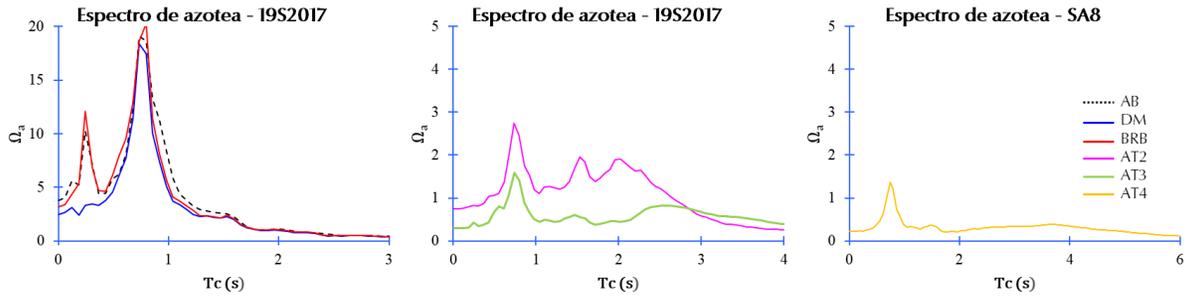


Figura 7.10. Espectros de piso (azotea) para el sismo del 19S2017

### 7.3 RESPUESTA DE LOS DISPOSITIVOS DE CONTROL

Los parámetros que definen el comportamiento de los dispositivos de control son su deformación máxima y la carga axial máxima. A continuación, se describe el comportamiento de estos dispositivos de control.

#### 7.3.1 MODELO DM

En la tabla 7.6 se presentan los valores máximos de deformación y carga axial en los amortiguadores, en la figura 7.11 se presentan los lazos de histéresis generados en estos dispositivos para el acelerograma de la figura 5.4, así como para el acelerograma del sismo del 19S2017. Se aprecian niveles de deformaciones similares para ambos casos y comportamiento prácticamente estable ante ciclos sucesivos. Sin embargo, los lazos de histéresis correspondientes al sismo del 19S2017 abarcan una mayor área, significando mayor disipación de energía por medio del dispositivo.

Tabla 7.6 Deformaciones y carga axial máxima en los amortiguadores

Sismo	Deformación (mm)	P (kN)
S5SA8	6.06	102.6
19S2017	6.61	131.1

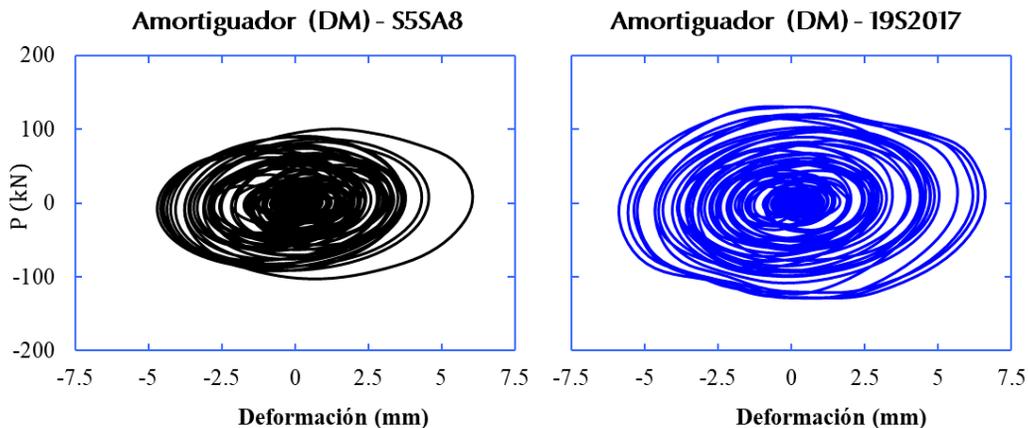


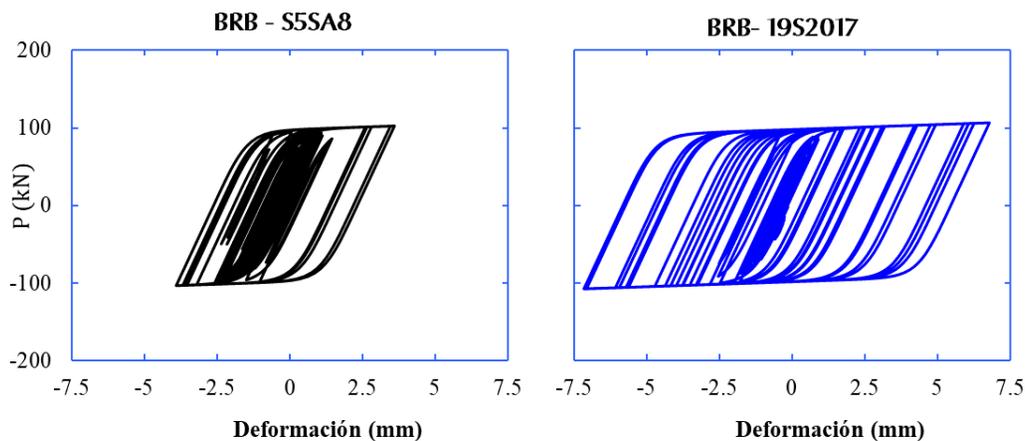
Figura 7.11. Lazos de histéresis de los amortiguadores viscosos, sismo S5SA8 y sismo del 19S2017

### 7.3.2 MODELO BRB

En la tabla 7.7 se presentan los valores máximos de deformación y carga axial en los amortiguadores lineales y en la figura 7.12 se presentan los lazos de histéresis generados en estos dispositivos para el acelerograma de la figura 5.4, así como para el acelerograma del sismo del 19S2017. En este modelo se presentan niveles similares de carga axial para ambos casos, sin embargo, durante el sismo del 19S2017 existen niveles de deformación mayores, asimismo, se observa mayor disipación de energía.

**Tabla 7.7** Deformaciones y carga axial máxima en los BRB

Sismo	Deformación (mm)	P (kN)
S5SA8	3.91	103.00
19S2017	7.16	107.18



**Figura 7.12.** Ciclos de histéresis de las diagonales restringidas al pandeo (BRB), sismo S5SA8 y sismo 19S2017

### 7.3.3 MODELOS AT2, AT3 Y AT4

Los dos parámetros que caracterizan la respuesta de los dispositivos de control en los modelos AT2, AT3 y AT4 son su deformación y carga axial máxima, valores que se presentan en la tabla 7.8 para el sismo S5SA8 y el sismo del 19S2017. De estos resultados se aprecia que los niveles de deformación aumentan con la flexibilidad de la estructura, mientras los niveles de carga disminuyen. En general, estos sistemas presentan niveles de carga y de deformación similares ante ambos sismos.

**Tabla 7.8** Deformaciones y carga axial en los sistemas de aislamiento

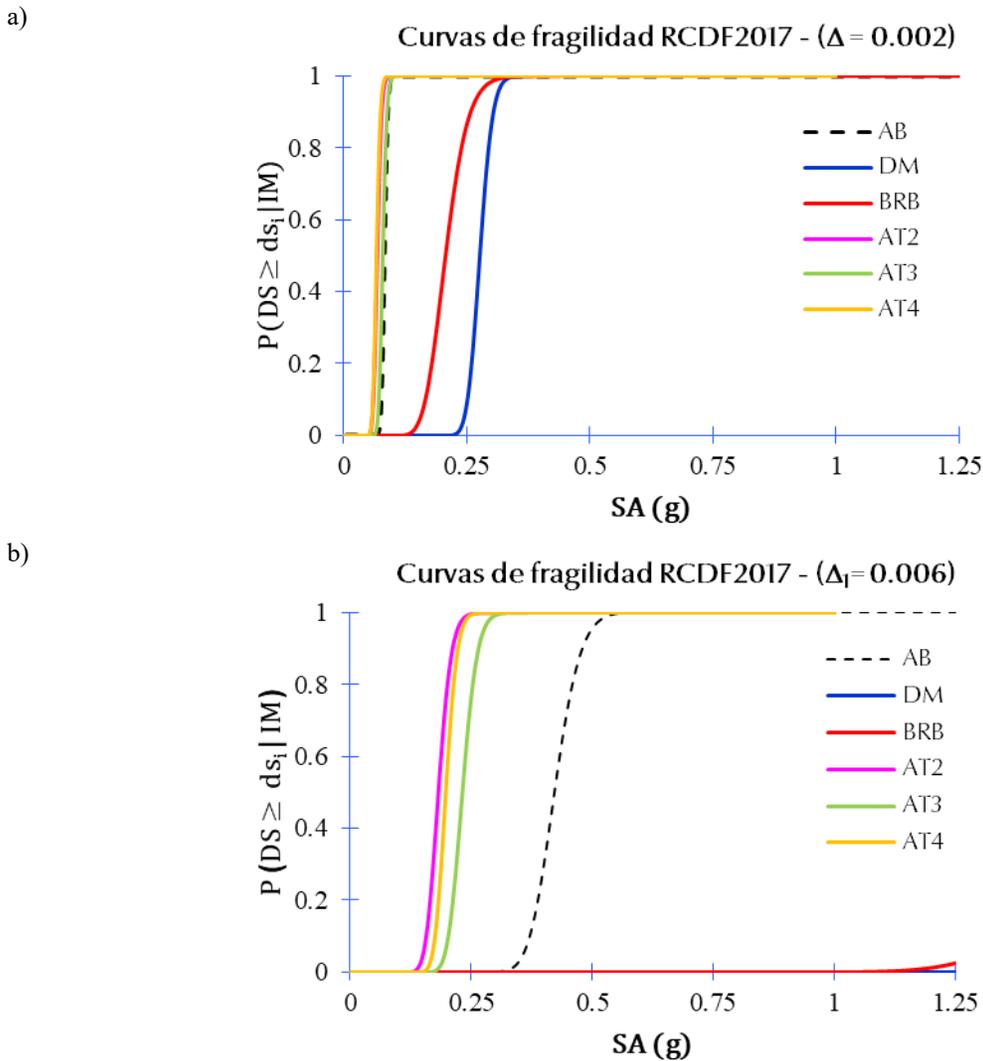
Sismo	AT2		AT3		AT4	
	Deformación (mm)	P (kN)	Deformación (mm)	P (kN)	Deformación (mm)	P (kN)
S5SA8	10.85	623.66	23.94	562.66	41.57	532.04
19S2017	10.58	608.10	23.77	558.62	41.53	531.64

### 7.4 FUNCIONES DE FRAGILIDAD

Con el procedimiento descrito en la sección 3.5 se calculan las funciones de fragilidad asociadas a los estados límite de la tabla 2.2. Se obtienen así, tres conjuntos con seis curvas cada uno.

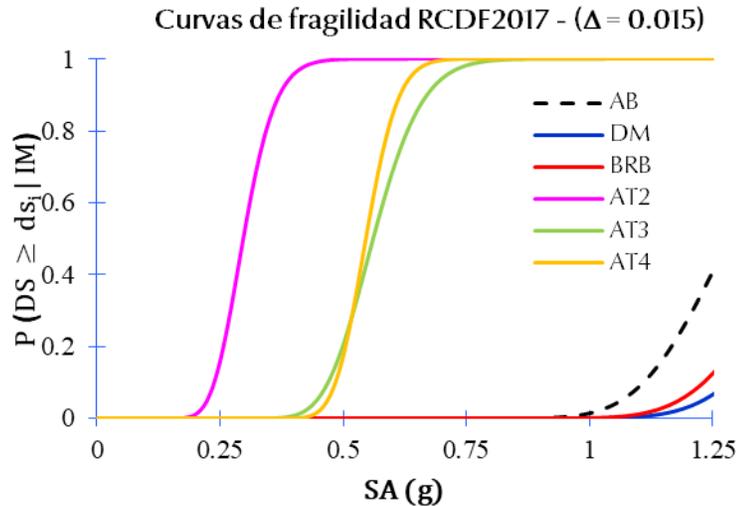
- Conjunto de curvas de fragilidad asociadas al estado límite de servicio ( $DS = 1$ , distorsión de entrepiso máxima  $\Delta = 0.002$ ).
- Conjunto de curvas de fragilidad asociadas al estado límite de falla para el primer nivel ( $DS = 2$ , distorsión de entrepiso máxima  $\Delta_1 = 0.006$ ).
- Conjunto de curvas de fragilidad asociadas al estado límite de falla pasa los niveles superiores (distorsión de entrepiso máxima  $\Delta = 0.015$ ).

Estos conjuntos de curvas se presentan en la figura 7.13.



**Figura 7.13.** Curvas de fragilidad asociadas a (a) estado límite de servicio  $DS = 1$ , (b) estado límite de falla para el primer nivel  $DS = 2$  y (c) estado límite de falla para niveles superiores  $DS = 3$

c)



**Figura 7.13.**Continuación

Se aprecia que, la implementación de amortiguadores o diagonales restringidas al pandeo recorre las curvas de fragilidad hacia la derecha en todos los casos, implicando que el edificio con estos dispositivos es menos frágil que la estructura original. El mayor efecto de estos dispositivos se presenta en el primer nivel, específicamente en el estado límite de falla con valor de  $\Delta_1 = 0.006$ , donde para comenzar a tener probabilidades de llegar a este, deben alcanzarse niveles de intensidad sísmica mayores a  $1.0 g$ .

## 7.5 COMPARACIÓN CON DE LAS CURVAS DE FRAGILIDAD CON EL ESPECTRO DE PELIGRO UNIFORME

El análisis directo de las curvas de fragilidad obtenidas no permite hacer una comparación clara entre cada una de las alternativas de rehabilitación, ya que, en los modelos del edificio equipado con sistemas de aislamiento, las curvas de fragilidad se recorren hacia la izquierda, con respecto a las curvas de la estructura original.

Por lo anterior, en este apartado se comparan las curvas de fragilidad obtenidas con los Espectros de Peligro Uniforme (EPU) asociados a los estados límites de servicio y de falla en el sitio GR-27. Para esto se obtiene el valor de la aceleración espectral ( $SA$ ) en los EPU correspondiente a cada periodo estructural de los modelos y posteriormente, la probabilidad de alcanzar el valor de  $SA$  asociado a cada estado límite por medio de las curvas de fragilidad. Los EPU del sitio se presentan en la figura 7.14 y en las gráficas de la figura 7.15 se presentan las probabilidades de alcanzar los estados límite de (a) servicio, (b) falla en el primer entrepiso del edificio y (c) falla en los entrepisos superiores para cada uno de los seis modelos estructurales.

Se aprecia en la figura 7.16 que la estructura en condiciones originales tiene un cien por ciento de probabilidad de alcanzar el estado límite de servicio, así como de alcanzar el estado límite de falla en el primer entrepiso, mientras que en los entrepisos superiores únicamente existe 0.1% de probabilidad de alcanzar este estado. Cuando se rehabilita la estructura con alguna de las alternativas, se elimina casi completamente la posibilidad de alcanzar el estado límite servicio y el estado límite de falla, tanto en el primer entrepiso, como en los entrepisos superiores.

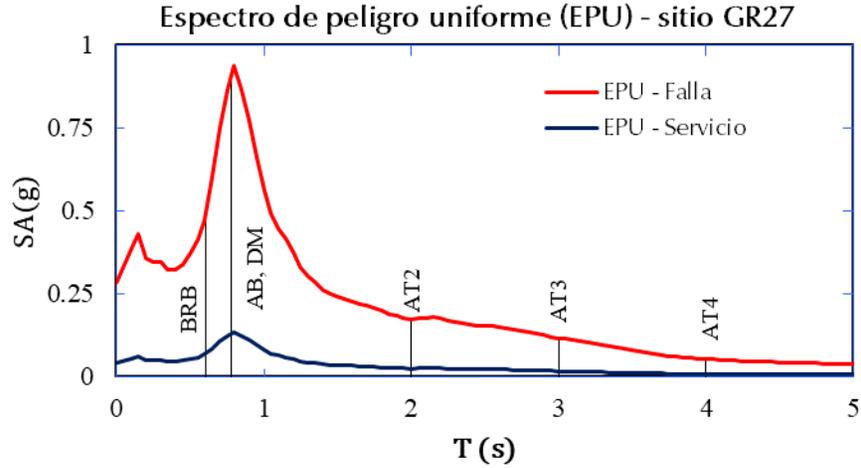


Figura 7.14. Espectros de peligro uniforme de los estados límites de falla y de servicio y su correspondiente aceleración espectral para cada modelo estructural

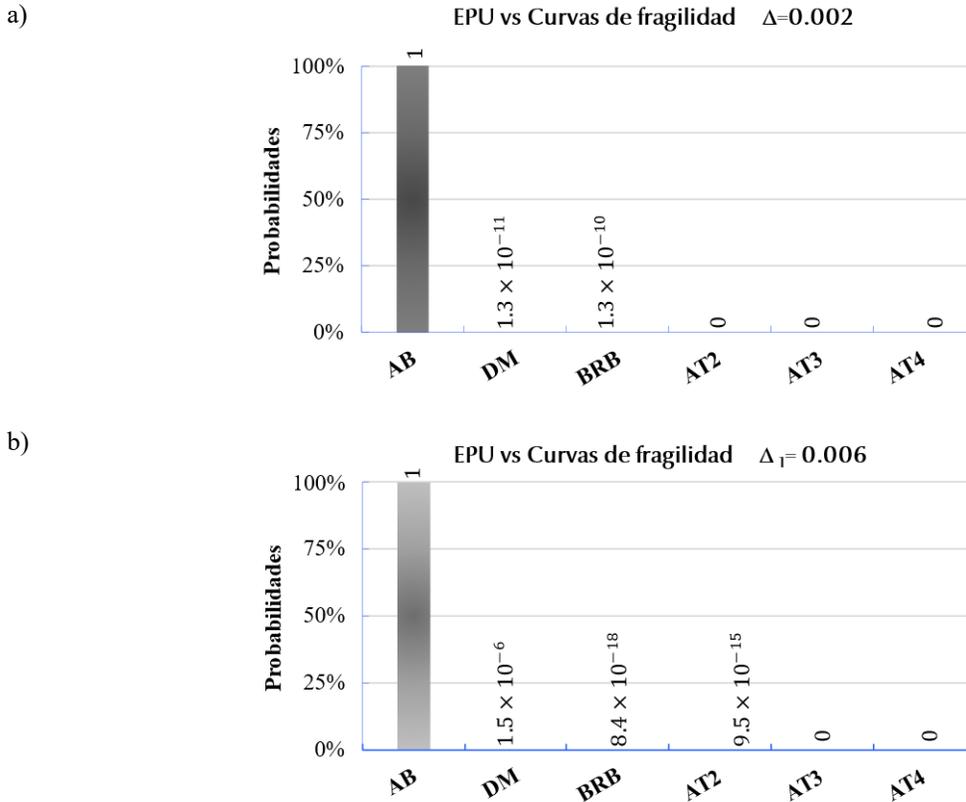


Figura 7.15. Probabilidades de alcanzar (a) el estado límite de servicio, (b) el estado límite de falla en el primer nivel y (c) el estado límite de falla en los niveles superiores

c)

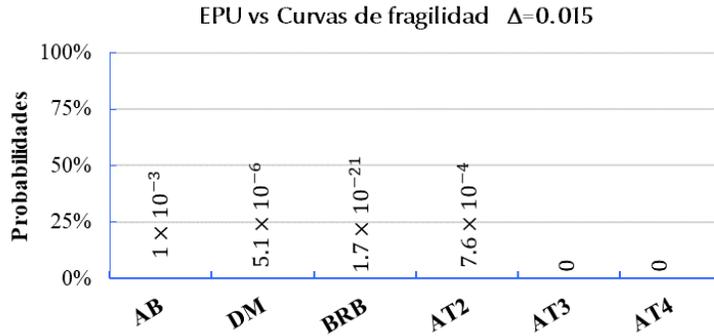


Figura 7.15 Continuación

### 7.6 COMPARACIÓN DE LA REDUCCIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA

Finalmente, en esta sección se comparan las variaciones de la respuesta sísmica de los modelos en términos de porcentaje con respecto a la estructura original, considerando los casos donde se presenta comportamiento lineal (intensidad SA3) y comportamiento no lineal (intensidad SA8 y sismo 19S2017). En las tablas 7.9 y 7.10 se presentan los porcentajes de reducción de la respuesta sísmica con respecto a la estructura original cuando se presenta comportamiento lineal y cuando se presenta comportamiento no lineal, respectivamente. Los porcentajes de la tabla 7.10 corresponden al menor valor de la reducción de la respuesta sísmica comparando los sismos de intensidad SA8 y el sismo del 19S2017.

Tabla 7.9 Porcentajes de reducción de la respuesta sísmica con respecto a la estructura original en comportamiento lineal

Modelo	$u_T$	$\Delta_1$	$\Delta_{m\acute{a}x}$	$V_0$	$a_i/a_0$	$\Omega_a$
DM	74.1	84.6	69.9	61.7	69.1	75.5
BRB	64.1	92.9	59.8	51.0	40.6	35.1
AT2	33.5	19.7	19.7	35.8	79.7	86.8
AT3	42.7	33.8	33.8	50.4	80.8	94.1
AT4	40.8	33.4	33.4	56.2	83.7	97.6

Tabla 7.10 Porcentajes de reducción de la respuesta sísmica con respecto a la estructura original en comportamiento no lineal

Modelo	$u_T$	$\Delta_1$	$\Delta_{m\acute{a}x}$	$V_0$	$a_i/a_{sm\acute{a}x}$	$\Omega_a$
DM	35.1	58.9	27.9	aumenta 9.8%	34.1	4.1
BRB	27.2	54.3	14.1	aumenta 28.1%	15.7	aumenta 6.1%
AT2	48.7	42.6	47.9	30.2	46.1	71.7
AT3	63.3	61.9	65.4	57.9	65.3	84.2
AT4	75.6	75.3	77.6	75.9	70.2	92.8

## CAPÍTULO 8. FUNCIONES DE VULNERABILIDAD Y ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS ALTERNATIVAS DE REHABILITACIÓN

### 8.1 ANÁLISIS ECONÓMICO

Para evaluar los costos de implementación de cada una de las alternativas primeramente se calcula el costo de la estructura convencional en los años 1977 y 2022, empleando la ec. 8.1.

$$M_2 = M_1(1 + i)^N \quad \text{ec. 8.1}$$

donde  $M_2$  es el valor futuro de la cantidad presente  $M_1$ ,  $i$  es una tasa de descuento cuyo valor se determina por medio del Índice Nacional de Precios al Consumidor y  $N$  es el número de periodos transcurridos.

Para la conversión de las cantidades monetarias analizadas en el tiempo se considera un valor de  $N = 46$  años (correspondiente al número de años entre enero de 1977 y enero de 2022) y una tasa anual  $i = 2.874\%$ .

#### 8.1.1 COSTO DE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL

El costo de la estructura convencional se determina empleando la información existente del edificio, así como distintos costos paramétricos (en el apéndice C se anexa el catálogo de conceptos de la edificación). Estos costos corresponden a una estructura de uso habitacional de nivel socioeconómico medio y se resumen en la tabla 8.1, cabe destacar que estos importes no incluyen sobrecosto, son únicamente a costo directo.

**Tabla 8.1** Importes de construcción de la estructura original en los años 1977 y 2022

Partida	Importe (moneda nacional) 1977	Importe (moneda nacional) 2022
Superestructura	\$400,887.63	\$1,394,565.15
	\$201,600.98	\$701,307.98
Albañilería	\$223,770.69	\$778,429.63
Instalaciones eléctricas	\$116,292.68	\$404,546.57
Instalaciones hidro-sanitarias	\$847,488.43	\$2,948,152.37
Acabados		
<b>Importe total</b>	<b>\$1,790,040.41</b>	<b>\$6,227,001.70</b>

#### 8.1.2 COSTOS DE IMPLEMENTACIÓN DE LAS ALTERNATIVAS DE REHABILITACIÓN

En la tabla 8.2 se resumen los importes de la implementación de cada una de las alternativas de rehabilitación y su porcentaje, estos importes son únicamente a costo directo. La alternativa de rehabilitación con diagonales restringidas al pandeo resulta más económica, debido a que se ha propuesto su fabricación en obra. La alternativa de rehabilitación con amortiguadores tiene un costo mayor, pues

es de un proveedor certificado e incluye garantía de funcionamiento de estos dispositivos. Finalmente, la rehabilitación con sistemas de aislamiento encarece bastante el costo del edificio, pues el procedimiento constructivo por la colocación de estos dispositivos es complejo, tardado y tiene un precio elevado, aunado a eso, el costo de estos dispositivos también es considerable, pues son de un proveedor certificado.

**Tabla 8.2** Costos de las alternativas de rehabilitación

Alternativa	Importe de implementación (moneda nacional)	% costo estructura original	Costo estructura y rehabilitación (moneda nacional)
Amortiguadores	396,900.00	6.37	6,623,901.70
BRB	13,650.00	0.22	6,240,651.70
Sistema de aislamiento	2,801,400.00	44.99	9,028,401.70

## 8.2 FUNCIONES DE VULNERABILIDAD

Para relacionar el comportamiento de cada uno de los modelos estudiados con una medida de daño relativa, se propone un porcentaje del costo total de la edificación asociado cada estado de daño  $DS$  definido. Este porcentaje se calcula dividiendo el costo de reacondicionamiento en cada una de las configuraciones estructurales y para cada estado de daño entre el costo total de reconstrucción.

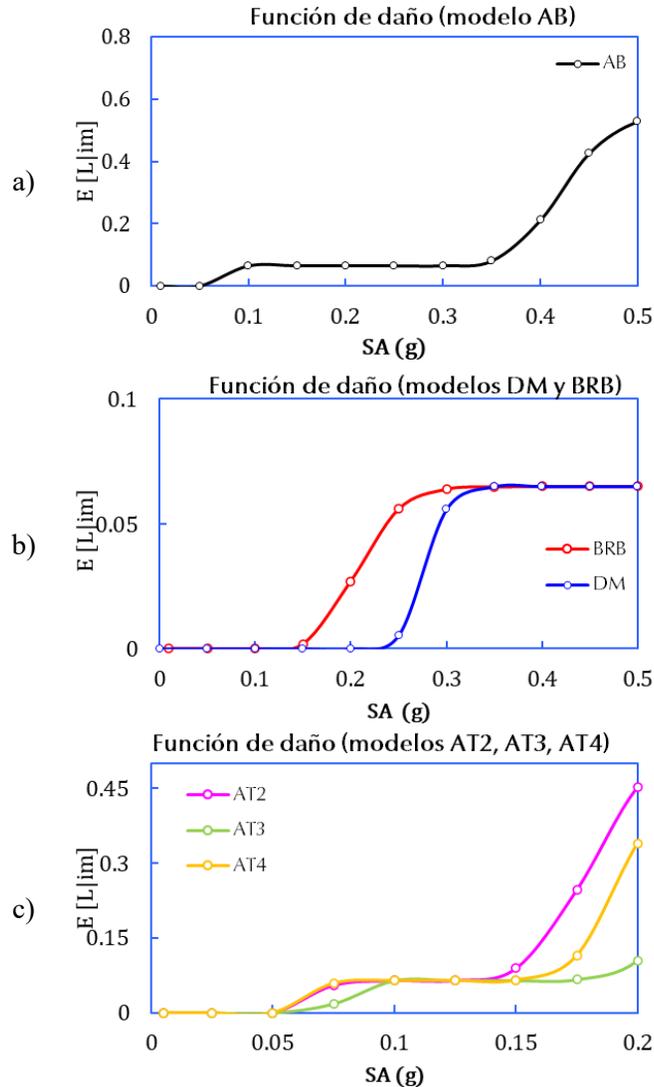
En la figura 8.1 se presentan las curvas de vulnerabilidad obtenidas por medio de la ecuación 3.2 para los tres estados de daño  $DS$  estudiados (definidos previamente en la sección 2.2). Estas curvas indican el nivel de daño esperado. Los resultados de este análisis se limitan a valores de  $SA$  menores que 0.5g (modelos AB, DM y BRB) y 0.25 g (para los modelos del edificio equipado con un sistema de aislamiento), puesto que los valores asociados a valores de  $SA$  mayores a 0.5g permanecen constantes.

Se aprecia que, la adición de amortiguadores o diagonales restringidas al pandeo implica una edificación mucho menos vulnerable que la estructura original. Respecto a los edificios equipados con sistemas de aislamiento, debido al su periodo estructural se espera alcanzar valores de  $SA$  menores, por lo que, si las curvas de vulnerabilidad se comparan con el Espectro de Peligro Uniforme de sitio, también se apreciará un nivel de vulnerabilidad mucho menor que el de la estructura original.

## 8.3 COMPARACIÓN DE LAS ALTERNATIVAS DE REHABILITACIÓN

A continuación, se realiza una comparación entre los resultados obtenidos en el capítulo 7 contra los costos y procedimientos de implementación de cada alternativa de rehabilitación. Estas comparativas se presentan en la tabla 8.3.

Aunque la condición de planta baja débil se mitiga en mayor o menor grado en todos los casos, cada alternativa de rehabilitación presenta sus desventajas. La principal desventaja del modelo DM es que provoca un aumento en la fuerza cortante basal del orden del 10%, aunque reduce la fragilidad y vulnerabilidad de la estructura en gran medida, sería necesario evaluar la resistencia de la cimentación y en su caso, podría plantearse un reforzamiento de esta, aunque esto conlleva una inversión monetaria mayor a la originalmente considerada para esta alternativa.



**Figura 8.1.** Curvas de vulnerabilidad para tres estados de daño en los modelos a) AB (estructura original), b) DM (edificio equipado con amortiguadores viscosos) y BRB (edificio equipado con diagonales restringidas al pandeo) y c) AT2, AT3 y AT4 (edificio equipado con un sistema de aislamiento, para diferentes periodos estructurales)

Para el modelo BRB se tiene un aumento de la fuerza cortante basal cercano al 30%, este aumento es tres veces mayor que el aumento en el modelo DM. Otra desventaja de este modelo es que se presentan amplificaciones en la respuesta asociada a los elementos no estructurales. Por lo anterior, nuevamente es necesario revisar si la cimentación realmente resiste el aumento de fuerza cortante y si en esta edificación no existen componentes que sean sensiblemente afectados por esta condición. Otra desventaja importante de este modelo es la limitación del uso del primer piso debido a la implementación de estos dispositivos, además se está proponiendo una fabricación en obra o en taller de estos elementos, por lo que no existe una garantía de funcionamiento de un proveedor y deberán realizarse pruebas experimentales para determinar si el comportamiento de estos dispositivos es satisfactorio.

Las alternativas de rehabilitación con sistemas de aislamiento proporcionan una mejora total en la tanto en la respuesta sísmica de la estructura principal como en la respuesta asociada a los elementos no estructurales, en este aspecto, sería conveniente si en la estructura se encontraran componentes altamente sensibles. Otra ventaja importante, es que no se limita el uso de la estructura en el primer nivel. Sin embargo, los costos de implementación son bastante elevados y para un edificio habitacional de clase media puede no ser tan redituable esta inversión. Además, la ejecución de estos trabajos es riesgosa, abarca tiempos mayores y estrictamente debe ser realizada por personal altamente calificado, para evitar cualquier riesgo o accidente durante y después de los trabajos.

**Tabla 8.3** Análisis comparativo de las alternativas de rehabilitación

<b>Modelo</b>	<b>Respuesta estructural</b>	<b>Implementación y costo</b>
	Ventajas	Reducción significativa de los desplazamientos laterales, mitigación del comportamiento de planta baja débil. Reducción de la fragilidad y vulnerabilidad de la estructura.
	Desventajas	Aumento del cortante basal del orden de 10%.
DM	Ventajas	Reducción significativa de los desplazamientos laterales, mitigación parcial del comportamiento de planta baja débil. Reducción de la fragilidad y vulnerabilidad de la estructura.
	Desventajas	Aumento del cortante basal en el orden de 30% y de la respuesta asociada a los elementos no estructurales. Debe revisarse si la cimentación existente tiene la resistencia adecuada considerando este incremento de cortante.
BRB	Ventajas	Disminución significativa de la respuesta sísmica de la estructura y la respuesta sísmica asociada a elementos no estructurales, reducción considerable de la probabilidad de alcanzar los estados límite de servicio y de falla y mitigación del comportamiento de planta baja débil.
	Desventajas	-
AT2, AT3, AT4		El costo de implementación de estos dispositivos es bastante elevado comparado con la estructura original y debido al tipo de uso de la edificación (habitacional de clase intermedia) podría no ser tan conveniente esta inversión. El método de instalación es riesgoso y debe ser realizado por empresas

Modelo	Respuesta estructural	Implementación y costo
		altamente calificadas, además el tiempo de ejecución de los trabajos es demasiado y se restringe la ocupación del edificio.

#### 8.4 PROPUESTA DE ALTERNATIVA DE REHABILITACIÓN

Derivado de los análisis realizados en este capítulo y en el capítulo 7 **se propone la implementación del modelo DM (edificio equipado con amortiguadores viscosos) como la alternativa óptima para rehabilitación.** A continuación, se justifica esta elección y se enuncian algunas consideraciones para su implementación.

- Referente a la respuesta estructural: esta alternativa permite la reducción de los desplazamientos laterales de manera significativa, de igual manera reduce la fragilidad y la vulnerabilidad.
- Referente a la ocupación de espacio: debido a la configuración elegida (marco chevron), se optimiza el espacio, evitando restringir casi totalmente la circulación (como en el caso del modelo BRB).
- La instalación puede ser ejecutada por el proveedor de estos dispositivos, garantizando un proceso constructivo correcto.
- Referente al aspecto económico, aunque esta no es la alternativa con menor impacto monetario, su implementación únicamente representa un 6.37% de la edificación.

Sin embargo, se hace hincapié en que esta alternativa representa un 10% de aumento en la fuerza cortante basal, por lo que debe revisarse la resistencia de la cimentación en la edificación y en su caso, evaluar la posibilidad de su refuerzo.

---

## CONCLUSIONES

En este estudio se evaluó la viabilidad de rehabilitar un edificio habitacional existente con planta baja débil desplantado la Zona de Transición de la Ciudad de México rehabilitado con sistemas de control para la protección sísmica en su primer nivel en términos de la respuesta sísmica de la estructura principal, la respuesta sísmica asociada a los elementos no estructurales y la respuesta de los dispositivos de control sísmico. Se analizaron cuatro configuraciones estructurales: 1) estructura sin rehabilitar, 2) estructura rehabilitada con dispositivos de amortiguamiento viscoso (con configuración de marco chevron), 3) estructura rehabilitada con diagonales de pandeo restringido y 4) estructura rehabilitada con sistema de aislación sísmica para diferentes periodos estructurales. Para cada configuración se desarrollaron funciones de fragilidad numéricas utilizando análisis dinámicos incrementales (IDA) y un conjunto de datos significativos de movimientos de suelo, de igual manera, se desarrollaron funciones de vulnerabilidad.

En general, se encontró que las estructuras de vivienda existentes con planta baja débil diseñadas con el reglamento de construcciones de 1976 representan un comportamiento estructural inadecuado y deficiente.

Con base en los cálculos realizados y en el análisis de los resultados obtenidos, se concluye lo siguiente:

- En las alternativas donde el periodo estructural  $T_1$  es menor a 1s, la respuesta estructural es mayor durante el sismo del 19S2017 que durante los sismos de análisis con intensidad SA8, mientras que en las alternativas donde  $T_1$  es mayor a 1s la respuesta del sismo del 19S2017 es menor.
- Con todas las alternativas consideradas se mitiga la concentración de deformaciones laterales en el primer nivel y se obtiene una distribución uniforme de estas deformaciones en toda la altura del edificio.
- Las curvas de fragilidad indican que la probabilidad de excedencia de los estados límite de servicio y de falla es mínima cuando se implementa cualquiera de las alternativas de rehabilitación. De igual manera, la vulnerabilidad del edificio se reduce de manera significativa cuando se implementa cualquiera de las alternativas de rehabilitación.
- El comportamiento estructural óptimo se presenta en las estructuras con de sistemas de aislamiento implementados.
- Se considera como alternativa óptima desde los puntos de vista estructural, funcional y económico a la implementación de amortiguadores viscosos con la configuración de marco chevron. Aunque en esta alternativa se presenta un aumento en la fuerza cortante basal esta es únicamente de 10% (a diferencia de la alternativa de implementación de diagonales BRB), por lo que tendrían que hacerse menores consideraciones para la evaluación de la resistencia de la cimentación.
- La opción de implementación de diagonales restringidas al pandeo no es prácticamente viable, a menos que la cimentación actual tenga la capacidad de carga adecuada y no existan contenidos o elementos no estructurales sensibles a las aceleraciones de piso.
- Las opciones de rehabilitación con sistemas de aislamiento no son totalmente viables desde el punto de vista económico, se requiere una inversión monetaria considerable y la limitación del uso de la estructura durante el proceso de rehabilitación, lo que implica una pérdida económica adicional por su desocupación. Por otra parte, si el valor de la construcción fuera mayor o si dentro de ella se encontraran componentes sensibles cuyo daño generara una pérdida económica considerable, la rehabilitación con aisladores podría ser viable económicamente.

---

## Referencias

- Agarwal, J. (2013). Structural vulnerability analysis of civil infrastructure facing seismic hazards. *Woodhead Publishing in Materials*, 209-228. <https://doi.org/10.1533/9780857098986.2.209>
- Ahumada Villafaña, J. L. (2010). Sistemas de control en estructuras. *INGE CUC, Revista de la Facultad de Ingeniería*, 79-84.
- Bazán, E., & Meli, R. (2004). *Diseño sísmico de edificios*. México: Limusa Noriega Editores.
- Bertero, V. V., Mahin, S. A., & Herrera, R. A. (1978). Aseismic design implications of near-fault san fernando earthquake records. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 6, 31-42. <https://doi.org/> <https://doi.org/10.1002/eqe.4290060105>
- Black, C. J., Makris, N., & Aiken, I. D. (2004). Component Testing, Seismic Evaluation and Characterization of Buckling-Restrained Braces. *Journal of Structural Engineering*, 130(6), 31-42. <https://doi.org/> [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2004\)130:6\(880\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:6(880))
- Castaldo, P. (2014). *Integrated Seismic Design of Structure and Control Systems*. Springer Tracts in Mechanical Engineering.
- Chan Dorado, S. M., Ruíz Gómez, S. E., & Montiel Ortega, M. A. (2005). Escalamiento de acelerogramas y número mínimo de registros requeridos para el análisis de estructuras. *Revista de Ingeniería Sísmica*(72), 1-24.
- Chopra, A. K. (2012). *Dynamics of Structures* (4 ed.). Prentice Hall.
- Chopra, A. K., Clough, D. P., & Clough, R. W. (1972). Earthquake resistance of buildings with a 'soft' first storey. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 1(4), 347-355. <https://doi.org/> <https://doi.org/10.1002/eqe.4290010405>
- Constantinou, M. C., Symans, M. D., & Tsopelas, P. (1993). *Fluid viscous dampers in applications of seismic energy dissipation and seismic isolation*. Nueva York: Taylor Devices, Inc.
- CSI. (2019). *Software verification documentation for SAP2000*. Computers and Structures, Inc.
- Galvis, F., Miranda, E., Heresi, P., Dávalos, H., & Silos, J. R. (2017). *Preliminary Statistics of Collapsed Buildings in Mexico City in the September 19, 2017 Puebla-Morelos Earthquake*. (J. A. Center, Ed.) Stanford University.
- Hasselton, C. B., Whittaker, A. S., Hortacsu, A., Baker, J. W., Bray, J. W., & Grant, D. N. (2012). Selecting and Scaling Earthquake Ground Motions for Performing Response-History Analyses. *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*. Lisboa: Earthquake Engineering Research Institute.
- INPC. (2022). Índice Nacional de Precios al Consumidor. Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI). <https://www.inegi.org.mx/temas/inpc/>
- Jaimes Téllez, M. Á., & Reinoso Angulo, E. (2006). Comparación del comportamiento de edificios en el Valle de México ante sismos de subducción y de falla normal. *Revista de Ingeniería Sísmica*(75), 1-22.
- Jaimes Téllez, M. Á., & Reinoso, E. (2009). Criterios para obtener acelerogramas de diseño en sitios afectados por varias fuentes sísmicas usando como ejemplo el caso de terreno firme de la Ciudad de México. *Revista de Ingeniería Sísmica*(81), 1-18.
- Jaimes, M. A., Soto, A. D., & Campo, J. O. (2020). Probabilistic risk assesment on wind turbine towers subjected to cyclone wind loads. *Wind Energy*, 23, 528-546. <https://doi.org/10.1002/we.2436>
- Klembczyk, A. R. (2014). Utilizing Damping Devices to Improve Resiliency of Structures. *15th U.S. Japan Workshop on the Improvement of Structural Engineering and Resiliency Applied Technology Council*.
- Lago, A., Trabucco, D., & Wood, A. (2018). *Damping Technologies for Tall Buildings Theory, Design Guidance and Case Studies*. Butterworth-Heinemann.
- Lin II, R. G., Xia, R., & Smith, D. (2013, Octubre 7). *San Francisco offers lessons to L.A. on quake retrofitting*. Los Angeles Times: <https://www.latimes.com/local/la-me-soft-story-quake-20131008-story.html>

- Meli, R., Miranda, E., López, N. C., & López, B. O. (1986). *Evaluación de los Efectos de los Sismos de septiembre de 1985 en los Edificios de la Ciudad de México*. México: Instituto de Ingeniería.
- NEHRP Consultants Joint Venture (2015). (2015). *Selecting and Scaling Earthquake Ground Motions for Performing Response-History Analyses*. National Institute of Standards and Technology.
- NTC Cimentaciones . (2017). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones*. Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal.
- NTC Concreto. (1977). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*. Ciudad de México: Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal.
- NTC Concreto. (2017). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*. Ciudad de México: Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal.
- NTC Criterios y Acciones Sobre las Edificaciones. (2017). *Notmas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones Sobre las Edificaciones*. Ciudad de México: Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal.
- NTC Mampostería. (1977). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería*. Ciudad de México: Gaceta Oficial del Gobierno de la Ciudad de México.
- NTC Sismo. (1987). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*. Ciudad de México: Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal.
- NTC Sismo. (2004). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*. Ciudad de México: Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal.
- NTC Sismo. (2017). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*. Ciudad de México: Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal.
- Ordaz, M. (2016). Normas de diseño por sismo en México: algunas novedades interesantes. *Alternativas*, 17(3), 1390-1915.
- Oviedo, J. A., & Duque, M. P. (2006). Sistemas de control de respuesta sísmica en edificaciones. *Revista EIA*(6), 105-120.
- RCDF. (1976). *Reglamento de Construcciones del Distrito Federal*. Ciudad de México: Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal.
- RCDF. (2017). *Reglamento de Construcciones del Distrito Federal*. Ciudad de México: Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal.
- Richardson, M., & Potter, R. (1975). Viscous vs. Structural Damping in Modal Analysis. *46th Shock and Vibration Symposium*.
- Rodríguez, M. E. (2019). Interpretación de los daños y colapsos en edificaciones observados en la Ciudad de México en el terremoto del 19 de septiembre 2017. *Revista de Ingeniería Sísmica*(101), 1-18.
- Ruíz Gómez, S. E., Jiménez Jordán, R., Santos Santiago, M. A., & Orellana Ojeda, M. A. (2020). Evaluación de la fragilidad de dos soluciones de rehabilitación para un edificio con planta baja débil dañado durante el sismo 19S/2017. *Revista de Ingeniería Sísmica*(102), 1-25.
- Shome, N., & Cornell, C. A. (1999). *Probabilistic Seismic Demand Analysis of Nonlinear Structures* (Vols. Program Report No. RMS-35). (S. University, Ed.) Department of Civil and Environmental Engineering.
- Tremblay, R., Bolduc, P., Neville, R., & DeVall, R. (2006). Seismic testing and performance of buckling-restrained bracing systems. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 33(2), 183-198.
- Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2002). Incremental Dynamic Analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 491-514.
- Yin, Y.-J. (2015, Febrero 15). *Verisk*. Soft Story: A Haunting Plague to Old Buildings in Taiwan: <https://www.air-worldwide.com/blog/posts/2018/2/soft-story-a-haunting-plague-to-old-buildings-in-taiwan/>

## APÉNDICE A. INTENSIDADES SÍSMICAS

En la tabla A.1 se presentan los valores de intensidades sísmicas asociadas a diferentes tasas de excedencia para distintos periodos estructurales en el sitio de estudio GR-27 de acuerdo con lo indicado en el capítulo 6 de este trabajo.

**Tabla A.1** Valores de intensidades sísmicas asociadas a diferentes periodos de retorno y periodos estructurales en el sitio GR-27

<b>T (s)</b>	<b>Periodo de retorno</b>		<b>SA (g)</b>
0.6	$T_R = 10$ años	$\lambda_y \sim 10^{-1}$ 1/año	0.084
0.7			0.154
0.8			0.21
2.0			0.044
3.0			0.03
4.0			0.014
0.6	$T_R = 250$ años	$\lambda_y \sim 4 \times 10^{-3}$ 1/año	0.474
0.7			0.747
0.8			0.939
2.0			0.173
3.0			0.117
4.0			0.054
0.6	$T_R = 500$ años	$\lambda_y \sim 2 \times 10^{-3}$ 1/año	0.675
0.7			1.04
0.8			1.251
2.0			0.224
3.0			0.155
4.0			0.071
0.6	$T_R = 1000$ años	$\lambda_y \sim 10^{-3}$ 1/año	0.924
0.7			1.412
0.8			1.648
2.0			0.294
3.0			0.205
4.0			0.094

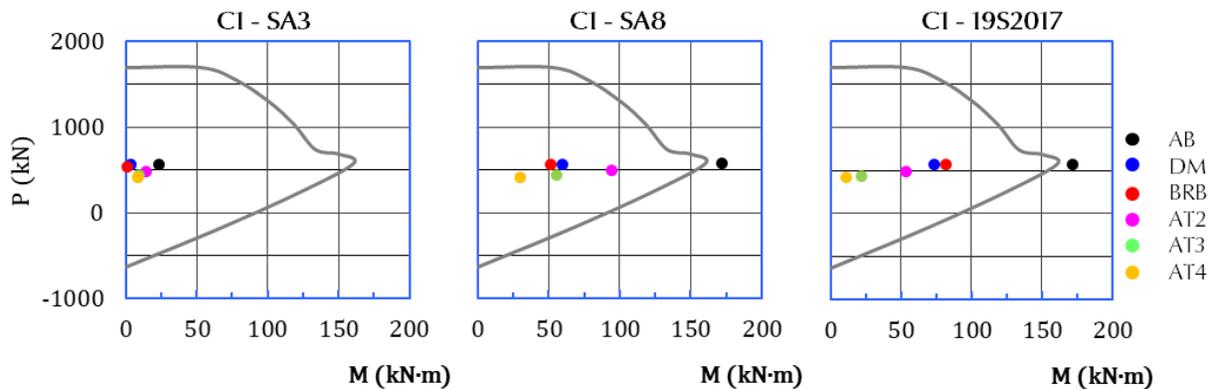
## APÉNDICE B. REVISIÓN DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES DE COLUMNAS Y TRABES

En este apartado se evalúa la respuesta de las secciones estructurales de concreto reforzado en cada uno de los modelos estructurales con base en los diagramas de interacción y de momento curvatura definidos en el capítulo 5. A continuación, se describen las consideraciones para realizar esta revisión.

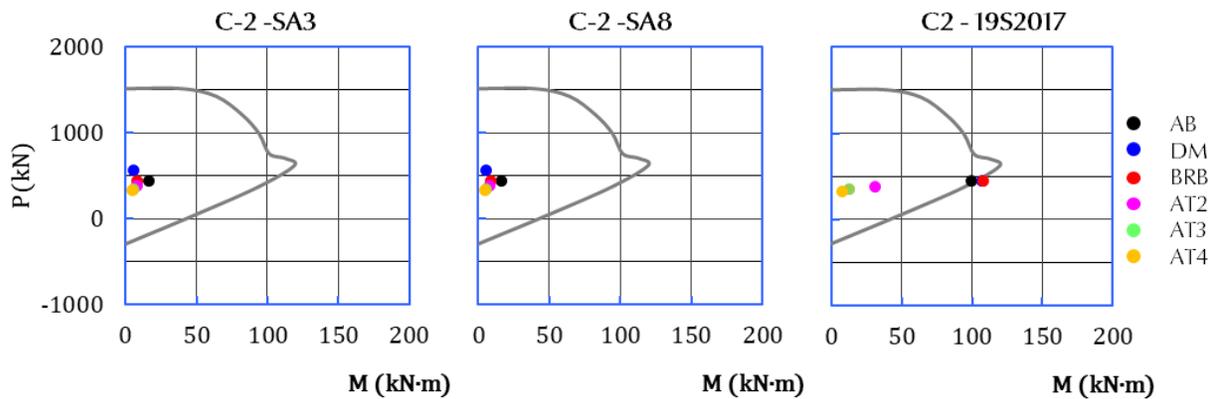
- Para la revisión de columnas se elige el promedio del mayor par de elementos mecánicos ( $M, P$ ) presentado en cada uno de los modelos estructurales y correspondiente a las intensidades SA3, SA8 y al sismo del 19S2017. Cada uno de estos pares se plasma en el diagrama de interacción y se verifica si se encuentra dentro de la zona resistente de la columna.
- Para la revisión de trabes se determina el promedio del mayor momento flector presentado en el elemento, con este valor se determina su ordenada correspondiente en el diagrama momento curvatura y se verifica si dicho momento flector se encuentra dentro del diagrama. Esta acción se realiza para cada uno de los modelos estructurales y correspondiente a las intensidades SA3, SA8 y al sismo del 19S2017.

### B.1. REVISIÓN DE LAS SECCIONES ESTRUCTURALES DE COLUMNAS

La revisión de las columnas se presenta en la figura B.1 para la sección C1 (columnas del primer nivel) y en la figura B.2 para la sección C2 (columnas de pisos superiores).



**Figura B.1.** Revisión de los elementos mecánicos de la columna C1 presentados durante (a) el sismo de intensidad SA3 (b) el sismo de intensidad SA8 y (c) el sismo del 19S2017



**Figura B.2.** Revisión de los elementos mecánicos de la columna C2 presentados durante (a) el sismo de intensidad SA3 (b) el sismo de intensidad SA8 y (c) el sismo del 19S2017

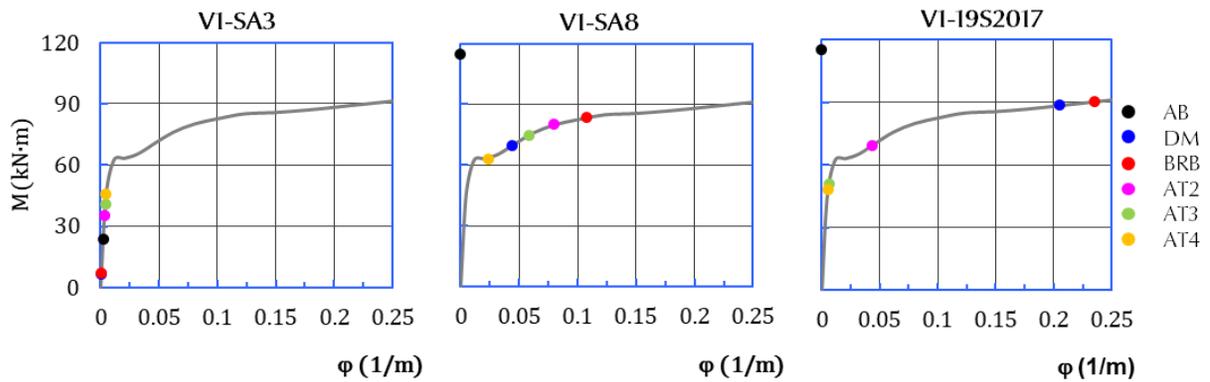
En las figuras B.1 y B.2 se observa que, durante los sismos de intensidad SA3 y SA8 en los seis modelos estructurales realizados se presenta un comportamiento favorable en las secciones de las columnas. Tratándose del sismo del 19S2017, únicamente en el modelo *AB* la sección C1 presenta un comportamiento desfavorable, mientras que en los cinco modelos estructurales restantes (donde la estructura se encuentra equipada con dispositivos de control) el comportamiento de esta sección es favorable. Sin embargo, esto es diferente para la sección C2, pues los modelos *AB*, *DM* y *BRB* tienen un comportamiento desfavorable cuando se presenta sismo con características similares al del 19S2017, pues el par de elementos mecánicos ( $P, M$ ) que se existirían en la columna se encuentra fuera del área del diagrama de interacción, indicando que la columna no tiene la resistencia adecuada y sería necesario el reforzamiento de estas secciones.

## B.2. REVISIÓN DE LAS SECCIONES ESTRUCTURALES DE TRABES

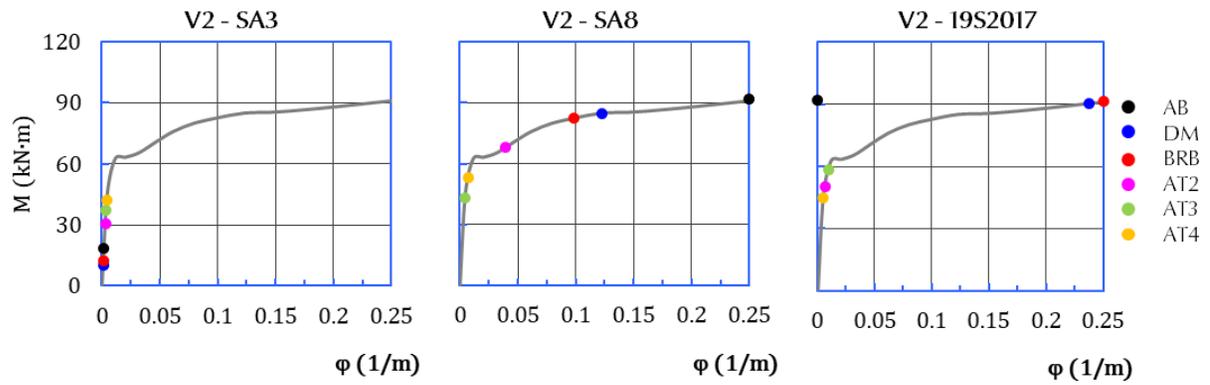
La revisión de las columnas se presenta en la figura B.3 para la sección V1 y en la figura B.4 para la sección V2.

En las figuras B.3 y B.4 se observa que, durante los sismos de intensidad SA3 en los seis modelos estructurales realizados se presenta un comportamiento favorable en las secciones V1 y V2 de las trabes, también se observa que estas permanecen en el rango lineal. Durante los sismos de intensidad SA8 en la sección V1 se observa que los cinco modelos de la estructura equipada con dispositivos de control incursionarán en el rango no lineal, asimismo se observa que, en el modelo *AB* los niveles de esfuerzos en la sección superan la resistencia de esta; para esta misma intensidad, en la sección V2 se presenta un comportamiento similar, pero con niveles de esfuerzo menores, y se encuentra que, cuatro modelos estructurales incursionan en el rango no lineal.

Finalmente, para un sismo con características similares al del 19S2017, se alcanzan niveles de esfuerzo significativos para las secciones en los modelos *AB*, *DM* y *BRB*, mientras que en, los modelos de la estructura equipada con sistemas de aislamiento, los niveles de esfuerzos en la sección son menores. Por lo anterior, sería necesario considerar el reforzamiento de estos elementos si se implementan las alternativas de rehabilitación con amortiguadores viscosos o con diagonales restringidas al pandeo.



**Figura B.3.** Revisión de los elementos mecánicos de la trabe V1 presentados durante (a) el sismo de intensidad SA3 (b) el sismo de intensidad SA8 y (c) el sismo del 19S2017



**Figura B.4.** Revisión de los elementos mecánicos de la trabe V2 presentados durante (a) el sismo de intensidad SA3 (b) el sismo de intensidad SA8 y (c) el sismo del 19S2017

## APÉNDICE C. CATÁLOGO DE CONCEPTOS

A continuación, se desglosa el catálogo de conceptos con el que se determinaron los importes de la estructura sin rehabilitar la tabla 8.1 del capítulo 8.

<b>Edificio habitacional de clase media con cinco niveles con 600 m<sup>2</sup> de superficie construida y altura de 12.6 m</b>						
No.	Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Importe
<b>PARTIDA: Estructura</b>						
1	EST001	Suministro y colocación de concreto para columnas hecho en obra f'c=250 kg/cm <sup>2</sup> -TMA 3/4". Incluye andamio, colado, vibrado, curado con curacreto y similar, materiales, mano de obra y equipo.	m3	13.892	\$5,127.15	\$71,223.80
2	EST002	Suministro y colocación de concreto para traveses hecho en obra f'c=250 kg/cm <sup>2</sup> . TMA 3/4". Incluye andamio, colado, vibrado, curado con curacreto y similar, materiales, mano de obra y equipo.	m3	40.500	\$5,127.15	\$207,649.58
3	EST003	Suministro y colocación de concreto para losa de 12 cm de espesor, con concreto hecho en obra f'c=250 kg/cm <sup>2</sup> . TMA 3/4". Incluye andamio, colado, vibrado, curado con curacreto y similar, materiales, mano de obra y equipo.	m3	60.000	\$5,127.15	\$307,629.00
4	EST004	Cimbra común en columnas. Incluye: cimbrado y descimbrado, materiales, acarreo dentro de la obra del material, medido por área de contacto.	m	337.800	\$778.14	\$262,855.94
5	EST005	Cimbra común en traveses. Incluye: cimbrado y descimbrado, materiales, acarreo dentro de la obra del material, medido por área de contacto.	m	300.000	\$562.16	\$168,648.40
6	EST006	Cimbra común en losas. Incluye: cimbrado y descimbrado, materiales, acarreo dentro de la obra del material, medido por área de contacto.	m2	500.000	\$562.16	\$281,080.67
7	EST007	Acero de refuerzo en estructura del no. 2 (1/4"), fy=2530 kg/cm <sup>2</sup> . Incluye: suministro, habilitado, armado, traslapes, amarres, ganchos, desperdicios y acarreo dentro de la obra del material.	kg	240.300	\$30.30	\$7,280.42
8	EST008	Acero de refuerzo en estructura del no. 3 (3/8"), fy=4200 kg/cm <sup>2</sup> . Incluye: suministro, habilitado, armado, traslapes, amarres, ganchos, desperdicios y acarreo dentro de la obra del material.	kg	812.448	\$27.08	\$21,997.89
9	EST009	Acero de refuerzo en estructura No. 4 (1/2"), fy=4200 kg/cm <sup>2</sup> . Incluye: suministro, habilitado, armado, traslapes, amarres, ganchos, desperdicios y acarreo dentro de la obra del material.	kg	2182.000	\$26.31	\$57,414.59

<b>Edificio habitacional de clase media con cinco niveles con 600 m<sup>2</sup> de superficie construida y altura de 12.6 m</b>						
No.	Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Importe
10	EST010	Acero de refuerzo en estructura No. 6 (3/4"), fy=4200 kg/cm <sup>2</sup> . Incluye: suministro, habilitado, armado, traslapes, amarres, ganchos, desperdicios y acarreo dentro de la obra del material.	kg	345.600	\$25.42	\$8,784.85
<b>SUBTOTAL ESTRUCTURA</b>						<b>\$1,394,565.15</b>
<b>PARTIDA: Albañilería</b>						
11	ALB001	Firme de concreto de f'c=200 kg/cm <sup>2</sup> de 10 cm. de espesor, T.M.A. 3/4", reforzado con malla electrosoldada 6x6/10-10 Incluye: acarreo del material dentro de la obra, cimbra en fronteras, descimbra, curado, materiales, herramienta y mano de obra.	m <sup>2</sup>	100.000	\$5,200.30	\$520,030.00
12	ALB002	Muro de tabique rojo recocido de 12x12x24 cm de espesor asentado con mortero tipo I, f*m=15kg/cm <sup>2</sup> (1 cemento, 1/4 cal, 3 arena), junta de 1.5 de espesor, acabado común, incluye: andamios, acarreo del material dentro de la obra, desperdicios, plomeado, alineado, materiales, herramienta, mano de obra y equipo.	m <sup>2</sup>	247.680	\$283.46	\$70,207.32
13	ALB003	Castillos tipo k-1 de 15x15 cm. Armados con 4 varillas #3 y estribos #2 a cada 15 cm. Concreto f'c = 200 kg/cm <sup>2</sup> T.M.A. 3/4". Incluye: habilitado, cimbra común, descimbrado, andamio, armado, traslapes, ganchos, amarres, colado, vibrado, curado con curacreto, herramienta, equipo y mano de obra.	m	57.600	\$1,928.31	\$111,070.66
<b>SUBTOTAL ALBAÑILERÍA</b>						<b>\$701,307.98</b>
<b>PARTIDA: Instalaciones y acabados</b>						
14	IA001	Instalación eléctrica para edificación de uso residencial y clase media.	m <sup>2</sup>	600.000	\$1,297.38	\$778,429.63
15	IA002	Instalaciones hidráulica y sanitaria para edificación de uso residencial y clase media.	m <sup>2</sup>	600.000	\$674.24	\$404,546.57
16	IA003	Acabados para edificación de uso residencial y clase media.	m <sup>2</sup>	600.000	\$4,913.59	\$2,948,152.37
<b>SUBTOTAL INSTALACIONES Y ACABADOS</b>						<b>\$4,131,128.57</b>
<b>TOTAL A COSTO DIRECTO</b>						<b>\$6,227,001.70</b>