



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS DE EDIFICIOS ALTOS CON AISLAMIENTO
DE BASE**

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

PRESENTA:

ING. ENRIQUE MELO JIMÉNEZ

DIRECTOR DE TESINA: **M.I. VICTORIANO ARMANDO
GALLEGOS SUÁREZ**

CIUDAD DE MÉXICO.

FEBRERO 2020



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.









INDICE:

I. INTRODUCCIÓN	17
1. JUSTIFICACIÓN	19
2. OBJETIVOS.....	20
a) <i>Objetivo general</i>	20
b) <i>Objetivos específicos</i>	20
II. AISLADORES SÍSMICOS DE BASE	21
1. ANTECEDENTES DE LOS AISLADORES SÍSMICOS DE BASE	21
2. ¿QUÉ ES Y CÓMO FUNCIONA UN AISLADOR SÍSMICO?	25
3. OBJETIVOS DE UN AISLADOR SÍSMICO	28
4. PRINCIPIOS DEL AISLAMIENTO SÍSMICO.....	28
5. TEORÍA DEL AISLAMIENTO SÍSMICO	30
a) <i>Teoría lineal del sistema de aislamiento</i>	30
6. MODELOS QUE REPRESENTAN EL COMPORTAMIENTO DINAMICO DEL AISLAMIENTO SISMICO	32
a) <i>Modelo lineal</i>	32
b) <i>Modelo bilineal</i>	32
7. AISLADORES DE BASE CON NÚCLEO DE PLOMO	33
a) <i>Propiedades mecánicas</i>	34
b) <i>Modelación matemática</i>	38
c) <i>Ventajas y desventajas</i>	39
III. BASES DE DISEÑO DE ESTRUCTURA SIN AISLAMIENTO	41
1. DESCRIPCIÓN GENERAL.....	41
2. ZONA	42
3. GRUPO	43
4. REGULARIDAD	43
5. FACTOR DE COMPORTAMIENTO SISMICO Q	44
6. DISTORSIONES.....	44
7. FACTOR DE CORRECCIÓN POR HIPERESTATICIDAD	46
8. ESPECTRO PARA DISEÑO POR SISMO	46
9. ESTADOS LÍMITE.....	47
10. COMBINACIONES Y FACTORES DE CARGA	53
a) <i>Condiciones de carga</i>	53
b) <i>Factores de carga</i>	53
11. MATERIALES.	54
a) <i>Concreto</i>	54
b) <i>Acero</i>	55
12. MODELO.....	55
IV. CARGAS CONSIDERADAS	56
1. CARGAS MUERTAS	56
a) <i>Peso propio</i>	56
b) <i>Peso de acabados, falsos plafones, muros divisorios no estructurales, peso de fachadas y cancelerías, rellenos, impermeabilizantes y sobrecarga reglamentaria</i>	56
2. CARGAS VIVAS.....	57
V. PROYECTO DIMENSIONAL DE ESTRUCTURA SIN AISLAMIENTO	58
1. LOSA.....	58
2. COLUMNA	60
3. VIGA PRINCIPAL EN DIRECCIÓN X	63
4. VIGA PRINCIPAL EN DIRECCIÓN Y	65
5. VIGA SECUNDARIA (DIRECCIÓN X).....	66



6.	VIGA SECUNDARIA (DIRECCIÓN Y).....	67
VI.	ANÁLISIS POR CARGA VERTICAL.....	70
1.	MODELO.....	70
2.	ELEMENTOS MECANICOS A NIVEL DE CIMENTACION PARA CARGAS GRAVITACIONALES.....	73
VII.	ANÁLISIS SÍSMICO	74
1.	ESPECTRO DE DISEÑO.....	74
2.	MODOS DE VIBRAR DE LAS ESTRUCTURAS Y PARTICIPACIÓN MODAL	76
3.	REVISIÓN DE CORTANTE MÍNIMO	79
4.	DISTORSIONES LATERALES	81
a)	<i>Cálculo de Distorsiones De Entrepiso</i>	<i>81</i>
b)	<i>Seguridad Contra Colapso</i>	<i>87</i>
c)	<i>Límite De Daños Ante Sismos Frecuentes.....</i>	<i>92</i>
5.	ELEMENTOS MECÁNICOS A NIVEL DE CIMENTACIÓN POR CARGA LATERAL	96
VIII.	ANÁLISIS SÍSMICO CON AISLAMIENTO	98
1.	PROCEDIMIENTO PARA PROPUESTA DE AISLADORES DE BASE CON NÚCLEO DE PLOMO EN EL MÉTODO ANALÍTICO.	98
2.	PROPIEDADES DE LOS AISLADORES UTILIZADOS:.....	107
3.	MODELACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOS EDIFICIOS CON AISLAMIENTO DE BASE	110
4.	REVISIÓN DE EDIFICIOS CON AISLAMIENTO DE BASE	113
a)	<i>Revisión de cortante mínimo.....</i>	<i>113</i>
b)	<i>Revisión por viento</i>	<i>115</i>
IX.	RESULTADOS	116
1.	COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES Y DISTORSIONES DE ENTREPISO CON Y SIN AISLAMIENTO SÍSMICO.	116
2.	COMPARACIÓN DEL AMORTIGUAMIENTO DE LOS EDIFICIOS Y LA ACELERACIÓN ESPECTRAL CON Y SIN AISLAMIENTO SÍSMICO.	127
3.	REVISIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LOS AISLADORES CON ACELEROGRAMAS DE SITIO.	135
X.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	172
XI.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	176



INDICE DE FIGURAS:

FIG. II.1.1 TUMBA DE CIRO EL GRANDE EN PASARGADAS, IRÁN. UN CASO DE EDIFICACIÓN CON AISLAMIENTO SÍSMICO DE LA ANTIGÜEDAD.....	21
FIG. II.1.2 CAPAS DE PIEDRA CORTADA Y SIN MORTERO PARA PERMITIR DESLIZAMIENTO DE LA TUMBA DE CIRO EL GRANDE.	21
FIG. II.1.3 DIMENSIONES DE LA TUMBA DE CIRO EL GRANDE.	22
FIG. II.1.4 PARTENÓN, UBICADO EN LA ACRÓPOLIS DE ATENAS, GRECIA.	22
FIG. II.1.5 CAPAS DE PIEDRA CORTADA Y SIN MORTERO PARA PERMITIR DESLIZAMIENTO DEL PARTENÓN.	22
FIG. II.1.6 OBELISCO DE ORMEASH, PLAZA DEL SULTÁN AHMET, ESTAMBUL.....	23
FIG. II.1.7 BASE DE MÁRMOL OBELISCO DE ORMETASH.	23
FIG. II.1.8 SISTEMA ORHOSTAT DEL OBELISCO DE ORMETASH.....	23
FIG. II.1.9 AISLAMIENTO SÍSMICO COMPUESTO POR TRONCOS DE MADERA ENTRE LA COLUMNA Y LA ARCADA.....	23
FIG. II.1.10 CLASIFICACIÓN DE LOS SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA.	24
FIG. II.2.1 MODELO 3D DE ESTRUCTURA DEL HOTEL GRAN VÍA VALLEJO.	25
FIG. II.2.2 FOTOGRAFÍA HOTEL GRAN VÍA VALLEJO.	25
FIG. II.2.3 CAMBIO DEL PERIODO NATURAL DE VIBRACIÓN DE UNA ESTRUCTURA CON Y SIN AISLAMIENTO.....	26
FIG. II.2.4 (A)ESTRUCTURA SIN AISLAMIENTO BASAL (B)ESTRUCTURA CON AISLAMIENTO BASAL	27
FIG. II.2.5 PERIODO DE LA ESTRUCTURA Y PERIODO OBJETIVO PARA SUELOS FIRMES Y BLANDOS.....	27
FIG. II.4.1 TÉCNICA DE AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA BASE.	28
FIG. II.4.2 GRÁFICA DE PERIODO VS ACELERACIÓN, MOSTRANDO LA DISMINUCIÓN DE LAS ORDENADAS ESPECTRALES AL AUMENTAR EL AMORTIGUAMIENTO Y EL PERIODO.	29
FIG. II.5.1 MODELO DE DOS GRADOS DE LIBERTAD.	30
FIG. II.6.1 MODELO DINÁMICO LINEAL.....	32
FIG. II.6.2 GRÁFICA F VS D.....	32
FIG. II.7.1 ESQUEMA DE UN AISLADOR ELASTOMÉRICO CON NÚCLEO DE PLOMO.	33
FIG. II.7.2 IMAGEN DE UN AISLADOR ELASTOMÉRICO CON NÚCLEO DE PLOMO.....	33
FIG. II.7.3 INCREMENTO DE CAPACIDAD DE CARGA VERTICAL AL AÑADIR LAMINAS DE ACERO.....	34
FIG. II.7.4 DIAGRAMAS ESQUEMÁTICOS DE UN AISLADOR DE GOMA SIN Y CON NÚCLEO DE PLOMO Y SUS CICLOS HISTERÉTICOS IDEALES.	34
FIG. II.7.5 ÁREA DE TRASLAPE EN UN AISLADOR DE GOMA CON LÁMINAS DE ACERO.	34
FIG. II.7.6 CICLOS DE HISTÉRESIS TÍPICOS DE UN AISLADOR LRB OBTENIDO CON PRUEBAS DINÁMICAS AL INCREMENTAR EL ESFUERZO CORTANTE. FIP INDUSTRIALE.....	35
FIG. II.7.7 CICLOS DE HISTÉRESIS DE UN AISLADOR LRB MODELADO COMO BILINEAL. FIP INDUSTRIALE	35
FIG. II.7.8 GEOMETRÍA A CONSIDERAR EN UN AISLADOR CIRCULAR LRB PARA EL CALCULO DE LA RIGIDEZ INICIAL.	37
FIG. II.7.9 MODELO BILINEAL DEL COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO DE UN AISLADOR LRB.	38
FIG. III.1.1 PLANTA EDIFICIO 40 NIVELES	41
FIG. III.1.2 PLANTA EDIFICIO 30 NIVELES	41



FIG. III.1.3 PLANTA EDIFICIO 20 NIVELES	41
FIG. III.1.4 VISTA EN 3D DE LAS ESTRUCTURAS A ANALIZAR. MODELO EN ETABS	41
FIG. III.1.5 CORTE DE LOS EDIFICIOS DE 40, 30 Y 20 NIVELES RESPECTIVAMENTE. MODELO EN ETABS	42
FIG. III.2.1 MAPA DE ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA Y UBICACIÓN DEL PREDIO	42
FIG. III.8.1 MAPA DE LOCALIZACIÓN DE COORDENADAS. SASID	46
FIG. III.8.2 ESPECTRO DE ELÁSTICO Y DE DISEÑO CORRESPONDIENTES A LAS COORDENADAS. SASID.....	46
FIG. III.8.3 DATOS OBTENIDOS CON EL SOFTWARE AL INGRESAR LAS COORDENADAS CORRESPONDIENTES Y LOS FACTORES SÍSMICOS. SASID.....	47
FIG. V.1.1 CONFIGURACIÓN TIPO DE TABLEROS PARA LOS TRES EDIFICIOS	58
FIG. V.2.1 ÁREA TRIBUTARIA PARA COLUMNA CENTRAL.....	61
FIG. VI.1.1 PLANTA DE MODELO DE 20 NIVELES ORIENTADO EN EJE Y.....	70
FIG. VI.1.2 PLANTA DE MODELO DE 20 NIVELES ORIENTADO EN EJE X.....	70
FIG. VI.1.3 CORTE DE MODELO EDIFICIO DE 20 NIVELES EJE Y.....	70
FIG. VI.1.4 CORTE DE MODELO EDIFICIO DE 20 NIVELES EJE X	70
FIG. VI.1.5 VISTA 3D DE MODELO DE 20 NIVELES. ETABS.....	70
FIG. VI.1.6 PLANTA DE MODELO DE 30 NIVELES ORIENTADO EN EJE Y	71
FIG. VI.1.7 PLANTA DE MODELO DE 30 NIVELES ORIENTADO EN EJE X.....	71
FIG. VI.1.8 CORTE DE MODELO EDIFICIO DE 30 NIVELES EJE Y.....	71
FIG. VI.1.9 CORTE DE MODELO EDIFICIO DE 30 NIVELES EJE X	71
FIG. VI.1.10 VISTA 3D DE MODELO DE 30 NIVELES. ETABS	71
FIG. VI.1.11 PLANTA DE MODELO DE 40 NIVELES ORIENTADO EN EJE Y	72
FIG. VI.1.12 PLANTA DE MODELO DE 40 NIVELES ORIENTADO EN EJE X.....	72
FIG. VI.1.13 CORTE DE MODELO EDIFICIO DE 40 NIVELES EJE Y.....	72
FIG. VI.1.14 CORTE DE MODELO EDIFICIO DE 40 NIVELES EJE X.....	72
FIG. VI.1.15 VISTA 3D DE MODELO DE 40 NIVELES. ETABS	72
FIG. VII.1.1 DATOS OBTENIDOS CON EL SOFTWARE AL INGRESAR LAS COORDENADAS CORRESPONDIENTES Y LOS FACTORES SÍSMICOS. SASID.....	74
FIG. VII.1.2 ESPECTRO DE ELÁSTICO Y DE DISEÑO CORRESPONDIENTES A LAS COORDENADAS. SASID	75
FIG. VII.1.3 MAPA DE LOCALIZACIÓN DE COORDENADAS. SASID	75
FIG. VII.4.1DISTORSIONES MÁXIMAS DE ENTREPISO EN EL EJE X, EDIFICIO DE 20 NIVELES	81
FIG. VII.4.2DISTORSIONES MÁXIMAS DE ENTREPISO EN EL EJE Y, EDIFICIO DE 20 NIVELES	82
FIG. VII.4.3DISTORSIONES MÁXIMAS DE ENTREPISO EN EL EJE X, EDIFICIO DE 30 NIVELES	83
FIG. VII.4.4DISTORSIONES MÁXIMAS DE ENTREPISO EN EL EJE Y, EDIFICIO DE 30 NIVELES	84
FIG. VII.4.5DISTORSIONES MÁXIMAS DE ENTREPISO EN EL EJE X, EDIFICIO DE 40 NIVELES	85
FIG. VII.4.6 DISTORSIONES MÁXIMAS DE ENTREPISO EN EL EJE Y, EDIFICIO DE 40 NIVELES.....	86
FIG. VII.4.7 SEGURIDAD CONTRA COLAPSO EJE X EDIFICIO 20 NIVELES.....	87



FIG. VII.4.8 SEGURIDAD CONTRA COLAPSO EJE Y EDIFICIO 20 NIVELES	87
FIG. VII.4.9 SEGURIDAD CONTRA COLAPSO EJE X EDIFICIO 30 NIVELES	88
FIG. VII.4.10 SEGURIDAD CONTRA COLAPSO EJE Y EDIFICIO 30 NIVELES	89
FIG. VII.4.11 SEGURIDAD CONTRA COLAPSO EJE X EDIFICIO 40 NIVELES	90
FIG. VII.4.12 SEGURIDAD CONTRA COLAPSO EJE Y EDIFICIO 40 NIVELES	91
FIG. VII.4.13 LÍMITE DE DAÑOS ANTE SISMOS FRECUENTES EJE X EDIFICIO 20 NIVELES	93
FIG. VII.4.14 LÍMITE DE DAÑOS ANTE SISMOS FRECUENTES EJE Y EDIFICIO 20 NIVELES	93
FIG. VII.4.15 LÍMITE DE DAÑOS ANTE SISMOS FRECUENTES EJE X EDIFICIO 30 NIVELES	94
FIG. VII.4.16 LÍMITE DE DAÑOS ANTE SISMOS FRECUENTES EJE Y EDIFICIO 30 NIVELES	94
FIG. VII.4.17 LÍMITE DE DAÑOS ANTE SISMOS FRECUENTES EJE Y EDIFICIO 40 NIVELES	95
FIG. VII.4.18 LÍMITE DE DAÑOS ANTE SISMOS FRECUENTES EJE X EDIFICIO 40 NIVELES	95
FIG. VII.5.1 VISTA 3D DE MODELO DEFINITIVO DE 20 NIVELES. MODELO EN ETABS	97
FIG. VII.5.2 VISTA 3D DE MODELO DEFINITIVO DE 30 NIVELES. MODELO EN ETABS	97
FIG. VII.5.3 VISTA 3D DE MODELO DEFINITIVO DE 40 NIVELES. MODELO EN ETABS	97
FIG. VIII.1.1 ESPECTRO DE DISEÑO. ASCE	100
FIG. VIII.3.1 ESQUEMA PROPIEDADES DE UN LINK	110
FIG. VIII.3.2 VENTANA EN ETABS PARA DEFINICIÓN DE UN LINK	110
FIG. VIII.3.3 PROPIEDADES DE UN LINK. ETABS	111
FIG. VIII.3.4 PROPIEDADES LINEALES Y NO LINEALES DE UN LINK. ETABS	111
FIG. VIII.3.5 MODELO BILINEAL FUERZA VS DESPLAZAMIENTO DE UN APOYO LRB	112
FIG. VIII.3.6 ELEVACIÓN DE UN MARCO DEL MODELO DE 20 NIVELES, EN DONDE SE PUEDEN VER LOS LINKS MODELANDO LOS AISLADORES Y UN ACERCAMIENTO. ETABS	112
FIG. VIII.4.1 PROCEDIMIENTO PARA LA REVISIÓN DE CORTANTE MÍNIMO DESCRITO EN LA ASCE 7-10	113
FIG. IX.1.1 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS TOTALES ESTRUCTURA AISLADA VS BASE RÍGIDA EJE X EDIFICIO 20 NIVELES	116
FIG. IX.1.2 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS TOTALES ESTRUCTURA AISLADA VS BASE RÍGIDA EJE Y EDIFICIO 20 NIVELES	116
FIG. IX.1.3 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA AISLADA VS BASE RÍGIDA EJE X EDIFICIO 20 NIVELES	117
FIG. IX.1.4 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA AISLADA VS BASE RÍGIDA EJE Y EDIFICIO 20 NIVELES	117
FIG. IX.1.5 COMPARACIÓN DE DISTORSIONES DE ENTREPISO PARA LA CONDICIÓN DE “SEGURIDAD CONTRA COLAPSO” ESTRUCTURA AISLADA VS BASE RÍGIDA EJE X EDIFICIO 20 NIVELES	118
FIG. IX.1.6 COMPARACIÓN DE DISTORSIONES DE ENTREPISO PARA LA CONDICIÓN DE “SEGURIDAD CONTRA COLAPSO” ESTRUCTURA AISLADA VS BASE RÍGIDA EJE Y EDIFICIO 20 NIVELES	118
FIG. IX.1.7 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS TOTALES ESTRUCTURA AISLADA VS BASE RÍGIDA EJE X EDIFICIO 30 NIVELES	119
FIG. IX.1.8 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS TOTALES ESTRUCTURA AISLADA VS BASE RÍGIDA EJE Y EDIFICIO 30 NIVELES	119



FIG. IX.1.9 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA AISLADA VS BASE RÍGIDA EJE X EDIFICIO 30 NIVELES	120
FIG. IX.1.10 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA AISLADA VS BASE RÍGIDA EJE Y EDIFICIO 30 NIVELES	120
FIG. IX.1.11 COMPARACIÓN DE DISTORSIONES DE ENTREPISO PARA LA CONDICIÓN DE “SEGURIDAD CONTRA COLAPSO” ESTRUCTURA AISLADA VS BASE RÍGIDA EJE X EDIFICIO 30 NIVELES	121
FIG. IX.1.12 COMPARACIÓN DE DISTORSIONES DE ENTREPISO PARA LA CONDICIÓN DE “SEGURIDAD CONTRA COLAPSO” ESTRUCTURA AISLADA VS BASE RÍGIDA EJE Y EDIFICIO 30 NIVELES	121
FIG. IX.1.13 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS TOTALES ESTRUCTURA AISLADA VS BASE RÍGIDA EJE X EDIFICIO 40 NIVELES	122
FIG. IX.1.14 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS TOTALES ESTRUCTURA AISLADA VS BASE RÍGIDA EJE Y EDIFICIO 40 NIVELES	122
FIG. IX.1.15 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA AISLADA VS BASE RÍGIDA EJE X EDIFICIO 40 NIVELES	123
FIG. IX.1.16 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA AISLADA VS BASE RÍGIDA EJE Y EDIFICIO 40 NIVELES	123
FIG. IX.1.17 COMPARACIÓN DE DISTORSIONES DE ENTREPISO PARA LA CONDICIÓN DE “SEGURIDAD CONTRA COLAPSO” ESTRUCTURA AISLADA VS BASE RÍGIDA EJE X EDIFICIO 40 NIVELES	124
FIG. IX.1.18 COMPARACIÓN DE DISTORSIONES DE ENTREPISO PARA LA CONDICIÓN DE “SEGURIDAD CONTRA COLAPSO” ESTRUCTURA AISLADA VS BASE RÍGIDA EJE Y EDIFICIO 40 NIVELES	124
FIG. IX.2.1 COMPARACIÓN DE ESPECTRO ELÁSTICO CON ESPECTRO OBTENIDO DE ETABS PARA EL EDIFICIO DE 20 NIVELES	128
FIG. IX.2.2 COMPARACIÓN DE ESPECTRO ELÁSTICO CON ESPECTRO OBTENIDO DE ETABS PARA EL EDIFICIO DE 30 NIVELES	129
FIG. IX.2.3 COMPARACIÓN DE ESPECTRO ELÁSTICO CON ESPECTRO OBTENIDO DE ETABS PARA EL EDIFICIO DE 40 NIVELES	129
FIG. IX.2.4 ESPECTRO DE DISEÑO CON LOS PERIODOS DEL EDIFICIO DE 20 NIVELES CON Y SIN AISLAMIENTO SÍSMICO.....	130
FIG. IX.2.5 ESPECTRO DE DISEÑO CON LOS PERIODOS DEL EDIFICIO DE 30 NIVELES CON Y SIN AISLAMIENTO SÍSMICO.....	130
FIG. IX.2.6 ESPECTRO DE DISEÑO CON LOS PERIODOS DEL EDIFICIO DE 40 NIVELES CON Y SIN AISLAMIENTO SÍSMICO.....	131
FIG. IX.2.7 MODELO 3D CON CAMBIO DE SECCIONES. EDIFICIO 20 NIVELES.....	132
FIG. IX.2.8 MODELO 3D CON CAMBIO DE SECCIONES. EDIFICIO 30 NIVELES.....	133
FIG. IX.2.9 MODELO 3D CON CAMBIO DE SECCIONES. EDIFICIO 40 NIVELES.....	134
FIG. IX.2.10 ESPECTRO ELÁSTICO Y ESPECTRO DE DISEÑO CON $R=1.75$ Y $Q=1$	135
FIG. IX.3.1 ACELEROGRAMA DE SITIO UTILIZADOS PARA LA SIMULACIÓN 1 DIRECCIÓN NS Y EW	136
FIG. IX.3.2 ACELEROGRAMA DE SITIO UTILIZADOS PARA LA SIMULACIÓN 2 DIRECCIÓN NS Y EW	136
FIG. IX.3.3 ACELEROGRAMA DE SITIO UTILIZADOS PARA LA SIMULACIÓN 3 DIRECCIÓN NS Y EW	136
FIG. IX.3.4 ACELEROGRAMA DE SITIO UTILIZADOS PARA LA SIMULACIÓN 4 DIRECCIÓN NS Y EW	137
FIG. IX.3.5 ACELEROGRAMA DE SITIO UTILIZADOS PARA LA SIMULACIÓN 5 DIRECCIÓN NS Y EW	137



FIG. IX.3.6 ACELEROGRAMA DE SITIO UTILIZADOS PARA LA SIMULACIÓN 6 DIRECCIÓN NS Y EW	137
FIG. IX.3.7 ACELEROGRAMA DE SITIO UTILIZADOS PARA LA SIMULACIÓN 7 DIRECCIÓN NS Y EW	138
FIG. IX.3.8 ACELEROGRAMA DE SITIO UTILIZADOS PARA LA SIMULACIÓN 8 DIRECCIÓN NS Y EW	138
FIG. IX.3.9 ACELEROGRAMA DE SITIO UTILIZADOS PARA LA SIMULACIÓN 9 DIRECCIÓN NS Y EW	138
FIG. IX.3.10 ACELEROGRAMA DE SITIO UTILIZADOS PARA LA SIMULACIÓN 10 DIRECCIÓN NS Y EW	139
FIG. IX.3.11 ACELEROGRAMA DE SITIO UTILIZADOS PARA LA SIMULACIÓN 11 DIRECCIÓN NS Y EW	139
FIG. IX.3.12 ACELEROGRAMA DE SITIO UTILIZADOS PARA LA SIMULACIÓN 12 DIRECCIÓN NS Y EW	139
FIG. IX.3.13 ESPECTROS DE RESPUESTA DE LAS COMPONENTES EW DE LOS ACELEROGRAMAS UTILIZADOS GRAFICADOS JUNTO CON EL ESPECTRO ELÁSTICO, TODOS CON UN AMORTIGUAMIENTO DEL 5%	140
FIG. IX.3.14 ESPECTROS DE RESPUESTA DE LAS COMPONENTES NS DE LOS ACELEROGRAMAS UTILIZADOS GRAFICADOS JUNTO CON EL ESPECTRO ELÁSTICO, TODOS CON UN AMORTIGUAMIENTO DEL 5%	141
FIG. IX.3.15 ESPECTROS DE RESPUESTA DE LAS COMPONENTES EW DE LOS ACELEROGRAMAS UTILIZADOS GRAFICADOS JUNTO CON EL ESPECTRO ELÁSTICO PARA LOS PERIODOS DE VIBRAR DE LAS ESTRUCTURAS AISLADAS	142
FIG. IX.3.16 ACERCAMIENTO DE LOS ESPECTROS DE RESPUESTA DE LAS COMPONENTES EW DE LOS ACELEROGRAMAS UTILIZADOS GRAFICADOS JUNTO CON EL ESPECTRO ELÁSTICO PARA LOS PERIODOS DE VIBRAR DE LAS ESTRUCTURAS AISLADAS.....	142
FIG. IX.3.17 ESPECTROS DE RESPUESTA DE LAS COMPONENTES NS DE LOS ACELEROGRAMAS UTILIZADOS GRAFICADOS JUNTO CON EL ESPECTRO ELÁSTICO PARA LOS PERIODOS DE VIBRAR DE LAS ESTRUCTURAS AISLADAS	143
FIG. IX.3.18 ACERCAMIENTO DE LOS ESPECTROS DE RESPUESTA DE LAS COMPONENTES EW DE LOS ACELEROGRAMAS UTILIZADOS GRAFICADOS JUNTO CON EL ESPECTRO ELÁSTICO PARA LOS PERIODOS DE VIBRAR DE LAS ESTRUCTURAS AISLADAS.....	143
FIG. IX.3.19 GRÁFICA DESPLAZAMIENTO EN EJE X Y Y VS TIEMPO PARA LA SIMULACIÓN 1 EN EL PISO 20.....	145
FIG. IX.3.20 GRÁFICA DESPLAZAMIENTO EN EJE X Y Y VS TIEMPO PARA LA SIMULACIÓN 1 EN EL AISLADOR PARA EDIFICIO DE 20 NIVELES.	146
FIG. IX.3.21 DESPLAZAMIENTO DE AISLADOR MÁS DESPLAZAMIENTO DEL EDIFICIO DE 20 NIVELES EJE Y	147
FIG. IX.3.22 DESPLAZAMIENTO DEL EDIFICIO DE 20 NIVELES EJE Y.....	147
FIG. IX.3.23 DISTORSIONES DE ENTREPISO EJE Y. EDIFICIO DE 20 NIVELES	147
FIG. IX.3.24 DESPLAZAMIENTO DE AISLADOR MÁS DESPLAZAMIENTO DEL EDIFICIO DE 20 NIVELES EJE X.....	148
FIG. IX.3.25 DESPLAZAMIENTO DEL EDIFICIO DE 20 NIVELES EJE X.....	148
FIG. IX.3.26 DISTORSIONES DE ENTREPISO EJE X. EDIFICIO DE 20 NIVELES.....	148
FIG. IX.3.27 CICLO DE HISTÉRESIS (FUERZA CORTANTE VS DEFORMACIÓN) EN EL EJE X EDIFICIO DE 20 NIVELES.....	149
FIG. IX.3.28 CICLO DE HISTÉRESIS (FUERZA CORTANTE VS DEFORMACIÓN) EN EL EJE Y EDIFICIO DE 20 NIVELES.....	149
FIG. IX.3.29 PROPIEDADES NO LINEALES DEL CICLO DE HISTÉRESIS EJE X EDIFICIO DE 20 NIVELES	150
FIG. IX.3.30 PROPIEDADES NO LINEALES DEL CICLO DE HISTÉRESIS EJE Y EDIFICIO DE 20 NIVELES	150
FIG. IX.3.31 COORDENADAS PARA EL CÁLCULO DEL ÁREA DE UN POLÍGONO FORMADO POR EL MODELO BILINEAL.....	151
FIG. IX.3.32 ÁREA FORMADA POR LAS COORDENADAS DEL CICLO DE HISTÉRESIS EN EDIFICIO DE 20 NIVELES EJE X	151



FIG. IX.3.33	ÁREA FORMADA POR LAS COORDENADAS DEL CICLO DE HISTÉRESIS EN EDIFICIO DE 20 NIVELES EJE Y	152
FIG. IX.3.34	GRÁFICA DESPLAZAMIENTO EN EJE X Y Y VS TIEMPO PARA LA SIMULACIÓN 12 EN EL PISO 30.	154
FIG. IX.3.35	GRÁFICA DESPLAZAMIENTO EN EJE X Y Y VS TIEMPO PARA LA SIMULACIÓN 12 EN EL AISLADOR PARA EDIFICIO DE 30 NIVELES.	155
FIG. IX.3.36	DESPLAZAMIENTO DE AISLADOR MÁS DESPLAZAMIENTO DEL EDIFICIO DE 30 NIVELES EJE X.....	156
FIG. IX.3.37	DESPLAZAMIENTO DEL EDIFICIO DE 30 NIVELES EJE X.....	156
FIG. IX.3.38	DISTORSIONES DE ENTREPISO EJE X. EDIFICIO DE 30 NIVELES.....	156
FIG. IX.3.39	DESPLAZAMIENTO DE AISLADOR MÁS DESPLAZAMIENTO DEL EDIFICIO DE 30 NIVELES EJE Y	157
FIG. IX.3.40	DESPLAZAMIENTO DEL EDIFICIO DE 30 NIVELES EJE Y.....	157
FIG. IX.3.41	DISTORSIONES DE ENTREPISO EJE Y. EDIFICIO DE 30 NIVELES.....	157
FIG. IX.3.42	CICLO DE HISTÉRESIS (FUERZA CORTANTE VS DEFORMACIÓN) EN EL EJE X EDIFICIO DE 30 NIVELES.....	158
FIG. IX.3.43	CICLO DE HISTÉRESIS (FUERZA CORTANTE VS DEFORMACIÓN) EN EL EJE Y EDIFICIO DE 30 NIVELES.....	158
FIG. IX.3.44	PROPIEDADES NO LINEALES DEL CICLO DE HISTÉRESIS EJE X EDIFICIO DE 30 NIVELES	159
FIG. IX.3.45	PROPIEDADES NO LINEALES DEL CICLO DE HISTÉRESIS EJE Y EDIFICIO DE 30 NIVELES	159
FIG. IX.3.46	ÁREA FORMADA POR LAS COORDENADAS DEL CICLO DE HISTÉRESIS EN EDIFICIO DE 30 NIVELES EJE X	160
FIG. IX.3.47	ÁREA FORMADA POR LAS COORDENADAS DEL CICLO DE HISTÉRESIS EN EDIFICIO DE 30 NIVELES EJE Y	160
FIG. IX.3.48	GRÁFICA DESPLAZAMIENTO EN EJE X Y Y VS TIEMPO PARA LA SIMULACIÓN 12 EN EL PISO 40.	163
FIG. IX.3.49	GRÁFICA DESPLAZAMIENTO EN EJE X Y Y VS TIEMPO PARA LA SIMULACIÓN 12 EN EL AISLADOR PARA EDIFICIO DE 40 NIVELES	163
FIG. IX.3.50	DESPLAZAMIENTO DE AISLADOR MÁS DESPLAZAMIENTO DEL EDIFICIO DE 40 NIVELES EJE Y	165
FIG. IX.3.51	DESPLAZAMIENTO DEL EDIFICIO DE 40 NIVELES EJE Y.....	165
FIG. IX.3.52	DISTORSIONES DE ENTREPISO EJE Y. EDIFICIO DE 40 NIVELES.....	165
FIG. IX.3.53	DESPLAZAMIENTO DE AISLADOR MÁS DESPLAZAMIENTO DEL EDIFICIO DE 40 NIVELES EJE X.....	166
FIG. IX.3.54	DESPLAZAMIENTO DEL EDIFICIO DE 40 NIVELES EJE X.....	166
FIG. IX.3.55	DISTORSIONES DE ENTREPISO EJE X. EDIFICIO DE 40 NIVELES.....	167
FIG. IX.3.56	CICLO DE HISTÉRESIS (FUERZA CORTANTE VS DEFORMACIÓN) EN EL EJE X EDIFICIO DE 40 NIVELES.....	167
FIG. IX.3.57	CICLO DE HISTÉRESIS (FUERZA CORTANTE VS DEFORMACIÓN) EN EL EJE Y EDIFICIO DE 40 NIVELES.....	168
FIG. IX.3.58	PROPIEDADES NO LINEALES DEL CICLO DE HISTÉRESIS EJE X EDIFICIO DE 40 NIVELES	168
FIG. IX.3.59	PROPIEDADES NO LINEALES DEL CICLO DE HISTÉRESIS EJE Y EDIFICIO DE 40 NIVELES	168
FIG. IX.3.60	ÁREA FORMADA POR LAS COORDENADAS DEL CICLO DE HISTÉRESIS EN EDIFICIO DE 40 NIVELES EJE X	170
FIG. IX.3.61	ÁREA FORMADA POR LAS COORDENADAS DEL CICLO DE HISTÉRESIS EN EDIFICIO DE 40 NIVELES EJE Y	170
FIG. X.1.1	DISTRIBUCIÓN DE COSTOS DE INVERSIÓN EN EDIFICIOS. (ASTROZA, R & SARAGONI, G.R.2008)	174



INDICE DE TABLAS:

TABLA I.1.1 PROYECTOS DE AISLAMIENTO SÍSMICO CONSTRUIDOS EN MÉXICO HASTA 2016	20
TABLA II.7.1 PARÁMETROS DE UN AISLADOR CON NÚCLEO DE PLOMO LRB CONTENIDOS EN CATÁLOGO. FIP INDUSTRIALE.....	37
TABLA III.6.1 FACTORES DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO Y DISTORSIONES PARA ESTRUCTURAS DE CONCRETO. NTC-DS-2017.....	46
TABLA III.9.1 CLASIFICACIÓN DE EXPOSICIÓN. NTC- DCEC -2017	49
TABLA III.9.2 REQUISITOS PARA CONCRETOS EXPUESTOS A SOLUCIONES QUE CONTENGAN SULFATOS. NTC-DCEC -2017.....	51
TABLA III.9.3 VALORES MÁXIMOS DE CONTENIDO DE ION CLORURO EN EL CONCRETO AL MOMENTO DEL COLADO. NTC- DCEC -2017	52
TABLA III.9.4 RECUBRIMIENTO LIBRE MÍNIMO REQUERIDO. NTC-DCEC-2017.....	53
TABLA III.11.1 PROPIEDADES DEL CONCRETO UTILIZADAS PARA EL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	56
TABLA III.11.2 PROPIEDADES DEL ACERO UTILIZADAS PARA EL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	56
TABLA IV.1.1 PESO DE SOBRECARGA MUERTA EN ENTREPISO CONSIDERADA PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	57
TABLA IV.1.2 PESO DE SOBRECARGA MUERTA EN AZOTEA CONSIDERADA PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	57
TABLA IV.2.1 CARGAS VIVAS UNITARIAS PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES. NTC-CADEE-2017	58
TABLA IV.2.2 CARGAS VIVAS UNITARIAS UTILIZADAS PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN ENTREPISO.	58
TABLA IV.2.3 CARGAS VIVAS UNITARIAS UTILIZADAS PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN ENTREPISO.	58
TABLA V.6.1 DIMENSIONES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES PROPUESTAS PARA LA REVISIÓN DE ESTADOS LÍMITE PARA LA ESTRUCTURA DE 20 NIVELES.	70
TABLA V.6.2 DIMENSIONES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES PROPUESTAS PARA LA REVISIÓN DE ESTADOS LÍMITE PARA LA ESTRUCTURA DE 30 NIVELES.	70
TABLA V.6.3 DIMENSIONES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES PROPUESTAS PARA LA REVISIÓN DE ESTADOS LÍMITE PARA LA ESTRUCTURA DE 40 NIVELES.	70
TABLA VII.1.1 ORDENADAS DE ESPECTRO DE DISEÑO. SASID	76
TABLA VII.2.1 PRIMEROS 12 MODOS DE VIBRAR CON SUS PERIODOS DE VIBRAR Y SUS FRECUENCIAS RESPECTIVAS PARA EL EDIFICIO DE 20 NIVELES. ETABS	77
TABLA VII.2.2 PRIMEROS 12 MODOS DE VIBRAR CON SUS PERIODOS DE VIBRAR Y SUS FRECUENCIAS RESPECTIVAS PARA EL EDIFICIO DE 30 NIVELES. ETABS	77
TABLA VII.2.3 PRIMEROS 12 MODOS DE VIBRAR CON SUS PERIODOS DE VIBRAR Y SUS FRECUENCIAS RESPECTIVAS PARA EL EDIFICIO DE 40 NIVELES. ETABS	78
TABLA VII.2.4 FRACCIÓN DE MASA EFECTIVA QUE SE DESPLAZA PARA LOS PRIMEROS 12 MODOS DE VIBRAR EN CADA DIRECCIÓN DE ANÁLISIS PARA EL EDIFICIO DE 20 NIVELES. ETABS.....	78
TABLA VII.2.5 FRACCIÓN DE MASA EFECTIVA QUE SE DESPLAZA PARA LOS PRIMEROS 12 MODOS DE VIBRAR EN CADA DIRECCIÓN DE ANÁLISIS PARA EL EDIFICIO DE 30 NIVELES. ETABS.....	79



TABLA VII.2.6 FRACCIÓN DE MASA EFECTIVA QUE SE DESPLAZA PARA LOS PRIMEROS 12 MODOS DE VIBRAR EN CADA DIRECCIÓN DE ANÁLISIS PARA EL EDIFICIO DE 40 NIVELES. ETABS.....	79
TABLA VII.2.7 PROPIEDADES DINÁMICAS DE EDIFICIO DE 20 NIVELES. ETABS	79
TABLA VII.2.8 PROPIEDADES DINÁMICAS DE EDIFICIO DE 30 NIVELES.....	80
TABLA VII.2.9 PROPIEDADES DINÁMICAS DE EDIFICIO DE 40 NIVELES.....	80
TABLA VII.3.1 CORRECCIÓN POR CORTANTE MÍNIMO EDIFICIO DE 20 NIVELES	81
TABLA VII.3.2 CORRECCIÓN POR CORTANTE MÍNIMO EDIFICIO DE 30 NIVELES	81
TABLA VII.3.3 CORRECCIÓN POR CORTANTE MÍNIMO EDIFICIO DE 40 NIVELES	81
TABLA VII.4.1 DISTORSIONES EJE X EDIFICIO 20 NIVELES.....	82
TABLA VII.4.2 DISTORSIONES EJE Y EDIFICIO 20 NIVELES.....	83
TABLA VII.4.3 DISTORSIONES EJE X EDIFICIO 30 NIVELES.....	84
TABLA VII.4.4 DISTORSIONES EJE Y EDIFICIO 30 NIVELES.....	85
TABLA VII.4.5 DISTORSIONES EJE X EDIFICIO 40 NIVELES.....	86
TABLA VII.4.6 DISTORSIONES EJE Y EDIFICIO 40 NIVELES.....	87
TABLA VII.4.7 FACTOR Q'RKS PARA REVISIÓN ANTE SISMOS FRECUENTES EJE X EDIFICIO 20 NIVELES.....	93
TABLA VII.4.8 FACTOR Q'RKS PARA REVISIÓN ANTE SISMOS FRECUENTES EJE Y EDIFICIO 20 NIVELES.....	93
TABLA VII.4.9 FACTOR Q'RKS PARA REVISIÓN ANTE SISMOS FRECUENTES EJE X EDIFICIO 30 NIVELES.....	94
TABLA VII.4.10 FACTOR Q'RKS PARA REVISIÓN ANTE SISMOS FRECUENTES EJE Y EDIFICIO 30 NIVELES.....	94
TABLA VII.4.11 FACTOR Q'RKS PARA REVISIÓN ANTE SISMOS FRECUENTES EJE X EDIFICIO 40 NIVELES.....	95
TABLA VII.4.12 FACTOR Q'RKS PARA REVISIÓN ANTE SISMOS FRECUENTES EJE Y EDIFICIO 40 NIVELES.....	95
TABLA VII.5.1 ELEMENTOS MECÁNICOS A NIVEL DE CIMENTACIÓN PARA CARGAS LATERALES DEL EDIFICIO 20 NIVELES.....	97
TABLA VII.5.2 ELEMENTOS MECÁNICOS A NIVEL DE CIMENTACIÓN PARA CARGAS LATERALES DEL EDIFICIO 30 NIVELES.....	97
TABLA VII.5.3 ELEMENTOS MECÁNICOS A NIVEL DE CIMENTACIÓN PARA CARGAS LATERALES DEL EDIFICIO 40 NIVELES.....	97
TABLA VII.5.4 DIMENSIONES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEFINITIVOS PARA LA ESTRUCTURA DE 20 NIVELES. ..	98
TABLA VII.5.5 DIMENSIONES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEFINITIVOS PARA LA ESTRUCTURA DE 30 NIVELES. ..	98
TABLA VII.5.6 DIMENSIONES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEFINITIVOS PARA LA ESTRUCTURA DE 40 NIVELES. ..	98
TABLA VIII.1.1 DESCARGA TOTAL A NIVEL DE LA CIMENTACIÓN PARA LAS 3 ESTRUCTURAS	107
TABLA VIII.1.2 DESCARGA EN UNA COLUMNA CENTRAL PARA LAS 3 ESTRUCTURAS	107
TABLA VIII.4.1 REVISIÓN POR CORTANTE MÍNIMO DE LAS 3 ESTRUCTURAS.....	115
TABLA. VIII.4.4 REVISIÓN DE CORTANTE BASAL POR VIENTO VS FUERZA CORTANTE DEL SISTEMA AISLADO EJE X....	116
TABLA. VIII.4.5 REVISIÓN DE CORTANTE BASAL POR VIENTO VS FUERZA CORTANTE DEL SISTEMA AISLADO EJE Y	116
TABLA IX.1.1 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS EN LAS 3 ESTRUCTURAS CON UN ESPECTRO ELÁSTICO, Q=1 Y R=1	127
TABLA IX.1.2 COMPARACIÓN DE DISTORSIONES MÁXIMOS EN LAS 3 ESTRUCTURAS CON UN ESPECTRO ELÁSTICO, Q=1 Y R=1.....	127



TABLA IX.2.1 COMPARACIÓN DEL AMORTIGUAMIENTO DEL EDIFICIO Y LA ACELERACIÓN ESPECTRAL CON Y SIN AISLAMIENTO SÍSMICO PARA EL EDIFICIO DE 20 NIVELES CON UN ESPECTRO ELÁSTICO, $Q=1$ Y $R=1$	128
TABLA IX.2.2 COMPARACIÓN DEL AMORTIGUAMIENTO DEL EDIFICIO Y LA ACELERACIÓN ESPECTRAL CON Y SIN AISLAMIENTO SÍSMICO PARA EL EDIFICIO DE 20 NIVELES CON UN ESPECTRO ELÁSTICO, $Q=1$ Y $R=1$	128
TABLA IX.2.3 COMPARACIÓN DEL AMORTIGUAMIENTO DEL EDIFICIO Y LA ACELERACIÓN ESPECTRAL CON Y SIN AISLAMIENTO SÍSMICO PARA EL EDIFICIO DE 20 NIVELES CON UN ESPECTRO ELÁSTICO, $Q=1$ Y $R=1$	129
TABLA IX.2.4 DIMENSIONES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES REDUCIDOS PARA LA ESTRUCTURA DE 20 NIVELES....	133
TABLA IX.2.5 DIMENSIONES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES REDUCIDOS PARA LA ESTRUCTURA DE 30 NIVELES....	134
TABLA IX.2.6 DIMENSIONES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES REDUCIDOS PARA LA ESTRUCTURA DE 40 NIVELES....	135
TABLA IX.3.1 PERIODOS DE VIBRAR ESTRUCTURA AISLADO EDIFICIO DE 20 NIVELES	142
TABLA IX.3.2 PERIODOS DE VIBRAR ESTRUCTURA AISLADO EDIFICIO DE 30 NIVELES	142
TABLA IX.3.3 PERIODOS DE VIBRAR ESTRUCTURA AISLADO EDIFICIO DE 40 NIVELES	142
TABLA IX.3.4 TABLA OBTENIDA DE ETABS PARA SELECCIONAR LA SIMULACIÓN EN LA CUÁL SE ENCUENTRA EL DESPLAZAMIENTO MÁXIMO Y EN QUE DIRECCIÓN PARA EL EDIFICIO DE 20 NIVELES.	145
TABLA IX.3.5 DESPLAZAMIENTO MÁXIMO TOTAL PRODUCIDA POR CADA SIMULACIÓN PARA EL EDIFICIO DE 20 NIVELES.....	146
TABLA IX.3.6 DESPLAZAMIENTO TOTAL Y DE LA ESTRUCTURA DEBIDO AL ACELEROGRAMA UTILIZADO EN LA SIMULACIÓN NÚMERO 1 EN EJE Y EDIFICIO DE 20 NIVELES.....	147
TABLA IX.3.7 DESPLAZAMIENTO TOTAL Y DE LA ESTRUCTURA ÚNICAMENTE DEBIDO AL ACELEROGRAMA UTILIZADO EN LA SIMULACIÓN NÚMERO 1 EN EJE X EDIFICIO DE 20 NIVELES.....	149
TABLA IX.3.8 TABLA OBTENIDA DE ETABS PARA SELECCIONAR LA SIMULACIÓN EN LA CUÁL SE ENCUENTRA EL DESPLAZAMIENTO MÁXIMO Y EN QUE DIRECCIÓN PARA EL EDIFICIO DE 30 NIVELES.	154
TABLA IX.3.9 DESPLAZAMIENTO MÁXIMO TOTAL PRODUCIDA POR CADA SIMULACIÓN PARA EL EDIFICIO DE 30 NIVELES.....	155
TABLA IX.3.10 DESPLAZAMIENTO TOTAL Y DE LA ESTRUCTURA DEBIDO AL ACELEROGRAMA UTILIZADO EN LA SIMULACIÓN NÚMERO 1 EN EJE X EDIFICIO DE 30 NIVELES.....	156
TABLA IX.3.11 DESPLAZAMIENTO TOTAL Y DE LA ESTRUCTURA DEBIDO AL ACELEROGRAMA UTILIZADO EN LA SIMULACIÓN NÚMERO 1 EN EJE Y EDIFICIO DE 30 NIVELES	158
TABLA IX.3.12 TABLA OBTENIDA DE ETABS PARA SELECCIONAR LA SIMULACIÓN EN LA CUÁL SE ENCUENTRA EL DESPLAZAMIENTO MÁXIMO Y EN QUE DIRECCIÓN PARA EL EDIFICIO DE 40 NIVELES.	163
TABLA IX.3.13 DESPLAZAMIENTO MÁXIMO TOTAL PRODUCIDA POR CADA SIMULACIÓN PARA EL EDIFICIO DE 40 NIVELES.....	163
TABLA IX.3.14 DESPLAZAMIENTO TOTAL Y DE LA ESTRUCTURA DEBIDO AL ACELEROGRAMA UTILIZADO EN LA SIMULACIÓN NÚMERO 1 EN EJE Y EDIFICIO DE 40 NIVELES.....	165
TABLA IX.3.15 DESPLAZAMIENTO TOTAL Y DE LA ESTRUCTURA DEBIDO AL ACELEROGRAMA UTILIZADO EN LA SIMULACIÓN NÚMERO 1 EN EJE X EDIFICIO DE 40 NIVELES.....	167
TABLA X.1.1 COMPARACIÓN DE PERIODOS DE LAS ESTRUCTURAS CON BASE RÍGIDA Y AISLADA.....	173
TABLA X.1.2 DISTRIBUCIÓN APROXIMADA DEL COSTO EN EDIFICIOS ALTOS EN USA Y DE MEDIANA ALTURA EN LA CIUDAD DE MÉXICO	174





I. Introducción

En los últimos años la ingeniería sísmica se ha enfocado en desarrollar e implementar métodos con tecnologías que cumplan con el propósito de proteger las estructuras frente a fenómenos naturales como son los sismos. Se han desarrollado sistemas de protección sísmica, con el fin de mejorar el comportamiento de las estructuras al estar sometidas a este tipo de fenómenos.

Dentro de estos sistemas de protección encontramos los aisladores sísmicos, cuya función es separar a la superestructura de la cimentación, para que así la cimentación se mueva junto con el suelo e independiente de la estructura. Al tener mayor capacidad de deformación lateral que la estructura, el sistema de aislamiento toma la mayor cantidad de los desplazamientos laterales, lo cual provoca una reducción en la cantidad de energía transmitida a la estructura debida al sismo.

El aislamiento de base ha emergido como una opción estructural en zonas sísmicas gracias al gran esfuerzo que ha realizado la comunidad estructural en todo el mundo, desarrollando investigación experimental y analítica para entender el comportamiento de diversos sistemas de aislamiento de base, que han permitido, además, entre otras cosas, el desarrollo de practicas de diseño para sistemas de aislamiento específicos, y en algunos países recomendaciones de diseño reglamentarias.

Los principales países que han tenido experiencia en usar este tipo de dispositivos y corroborar en sus edificios las ventajas que ofrecen en comparación con las edificaciones de diseño tradicionales, son Japón, Estados Unidos, Nueva Zelanda y recientemente Chile. Los aisladores sísmicos más utilizados en el mundo actualmente son los aisladores de base con núcleo de plomo y los aisladores de fricción.



En este trabajo, se analizó la aplicación del primer tipo de aislamiento sísmico en la base (aisladores con núcleo de plomo) para tres edificios hipotéticos con uso de oficinas de diferentes niveles, 20, 30 y 40, los cuales se ubicaron en la Ciudad de México en un predio de la colonia Hipódromo de la Condesa, y el cuál según la zonificación geotécnica de la Ciudad de México se trata de un suelo de zona II o de transición.

Se realiza el presente trabajo con el fin de comparar los resultados obtenidos en estructuras de un número considerable de niveles, como los propuestos anteriormente, con y sin aislamiento sísmico. Este análisis se realiza para determinar el beneficio en el comportamiento de estas estructuras hipotéticas al aplicar estos dispositivos de protección sísmica como lo son los aisladores de base de núcleo de plomo, y observar en los modelos de las estructuras la disminución tanto en los desplazamientos, como en las distorsiones que se tienen ante la ocurrencia de un fenómeno sísmico. También se verá el comportamiento que se tiene en un aislador de las diferentes estructuras al someterlo a varios acelerogramas de sitio además de establecer recomendaciones pertinentes para el uso correcto de los aisladores sísmicos.

1. JUSTIFICACIÓN

Un sismo se define generalmente como el movimiento de la tierra producido por la liberación de energía acumulada hacia la superficie a causa de la ruptura o movimiento friccional de las placas tectónicas. Existen otras causas para desatar este movimiento de la masa terrestre menos comunes, como la deformación de estratos cercanos a una falla activa, procesos volcánicos, hundimiento por erosión de aguas subterráneas y explosiones producidas por el hombre. Todos estos fenómenos afectan directamente a las estructuras, por lo cuál se deben de estudiar y tomar en cuenta al momento de diseñar y construir edificaciones.

México es uno de los países en donde se tiene actividad sísmica de media y alta intensidad en diferentes ciudades del país, por lo que las edificaciones están en constante excitación sísmica y podría resultar conveniente la aplicación de aisladores de base en algunas estructuras, según su geometría y tipo de suelo, para disminuir las fuerzas sísmicas que reciben y con esto disminuir los daños que pueden sufrir, lo cuál se traduce en costos de reparación y seguridad para las personas que ocupan los inmuebles. En nuestro país son muy pocas las edificaciones construidas con estos tipos de dispositivos, debido al desconocimiento del diseño de los aisladores sísmicos, la falta de recomendaciones para el diseño de aisladores sísmicos en los reglamentos utilizados para el diseño en México, y la poca difusión de estas tecnologías.

Tabla I.1.1 Proyectos de aislamiento sísmico construidos en México hasta 2016

<i>Proyecto</i>	<i>Tipo</i>	<i>Sistema de Aislamiento</i>	<i>Lugar</i>	<i>Año</i>
<i>Escuela secundaria pública en Legaria</i>	<i>Edificio Nuevo</i>	<i>Sistema deslizante de González Flores</i>	<i>Ciudad de México</i>	<i>1974</i>
<i>Iglesia en Legaria</i>	<i>Edificio Nuevo</i>	<i>Sistema deslizante de González Flores</i>	<i>Ciudad de México</i>	<i>1980</i>
<i>Puente Hidalgo-San Rafael</i>	<i>Puente Nuevo</i>	<i>Elastómeros laminados con corazón de plomo (LBR)</i>	<i>Carretera México-Querétaro</i>	<i>1994</i>
<i>Prensa del Periódico Reforma</i>	<i>Maquinaria-Equipo Nuevo</i>	<i>Sistema pendular GT-BIS</i>	<i>Ciudad de México</i>	<i>1994</i>
<i>Laboratorio de pruebas Conexant I</i>	<i>Edificio Nuevo</i>	<i>LRB</i>	<i>Guadalajara</i>	<i>1997</i>
<i>Periódico Mural</i>	<i>Edificio Nuevo</i>	<i>GT-BIS</i>	<i>Guadalajara</i>	<i>1998</i>
<i>Segunda Ampliación Expo-Guadalajara</i>	<i>Edificio Nuevo</i>	<i>LRB</i>	<i>Guadalajara</i>	<i>1999</i>
<i>Torre Administrativa del CUAAD, Universidad de Guadalajara</i>	<i>Edificio Nuevo</i>	<i>LRB</i>	<i>Guadalajara</i>	<i>2001</i>
<i>Edificio para la investigación y el Posgrado, CUAAD, Universidad de Guadalajara</i>	<i>Edificio Nuevo</i>	<i>LRB</i>	<i>Guadalajara</i>	<i>2001</i>
<i>Conexant Mexicali II</i>	<i>Edificio Nuevo</i>	<i>LRB</i>	<i>Mexicali</i>	<i>2001</i>
<i>Puente Infiernillo II</i>	<i>Puente Reparación</i>	<i>Aisaldor multirotacional</i>	<i>Carretera que cruza la Presa Infiernillo</i>	<i>2002</i>
<i>Santuario de los Mártires</i>	<i>Edificio Nuevo</i>	<i>LRB</i>	<i>Guadalajara</i>	<i>2002</i>
<i>Nodo Vial Patria-Acueducto</i>	<i>Puente Nuevo</i>	<i>LRB</i>	<i>Guadalajara</i>	<i>2004</i>
<i>Universidad de Guadalajara</i>	<i>Edificio Reparación</i>	<i>LRB</i>	<i>Guadalajara</i>	<i>2005</i>
<i>Distribuidor Vial Mexicali</i>	<i>Puente Nuevo</i>	<i>LRB</i>	<i>Mexicali</i>	<i>2005</i>
<i>Puente Tijuana</i>	<i>Puente Nuevo</i>	<i>LRB</i>	<i>Tijuana</i>	<i>2007</i>
<i>Hotel Vía Vallejo</i>	<i>Edificio Nuevo</i>	<i>LRB</i>	<i>Ciudad de México</i>	<i>2015</i>
<i>Subestación Narvarte</i>	<i>Edificio Nuevo</i>	<i>Pendular</i>	<i>Ciudad de México</i>	<i>2015</i>
<i>Subestación Verónica</i>	<i>Edificio Nuevo</i>	<i>Pendular</i>	<i>Ciudad de México</i>	<i>2016</i>
<i>Subestación Culhuacán</i>	<i>Edificio Nuevo</i>	<i>Pendular</i>	<i>Ciudad de México</i>	<i>2016</i>
<i>Subestación El Rosal</i>	<i>Edificio Nuevo</i>	<i>Pendular</i>	<i>Ciudad de México</i>	<i>2016</i>
<i>Subestación Chimalpa</i>	<i>Edificio Nuevo</i>	<i>Pendular</i>	<i>Naucalpan</i>	<i>2016</i>
<i>Subestación Los Reyes</i>	<i>Edificio Nuevo</i>	<i>Pendular</i>	<i>Los Reyes La Paz</i>	<i>2016</i>



En la *Tabla 1.1.1*, se presenta una lista de estructuras en las cuales se ha implementado algún tipo de asilamiento sísmico en México hasta el año 2016, observando que siendo la Ciudad de México una ciudad con alto peligro sísmico, no son muchas las edificaciones a las cuales se ha aplicado este tipo de sistemas.

Por lo expuesto anteriormente se tomó la decisión de realizar una investigación sobre el comportamiento de las estructuras aisladas y comparar las diferencias que existen entre las estructuras con y sin asilamiento sísmico en la base.

2. OBJETIVOS

a) Objetivo general

Realizar un estudio comparativo del comportamiento estructural ante sollicitaciones sísmicas de tres edificios de oficinas de veinte, treinta y cuarenta niveles de concreto reforzado, con aisladores de núcleo de plomo y sin ningún tipo de aislamiento de base, evaluando los beneficios y las desventajas del uso de estos dispositivos.

b) Objetivos específicos

Los objetivos específicos que se cumplieron en el presente trabajo son:

- a) Modelar las estructuras con base fija en el software ETABS.
- b) Analizar las estructuras respetando lo estipulado en las Normas Técnicas Complementarias del 2017 del Reglamento de Construcción del Distrito Federal.
- c) Definir los principales parámetros que fueron tomados en cuenta para el diseño de un aislador.
- d) Modelar el edificio con base aislada sísmicamente en el software ETABS.
- e) Analizar la estructura con base aislada sísmicamente.
- f) Comparar los resultados obtenidos del análisis del edificio aislado sísmicamente con el edificio sin aislamiento.
- g) Identificar la ventajas y desventajas del uso de aislamientos sísmicos.
- h) Dar recomendaciones e impulsar el interés en el estudio y aplicación de estos sistemas de aislamiento.

II. AISLADORES SÍSMICOS DE BASE

1. ANTECEDENTES DE LOS AISLADORES SÍSMICOS DE BASE

Desde la antigüedad con el desarrollo de las ciudades, se han tenido terribles experiencias de destrucción causada por terremotos, y se han hecho esfuerzos por minimizar los desastres producidos por estos. Se han desarrollado y ensayado distintas técnicas a lo largo de la historia por diferentes artesanos y constructores para salvaguardar principalmente construcciones con gran valor simbólico, religioso, funerario o de poder.

En el libro del ingeniero ruso B. Kirikov , titulado “History of Earthquake Resistant Constructions. From Antiquity to our Times”, se presenta una lista de construcciones de la antigüedad, que actualmente siguen en pie gracias a las técnicas sismoresistentes desarrolladas por los constructores de la antigüedad, a pesar de estar ubicadas en zonas de intensa actividad sísmica. En diversas edificaciones de la antigüedad, se observa que las primeras técnicas utilizadas en la construcción incluían mecanismos de aislamiento sísmico, fundamentados en la idea de aislar las construcciones de los movimientos del terreno producidos por el sismo.

Destacan tres técnicas de aislamiento sísmico entre las utilizadas en la antigüedad:

- El uso de varias capas de piedras bajo la base de la estructura. Las piedras eran cortadas, con superficies alisadas, y colocadas sin mortero
- El uso de piezas de apoyo de madera
- La colocación de varias capas de arena, piedras, y algunas veces otros materiales, entre el suelo y las paredes.

Una de las técnicas más comunes en estructuras de la antigüedad es el de el uso de piedras cortadas, alisadas y colocadas en varias capas sin mortero, como se puede observar la tumba de Ciro el grande, realizada en 550 A.C., en Pasargadae, Persia. *Figura II.1.1 y II.1.2.*

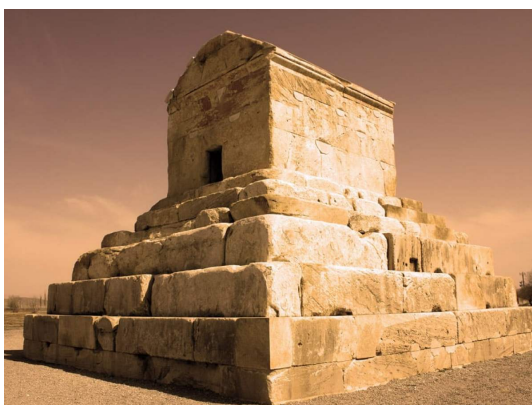


Fig. II.1.1 Tumba de Ciro el Grande en Pasargadas, Irán. Un caso de edificación con aislamiento sísmico de la antigüedad. (labruhaverde.com, 2016)



Fig. II.1.2 Capas de piedra cortada y sin mortero para permitir deslizamiento de la Tumba de Ciro el Grande. (Bayraktar, 2012)

La técnica utilizada en la Tumba de Ciro el Grande, mediante la cuál se tienen tres capas de piedra cortada y sin mortero es conocida como sistema de fundación “*Orthostat*”, en la cuál los entornos de la fundación son dejados libres sin entrar en contacto con otras zonas del suelo u otras estructuras para asegurar un adecuado comportamiento.

Como se puede observar en la *Figura II.1.3* y como menciona el ingeniero ruso Kirikov en su libro, la tumba de Ciro es una estructura de la antigüedad que satisface todos los principios de construcción sismorresistente: simetría, bajo centro de gravedad, dimensiones apropiadas.

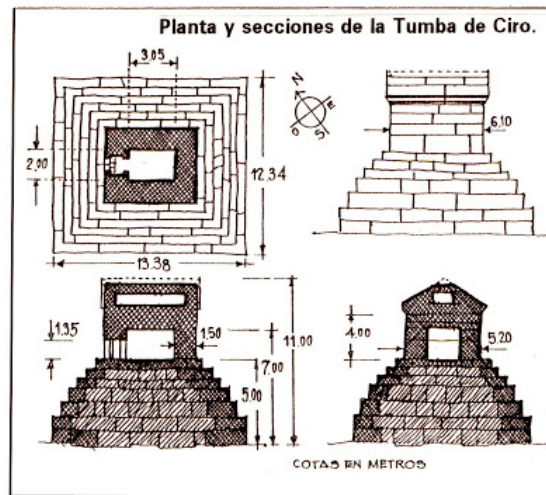


Fig. II.1.3 Dimensiones de la Tumba de Ciro el Grande. (slideshare, 2013)

En el libro “Application of Ancient Earthquake Resistant Method in Modern Construction Technology” de Bayraktar, A. et al. (2012) se hace mención de algunos versículos de la Biblia en los relatos este tipo de construcciones, como en el caso de la Tumba de Ciro el Grande descrito en Esdras 6:3, que dice lo siguiente

“En el año primero del rey Ciro, el rey Ciro proclamó un decreto: En cuanto a la casa de Dios en Jerusalén, que sea reedificado el templo, el lugar donde se ofrecen los sacrificios, y que se conserven sus cimientos, con su altura de sesenta codos y su anchura de sesenta codos; con tres hileras de piedras enormes y una hilera de madera; y que los gastos se paguen del tesoro real.”

Otra estructura de gran importancia de la antigüedad, en la que se destaca el uso de la técnica de las capas de piedra “*Orthostat*” es el Partenón, la cuál es una estructura fundada en capas de piedras sin mortero, que ha podido soportar los embates de numerosos terremotos.



Fig. II.1.4 Partenón, ubicado en la Acrópolis de Atenas, Grecia. (mymodernmet.com, 2019)



Fig. II.1.5 Capas de piedra cortada y sin mortero para permitir deslizamiento del Partenón. (flickr.com, 2016)

Cabe mencionar la importancia de las técnicas utilizadas por los griegos en la concepción y construcción de sus edificaciones, como la compactación de las bases del suelo y la elaboración de fundaciones con diversas capas de materiales.

El ingeniero Kirikov menciona que estudiando casos de estructuras antiguas con adecuado comportamiento antisísmico en las costas del mar Negro, se encontraron varios casos en que los griegos usaron, como una de las capas de fundaciones, algas marinas, las cuales generan un comportamiento elástico en la base y un deslizamiento que permite aislamiento sísmico. Estas algas mostraron una durabilidad excepcional, inclusive mayor que la madera.

Otro caso mencionado por el ingeniero iraní Ahmad Naderzadeh (2012) es el obelisco de Ormetash en Estambul. El Ormetash, que se encuentra en la Plaza del Sultán Ahmet en Estambul, es un pilar construido con piedra seca de 32 metros (*Fig. II.1.6*). Fue erigido en el siglo IV A. C. y fue reparado por Constantino y los Romanos. El obelisco de Ormetash se coloca sobre una base de mármol sobre tres capas de piedras con el sistema *Orthostat*.



Fig. II.1.6 Obelisco de Ormetash, Plaza del Sultán Ahmet, Estambul. Google



Fig. II.1.7 Base de Mármol Obelisco de Ormetash. Google



Fig. II.1.8 Sistema Orthostat del Obelisco de Ormetash. Google

El uso de fundaciones de madera es otra manera tradicional de generar aislamiento sísmico, como en el caso de las columnas de la Casbah de Argel. *Figura II.1.9*.



Fig. II.1.9 Aislamiento sísmico compuesto por troncos de madera entre la columna y la arcada. (Genatios, C 2016).

Actualmente, la incorporación y uso cada vez más difundido de aisladores sísmicos en edificaciones, constituye una innovación en el campo de la ingeniería sísmica, pero como se ha podido ver en las breves referencias históricas, el generar mecanismos de aislamiento no es una idea reciente.

Se han desarrollado diferentes métodos para proteger a una estructura al presentarse un evento sísmico, ya sea disipando la energía que se introduce a la estructura debido a la excitación del suelo por medio de amortiguamiento suplementario, o bien limitando la energía que se transmite a la estructura por medio del aislamiento de base.

Los sistemas de protección sísmica de las estructuras se pueden clasificar como se ilustra en la *Figura II.1.1*:

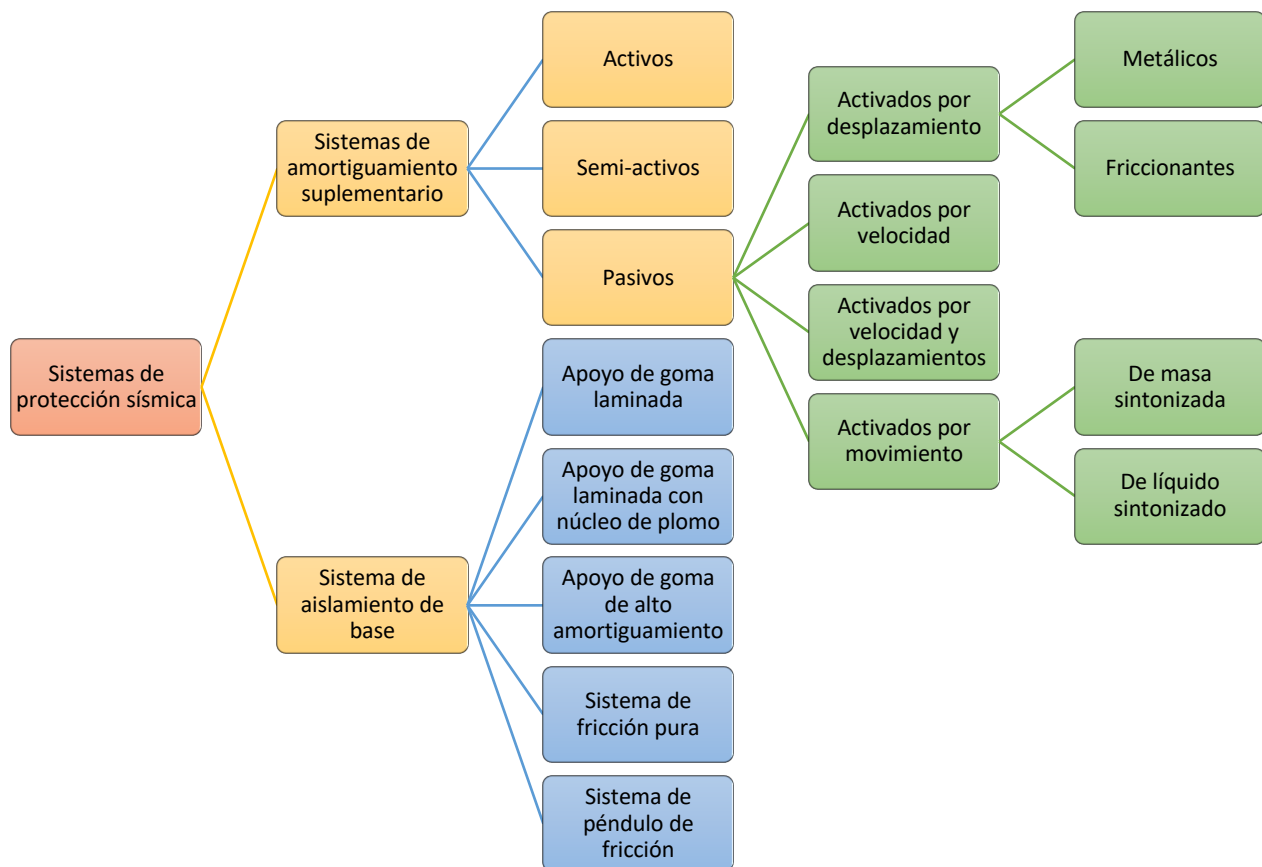
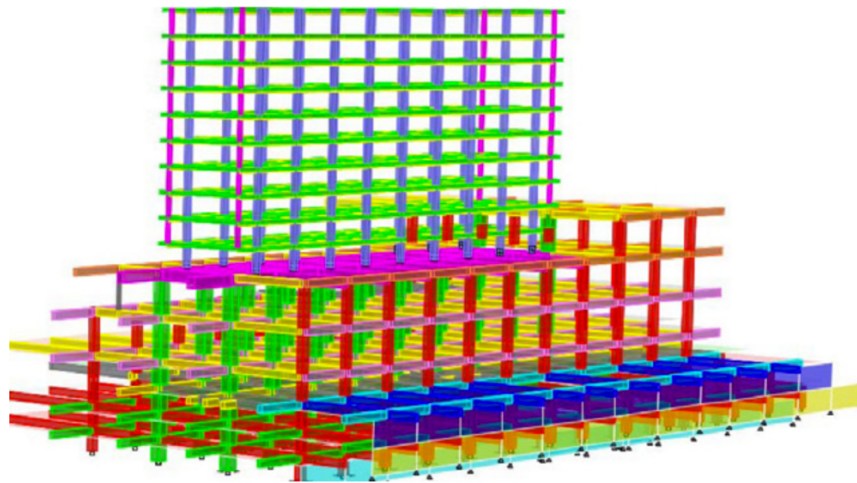


Fig.II.1.10 Clasificación de los sistemas de protección sísmica.

En la segunda categoría de los sistemas de protección sísmica se encuentran los sistemas de aislamiento de base, que no se deben de confundir con un disipador de energía, ya que estos se colocan en la superestructura como diagonales, caso muy diferente a los aisladores que desacoplan la superestructura del suelo, aunque debe de mencionarse que los aisladores también pueden disipar energía como en el caso del núcleo de plomo. Para los objetivos de este trabajo, se analizará el sistema de aislamiento de base de tipo “Apoyo de goma laminada con núcleo de plomo”.

2. ¿QUÉ ES Y CÓMO FUNCIONA UN AISLADOR SÍSMICO?

Los aisladores sísmicos son dispositivos que deben ser muy flexibles en dirección horizontal, y muy rígidos en la dirección vertical. Estos dispositivos se colocan generalmente entre la cimentación y la superestructura, aunque se han tenido casos como en el Hotel Gran Vía Vallejo en la Ciudad de México, el cuál fue un proyecto realizado por Gallegos Consultores y construido sobre un centro comercial, aislando sísmicamente al hotel del centro comercial con 18 apoyos elastoméricos con núcleo de plomo, de marca MAGEBA, con sus siglas en ingles LRB (Lead Rubber Bearing). Estos apoyos aíslan a la estructura, que es bastante flexible comparado con la estructura rígida del centro comercial. Se puede observar en la *Figura II.2.1 y II.2.2* el modelo 3D de la estructura y una fotografía del Hotel respectivamente



*Fig.II.2.1 Modelo 3D de estructura del Hotel Gran Vía Vallejo.
(Gallegos Consultores, 2015).*



*Fig.II.2.2 Fotografía Hotel Gran Vía Vallejo.
(Booking.com 2019)*

“El aislamiento sísmico se basa en el concepto de reducir la demanda sísmica en vez de incrementar la capacidad de resistencia sísmica de una estructura” (Connor y Laflamme 2014).

Los aisladores sísmicos, al ser muy flexibles en dirección horizontal, alargan considerablemente el periodo fundamental de vibración de la estructura, como podemos observar en la *figura II.2.3*.

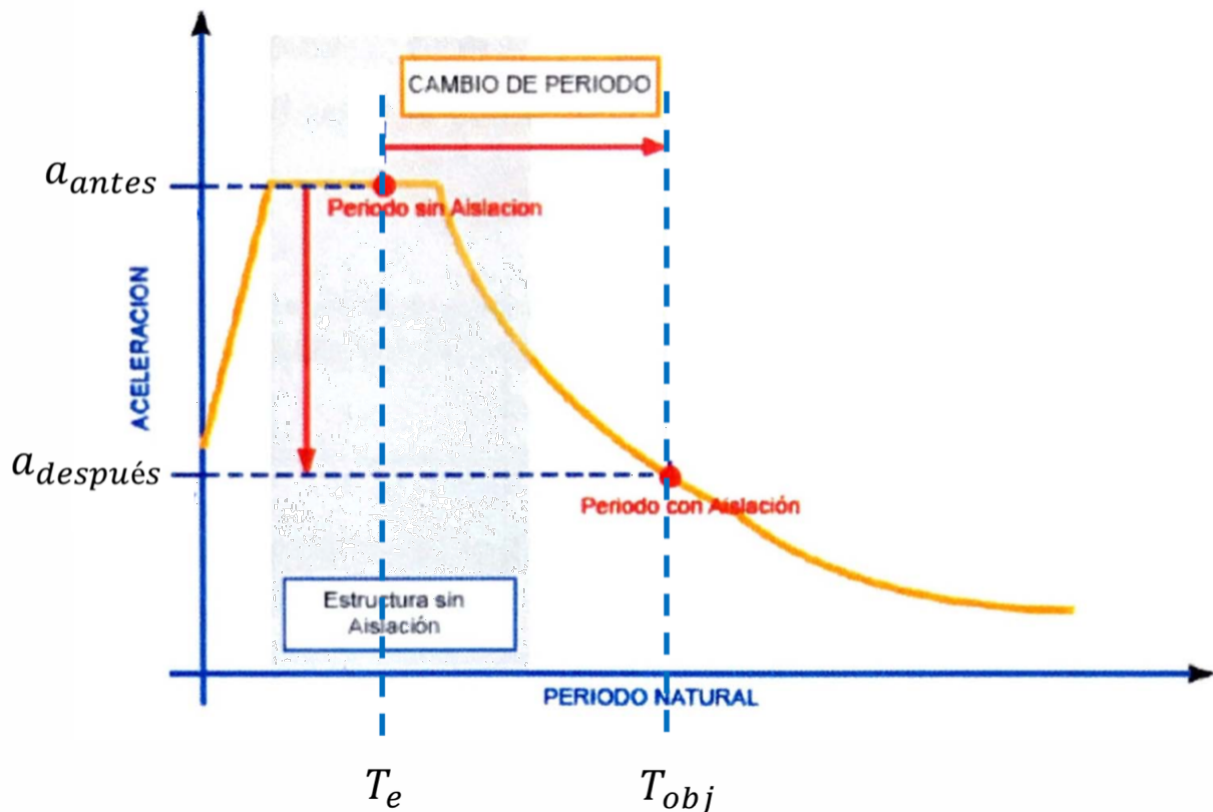


Fig.II.2.3 Cambio del periodo natural de vibración de una estructura con y sin aislamiento. (Gallegos S, A. 2018).

Las demandas de desplazamiento son tomadas por los aisladores sísmicos lo que conlleva al incremento del periodo, la transmisión de aceleraciones menores y desplazamientos relativos mínimos de la superestructura para así reducir, y en una idealización, evitar los daños estructurales y no estructurales de las edificaciones, teniendo finalmente un impacto social al dar una mayor seguridad a los ocupantes y evitar costos en reparaciones.

Se puede observar en la *Figura II.2.4*, aplicando una excitación en el suelo, como la estructura con base fija (a) presenta mayores desplazamientos que la estructura aislada (b) y por lo tanto las fuerzas de diseño en la estructura aislada son menores.

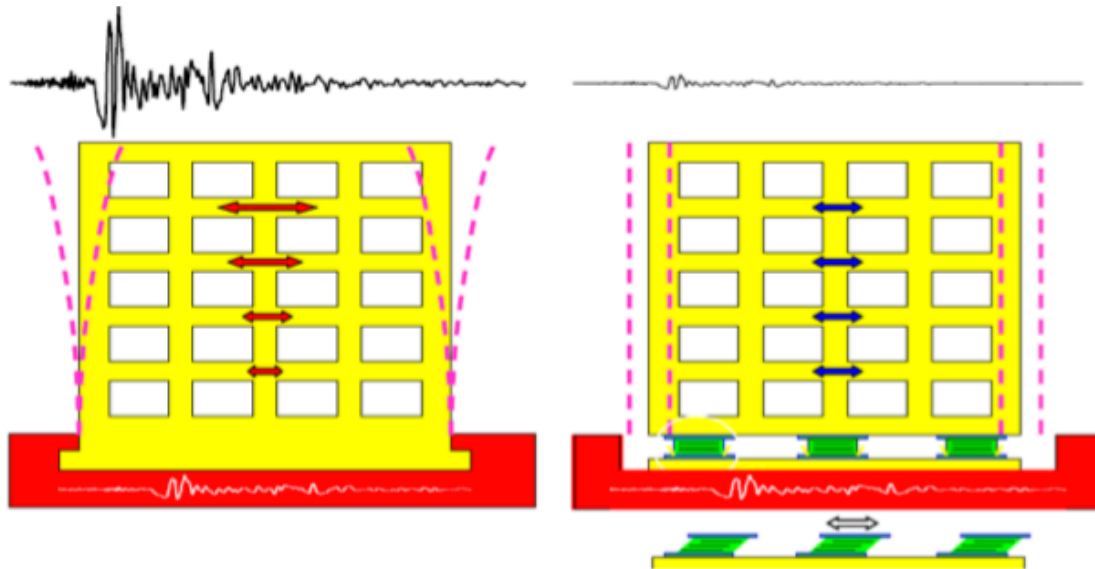


Fig.II.2.4 (a)Estructura sin aislamiento basal

(Mullo, A. 2014)

(b)Estructura con aislamiento basal

Esta tecnología se denomina nueva dentro del campo constructivo, pero se puede encontrar en diversas estructuras en donde han sido implementadas para solucionar una gran variedad de problemas sísmicos de diseño. En algunas ocasiones el aislamiento sísmico se considera como una opción más económica para brindar seguridad a estructuras, reflejado en la disminución de fuerzas sísmicas y de la ductilidad requerida, una disminución de los elementos sismo resistentes y deformaciones estructurales menores. Usualmente la variación en costo de estructuras aisladas varía entre 5-10% con respecto a estructuras no aisladas.

Es importante hacer notar que en ocasiones no resulta tan eficiente el utilizar este tipo de dispositivos en suelos blandos cuando el periodo de la estructura se encuentra al inicio de la meseta ya que por las características de estos suelos, la meseta del espectro de diseño es más larga y el inicio de la rama descendente esta ubicado en periodos más largos, por lo cuál al colocar el dispositivo se volvería a caer en la meseta y por lo tanto, no ayudaría en la disminución de las aceleraciones. De igual manera, no sería tan eficiente y hasta podría ser perjudicial en estructuras de baja altura, ya sea en suelos blandos o duros, localizadas en la rama ascendente del espectro, ya que podría quedar finalmente en la meseta y esto podría implicar mayores aceleraciones. Al poner aisladores de base en dichas situaciones es muy probable que el periodo de la estructura se desplace a la zona de la meseta o se mantenga en la misma *Figura II.2.5*.

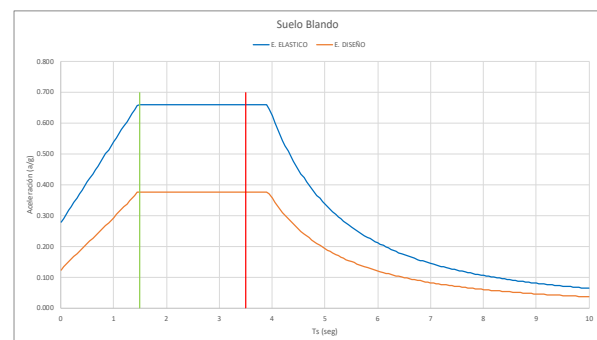
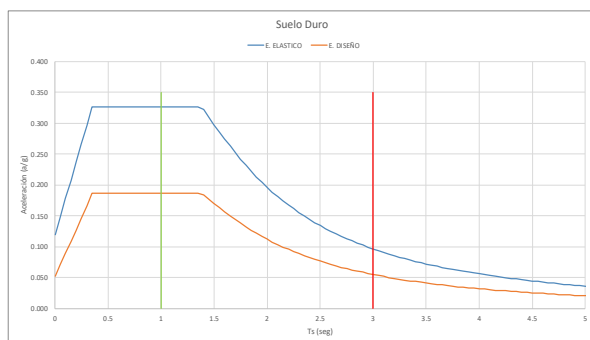


Fig. II.2.5 Periodo de la Estructura y periodo objetivo para suelos firmes y blandos. Se ajustaron los espectros para hacer la comparación, sin embargo las aceleraciones para ambos tipos de suelo no son iguales.

3. OBJETIVOS DE UN AISLADOR SÍSMICO

Los objetivos principales al usar los aisladores sísmicos son los siguientes:

- ◆ Desacoplar el movimiento de la estructura del terreno para reducir los efectos destructivos del sismo.
 - La energía de ingreso depende del desplazamiento del terreno y de la respuesta estructural
 - La respuesta estructural depende del periodo fundamental de vibración.
- ◆ Reducir las aceleraciones que se transmiten a la superestructura la cual funciona como cuerpo rígido, incrementando el periodo natural.

Es importante mencionar que estos dispositivos deben tener la capacidad suficiente de soportar las cargas gravitacionales de la superestructura durante un fenómeno sísmico.

4. PRINCIPIOS DEL AISLAMIENTO SÍSMICO

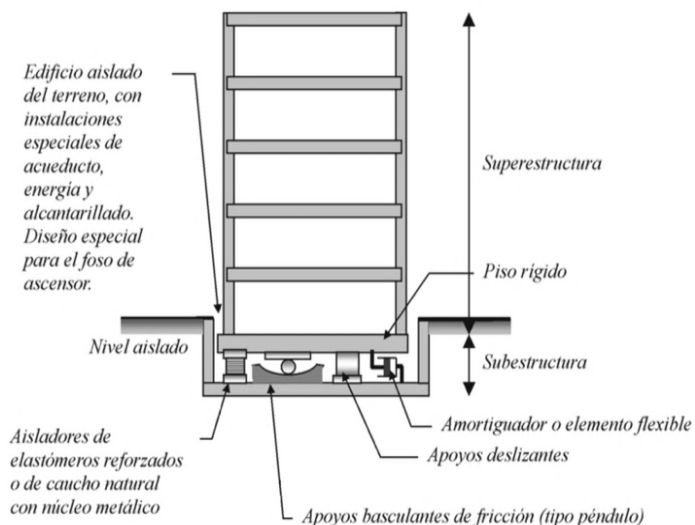


Fig.II.4.1 Técnica de aislamiento sísmico en la base.
(Oviedo, J. y Duque, M. 2006)

Un sismo visto de la manera más simple, genera ondas que ocasionan principalmente movimientos horizontales del suelo, los cuales son las principales causas de los daños en las estructuras. Estas ondas poseen sus propias frecuencias y periodos que excitan a la estructura, la cual tiene sus propios periodos y sus propias frecuencias y, si la frecuencia producida por el sismo coincide con alguna de las frecuencias naturales de vibración de la estructura, hará que se produzca el fenómeno de resonancia, lo cuál podría dañar importantemente la estructura o incluso, en el peor de los casos, hacer que llegara al colapso.

Tradicionalmente, se diseña asignándole cierta ductilidad a la estructura donde la fuerza sísmica es disipada mediante daños a la estructura a través de la formación de articulaciones plásticas. En este tipo de diseño, según el nivel de ductilidad seleccionado y en la ocurrencia de un sismo, se tienen desplazamientos los cuales pueden causar daños a los componentes no estructurales, a equipos especiales y a conexiones de los diferentes servicios, con lo cuál aunque se puede asegurar que la parte estructural sigue en condiciones óptimas, genera un temor por parte de los habitantes de este inmueble, grandes costos de reparación y problemas para las personas que habitan en estos inmuebles al no poder regresar de inmediato. Por lo cual, si es posible independizar la estructura del suelo, se reducirían notablemente los daños, y la estructura no sentiría el movimiento del suelo. Se muestra una estructura aislada mediante diferentes tipos de aisladores, *Figura II.4.1*

Los principios del aislamiento sísmico son dos:

- La flexibilización del sistema estructural o alargamiento del periodo
- El aumento del amortiguamiento.

El primer punto, que es el alargamiento del periodo fundamental de la estructura se logra al introducir un piso blando entre el suelo y la superestructura en cuestión, siendo la rigidez lateral del piso blando mucho menor que la rigidez lateral de la superestructura. Con lo anterior se logra que se deforme solamente en el aislador para así transmitir bajos esfuerzos cortantes a la superestructura.

Al colocar los aisladores, la estructura se comporta como un bloque rígido, y debido a la reducción de esfuerzos gracias a los aisladores, la estructura no sufre deformación ni daño durante la actividad sísmica.

Con los aisladores de base se incorpora a la estructura un mayor amortiguamiento, de tal manera que las fuerzas sísmicas van a ser menores ya que las ordenadas de los espectros disminuyen conforme se incrementa el amortiguamiento. Este aumento de amortiguamiento busca reducir la demanda de deformaciones sobre el sistema de aislamiento y la superestructura, sin producir un aumento sobre las aceleraciones de la estructura. Para ello se incluyen núcleos de plomo que admiten grandes deformaciones y pueden producir un alto amortiguamiento, el cual varía en función del diámetro del núcleo de plomo.

En la *figura II.4.2*, se observan los dos efectos buscados al implementar un aislador en la base, los cuales son el incremento de amortiguamiento y cómo influye este en la disminución de las ordenadas en los espectros, y el incremento del periodo para que en un espectro con cierto amortiguamiento poder tomar ordenadas espectrales menores.

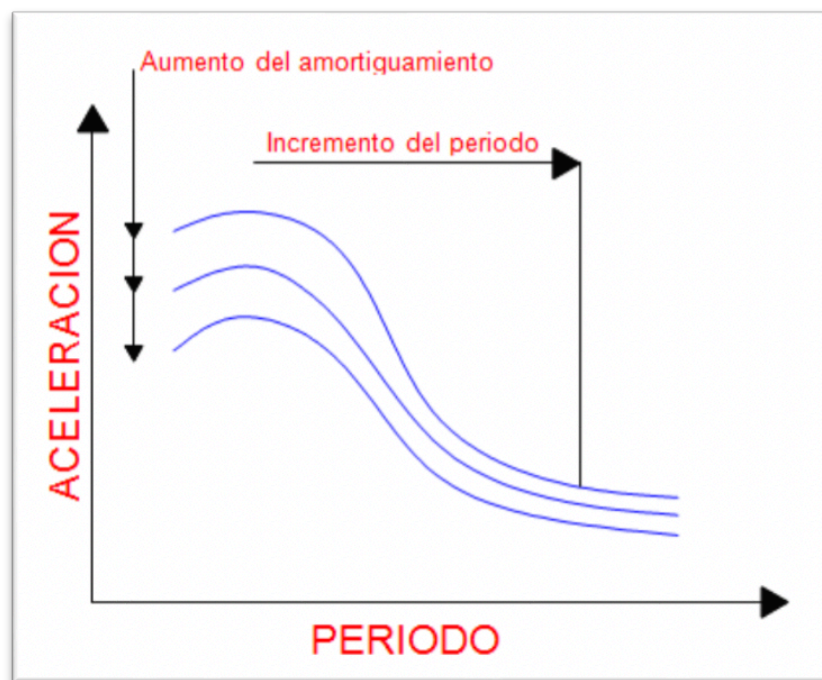


Fig.II.4.2 Gráfica de periodo vs aceleración, mostrando la disminución de las ordenadas espectrales al aumentar el amortiguamiento y el periodo.(Mullo, A. 2014)

Además, el sistema de aislamiento debe tener la suficiente resistencia para cargas de servicio, de tal manera que no se presenten vibraciones que puedan molestar al usuario del inmueble.

5. TEORÍA DEL AISLAMIENTO SÍSMICO

a) Teoría lineal del sistema de aislamiento

Para entender el comportamiento del sistema con aislamiento sísmico de base, se puede idealizar una estructura de dos grados de libertad como el mostrado en la *figura II.5.1*:

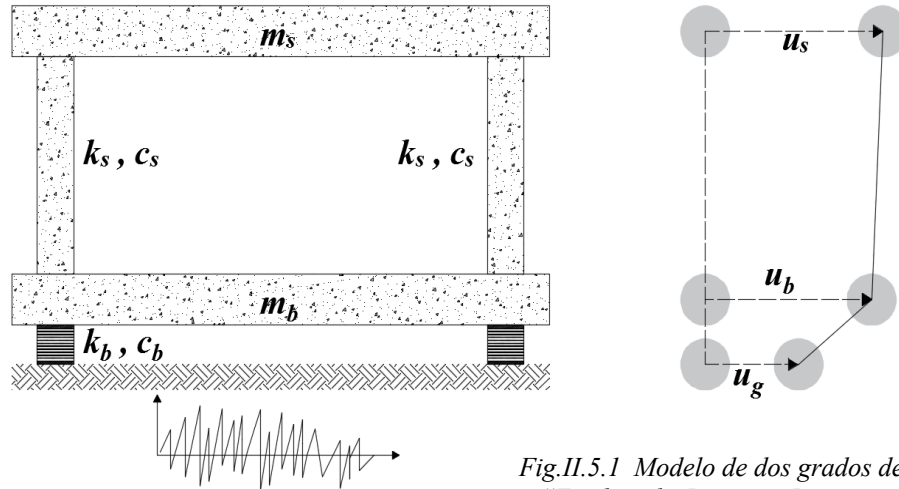


Fig.II.5.1 Modelo de dos grados de libertad. Kelly, J., "Earthquake Resistant Design with Rubber", 1993

Donde:

- C_s : Amortiguamiento de la estructura
- C_b : Amortiguamiento del aislador
- m_s : Masa de la estructura
- m_b : Masa del piso sobre el aislamiento sísmico
- k_s : Rigidez de la estructura
- k_b : Rigidez del sistema de aislamiento
- u_g : Desplazamiento del suelo
- u_b : Desplazamiento absoluto de la masa del piso sobre el aislamiento sísmico
- u_s : Desplazamiento absoluto de la masa de la estructura
- \dot{u}_b : Velocidad absoluta de la masa del piso sobre el aislamiento sísmico
- \dot{u}_s : Velocidad absoluta de la masa de la estructura
- \ddot{u}_b : Aceleración absoluta de la masa del piso sobre el aislamiento sísmico
- \ddot{u}_s : Aceleración absoluta de la masa de la estructura

Se parte de las ecuaciones de movimiento de un sistema de dos grados de libertad, las cuales son las siguientes:

Ecuación de movimiento de la estructura.

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

Ecuación de movimiento para el sistema de aislamiento.

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

Los desplazamientos absolutos u_b y u_s se expresan ahora como desplazamientos relativos de la siguiente manera:

El desplazamiento relativo de la estructura con respecto al sistema de aislamiento.

$$v_s = u_s - u_b$$

El desplazamiento relativo del sistema de aislamiento con respecto al terreno.

$$v_b = u_b - u_g$$

Si despejamos los desplazamientos absolutos u_b y u_s , tenemos lo siguiente

$$u_b = v_b + u_g$$

$$u_s = v_s + v_b + u_g$$

Sustituyendo los desplazamientos u_b y u_s en las ecuaciones iniciales, se tiene lo siguiente:

Ecuación de movimiento de la estructura.

$$m_s(\ddot{v}_s + \ddot{v}_b + \ddot{u}_g) + c_s \dot{v}_s + k_s v_s = 0$$

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

Ecuación de movimiento para el sistema de aislamiento.

$$m_s(\ddot{v}_s + \ddot{v}_b + \ddot{u}_g) + m_b(\ddot{v}_b + \ddot{u}_g) + c_b \dot{v}_b + k_b v_b = 0$$

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

Se pueden expresar de igual manera ambas ecuaciones de manera matricial de la siguiente forma:

$$\begin{bmatrix} m_b + m_s & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{v}_b \\ \ddot{v}_s \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{v}_b \\ \dot{v}_s \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v_b \\ v_s \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} m_b + m_s & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_g \\ 0 \end{bmatrix}$$

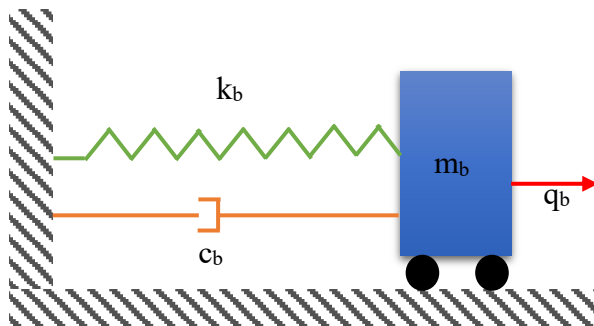
Con esta ecuación se puede obtener de manera simplificada el comportamiento de una estructura aislada ante una excitación por una fuerza (sismo) que varía en el tiempo, para así poder conocer de manera matemática su desplazamiento ante ésta.

6. MODELOS QUE REPRESENTAN EL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DEL AISLAMIENTO SÍSMICO

Los aisladores sísmicos requieren, en general de dispositivos que limiten los desplazamientos máximos horizontales dentro de límites aceptables de diseño. Por este motivo los dispositivos de comportamiento lineal concentran los límites de deformaciones en que en que incurren mediante el amortiguamiento que proporcionan y los dispositivos de comportamiento no lineal los controlan mediante las condiciones de no linealidad, además del alto amortiguamiento que proporcionan.

a) Modelo lineal

La fuerza f ejercida por el aislador en la base del edificio, se puede representar por un amortiguamiento c_b y un coeficiente de rigidez k_b como se muestra en la *figura II.6.1*. Este sistema lineal equivalente permite una solución numérica simple del problema, ya que se simplifica la modelación matemática del amortiguamiento.



$$f = c_b \dot{q}_b + k_b q_b$$

Donde:

m_b : masa del sistema

Fig.II.6.1 Modelo dinámico lineal.

b) Modelo bilineal

El modelo Bilineal que representa el dispositivo de elastómero con núcleo de plomo posee una relación constitutiva fuerza-deformación, producto de que el elastómero que es lineal, y que trabaja en paralelo con el plomo que tiene un comportamiento elastoplástico. Este comportamiento bilineal se puede observar en la *figura II.6.2*, el cuál es tradicionalmente representado por la siguiente expresión:

$$F = Q + k_2 \delta$$

Donde:

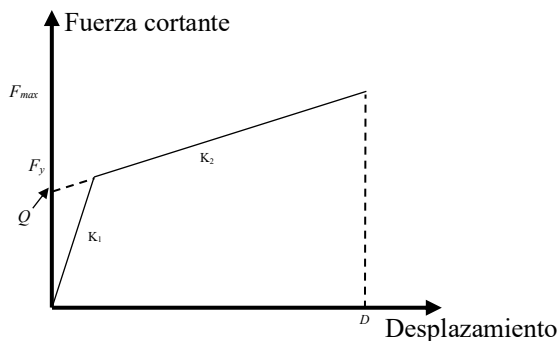


Fig.II.6.2 Gráfica F vs D.

k_1 : Rigidez Inicial asociada a la reacción del aislador frente a cargas de baja magnitud

k_2 : Una rigidez post-fluencia asociada a la reacción del aislador frente a las cargas más altas del ciclo.

Q : Fuerza correspondiente a deformación nula.

F_y : Una fuerza de fluencia, con su correspondiente desplazamiento de fluencia δ_y .

δ : desplazamiento de del dispositivo de aislamiento

D : Desplazamiento máximo del dispositivo de aislamiento

7. AISLADORES DE BASE CON NÚCLEO DE PLOMO

Los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo, LRB (por sus siglas en inglés Lead Rubber Bearing), fueron desarrollados en 1975, siendo el primer edificio en el que se implementaron la Estación de Policía William Clayton en Wellington Nueva Zelanda (1981). En la *figura II.7.1* se puede observar los componentes de este tipo de aislador, así como en la *figura II.7.2* se muestra una imagen del dispositivo.

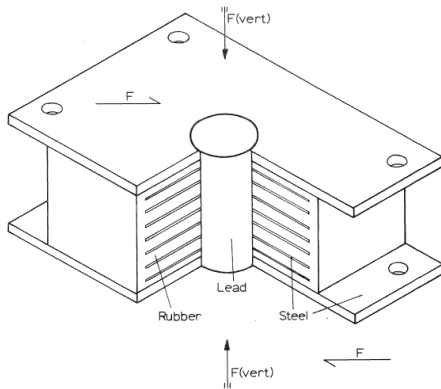


Fig.II.7.1 Esquema de un aislador elastomérico con núcleo de plomo. (Robinson y Tucker 1976)

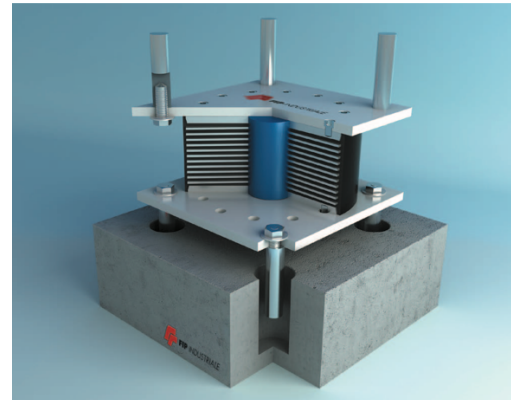


Fig.II.7.2 Imagen de un aislador elastomérico con núcleo de plomo. (FIP Industriale 2012)

Se trata de un apoyo, regularmente de sección circular o cuadrada, formado por un conjunto de láminas de goma (elastómero) con placas de acero intercaladas entre sí, logrando la adherencia de estos materiales gracias a la vulcanización de la goma al aplicar presión a alta temperatura en el momento de su manufacturación, es decir, es un polímero elástico o goma, compuesto normalmente de carbono, hidrógeno, oxígeno o silicio cuya característica principal es su alta elasticidad y flexibilidad frente a cargas antes de fracturarse. Además, el dispositivo cuenta con uno o más núcleos de plomo generalmente de forma circular, esto permite aumentar el nivel de amortiguamiento del sistema hasta niveles cercanos a 25-30%.

Muchas de las razones por las cuales el plomo se utiliza como núcleo en este tipo de aisladores son la fluencia del mismo bajo esfuerzos de corte con deformaciones relativamente bajas, comportándose como un sólido elásto-plástico, la restauración de sus propiedades mecánicas durante la deformación del mismo a temperatura ambiente le otorga buenas características de fatiga y existe gran disponibilidad del material de gran pureza.

La flexibilidad del elastómero permite grandes desplazamientos laterales, y las placas de acero proporcionan al conjunto gran rigidez vertical, a este se realiza uno o varios orificios circulares, por el cual se procede a insertar el núcleo de plomo de un ancho mayor al del orificio para lograr confinamiento. El núcleo de plomo proporciona una capacidad adicional de disipar energía sobre el elastómero, así como también aporta a la rigidez vertical del conjunto.

Las capas de acero intercaladas con las láminas de goma, incrementan la capacidad de carga vertical del apoyo al restringir la expansión horizontal, como se muestra en la *figura II.7.3*.

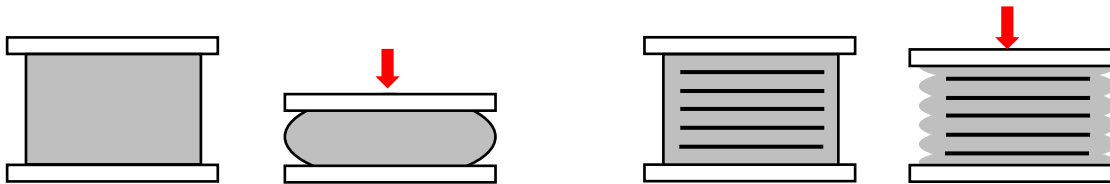


Fig.II.7.3 Incremento de capacidad de carga vertical al añadir laminas de acero.

El comportamiento del aislador elastomérico con núcleo de plomo depende de la fuerza lateral a la que se le somete, cuando la carga lateral es baja ésta será absorbida por el núcleo de plomo manteniendo el sistema en la zona elástica, al aumentar la carga lateral el núcleo de plomo comienza a experimentar deformación hasta un punto en el cual comienza a fluir y disipar energía.

a) Propiedades mecánicas

En la *figura II.7.4* se puede observar el comportamiento de un aislador de base de goma laminado simple y uno con núcleo de plomo, observando que en el momento que el dispositivo se empieza a desplazar, la rigidez del aislador con núcleo de plomo es mayor, pero al fluir este material, la rigidez del dispositivo con núcleo de plomo es similar al que no cuenta con este, ya que en ese punto la rigidez del sistema es aportada únicamente por las capas de goma del aislador.

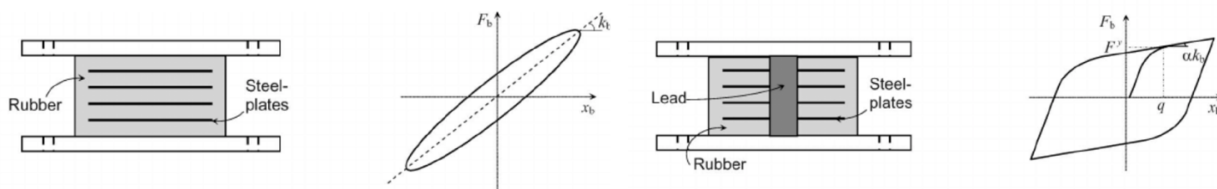


Fig.II.7.4 Diagramas esquemáticos de un aislador de goma sin y con núcleo de plomo y sus ciclos histeréticos ideales.

La capacidad axial de ambos tipos de aisladores al estar sometidos a fuerzas laterales está dada en función del área de traslape cuando se presenta la deformación del dispositivo, debido a que esta área recibe directamente las cargas axiales como se puede observar en la *figura II.7.5*.

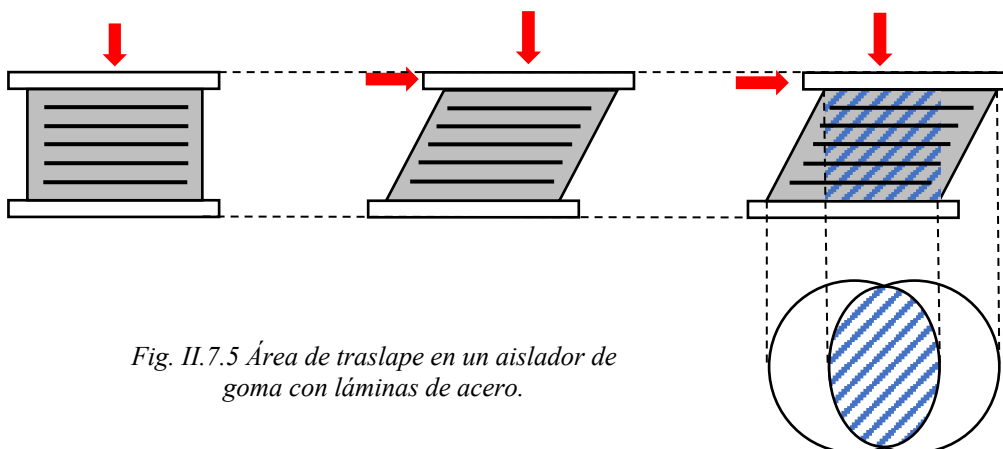


Fig. II.7.5 Área de traslape en un aislador de goma con láminas de acero.

Al definirse las propiedades geométricas de este tipo de aislador sísmico, es posible calcular sus propiedades mecánicas.

En la *figura II.7.6* se muestra una gráfica de fuerza cortante contra desplazamiento lateral, conocidas como ciclos de histéresis, de una prueba hecha por la empresa FIP Industriale y que se puede encontrar en su catálogo de “LEAD RUBBER BEARINGS”. Podemos observar que en todas las pruebas que se realizaron, el dispositivo comienza con un comportamiento elástico lineal dando una pendiente K_1 , la cuál resulta ser su rigidez. Posteriormente al fluir el núcleo de plomo, su rigidez se degrada hasta un valor K_2 o rigidez post-fluencia.

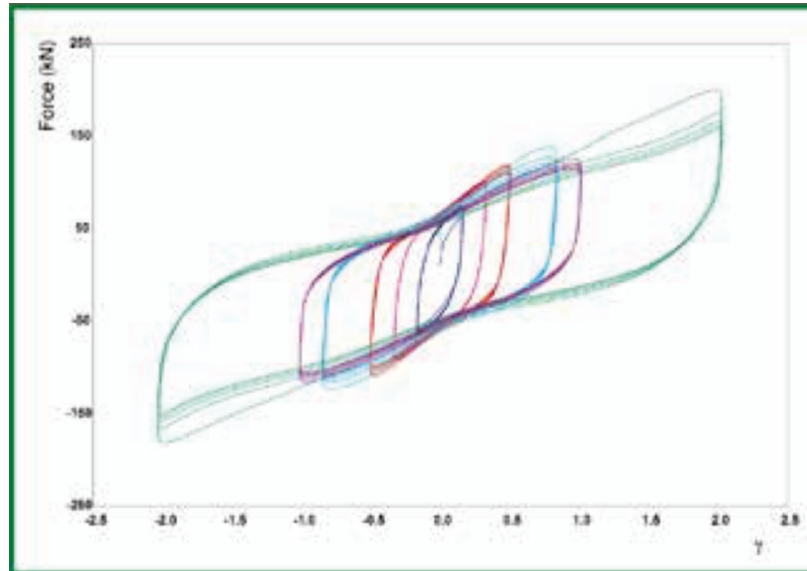


Fig. II.7.6 Ciclos de histéresis típicos de un aislador LRB obtenido con pruebas dinámicas al incrementar el esfuerzo cortante. (FIP Industriale 2012)

Estos ciclos pueden simplificarse utilizando un modelo bilineal, como se muestra en la *figura II.7.7*, observando los parámetros F_1 , F_2 , d_1 y d_2 , los cuales vienen contenidos en los catálogos del fabricante. Se muestra un ejemplo de estos parámetros contenido en el catálogo de FIP Industriale en la *Tabla II.7.1*

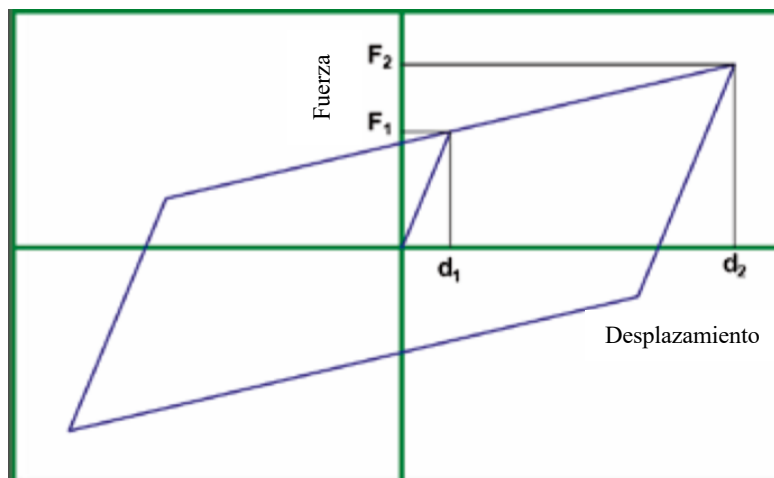


Fig. II.7.7 Ciclos de histéresis de un aislador LRB modelado como bilineal. (FIP Industriale 2012)

Tabla II.7.1 Parámetros de un aislador con núcleo de plomo LRB contenidos en catálogo. (FIP Industriale 2012)

DISPLACEMENT 100 mm

LRB-S	V	F _{zd}	K _e	ξ _e	F ₂	F ₁	d ₁	K _v	D _g	t _e	h	H	Z
	kN	kN	kN/mm	%	KN	KN	mm	kN/mm	mm	mm	mm	mm	mm
			At d ₂ = 83 mm										
LRB-S 500/100-110	2700	3630	1.94	35	162	106	8	1164	500	100	197	247	550
LRB-S 550/100-120	4170	5430	2.33	35	194	126	8	1579	550	100	197	247	600
LRB-S 600/102-120	4830	6500	2.49	33	207	128	8	1715	600	102	190	240	650
LRB-S 650/102-110	6440	9190	2.68	30	223	129	8	2235	650	102	200	260	700
LRB-S 700/105-115	7250	10570	2.74	27	228	121	8	2374	700	105	197	257	750
LRB-S 750/112-125	9240	12530	3.08	28	257	143	9	2754	750	112	207	267	800
LRB-S 800/128-130	10310	13190	3.20	29	267	155	10	2577	800	128	223	283	850
LRB-S 850/128-130	12660	17040	3.40	27	284	157	10	3130	850	128	223	283	900
LRB-S 900/126-140	13490	19250	3.91	28	326	182	10	3359	900	126	228	288	950
LRB-S 1000/135-150	19280	26760	4.50	27	375	210	11	4344	1000	135	251	331	1050
LRB-S 1100/150-160	24050	32410	5.01	27	418	241	12	4725	1100	150	266	346	1150
LRB-S 1200/154-160	29180	38760	5.42	25	452	247	12	5498	1200	154	266	346	1250

LRB-SN	V	F _{zd}	K _e	ξ _e	F ₂	F ₁	d ₁	K _v	D _g	t _e	h	H	Z
	kN	kN	kN/mm	%	KN	KN	mm	kN/mm	mm	mm	mm	mm	mm
			at d ₂ = 83 mm										
LRB-SN 500/100-110	4050	6060	2.32	30	193	109	8	1424	500	100	197	247	550
LRB-SN 550/100-120	6260	9060	2.78	29	232	130	8	1892	550	100	197	247	600
LRB-SN 600/102-120	7250	10830	3.02	27	252	132	8	2091	600	102	190	240	650
LRB-SN 650/114-130	9760	13520	3.35	28	279	155	9	2366	650	114	218	278	700
LRB-SN 700/126-140	10540	14260	3.70	29	308	180	10	2339	700	126	227	287	750
LRB-SN 750/126-140	13950	17170	3.97	27	331	182	10	2890	750	126	227	287	800
LRB-SN 800/136-145	15210	18010	4.23	27	352	197	11	2904	800	136	234	294	850
LRB-SN 850/144-155	17420	20410	4.66	28	389	225	12	3267	850	144	245	305	900
LRB-SN 900/144-160	20360	27260	5.10	27	425	241	12	3509	900	144	254	314	950
LRB-SN 1000/153-170	29090	33970	5.85	27	488	275	12	4489	1000	153	277	357	1050
LRB-SN 1100/170-185	33050	37200	6.65	27	554	327	14	4883	1100	170	294	374	1150
LRB-SN 1200/176-185	36490	40620	7.15	25	596	336	14	5651	1200	176	296	376	1250

Legenda

V	Maximum vertical load at load combination including the seismic action (at displacement 1.2 d ₂)
F _{zd}	Maximum vertical load at non-seismic load combinations, at ULS, concurrent with 0 rotation and 10 mm horizontal displacement
K _e	Effective horizontal stiffness (at displacement d ₂)
ξ _e	Equivalent viscous damping coefficient (at displacement d ₂)
F ₂	Maximum horizontal force (at displacement d ₂)
F ₁	Yield force
d ₁	Yield displacement
K _v	Vertical stiffness
D _g	External elastomer diameter
t _e	Total elastomer thickness
h	Height excluding outer steel plates
H	Total height including outer steel plates
Z	Side length of outer steel plate

Se puede calcular la rigidez inicial del dispositivo matemáticamente, conociendo la geometría del dispositivo mostrada en la *figura II.7.8*, de la siguiente manera:

$$K_1 = \frac{1}{h_r} (G_r A_r + G_p A_p)$$

Donde:

- h_r : Altura total de la goma
- h_s : Altura total de las láminas de acero
- G_r : Modulo de cortante de la goma (0.4 – 1MPa)
- A_r : Área de la goma en planta
- G_p : Modulo de cortante del plomo (≈ 150 MPa)
- A_p : Área del plomo en planta
- ϕ_r : Diámetro de la goma
- ϕ_p : Diámetro del núcleo de plomo

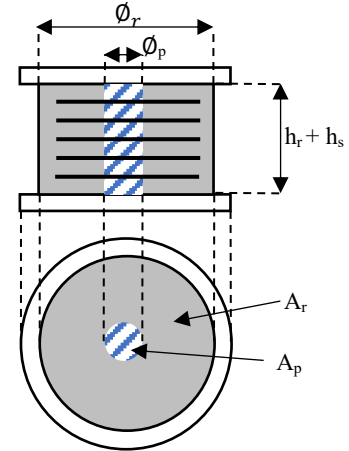


Fig.II.7.8 Geometría a considerar en un aislador circular LRB para el calculo de la rigidez inicial.

La rigidez K_2 depende de las propiedades mecánicas y de la geometría de la goma, calculándose de la siguiente manera:

$$K_2 = \frac{G_r A_r}{h_r}$$

Si bien se puede calcular la rigidez post-fluencia de esta manera, es común en el diseño de estos dispositivos el proponer una relación del orden del 10% de la rigidez inicial, por lo tanto:

$$K_2 \approx 0.1K_1$$

La fuerza de fluencia F_y , es aquella que provoca que el núcleo de plomo fluya, calculándose de la siguiente manera:

$$F_y = \tau_{py} A_p \left(1 + \frac{G_r A_r}{G_p A_p} \right)$$

τ_{py} : esfuerzo de fluencia del plomo (≈ 10 MPa)

La capacidad de carga del aislador LRB se puede calcular como:

$$W_{m\acute{a}x} = A' G_r S \gamma_w$$

donde:

- A' : Área transversal de traslape
- S : Factor de forma del apoyo

$$S = \frac{A_{transversal\ cargada}}{A_{transversal\ de\ una\ capa\ de\ goma}}$$

γ_w : Distorsión angular permisible de la goma

b) Modelación matemática

Como se vio anteriormente, la curva de histéresis de un aislador con núcleo de plomo se puede idealizar con un modelo bilineal como el mostrado en la *figura II.7.9*:

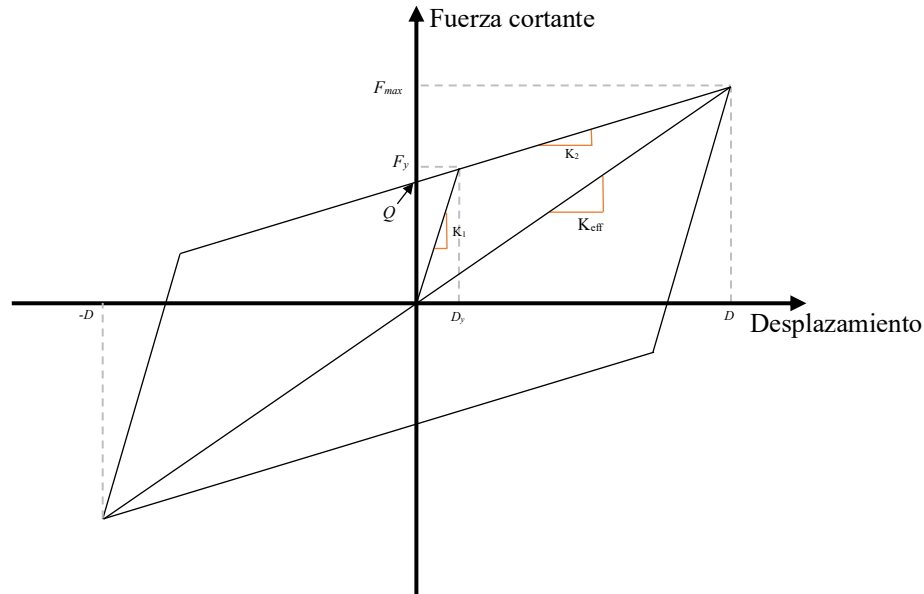


Fig.II.7.9 Modelo Bilineal del comportamiento histérico de un aislador LRB.

En la figura anterior, el parámetro K_{eff} es la pendiente de la recta que va desde extremo a extremo de la curva. Por otro lado, la fuerza Q es la ordenada de la recta de post fluencia para un desplazamiento nulo, el cuál es proporcionado por los fabricantes en los catálogos de estos dispositivos. Con esta simplificación, se puede establecer relaciones entre las propiedades mecánicas.

La rigidez efectiva K_{eff} se calcula en función de la rigidez post-fluencia K_2 , la fuerza característica Q y el desplazamiento del dispositivo D , de la siguiente forma:

$$K_{eff} = K_2 + \frac{Q}{D} \quad \text{con } D \geq D_y$$

El desplazamiento de fluencia D_y , se calcula de la siguiente manera:

$$D_y = \frac{Q}{K_1 - K_2}$$

La energía disipada por ciclo de histéresis W_D se puede calcular en función de la rigidez efectiva del apoyo K_{eff} , el desplazamiento de diseño del aislador D y el factor de amortiguamiento crítico del aislador ξ .

$$W_D = 2\pi K_{eff} D^2 \xi$$



También es posible calcular este parámetro en función de la fuerza característica Q , el desplazamiento de diseño del aislador D y el desplazamiento de fluencia del aislador D_y , de la siguiente forma:

$$W_D = 4Q(D - D_y)$$

c) Ventajas y desventajas

Las ventajas y desventajas que presentan los sistemas de aislamiento de base con núcleo de plomo LRB son las siguientes.

Ventajas:

- ◆ La relación de deformación lateral respecto del espesor de caucho, que puede alcanzar valores de 150% para sismo de diseño y hasta 250% para sismo máximo probable.
- ◆ Presenta una solución económicamente viable al soportar la estructura y proveer fuerza de amortiguamiento en todas las direcciones del plano horizontal para mitigar los efectos sísmicos.
- ◆ La recuperación de las propiedades mecánicas del plomo permite que el aislador pueda disipar energía mediante la fluencia de este material.
- ◆ Permite una amplia gama de elección en rigidez y amortiguamiento.

Desventajas:

- ◆ No deben ser usados en edificios con un gran valor de relación altura/ancho por problemas de incremento en esfuerzos de flexión. La mayoría de los sistemas de aislamiento están diseñados para trabajar bajo cargas de compresión, los que resistan fuerzas de tensión, de ser el caso, se ven afectados bajo el fenómeno de cavitación, el cual a bajos esfuerzos reduce la rigidez del aislador. Si el edificio depende de un sistema de elementos que trabajen a tensión este tipo de sistema no resulta práctico, pues su dimensionamiento para resistir estos esfuerzos no es económico.
- ◆ La instalación de los aisladores en la restauración de estructuras ha demostrado ser de gran complejidad ya que también requiere apuntalar y cortar columnas al igual que transferir las cargas a soportes temporales.
- ◆ Limitación del avance tecnológico de este tipo de sistemas por normativas sobre- conservadoras.



III. Bases de Diseño de Estructura sin Aislamiento

Para el diseño y consideraciones correspondientes para el cálculo y dimensionamiento de elementos estructurales del presente proyecto, se utilizará el *Reglamento De Construcciones Para El Distrito Federal (RCDF) y sus Normas Técnicas Complementarias vigentes (NTC)* (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017).

Para poder obtener un espectro de diseño es importante conocer algunos aspectos característicos de la estructura como son la ductilidad, la zona, el grupo al que pertenece y la irregularidad de estas estructuras, por eso es importante revisar el reglamento para conocer de qué dependen estas características y como considerarlas.

1. DESCRIPCIÓN GENERAL

Las estructuras en cuestión se ubican en un predio ubicado en Circuito Interior, Hipódromo de la Condesa, 06170 Ciudad de México. Las coordenadas correspondientes son: (-99.183310, 19.408420).

El proyecto desarrollado en el presente trabajo consiste en 3 edificios de 20, 30 y 40 niveles, con un uso para oficinas, en los cuales se cuenta con un sistema de piso formado por marcos de concreto y losa perimetralmente apoyada. Se cuenta con 16 columnas cuadradas, como se muestra en las figuras III.1.1, III.1.2 y III.1.3. Además se muestra el modelo en 3D de los 3 edificios en la figura III.1.4.

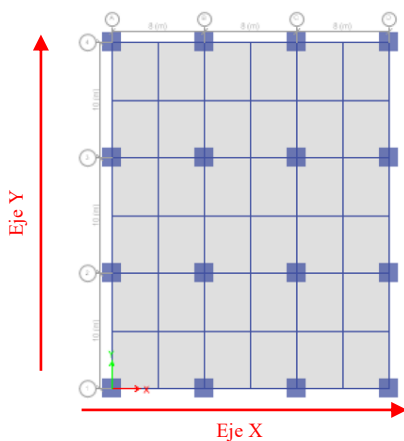


Fig. III.1.1 Edificio 40 niveles

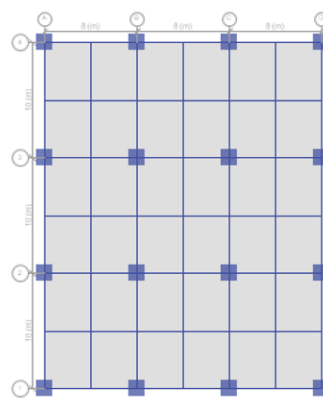


Fig. III.1.2 Edificio 30 niveles

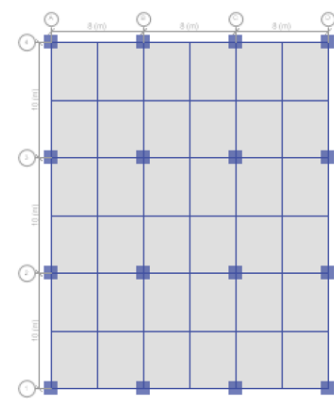


Fig. III.1.3 Edificio 20 niveles

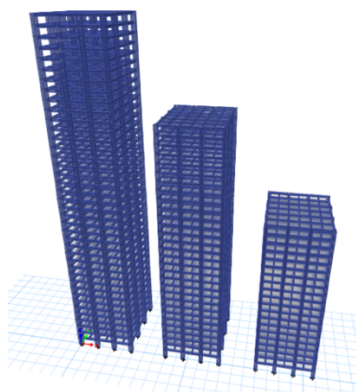


Fig. III.1.4 Vista en 3D de las estructuras a analizar. Modelo en ETABS

La distancia entre las crujeas del eje X para los tres edificios es de 8 metros y en el eje Y de 10 m. Para los tres casos, se tiene en el primer nivel una altura 4 m y los siguientes niveles una altura de 3.50 m, teniendo una altura total a nivel de piso para el edificio de 20 niveles de 70.5 m, para el edificio de 30 niveles una altura total de 105.5 m y finalmente para el edificio de 40 niveles una altura total de 140.5 m. *Figura II.1.5.*

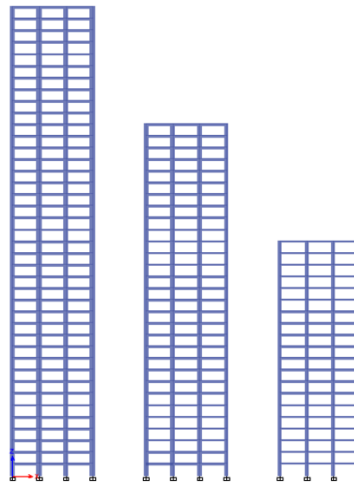
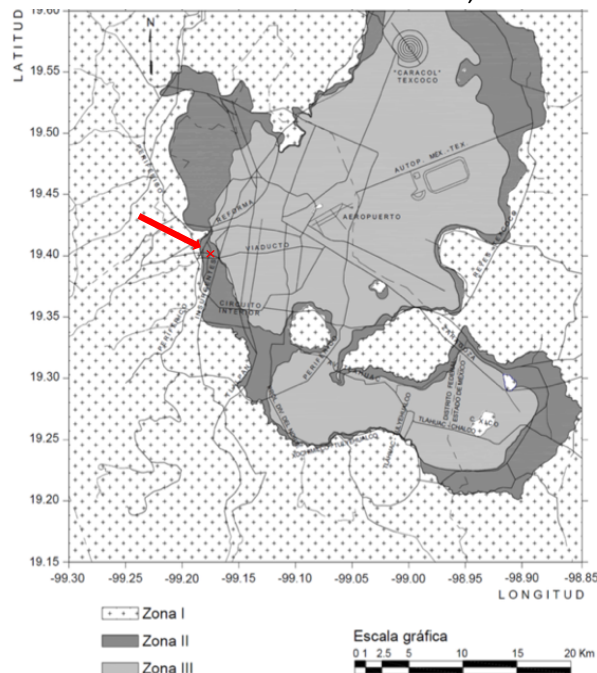


Fig. III.1.5 Corte de los edificios de 40, 30 y 20 niveles respectivamente. Modelo en ETABS

2. ZONA

En las Normas Técnicas Complementarias 2017 (NTC-2017), en el apartado de *Diseño y Construcción de Cimentaciones (DCC)-2017: 2.2 Reconocimiento del sitio* (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017), se observa la *figura III.2.1*, la cual corresponde a la zonificación geotécnica de la Ciudad de México mostrada en un mapa, por lo cual, tomando en cuenta la dirección del predio, se puede definir que las estructuras se localizan en la zona II o de Transición, definida en las *NTC-DCC-2017* de la siguiente manera:



Zona II. Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros;

Fig.III.2.1 Mapa de zonificación geotécnica y ubicación del predio. NTC-DCC-2017 (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017).



3. GRUPO

Como parte de las especificaciones del proyecto, se tiene que la estructura tendrá un uso de oficinas, por lo que pertenece al **grupo B1** descrito por las *NTC-2017* en el apartado *Diseño por Sismo (DS): 1.4 Clasificación de las estructuras* (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017) de la siguiente manera.

Grupo B. Edificaciones comunes destinadas a viviendas, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el Grupo A, las que se subdividen en:

Subgrupo B1: Pertenece a este subgrupo las edificaciones que reúnen las siguientes características:

- a) *Edificaciones de más de 30 m de altura o con más de 6,000 m² de área total construida, ubicadas en las zonas I y II a que se alude en el Artículo 170 de este Reglamento, y construcciones de más de 15 m de altura o más de 3,000 m² de área total construida, en la zona III; en ambos casos las áreas se refieren a un solo cuerpo de edificio que cuente con medios propios de desalojo: acceso y escaleras; incluyendo las áreas de anexos, como pueden ser los propios cuerpos de escaleras. El área de un cuerpo que no cuente con medios propios de desalojo se adicionará a la de aquel otro a través del cual se desaloje.*
- b) *Las estructuras anexas a los hospitales, aeropuertos o terminales de transporte, como estacionamientos, restaurantes, etc., que sean independientes y no esenciales para el funcionamiento de estos.*

4. REGULARIDAD

Se deben revisar las condiciones de regularidad de la estructura, contenidas en las *NTC-DS-2017 5. Condiciones de regularidad* (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017), los requisitos del punto *5.1 Estructura regular* de las *NTC-DS-2017* que son los siguientes:

- 1) *Los diferentes muros, marcos y demás sistemas sismo-resistentes verticales son sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio. Se considera que un plano o elemento sismo-resistente es sensiblemente paralelo a uno de los ejes ortogonales cuando el ángulo que forma en planta con respecto a dicho eje no excede 15 grados. CUMPLE*
- 2) *La relación de su altura a la dimensión menor de su base no es mayor que cuatro. NO CUMPLE ESTRUCTURA DE 30 Y 40 NIVELES*
- 3) *La relación de largo a ancho de la base no es mayor que cuatro. CUMPLE*
- 4) *En planta no tiene entrantes ni salientes de dimensiones mayores que 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera el entrante o saliente. CUMPLE*
- 5) *Cada nivel tiene un sistema de piso cuya rigidez y resistencia en su plano satisfacen lo especificado en la sección 2.7 para un diafragma rígido. CUMPLE*
(diafragma rígido, definido como uno cuya máxima deflexión lateral en su plano es menor que 0.5 veces la deformación lateral promedio de los elementos verticales del entrepiso ubicado inmediatamente por debajo del diafragma)
- 6) *El sistema de piso no tiene aberturas que en algún nivel excedan 20 por ciento de su área en planta en dicho nivel, y las áreas huecas no difieren en posición de un piso a otro. Se exime de este requisito la azotea de la construcción. CUMPLE*
- 7) *El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 120 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior. CUMPLE*
- 8) *En cada dirección, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior. Además, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 125 por ciento de la menor de las dimensiones de los pisos inferiores en la misma dirección. CUMPLE*



- 9) *Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en las dos direcciones de análisis por diafragmas horizontales o por vigas. Por consiguiente, ninguna columna pasa a través de un piso sin estar ligada con él. CUMPLE*
- 10) *Todas las columnas de cada entrepiso tienen la misma altura, aunque esta pueda variar de un piso a otro. Se exime de este requisito al último entrepiso de la construcción. CUMPLE*
- 11) *La rigidez lateral de ningún entrepiso difiere en más de 20 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito. CUMPLE*
- 12) *En ningún entrepiso el desplazamiento lateral de algún punto de la planta excede en más de 20 por ciento el desplazamiento lateral promedio de los extremos de la misma. CUMPLE*
- 13) *En sistemas diseñados para Q de 4, en ningún entrepiso el cociente de la capacidad resistente a carga lateral entre la acción de diseño debe ser menor que el 85 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. En sistemas diseñados para Q igual o menor que 3, en ningún entrepiso el cociente antes indicado debe ser menor que 75 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir apreciablemente a ella. Queda excluido de este requisito el último entrepiso. CUMPLE*

Se considerará irregular toda estructura que no satisfaga uno de los requisitos 5, 6, 9, 10, 11, 12 y 13, o dos o más de los requisitos 1, 2, 3, 4, 7 y 8.

El edificio se considerará regular, considerando que en las normas establece que para ser irregular, no se deben cumplir 2 o más de los requisitos 1, 2, 3, 4, 7 y 8. En este caso, solamente para los edificios de 30 y 40 niveles no se cumple la condición 2, por lo que el factor de irregularidad es 1.

5. FACTOR DE COMPORTAMIENTO SISMICO Q

Por especificaciones del proyecto, se tiene que la estructura en cuestión se diseñara para una ductilidad baja, teniendo una Q de 2.0 según el tipo de estructura del cual se trata y basándonos en la tabla 4.2.1 *Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de concreto* contenida en las *NTC-DS-2017* (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017).

6. DISTORSIONES

Considerando el apartado *1.8 Revisión de desplazamientos laterales de las NTC-DS-2017* (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017), menciona las distorsiones de entrepiso según 2 condiciones de diseño, estados límites contra colapso y daños ante sismos frecuentes:

La distorsión de entrepiso se define como la diferencia entre los desplazamientos laterales de los pisos consecutivos que lo delimitan dividida entre la diferencia de elevaciones correspondiente.

- a) *Para el cumplimiento del estado límite de seguridad contra colapso, se revisará que las distorsiones obtenidas con el espectro de diseño definido en el Capítulo 3 de las NTC-DS, multiplicadas por QR , no excedan los valores especificados para la distorsión límite (γ_{max}) en las tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3, según el sistema estructural que se haya adoptado.*

En este caso, se tomará la tabla III.6.1 que corresponde a la *Tabla 4.2.1* contenida en las *NTC-DS-2017* (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017), debido a que se tiene una estructura de concreto. La tabla correspondiente se presenta a continuación:

Tabla III.6.1 Factores de comportamiento sísmico y distorsiones para estructuras de concreto. NTC-DS-2017. (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017)

Estructuración	Ductilidad	Condición	Q	γ_{max}
Marcos	Alta	----	4.0	0.030
	Media	----	3.0	0.020
	Baja	----	2.0	0.015
Marcos de elementos prefabricados	Media	Con nudos monolíticos y conexiones dúctiles ubicadas fuera de las zonas críticas	3.0	0.020
	Baja	Con conexiones en zonas críticas o en los nudos	2.0	0.015
Sistema dual ^(a) formado por marcos y muros de concreto ⁽²⁾⁽³⁾	Alta	Con muros de concreto de <i>ductilidad alta</i>	4.0	0.020
	Media	Con muros de concreto de <i>ductilidad media</i>	3.0	0.015
Sistema formado por muros de concreto ⁽³⁾⁽⁴⁾	Baja	Con muros de concreto de <i>ductilidad baja</i>	2.0	0.010
	Alta	Muros de concreto de <i>ductilidad alta</i>	4.0	0.020
	Media	Muros de concreto de <i>ductilidad media</i>	3.0	0.015
Sistema dual ^(a) formado por marcos y muros acoplados ^(b) de concreto ⁽²⁾⁽³⁾	Baja	Muros de concreto de <i>ductilidad baja</i>	2.0	0.010
	Media	Con muros de concreto y trabes de acoplamiento de <i>ductilidad media</i>	3.0	0.015
Sistema dual ^(a) formado por marcos de concreto y contravientos metálicos ⁽²⁾⁽³⁾⁽⁵⁾	Baja	Con muros de concreto y trabes de acoplamiento de <i>ductilidad baja</i>	2.0	0.010
	Alta	Contravientos restringidos contra pandeo	4.0	0.020
	Media	Contravientos concéntricos de <i>ductilidad alta</i>	3.0	0.015
Sistema formado por marcos y muros diafragma no desligados ⁽⁶⁾	Baja	Contravientos concéntricos de <i>ductilidad media</i>	2.0	0.010
	Alta	Marcos de <i>ductilidad alta</i>	4.0	0.020
	Media	Marcos de <i>ductilidad media</i>	3.0	0.015
Sistemas con base en columnas de concreto en voladizo	Baja	Marcos de <i>ductilidad baja</i>	2.0	0.010
	Baja	Con columnas de <i>ductilidad media</i> para zonas I y II Con columnas de <i>ductilidad alta</i> para zona III	2.0	0.010
Sistema suspendido soportado por un núcleo de concreto formado por muros o marcos	Media	Con columnas de <i>ductilidad alta</i>	3.0	0.015
	Baja	Con columnas de <i>ductilidad media</i>	2.0	0.010
Marcos exteriores y columnas interiores interconectados por diafragmas horizontales rígidos ⁽⁷⁾	Media	Marcos exteriores de <i>ductilidad media</i>	3.0	0.020
	Baja	Marcos exteriores de <i>ductilidad baja</i>	2.0	0.015
Sistema dual formado por columnas y marcos o muros interconectados con losas planas ⁽⁸⁾	Media	Con columnas de <i>ductilidad alta</i>	3.0	0.015
	Baja	Con columnas de <i>ductilidad media</i>	2.0	0.010
Sistema de columnas de concreto interconectadas con losas planas	Baja	----	1.0	0.005

Tabla 4.2.1 Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de concreto ⁽¹⁾

- b) Para el cumplimiento del requisito de limitación de daños ante sismos frecuentes, se revisará que las distorsiones de entrepiso determinadas para esta condición como se indica en el inciso 3.1.1, no excedan 0.002, salvo que todos los elementos no estructurales sean capaces de soportar deformaciones apreciables o estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones. En tal caso, el límite en cuestión será 0.004. Al calcular las distorsiones mencionadas en este párrafo pueden descontarse las debidas a la flexión de conjunto de la estructura.

Por lo tanto, tomando las consideraciones anteriores tenemos que:

- ◆ Distorsión límite de seguridad contra colapso: 0.015
- ◆ Distorsión límite de daños ante sismos frecuentes: 0.002

La edificación cuenta con una ductilidad baja, por lo que se tomará una $Q=2.0$

7. FACTOR DE CORRECCIÓN POR HIPERESTATICIDAD

Según el punto 3.5 *Factor de sobre resistencia de las NTC-DS-2017* (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017), el factor de corrección por hiperestaticidad es igual a **1.0** ya que la edificación cuenta con tres crujiás resistentes a sismo en las dos direcciones de análisis.

k_i , factor de corrección por hiperestaticidad, es igual a:

- 0.8 para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que tengan menos de tres crujiás resistentes a sismo en la dirección de análisis y dos o menos crujiás resistentes a sismo en la dirección normal a la de análisis;
- 1.0 para estructuras de mampostería, y para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que tengan tres o más crujiás resistentes a sismo en las dos direcciones de análisis;
- 1.25 para los sistemas estructurales duales incluidos en las tablas 4.2.1 y 4.2.2.

8. ESPECTRO PARA DISEÑO POR SISMO

El espectro de diseño se obtuvo a través del Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID, 2017) entrando con las coordenadas del predio (19.408420 -99.183310) y con las condiciones de grupo, irregularidad, factor de comportamiento sísmico e hiperestaticidad. Se muestra en la *Figura III.8.1* y *Figura III.8.2* el mapa de localización y los espectros obtenidos con el SASID (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017).

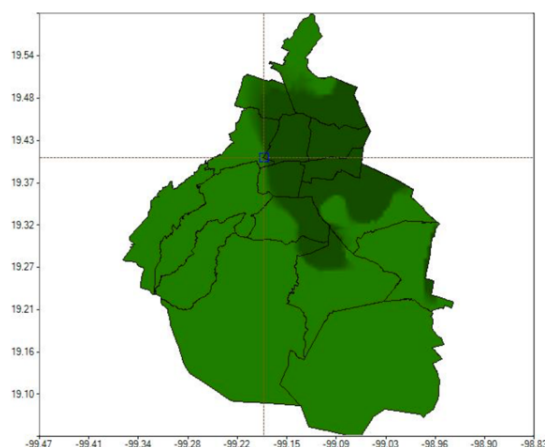


Fig. III.8.1 Mapa de localización de coordenadas. (SASID, 2017)

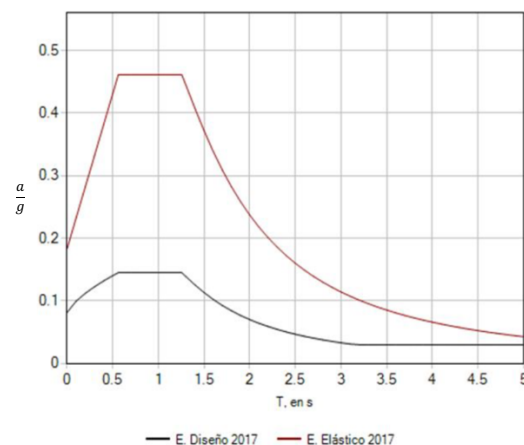


Fig. III.8.2 Espectro elástico y de diseño correspondientes a las coordenadas del predio. (SASID, 2017)

Los datos obtenidos a través del software SASID (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017) y referentes a estas coordenadas son los mostrados en la *Figura III.8.3*:

Coordenadas			
Latitud	Longitud		
19.408420	-99.183310		

Factores sísmicos			
Importancia	Irregularidad	Comportamiento sísmico	Hiperestaticidad
B	1.0	2.0	1.0

Parámetros sísmicos					
Ts	a0	c	Ta	Tb	k
[s]			[s]	[s]	
0.528	0.184	0.461	0.560	1.256	1.500

Fig.III.8.3 Datos obtenidos con el software al ingresar las coordenadas correspondientes y los factores sísmicos. SASID

Según el punto 3.5 *Factor de sobre resistencia* de las *NTC-DS-2017* (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017), para calcular este factor se utiliza la siguiente fórmula:

$$R = k_1 R_0 + k_2$$

donde:

R_0 es el factor básico de sobrerresistencia que será de 1.75 ya que se trata de sistemas estructurales de concreto, a los que se asigna Q menor que 3.

k_1 es el factor de corrección por hiperestaticidad igual a 1.0 por lo antes mencionado.

k_2 es el factor de incremento para estructuras pequeñas y rígidas el cual no aplica para esta estructura, por lo tanto, es 0.

Por lo que el valor de R para las tres estructuras, al tener los mismos parámetros, es de:

$$R = 1 * 1.75 + 0 = 1.75$$

9. ESTADOS LÍMITE

En las *NTC- Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (DCEC)-2017*, en el apartado 1.3 *Criterios de Diseño* (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017), encontramos los estados límite que se aplicarán a la presente estructura.

1.3.1 Estados límite de falla

*Deben dimensionarse de modo que la resistencia de diseño de toda sección con respecto a cada fuerza o momento interno que en ella actúe, sea igual o mayor que el valor de diseño de dicha fuerza o momento internos. Las resistencias de diseño deben incluir el correspondiente factor de resistencia, F_R contenido en las *NTC-Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (CADEE)-2017* (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017), los cuales se especifican posteriormente en la presente memoria de calculo.*



1.3.2 Estados límite de servicio

Sea que se aplique el criterio de estados límite de falla o algún criterio optativo, deben revisarse los estados límite de servicio, es decir, se comprobará que las respuestas de la estructura (deformación, agrietamiento, etc.) queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

1.3.3 Diseño por durabilidad

Las estructuras deberán diseñarse para una vida útil de al menos 50 años, de acuerdo con los requisitos establecidos en el capítulo 4. **Requisitos de Durabilidad de las NTC- Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (DCEC)-2017** (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017).

Con este fin, se establece en el apartado **4.1.1 Requisitos básicos de las NTC-DCEC-2017** (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017) lo siguiente:

La durabilidad será tomada en cuenta en el diseño, mediante la determinación de la clasificación de exposición de acuerdo con la sección **4.2 de las NTC-DCEC-2017** (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017) y, para esa clasificación, cumpliendo con los siguientes requisitos:

- a) Calidad y curado del concreto,
- b) Restricciones en los contenidos químicos,
- c) Recubrimiento,
- d) Precauciones en la reacción álcali – agregado

Los requisitos parten de suponer el empleo de concreto con cemento portland ordinario. Pueden usarse otros tipos de cemento portland (resistente a los sulfatos, baja reactividad álcali-agregado) o cementos mezclados, (cemento portland puzolánico, cemento portland con escoria granulada de alto horno). Éstos deberán ser evaluados para establecer los niveles de desempeño equivalentes a los obtenidos con concretos de cemento portland ordinario.

Pueden usarse otros sistemas que consistan en la protección o impregnación de la capa superficial. Estos sistemas serán evaluados para establecer niveles de desempeño equivalente a los concretos de cemento portland ordinario, al determinar la influencia de la durabilidad del recubrimiento para alcanzar los 50 años de vida de diseño.

Como se mencionó, se parte de revisar la sección **4.2 Clasificación de exposición de las NTC-DCEC-2017** (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017), donde se menciona lo siguiente:

La clasificación de la exposición para una superficie de un miembro reforzado o presforzado se determinará a partir de la tabla III.9.1 que corresponde a la Tabla 4.2.1 contenida en las **NTC-DCEC-2017** (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017).

Tabla III.9.1 Clasificación de exposición. NTC- DCEC -2017.
(Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017)

Superficies y ambiente de exposición	Clasificación de exposición
a) Superficie de miembros en contacto con el terreno:	
1) Protegida por una membrana impermeable	A1
2) En suelos no agresivos	A2
3) En suelos agresivos ¹	D
b) Superficies de miembros en ambientes interiores:	
1) Encerrado totalmente dentro de un edificio, excepto por breve periodo de exposición al ambiente durante la construcción ²	A1
2) En edificios o sus partes donde los miembros pueden estar sujetos a humedecimiento y secado repetido ²	B1



Superficies y ambiente de exposición	Clasificación de exposición
c) Superficies de miembros no en contacto con el terreno y expuestos a ambientes exteriores ³ que son:	
1) No agresivos	A2
2) Ligeramente agresivos	B1
3) Agresivos	B2
d) Superficies de miembros en agua ⁴ :	
1) En contacto con agua dulce (dura)	B1
En agua dulce a presión (dura)	B2
En agua dulce corriente (dura)	B2
2) En contacto con agua dulce (suave)	B2
En agua dulce a presión (suave)	D
En agua dulce corriente (suave)	D
3) En agua con más de 20 000 ppm de cloruros:	
- Sumergida permanentemente	B2
- En zonas con humedecimiento y secado	C
e) Superficies de miembros en otros ambientes:	
En cualquier ambiente de exposición no descritos en los incisos de (a) a (d)	D

¹ Se deben considerar agresivos los suelos permeables con pH < 4.0 o con agua freática que contiene más de un gramo (1 g) de iones de sulfato por litro. Suelos ricos en sales con pH entre 4 y 5 deben considerarse como clasificación de exposición C;

² Cuando se emplee en aplicaciones industriales, se deben considerar los efectos sobre el concreto de los procesos de manufactura que allí se realicen; en tales casos se puede requerir una reclasificación de la exposición a D;

³ La frontera entre los diferentes ambientes exteriores depende de muchos factores los cuales incluyen distancia desde la fuente agresiva, vientos dominantes y sus intensidades;

⁴ Para establecer las características de dureza del agua se requiere analizarla (ASTM E 1116)

Tabla 4.2.1 Clasificaciones de exposición

a) Calidad y curado del concreto

Para determinar la calidad del concreto requerida, la clasificación de exposición para el miembro será la que corresponda a la superficie que tenga la condición de exposición más desfavorable.

a.1) Requisitos para concretos con clasificaciones de exposición A1 y A2

Miembros sujetos a clasificaciones de exposición A1 o A2 serán curados en forma continua bajo temperatura y presión del ambiente por al menos tres días a partir del colado.

El concreto en los miembros tendrán una resistencia a compresión especificada, $f'c$, no menor de 20 MPa (200 kg/cm²).

a.2) Requisitos para concretos con clasificaciones de exposición B1, B2 y C

Miembros sujetos a clasificaciones de exposición B1, B2 o C serán curados en forma continua bajo condiciones de temperatura y presión del ambiente, por al menos siete días a partir del colado.

El concreto en el miembro tendrá una resistencia a compresión especificada, $f'c$, no menor de:

- 20 MPa (200 kg/cm²) para clasificación B1;
- 25 MPa (250 kg/cm²) para clasificación B2; y
- 50 MPa (500 kg/cm²) para clasificación C.

Adicionalmente, en los concretos para la clasificación C se requiere emplear un contenido de cemento portland no menor que 3 500 N/m³ (350 kg/m³) y una relación agua/cemento que no exceda 0.40.

a.3) Requisitos para concretos con clasificación de exposición D

El concreto en los miembros sujetos a una clasificación de exposición D se especificará para asegurar su durabilidad bajo la exposición ambiente particular que se tenga y para la vida útil de diseño escogida.

a.4) Requisitos para concretos expuestos a sulfatos

Los concretos que estarán expuestos a soluciones o a suelos que contienen concentraciones peligrosas de sulfatos serán hechos con cementos resistentes a sulfatos y cumplirán con las relaciones agua-materiales cementantes máximas y las resistencias a compresión mínimas presentadas en la tabla III.9.2 que corresponde a la Tabla 4.6.1 contenida en las *NTC-DCEC-2017* (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017).

Tabla III.9.2 Requisitos para concretos expuestos a soluciones que contengan sulfatos.
NTC- DCEC -2017. (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017)

Exposición a sulfatos	Sulfatos solubles en agua (SO ₄) presentes en suelos, porcentaje por peso	Sulfatos (SO ₄) en agua, ppm	Tipos de cemento ¹	Máxima relación agua-materiales cementantes, por peso, concretos con agregados de peso normal ²	f _c ' mínima, concreto con agregado de peso normal y ligero, MPa (kg/cm ²)
Despreciable	0.00 ≤ SO ₄ < 0.10	0 ≤ SO ₄ < 150	—	—	—
Moderada ³	0.10 ≤ SO ₄ < 0.20	150 ≤ SO ₄ < 1 500	CPP, CPEG, CPC	0.50	30 (300)
Severa	0.20 ≤ SO ₄ ≤ 2.00	1 500 ≤ SO ₄ < 10 000	RS	0.45	35 (350)
Muy severa	SO ₄ > 2.00	SO ₄ > 10 000	RS más puzolana ⁴	0.45	35 (350)

¹ CPP cemento portland puzolánico (clinker de cemento portland con C₃A < 8 %);
CPEG cemento portland con escoria granulada de alto horno (clinker de cemento portland con C₃A < 8 %);
CPC cemento portland compuesto (clinker de cemento portland con C₃A < 8 %);
RS cemento portland resistente a los sulfatos (C₃A < 5 %);

² Se puede requerir relaciones agua -materiales cementantes más bajos o resistencias más altas para reducción de la permeabilidad o para protección del acero contra la corrosión;

³ Correspondería a agua de mar;

⁴ Puzolana que haya mostrado mediante ensaye o experiencias previas que mejora la resistencia a los sulfatos cuando se emplea en concreto fabricado con cemento portland resistente a los sulfatos.

Tabla 4.6.1 Requisitos para concretos expuestos a soluciones que contengan sulfatos

a.5) Requisitos adicionales para resistencia a la abrasión

En adición a los otros requisitos de durabilidad de esta sección, el concreto para miembros sujetos a la abrasión proveniente del tránsito, tendrá una resistencia a la compresión especificada no menor que el valor aplicable dado la Tabla 4.7.1 contenida en las *NTC-DCEC-2017* (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017).

Debido al uso y características de las estructuras del presente trabajo, no es necesario tomar en cuenta este punto, ya que no se tiene ningún tipo de tránsito vehicular sobre éstas.

b) Restricciones en los contenidos químicos contra la corrosión

De igual manera, para determinar la calidad del concreto requerida, la clasificación de exposición para el miembro será la que corresponda a la superficie que tenga la condición de exposición más desfavorable.

b.1) Restricciones sobre el ion cloruro para protección contra la corrosión

El contenido total del ion cloruro en el concreto, calculado o determinado, basado en las mediciones del contenido de cloruros provenientes de los agregados, del agua de mezclado y de aditivos no excederá los valores dado en la tabla III.9.3 que corresponde a la Tabla 4.8.1 contenida en las *NTC-DCEC-2017* (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017).

Tabla III.9.3 Valores máximos de contenido de ion cloruro en el concreto al momento del colado.
NTC- DCEC -2017. (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017)

Tipo de miembro	Máximo contenido de iones de cloruro (CL ⁻) solubles en agua en el concreto, porcentaje en peso del cemento
Concreto presforzado	0.06
Concreto reforzado expuesto a cloruros en condiciones de servicio húmedas	0.15
Concreto reforzado expuesto a cloruros en condiciones de servicio secas o protegidas de la humedad	1.00
Otras construcciones de concreto reforzado	0.30

Tabla 4.8.1 Valores máximos de contenido de ion cloruro en el concreto al momento del colado

Cuando se hacen pruebas para determinar el contenido de iones de cloruro solubles en agua, los procedimientos de ensayes se harán de acuerdo con ASTM-C-1218 (American Society for Testing and Materials, 2017).

No se adicionarán al concreto cloruros o aditivos químicos que los contengan en forma importante en elementos de concreto reforzado para clasificaciones de exposición B1, B2, o C, y en ningún elemento de concreto presforzado o curado a vapor.

b.2) Restricción en el contenido de sulfato

El contenido de sulfato en el concreto al momento del colado, expresado como el porcentaje del peso de SO₃ soluble en ácido con relación al peso de cemento, no será mayor que 5 por ciento.

b.3) Restricciones sobre otras sales

No se incorporarán al concreto otras sales a menos que se pueda mostrar que no afectan adversamente la durabilidad.

c) Requisitos para recubrimiento del acero de refuerzo

El recubrimiento libre del acero de refuerzo será el mayor de los valores determinados de los incisos c.1) y c.2), a menos que se requieran recubrimientos mayores por resistencia al fuego.

c.1) Recubrimiento necesario en cuanto a la colocación del concreto

- ◆ El recubrimiento y el detallado del acero serán tales que el concreto pueda ser colocado y compactado adecuadamente de acuerdo con el inciso **15.3.6 Colocación y compactación** de las **NTC-DCEC-2017** (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017)
- ◆ El recubrimiento libre de toda barra de refuerzo no será menor que su diámetro, ni menor que lo señalado a continuación:
 1. En columnas y trabes, 20 mm
 2. En losas, 15 mm,
 3. En cascarones, 10 mm.
- ◆ Si las barras forman paquetes, el recubrimiento libre, además, no será menor que 1.5 veces el diámetro de la barra más gruesa del paquete.

El inciso 15.3.6 Colocación y compactación de las **NTC-DCEC-2017** (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017), establece lo siguiente:



- ⇒ Antes de efectuar un colado debe limpiarse el lugar donde se va a depositar el concreto.
- ⇒ Los procedimientos de colocación y compactación serán tales que aseguren una densidad uniforme del concreto y eviten la formación de huecos.
- ⇒ El lugar en el que se colocará el concreto deberá cumplir con lo siguiente:

1. Estar libre de material suelto como partículas de roca, polvo, clavos, tornillos, tuercas, basura, etc.;
2. Los moldes que recibirán al concreto deben estar firmemente sujetos;
3. Las superficies de mampostería que vayan a estar en contacto con el concreto deberán humedecerse previamente al colado;
4. El acero de refuerzo deberá estar completamente limpio y adecuadamente colocado y sujeto; y
5. No deberá existir agua en el lugar del colado, a menos que se hayan tomado las medidas necesarias para colar concreto en agua.

- ⇒ No se permitirá la colocación de concreto contaminado con materia orgánica.
- ⇒ El concreto se vaciará en la zona del molde donde vaya a quedar en definitiva y se compactará con picado, vibrado o apisonado. El concreto autocompactante se compactará mediante su propio peso.
- ⇒ No se permitirá trasladar el concreto mediante el vibrado.

c.2) Recubrimiento para protección contra la corrosión

Para determinar los requisitos de recubrimiento para protección del refuerzo contra la corrosión, la clasificación de la exposición se tomará como la que corresponda a la superficie a partir de la cual se mide el recubrimiento.

Cuando el concreto es colado en cimbras y compactado de acuerdo con el inciso 15.3.6 de las **NTC-DCEC-2017** (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017), el recubrimiento en vigas, trabes y contratraves no será menor que el valor dado en la tabla III.9.4 que corresponde a la Tabla 4.9.1 contenida en las **NTC-DCEC-2017** (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017), de acuerdo con la clasificación de exposición y la resistencia especificada del concreto.

En losas, muros y elementos prefabricados el recubrimiento no será menor de 0.75 veces los indicados en la tabla III.9.4 que corresponde a la Tabla 4.9.1 contenida en las **NTC-DCEC-2017** (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017), según corresponda, y no menor de 0.5 veces los mismos valores para el caso de cascarones.

Tabla III.9.4 Recubrimiento libre mínimo requerido. NTC-DCEC-2017.
(Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017)

Clasificación de exposición	Resistencia a compresión especificada, MPa (kg/cm ²)							
	15 (150) ⁽¹⁾	20 (200)	25 (250)	30 (300)	40 (400)	50 (500)	60 (600)	70 (700)
	Recubrimiento mínimo requerido (mm)							
A1	30	25	25	20	20	20	15	15
A2	50	40	35	30	25	25	20	20
B1	65	50	40	35	30	30	25	25
B2	—	—	50	45	40	35	30	30
C	—	—	—	—	—	70 ⁽²⁾	65 ⁽²⁾	60 ⁽²⁾

¹ Ver inciso 2.1.2

² Además se requiere emplear un contenido de cemento portland no menor que 3 500 N/m³ (350 kg/m³) y una relación agua/cemento que no exceda 0.40.

Tabla 4.9.1 Recubrimiento libre mínimo requerido

Cuando el concreto es colado sobre o contra el terreno y compactado de acuerdo con el inciso 15.3.6 de las **NTC-DCEC-2017** (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017), y no se conozcan las condiciones de agresividad del terreno, el mínimo recubrimiento para la superficie en contacto con el terreno será 75 mm, o 50 mm si se emplea plantilla o membrana impermeable entre el terreno y el concreto por colar.



d) **Precauciones en la reacción álcali – agregado**

Se deben tomar precauciones para minimizar el riesgo de daño estructural debido a la reacción álcali–agregado.

10. COMBINACIONES Y FACTORES DE CARGA

a) Condiciones de carga

En el punto 3.3 **Condiciones de diseño de las NTC-Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (CADEE)** (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017) establece lo siguiente:

Se revisará que para las distintas combinaciones de acciones especificadas en la sección 2.3 y para cualquier estado límite de falla posible, la resistencia de diseño sea mayor o igual al efecto de las acciones que intervengan en la combinación de cargas en estudio, multiplicado por los factores de carga correspondientes. También se revisará que no se rebase ningún estado límite de servicio bajo el efecto de las posibles combinaciones de acciones, multiplicadas por un factor de carga unitario.

En la misma norma, nos establece las condiciones para las cuales se debe revisar según el apartado 2.3 **Combinaciones de acciones:**

La seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, considerándose dos categorías de combinaciones:

- a) *Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables, se considerarán todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorable se tomará con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea, o bien todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo.*

Para la combinación de carga muerta más carga viva, se empleará la intensidad máxima de la carga viva de la sección 6.1, considerándola uniformemente repartida sobre toda el área.

- b) *Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales, se considerarán todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación.*

En ambos tipos de combinación los efectos de todas las acciones deberán multiplicarse por los factores de carga apropiados de acuerdo con la sección 3.4.

b) Factores de carga

Para determinar el factor de carga, siguiendo las reglas establecidas en el punto 3.4 **Factores de carga de las NTC-Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (CADEE)-2017** (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017), se aplicarán las reglas siguientes:

- a) *Para combinaciones de acciones clasificadas en el inciso 2.3.a, se aplicará un factor de carga de 1.3 para las cargas permanentes y 1.5 para las variables.*



- b) *Para combinaciones de acciones clasificadas en el inciso 2.3.b, se tomará un factor de carga de 1.1 aplicado a los efectos de todas las acciones que intervengan en la combinación.*
- c) *Para revisión de estados límite de servicio se tomará en todos los casos un factor de carga unitario.*

Tomando en cuenta lo anterior, se aplicarán las siguientes combinaciones a los modelos:

- 1) SERVICIO=Carga Muerta+Carga Viva Media
- 2) RESISTENCIA=1.3(Carga Muerta)+1.5(Carga Viva Máxima)
- 3) SISMO EN X=1.1(Carga Muerta+Carga Viva Accidental+Sismo Dinámico en X+0.3 Sismo Dinámico en Y)
- 4) SISMO EN Y=1.1(Carga Muerta+Carga Viva Accidental+0.3 Sismo Dinámico en X+Sismo Dinámico en Y)

11. MATERIALES.

La estructura formada por marcos, está diseñada con concreto armado con un $f'c= 600 \text{ kg/cm}^2$ y un $f_y=4,200 \text{ kg/cm}^2$.

Las especificaciones de los materiales vienen contenidas en el apartado **2.0 Materiales** de las **2.1 Concreto de las NTC-Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (DCEC)-2017** (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017):

a) Concreto

◆ Agregados:

Los agregados pétreos deberán cumplir con los requisitos de la norma **NMX-C-111-ONNCCE** (Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C, 2017), con un tamaño máximo del agregado grueso $\frac{3}{4}$ in.

◆ Agua:

Se deberá cuidar que el agua sea limpia para la elaboración de morteros y concretos. Si contiene sustancias en solución o en suspensión que la enturbien o le produzcan olor o sabor fuera de lo común, es decir, si tiene altos contenidos de materia orgánica, no debe emplearse. Debe cumplir con los requisitos de la norma **NMX-C-122-ONNCCE** (Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C, 2019).

◆ Concretos:

Se deberá comprobar que el nivel de resistencia del concreto estructural cumpla con la resistencia del proyecto. Las resistencias promedio del concreto deberán exceder siempre el valor especificado de f'_c , determinando su resistencia a los 7, 14 y 28 días.

Como dice en el apartado **2.1 Concreto de las NTC-Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (DCEC)-2017**, al tener claros mayores a 5m se debe ocupar Concreto Clase 1 con un peso volumétrico, resistencia a la compresión y módulo de elasticidad siguiendo los requerimientos del punto **2.1.2 Resistencia a compresión y 2.1.4 Módulo de elasticidad de las NTC-DCEC-2017** (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017).

$$E_c = 14000\sqrt{f'_c} \quad \text{para concretos con agregado grueso calizo.}$$

Tabla III.11.1 Propiedades del concreto utilizadas para el diseño de los elementos estructurales

Concreto		
γ_{conc}	2400	kg/m ³
f'_c	600	kg/cm ²
f'_c	510	kg/cm ²
E_c	342928.56	kg/cm ²

b) Acero

◆ Acero de refuerzo:

El refuerzo longitudinal deberá cumplir con las normas **NMX-C-407-ONNCCE** (Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C, 2001) o **NMX-B-457 CANACERO** (Cámara Nacional de la Industria del Hierro y del Acero, 2019) y deberán ser varillas corrugado, salvo en los estribos donde se permiten lisas.

Tabla III.11.2 Propiedades del acero utilizadas para el diseño de los elementos estructurales

Acero		
f_y	4200	kg/cm ²
E_s	2100000	kg/cm ²

12. MODELO

La modelación del sistema estructural se realizó en el software ETABS, el cuál cumple con los requisitos del punto **6.2.1 Movimientos del terreno y 6.2.2 Modelación de sistema estructural** de las **NTC-DS-2017** (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017).

IV. Cargas consideradas

1. CARGAS MUERTAS

a) Peso propio

Para calcular el peso propio de los elementos se multiplicó el área de la sección transversal por el peso volumétrico del concreto reforzado, sin embargo, para la losa se multiplicó el espesor de la losa por el peso volumétrico del concreto.

$$Viga_{x,y} = bh\gamma_{concreto}$$

$$Losa = t\gamma_{concreto}$$

b) Peso de acabados, falsos plafones, muros divisorios no estructurales, peso de fachadas y cancelerías, rellenos, impermeabilizantes y sobrecarga reglamentaria.

Tabla IV.1.1 Peso de Sobrecarga Muerta en entrepiso considerada para el diseño de elementos estructurales

SOBRECARGA MUERTA ENTREPISO		
Falso plafón	15	kg/m ²
Muros divisorios (Tablarroca)	15	kg/m ²
Cancelería	30	kg/m ²
Instalaciones	15	kg/m ²
Loseta vinilica	30	kg/m ²
Mobiliario	50	kg/m ²
SC Reglamentaria	40	kg/m ²
TOTAL	195	kg/m²

Tabla IV.1.2 Peso de Sobrecarga Muerta en azotea considerada para el diseño de elementos estructurales

SOBRECARGA MUERTA AZOTEA		
Falso plafón	15	kg/m ²
Instalaciones	15	kg/m ²
Rellenos	120	kg/m ²
Impermeabilizante	20	kg/m ²
SC Reglamentaria	20	kg/m ²
TOTAL	190	kg/m²

Las diferentes cargas por unidad de área mostradas en las *Tablas IV.1.1 y IV.1.2* serán aplicadas en la losa de los tres modelos realizado en ETABS.

La sobrecarga reglamentaria se obtuvimos del apartado *5.1.2 Peso muerto de losas de concreto* de las *NTC-Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (CADEE)-2017*, (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017), que dice:

El peso muerto calculado de losas de concreto de peso normal coladas en el lugar se incrementará en 20 kg/m². Cuando una losa colada en el lugar o precolada se coloque una capa de mortero de peso normal, el peso de esta capa se incrementará también en 20 kg/m² de manera que el incremento total será de 40 kg/m².

En la azotea solo se incrementó 20 kg/m² ya que no llevará mortero, solo relleno e impermeabilizante.

2. CARGAS VIVAS

Las cargas vivas se tomaron en cuenta según la *Tabla 6.1.1 Cargas vivas unitarias de las NTC-Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (CADEE)-2017*, (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017), mostrada en la *Tabla IV.2.1*.

Tabla IV.2.1 Cargas vivas unitarias para el diseño de elementos estructurales. NTC-CADEE-2017 (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017)

Destino de piso o cubierta	W	W _a	W _m	Observaciones
a) Habitación (casa-habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles,	0.8 (80)	1.0 (100)	1.9 (190)	1
b) Oficinas, despachos y laboratorios	1.0 (100)	1.8 (180)	2.5 (250)	2
c) Aulas	1.0 (100)	1.8 (180)	2.5 (250)	
d) Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)	0.4 (40)	1.5 (150)	3.5 (350)	3 y 4
e) Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	0.4 (40)	3.5 (350)	4.5 (450)	5
f) Otros lugares de reunión (bibliotecas, templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, salas de juego y similares)	0.4 (40)	2.5 (250)	3.5 (350)	5
g) Comercios, fábricas y bodegas	0.8W	0.9W	W	6
h) Azoteas con pendiente no mayor de 5 %	0.15 (15)	0.7 (70)	1.0 (100)	4 y 7
i) Azoteas con pendiente mayor de 5 %; otras cubiertas, cualquier pendiente.	0.05 (5)	0.2 (20)	0.4 (40)	4, 7 8 y 9
j) Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	0.15 (15)	0.7 (70)	3 (300)	

Tabla 6.1.1 Cargas vivas unitarias, kN/m² (kg/m²)

Debido a que el uso del edificio será el de **oficinas**, las cargas a considerar por el concepto de carga viva serán las mostradas en las *Tablas IV.2.2 y IV.2.3*.

Tabla IV.2.2 Cargas vivas unitarias utilizadas para el diseño de elementos estructurales en entrepiso.

CARGAS VIVAS ENTREPISO		
Carga Viva Máxima	250	kg/m ²
Carga Viva Accidental	180	kg/m ²

Tabla IV.2.3 Cargas vivas unitarias utilizadas para el diseño de elementos estructurales en azotea.

CARGAS VIVAS AZOTEA		
Carga Viva Máxima	100	kg/m ²
Carga Viva Accidental	70	kg/m ²

V. Proyecto dimensional de Estructura sin Aislamiento

El cálculo de los elementos aquí presentados, corresponde a una primera propuesta, la cuál tendrá que ser revisada posteriormente tanto por estados límite como bajo revisión por distorsiones, por lo cuál podrán ser modificadas, por lo que se presenta al final de estos desarrollos las dimensiones finales.

1. LOSA

Para calcular el espesor de la losa, se agregaron vigas secundarias en ambas direcciones, teniendo la configuración de los tableros mostrada en la *Figura V.1.1* para los tres edificios:

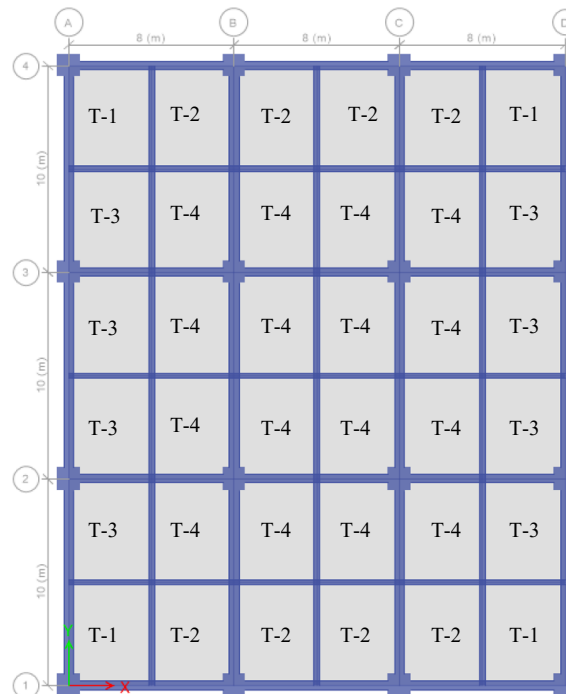


Fig.V.1.1 Configuración tipo de tableros para los tres edificios.

Según se menciona en el apartado 7.5.1 *Peralte mínimo de las NTC-DCEC-2017* (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017), cuando sea aplicable la *tabla 3.3.1 "Coeficientes de momentos flexionantes para tableros rectangulares, franjas centrales"* podrá omitirse el cálculo de deflexiones si el peralte efectivo no es menor que el perímetro del tablero entre 250 para concreto Clase 1.

La limitación que dispone el párrafo anterior es aplicable a losas en que:

$$f_s \leq 2\,520 \text{ kg/cm}^2 \text{ y } w \leq 380 \text{ kg/m}^2$$

para otras combinaciones de f_s y W , el peralte efectivo mínimo se obtendrá multiplicando por:

$$0.032^4 \sqrt{f_s w}$$

Entonces, tomando en cuenta lo anterior y para calcular el peralte mínimo de la losa se utiliza la siguiente expresión:

$$d_{e\min} = \frac{\text{Perímetro}}{250}$$

Para el cálculo del perímetro, se debe considerar si el lado del tablero es continuo o discontinuo, ya que al ser continuo la medida permanece igual. En el caso en el que el tablero sea discontinuo, se deberá multiplicar por 1.25. Se tomará el tablero de esquina para mostrar el procedimiento, aunque se deben revisar todos los tableros. Las medidas fueron reducidas a la mitad, ya que se colocaron las vigas secundarias y afectadas por el factor de discontinuidad según sea el caso. Se considera un recubrimiento típico de 3 cm

6.25 m
D
D
C
C
5 m

a ₁	4	m
a ₂	5	m
b	1	m

d _{e min}	8.1	cm
r	3	cm
h	11	cm

CARGAS		
Peso Propio	266.4	kg/m ²
Acabados	195	kg/m ²
CV Max	250	kg/m ²
WT	711.4	kg/m²

FR	0.9	Losa (Flexión)
----	-----	----------------

En este caso, como la suma de $CM\ acab + CM\ peso\ propio + CV\ max > 380\text{kg/cm}^2$, se debe realizar la corrección con el factor ϕ antes mencionado.

$$\phi = 0.032^4 \sqrt{f_s w}$$

d _{e min}	8.1	cm
r	3	cm
h	11.1	cm

donde:

$$f_s = 0.6f_y$$

$$W = CM\ acab + CM\ peso\ propio + CV\ max$$

Finalmente, considerando el recubrimiento típico de 3 cm, se obtiene el valor observado en la tabla de 12.602 cm de peralte de la losa, por lo que se considera una losa de 13 cm.

d _{e min} [cm]	∅	d _{e i} [cm]	h _i [cm]	W _{pp} [kg/m ²]	WT [kg/m ²]
8.1	1.171	9.484	12.484	299.628	744.628
	1.184	9.593	12.593	302.240	747.240
	1.185	9.602	12.602	302.442	747.442

d _{min}	13	cm
------------------	----	----



2. COLUMNA

Lo mostrado en el siguiente procedimiento corresponde simplemente al edificio de 20 niveles, siguiendo el mismo procedimiento para el edificio de 30 y 40 niveles. Se tomará el área tributaria que toma la columna.

Según el apartado 7.3.1 *Geometría* contenida en las *NTC-DCEC-2017* (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017), que son consideraciones para estructuras de ductilidad baja, nos indican algunos parámetros que se deben cumplir para el predimensionamiento de las columnas, los cuales son los siguientes:

- El área A_g , no será menor que $10P_u / f'_c$ para toda combinación de carga;
- La relación entre la dimensión transversal mayor de una columna y la menor no excederá de 4
- La dimensión transversal menor será por lo menos igual a 200 mm;

Primero se define la geometría de la estructura y las características de los materiales a utilizar

Datos generales

Geometría de la estructura:

Longitud de la crujía en Eje X	$L := 8 \text{ m}$
Longitud de la crujía en Eje Y	$H := 10 \text{ m}$
Número total de niveles	Niveles_acum := 20
Altura máxima de entrepiso	$H_{niv} := 4 \text{ m}$

Materiales:

concreto:

$f'_c := 600 \text{ kg/cm}^2$	
$\gamma_c := 2.4 \text{ t/m}^3$	
$f^*_c := 0.85 \cdot f'_c = 510 \text{ kg/cm}^2$	

Acero:

$$f_y := 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Para una primera propuesta de las dimensiones de la columna, se considera que se tiene una descarga de una tonelada por metro cuadrado por nivel. Por lo tanto se define lo siguiente:

$$W := 1 \text{ ton/m}^2$$

Predimensionamiento de Columna

Debido a que la columna más esforzada son las columnas centrales, se usarán estas para el predimensionamiento de todas las columnas. Se debe tomar el área tributaria que se descarga en estas columnas, la cuál es de una longitud L en el eje X por H en el eje Y, como se muestra en la siguiente figura:

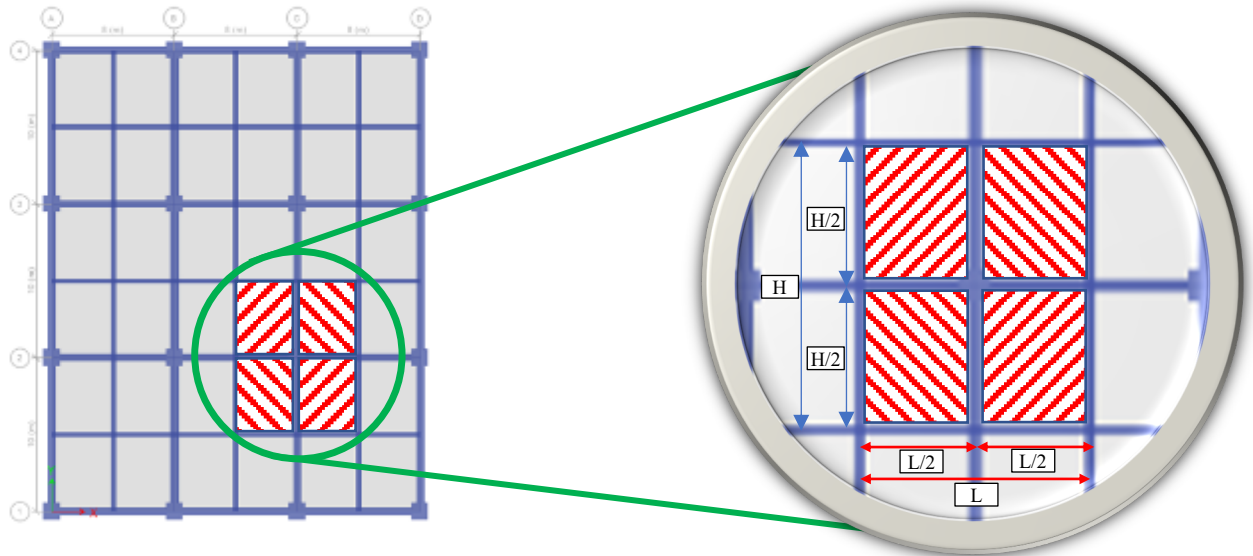


Fig.V.2.1 Área tributaria para columna central.

Por lo tanto al calcular el área tributaria por nivel se tiene:

$$A_T := (L \cdot H) = 80 \quad \text{m}^2$$

Se multiplica esta área por el número total de niveles para conocer el área total que cargaría la columna del primer nivel.

$$A_{T_Tot} := A_T \cdot \text{Niveles_acum} = 1.6 \times 10^3 \quad \text{m}^2$$

Como se mencionó anteriormente, para una primera propuesta se considera que la descarga es de 1 tonelada por metro cuadrado por nivel, como se muestra a continuación:

$$P := W \cdot A_{T_Tot} \cdot 1000 = 1.6 \times 10^6 \quad \text{kg}$$

Como se mencionó en los requisitos geométricos para estructuras de ductilidad baja, para que se apliquen las disposiciones de dicha sección, se debe cumplir lo siguiente:

$$P_u > \frac{A_g \cdot f_c}{10}$$

Por lo tanto, el área de columna debe ser máximo :

$$A_c := \frac{10P}{f_c} = 26666.667 \quad \text{cm}^2$$

Teniendo el área de la columna, se propone un lado de esta:

$$\text{Se propone } b := 165 \quad \text{cm}$$

Se propone que las columnas sean de sección cuadrada, por lo tanto, se busca que ambas medidas sean iguales.

$$h := 1 \quad \text{cm} \quad \text{Dado} \quad b \cdot h = A_c \quad \text{Find}(h) = 161.616$$



Se proponen medidas de la columna de:

$$b = 165 \text{ cm} \quad \text{y} \quad h := 165 \text{ cm}$$

Teniendo estas medidas de columna, se tiene un área gruesa de:

$$A_g := b \cdot h = 27225 \text{ cm}^2$$

Estas medidas son las dimensiones máximas que permite el reglamento. Se revisan las condiciones geométricas presentadas en las normas, las cuales son las siguientes:

1.- La relación entre la dimensión transversal mayor de una columna y la menor no excederá de 4.

$$\text{Primera Condición} := \begin{cases} \text{"Cumple"} & \text{if } \frac{b}{h} \leq 4 \wedge b \geq h = \text{"Cumple"} \\ \text{"Cumple"} & \text{if } \frac{h}{b} \leq 4 \wedge h \geq b \\ \text{"NO CUMPLE"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

2.- La dimensión transversal menor será por lo menos de 200 mm

$$\text{Segunda Condición} := \begin{cases} \text{"Cumple"} & \text{if } h \geq 200 \wedge b \geq h = \text{"Cumple"} \\ \text{"Cumple"} & \text{if } b \geq 200 \wedge b \leq h \\ \text{"NO CUMPLE"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

3.- Las disposiciones aplican a miembros en los que la carga axial de diseño, P sea mayor que $A_g f_c / 10$

$$\text{Tercera Condición} := \begin{cases} \text{"Cumple"} & \text{if } P \geq \frac{A_g \cdot f_c}{10} = \text{"Cumple"} \\ \text{"NO CUMPLE"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Por lo tanto, se revisa que las columnas cumplan con las combinaciones de carga, y de ser necesario aumentar o disminuir las secciones según sea el caso

Revisando las combinaciones de carga, se proponen las siguientes medidas y se revisa que cumplan con los requisitos geométricos:

$$b := 80 \text{ cm} \quad \text{y} \quad h := 80 \text{ cm}$$

Teniendo estas medidas de columna, se tiene un área gruesa de:

$$A_g := b \cdot h = 6400 \text{ cm}^2$$

Se revisan las condiciones geométricas presentadas en las normas:

1.- La relación entre la dimensión transversal mayor de una columna y la menor no excederá de 4.

$$\text{Primera Condición} := \begin{cases} \text{"Cumple"} & \text{if } \frac{b}{h} \leq 4 \wedge b \geq h = \text{"Cumple"} \\ \text{"Cumple"} & \text{if } \frac{h}{b} \leq 4 \wedge h \geq b \\ \text{"NO CUMPLE"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

2.- La dimensión transversal menor será por lo menos de 200 mm

$$\text{Segunda Condición} := \begin{cases} \text{"Cumple"} & \text{if } h \geq 20 \wedge b \geq h = \text{"Cumple"} \\ \text{"Cumple"} & \text{if } b \geq 20 \wedge b \leq h \\ \text{"NO CUMPLE"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

3.- Las disposiciones aplican a miembros en los que la carga axial de diseño, P sea mayor que $A_g f_c / 10$

$$\text{Tercera Condición} := \begin{cases} \text{"Cumple"} & \text{if } P \geq \frac{A_c \cdot f_c}{10} = \text{"Cumple"} \\ \text{"NO CUMPLE"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

3. VIGA PRINCIPAL EN DIRECCIÓN X

De igual manera, tanto para la viga en dirección X como en dirección Y, el procedimiento aquí mostrado corresponde al edificio de 20 niveles.

Según el apartado **7.2.1 Requisitos generales** contenidos en las **NTC-DCEC-2017** (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017), nos indican algunos parámetros que se deben cumplir para el predimensionamiento de las vigas, los cuales son los siguientes:

- El claro se contará a partir del centro del apoyo, siempre que el ancho de éste no sea mayor que el peralte efectivo de la viga; en caso contrario, el claro se contará a partir de la sección que se halla a medio peralte efectivo del paño interior del apoyo.*
- En el dimensionamiento de vigas continuas monolíticas con sus apoyos puede usarse el momento en el paño del apoyo.*
- Para calcular momentos flexionantes en vigas que soporten losas de tableros rectangulares, se puede tomar la carga tributaria de la losa como si estuviera uniformemente repartida a lo largo de la viga.*
- La relación entre la altura y el ancho de la sección transversal, h / b , no debe exceder de 6.*

Por lo tanto, tomando estos parámetros en cuenta tenemos lo siguiente:

Datos generales

Geometría de la estructura:

Longitud de la crujía en Eje X	$L_x := 8 \text{ m}$
Longitud de la crujía en Eje Y	$H_y := 10 \text{ m}$
Número total de niveles	Niveles_acum := 20
Altura máxima de entrepiso	$H_{niv} := 4 \text{ m}$

Materiales:

concreto:	Acero:
$f_c := 600 \text{ kg/cm}^2$	$f_y := 4200 \text{ kg/cm}^2$
$\gamma_c := 2.4 \text{ t/m}^3$	
$f'_c := 0.85 \cdot f_c = 510 \text{ kg/cm}^2$	

Predimensionamiento de Viga

Para tener un valor inicial para el peralte de las vigas (h), suele utilizarse la relación de L/12. Esta relación se usa ya que da una idea del tamaño del peralte de la viga para pasar la revisión por deflexiones, aunque esto se debe de revisar de igual manera.

$$h = \frac{L}{12} \cdot 100 \quad \frac{L}{12} \cdot 100 = 66.667$$

Por lo tanto, se propone un valor inicial de h

$$h \text{ propuesta: } h := 70 \text{ cm}$$

Se propone una relación de 2 a 1 del peralte con respecto a la base, por lo que se tiene lo siguiente:

$$b := 1 \quad \text{Dado} \quad \frac{h}{b} = 2 \quad \text{Find}(b) = 35$$

$$b := 35 \text{ cm}$$

Se tiene ahora, que de acuerdo con los requisitos generales, se debe cumplir que la relación entre la altura y el ancho de la sección transversal no exceda de 6, por lo tanto se revisa:

$$\text{Revisión geométrica} := \begin{cases} \text{"Cumple"} & \text{if } \frac{h}{b} \leq 6 \\ \text{"NO CUMPLE"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Cumple"}$$

Era evidente que esta revisión iba a cumplir, ya que se propuso la relación de 2 a 1 desde un inicio.

4. VIGA PRINCIPAL EN DIRECCIÓN Y

Tomando las mismas consideraciones de los requisitos geométricos que para la viga principal en la dirección X y siguiendo el mismo procedimiento tenemos:

Datos generales

Geometría de la estructura:

Longitud de la cruzía en Eje X	$L := 8 \text{ m}$
Longitud de la cruzía en Eje Y	$H := 10 \text{ m}$
Número total de niveles	Niveles_acum := 20
Altura máxima de entrepiso	$H_{niv} := 4 \text{ m}$

Materiales:

concreto:	Acero:
$f_c := 600 \text{ kg/cm}^2$	$f_y := 4200 \text{ kg/cm}^2$
$\gamma_c := 2.4 \text{ t/m}^3$	
$f'_c := 0.85 \cdot f_c = 510 \text{ kg/cm}^2$	

Predimensionamiento de Viga

Para tener un valor inicial para el peralte de las vigas (h), suele utilizarse la relación de H/12. Esta relación se usa ya que da una idea del tamaño del peralte de la viga para pasar la revisión por deflexiones, aunque esto se debe de revisar de igual manera.

$$h = \frac{H}{12} \cdot 100 \quad \frac{H}{12} \cdot 100 = 83.333$$

Por lo tanto, se propone un valor inicial de h

$$h \text{ propuesta: } h := 85 \text{ cm}$$

Se propone una relación de 2.5 a 1 del peralte con respecto a la base, por lo que se tiene lo siguiente:

$$b := 1 \quad \text{Dado} \quad \frac{h}{b} = 2.5 \quad \text{Find}(b) = 34$$
$$b := 35 \text{ cm}$$

Se tiene ahora, que de acuerdo con los requisitos generales, se debe cumplir que la relación entre la altura y el ancho de la sección transversal no exceda de 6, por lo tanto se revisa:

$$\text{Revisión geométrica} := \begin{cases} \text{"Cumple"} & \text{if } \frac{h}{b} \leq 6 \\ \text{"NO CUMPLE"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Cumple"}$$

Era evidente que esta revisión iba a cumplir, ya que se propuso la relación de 2.5 a 1 desde un inicio.

5. VIGA SECUNDARIA (DIRECCIÓN X)

Datos generales

Geometría de la estructura:

Longitud de la crujía en Eje X	$L := 8 \text{ m}$
Longitud de la crujía en Eje Y	$H := 10 \text{ m}$
Número total de niveles	$Niveles_acum := 20$
Altura máxima de entepiso	$H_{niv} := 4 \text{ m}$

Materiales:

concreto:

$$\begin{aligned} f_c &:= 600 \text{ kg/cm}^2 \\ \gamma_c &:= 2.4 \text{ t/m}^3 \\ f'_c &:= 0.85 \cdot f_c = 510 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Acero:

$$f_y := 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Predimensionamiento de Viga

Para tener un valor inicial para el peralte de las vigas (h), se utiliza la relación de L/12.

$$h = \frac{L}{12} \cdot 100 = \frac{L}{12} \cdot 100 = 66.667$$

Por lo tanto, se propone un valor inicial de h

$$h \text{ propuesta: } h := 70 \text{ cm}$$

Se propone una relación de 3 a 1 del peralte con respecto a la base, por lo que se tiene lo siguiente:

$$b := 1 \text{ Dado } \frac{h}{b} = 3 \quad \text{Find}(b) = 23.333$$

$$b := 35 \text{ cm}$$

Se tiene ahora, que de acuerdo con los requisitos generales, se debe cumplir que la relación entre la altura y el ancho de la sección transversal no exceda de 6, por lo tanto se revisa:

$$\text{Revisión geométrica} := \begin{cases} \text{"Cumple"} & \text{if } \frac{h}{b} \leq 6 \\ \text{"NO CUMPLE"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Cumple"}$$

Al igual que las vigas principales, las vigas secundarias se deben de revisar para las combinaciones de carga definidas anteriormente y ante deflexiones.

6. VIGA SECUNDARIA (DIRECCIÓN Y)

Datos generales

Geometría de la estructura:

Longitud de la crujía en Eje X	$L := 8 \text{ m}$
Longitud de la crujía en Eje Y	$H := 10 \text{ m}$
Número total de niveles	$Niveles_acum := 20$
Altura máxima de entrepiso	$H_{niv} := 4 \text{ m}$

Materiales:

concreto:	Acero:
$f_c := 600 \text{ kg/cm}^2$	$f_y := 4200 \text{ kg/cm}^2$
$\gamma_c := 2.4 \text{ t/m}^3$	
$f'_c := 0.85 \cdot f_c = 510 \text{ kg/cm}^2$	

Predimensionamiento de Viga

Para tener un valor inicial para el peralte de las vigas (h), se utiliza la relación de H/12.

$$h = \frac{H}{12} \cdot 100 = \frac{10}{12} \cdot 100 = 83.333$$

Por lo tanto, se propone un valor inicial de h

$$h \text{ propuesta: } h := 85 \text{ cm}$$

Se propone una relación de 2.5 a 1 del peralte con respecto a la base, por lo que se tiene lo siguiente:

$$b := 1 \text{ Dado} \quad \frac{h}{b} = 2.5 \quad \text{Find}(b) = 34$$

$$b := 35 \text{ cm}$$

Se tiene ahora, que de acuerdo con los requisitos generales, se debe cumplir que la relación entre la altura y el ancho de la sección transversal no exceda de 6, por lo tanto se revisa:

$$\text{Revisión geométrica} := \begin{cases} \text{"Cumple"} & \text{if } \frac{h}{b} \leq 6 \\ \text{"NO CUMPLE"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Cumple"}$$

Al igual que en el eje X, las vigas en dirección Y deben de ser revisadas para las combinaciones de carga definidas anteriormente y ante deflexiones.



Datos generales

$$L := 10 \text{ m}$$

$$f_c := 600 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_c := 2.4 \text{ t/m}^3$$

$$f_y := 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c := 0.85 \cdot f_c = 510 \text{ kg/cm}^2$$

Predimensionamiento de Viga

$$h = \frac{L}{12} \cdot 100 \quad \frac{L}{12} \cdot 100 = 83.333$$

h propuesta: $h := 85 \text{ cm}$ $b := 1$

Dado $\frac{h}{b} = 3$ Find(b) = 28.333

$$b := 35 \text{ cm} \quad r := 5 \text{ cm} \quad d := h - r = 80 \text{ cm}$$

$$\text{Primera Condición} := \begin{cases} \text{"Cumple"} & \text{if } d \leq \frac{L}{4} \cdot 100 \\ \text{"NO CUMPLE"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Cumple"}$$

$$\text{Segunda Condición} := \begin{cases} \text{"Cumple"} & \text{if } b \geq \frac{L}{30} \cdot 100 \\ \text{"NO CUMPLE"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Tercera Condición} := \begin{cases} \text{"Cumple"} & \text{if } 2 \leq \frac{h}{b} \leq 3 \\ \text{"NO CUMPLE"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Cumple"}$$



Se proponen las dimensiones mostradas en las *Tablas V.6.1, V.6.2 y V.6.3* para revisar los desplazamientos laterales que se señalan en las *NTC-DS-2017* (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017), correspondientes a los estados límite contra colapso y daños ante sismos frecuentes.

Edificio de 20 niveles:

Tabla V.6.1 dimensiones de elementos estructurales propuestas para la revisión de estados límite para la estructura de 20 niveles.

ELEMENTO	DIMENSIONES (cm)
LOSA	13
COLUMNA	80x80
VIGA PRINCIPAL EJE X	80x40
VIGA PRINCIPAL EJE Y	90x40
VIGA SECUNDARIA EJE X	70x30
VIGA SECUNDARIA EJE X	85x35

Edificio de 30 niveles:

Para este caso, se colocaron columnas de 0.95 m en los primeros 10 niveles.

Tabla V.6.2 dimensiones de elementos estructurales propuestas para la revisión de estados límite para la estructura de 30 niveles.

ELEMENTO	DIMENSIONES (cm)
LOSA	13
COLUMNA 1	95x95
COLUMNA 2	75x75
VIGA PRINCIPAL EJE X	80x40
VIGA PRINCIPAL EJE Y	90x45
VIGA SECUNDARIA EJE X	70x30
VIGA SECUNDARIA EJE X	85x35

Edificio de 40 niveles:

Tabla V.6.3 dimensiones de elementos estructurales propuestas para la revisión de estados límite para la estructura de 40 niveles.

ELEMENTO	DIMENSIONES (cm)
LOSA	13
COLUMNA 1	110x110
COLUMNA 2	90x90
COLUMNA 3	75x75
VIGA PRINCIPAL EJE X	80x40
VIGA PRINCIPAL EJE Y	90x45
VIGA SECUNDARIA EJE X	70x30
VIGA SECUNDARIA EJE X	85x35

VI. Análisis por carga vertical

1. MODELO

Se introdujeron las cargas definidas en la sección *III. Cargas consideradas* del presente trabajo en los tres modelos realizados en el programa ETABS. La vista de los modelos se presenta a continuación:

Edificio de 20 niveles

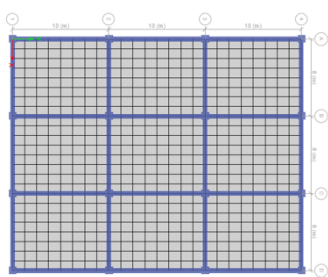


Fig. VI.1.1 Planta de modelo de 20 niveles orientado en Eje Y

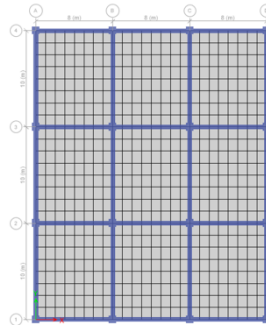


Fig. VI.1.2 Planta de modelo de 20 niveles orientado en Eje X

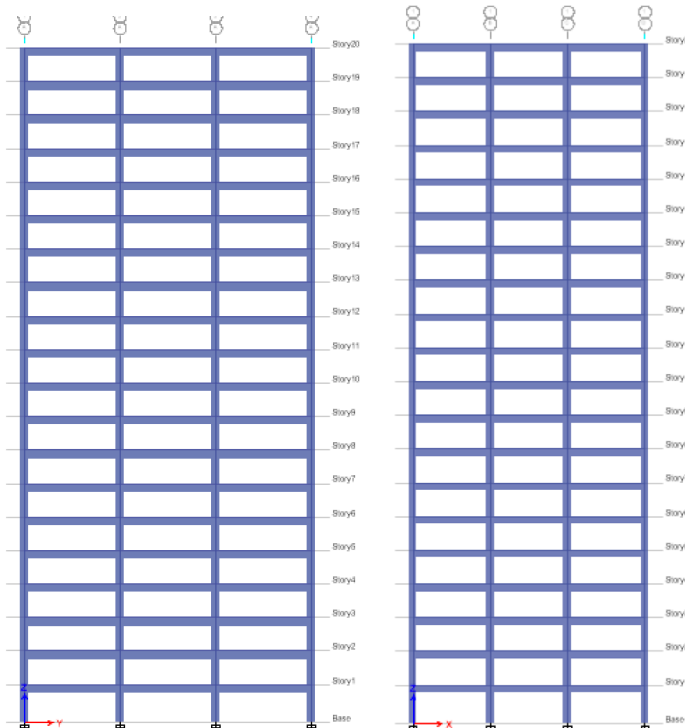


Fig. VI.1.3 Corte de Modelo Edificio de 20 niveles Eje Y

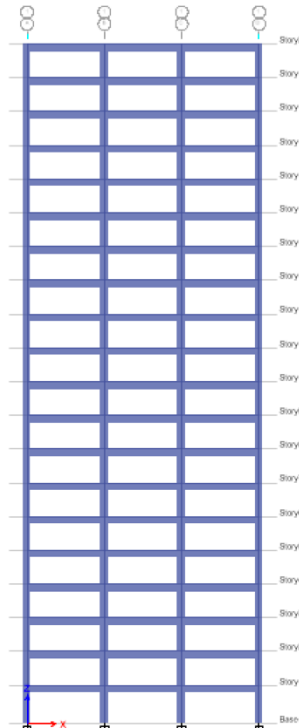


Fig. VI.1.4 Corte de Modelo Edificio de 20 niveles Eje X

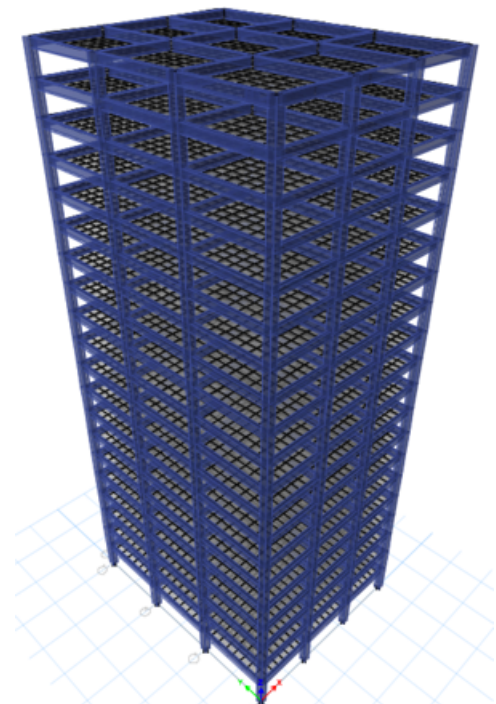


Fig VI.1.5 Vista 3D de modelo de 20 niveles. ETABS

Edificio de 30 niveles

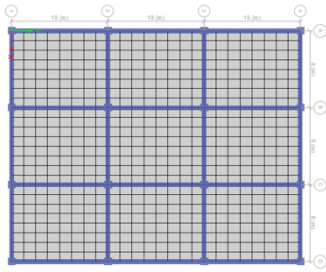


Fig. VI.1.6 Planta de modelo de 30 niveles orientado en Eje Y

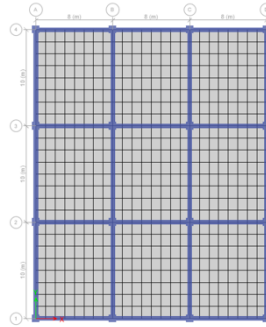


Fig. VI.1.7 Planta de modelo de 30 niveles orientado en Eje X

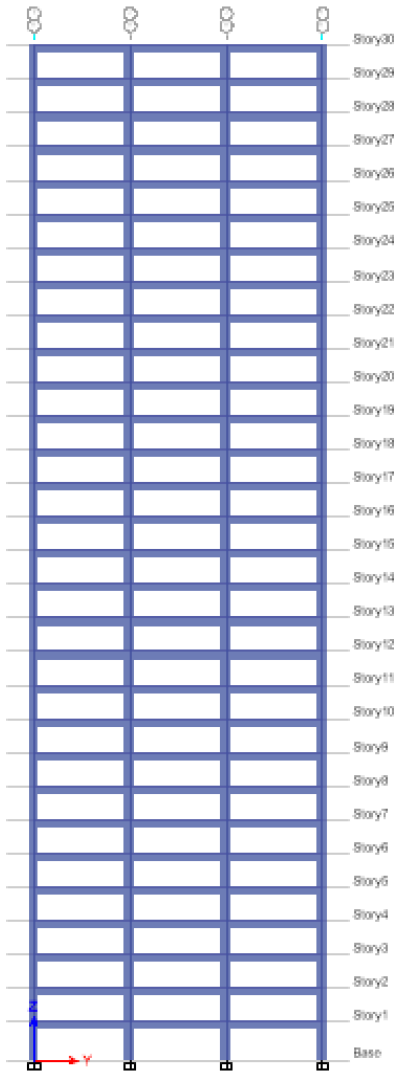


Fig. VI.1.8 Corte de Modelo Edificio de 30 niveles Eje Y

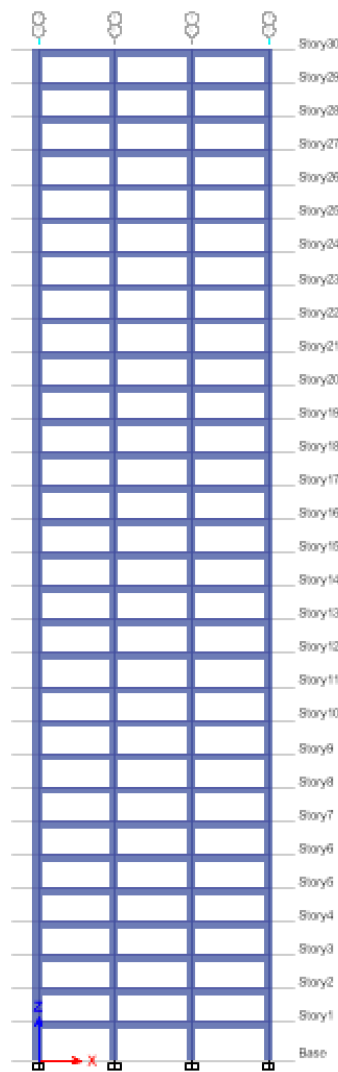


Fig. VI.1.9 Corte de Modelo Edificio de 30 niveles Eje X

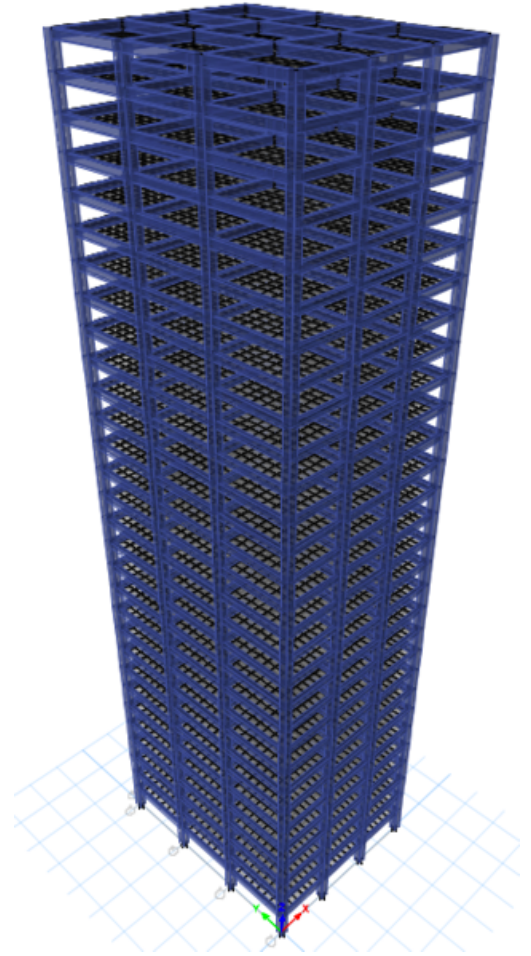


Fig. VI.1.10 Vista 3D de modelo de 30 niveles. ETABS

Edificio de 40 niveles

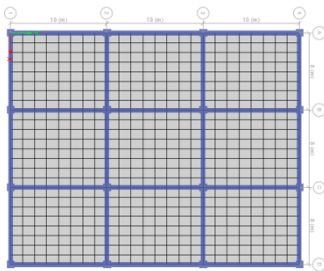


Fig. VI.1.11 Planta de modelo de 40 niveles orientado en Eje Y

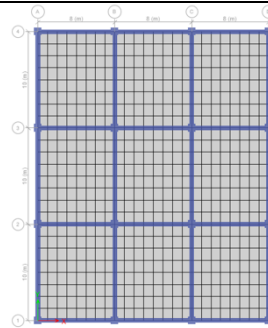


Fig. VI.1.12 Planta de modelo de 40 niveles orientado en Eje X

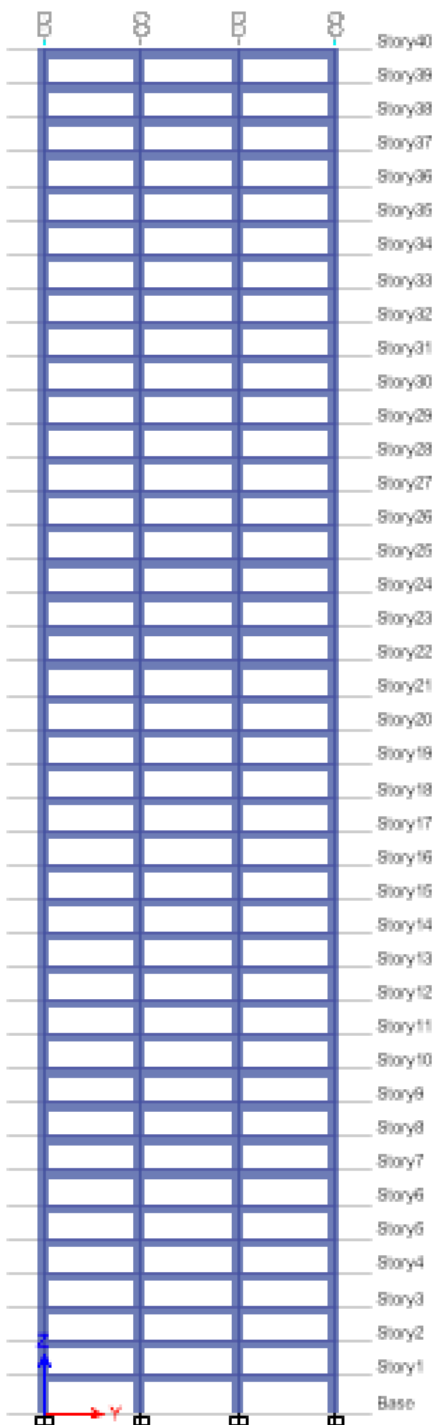


Fig. VI.1.13 Corte de Modelo Edificio de 40 niveles Eje Y

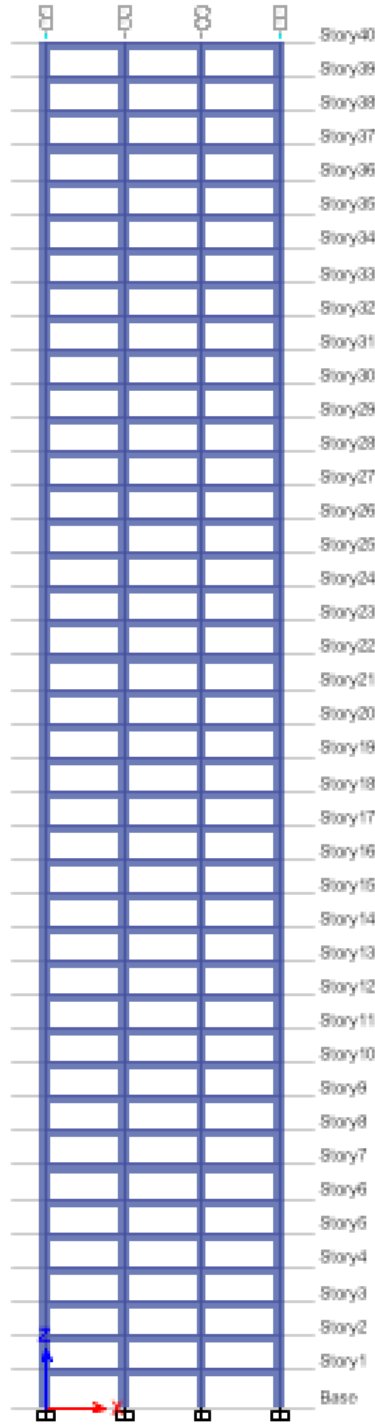


Fig. VI.1.14 Corte de Modelo Edificio de 40 niveles Eje X

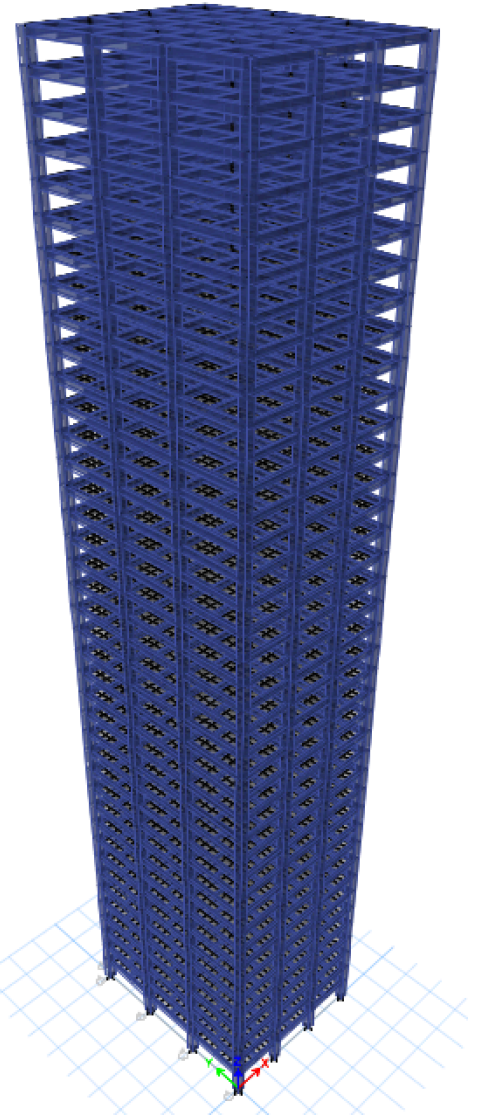


Fig VI.1.15 Vista 3D de modelo de 40 niveles. ETABS



2. ELEMENTOS MECÁNICOS A NIVEL DE CIMENTACIÓN PARA CARGAS GRAVITACIONALES.

Los elementos mecánicos a nivel de la cimentación obtenidos mediante el uso del software ETABS para el análisis de cargas verticales bajo los diferentes casos y combinaciones, se presentan a continuación en las *Tablas VI.2.1, VI.2.2 y VI.2.3*:

Edificio de 20 niveles

Tabla VI.2.1 Elementos mecánicos a nivel de cimentación para cargas gravitacionales del edificio de 20 niveles

Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
C MUERTA	0	0	14275.584	214133.76	-171307.01	0
C VIVA-MAX	0	0	3492	52380	-41904	0
C VIVA-ACC	0	0	2512.8	37692	-30153.6	0
SERVICIO	0	0	15654.384	234815.76	-187852.61	0
RESISTENCIA	0	0	23796.2592	356943.888	-285555.11	0

Edificio de 30 niveles

Tabla VI.2.2 Elementos mecánicos a nivel de cimentación para cargas gravitacionales del edificio de 30 niveles

Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
C MUERTA	0	0	23776.728	356650.92	-285320.73	0
C VIVA-MAX	0	0	5292	79380	-63504	0
C VIVA-ACC	0	0	3808.8	57132	-45705.6	0
SERVICIO	0	0	25875.528	388132.92	-310506.33	0
RESISTENCIA	0	0	38847.7464	582716.196	-466172.95	0

Edificio de 40 niveles

Tabla VI.2.3 Elementos mecánicos a nivel de cimentación para cargas gravitacionales del edificio de 40 niveles

Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
C MUERTA	0	0	30318.792	454781.88	-363825.50	0
C VIVA-MAX	0	0	7092	106380	-85104	0
C VIVA-ACC	0	0	5104.8	76572	-61257.6	0
SERVICIO	0	0	33137.592	497063.88	-397651.10	0
RESISTENCIA	0	0	50052.4296	750786.444	-600629.15	0

VII. Análisis Sísmico

1. ESPECTRO DE DISEÑO

Para realizar el análisis sísmico, se realizará un análisis de tipo dinámico modal espectral, según lo indicado en las *NTC-DS-2017* (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017), donde en el punto 6. **ANÁLISIS DINÁMICO** se menciona lo siguiente:

Se aceptarán como métodos de análisis dinámico el análisis dinámico modal y el análisis dinámico no lineal paso a paso. Se tomará como base de la estructura el nivel a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos. Para calcular el peso de los diferentes entrepisos se tendrán en cuenta las cargas muertas y vivas que correspondan, según las NTC-CADEE-2017.

El análisis modal deberá usar un modelo tridimensional elástico e incluir el efecto de los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus periodos de vibrar, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura. Para calcular la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura, se usarán los espectros de diseño, reducidos en función de Q y R .

Como se mencionó anteriormente, se obtuvo el espectro de diseño utilizando el software del Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID), según lo indica el apartado 3.1.1 *Espectros obtenidos del Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño de las NTC-DS-2017* (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017):

Cuando se emplee el método de análisis dinámico modal, las acciones sísmicas de diseño se determinarán a partir de los espectros de diseño contenidos en el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño, denominado SASID, para la ubicación específica del predio en estudio.

Se encuentran en esa base de datos el espectro elástico para el sitio de la construcción, así como el afectado por los factores de reducción por comportamiento sísmico, Q' , y por sobre-resistencia, R , según las secciones 3.4 y 3.5, que se usa para revisar los requisitos de seguridad contra colapso. Cuando se emplee el método de análisis estático, las acciones de diseño para el estado límite de seguridad contra colapso se obtendrán como se indica en el Capítulo 7, para lo cual los parámetros necesarios se obtendrán del SASID.

Por lo tanto, ingresando en el software del SASID las coordenadas del predio en el cual se ubica la estructura y tomando en cuenta las consideraciones de los Factores sísmicos definidos anteriormente, se obtienen los datos mostrados en la *Figura VII.1.1* que serán ingresados en el Modelo de ETABS:

Coordenadas			
Latitud	Longitud		
19.408420	-99.183310		

Factores sísmicos			
Importancia	Irregularidad	Comportamiento sísmico	Hiperestaticidad
B	1.0	2.0	1.0

Parámetros sísmicos					
Ts	a0	c	Ta	Tb	k
[s]			[s]	[s]	
0.528	0.184	0.461	0.560	1.256	1.500

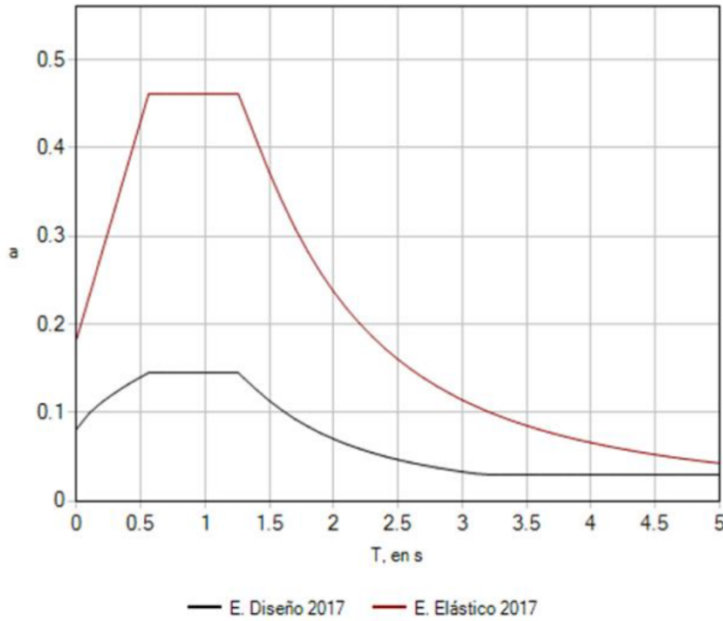


Fig. VII.1.2 Espectro elástico y de diseño correspondientes a las coordenadas del predio (19.408420, -99.183310). (SASID, 2017)

Tabla. VII.1.1 Ordenadas de espectro de diseño. (SASID, 2017)

Espectro de diseño			
T	a	T	a
[s]		[s]	
0.000	0.082	2.500	0.047
0.100	0.100	2.600	0.043
0.200	0.112	2.700	0.040
0.300	0.123	2.800	0.038
0.400	0.132	2.900	0.035
0.500	0.140	3.000	0.033
0.560	0.145	3.100	0.031
0.600	0.145	3.200	0.030
0.700	0.145	3.300	0.030
0.800	0.145	3.400	0.030
0.900	0.145	3.500	0.030
1.000	0.145	3.600	0.030
1.100	0.145	3.700	0.030
1.200	0.145	3.800	0.030
1.256	0.145	3.900	0.030
1.300	0.139	4.000	0.030
1.400	0.126	4.100	0.030
1.500	0.113	4.200	0.030
1.600	0.102	4.300	0.030
1.700	0.093	4.400	0.030
1.800	0.084	4.500	0.030
1.900	0.077	4.600	0.030
2.000	0.070	4.700	0.030
2.100	0.064	4.800	0.030
2.200	0.059	4.900	0.030
2.300	0.055	5.000	0.030
2.400	0.050		

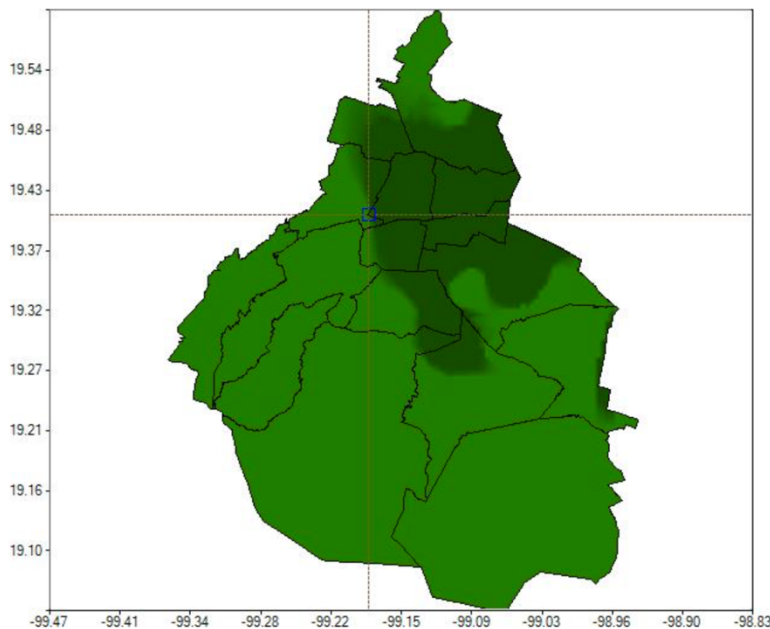


Fig. VII.1.3 Mapa de localización de la estructura. (SASID, 2017)

2. MODOS DE VIBRAR DE LAS ESTRUCTURAS Y PARTICIPACIÓN MODAL.

Se observa en las *Tablas VII.2.1, VII.2.2 y VII.2.3* los primeros 12 modos de vibrar con sus respectivos periodos de vibrar y sus respectivas frecuencias para el edificio de 20, 30 y 40 niveles respectivamente, obtenidos mediante el uso del software ETABS. El primer modo de vibrar corresponde a un desplazamiento en el eje X, mientras que el segundo modo corresponde a un desplazamiento de la estructura en el eje Y.

Edificio de 20 niveles:

Tabla. VII.2.1 Primeros 12 modos de vibrar con sus periodos de vibrar y sus frecuencias respectivas para el edificio de 20 niveles. ETABS

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	Circular Frequency	Eigenvalue rad ² /sec ²
Modal	1	3.639	0.275	1.7266	2.9813
Modal	2	3.46	0.289	1.8157	3.2967
Modal	3	2.872	0.348	2.1876	4.7854
Modal	4	1.189	0.841	5.2849	27.9298
Modal	5	1.134	0.882	5.5394	30.6853
Modal	6	0.944	1.059	6.6552	44.2915
Modal	7	0.682	1.466	9.2102	84.8274
Modal	8	0.656	1.526	9.5853	91.8773
Modal	9	0.551	1.815	11.4015	129.9947
Modal	10	0.468	2.135	13.4125	179.8955
Modal	11	0.452	2.214	13.9091	193.4639
Modal	12	0.38	2.633	16.5444	273.7175

Edificio de 30 niveles:

Tabla. VII.2.2 Primeros 12 modos de vibrar con sus periodos de vibrar y sus frecuencias respectivas para el edificio de 30 niveles. ETABS

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	Circular Frequency	Eigenvalue rad ² /sec ²
Modal	1	4.479	0.223	1.4027	1.9675
Modal	2	4.307	0.232	1.4589	2.1283
Modal	3	3.386	0.295	1.8554	3.4424
Modal	4	1.509	0.663	4.1648	17.3456
Modal	5	1.439	0.695	4.3663	19.0645
Modal	6	1.157	0.865	5.4326	29.5134
Modal	7	0.881	1.135	7.1345	50.9011
Modal	8	0.828	1.208	7.5895	57.6007
Modal	9	0.694	1.441	9.0516	81.9313
Modal	10	0.614	1.63	10.239	104.8371
Modal	11	0.575	1.738	10.9222	119.2948
Modal	12	0.485	2.061	12.9506	167.7173



Edificio de 40 niveles:

Tabla. VII.2.3 Primeros 12 modos de vibrar con sus periodos de vibrar y sus frecuencias respectivas para el edificio de 40 niveles. ETABS

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	Circular Frequency	Eigenvalue rad ² /sec ²
Modal	1	6.588	0.152	0.9538	0.9097
Modal	2	6.302	0.159	0.9971	0.9942
Modal	3	4.914	0.204	1.2787	1.6351
Modal	4	2.236	0.447	2.8099	7.8955
Modal	5	2.155	0.464	2.9154	8.4996
Modal	6	1.712	0.584	3.6706	13.4732
Modal	7	1.261	0.793	4.9811	24.8116
Modal	8	1.233	0.811	5.0966	25.9757
Modal	9	1.012	0.989	6.211	38.5768
Modal	10	0.887	1.127	7.0802	50.1286
Modal	11	0.871	1.148	7.2156	52.0642
Modal	12	0.721	1.388	8.7195	76.0296

En las *Tablas VII.2.4, VII.2.5 y VII.2.6*, podemos observar la fracción de masa efectiva que se desplaza en cada modo de vibrar de las estructuras en cada dirección de análisis, así como su acumulación por modo.

Edificio de 20 niveles:

Tabla. VII.2.4 Fracción de masa efectiva que se desplaza para los primeros 12 modos de vibrar en cada dirección de análisis para el edificio de 20 Niveles. ETABS

	Mode	Period	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
Modal	1	3.639	0.7994	0	9.738E-07	0.7994	0	9.738E-07
Modal	2	3.46	0	0.8033	1.501E-06	0.7994	0.8033	2.475E-06
Modal	3	2.872	9.828E-07	1.519E-06	0.8078	0.7994	0.8033	0.8078
Modal	4	1.189	0.1	0	0	0.8994	0.8033	0.8078
Modal	5	1.134	0	0.0978	0	0.8994	0.901	0.8078
Modal	6	0.944	0	0	0.093	0.8994	0.901	0.9009
Modal	7	0.682	0.0354	0	0	0.9348	0.901	0.9009
Modal	8	0.656	0	0.035	0	0.9348	0.936	0.9009
Modal	9	0.551	0	0	0.0348	0.9348	0.936	0.9356
Modal	10	0.468	0.019	0	0	0.9538	0.936	0.9356
Modal	11	0.452	0	0.0188	0	0.9538	0.9548	0.9356
Modal	12	0.38	0	0	0.0187	0.9538	0.9548	0.9543

$U_{X,Y,Z}$: Fracción de masa modal efectiva para cada modo de vibración en cada dirección
 $Sum U_{X,Y,Z}$: Sumatoria de fracciones de masa modal efectiva en cada dirección.



Edificio de 30 niveles:

Tabla. VII.2.5 Fracción de masa efectiva que se desplaza para los primeros 12 modos de vibrar en cada dirección de análisis para el edificio de 30 Niveles. ETABS

	Mode	Period	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
Modal	1	4.479	0	0.7697	0	0	0.7697	0
Modal	2	4.307	0.7576	0	0	0.7576	0.7697	0
Modal	3	3.386	0	0	0.7784	0.7576	0.7697	0.7784
Modal	4	1.509	0	0.118	0	0.7576	0.8877	0.7784
Modal	5	1.439	0.1295	0	0	0.8871	0.8877	0.7784
Modal	6	1.157	0	0	0.1107	0.8871	0.8877	0.8891
Modal	7	0.881	0	0.038	0	0.8871	0.9257	0.8891
Modal	8	0.828	0.0395	0	0	0.9266	0.9257	0.8891
Modal	9	0.694	0	0	0.0377	0.9266	0.9257	0.9268
Modal	10	0.614	0	0.0182	0	0.9266	0.9439	0.9268
Modal	11	0.575	0.0184	0	0	0.9449	0.9439	0.9268
Modal	12	0.485	0	0	0.0176	0.9449	0.9439	0.9444

Edificio de 40 niveles:

Tabla. VII.2.6 Fracción de masa efectiva que se desplaza para los primeros 12 modos de vibrar en cada dirección de análisis para el edificio de 40 Niveles. ETABS

	Mode	Period	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
Modal	1	6.588	0.749	0	0	0.749	0	0
Modal	2	6.302	0	0.7575	0	0.749	0.7575	7.42E-07
Modal	3	4.914	0	0	0.7663	0.749	0.7575	0.7663
Modal	4	2.236	0.1259	0	0	0.875	0.7575	0.7663
Modal	5	2.155	0	0.119	0	0.875	0.8765	0.7663
Modal	6	1.712	0	0	0.1085	0.875	0.8765	0.8748
Modal	7	1.261	0.0392	0	0	0.9141	0.8765	0.8748
Modal	8	1.233	0	0.0384	0	0.9141	0.9149	0.8748
Modal	9	1.012	0	0	0.039	0.9141	0.9149	0.9138
Modal	10	0.887	0.0206	0	0	0.9348	0.9149	0.9138
Modal	11	0.871	0	0.0204	0	0.9348	0.9353	0.9138
Modal	12	0.721	0	0	0.0206	0.9348	0.9353	0.9344

Con el programa es posible obtener de igual manera el amortiguamiento de las estructuras, así como la aceleración espectral para cada periodo de vibrar de cada edificio, las cuales se presentan en las *Tablas VII.2.7, VII.2.8 y VII.2.9:*

Tabla. VII.2.7 Amortiguamiento y aceleración para cada modo del edificio de 20 niveles.

Mode	Base Rígida		
	Period	Damping Ratio	Acceleration
	sec		m/sec ²
1	3.639	0.05	0.7761
2	3.46	0.05	0.8545
3	2.872	0.05	1.2147
4	1.189	0.05	4.5224
5	1.134	0.05	4.5224
6	0.944	0.05	4.5224
7	0.682	0.05	4.5224
8	0.656	0.05	4.5224
9	0.551	0.05	4.4554
10	0.468	0.05	3.9124
11	0.452	0.05	3.8035
12	0.38	0.05	3.3533

Tabla. VII.2.8 Amortiguamiento y aceleración para cada modo del edificio edificio de 30 niveles

Mode	Base Rígida		
	Period	Damping Ratio	Acceleration
	sec		m/sec ²
1	4.479	0.05	0.5194
2	4.307	0.05	0.5606
3	3.386	0.05	0.8905
4	1.509	0.05	3.6161
5	1.439	0.05	3.856
6	1.157	0.05	4.5224
7	0.881	0.05	4.5224
8	0.828	0.05	4.5224
9	0.694	0.05	4.5224
10	0.614	0.05	4.5224
11	0.575	0.05	4.4885
12	0.485	0.05	4.0212

Tabla. VII.2.9 Amortiguamiento y aceleración para cada modo del edificio edificio de 40 niveles

Mode	Base Rígida		
	Period	Damping Ratio	Acceleration
	sec		m/sec ²
1	6.588	0.05	0.2436
2	6.302	0.05	0.2659
3	4.914	0.05	0.4336
4	2.236	0.05	1.9156
5	2.155	0.05	2.0433
6	1.712	0.05	2.9974
7	1.261	0.05	4.4858
8	1.233	0.05	4.5224
9	1.012	0.05	4.5224
10	0.887	0.05	4.5224
11	0.871	0.05	4.5224
12	0.721	0.05	4.5224

Se puede observar en las tablas anteriores (Tablas VII.2.7, VII.2.8 y VII.2.9) que la relación de amortiguamiento asociada a cada edificio y a cada modo de vibrar corresponde a la asignada al programa de 5%. Esto se muestra con el fin de mostrar las características de la estructura sin aislamiento sísmico y comparar posteriormente el amortiguamiento de las estructuras y las aceleraciones al colocar los aisladores sísmicos LRB.

3. REVISIÓN DE CORTANTE MÍNIMO

Las *NTC-DS-2017* (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017), en su sección 1.7 *Cortante basal mínimo*, establece lo siguiente:

Si en la dirección de análisis se encuentra que la fuerza cortante basal V_o obtenida con el análisis dinámico modal especificado en la sección 6.1 es menor que $a_{min}W_o$, se incrementarán todas las fuerzas de diseño en una proporción tal que V_o iguale ese valor; los desplazamientos no se afectarán por esta corrección. W_o es el peso total de la estructura al nivel del desplante, y a_{min} se tomará igual a 0.03 cuando $T_s < 0.5$ s o 0.05 si $T_s \geq 1.0$ s, donde T_s es el periodo dominante más largo del terreno en el sitio de interés. Para valores de T_s comprendidos entre 0.5 y 1.0, a_{min} se hará variar linealmente entre 0.03 y 0.05.

Expresado de otra forma, tenemos lo siguiente:

$$V_{min} = W_o a_{min}$$
$$a_{min} = \begin{cases} 0.03 & \text{para } T_s < 0.5 \text{ s} \\ 0.04T_s + 0.01 & \text{para } 0.5 < T_s < 1 \text{ s} \\ 0.05 & \text{para } T_s > 1 \text{ s} \end{cases}$$

Para este caso, con un periodo del suelo de 0.528 s, tenemos que:

$$a_{min} = 0.04T_s + 0.01$$
$$a_{min} = 0.04(0.528) + 0.01 = 0.03112$$

Las revisiones para cada uno de los edificios se detallan a continuación en las tablas VII.3.1, VII.3.2 y VII.3.3.

Tabla VII.3.1 Corrección por cortante mínimo edificio de 20 niveles

	Edificio de 20 Niveles	
	Sx	Sy
W _o (tonf)	16,788.38	16,788.38
a _{min} (g's)	0.031	0.031
V _{min} (tonf)	520.44	520.44
V _{din} (tonf)	405.8301	427.8433
Corrección	1.282408338	1.216426444

Tabla VII.3.2 Corrección por cortante mínimo edificio de 30 niveles

	Edificio de 30 Niveles	
	Sx	Sy
W _o (tonf)	27,585.53	27,585.53
a _{min} (g's)	0.031	0.031
V _{min} (tonf)	855.15	855.15
V _{din} (tonf)	583.885	522.1025
Corrección	1.464588691	1.637899393

Tabla VII.3.3 Corrección por cortante mínimo edificio de 40 niveles

	Edificio de 40 Niveles	
	Sx	Sy
W _o (tonf)	35,423.59	35,423.59
a _{min} (g's)	0.031	0.031
V _{min} (tonf)	1098.13	1098.13
V _{din} (tonf)	398.2253	408.5556
Corrección	2.757562998	2.687838209

V_{din}: Cortante basal obtenido con el análisis dinámico modal

S_{x,y}: Dirección del sismo en dirección X y Y respectivamente

Por lo tanto, se afectan las aceleraciones del espectro por el factor de corrección para revisar que las estructuras pasen por las combinaciones de diseño definidas en el punto 10. *Combinaciones y factores de carga* del presente trabajo.

4. DISTORSIONES LATERALES

a) Cálculo de Distorsiones De Entrepiso

Se calcularon las distorsiones de entrepiso para cada eje para los 3 edificios, obteniendo los resultados mostrados a continuación:

Edificio de 20 Niveles:

Tabla VII.4.1 Distorsiones Eje X edificio 20 niveles

Nivel	Distorsiones
20	0.00045
19	0.00062
18	0.00080
17	0.00094
16	0.00104
15	0.00111
14	0.00115
13	0.00119
12	0.00123
11	0.00128
10	0.00136
9	0.00148
8	0.00162
7	0.00179
6	0.00197
5	0.00216
4	0.00233
3	0.00241
2	0.00227
1	0.00133
0	0.00000

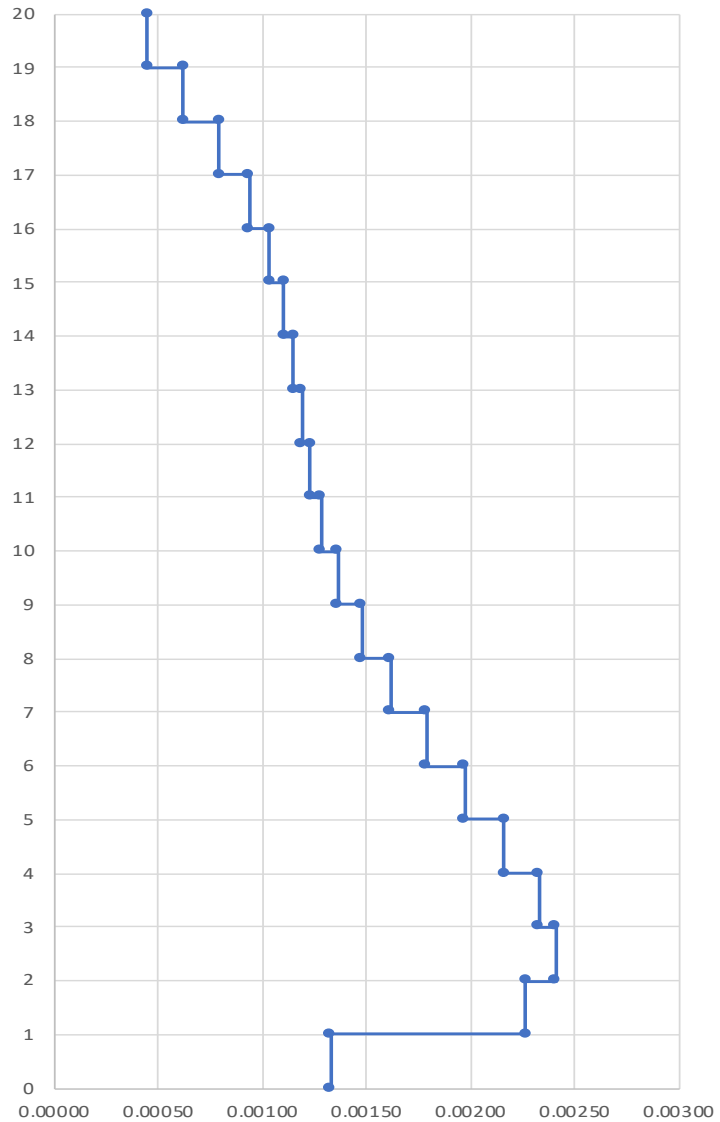


Fig VII.4.1 Distorsiones máximas de entrepiso en el Eje X, edificio de 20 niveles

Tabla VII.4.2 Distorsiones Eje Y edificio 20 niveles

Nivel	Distorsiones
20	0.00038
19	0.00055
18	0.00072
17	0.00087
16	0.00098
15	0.00107
14	0.00114
13	0.00119
12	0.00125
11	0.00132
10	0.00140
9	0.00151
8	0.00165
7	0.00180
6	0.00196
5	0.00213
4	0.00228
3	0.00236
2	0.00223
1	0.00133
0	0.00000

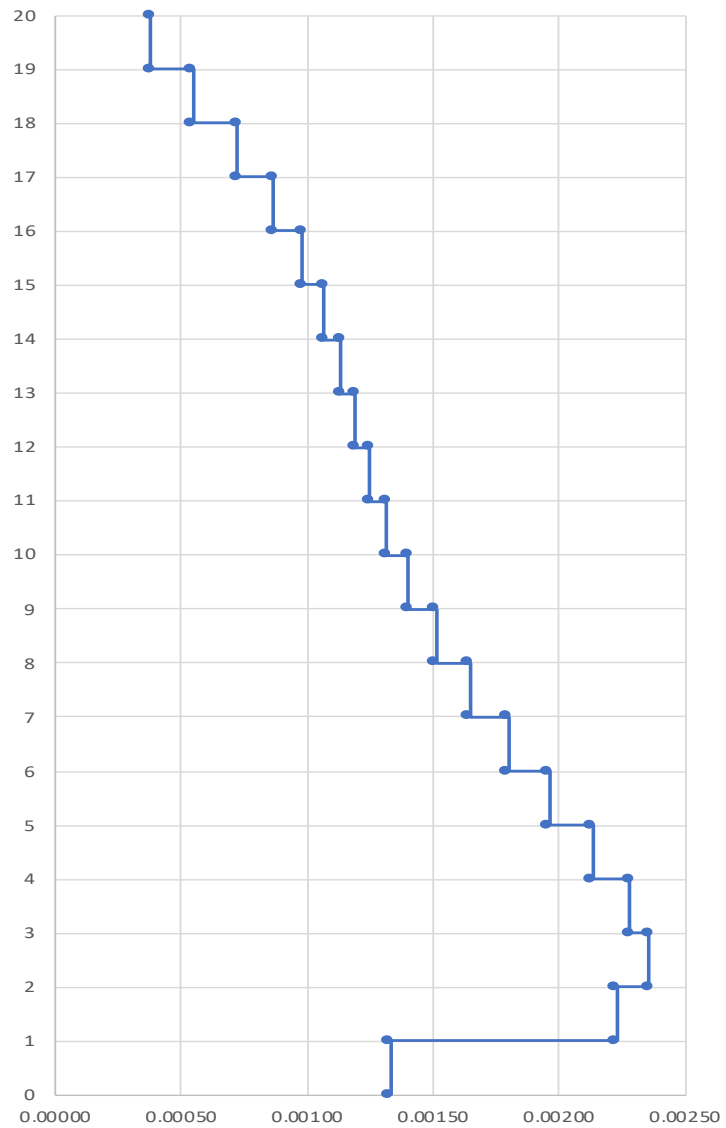


Fig VII.4.2 Distorsiones máximas de entrepiso en el Eje Y, edificio de 20 niveles

Edificio de 30 niveles:

Tabla VII.4.3 Distorsiones Eje X edificio 30 niveles

Nivel	Distorsiones
30	0.00053
29	0.00064
28	0.00075
27	0.00084
26	0.00090
25	0.00093
24	0.00094
23	0.00093
22	0.00091
21	0.00088
20	0.00085
19	0.00082
18	0.00080
17	0.00080
16	0.00081
15	0.00084
14	0.00089
13	0.00095
12	0.00104
11	0.00114
10	0.00105
9	0.00115
8	0.00126
7	0.00137
6	0.00148
5	0.00158
4	0.00165
3	0.00167
2	0.00156
1	0.00093
0	0.00000

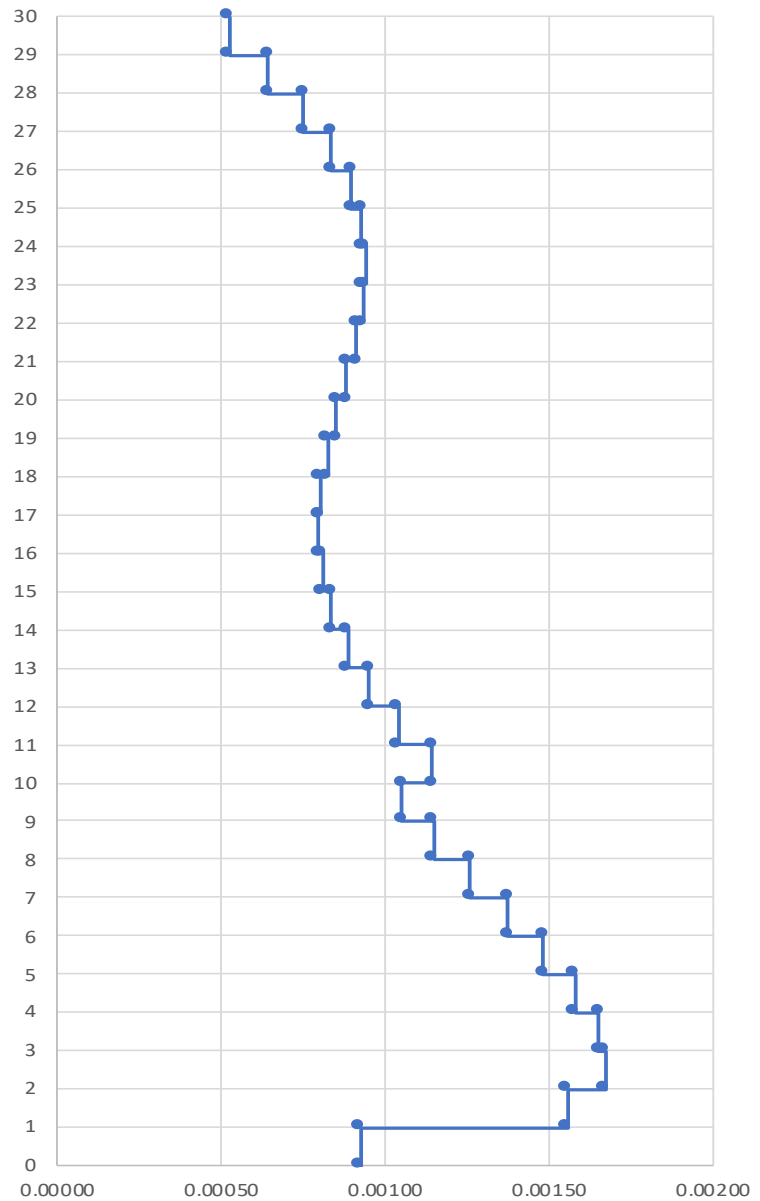


Fig VII.4.3 Distorsiones máximas de entrepiso en el Eje X, edificio de 30 niveles

Tabla VII.4.4 Distorsiones Eje Y edificio 30 niveles

Nivel	Distorsiones
30	0.00039
29	0.00051
28	0.00062
27	0.00072
26	0.00079
25	0.00083
24	0.00085
23	0.00086
22	0.00085
21	0.00083
20	0.00082
19	0.00080
18	0.00079
17	0.00079
16	0.00081
15	0.00084
14	0.00089
13	0.00096
12	0.00104
11	0.00115
10	0.00108
9	0.00118
8	0.00130
7	0.00142
6	0.00154
5	0.00165
4	0.00172
3	0.00174
2	0.00159
1	0.00091
0	0.00000

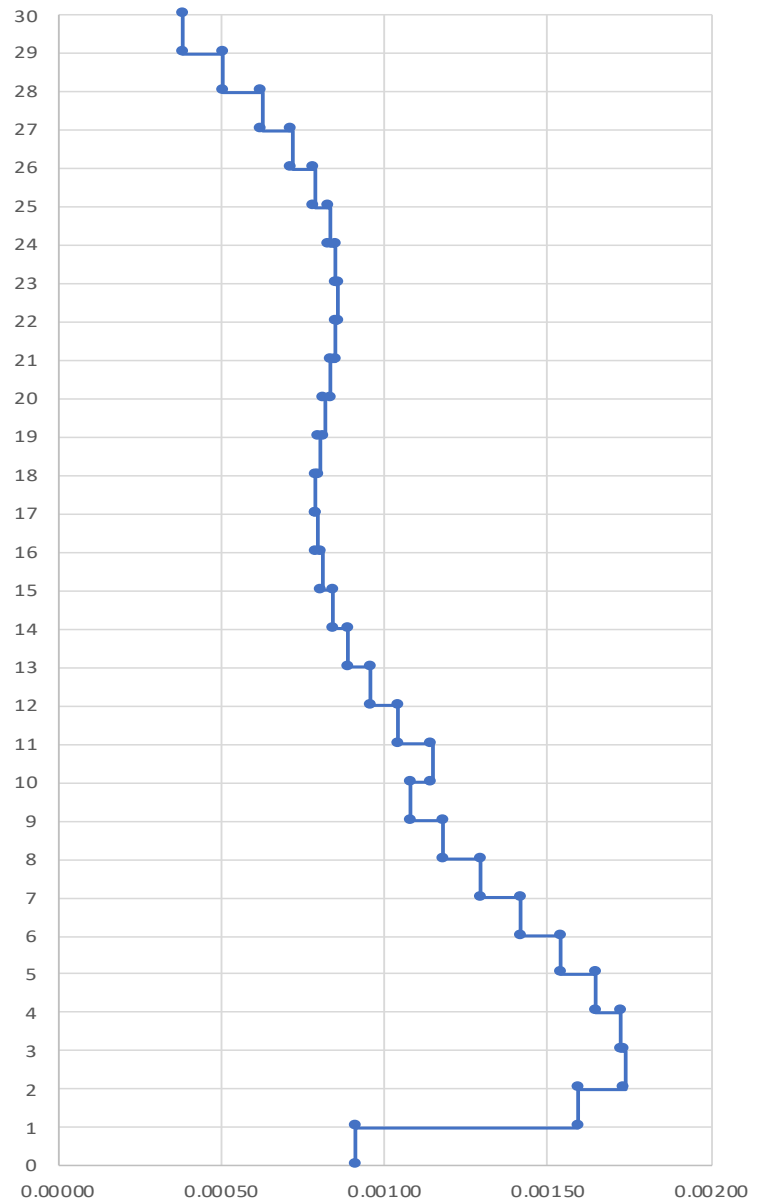


Fig VII.4.4 Distorsiones máximas de entrepiso en el Eje Y, edificio de 30 niveles

Edificio de 40 niveles:

Tabla VII.4.5 Distorsiones Eje X edificio 40 niveles

Nivel	Distorsiones
40	0.00046
39	0.00055
38	0.00063
37	0.00070
36	0.00074
35	0.00076
34	0.00076
33	0.00074
32	0.00072
31	0.00069
30	0.00067
29	0.00065
28	0.00063
27	0.00062
26	0.00061
25	0.00061
24	0.00060
23	0.00060
22	0.00061
21	0.00061
20	0.00057
19	0.00058
18	0.00059
17	0.00061
16	0.00063
15	0.00066
14	0.00071
13	0.00076
12	0.00084
11	0.00095
10	0.00101
9	0.00110
8	0.00121
7	0.00132
6	0.00143
5	0.00150
4	0.00153
3	0.00147
2	0.00124
1	0.00062
0	0.00000

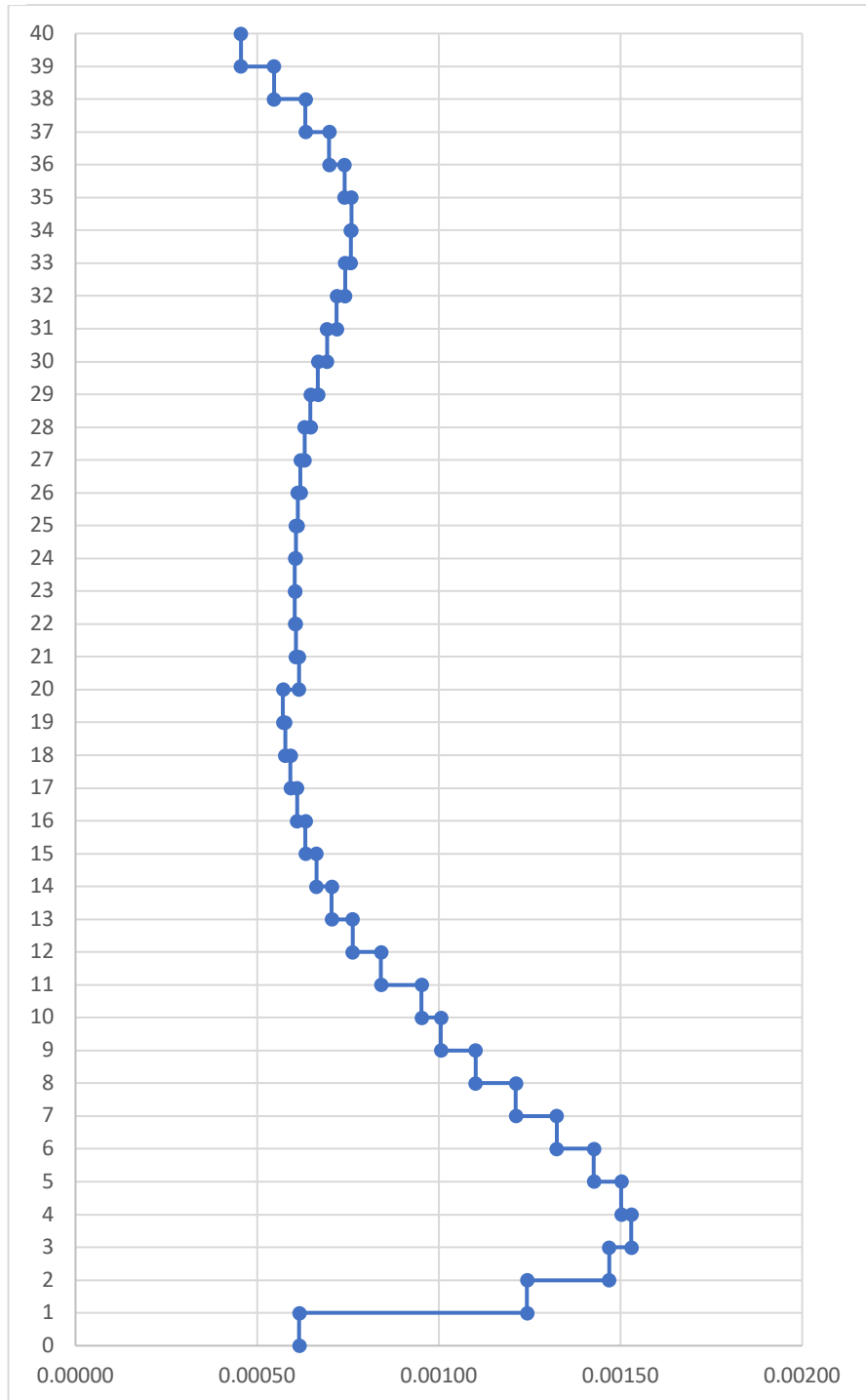


Fig VII.4.5 Distorsiones máximas de entrepiso en el Eje X, edificio de 40 niveles

Tabla VII.4.6 Distorsiones Eje Y
Edificio 40 niveles

Nivel	Distorsiones
40	0.00035
39	0.00045
38	0.00054
37	0.00061
36	0.00066
35	0.00068
34	0.00069
33	0.00069
32	0.00067
31	0.00066
30	0.00064
29	0.00063
28	0.00062
27	0.00061
26	0.00061
25	0.00061
24	0.00061
23	0.00061
22	0.00062
21	0.00063
20	0.00058
19	0.00059
18	0.00061
17	0.00063
16	0.00065
15	0.00069
14	0.00073
13	0.00078
12	0.00086
11	0.00097
10	0.00101
9	0.00110
8	0.00121
7	0.00132
6	0.00142
5	0.00149
4	0.00152
3	0.00146
2	0.00124
1	0.00062
0	0.00000

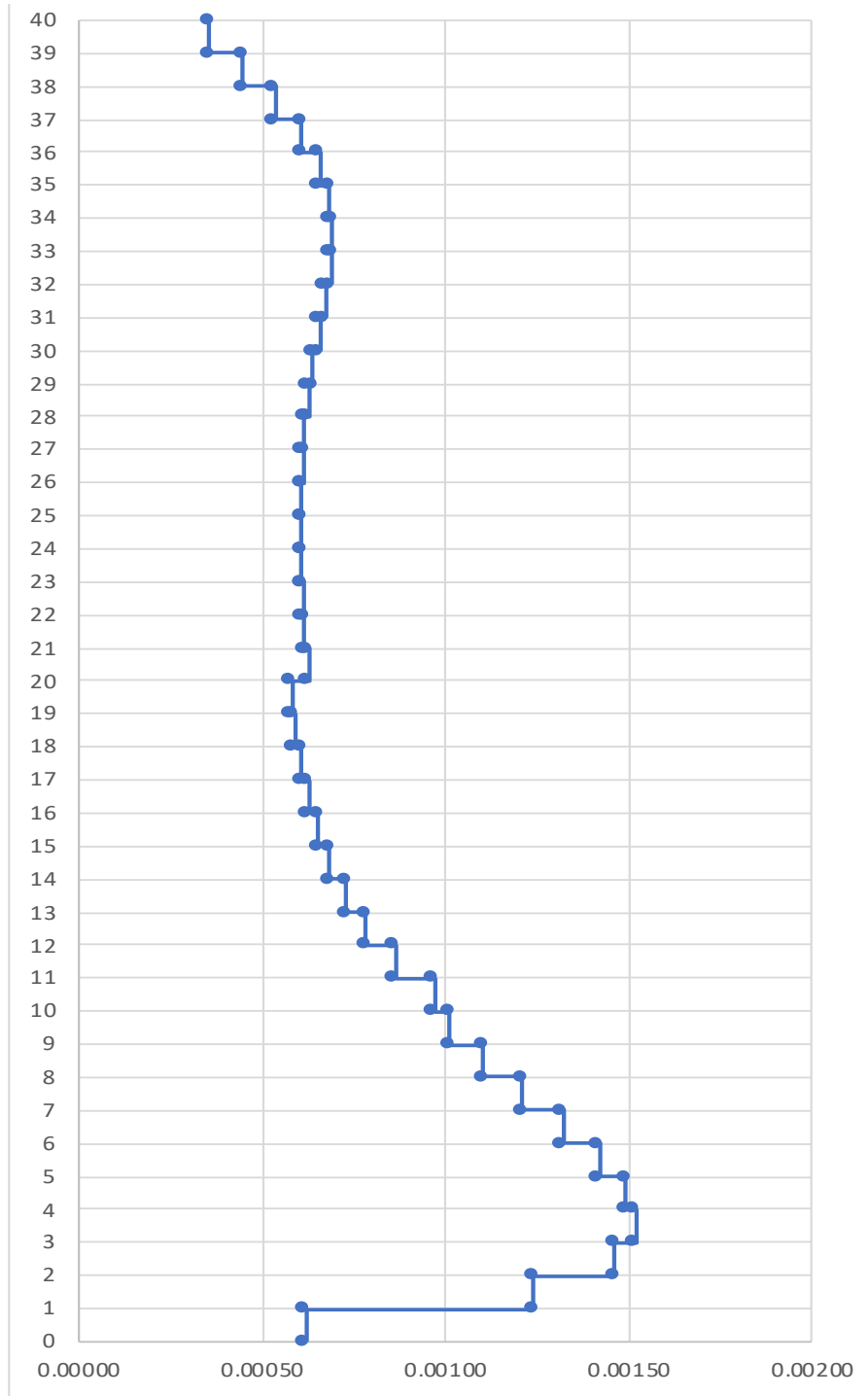


Fig VII.4.6 Distorsiones máximas de entrepiso en el Eje Y,
edificio de 40 niveles

b) Seguridad Contra Colapso

Con todos los datos recabados del espectro obtenido con el software del SASID, se revisa en primer lugar el estado límite de seguridad contra colapso y como se mencionó anteriormente, se debe multiplicar las distorsiones de entrepiso por QR, y esto no debe ser mayor de 0.015. Como se describió anteriormente y según el punto 3.5 *Factor de sobre resistencia* de las *NTC-DS-2017* (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017), R es igual a 1.75.

1) Seguridad colapsos	
Q	2
R	1.75
QR	3.5

En las Figuras VII.4.7, VII.4.8, VII.4.9, VII.4.10, VII.4.11 y VII.4.12 se observa la revisión para el estado límite de seguridad contra colapsos para el Eje X y Y del edificio de 20, 30 y 40 Niveles respectivamente, marcado en las gráficas con el número 1).

Edificio de 20 niveles

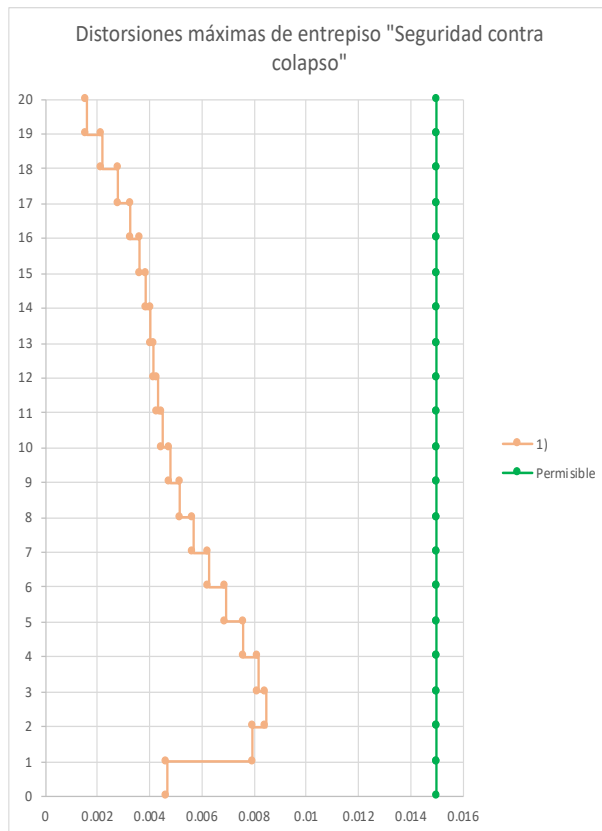


Fig VII.4.7 Seguridad contra Colapso Eje X Edificio 20 Niveles

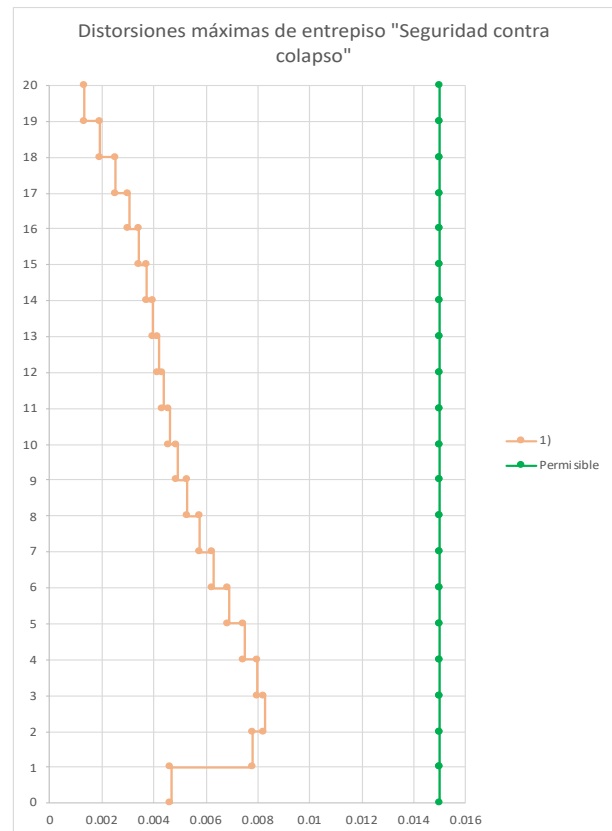


Fig VII.4.8 Seguridad contra Colapso Eje Y Edificio 20 Niveles

Edificio de 30 niveles Eje X

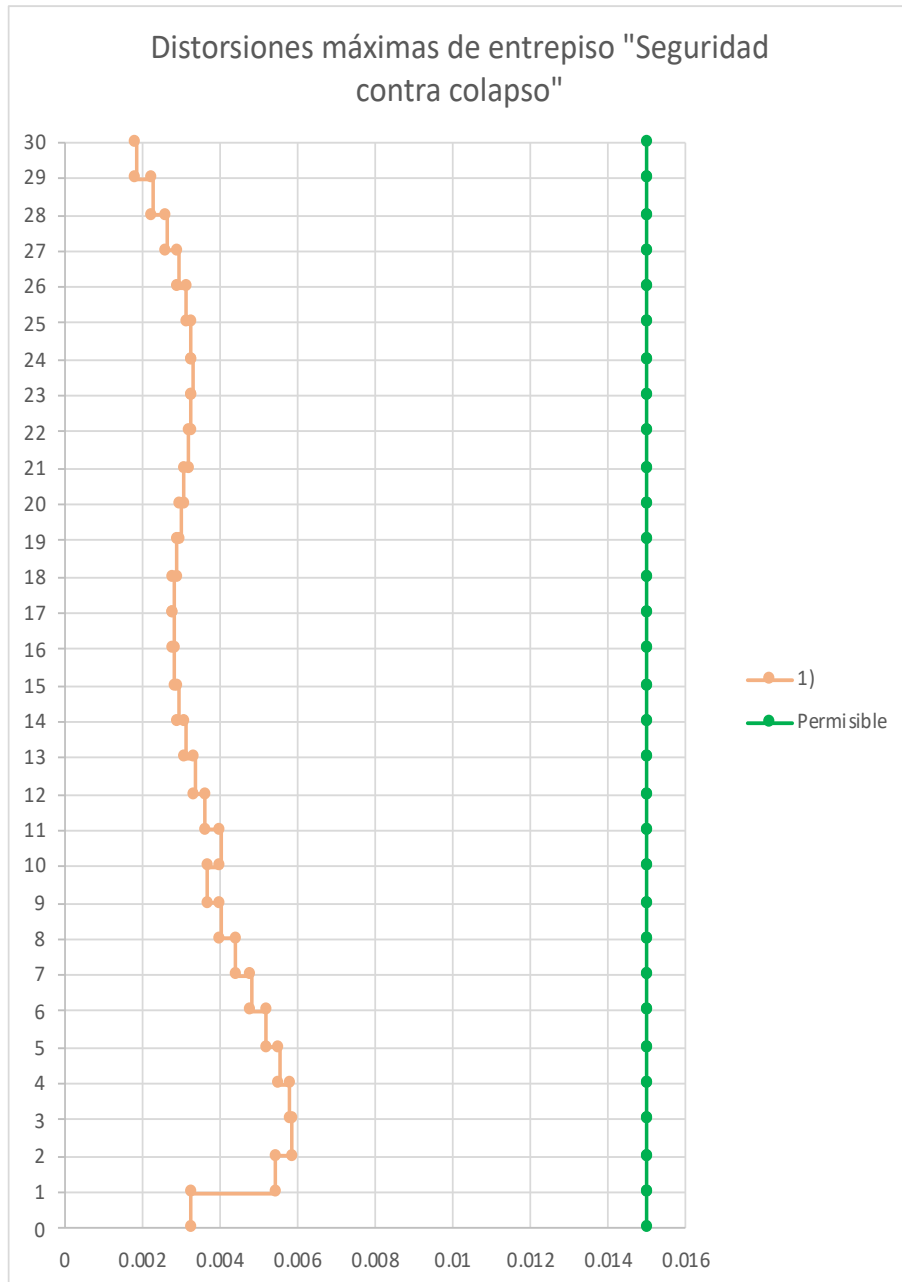


Fig VII.4.9 Seguridad contra Colapso Eje X Edificio 30 Niveles

Edificio de 30 niveles Eje Y

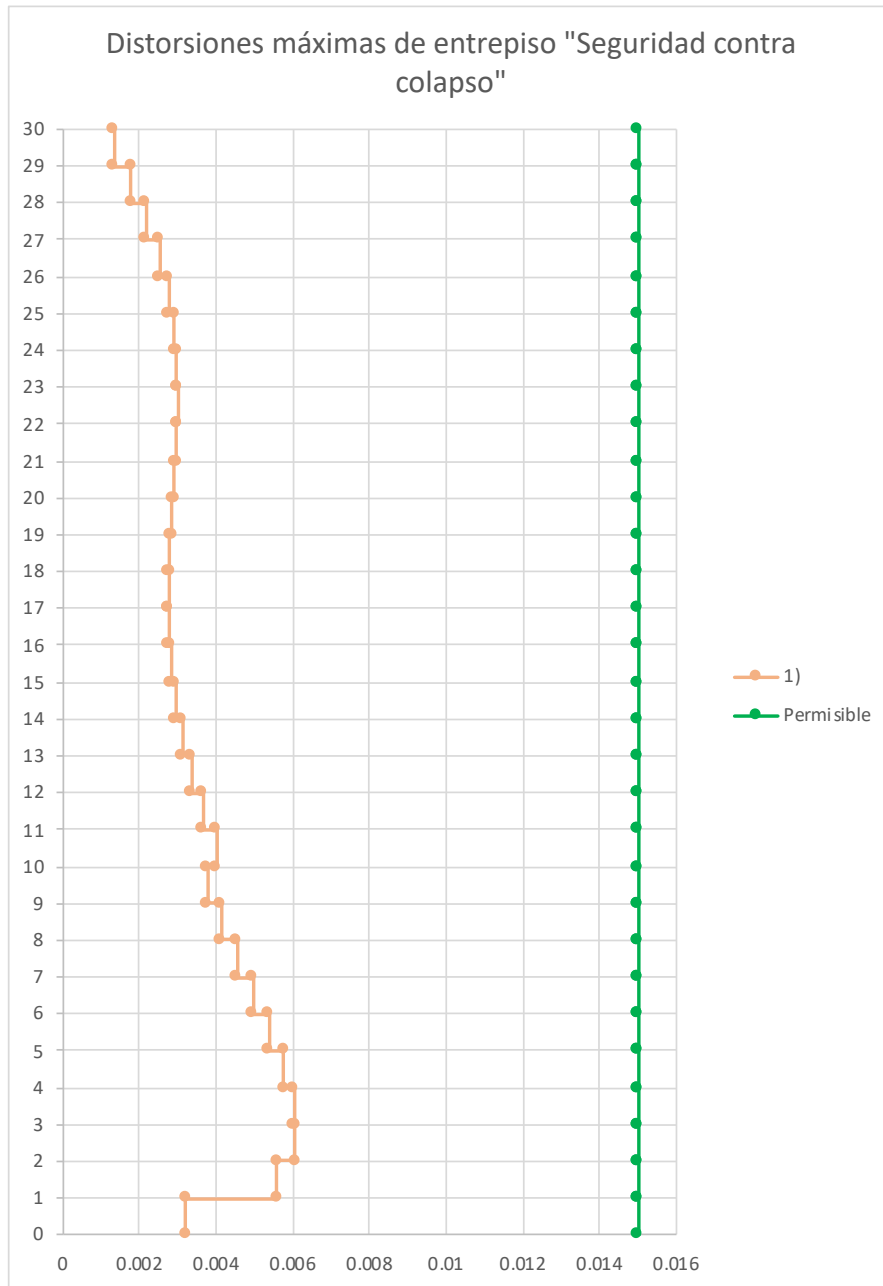


Fig VII.4.10 Seguridad contra Colapso Eje Y Edificio 30 Niveles

Edificio de 40 niveles

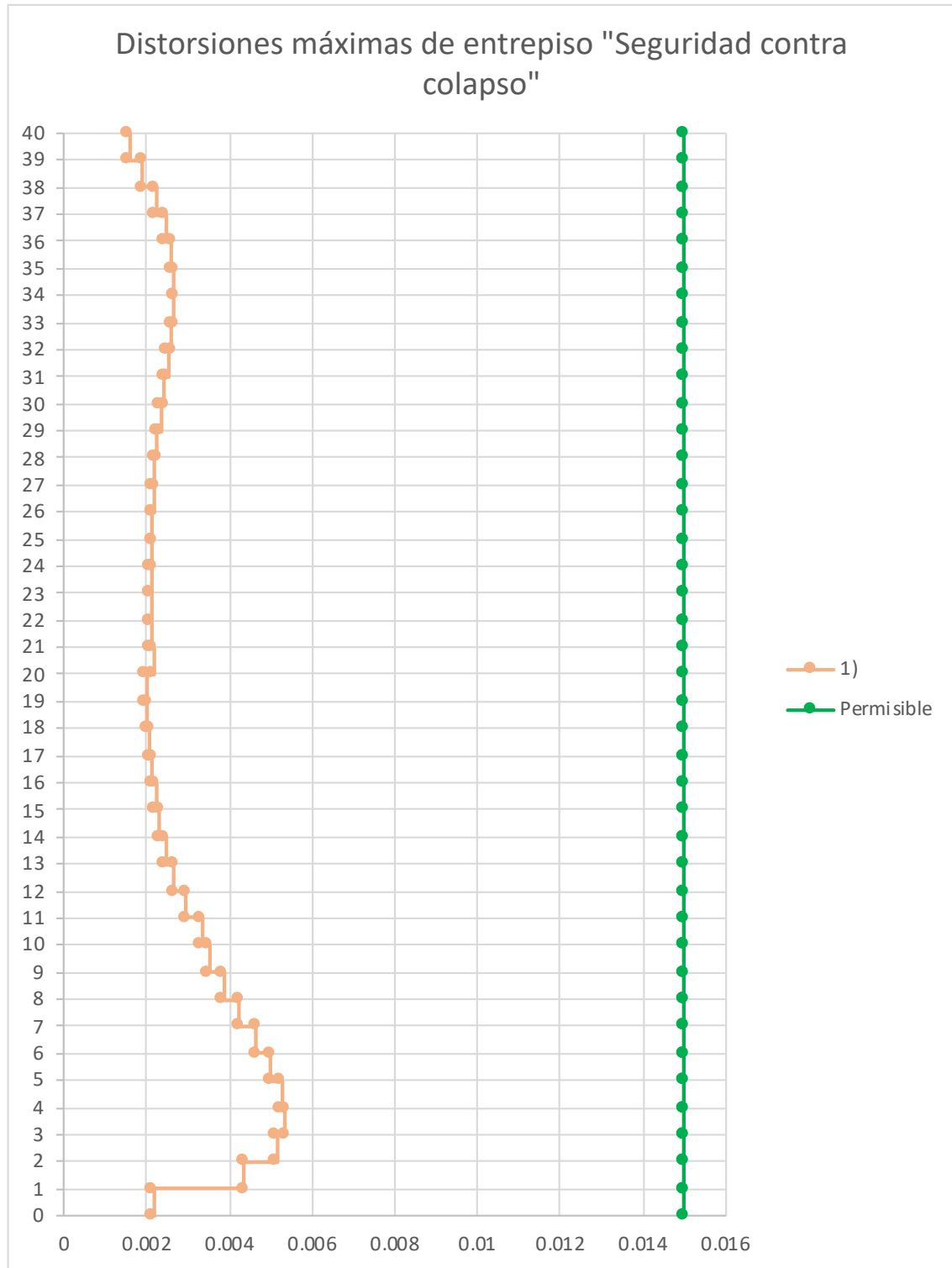


Fig VII.4.11 Seguridad contra Colapso Eje X Edificio 40 Niveles

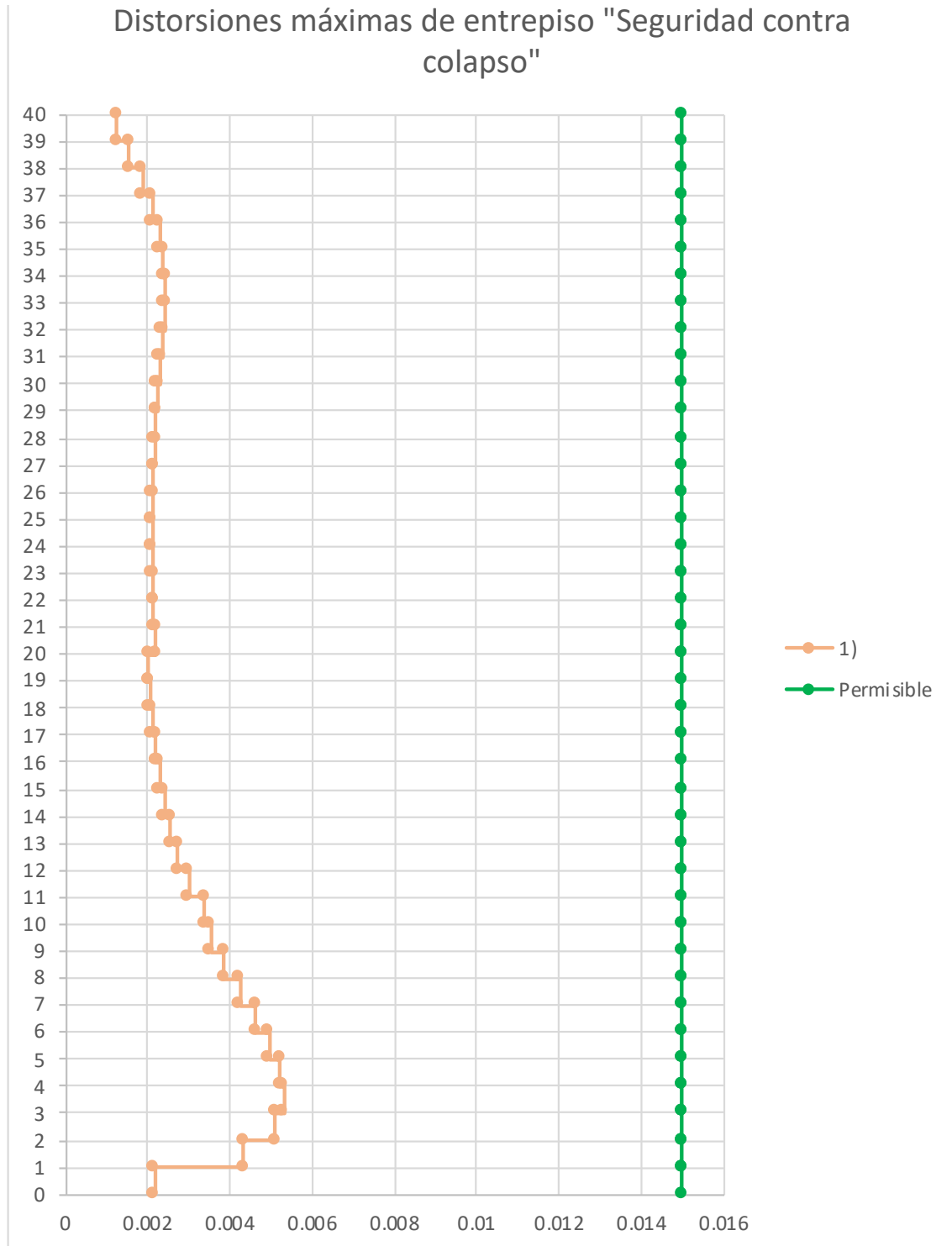


Fig VII.4.12 Seguridad contra Colapso Eje Y Edificio 40 Niveles

Observamos que para las tres estructuras tanto para el eje X como para el eje Y, las distorsiones bajo la condición límite de seguridad contra colapso no solamente cumplen para el límite permisible, si no que están sobradas. Esto es debido a que la combinación de Resistencia es la que rige el diseño y por lo cual no se puede bajar las secciones. Se podría hacer un poco más eficiente este comportamiento haciendo un mayor número de cambio de secciones.

c) Límite De Daños Ante Sismos Frecuentes

Se revisará que las distorsiones de entrepiso no excedan 0.002, ya que se considera que todos los elementos no estructurales no están separados de la estructura principal, ya que no se puede asegurar esto en la ejecución de la construcción, de manera que pueden sufrir daños por sus deformaciones. Las distorsiones máximas de entrepiso deben obtenerse multiplicando las distorsiones por Q'R Ks, donde Ks se obtiene de la siguiente manera según la *ecuación 3.1.1 de las NTC-DS-2017* (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017):

$$K_s = \begin{cases} \frac{1}{6}; & \text{si } T_s < 0.5s \\ \frac{1}{6 - 4(T_s - 0.5)}; & \text{si } 0.5 \leq T_s < 1.0s \\ \frac{1}{4}; & \text{si } T_s \geq 1.0s \end{cases} \quad (3.1.1)$$

Al tener un periodo del suelo T_s de 0.528 s, caemos en el segundo caso, por lo cual K_s se calcula de la siguiente manera:

$$K_s = \frac{1}{6 - 4(T_s - 0.5)} = 0.1698$$

Utilizando las ecuaciones previamente definidas en la sección de Espectros de diseño, Factores de reducción de las ordenadas espectrales y Revisión de desplazamientos laterales y con los periodos obtenidos en cada eje, se obtienen los siguientes datos, con los cuales se obtienen Q', R y K_s para poder afectar las distorsiones y compararlas con las distorsiones máximas permisibles, como se muestra a continuación y marcado en las gráficas con el número 2):

Edificio de 20 niveles:

Tabla VII.4.7 Factor Q'RKs para revisión ante Sismos Frecuentes Eje X Edificio 20 Niveles

2) Sismos frecuentes	
SASID	
T_a	0.56
T_b	1.256
T_s	0.528
k	1.5
Q	2
β	1.00
MODELO	
T	3.639
Q'	1.98
k_1	1
R_0	1.75
k_2	0
R	1.75
K_s	0.169836957
Q'RKs	0.5885

Tabla VII.4.8 Factor Q'RKs para revisión ante Sismos Frecuentes Eje Y Edificio 20 Niveles

2) Sismos frecuentes	
SASID	
T_a	0.56
T_b	1.256
T_s	0.528
k	1.5
Q	2
β	1.0
MODELO	
T	3.460
Q'	1.98
k_1	1
R_0	1.75
k_2	0
R	1.75
K_s	0.169836957
Q'RKs	0.5878

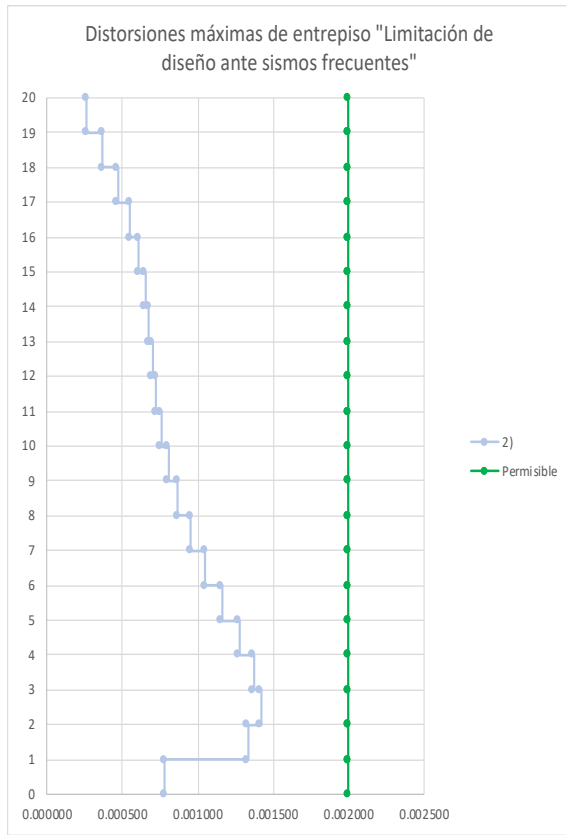


Fig VII.4.13 Límite de Daños ante Sismos Frecuentes Eje X Edificio 20 Niveles

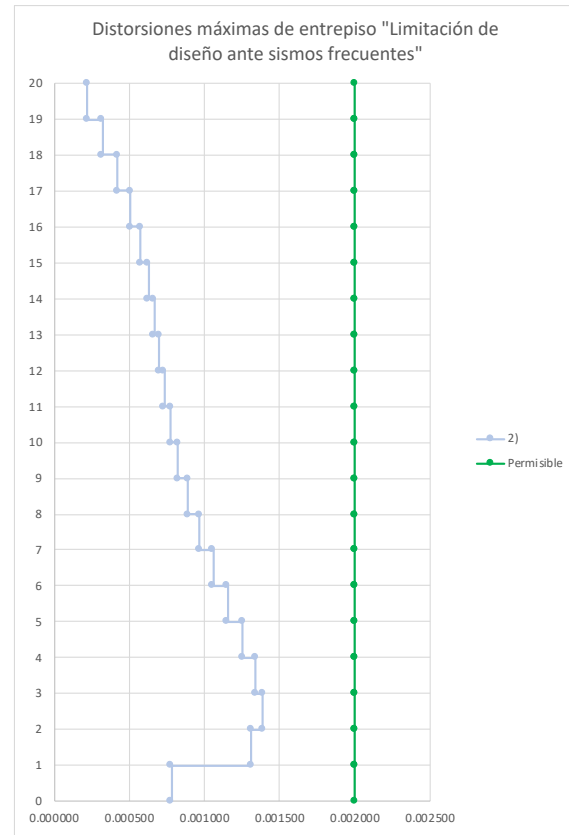


Fig VII.4.14 Límite de Daños ante Sismos Frecuentes Eje Y Edificio 20 Niveles

Edificio de 30 niveles:

Tabla VII.4.9 Factor $Q'RKs$ para revisión ante Sismos Frecuentes Eje X Edificio 30 Niveles

2) Sismos frecuentes	
SASID	
T_a	0.56
T_b	1.256
T_s	0.528
k	1.5
Q	2
β	1.00
MODELO	
T	4.307
Q'	1.99
k_1	1
R_0	1.75
k_2	0
R	1.75
K_s	0.169836957
$Q'RKs$	0.5902

Tabla VII.4.10 Factor $Q'RKs$ para revisión ante Sismos Frecuentes Eje Y Edificio 30 Niveles

2) Sismos frecuentes	
SASID	
T_a	0.56
T_b	1.256
T_s	0.528
k	1.5
Q	2
β	1.00
MODELO	
T	4.479
Q'	1.99
k_1	1
R_0	1.75
k_2	0
R	1.75
K_s	0.169836957
$Q'RKs$	0.5905

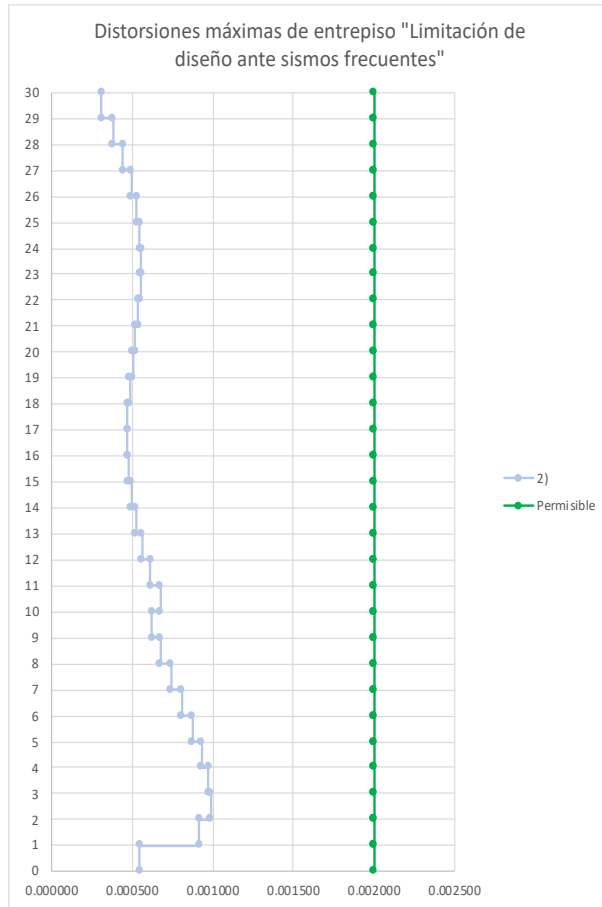


Fig VII.4.15 Límite de Daños ante Sismos Frecuentes Eje X Edificio 30 Niveles

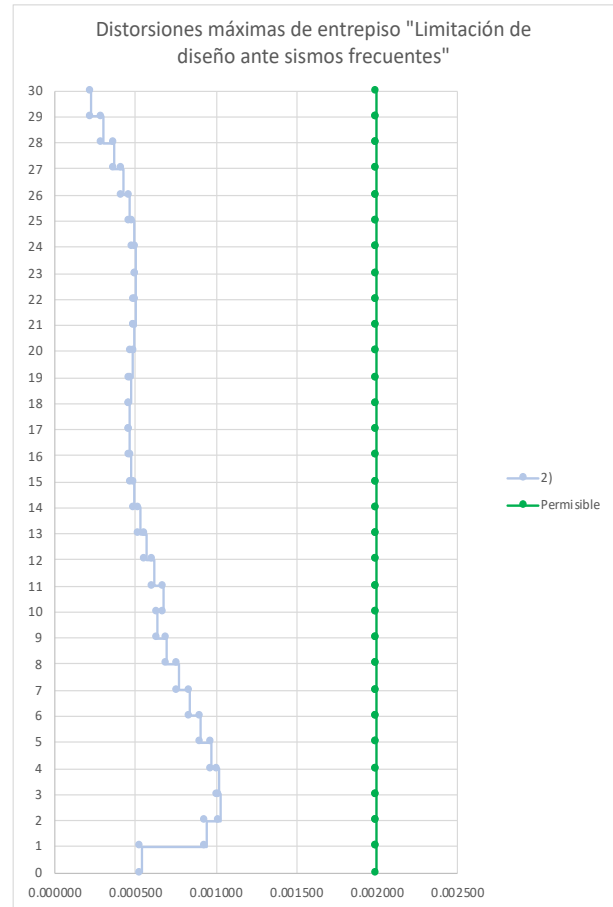


Fig VII.4.16 Límite de Daños ante Sismos Frecuentes Eje Y Edificio 30 Niveles

Edificio de 40 niveles:

Tabla VII.4.11 Factor Q'RKs para revisión ante Sismos Frecuentes Eje X Edificio 40 Niveles

2) Sismos frecuentes	
SASID	
T_a	0.56
T_b	1.256
T_s	0.528
k	1.5
Q	2
β	1.00
MODELO	
T	6.588
Q'	1.99
k_1	1
R_0	1.75
k_2	0
R	1.75
K_s	0.169836957
Q'RKs	0.5926

Tabla VII.4.12 Factor Q'RKs para revisión ante Sismos Frecuentes Eje Y Edificio 40 Niveles

2) Sismos frecuentes	
SASID	
T_a	0.56
T_b	1.256
T_s	0.528
k	1.5
Q	2
β	1.00
MODELO	
T	6.302
Q'	1.99
k_1	1
R_0	1.75
k_2	0
R	1.75
K_s	0.169836957
Q'RKs	0.5925

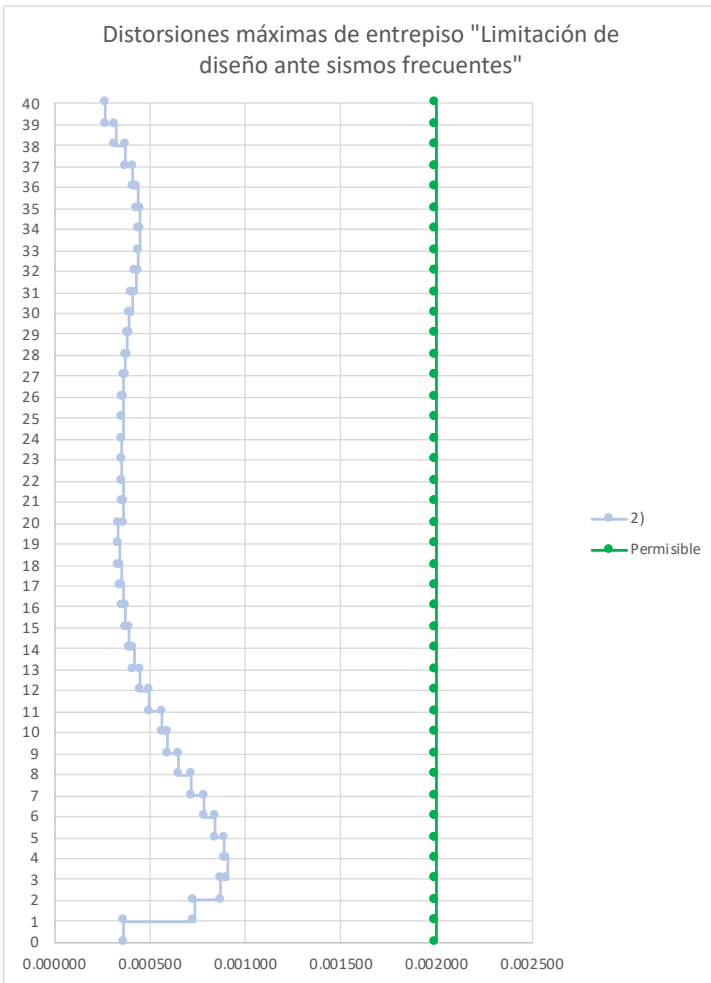


Fig VII.4.17 Límite de Daños ante Sismos Frecuentes Eje Y Edificio 40 Niveles

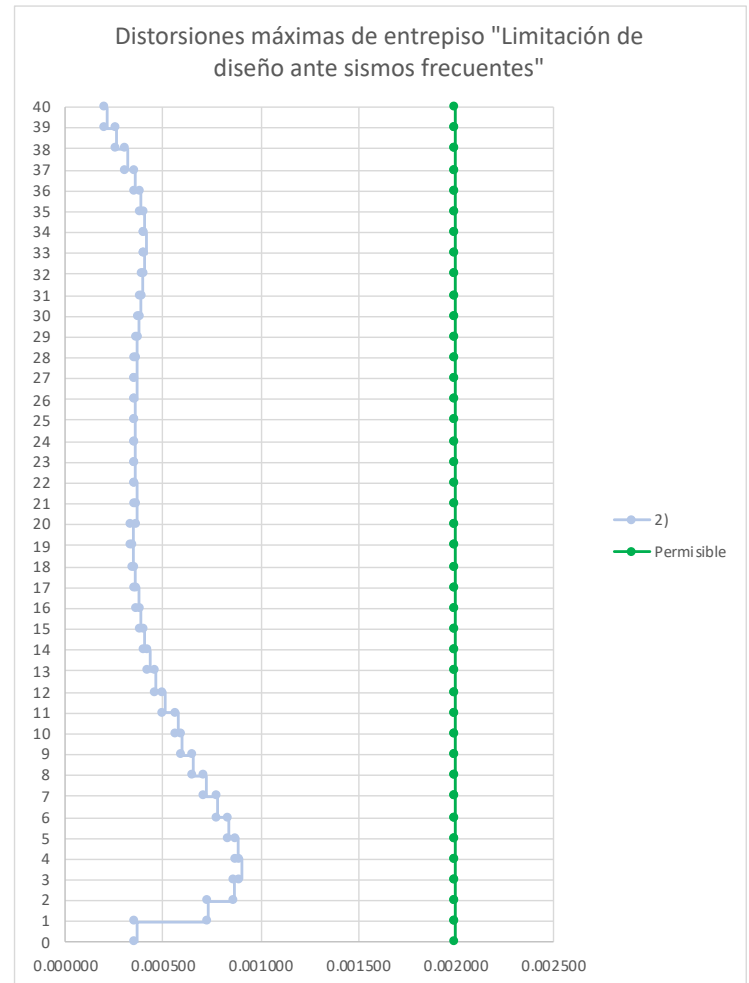


Fig VII.4.18 Límite de Daños ante Sismos Frecuentes Eje X Edificio 40 Niveles

Al igual que en el caso anterior para la condición límite de seguridad contra colapso, observamos que al hacer la revisión para la condición para la limitación de daños ante sismos frecuentes, no solamente cumplen para el límite permisible las tres estructuras de diferentes alturas tanto para el eje X como para el eje Y, si no que están sobradas. Esto es debido a que la combinación de *Resistencia* es la que rige el diseño de los elementos estructurales y por lo cuál no se puede bajar las secciones. Como se mencionó anteriormente, se podría hacer un poco más eficiente este comportamiento haciendo un mayor número de cambio de secciones a cada cierto número de niveles.



5. ELEMENTOS MECÁNICOS A NIVEL DE CIMENTACIÓN POR CARGA LATERAL

Los elementos mecánicos a nivel de la cimentación obtenidos mediante el uso del software ETABS para el análisis de cargas laterales (Sismo en dirección X y Sismo en dirección Y), se presentan a continuación en las *Tablas VII.5.1, VII.5.2 y VII.5.3*:

Edificio de 20 niveles

Tabla VII.5.1 Elementos mecánicos a nivel de cimentación para cargas laterales del Edificio 20 Niveles

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
Load Case/Combo	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Sismo X Max	405.8301	0.1284	0	4.7968	14516.9804	6083.0838
Sismo Y Max	0.1284	427.8433	0	16015.5576	4.7977	5130.0974

Edificio de 30 niveles

Tabla VII.5.2 Elementos mecánicos a nivel de cimentación para cargas laterales del Edificio 30 Niveles

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
Load Case/Combo	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Sismo X Max	583.885	0.0674	0	2.9826	24486.695	8756.7545
Sismo Y Max	0.0674	522.1025	0	22956.1899	2.9911	6262.8154

Edificio de 40 niveles

Tabla VII.5.3 Elementos mecánicos a nivel de cimentación para cargas laterales del Edificio 40 Niveles

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
Load Case/Combo	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Sismo X Max	398.2253	0.0881	0	4.1095	18021.1416	5971.3845
Sismo Y Max	0.0881	408.5556	0	19807.7758	4.1097	4900.3519

Realizando el análisis para la Revisión de desplazamientos laterales de las *NTC-DS-2017* (estados límites contra colapso y daños ante sismos frecuentes), mismo que se muestra en la sección *VII. Análisis Sísmico: 4. Distorsiones Laterales* del presente trabajo, obtenemos las dimensiones finales de los elementos estructurales para que cumplieran los límites permisibles antes mencionados, y en el caso que fuera necesario por la corrección de cortante mínimo. Estas dimensiones no tuvieron que ser aumentadas, ya que como se vio anteriormente, por la pura condición de Resistencia se cumple y hasta está sobrado para las condiciones de Seguridad contra colapso y de límite de daños ante sismos frecuentes, por lo que las dimensiones definitivas son las mostradas en las *Tablas VII.4.1, VII.4.2 y VII.4.3* para los 3 edificios:

Edificio de 20 niveles:

Tabla VII.5.4 dimensiones de elementos estructurales definitivos para la estructura de 20 niveles.

ELEMENTO	DIMENSIONES (cm)
LOSA	13
COLUMNA 1	80x80
VIGA PRINCIPAL EJE X	80x40
VIGA PRINCIPAL EJE Y	90x40
VIGA SECUNDARIA EJE X	70x30
VIGA SECUNDARIA EJE X	85x35

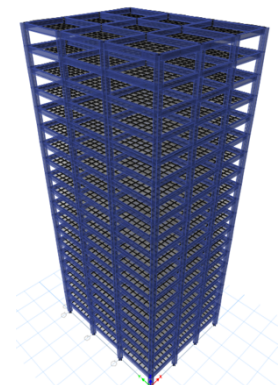


Fig VII.5.1 Vista 3D de modelo definitivo de 20 niveles. Modelo en ETABS

Edificio de 30 niveles:

Para este caso, se colocaron columnas de 1.2 m en los primeros 10 niveles.

Tabla VII.5.5 dimensiones de elementos estructurales definitivos para la estructura de 30 niveles.

ELEMENTO	DIMENSIONES (cm)
LOSA	13
COLUMNA 1	95x95
COLUMNA 2	75x75
VIGA PRINCIPAL EJE X	80x40
VIGA PRINCIPAL EJE Y	90x45
VIGA SECUNDARIA EJE X	70x30
VIGA SECUNDARIA EJE X	85x35

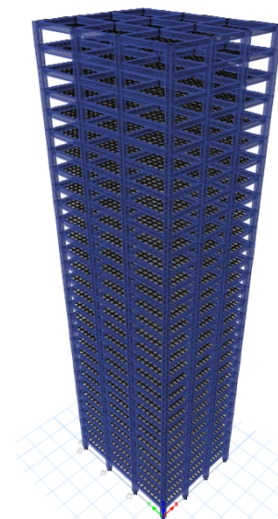


Fig VII.5.2 Vista 3D de modelo definitivo de 30 niveles. Modelo en ETABS

Edificio de 40 niveles:

Para este caso, la columna 1 corresponde a los 10 primeros niveles, la columna 2 para los siguientes 10 y la columna 3 para los últimos 20 niveles.

Tabla VII.5.6 dimensiones de elementos estructurales definitivos para la estructura de 40 niveles.

ELEMENTO	DIMENSIONES (cm)
LOSA	13
COLUMNA 1	110x110
COLUMNA 2	90x90
COLUMNA 3	75x75
VIGA PRINCIPAL EJE X	80x40
VIGA PRINCIPAL EJE Y	90x45
VIGA SECUNDARIA EJE X	70x30
VIGA SECUNDARIA EJE X	85x35

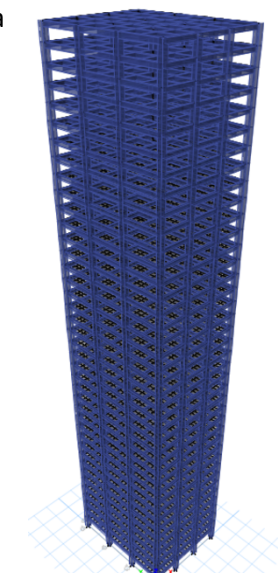


Fig VII.5.3 Vista 3D de modelo definitivo de 40 niveles. Modelo en ETABS



VIII. ANÁLISIS SÍSMICO CON AISLAMIENTO

1. PROCEDIMIENTO PARA PROPUESTA DE AISLADORES DE BASE CON NÚCLEO DE PLOMO EN EL MÉTODO ANALÍTICO.

El procedimiento que se siguió para proponer los aisladores se detalla a continuación:

Tomando el periodo de los edificios con base rígida, se propone un periodo objetivo T_{tot} para el sistema aislado. Se propone este periodo objetivo T_{tot} con base en que se debe incrementar el período para disminuir la aceleración. Generalmente se busca que el período objetivo sea mayor que 4 veces el período de la estructura con base fija, sin embargo, esto puede llevar a aisladores muy grandes.

La rigidez de la estructura y del sistema de aislamiento están conectadas en serie, por lo que haciendo el siguiente análisis podemos obtener el periodo del sistema aislado a partir de lo siguiente:

La rigidez total del sistema es:

$$K_{tot} = \frac{1}{\frac{1}{K_s} + \frac{1}{K_b}}$$

Despejando tenemos:

$$\frac{1}{K_s} + \frac{1}{K_b} = \frac{1}{K_{tot}}$$

Multiplicando toda la ecuación por la masa de la estructura, la cuál no se ve afectada significativamente por el sistema de aislamiento, tenemos:

$$\frac{M_s}{K_s} + \frac{M_s}{K_b} = \frac{M_s}{K_{tot}}$$

Sabemos que el periodo está definido de la siguiente manera:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M_s}{k}}$$



Por lo que sustituyendo, se tiene lo siguiente:

$$T_{tot}^2 = T_s^2 + T_b^2$$

Despejando el periodo del sistema aislado, queda de la siguiente manera:

$$T_b = \sqrt{T_{tot}^2 - T_s^2}$$

Con el periodo se puede obtener la rigidez efectiva del sistema de aislamiento a partir de:

$$K_{eff\ tot} = M_s \frac{4\pi^2}{T_b^2} = \frac{W_s}{g} \frac{4\pi^2}{T_b^2}$$

Ya que se instalará el mismo tipo de aislador en todas las columnas, se puede obtener la rigidez requerida de cada aislador, dividiendo la rigidez efectiva total entre el número de aisladores.

$$K_{eff\ i} = \frac{K_{eff\ tot}}{\# \text{ aisladores}}$$

Es posible obtener el desplazamiento que se producirá con el nuevo periodo propuesto T_{tot} de la siguiente manera:

$$D_{tot} = \frac{S_a T_{tot}^2}{4\pi^2 B_m}$$

Donde B_m es un factor que altera el espectro con base en el factor de amortiguamiento, calculándose de la siguiente manera:

$$B_m = \frac{4}{1 - \ln(\xi_{sis})}$$

Como lo marca la teoría, este amortiguamiento no es exclusivo del sistema de aislamiento, si no que es el amortiguamiento del sistema completo, el cuál se puede estimar con base en lo que especifica el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (Instituto de Investigaciones Eléctricas,

2008) en el apartado de aislamiento sísmico. Para este caso, se considera que el sistema aislado funciona como un oscilador de un grado de libertad, por lo que la ecuación para calcular ξ_{sis} es la siguiente:

$$\xi_{sis} = \frac{\xi + \frac{(\xi_i)_{es}(k_i)_{ef}}{(k_i)_{es}}}{1 + \frac{(k_i)_{ef}}{(k_i)_{es}}}$$

Por esta razón, es importante proponer el factor de amortiguamiento que proporcionará el sistema de aislamiento ξ . Los valores típicos de amortiguamiento proporcionados por estos sistemas rondan el 20%, datos obtenidos de un catálogo de aisladores de base con núcleo de plomo (MAGEBA, 2018), pero no pueden ser mayores de 30%.

Para el cálculo del desplazamiento mencionado anteriormente, la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, (ASCE) proporciona una fórmula similar para calcular el desplazamiento, pero esta fórmula no incluye el cuadrado del periodo y en lugar de introducir la pseudo-aceleración correspondiente al periodo del sistema, utiliza la pseudo-aceleración correspondiente al periodo de $S_{D1}=1s$, es decir:

$$D_{tot} = \frac{S_{D1}T_{tot}^2}{4\pi^2 B_m}$$

Lo anterior es debido a la forma en la cuál sus espectros están parametrizados. A partir de la rama descendente, las funciones de pseudo-aceleración están en función a la pseudo-aceleración correspondiente a 1 segundo, como se observa en la siguiente figura obtenida del ASCE:

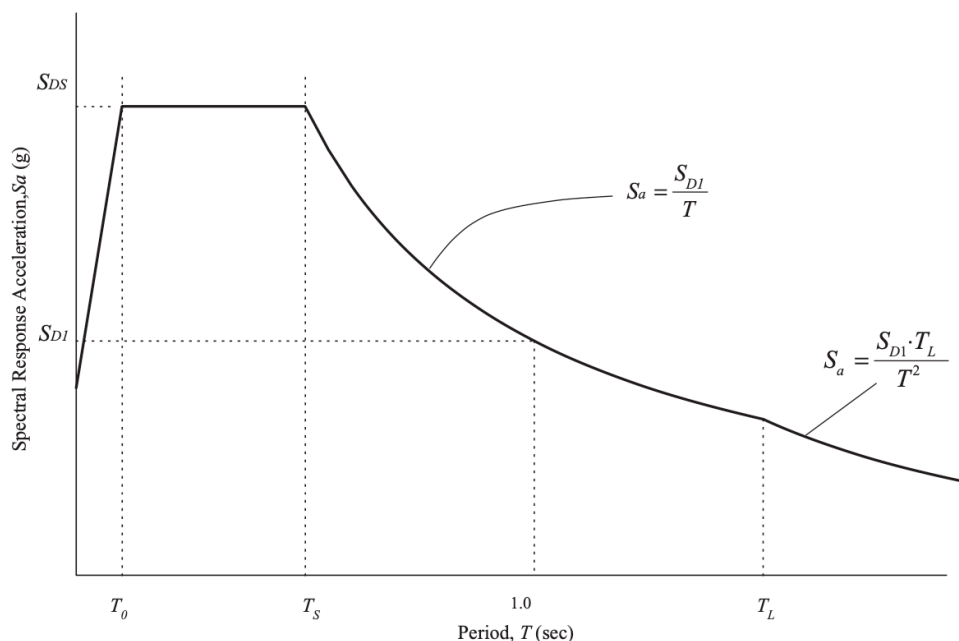


Fig VIII.1.1 Espectro de diseño. (ASCE, 2010)

Sustituyendo $S_A = \frac{S_{D1}}{T_{tot}}$ en la ecuación del desplazamiento con el periodo al cuadrado, queda un solo periodo por multiplicar y la pseudo-aceleración S_{D1} . Esto solo es válido si se están usando espectros parametrizados de es forma, sin embargo, como no es el caso de los aquí utilizados, se utilizará la ecuación que involucra el periodo elevado al cuadrado y su correspondiente pseudo-aceleración.

Hasta el momento, se ha considerado que la estructura tendrá un comportamiento de cuerpo rígido, pero esto no sería verdadero, ya que se tendrán desplazamientos relativos entre la azotea y la base. Por esto se puede hacer una estimación del desplazamiento que se presentará en la interfaz del sistema de aislamiento a partir de la siguiente relación de periodos:

$$D = D_{tot} \frac{T_b^2}{T_{tot}^2}$$

Se calcula la energía disipada en un ciclo de histéresis como:

$$W_D = 2\pi K_{eff} D^2 \xi$$

Se puede obtener la fuerza característica de la siguiente manera:

$$Q = \frac{W_D}{4(D - D_y)}$$

Como se desconoce el valor del desplazamiento de fluencia, se inicia proponiendo un valor $D_y=0$

Con este valor obtenido de Q, se calcula la rigidez post-fluencia, K_2 , que debe tener el aislador, con base en el modelo bilineal de comportamiento, como:

$$K_2 = K_{eff} - \frac{Q}{D}$$

Teniendo la rigidez post-fluencia y un valor de Q, se puede calcular el desplazamiento de fluencia si se propone una relación entre la rigidez inicial y la de post-fluencia, ya que:

$$D_y = \frac{Q}{K_1 - K_2}$$



Por ejemplo, proponiendo una relación $K_1=10K_2$

$$D_y = \frac{Q}{9K_2}$$

Conocido el desplazamiento de fluencia, se puede corregir ahora el valor de Q y K_2 con las fórmulas utilizadas anteriormente:

$$Q = \frac{W_D}{4(D - D_y)}$$

$$K_2 = K_{eff} - \frac{Q}{D}$$

La fuerza de fluencia F_y , se puede calcular como:

$$F_y = Q + K_2 D_y$$

El espesor total de goma h_r se puede calcular proponiendo una distorsión angular del apoyo, a partir de:

$$h_{r req} = \frac{D}{\gamma}$$

Normalmente, se inicia proponiendo un $\gamma \approx 100 - 150\%$

El área transversal de goma requerida se puede calcular a partir de la rigidez post-fluencia como:

$$A_{r req} = \frac{K_2 h_r}{G_r}$$

Para ello se utiliza el G_r de la goma a utilizar, que es el Módulo de cortante, el cuál como se vio anteriormente puede variar entre 0.4 y 1MPa.

Se puede calcular el área transversal del núcleo conociendo el esfuerzo cortante de fluencia del plomo, el cuál es aproximadamente $\tau_{py} = 10MPa$

$$A_{p req} = \frac{F_y}{\tau_{py}} - \frac{G_r A_r}{G_p}$$

El diámetro se obtiene de una manera sencilla, a partir del área de plomo:

$$\phi_{p req} = \sqrt{\frac{4A_{p req}}{\pi}}$$

El área transversal del apoyo es la suma de las áreas del núcleo de plomo y de la goma

$$A_{tot req} = A_{r req} + A_{p req}$$

Conociendo esta área, podemos obtener el diámetro del aislador de la siguiente manera:

$$\phi_{tot req} = \sqrt{\frac{4A_{tot req}}{\pi}}$$

Estas dimensiones del aislador proporcionan la rigidez post-fluencia requerida para incrementar el periodo del sistema hasta el periodo objetivo, pero vale la pena hacer un redondeo de estas magnitudes a dimensiones constructivas con las cuales la rigidez post-fluencia, la fuerza de fluencia, la fuerza característica, la energía disipada por ciclo y el factor de amortiguamiento cambian.

Redondeando a dimensiones constructivas, se obtienen $\phi_{tot cons}$, $\phi_{p cons}$ y h_r .

La capacidad de carga del aislador, se puede calcular a partir de:

$$W_{m\acute{a}x} = A' G_r S \gamma_w$$

El área de traslape se puede calcular como:

$$A' = r^2(\theta - \text{sen}\theta)$$

θ : en radianes

El factor de forma, se puede calcular, considerando que es un aislador circular, como:

$$S = \frac{\phi}{4t_r}$$

Si la carga máxima del aislador no es suficiente para soportar la demanda a la que estará sometida debido al peso del edificio, se puede aumentar el espesor total del elastómero, disminuyendo así la distorsión permisible, aumentando consecuentemente el A_{tot} y el área de traslape A' , iterando de esta manera hasta lograr que se cumpla con la demanda del edificio y obteniendo $\phi_{tot cons}$, $\phi_{p cons}$ y h_r finales .



Una vez que se ha conseguido esto, se corrigen las propiedades mecánicas del aislador con base en las dimensiones constructivas que se obtuvieron en el paso anterior. Se debe de tener especial cuidado en que el amortiguamiento del sistema de aislamiento ξ_{sis} sea del orden del calculado anteriormente. Si esto no llegara a pasar, se deben cambiar las propiedades hasta que estos valores converjan.

Con las expresiones definidas anteriormente en la parte de “Aisladores de base con núcleo de plomo. Propiedades mecánicas”, calculamos las propiedades mecánicas con las dimensiones constructivas.

$$K_1 = \frac{1}{h_r} (G_r A_r + G_p A_p)$$

$$K_2 = \frac{G_r A_r}{h_r}$$

$$F_y = \tau_{py} A_p \left(1 + \frac{G_r A_r}{G_p A_p} \right)$$

$$Q = \left(1 - \frac{K_2}{K_1} \right) F_y$$

$$D_y = \frac{F_y}{K_1}$$

$$K_{eff} = K_2 + \frac{Q}{D}$$

$$W_D = 4Q(D - D_y)$$

$$\xi = \frac{W_D}{2\pi K_{eff} D^2}$$

$$T_b = 2\pi \sqrt{\frac{M_s}{K_{eff tot}}}$$

Es conveniente verificar en cuanto queda realmente la relación de periodos que se propuso en un inicio.

Para introducir los datos al software, se necesita el amortiguamiento c , el cuál se puede obtener a partir del factor de amortiguamiento crítico:

$$\xi = \frac{c}{2m_s\omega_n}$$

Despejando, tenemos:

$$c = 2\xi m_s \omega_n$$

Sabemos que $m_s = \frac{W_s}{g}$ y $\omega_n = \frac{2\pi}{T_b}$

Sustituyendo tenemos:

$$c = 2\xi \frac{W_s}{g} \frac{2\pi}{T_b}$$

$$c = 4\xi \frac{W_s \pi}{T_b g}$$

Donde:

$$T_b = 2\pi \sqrt{\frac{M_s}{K_{eff\ tot}}}$$

Aisladores utilizados.

La masa que se utilizó en los cálculos del aislador corresponde a la Carga Muerta mas la Carga Viva Accidental (CM+CVacc), y los aisladores deben tener la suficiente capacidad de carga para soportar, al menos, la descarga máxima que pudiese presentarse en el.

Normalmente, debido al área tributaria que soporta cada columna, las descargas a la cimentación pueden ser agrupadas en 3 grupos

- Descargas de las columnas centrales
- Descargas de las columnas de esquina
- Descargas de las columnas perimetrales

Teniendo estos datos, es posible proponer diferentes tipos de aisladores según el orden de la descarga a la cimentación pero en ocasiones, como es el caso de este trabajo, se propone un solo tipo de aislador que soporte la descarga más grande, la cuál en edificios de estas características es la de las columnas centrales, y una vez calculado el aislador para estas columnas, se colocan de igual manera debajo de todas las demás columnas.

A partir de los datos presentados en las Tablas VIII.1.1 y VIII.1.2, se empezó a proponer aisladores para cada edificio, según el procedimiento descrito anteriormente.

Se presenta en la *tabla VIII.1.1* el peso total de las 3 estructuras.

Tabla VIII.1.1 Descarga total a nivel de la cimentación para las 3 estructuras

Edificio	Descarga a nivel de cimentación (CM+CV)	
	(tonf)	(KN)
20 NIVELES	16,788.38	164,637.81
30 NIVELES	27,585.53	270,521.62
40 NIVELES	35,423.59	347,386.78

Se presenta en la *tabla VIII.1.2* el peso descargado en la columna central de las 3 estructuras.

Tabla VIII.1.2 Descarga en una columna central para las 3 estructuras

Edificio	Descarga en columna central (CM+CV)	
	(tonf)	(KN)
20 NIVELES	1,565.42	15,351.57
30 NIVELES	2,312.71	22,679.91
40 NIVELES	2,950.36	28,933.10



2. PROPIEDADES DE LOS AISLADORES UTILIZADOS:

Los datos aquí presentados corresponden a una propuesta para cada modelo, siguiendo el procedimiento descrito en el apartado VIII.1 "Procedimiento para propuesta de aisladores de base con núcleo de plomo en el método analítico".

Edificio de 20 Niveles:

PROPIEDADES LINEALES

Datos aislador:

Período objetivo	$T_s =$	5.565 seg
Diametro del caucho	$\phi_{total} =$	1.100 m
Espesor del caucho	$t_r =$	0.208 m
Diametro del plomo	$\phi_p =$	0.155 m
Rigidez efectiva	$K_{eff} =$	3259.7 KN/m
Rigidez Vertical	$K_v =$	5,871.27 KN/mm
Resistencia Característica	$Q =$	198.13 KN
Amortiguamiento del aislador	$\xi_a =$	22.64%
Constante de amort. Efectivo	$C =$	988.84 KN/m
Amortiguamiento del sistema	$\xi_{sis} =$	10.95%
Desplazamiento de diseño	$D =$	0.1592 m
Desplazamiento máximo	$D_{m\acute{a}x} =$	0.2388 m

PROPIEDADES NO LINEALES

Rigidez inicial	K_1	20,151.83 KN/m
Fuerza de fluencia	F_y	220.141 KN
Rigidez de posfluencia	K_2	2015.18 KN/m
Energía disipada por ciclo	EDC	117.51 KN-m



Edificio de 30 niveles:

PROPIEDADES LINEALES

Datos aislador:

Período objetivo	$T_s =$	6.569 seg
período aislador	$T_a =$	3.683 seg
Diametro del caucho	$\phi_{total} =$	1.500 m
Espesor del caucho	$t_r =$	0.208 m
Diametro del plomo	$\phi_p =$	0.120 m

Rigidez efectiva	$K_{eff} =$	4971.7 KN/m
Rigidez Vertical	$K_v =$	24,855.93 KN/mm
Resistencia Característica	$Q =$	118.75 KN
Amortiguamiento del aislador	$\xi_a =$	14.51%
Constante de amort. Efectivo	$C =$	845.42 KN/m
Amortiguamiento del sistema	$\xi_{sis} =$	6.38%
Desplazamiento de diseño	$D =$	0.1012 m
Desplazamiento máximo	$D_{m\acute{a}x} =$	0.1519 m

PROPIEDADES NO LINEALES

Rigidez inicial	K_1	37,986.84 KN/m
Fuerza de fluencia	F_y	131.947 KN
Rigidez de posfluencia	K_2	3798.68 KN/m
Energía disipada por ciclo	EDC	46.44 KN-m

Edificio de 40 niveles:

Para el caso del edificio de 40 Niveles, se colocarán 2 aisladores por columna, cada uno de las mismas características que el aislador utilizado en el edificio de 20 Niveles. Se debe mencionar que para el modelado, las rigideces del aislador de 20 Niveles se multiplican por dos debido a los dos aisladores.

Se muestra en la figura VIII.2.1, figura VIII.2.2 y figura VIII.2.3 el acomodo de los aisladores en la planta de la estructura. De color amarillo se muestra el primer tipo de aisladores que corresponden para las estructuras de 20 y 40 niveles (2 por columna en edificio de 40 niveles), y de color verde el segundo tipo de aisladores que corresponden al edificio de 30 niveles:

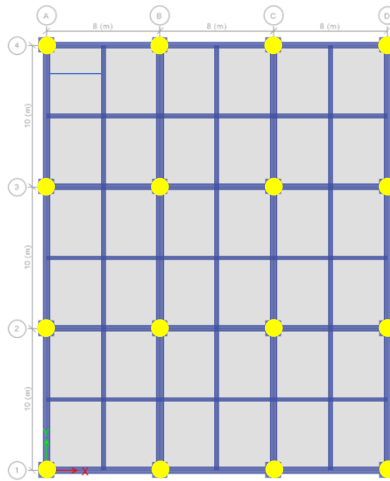


Fig. VIII.2.1 Configuración de los aisladores en la planta del edificio de 20 niveles

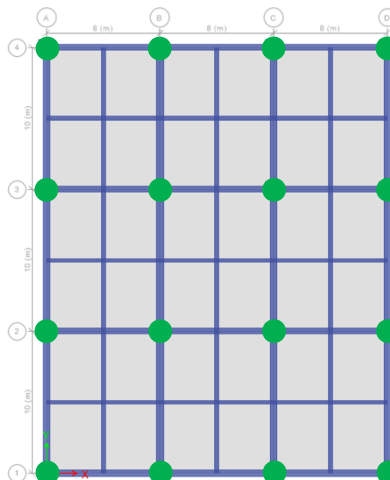


Fig. VIII.2.2 Configuración de los aisladores en la planta del edificio de 30 niveles

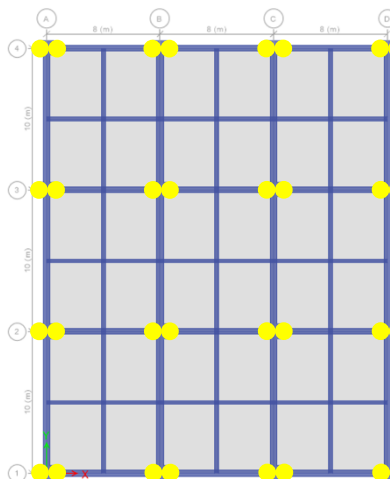


Fig. VIII.2.3 Configuración de los aisladores en la planta del edificio de 40 niveles

3. MODELACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOS EDIFICIOS CON AISLAMIENTO DE BASE

En los softwares de diseño estructural, los aisladores pueden ser modelados como “Links”, cuyas propiedades se definen con base en el esquema representativo de un elemento de este tipo, como se ve en la *Figura VIII.3.1*.

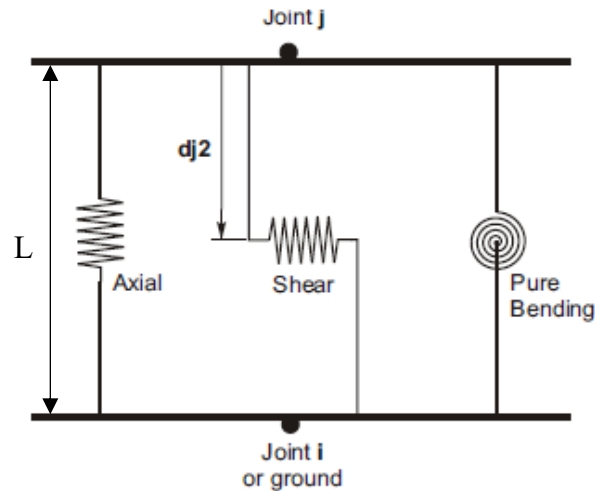


Fig VIII.3.1 Esquema propiedades de un Link

Se puede ver que un objeto de este tipo conecta un punto i con un punto j, los cuales se encuentran separados por una distancia L. A los Links se les puede asignar propiedades lineales, no lineales y amortiguamiento en cada uno de sus 6 grados de libertad internos. En el software de ETABS se definen en la siguiente pestaña (Figura VIII.3.2):

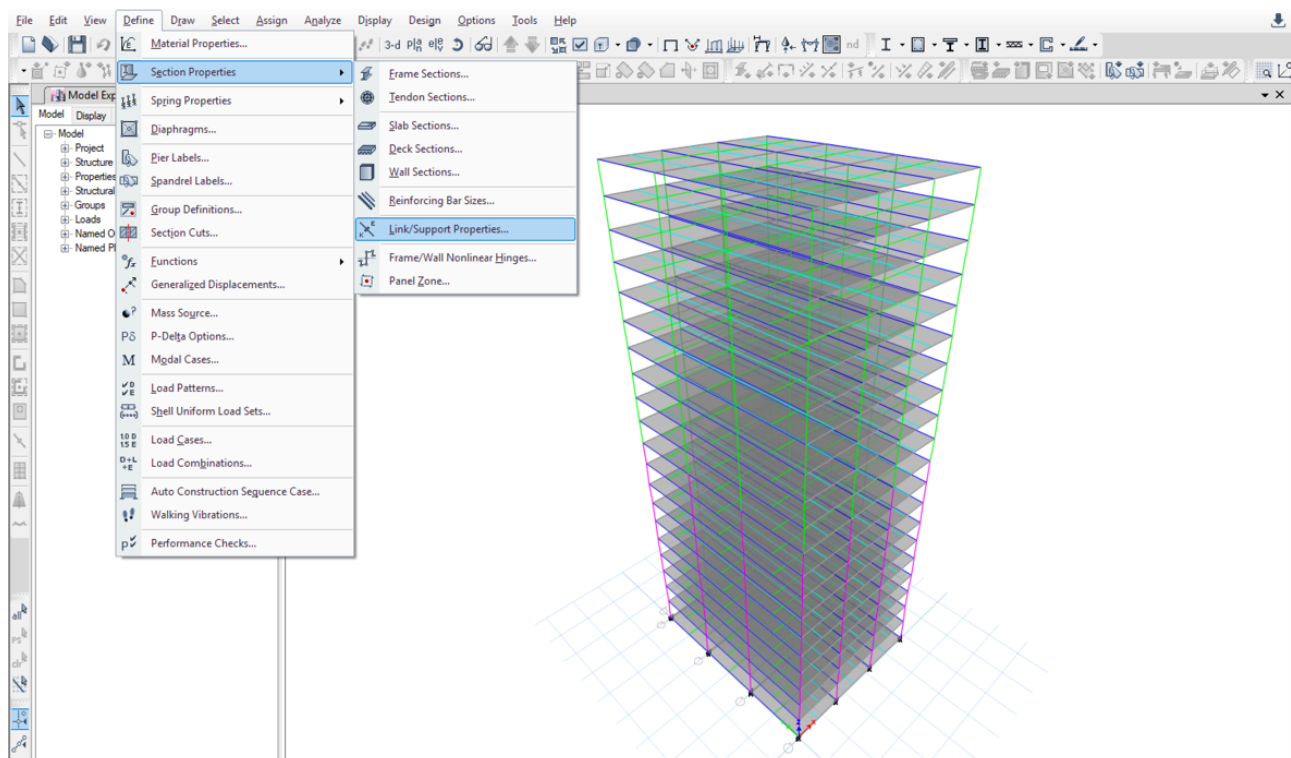


Fig. VIII.3.2 Ventana en ETABS para definición de un Link

Dentro de esta pestaña, es posible modelar diferentes tipos de aisladores como Link. Para este caso, se elige el tipo “Rubber Isolator”. *Figura VIII.3.3.*

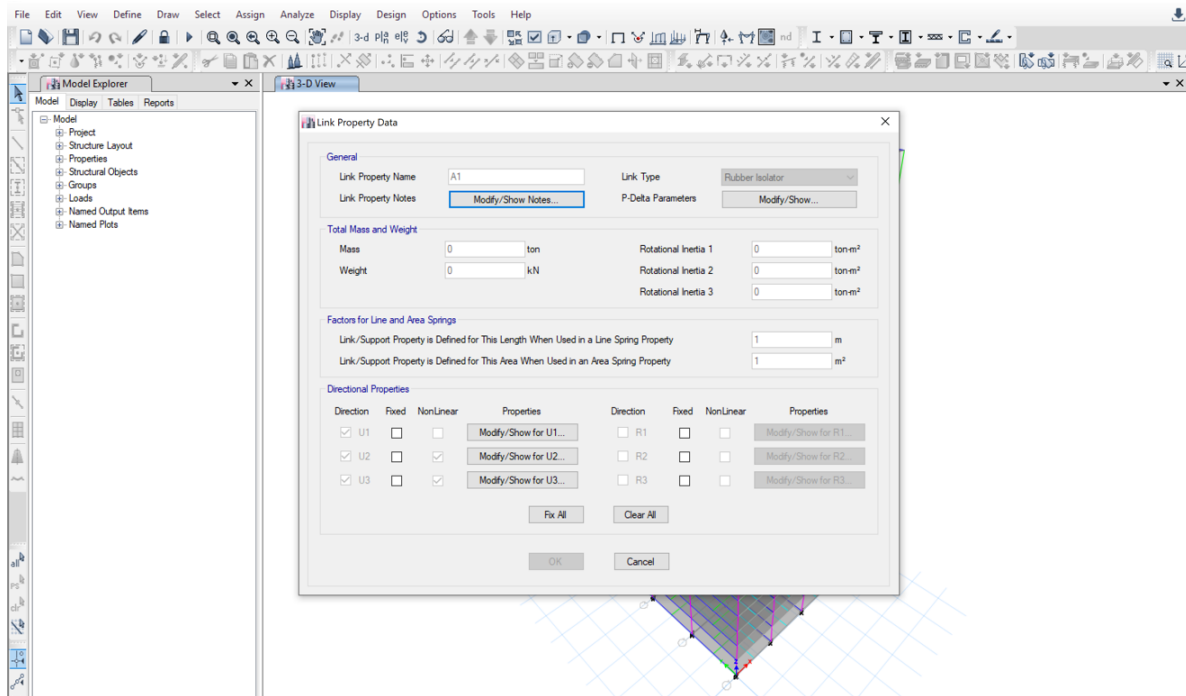


Fig. VIII.3.3 Propiedades de un Link en el software ETABS

Debido a que el peso y masa del aislador no afectan de manera importante al modelo, pueden despreciarse durante las iteraciones. La dirección U1 corresponde a la dirección longitudinal del aislador, por lo cuál se le asigna en las propiedades la rigidez axial del aislador. Para los otros dos grados de libertad traslacionales, que corresponden a la dirección U2 y U3, se asigna la rigidez efectiva así como la constante de amortiguamiento. Además, se debe definir el comportamiento bilineal por lo que se deben de definir los parámetros mínimos necesarios para que definan esta curva. *Figura VIII.3.4.*

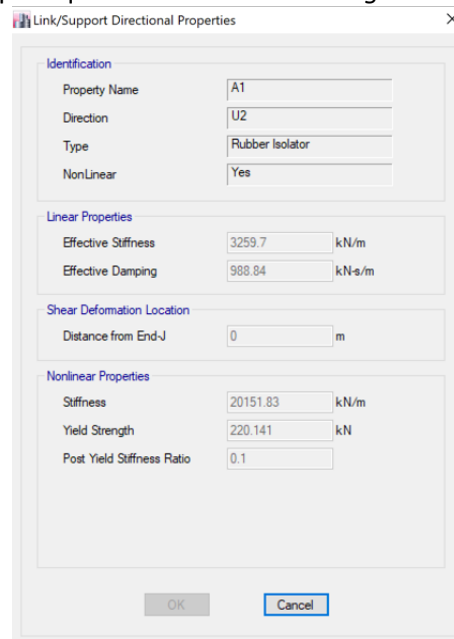


Fig. VIII.3.4 Propiedades lineales y no lineales de un Link. ETABS

Con estos parámetros definidos es posible definir el modelo bilineal que se ha definido anteriormente, el cuál tiene una forma como el de la figura VII.3.5.

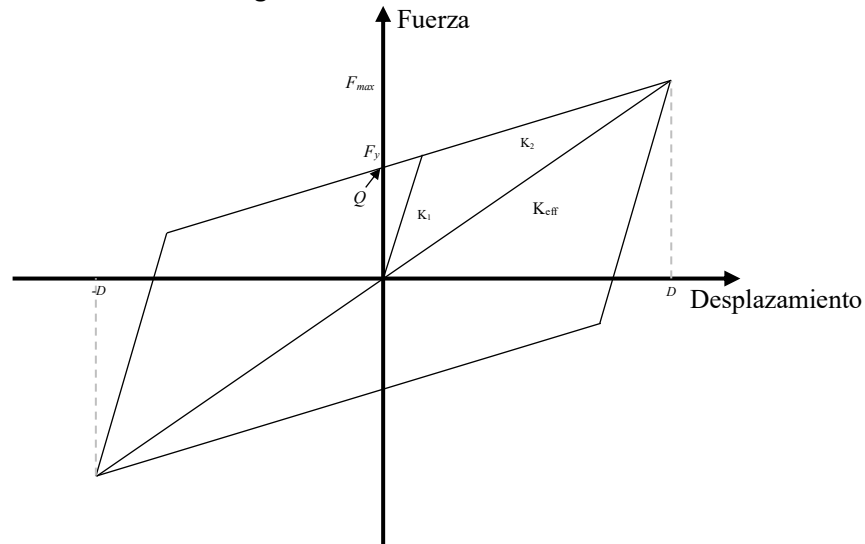


Fig.VIII.3.5 Modelo Bilineal Fuerza vs Desplazamiento de un apoyo LRB.

Para modelar los Links en ETABS, existen dos maneras. La primera es asignar las propiedades del link a un resorte (Spring), y asignarle estos resortes a los nodos correspondientes donde se van a colocar los aisladores en la base. La segunda manera es definiendo un nivel debajo de la base de altura igual a la del aislador para poder tener los nodos i y j, y así poder trazar el link. La ventaja de este último método es que permite la obtención rápida y directa de las curvas de histéresis en el programa ETABS, por lo que se optó por realizarlo de esta última manera. Cabe mencionar que para el análisis de los edificios aislados, el amortiguamiento modal se redujo del 5% al 2%. Esto se debe a que la estructura a los niveles de deformación no desarrolla el amortiguamiento del 5%, y una manera de considerar esto es reduciendo el valor amortiguamiento.

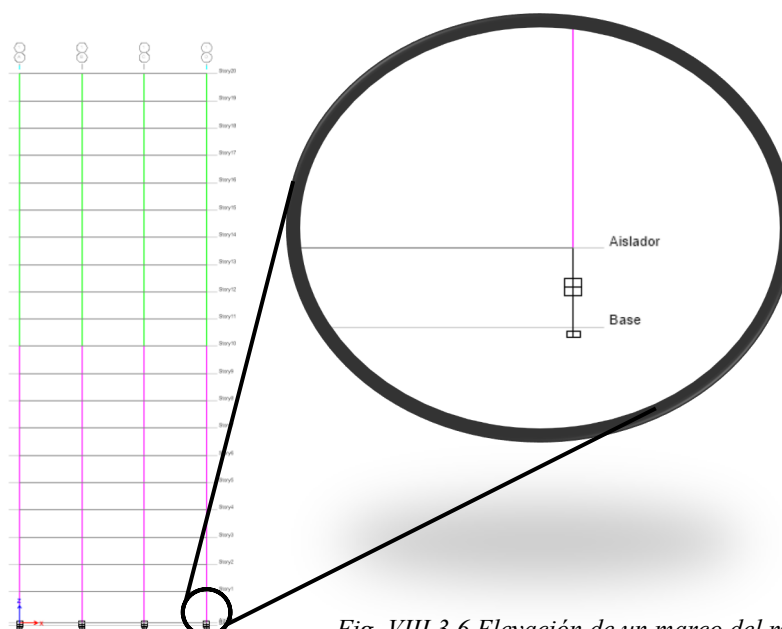


Fig. VIII.3.6 Elevación de un marco del modelo de 20 Niveles, en donde se pueden ver los links modelando los aisladores y un acercamiento. ETABS

4. REVISIÓN DE EDIFICIOS CON AISLAMIENTO DE BASE

Para la revisión de los edificios con aislamiento sísmico, se debe recurrir a las recomendaciones de los reglamentos vigentes. La norma mexicana, no incluye el diseño de edificios aislados, sin embargo, permite el uso de estos sistemas por lo cual se recurre a otra código internacional como lo es la ASCE.

a) Revisión de cortante mínimo

La *ASCE (American Society of Civil Engineers)* en su capítulo 17. *SEISMIC DESIGN REQUIREMENTS FOR SEISMICALLY ISOLATED STRUCTURES* (ASCE/SEI, 2010), establece lo siguiente :

17.5.4 Minimum Lateral Forces

17.5.4.1 Isolation System and Structural Elements below the Isolation System

The isolation system, the foundation, and all structural elements below the isolation system shall be designed and constructed to withstand a minimum lateral seismic force, V_b , using all of the appropriate requirements for a nonisolated structure and as prescribed by Eq. 17.5-7:

$$V_b = k_{Dmax} D_D \quad (17.5-7)$$

where

k_{Dmax} = maximum effective stiffness, in kips/in. (kN/mm), of the isolation system at the design displacement in the horizontal direction under consideration as prescribed by Eq. 17.8-3

D_D = design displacement, in in. (mm), at the center of rigidity of the isolation system in the direction under consideration, as prescribed by Eq. 17.5-1

V_b shall not be taken as less than the maximum force in the isolation system at any displacement up to and including the design displacement.

17.5.4.2 Structural Elements above the Isolation System

The structure above the isolation system shall be designed and constructed to withstand a minimum shear force, V_s , using all of the appropriate requirements for a nonisolated structure and as prescribed by Eq. 17.5-8:

$$V_s = \frac{k_{Dmax} D_D}{R_I} \quad (17.5-8)$$

where

k_{Dmax} = maximum effective stiffness, in kips/in. (kN/mm), of the isolation system at the design displacement in the horizontal direction under consideration

D_D = design displacement, in in. (mm), at the center of rigidity of the isolation system in the direction under consideration, as prescribed by Eq. 17.5-1

R_I = numerical coefficient related to the type of seismic force-resisting system above the isolation system

The R_I factor shall be based on the type of seismic force-resisting system used for the structure above the isolation system and shall be three-eighths of the value of R given in Table 12.2-1, with a maximum value not greater than 2.0 and a minimum value not less than 1.0.

17.5.4.3 Limits on V_s

The value of V_s shall not be taken as less than the following:

1. The lateral seismic force required by Section 12.8 for a fixed-base structure of the same effective seismic weight, W , and a period equal to the isolated period, T_D .
2. The base shear corresponding to the factored design wind load.
3. The lateral seismic force required to fully activate the isolation system (e.g., the yield level of a softening system, the ultimate capacity of a sacrificial wind-restraint system, or the break-away friction level of a sliding system) multiplied by 1.5.

Fig. VIII.4.1 Procedimiento para la revisión de cortante mínimo (ASCE/SEI, 2010)



Lo anterior nos indica que una estructura que se encuentra por arriba del sistema de aislamiento debe de resistir un cortante mínimo de:

$$V_{min} = \frac{K_{eff}D}{R}$$

Donde:

K_{eff} : Rigidez efectiva del sistema de aislamiento

D : Desplazamiento máximo de diseño

R : Factor de sobrerresistencia de la estructura aislada, que se considera de la siguiente manera:

Para el diseño de estructuras aisladas, el factor de sobrerresistencia a utilizar es 3/8 del valor correspondiente a la estructura con base rígida. Este valor no puede ser menor que 1 ni mayor que 2 (ASCE/SEI, 2010). Adecuando este concepto a los valores de sobre resistencia considerados en el código mexicano, se puede obtener algo similar considerando también el factor de comportamiento sísmico como:

$$1.0 \leq \frac{3}{8}QR \leq 2.0$$

Como se vio anteriormente, la sobre resistencia de marcos de concreto reforzado de ductilidad baja $Q=2$ con 3 o más crujías sismo resistentes en ambas direcciones se considera como $R=1.75$ según las NTC-DS-2017 (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017), de esta forma, tenemos lo siguiente:

$$1.0 \leq \frac{3}{8}(2)(1.75) \leq 2.0$$

$$1.0 \leq 1.3 \leq 2.0$$

Tabla. VIII.4.1 Revisión por cortante mínimo de las 3 estructuras

Edificio	1.1 Vmin	Vsx	Relación	Vsy	Relación
	(tonf)	(tonf)		(tonf)	
20 Niveles	651.04853	813.3397	cumple	831.902	cumple
30 Niveles	631.216138	995.3372	cumple	1059.8719	cumple
40 Niveles	1302.09706	1007.2228	1.29275971	1026.8998	1.26798842

Esta revisión arrojó que, para el diseño de la estructura superior, no es necesario aumentar el cortante de los edificios, salvo en el edificio de 40 Niveles. En la *tabla VIII.4.1* se muestra V_{sx} y V_{sy} , los cuales corresponden a los cortantes máximos de la estructura, producidos por las combinaciones de diseño, y $1.1V_{min}$ es el cortante mínimo factorizado, con el cual se debe de diseñar la estructura.

b) Revisión por viento

Para la revisión por efectos de viento para las estructuras se debe de calcular el cortante basal producido por las acciones del viento y se compara con la fuerza a cortante de la estructura. Se calcula la fuerza cortante debida a viento según las **NTC- DISEÑO POR VIENTO (DV)-2017** (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017). Los resultados se observan en las tablas VIII.4.2 y tablas VIII.4.3

Tabla. VIII.4.2 Revisión de cortante basal por Viento vs fuerza cortante de las estructuras eje X

Eje X			
Edificio	Vb viento	Vx	Conclusión
No. de Niveles	(tonf)	(tonf)	
20 Niveles	120.41	813.34	cumple
30 Niveles	204.78	995.34	cumple
40 Niveles	298.56	1007.22	cumple

Tabla. VIII.4.3 Revisión de cortante basal por Viento vs fuerza cortante de las estructuras eje Y

Eje Y			
Edificio	Vb viento	Vy	Conclusión
No. de Niveles	(tonf)	(tonf)	
20 Niveles	96.33	831.90	cumple
30 Niveles	163.82	1059.87	cumple
40 Niveles	238.85	1026.90	cumple

De igual manera, se revisa el valor del cortante basal producto de las acciones del viento con la fuerza F_y que se requiere para que el sistema de aislamiento comience a trabajar en el rango inelástico, es decir, para que comience a disipar energía. La comparación de estos valores se puede ver en la tabla VIII.4.2, en la cuál se puede apreciar que, en el caso de los 3 edificios, el sistema permanece en el rango elástico bajo acciones de viento.

Tabla. VIII.4.4 Revisión de cortante basal por Viento vs fuerza cortante del sistema aislado eje X

Eje X			
Edificio	Vb viento	Fy del sistema	Conclusión
No. de Niveles	(tonf)	(tonf)	
20 Niveles	120.41	359.05	cumple
30 Niveles	204.78	215.20	cumple
40 Niveles	298.56	718.10	cumple

Tabla. VIII.4.5 Revisión de cortante basal por Viento vs fuerza cortante del sistema aislado eje Y

Eje Y			
Edificio	Vb viento	Fy del sistema	Conclusión
No. de Niveles	(tonf)	(tonf)	
20 Niveles	96.33	359.05	cumple
30 Niveles	163.82	215.20	cumple
40 Niveles	238.85	718.10	cumple

IX. Resultados

1. COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES Y DISTORSIONES DE ENTREPISO CON Y SIN AISLAMIENTO SÍSMICO.

En las siguientes gráficas se presentan tanto los desplazamientos laterales totales de las 3 estructuras, los desplazamientos laterales tomados desde la base de la estructura y las distorsiones de entrepiso para la condición de “seguridad contra colapso” de cada dirección, esto tomado para un espectro elástico.

Edificio de 20 Niveles

Se presenta primeramente el desplazamiento total del edificio, en donde en el caso de la estructura aislada, se toma el desplazamiento desde la base del aislador.

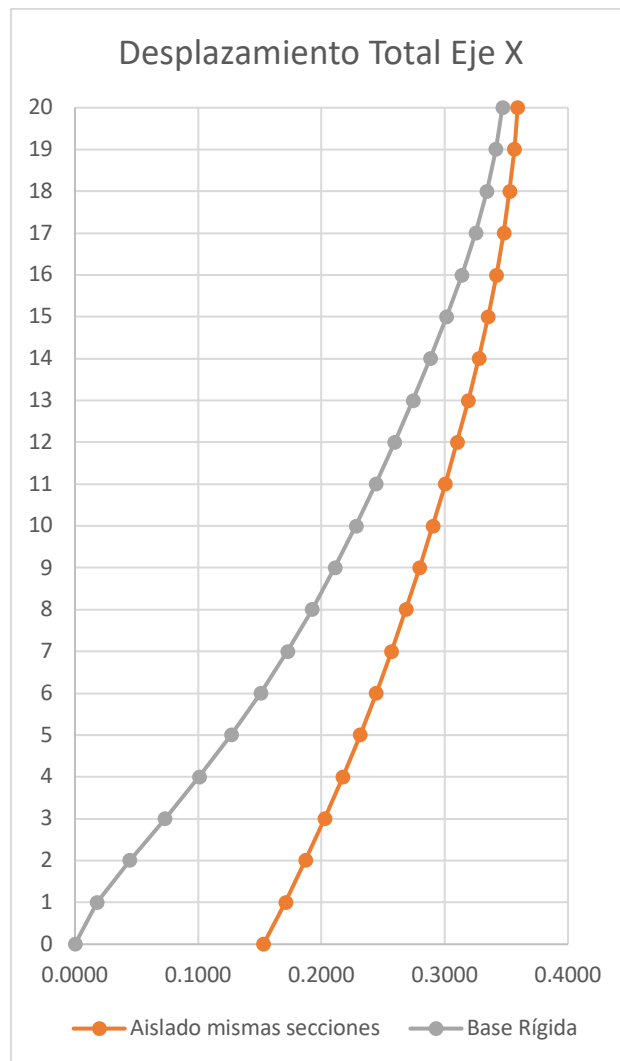


Fig. IX.1.1 Comparación de desplazamientos totales Estructura Aislada vs Base Rígida Eje X Edificio 20 Niveles

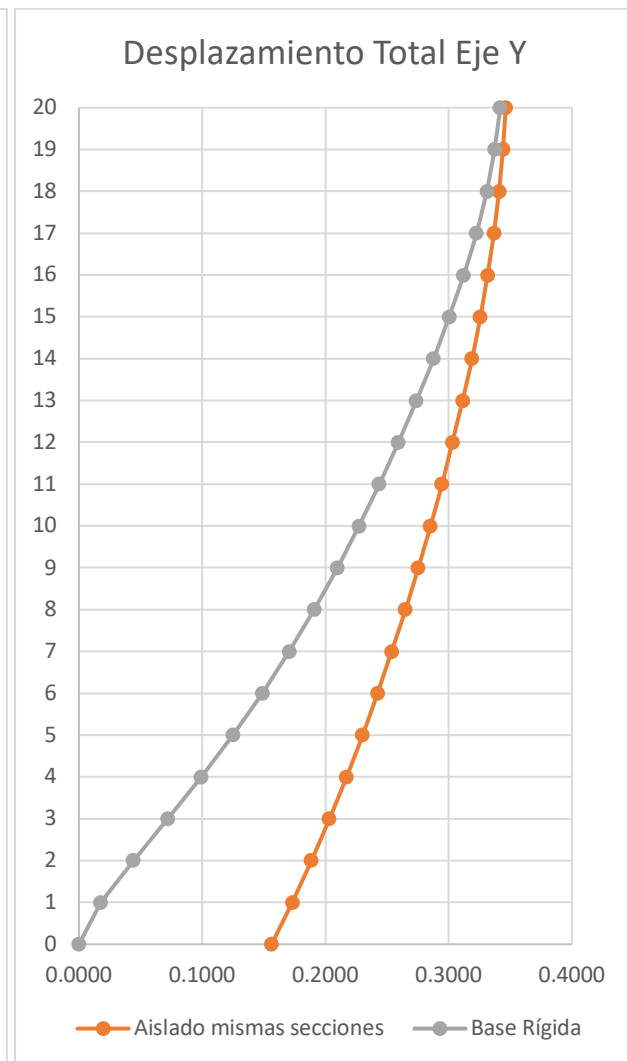


Fig. IX.1.2 Comparación de desplazamientos totales Estructura Aislada vs Base Rígida Eje Y Edificio 20 Niveles

Ahora, para conocer el desplazamiento de la estructura aislada, se resta el desplazamiento del aislador y se compara con la estructura sin aislamiento sísmico.

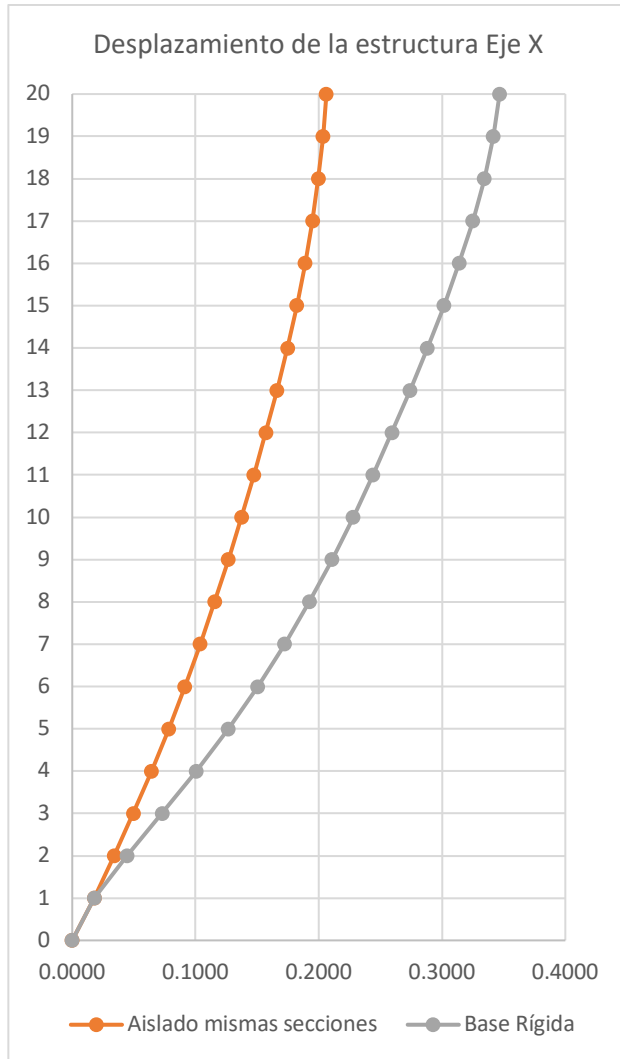


Fig. IX.1.3 Comparación de desplazamientos de la estructura Aislada vs Base Rígida Eje X Edificio 20 Niveles

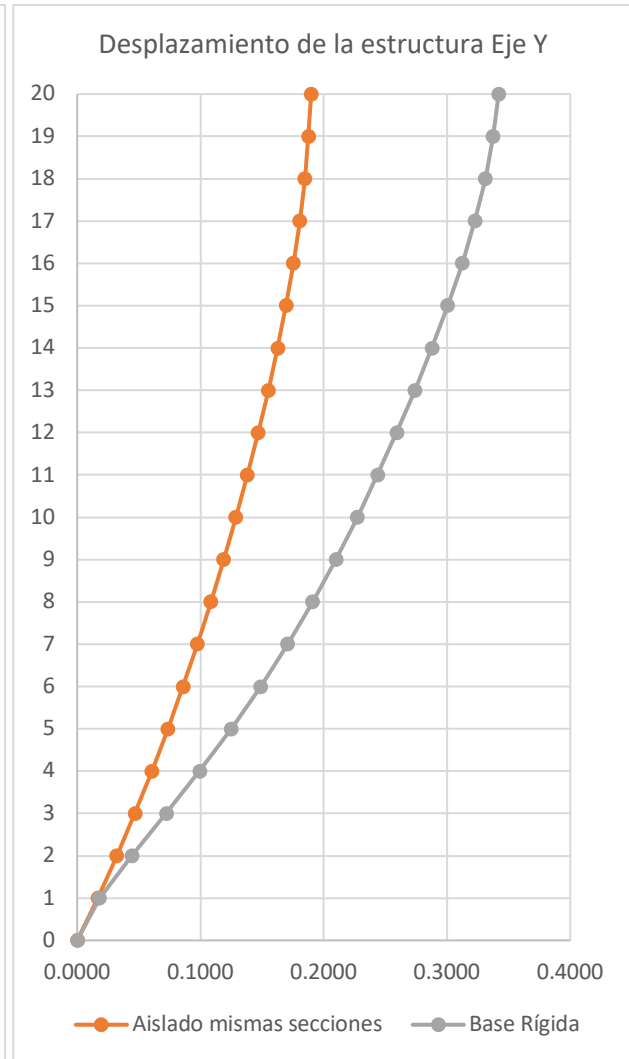


Fig. IX.1.4 Comparación de desplazamientos de la estructura Aislada vs Base Rígida Eje Y Edificio 20 Niveles

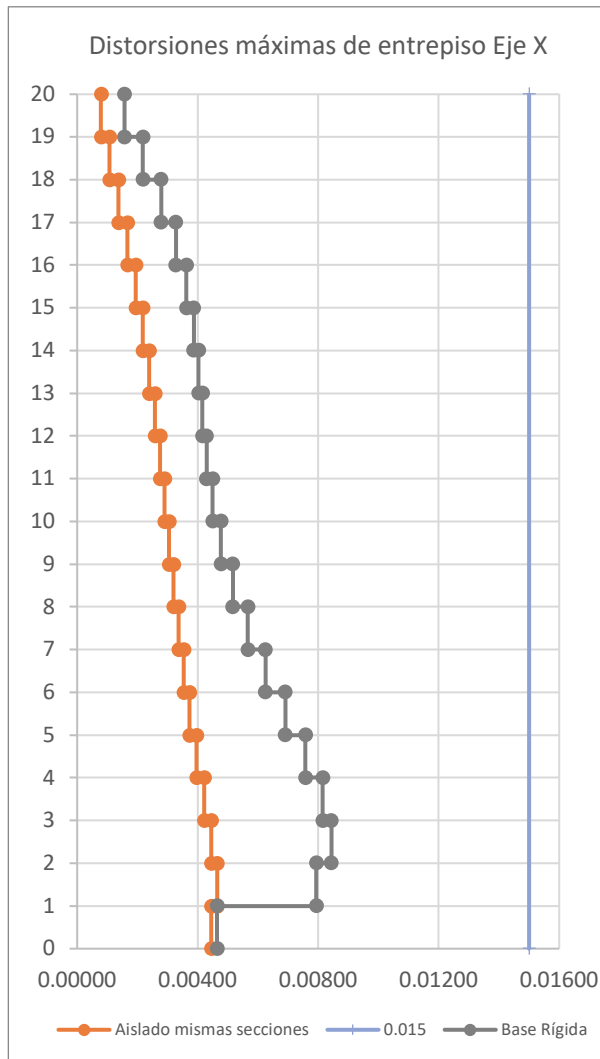


Fig. IX.1.5 Comparación de distorsiones de entrepiso para la condición de “seguridad contra colapso” Estructura Aislada vs Base Rígida Eje X Edificio 20 Niveles

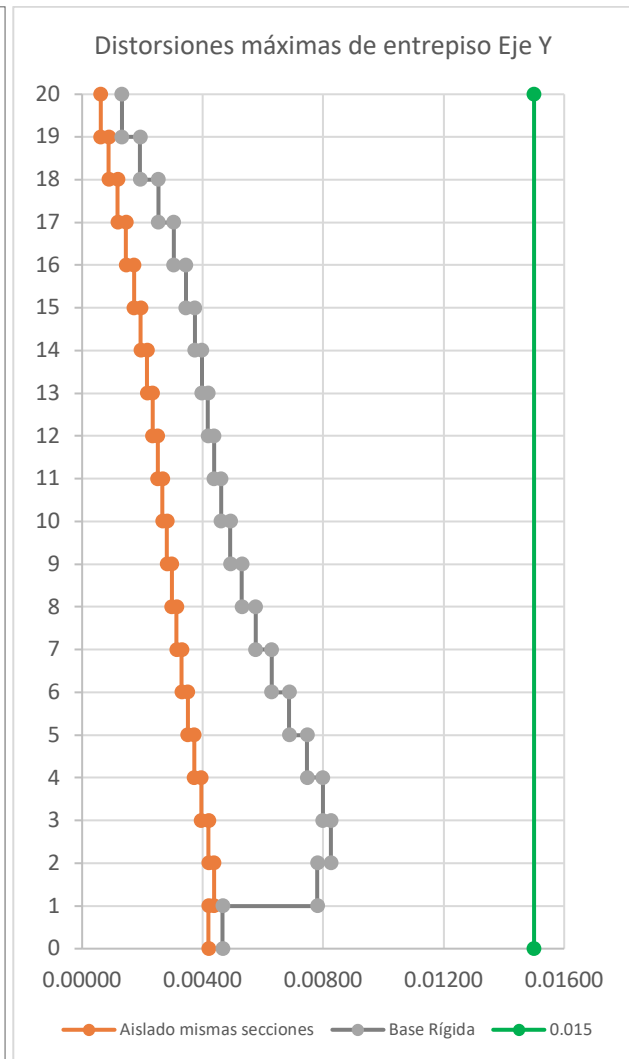


Fig. IX.1.6 Comparación de distorsiones de entrepiso para la condición de “seguridad contra colapso” Estructura Aislada vs Base Rígida Eje Y Edificio 20 Niveles

Edificio de 30 Niveles

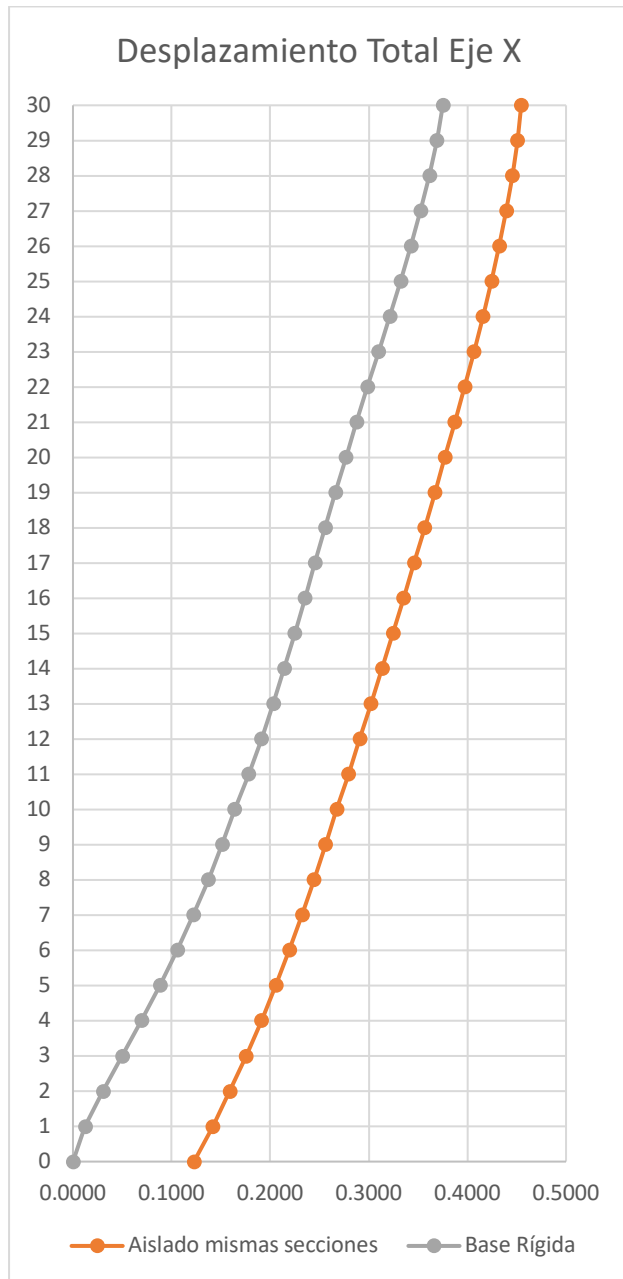


Fig. IX.1.7 Comparación de desplazamientos totales Estructura Aislada vs Base Rígida Eje X Edificio 30 Niveles

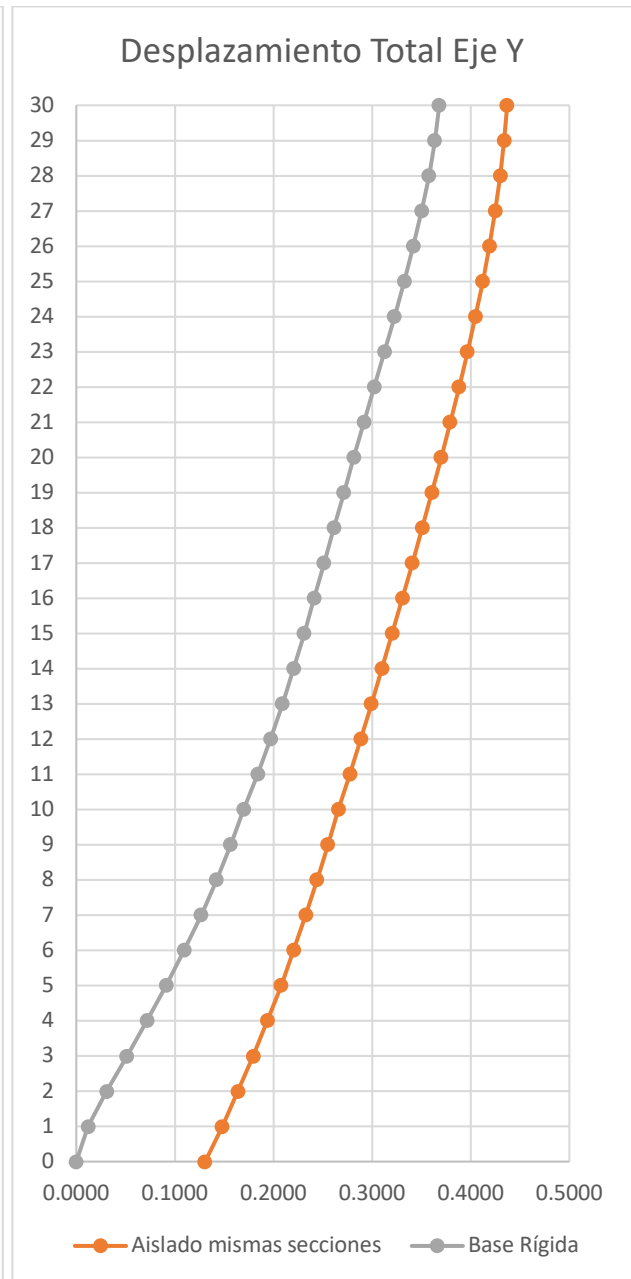


Fig. IX.1.8 Comparación de desplazamientos totales Estructura Aislada vs Base Rígida Eje Y Edificio 30 Niveles

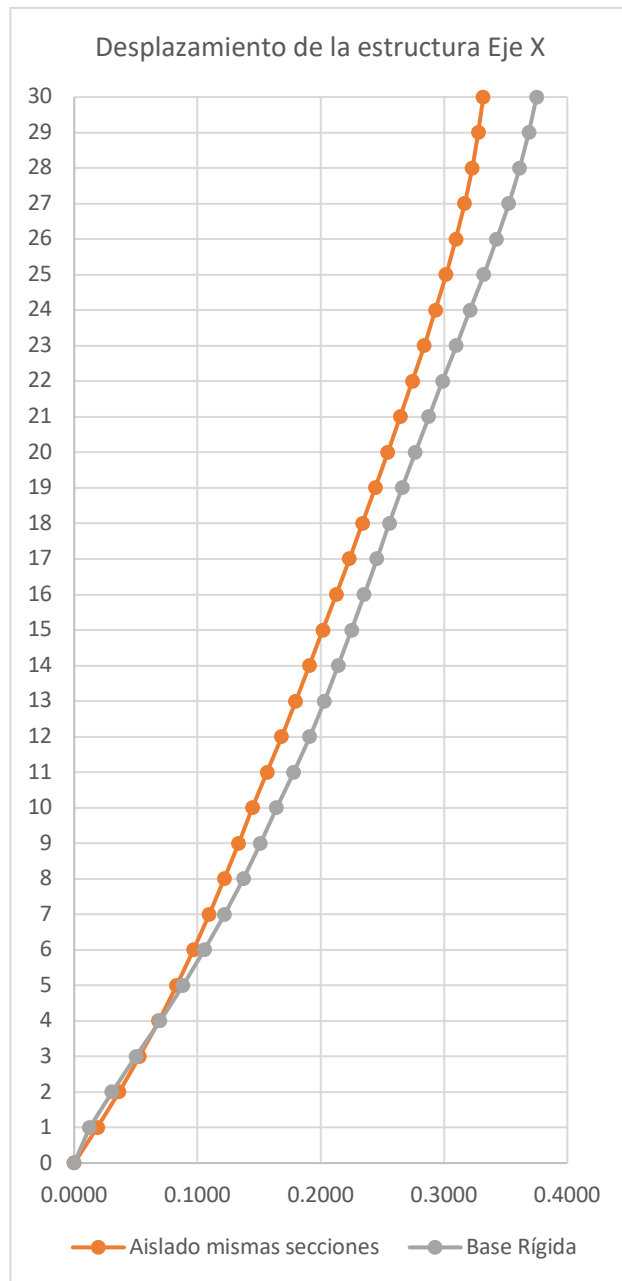


Fig. IX.1.9 Comparación de desplazamientos de la estructura Aislada vs Base Rígida Eje X Edificio 30 Niveles

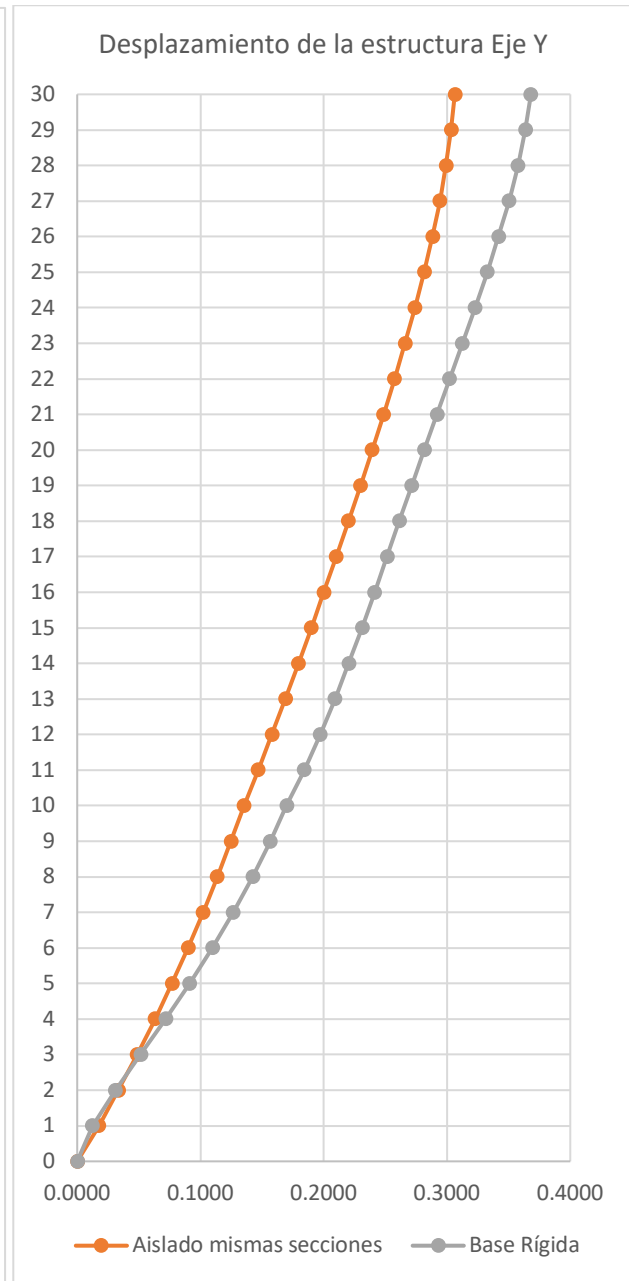


Fig. IX.1.10 Comparación de desplazamientos de la estructura Aislada vs Base Rígida Eje Y Edificio 30 Niveles

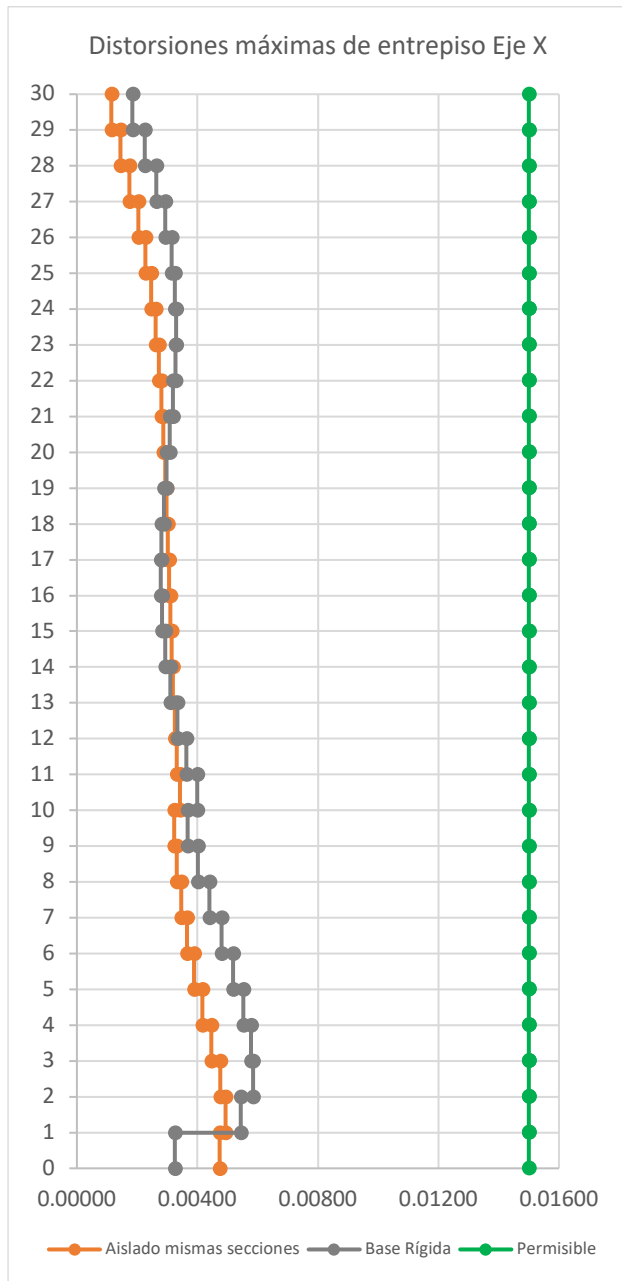


Fig. IX.1.11 Comparación de distorsiones de entrepiso para la condición de "seguridad contra colapso" Estructura Aislada vs Base Rígida Eje X Edificio 30 Niveles

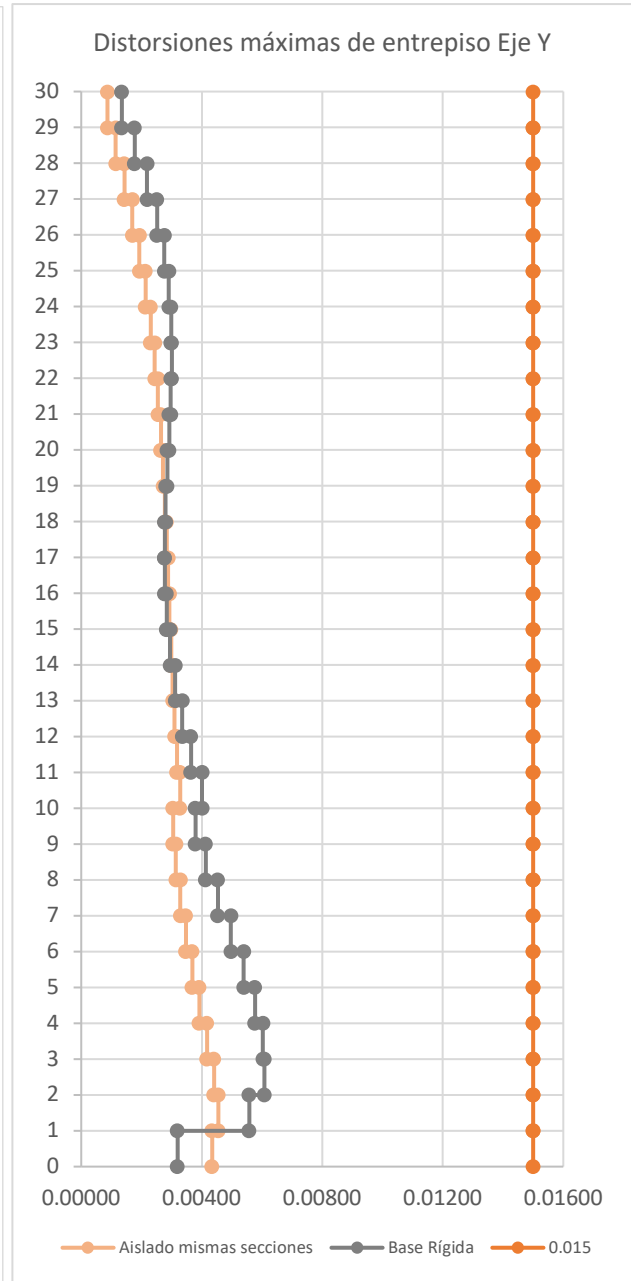


Fig. IX.1.12 Comparación de distorsiones de entrepiso para la condición de "seguridad contra colapso" Estructura Aislada vs Base Rígida Eje Y Edificio 30 Niveles

Edificio de 40 Niveles

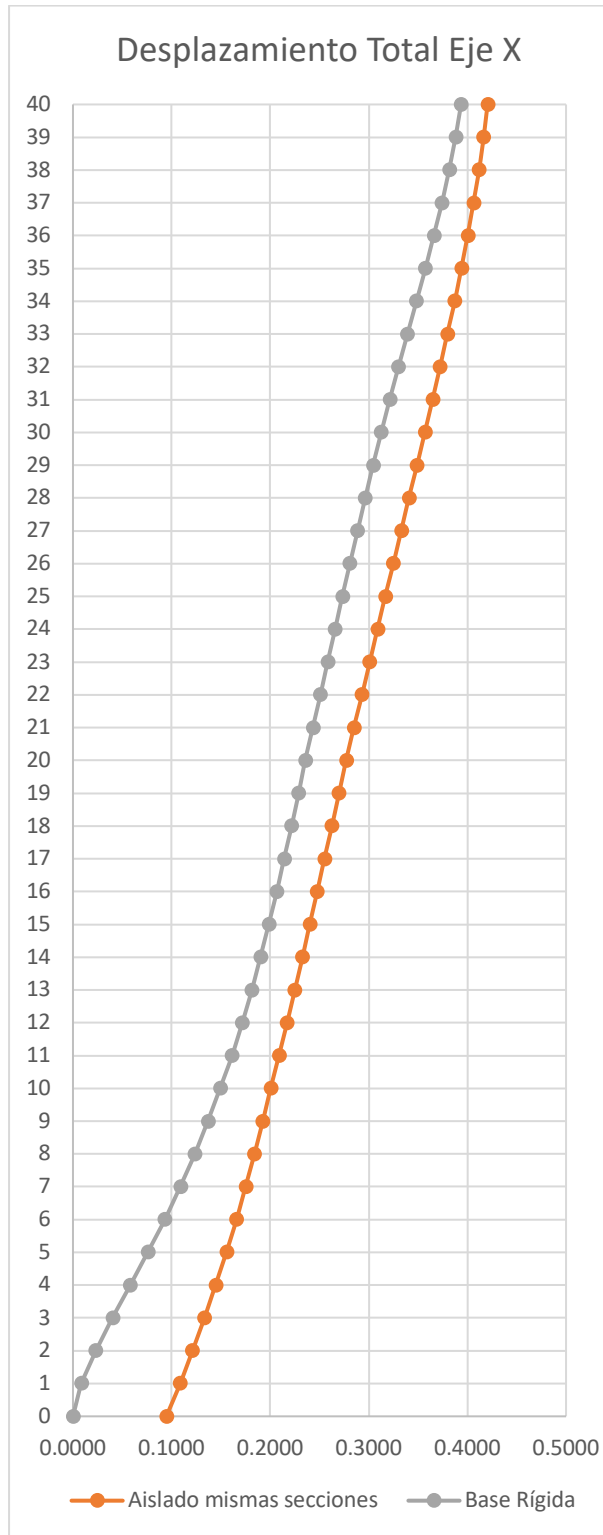


Fig. IX.1.13 Comparación de desplazamientos totales Estructura Aislada vs Base Rígida Eje X Edificio 40 Niveles

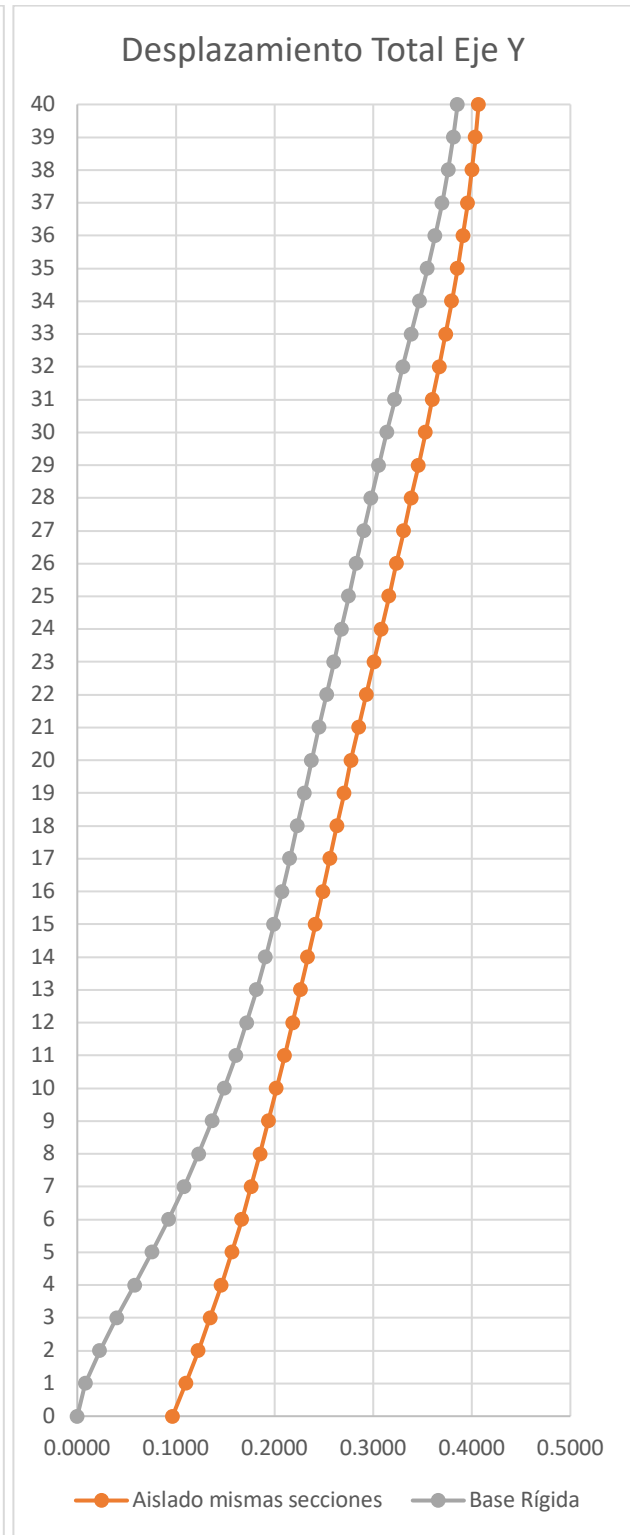


Fig. IX.1.14 Comparación de desplazamientos totales Estructura Aislada vs Base Rígida Eje Y Edificio 40 Niveles

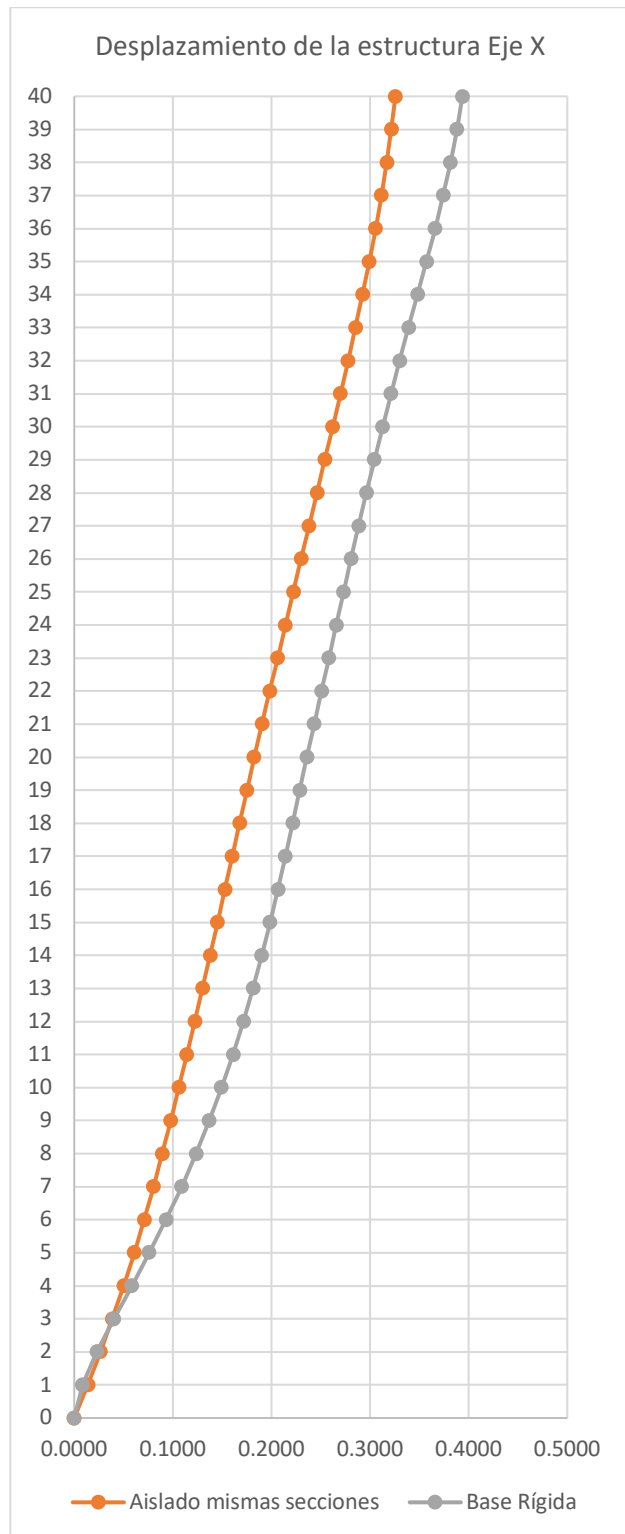


Fig. IX.1.15 Comparación de desplazamientos de la estructura Aislada vs Base Rígida Eje X Edificio 40 Niveles

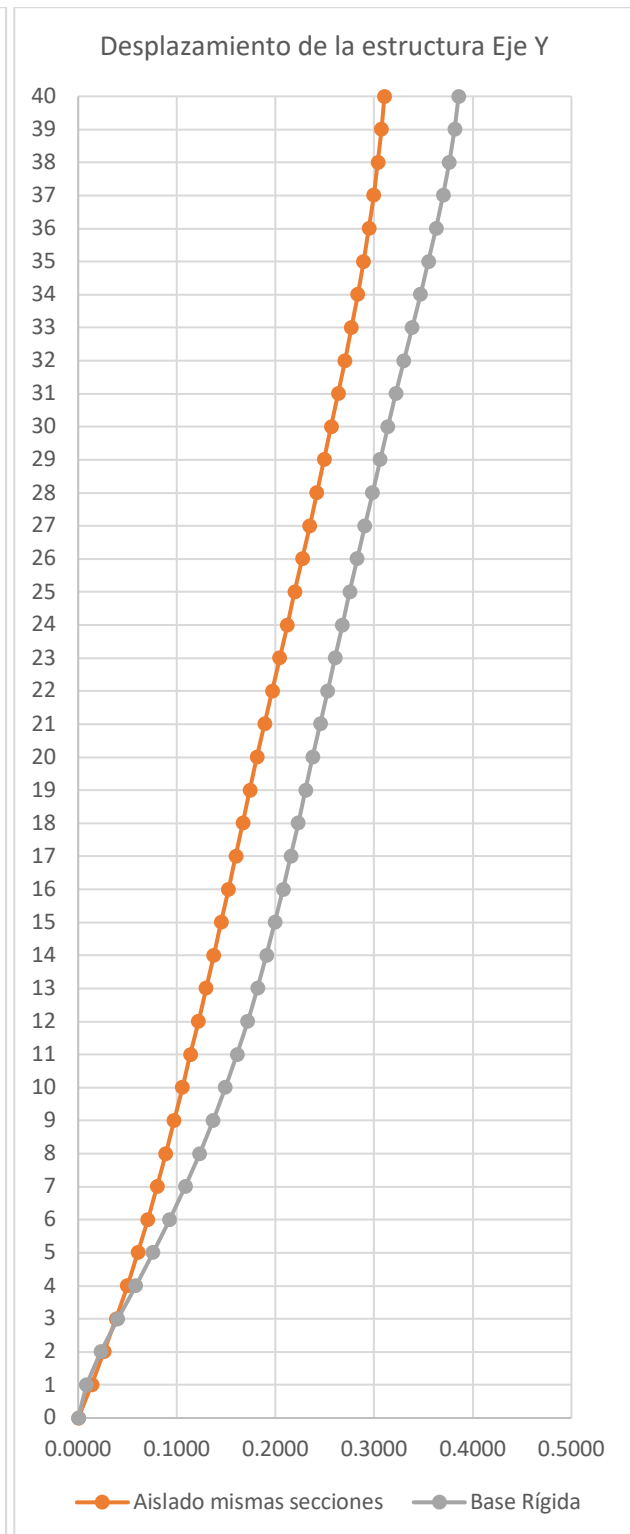


Fig. IX.1.16 Comparación de desplazamientos de la estructura Aislada vs Base Rígida Eje Y Edificio 40 Niveles

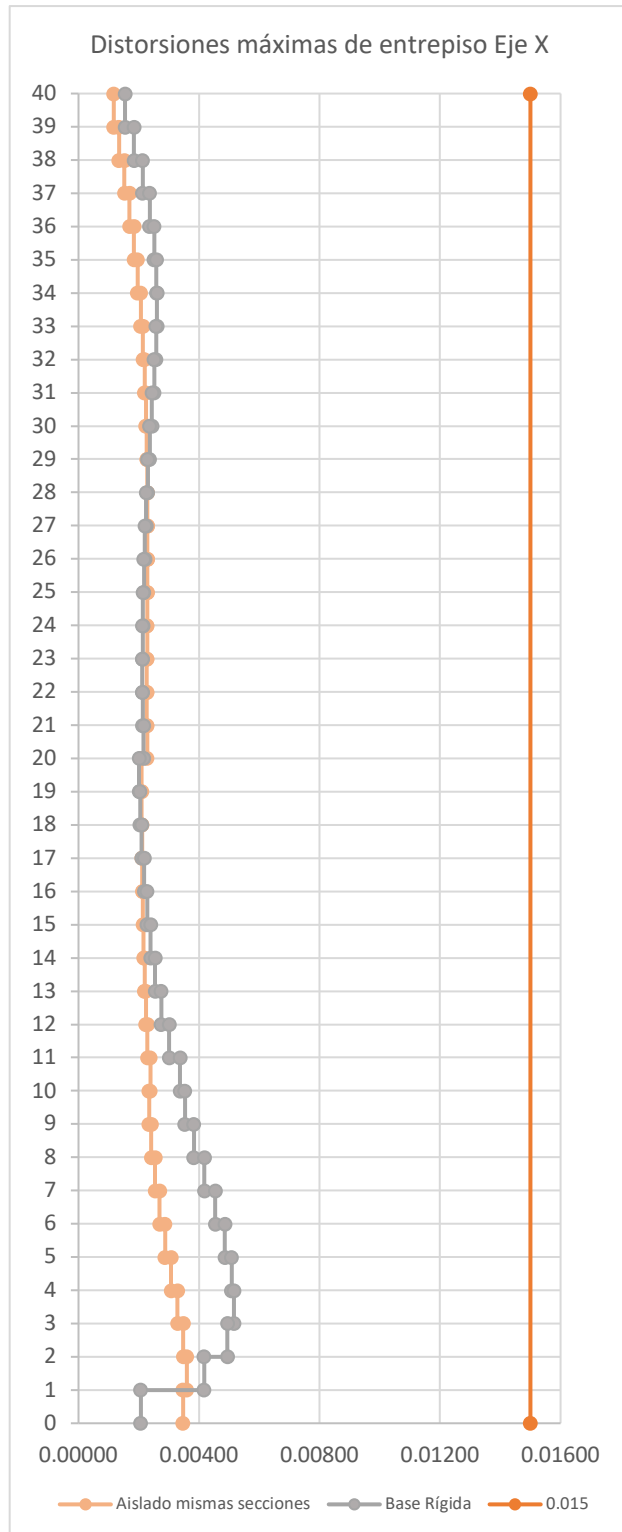


Fig. IX.1.17 Comparación de distorsiones de entepiso para la condición de “seguridad contra colapso” Estructura Aislada vs Base Rígida Eje X Edificio 40 Niveles

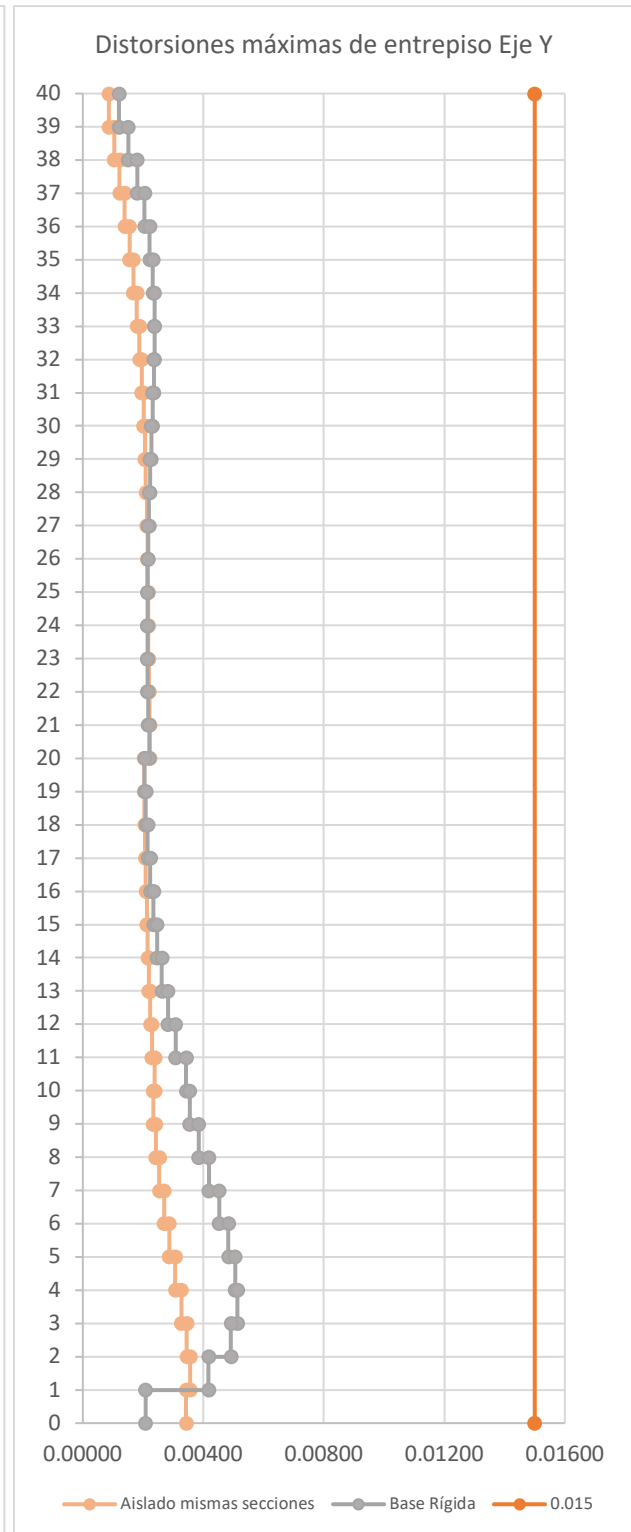


Fig. IX.1.18 Comparación de distorsiones de entepiso para la condición de “seguridad contra colapso” Estructura Aislada vs Base Rígida Eje Y Edificio 40 Niveles



Se observa que al añadir el aislador sísmico, tanto las distorsiones de entrepiso como los desplazamientos de los edificios disminuyen considerablemente. Para ambos casos se revisaron las estructuras con un espectro elástico, es decir, con $Q=1$ y $R=1$. Esto es porque los desplazamientos se calculan sin reducción por sobrerresistencia, ni ductilidad, ya que se considera que los elementos estructurales no sufrirán daño alguno manteniéndose en el rango elástico.

Para el caso del edificio de 20 niveles, al aislar la estructura tenemos distorsiones de entrepiso del orden de 0.0045, lo cual nos garantiza que los elementos estructurales del edificio no van a sufrir daño alguno.

Por otra parte, el desplazamiento de la estructura al aplicar los aisladores en la base, para el caso del edificio de 20 niveles y tomando como punto de referencia la base de la estructura hasta la azotea del edificio, se reduce 15 cm, lo cual es una gran ayuda en el comportamiento de la estructura ante sismos comparado con una estructura de las mismas características, pero sin aislamiento sísmico, como se puede observar en las gráficas.

En el caso de la estructura de 30 niveles, observamos una importante mejora en la mitad inferior de la estructura, teniendo en la estructura aislada distorsiones máximas de 0.0045, con lo cual también aseguramos un buen comportamiento de la estructura ante la ocurrencia de efectos sísmicos comparado con una estructura de las mismas características sin aislamiento sísmico, que presenta distorsiones máximas del orden de 0.006 que, aunque en este caso también presenta buen comportamiento, se observa una mejoría evidente en el sistema aislado.

Para el edificio de 40 niveles, la mejoría al aislar en la base la estructura se nota en las gráficas, ya que bajan los desplazamientos de 39 cm en una estructura sin aislar a 31 cm con una estructura aislada. De igual manera podemos observar la disminución de las distorsiones, teniendo distorsiones máximas de la estructura aislada de 0.0036 contra 0.0052 en una estructura de las mismas características sin aislamiento sísmico.

Es claro que el uso de estos dispositivos en estructuras que están en zonas sísmicas mejoran el comportamiento de una estructura ante estas solicitaciones, lo cual nos permite en algunos casos disminuir las secciones de las columnas al no tener los desplazamientos que se tendrían en una estructura sin aislamiento sísmico, debido a la disipación de energía gracias al aislador y lo cual ayuda a tener un ahorro en el costo de los materiales al disminuir las secciones.



Con objeto de comparar los desplazamientos y las distorsiones máximas de cada edificio, se muestran las siguientes tablas:

Tabla IX.1.1 Comparación de desplazamientos máximos en las 3 estructuras con un Espectro Elástico, $Q=1$ y $R=1$

Edificio	Altura (m)	Base Rígida		Base Aislada		Reducción	
		dx max (cm)	dy max (cm)	dx max (cm)	dy max (cm)	dx	dy
20 Niveles	70.5	34.67	34.19	20.62	18.98	41%	44%
30 Niveles	105.5	37.51	36.81	33.18	30.63	12%	17%
40 Niveles	140.5	39.36	38.57	32.57	31.04	17%	20%

Tabla IX.1.2 Comparación de distorsiones máximas en las 3 estructuras con un Espectro Elástico, $Q=1$ y $R=1$

Edificio	Altura (m)	Base Rígida		Base Aislada		Reducción	
		dist max x (cm)	dist max y (cm)	dist max x (cm)	dist max y (cm)	dist x	dist y
20 Niveles	70.5	0.00814	0.00798	0.00465	0.00438	43%	45%
30 Niveles	105.5	0.00559	0.00584	0.00493	0.00455	12%	22%
40 Niveles	140.5	0.00516	0.00513	0.00360	0.00356	30%	31%

2. COMPARACIÓN DEL AMORTIGUAMIENTO DE LOS EDIFICIOS Y LA ACCELERACIÓN ESPECTRAL CON Y SIN AISLAMIENTO SÍSMICO.

Llevando a cabo una comparación entre las propiedades dinámicas de los edificios con y sin aislamiento de base, utilizando un espectro elástico con $Q=1$ y $R=1$, se realizan las siguientes tablas:

Tabla IX.2.1 Comparación del amortiguamiento del edificio y la aceleración espectral con y sin aislamiento sísmico para el edificio de 20 niveles con un espectro elástico, $Q=1$ y $R=1$

Mode	Base Rígida			Base Aislada		
	Period	Damping Ratio	Acceleration	Period	Damping Ratio	Acceleration
	sec		m/sec ²	sec		m/sec ²
1	3.639	0.05	0.7761	5.094	0.1102	0.4416
2	3.46	0.05	0.8545	4.962	0.1184	0.4547
3	2.872	0.05	1.2147	4.122	0.1389	0.6194
4	1.189	0.05	4.5224	1.6	0.1736	3.1189
5	1.134	0.05	4.5224	1.534	0.174	3.3155
6	0.944	0.05	4.5224	1.262	0.202	3.9817
7	0.682	0.05	4.5224	0.865	0.1476	4.4965
8	0.656	0.05	4.5224	0.832	0.1429	4.5451
9	0.551	0.05	4.4554	0.697	0.1673	4.3044
10	0.468	0.05	3.9124	0.577	0.1198	4.7818
11	0.452	0.05	3.8035	0.556	0.115	4.8113
12	0.38	0.05	3.3533	0.467	0.1361	3.9849

Tabla IX.2.2 Comparación del amortiguamiento del edificio y la aceleración espectral con y sin aislamiento sísmico para el edificio de 30 niveles con un espectro elástico, $Q=1$ y $R=1$

Mode	Base Rígida			Base Aislada		
	Period	Damping Ratio	Acceleration	Period	Damping Ratio	Acceleration
	sec		m/sec ²	sec		m/sec ²
1	4.479	0.05	0.5194	6.521	0.0722	0.2855
2	4.307	0.05	0.5606	6.097	0.0777	0.3195
3	3.386	0.05	0.8905	5.07	0.0836	0.4496
4	1.509	0.05	3.6161	2.235	0.1095	1.9515
5	1.439	0.05	3.856	2.083	0.1161	2.1671
6	1.157	0.05	4.5224	1.725	0.1262	2.8819
7	0.881	0.05	4.5224	1.251	0.1152	4.5291
8	0.828	0.05	4.5224	1.165	0.1153	4.5299
9	0.694	0.05	4.5224	0.989	0.1245	4.4213
10	0.614	0.05	4.5224	0.857	0.115	4.5331
11	0.575	0.05	4.4885	0.797	0.1124	4.5665
12	0.485	0.05	4.0212	0.68	0.1253	4.4113

Tabla IX.2.3 Comparación del amortiguamiento del edificio y la aceleración espectral con y sin aislamiento sísmico para el edificio de 40 niveles con un espectro elástico, $Q=1$ y $R=1$

Mode	Base Rígida			Base Aislada		
	Period sec	Damping Ratio	Acceleration m/sec ²	Period sec	Damping Ratio	Acceleration m/sec ²
1	6.588	0.05	0.2436	7.537	0.0757	0.2339
2	6.302	0.05	0.2659	7.276	0.079	0.2479
3	4.914	0.05	0.4336	5.764	0.0919	0.3761
4	2.236	0.05	1.9156	2.65	0.1324	1.4935
5	2.155	0.05	2.0433	2.553	0.1346	1.5899
6	1.712	0.05	2.9974	2.026	0.1542	2.2891
7	1.261	0.05	4.4858	1.464	0.1533	3.8012
8	1.233	0.05	4.5224	1.431	0.1538	3.9131
9	1.012	0.05	4.5224	1.175	0.1703	4.3951
10	0.887	0.05	4.5224	1.013	0.1487	4.6083
11	0.871	0.05	4.5224	0.994	0.1478	4.6175
12	0.721	0.05	4.5224	0.82	0.16	4.4935

En las siguientes gráficas, se presenta la comparación del Espectro de pseudo-aceleraciones elástico con el espectro de pseudo- aceleraciones obtenido con ETABS al hacer un análisis modal espectral.

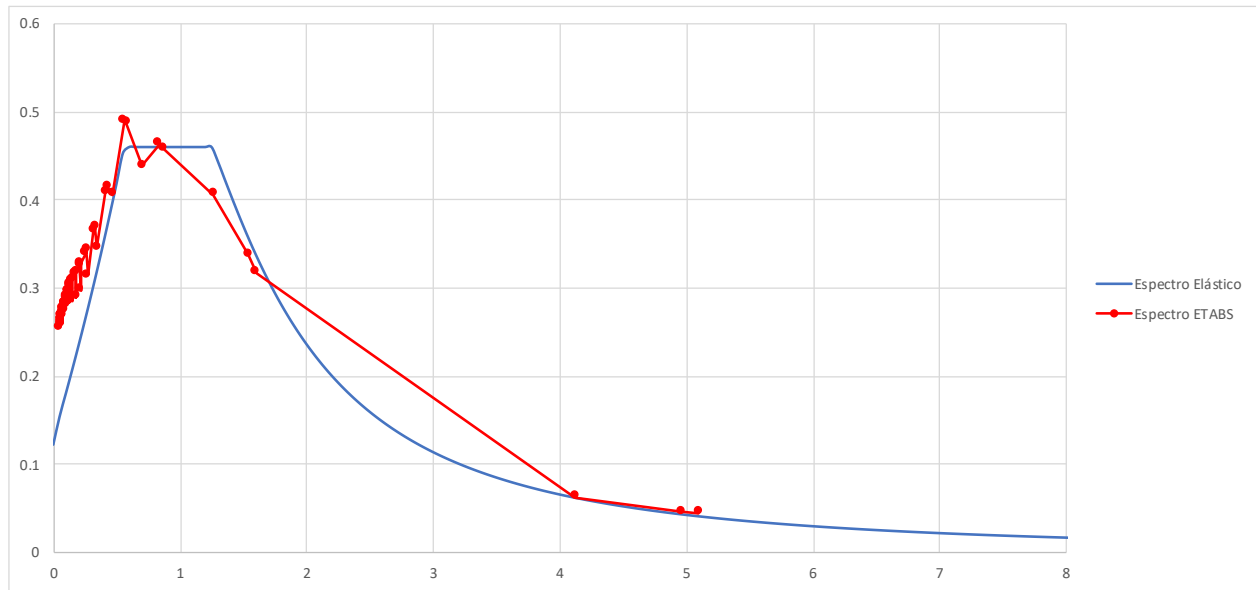


Fig. IX.2.1 Comparación de espectro elástico con espectro obtenido de ETABS para el edificio de 20 Niveles

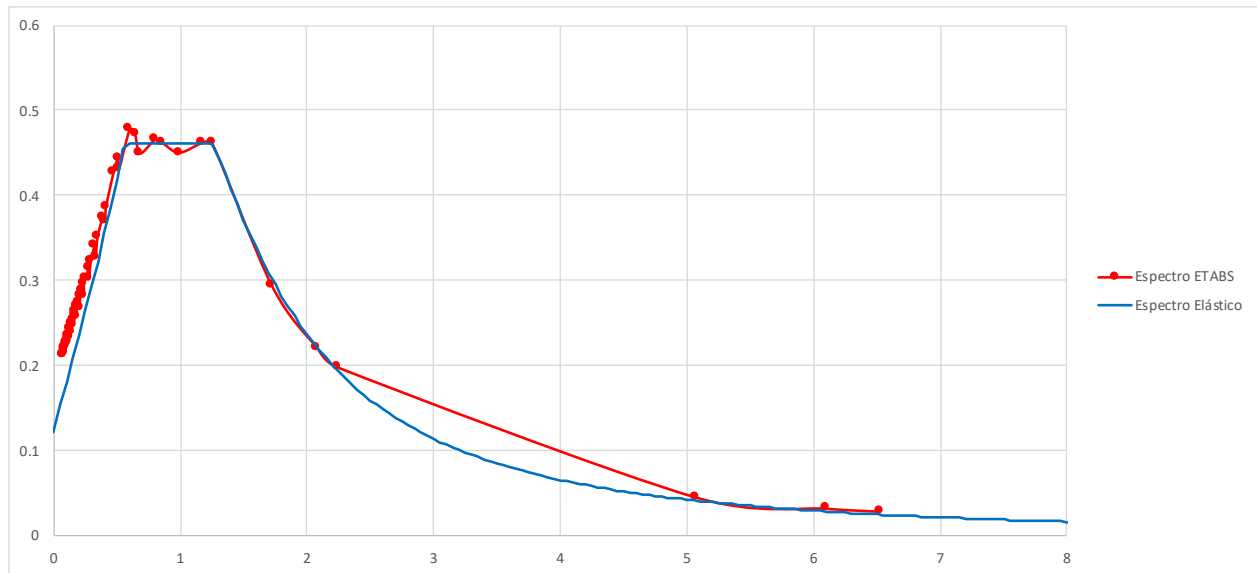


Fig. IX.2.2 Comparación de espectro elástico con espectro obtenido de ETABS para el edificio de 30 Niveles

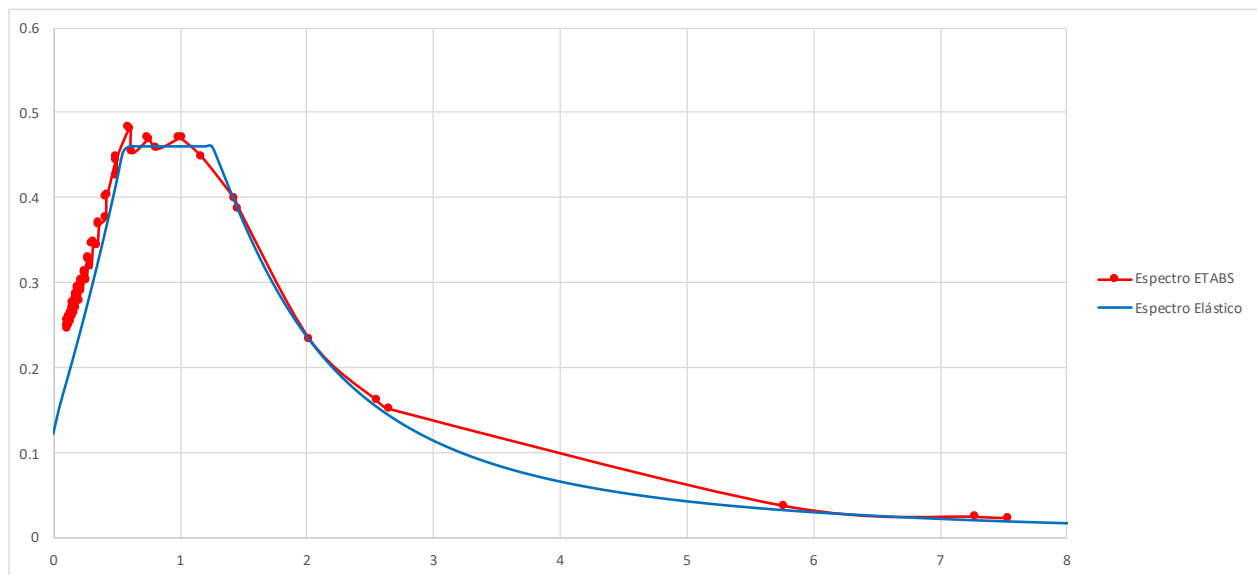


Fig. IX.2.3 Comparación de espectro elástico con espectro obtenido de ETABS para el edificio de 40 Niveles

A continuación, se presenta el espectro de pseudo-aceleraciones utilizado con 5% de amortiguamiento, para poder apreciar la posición de los periodos de vibrar fundamentales de las estructuras con y sin aislamiento de base. En todos los casos, como se ha explicado anteriormente, el periodo de la estructura aislada sísmicamente es mayor que el periodo de la estructura con base rígida.

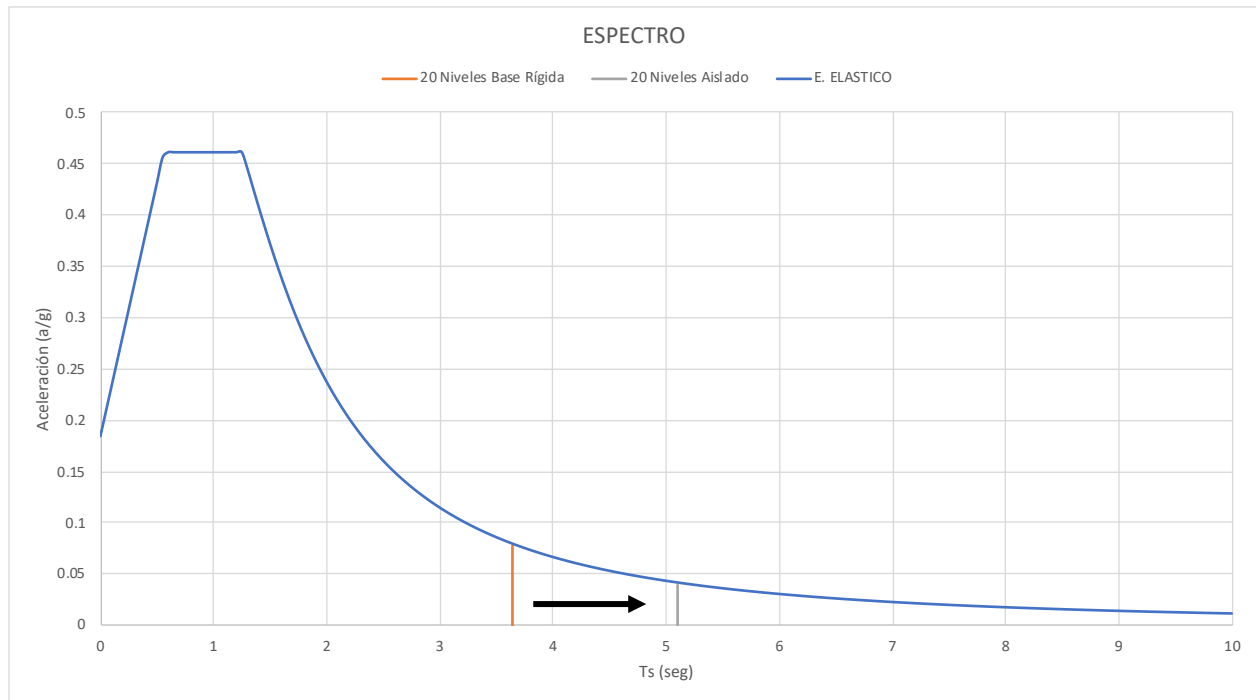


Fig. IX.2.4 Espectro de diseño con los periodos del edificio de 20 Niveles con y sin aislamiento sísmico

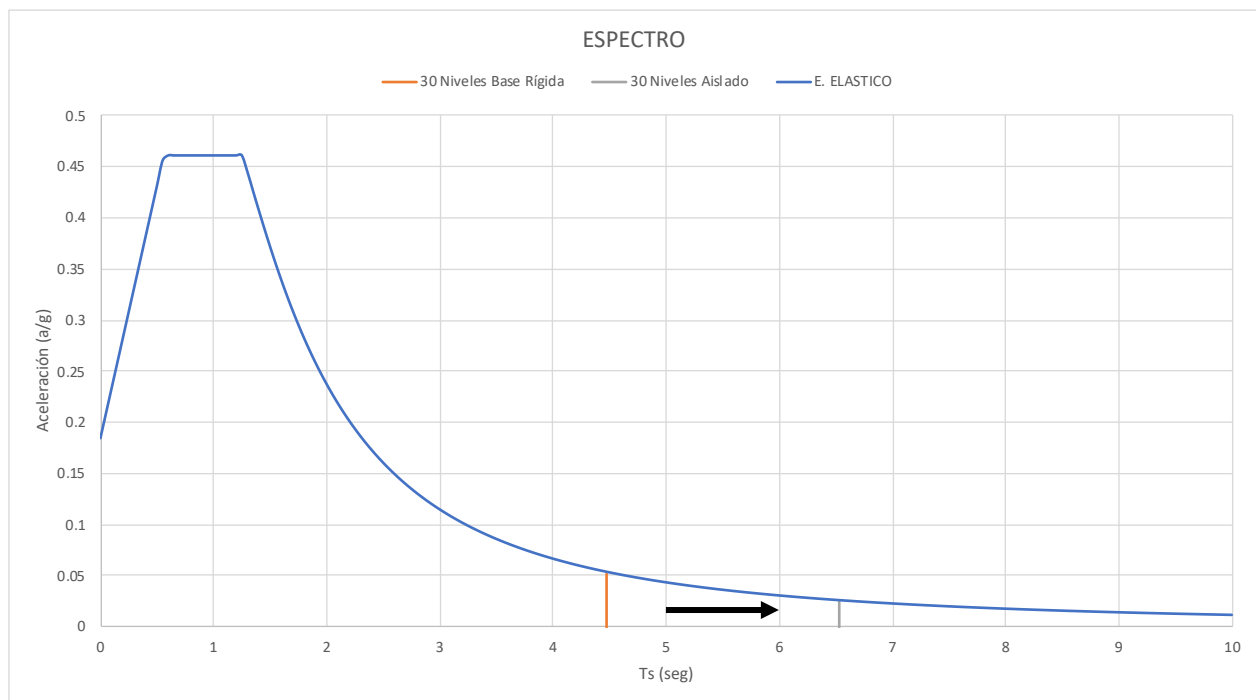


Fig. IX.2.5 Espectro de diseño con los periodos del edificio de 30 Niveles con y sin aislamiento sísmico

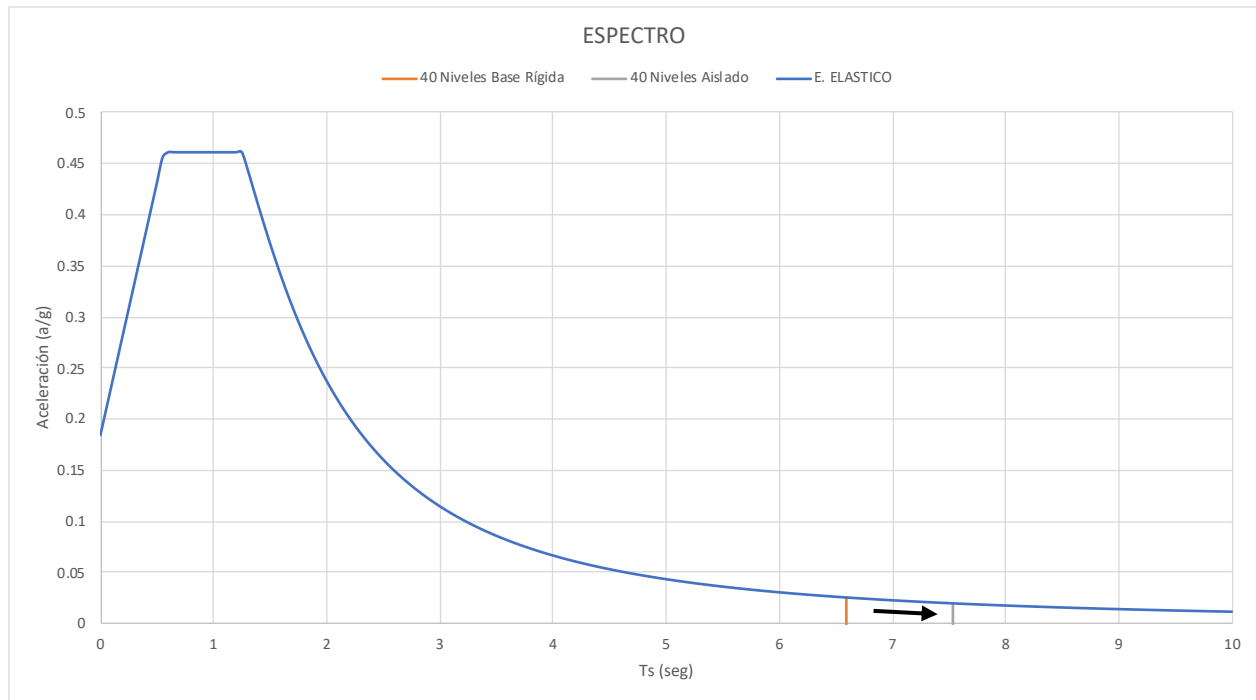


Fig. IX.2.6 Espectro de diseño con los periodos del edificio de 40 Niveles con y sin aislamiento sísmico

Gracias a los beneficios de los aisladores y observando las gráficas de desplazamiento de los edificios, se decidió disminuir las secciones en los edificios en los niveles superiores, quedando de la siguiente manera.

Edificio de 20 niveles:

Tabla IX.2.4 Dimensiones de elementos estructurales reducidos para la estructura de 20 niveles.

ELEMENTO	DIMENSIONES (cm)
LOSA	13
COLUMNA 1	80x80
COLUMNA 2	60x60
VIGA PRINCIPAL EJE X	80x40
VIGA PRINCIPAL EJE Y	90x40
VIGA SECUNDARIA EJE X	70x30
VIGA SECUNDARIA EJE X	85x35

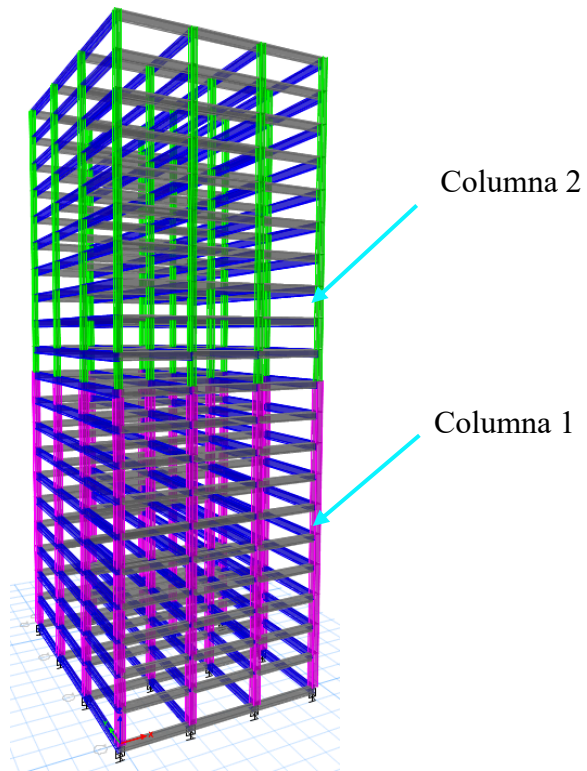


Fig. IX.2.7 Modelo 3D con cambio de secciones. Edificio 20 Niveles

Edificio de 30 niveles:

Tabla IX.2.5 Dimensiones de elementos estructurales reducidos para la estructura de 30 niveles.

ELEMENTO	DIMENSIONES (cm)
LOSA	13
COLUMNA 1	95x95
COLUMNA 2	75X75
COLUMNA 3	60X60
VIGA PRINCIPAL EJE X	80x40
VIGA PRINCIPAL EJE Y	90x45
VIGA SECUNDARIA EJE X	70x30
VIGA SECUNDARIA EJE X	85x35

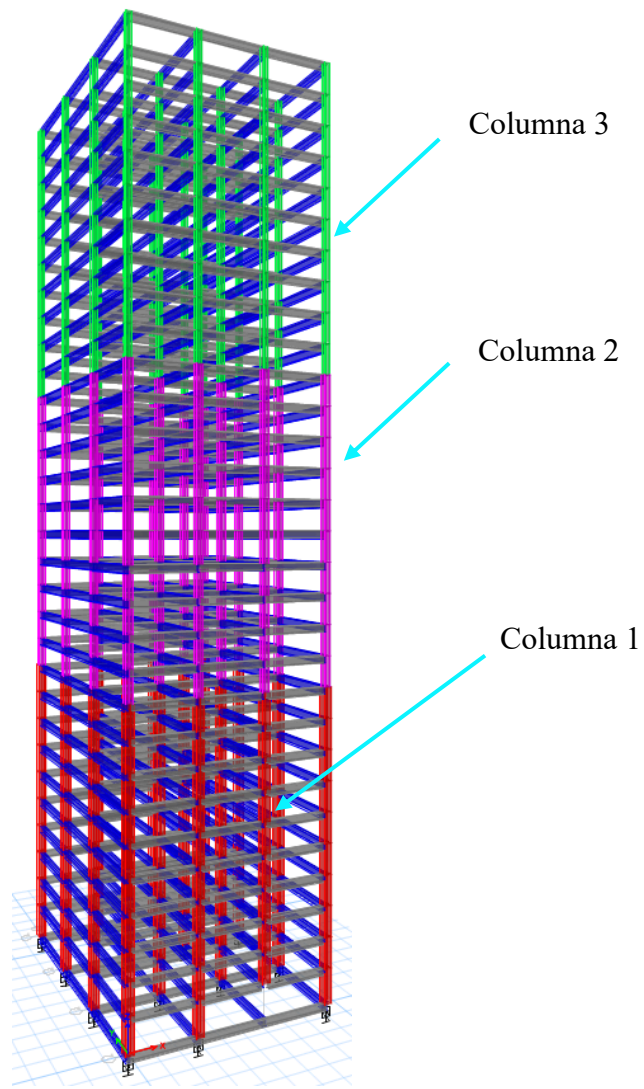


Fig. IX.2.8 Modelo 3D con cambio de secciones. Edificio 30 Niveles

Edificio de 40 niveles:

Tabla IX.2.6 Dimensiones de elementos estructurales reducidos para la estructura de 40 niveles.

ELEMENTO	DIMENSIONES (cm)
LOSA	13
COLUMNA 1	105x105
COLUMNA 2	90x90
COLUMNA 3	75x75
COLUMNA 4	60x60
VIGA PRINCIPAL EJE X	80x40
VIGA PRINCIPAL EJE Y	90x45
VIGA SECUNDARIA EJE X	70x30
VIGA SECUNDARIA EJE X	85x35

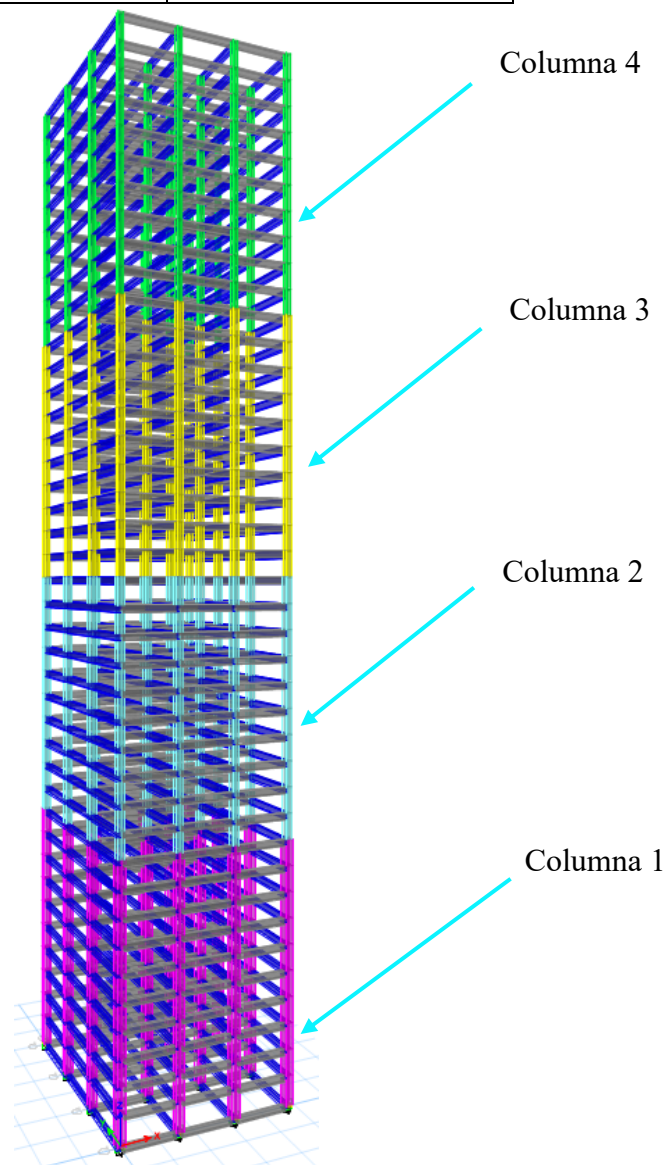


Fig. IX.2.9 Modelo 3D con cambio de secciones. Edificio 40 Niveles

Las nuevas secciones de los 3 edificios fueron revisadas con un espectro con sobre resistencia de $R=1.75$ y $Q=1$, como se muestra en la siguiente figura, bajo las combinaciones de diseño definidas anteriormente para asegurar que las secciones de los elementos estructurales fueran correctas. Además, se revisaron las condiciones por cortante mínimo para estructuras aisladas según lo anteriormente definido por la ASCE.

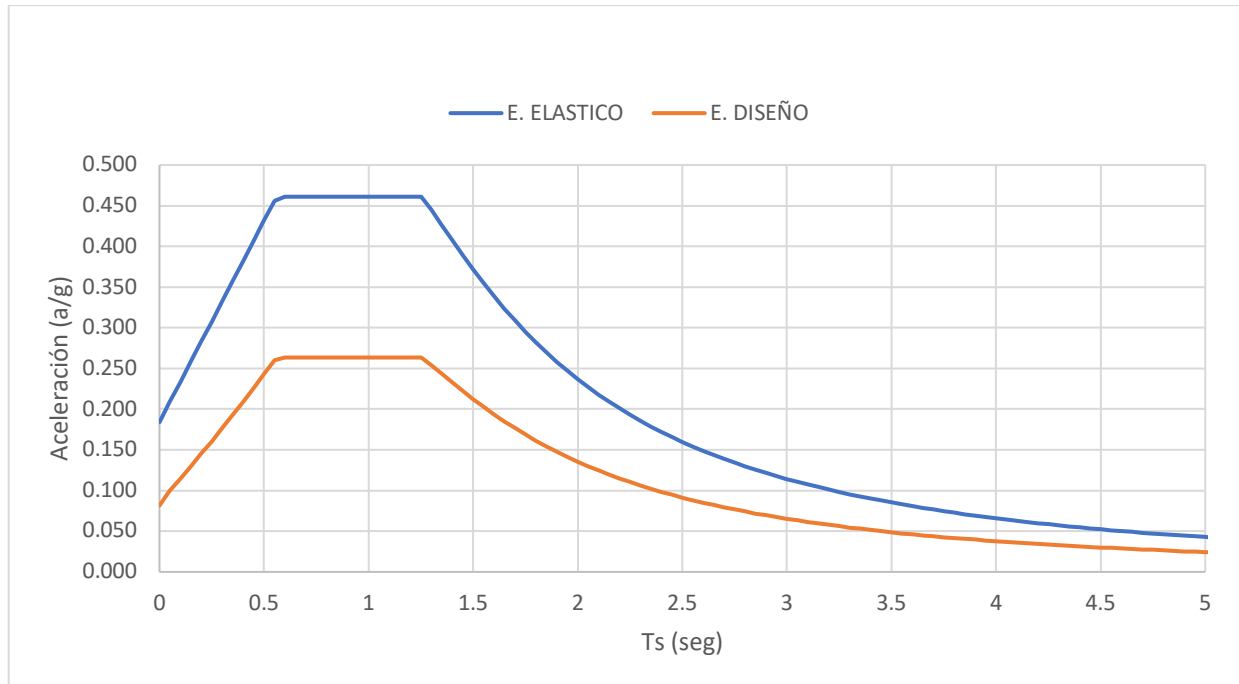


Fig. IX.2.10 Espectro elástico y espectro de diseño con $R=1.75$ y $Q=1$

3. REVISIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LOS AISLADORES CON ACELEROGRAMAS DE SITIO.

Según las *NTC-DS-2017*, en el apartado **6.2.1 Movimientos del terreno** (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017), para un análisis dinámico no lineal paso a paso define lo siguiente:

Cuando el periodo T_s en el sitio sea menor que 2 s, deben usarse no menos de ocho parejas de movimientos representativos. Para T_s igual o mayor que 2 s, deben usarse no menos de doce parejas. Los movimientos representativos deben ser independientes entre sí, y tener intensidades, duraciones y contenidos de frecuencias similares a las de los movimientos del terreno registrados durante sismos con intensidades iguales a las supuestas para el diseño.

Con base en esto, se muestra a continuación los siguientes acelerogramas de sitio en sus componentes Norte-Sur (NS) y Este-Oeste (EW), los cuales fueron obtenidos de estudios realizados por ERN Recursos Naturales y serán introducidos a los modelos de los 3 edificios para observar el comportamiento de los aisladores. Como se desconoce la orientación de los edificios, se propondrá que la dirección X de los edificios corresponde a la dirección Este-Oeste (EW) y el eje Y corresponde a la dirección Norte-Sur (NS), teniendo los siguientes casos:

- | | | |
|--------------------|--------------------|--------------------|
| ⇒ Simul 01 XEW YNS | ⇒ Simul 05 XEW YNS | ⇒ Simul 09 XEW YNS |
| ⇒ Simul 02 XEW YNS | ⇒ Simul 06 XEW YNS | ⇒ Simul 10 XEW YNS |
| ⇒ Simul 03 XEW YNS | ⇒ Simul 07 XEW YNS | ⇒ Simul 11 XEW YNS |
| ⇒ Simul 04 XEW YNS | ⇒ Simul 08 XEW YNS | ⇒ Simul 12 XEW YNS |

Acelerogramas Simulación 1

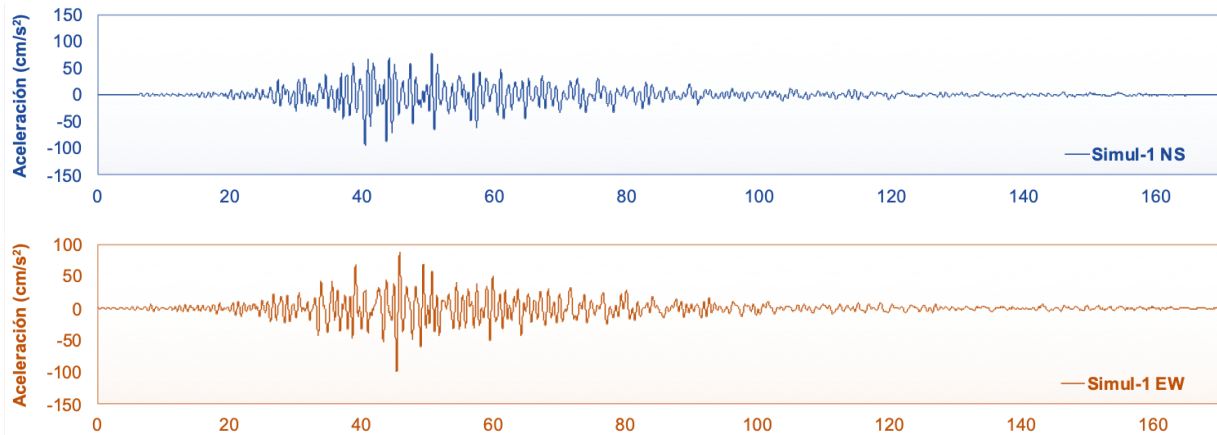


Fig. IX.3.1 Acelerograma de sitio utilizados para la simulación 1 dirección NS y EW

Acelerogramas Simulación 2

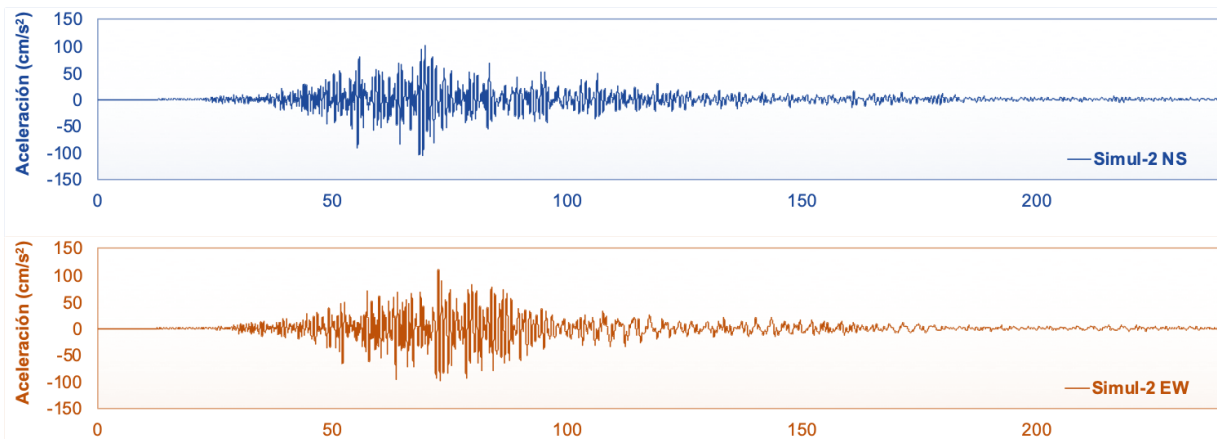


Fig. IX.3.2 Acelerograma de sitio utilizados para la simulación 2 dirección NS y EW

Acelerogramas Simulación 3

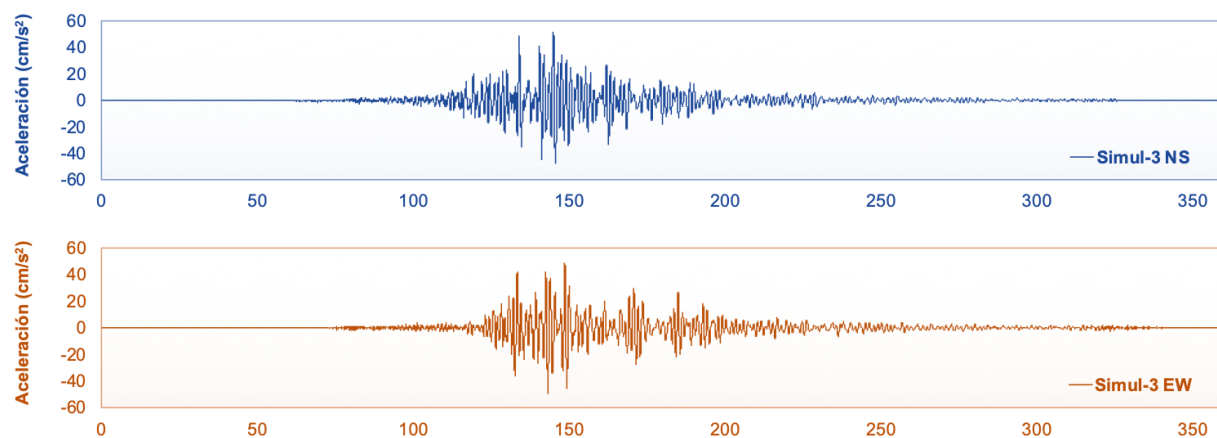


Fig. IX.3.3 Acelerograma de sitio utilizados para la simulación 3 dirección NS y EW

Acelerogramas Simulación 4

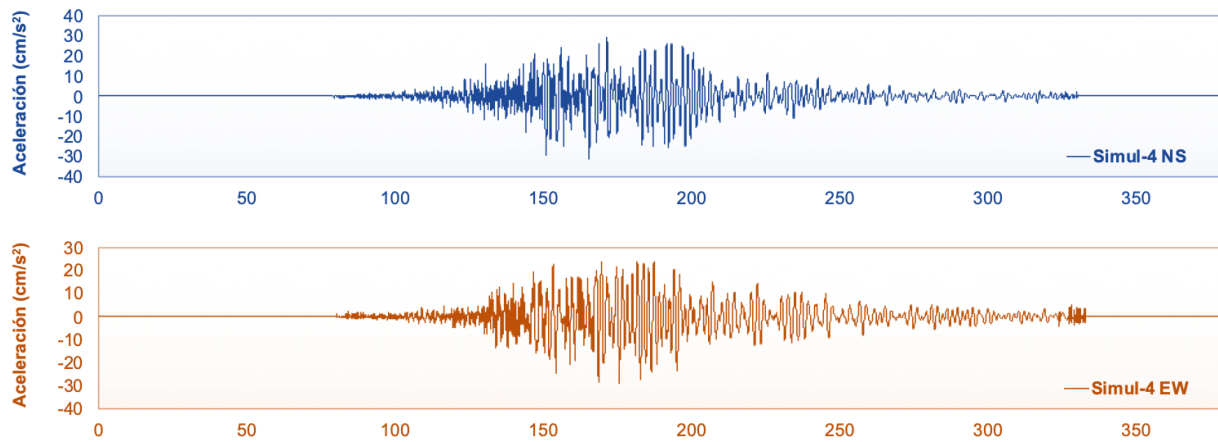


Fig. IX.3.4 Acelerograma de sitio utilizados para la simulación 4 dirección NS y EW

Acelerogramas Simulación 5

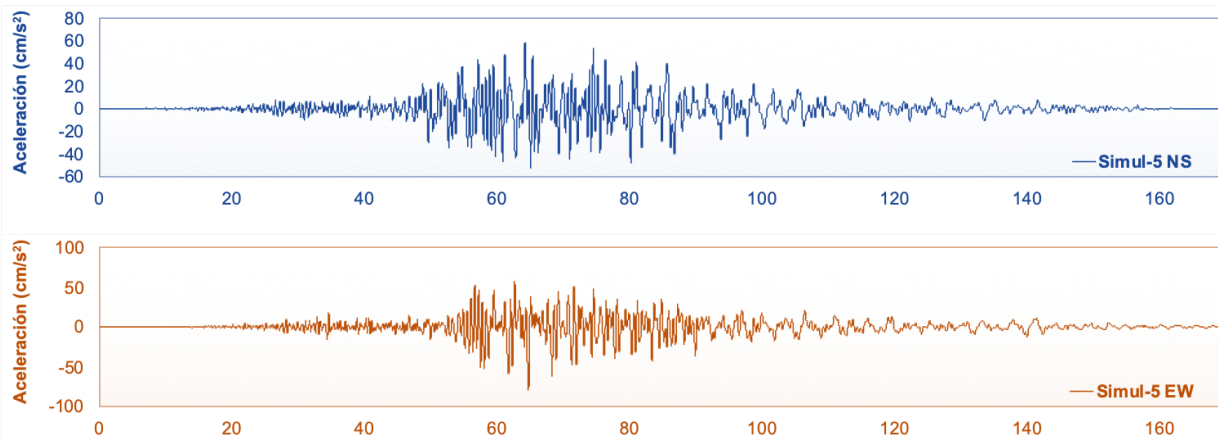


Fig. IX.3.5 Acelerograma de sitio utilizados para la simulación 5 dirección NS y EW

Acelerogramas Simulación 6

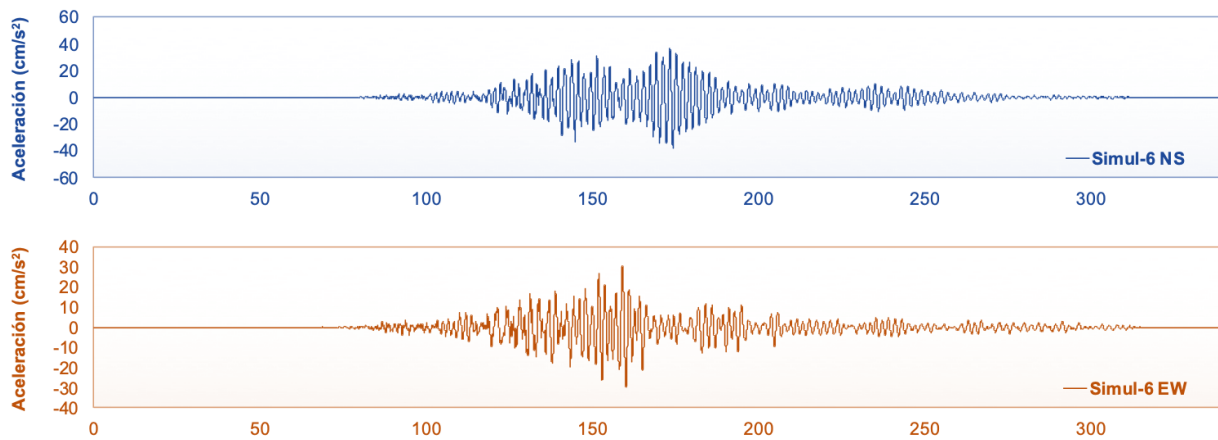


Fig. IX.3.6 Acelerograma de sitio utilizados para la simulación 6 dirección NS y EW

Acelerogramas Simulación 7

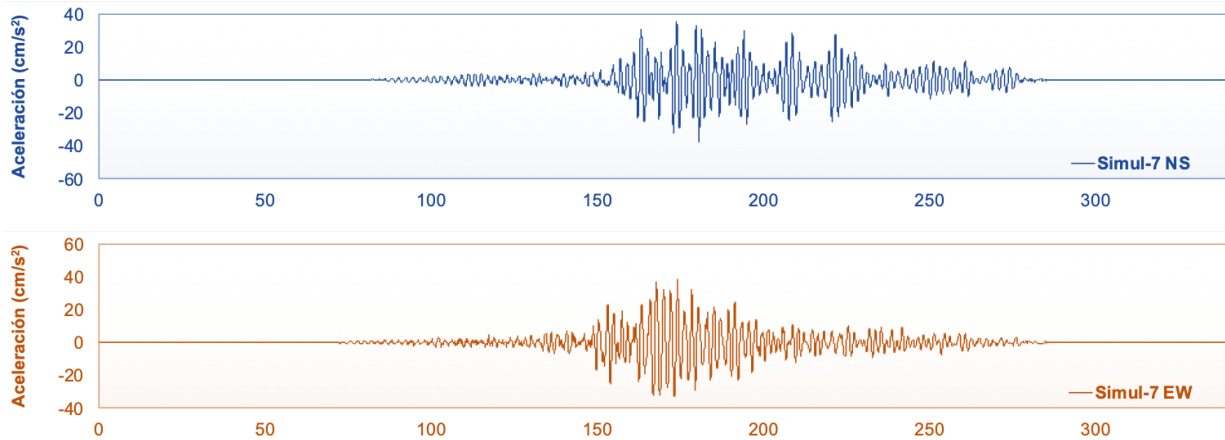


Fig. IX.3.7 Acelerograma de sitio utilizados para la simulación 7 dirección NS y EW

Acelerogramas Simulación 8

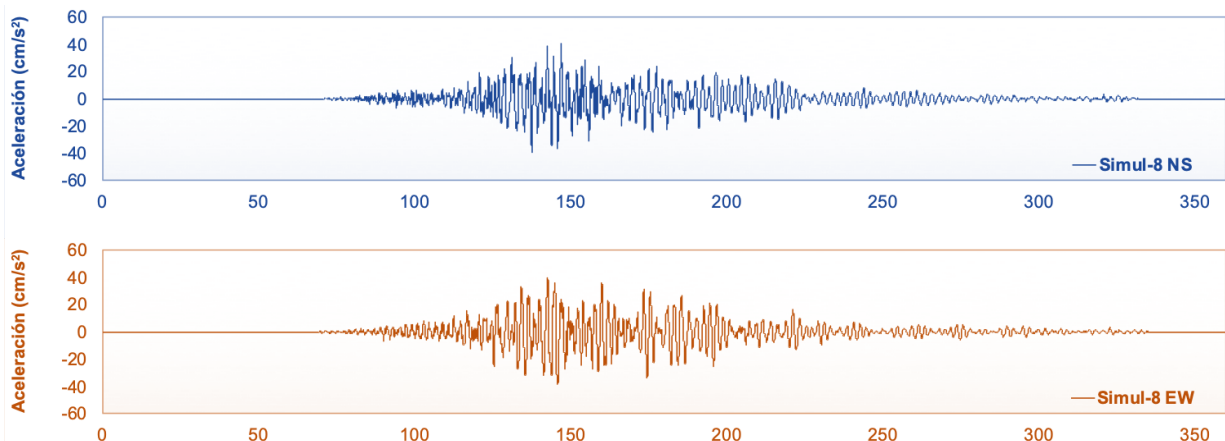


Fig. IX.3.8 Acelerograma de sitio utilizados para la simulación 8 dirección NS y EW

Acelerogramas Simulación 9

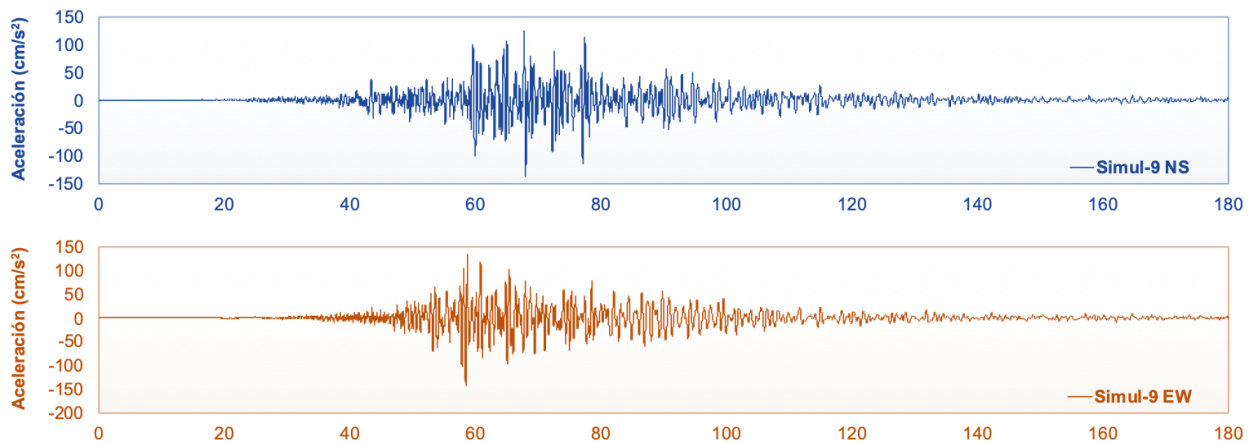


Fig. IX.3.9 Acelerograma de sitio utilizados para la simulación 9 dirección NS y EW

Acelerogramas Simulación 10

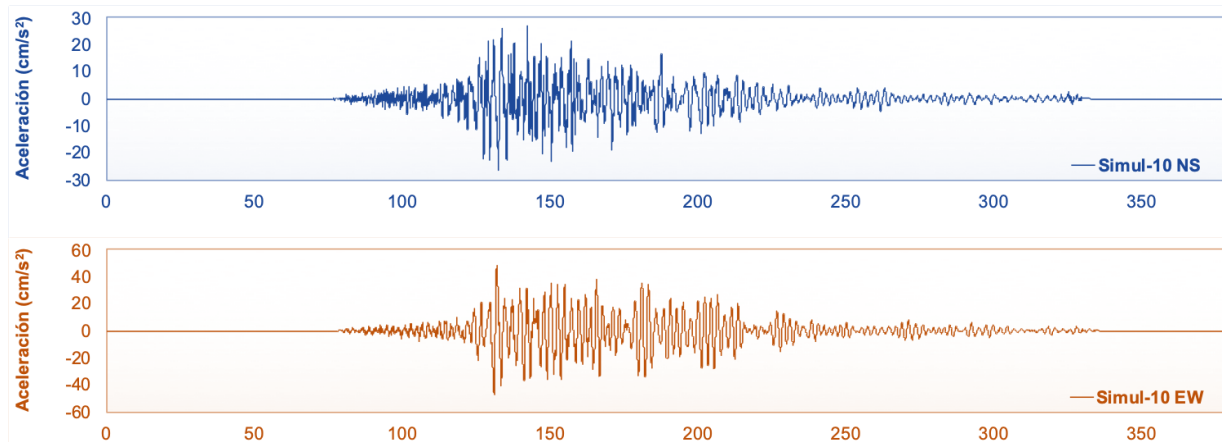


Fig. IX.3.10 Acelerograma de sitio utilizados para la simulación 10 dirección NS y EW

Acelerogramas Simulación 11

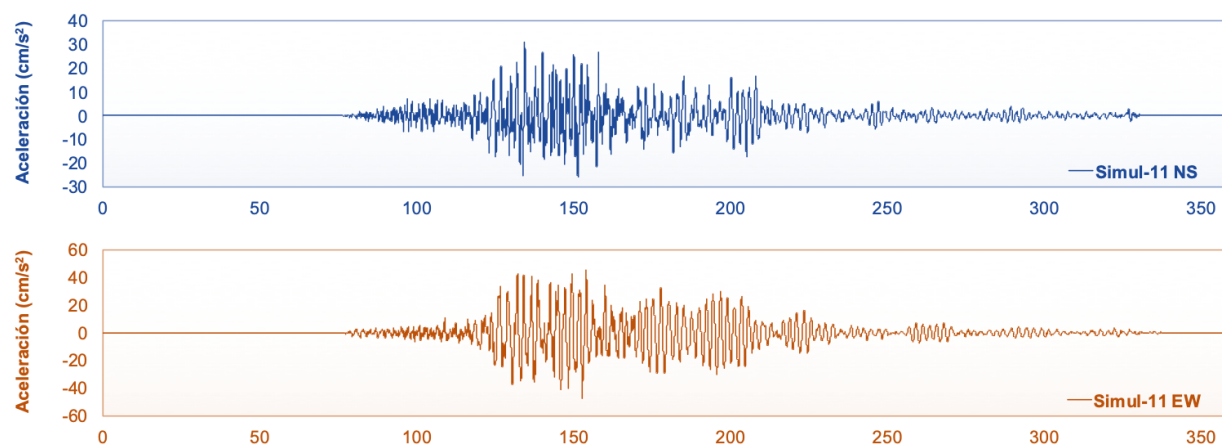


Fig. IX.3.11 Acelerograma de sitio utilizados para la simulación 11 dirección NS y EW

Acelerogramas Simulación 12

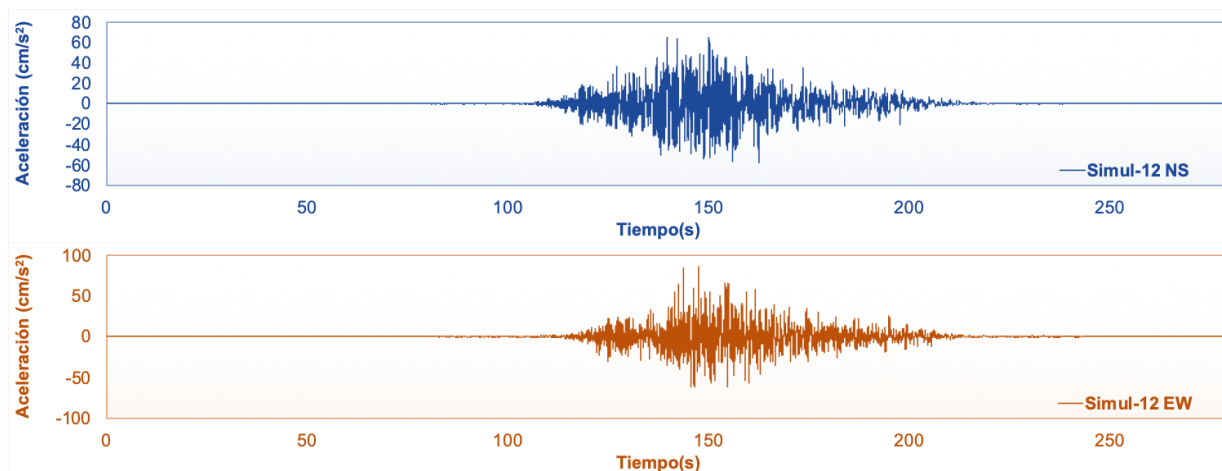


Fig. IX.3.12 Acelerograma de sitio utilizados para la simulación 12 dirección NS y EW

Los acelerogramas anteriormente mostrados, corresponden a eventos con un periodo de retorno de 250 años, aunque también se tienen los datos de acelerogramas de sitio de 500 y 900 años. Se eligió el tiempo de retorno de 250 años, ya que las normas mexicanas generan espectros de diseño y espectros elásticos con un período de retorno de 250 años, por lo que es posible hacer la comparación directa.

Se comparan las aceleraciones de cada uno de los acelerogramas en ambas direcciones con el espectro elástico utilizado para este sitio, todos con un amortiguamiento de 5% para poder ser comparados, para poder observar si este espectro cubre las demandas impuestas por los acelerogramas con los que se revisaron las estructuras. Se puede observar en las *Figuras IX.3.13 y IX.3.14*:

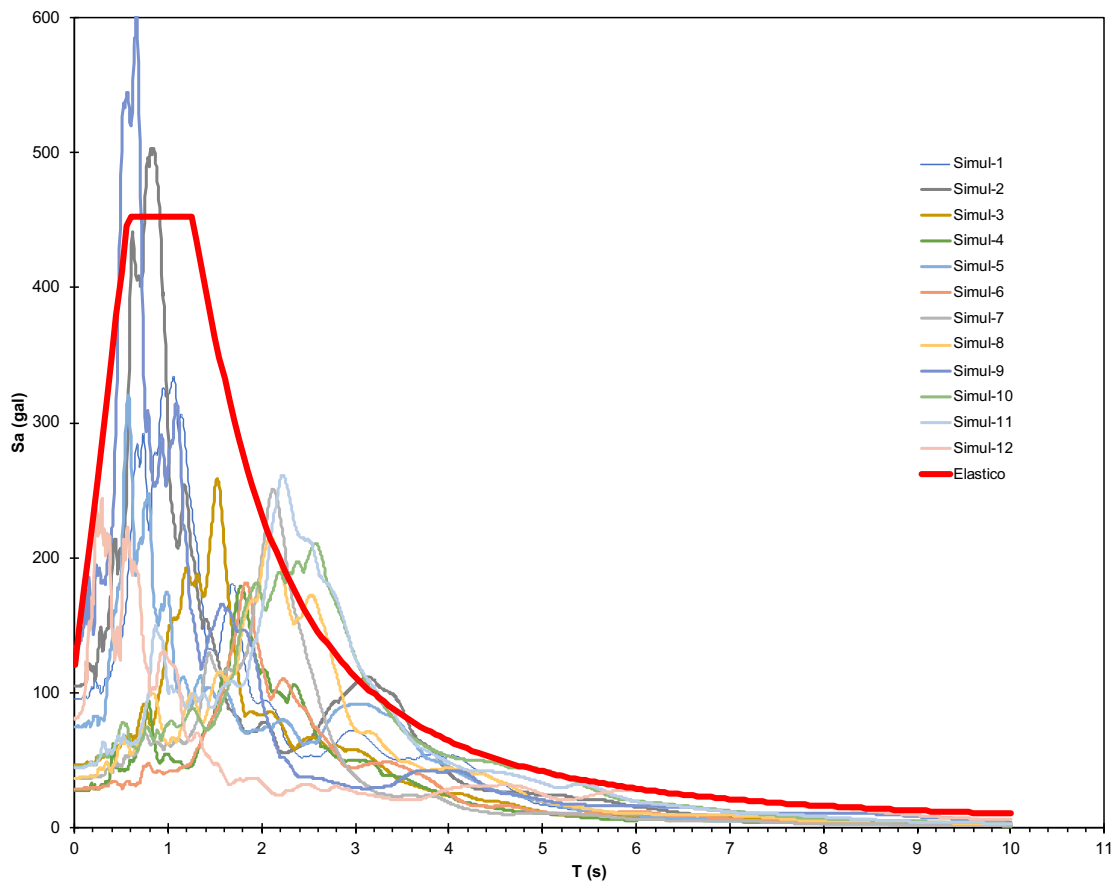


Fig IX.3.13 Espectros de respuesta de las componentes EW de los acelerogramas utilizados graficados junto con el espectro elástico, todos con un amortiguamiento del 5%

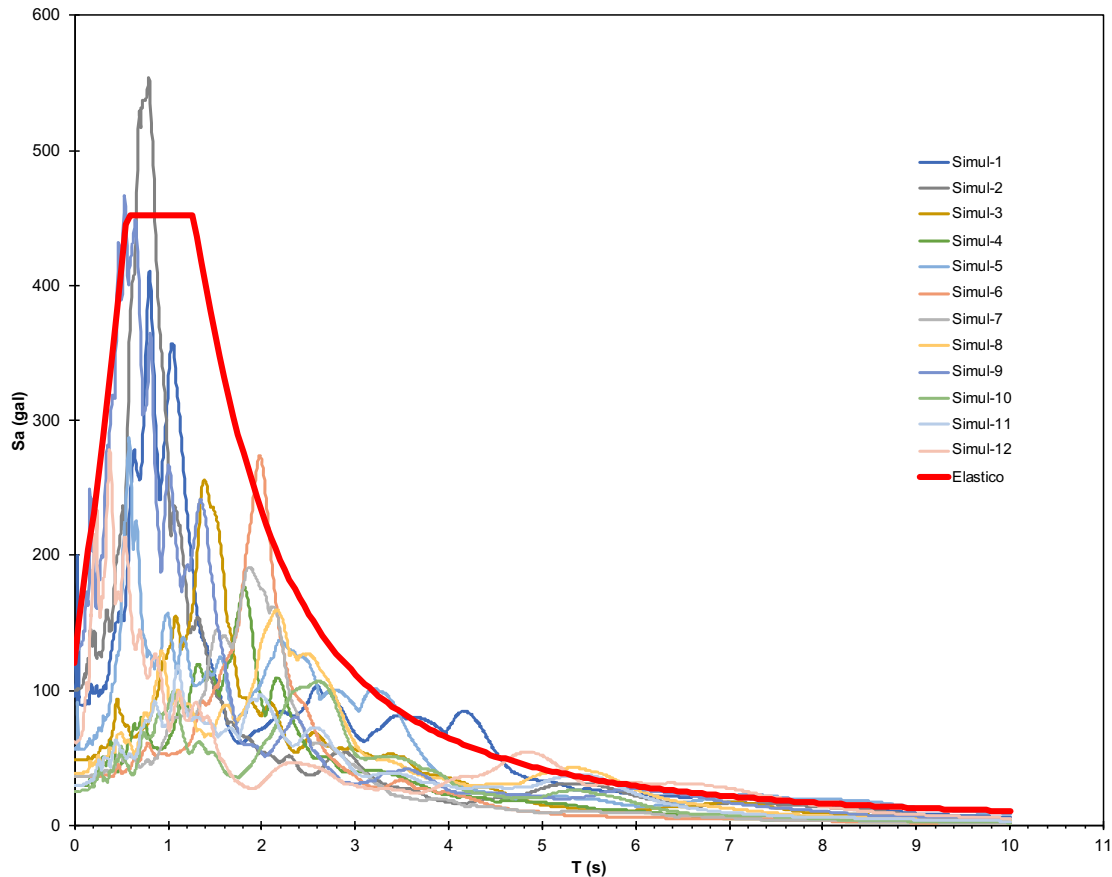


Fig. IX.3.14 Espectros de respuesta de las componentes NS de los acelerogramas utilizados graficados junto con el espectro elástico, todos con un amortiguamiento del 5%

En las figuras anteriores observamos que existen picos por encima del espectro de diseño elástico, por lo cual se debe conocer el periodo de vibración de las 3 estructuras aisladas para poder determinar si el espectro de diseño cubre las respuestas de los acelerogramas.

Tabla IX.3.1 Periodos de vibrar estructura aislado edificio de 20 niveles

Case	Mode	Period sec
Modal	1	5.086
Modal	2	4.956
Modal	3	4.094
Modal	4	1.7
Modal	5	1.639
Modal	6	1.351
Modal	7	0.914
Modal	8	0.882
Modal	9	0.737
Modal	10	0.624
Modal	11	0.603
Modal	12	0.505

Tabla IX.3.2 Periodos de vibrar estructura aislado edificio de 30 niveles

Case	Mode	Period sec
Modal	1	6.504
Modal	2	6.084
Modal	3	5.042
Modal	4	2.292
Modal	5	2.145
Modal	6	1.775
Modal	7	1.3
Modal	8	1.219
Modal	9	1.035
Modal	10	0.884
Modal	11	0.825
Modal	12	0.703

Tabla IX.3.3 Periodos de vibrar estructura aislado edificio de 40 niveles

Case	Mode	Period sec
Modal	1	7.553
Modal	2	7.286
Modal	3	5.761
Modal	4	2.693
Modal	5	2.598
Modal	6	2.059
Modal	7	1.513
Modal	8	1.482
Modal	9	1.219
Modal	10	1.046
Modal	11	1.029
Modal	12	0.851

Se puede observar en las figuras IX.3.15, IX.3.16, IX.3.17 y IX.3.18 que las aceleraciones de los acelerogramas se encuentran ligeramente por encima del espectro elástico en los periodos de los edificios aislados de 20, 30 y 40 Niveles, por lo que los desplazamientos serán mayores que los de diseño, por lo que es importante revisar los elementos estructurales, al igual que los desplazamientos y las distorsiones de entrepiso para verificar el buen comportamiento de las estructuras.

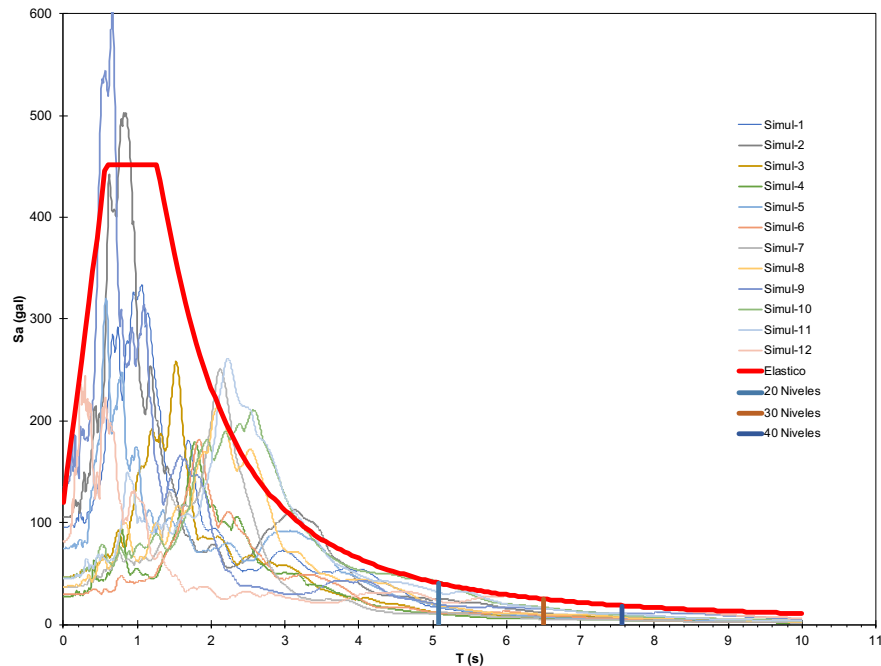


Fig. IX.3.15 Espectros de respuesta de las componentes EW de los acelerogramas utilizados graficados junto con el espectro elástico para los periodos de vibrar de las estructuras aisladas

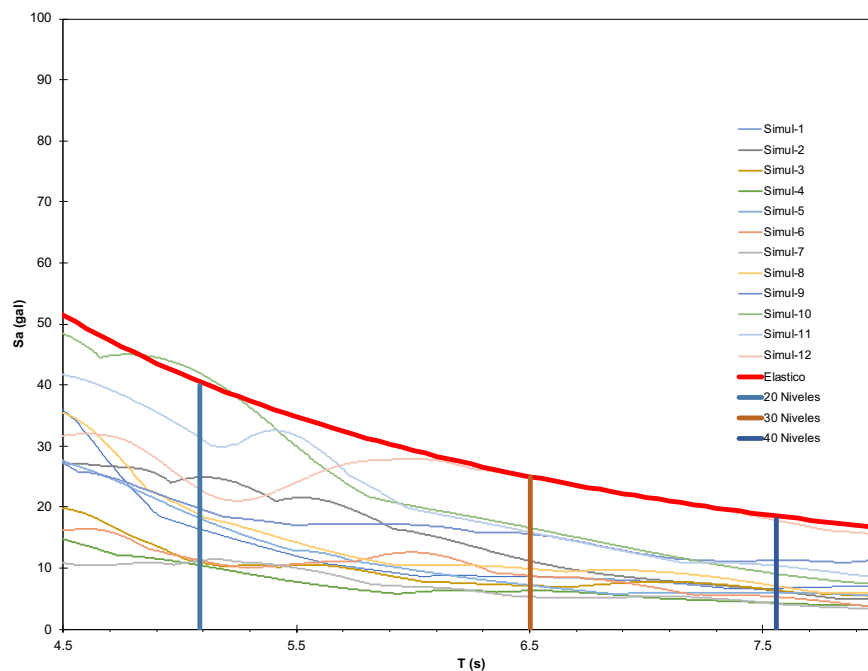


Fig. IX.3.16 Acercamiento de los espectros de respuesta de las componentes EW de los acelerogramas utilizados graficados junto con el espectro elástico para los periodos de vibrar de las estructuras aisladas

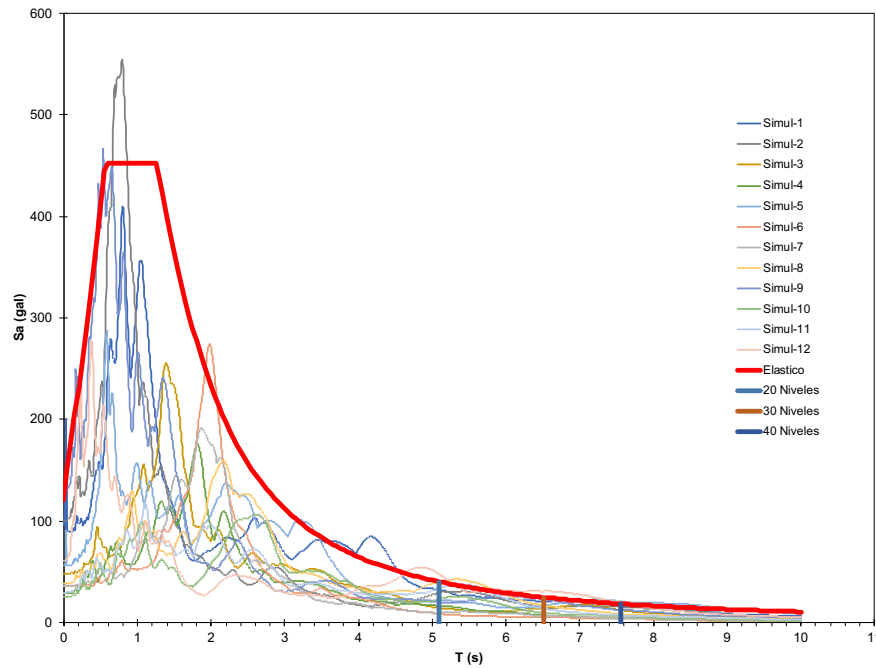


Fig. IX.3.17 Espectros de respuesta de las componentes NS de los acelerogramas utilizados graficados junto con el espectro elástico para los periodos de vibrar de las estructuras aisladas

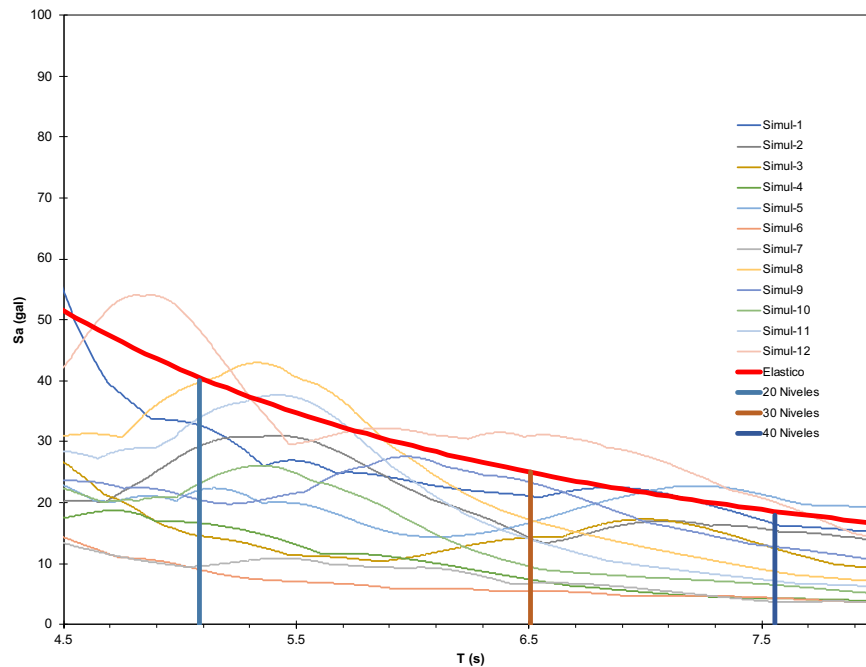


Fig. IX.3.18 Acercamiento de los espectros de respuesta de las componentes EW de los acelerogramas utilizados graficados junto con el espectro elástico para los periodos de vibrar de las estructuras aisladas

Teniendo estos datos de los acelerogramas es posible hacer una serie de simulaciones para determinar el desplazamiento máximo que se puede presentar en un instante en la estructura, y poder calcular las distorsiones. Al llevar a cabo un análisis no lineal en la historia del tiempo, es posible obtener las curvas de histéresis de los aisladores para cada edificio en las cuales, como se vio anteriormente, se grafica la fuerza cortante vs la deformación.

En el software ETABS utilizado en este trabajo, se tienen diversos métodos de análisis no lineales en la historia del tiempo, entre ellos un método de análisis rápido conocido como Análisis No lineal Rápido o FNA (Fast Nonlinear Analysis). Aunque el método más conocido y aceptado es el método de integración directa de Newmark, el cuál integra la ecuación de movimiento para determinar la respuesta de la estructura en cada paso, se requiere una computadora bastante potente ya que tarda un tiempo considerable, por lo cuál se opta por hacer el análisis con el método FNA el cuál trabaja con los modos de vibrar de la estructura y el cuál también arroja resultados aceptables.

Revisando los datos de los simuladores, se buscó aquel que provocara el mayor desplazamiento. Para el caso del edificio de 20 niveles, observamos en la *Tabla IX.3.4* que el mayor absoluto corresponde a la simulación 1 en la dirección Y.

Tabla IX.3.4 Tabla obtenida de ETABS para seleccionar la simulación en la cuál se encuentra el desplazamiento máximo y en que dirección para el edificio de 20 niveles.

Story	Load Case/Combo	UX m	UY m
Story20	Simul 01 XEW YNS Max	0.174739	0.286019
Story20	Simul 01 XEW YNS Min	-0.175171	-0.200247
Story20	Simul 02 XEW YNS Max	0.184564	0.095952
Story20	Simul 02 XEW YNS Min	-0.185043	-0.111742
Story20	Simul 03 XEW YNS Max	0.117443	0.149466
Story20	Simul 03 XEW YNS Min	-0.134421	-0.17024
Story20	Simul 04 XEW YNS Max	0.147968	0.14334
Story20	Simul 04 XEW YNS Min	-0.144151	-0.135756
Story20	Simul 05 XEW YNS Max	0.171467	0.160938
Story20	Simul 05 XEW YNS Min	-0.179284	-0.192952
Story20	Simul 06 XEW YNS Max	0.133218	0.15349
Story20	Simul 06 XEW YNS Min	-0.119578	-0.155607
Story20	Simul 07 XEW YNS Max	0.133536	0.12808
Story20	Simul 07 XEW YNS Min	-0.110608	-0.110747
Story20	Simul 08 XEW YNS Max	0.202411	0.144682
Story20	Simul 08 XEW YNS Min	-0.196842	-0.19
Story20	Simul 09 XEW YNS Max	0.151265	0.124914
Story20	Simul 09 XEW YNS Min	-0.157218	-0.10727
Story20	Simul 10 XEW YNS Max	0.225911	0.180153
Story20	Simul 10 XEW YNS Min	-0.281303	-0.151448
Story20	Simul 11 XEW YNS Max	0.219188	0.126796
Story20	Simul 11 XEW YNS Min	-0.267403	-0.159878
Story20	Simul 12 XEW YNS Max	0.142202	0.140735
Story20	Simul 12 XEW YNS Min	-0.14284	-0.147991

Debido a que el sismo tiene 2 componentes que van en dirección NS y EW, se tiene que sacar la raíz cuadrada de la suma de los desplazamientos en el eje X y Y, para poder obtener el desplazamiento total y poder conocer de manera concreta el mayor desplazamiento de la estructura. *Tabla IX.3.6*

Tabla IX.3.5 Desplazamiento máximo total producida por cada simulación para el Edificio de 20 niveles

Story	Load Case/Combo	UX	UY	$\sqrt{U_x^2 + U_y^2}$
		m	m	m
Story20	Simul 01 XEW YNS Max	0.175	0.286	0.335
Story20	Simul 01 XEW YNS Min	-0.175	-0.200	0.266
Story20	Simul 02 XEW YNS Max	0.185	0.096	0.208
Story20	Simul 02 XEW YNS Min	-0.185	-0.112	0.216
Story20	Simul 03 XEW YNS Max	0.118	0.149	0.190
Story20	Simul 03 XEW YNS Min	-0.135	-0.170	0.217
Story20	Simul 04 XEW YNS Max	0.148	0.143	0.206
Story20	Simul 04 XEW YNS Min	-0.144	-0.136	0.198
Story20	Simul 05 XEW YNS Max	0.172	0.161	0.235
Story20	Simul 05 XEW YNS Min	-0.179	-0.193	0.263
Story20	Simul 06 XEW YNS Max	0.134	0.153	0.203
Story20	Simul 06 XEW YNS Min	-0.120	-0.155	0.196
Story20	Simul 08 XEW YNS Max	0.203	0.144	0.249
Story20	Simul 08 XEW YNS Min	-0.197	-0.190	0.274
Story20	Simul 07 XEW YNS Max	0.134	0.128	0.185
Story20	Simul 07 XEW YNS Min	-0.111	-0.111	0.157
Story20	Simul 09 XEW YNS Max	0.151	0.125	0.196
Story20	Simul 09 XEW YNS Min	-0.157	-0.107	0.190
Story20	Simul 10 XEW YNS Max	0.226	0.180	0.289
Story20	Simul 10 XEW YNS Min	-0.281	-0.151	0.320
Story20	Simul 11 XEW YNS Max	0.219	0.127	0.253
Story20	Simul 11 XEW YNS Min	-0.268	-0.160	0.312
Story20	Simul 12 XEW YNS Max	0.142	0.141	0.200
Story20	Simul 12 XEW YNS Min	-0.143	-0.148	0.206

Utilizando el mismo software y conociendo la simulación en la cuál se presenta el caso más desfavorable, podemos graficar el desplazamiento del edificio en su último nivel en el tiempo, para poder conocer el momento exacto en el cuál se presenta el máximo desplazamiento. En la *Figura IX.3.19* se muestra la historia en el tiempo de la simulación 1 XEW YNS, podemos observar de color Azul la historia en el tiempo del desplazamiento en el eje X y en color rojo en el eje Y. Se puede observar que el mayor pico corresponde al eje Y, donde de igual manera, el programa nos arroja las coordenadas del máximo pico, correspondiente a un desplazamiento de 0.2858 m, como se había visto anteriormente en un tiempo de 41.59s.

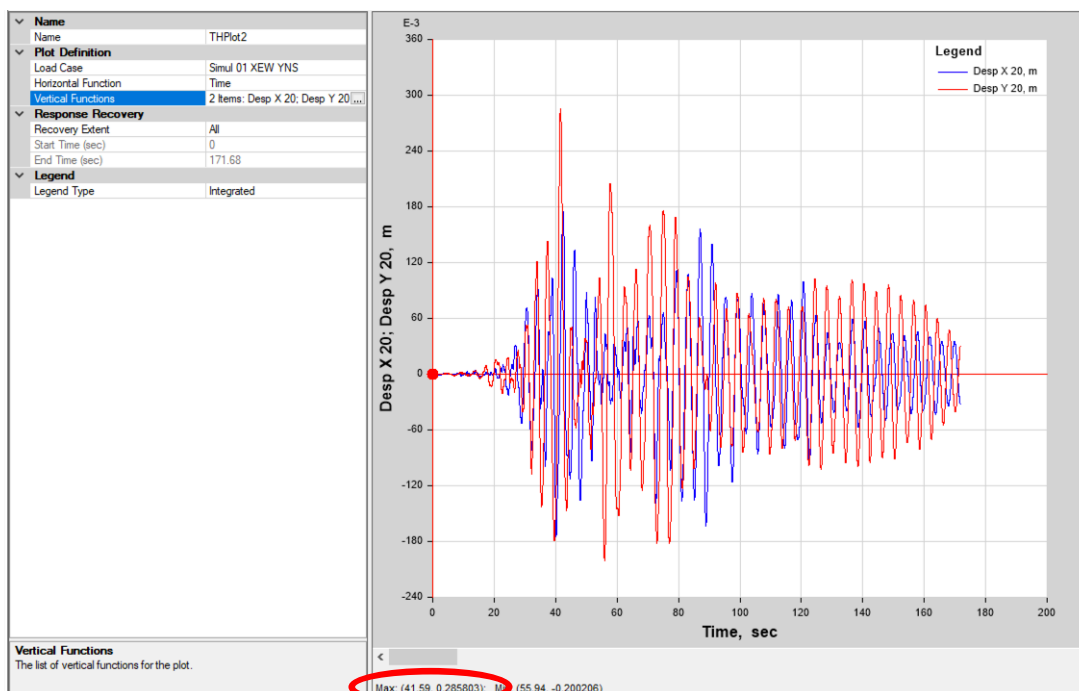


Fig. IX.3.19 Gráfica Desplazamiento en Eje X y Y vs Tiempo para la simulación 1 en el piso 20.

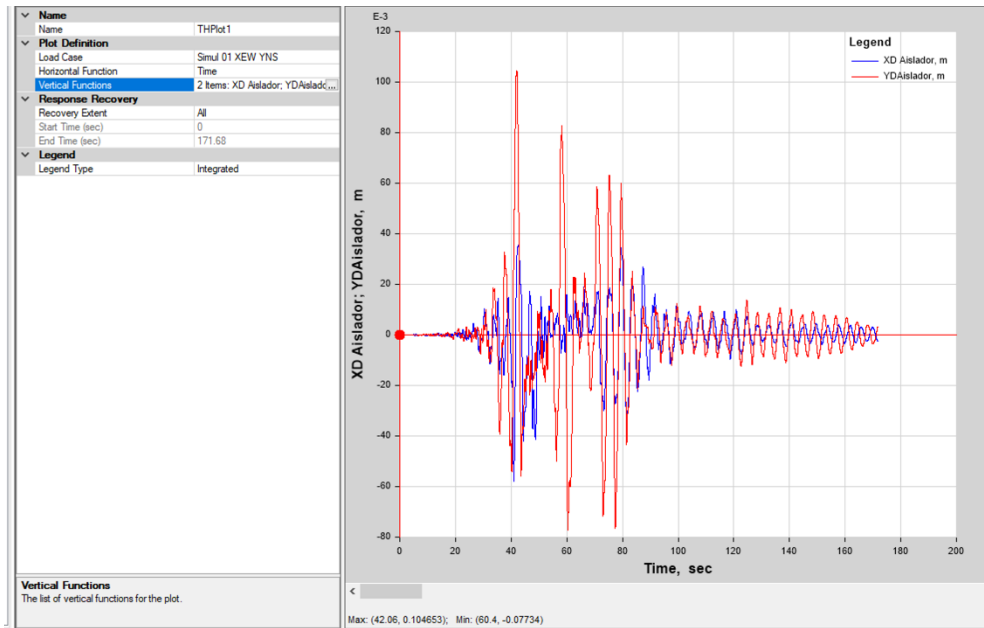


Fig. IX.3.20 Gráfica Desplazamiento en Eje X y Y vs Tiempo para la simulación 1 en el Aislador para edificio de 20 niveles.

Tabla IX.3.6 Desplazamiento total y de la estructura debido al acelerograma utilizado en la simulación número 1 en Eje Y edificio de 20 niveles

Nivel	DESPLAZAMIENTO TOTAL (m)	DESPLAZAMIENTO ESTRUCTURA (m)
20	0.285803	0.190872
19	0.28429	0.189359
18	0.281971	0.18704
17	0.278528	0.183597
16	0.2736	0.178669
15	0.266741	0.17181
14	0.257567	0.162636
13	0.246013	0.151082
12	0.232503	0.137572
11	0.217851	0.12292
10	0.203083	0.108152
9	0.191859	0.096928
8	0.181053	0.086122
7	0.170592	0.075661
6	0.160306	0.065375
5	0.149991	0.05506
4	0.139494	0.044563
3	0.128737	0.033806
2	0.117744	0.022813
1	0.106682	0.011751
Aislador	0.094931	0
Terreno	0	

Utilizando la simulación 1, se puede obtener las distorsiones en ese segundo exacto, teniendo para el edificio de 20 niveles los desplazamientos que se observan en la *Tabla IX.3.6*, observando que el máximo desplazamiento es de 19.09 cm en la simulación 1 para el segundo 41.59, la cuál fue la más desfavorable de todas las simulaciones para este edificio en el eje Y.

Con estos datos, se graficó tanto el desplazamiento total que contempla el desplazamiento de los aisladores más el desplazamiento del edificio, el desplazamiento del edificio y las distorsiones de entrepiso para observar el comportamiento y revisar los límites permisibles.

No hay límites de distorsión asociadas al comportamiento por desempeño en la normatividad, pero lo que si se sabe es que entre menor sea la distorsión, menor será el daño; por lo que se podrían proponer límites de distorsión más pequeños que los que se marcan para colapso en la normatividad, como se propone a continuación.

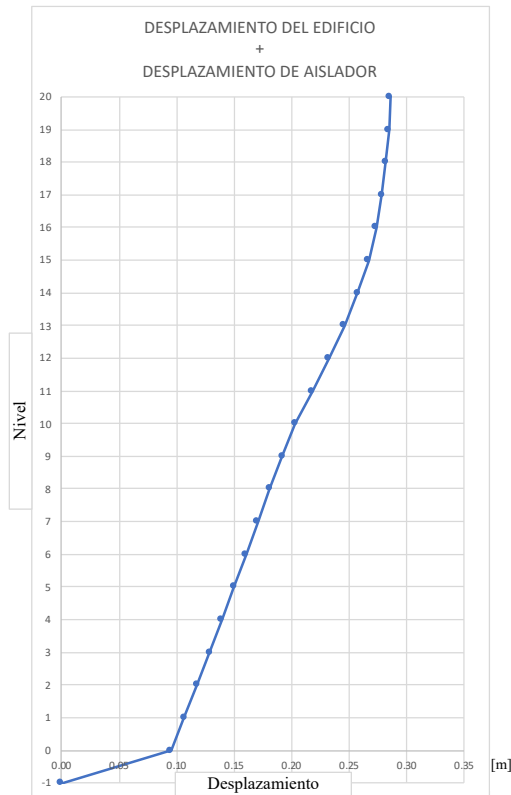


Fig. IX.3.21 Desplazamiento de aislador más desplazamiento del edificio de 20 niveles eje Y

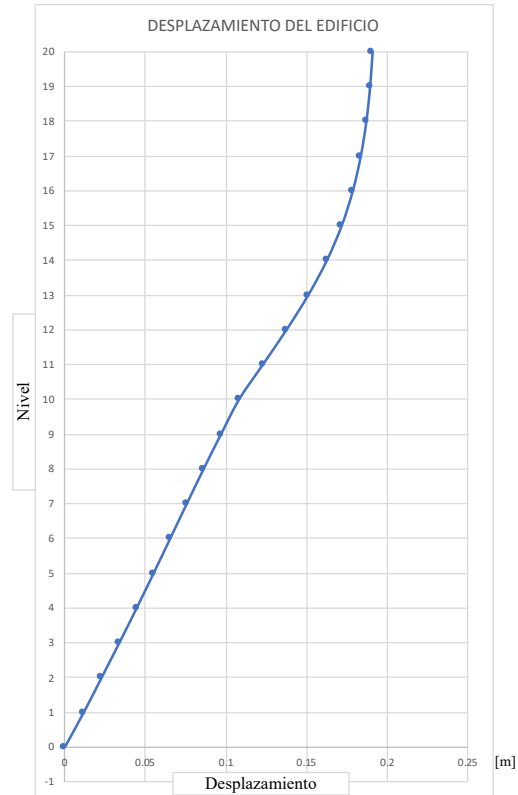


Fig. IX.3.22 Desplazamiento del edificio de 20 niveles eje Y

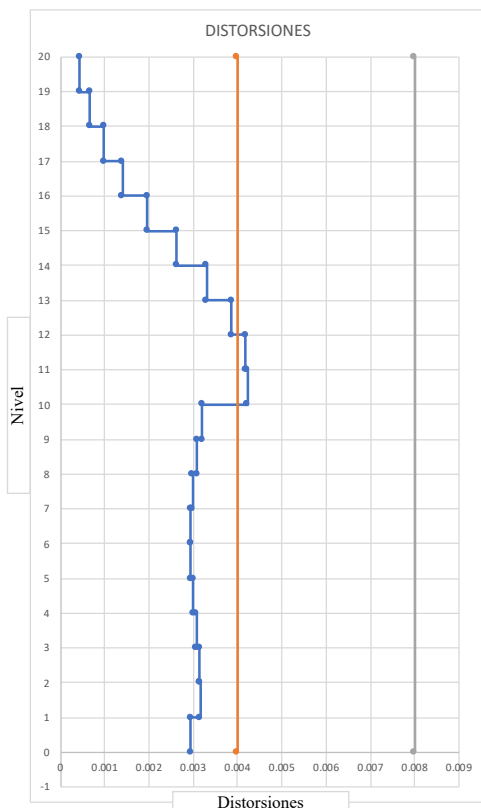


Fig. IX.3.23 Distorsiones de entrepiso eje Y. Edificio de 20 niveles

Se observa que en la gráfica de la Figura IX.3.23, correspondiente a distorsiones se encuentran dos límites:

El primer límite que se propone a 0.004 nos indica un límite operacional; es decir, que durante la ocurrencia de un sismo, el edificio puede seguir siendo ocupado y no tiene la necesidad de ser desalojado. Esto puede ser bastante importante en edificios de hospitales donde no se pueden suspender las actividades en ningún momento.

El segundo límite que se muestra a 0.008 nos indica ocupación inmediata, es decir, ante la ocurrencia de un sismo se desaloja el edificio, pero al término de este evento, se puede volver a ingresar.

Se observa que en este caso, las distorsiones se encuentran casi completamente por debajo del primer límite, por lo cual sería necesario desalojar el edificio durante la ocurrencia del sismo pero teniendo una ocupación inmediata al término de este.

De igual manera, se obtienen los datos correspondientes al eje X para revisar las distorsiones. Estas se deben de revisar en el mismo instante donde se presenta el mayor desplazamiento, que en el caso de este edificio sería en el segundo 41.59. Los datos de este tiempo para el eje X son los siguientes:

Tabla IX.3.7 Desplazamiento total y de la estructura únicamente debido al acelerograma utilizado en la simulación número 1 en Eje X edificio de 20 niveles

Nivel	DESPLAZAMIENTO TOTAL (m)	DESPLAZAMIENTO ESTRUCTURA (m)
20	0.0419	0.0490
19	0.0417	0.0488
18	0.0416	0.0487
17	0.0416	0.0486
16	0.0415	0.0486
15	0.0414	0.0485
14	0.0413	0.0484
13	0.0413	0.0483
12	0.0408	0.0479
11	0.0390	0.0460
10	0.0359	0.0430
9	0.0328	0.0398
8	0.0291	0.0361
7	0.0250	0.0320
6	0.0206	0.0276
5	0.0160	0.0231
4	0.0114	0.0184
3	0.0068	0.0138
2	0.0022	0.0092
1	-0.0023	0.0047
Aislador	-0.0071	0.0000
Terreno	0	

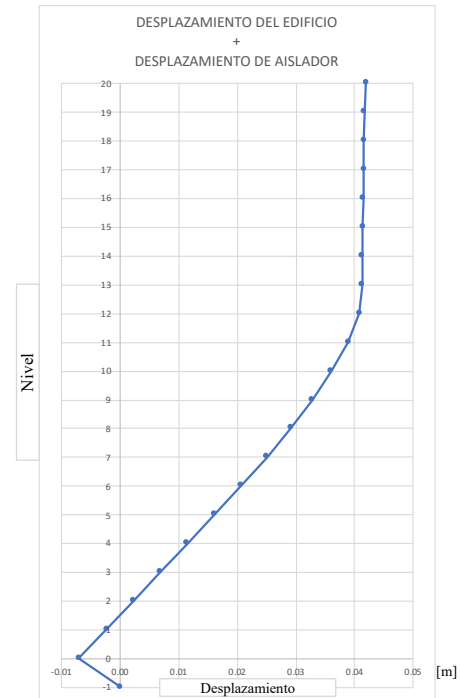


Fig. IX.3.24 Desplazamiento de aislador más desplazamiento del edificio de 20 niveles eje X

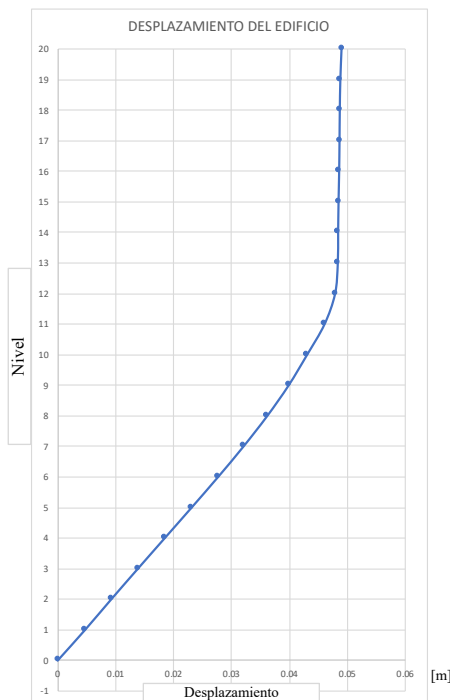


Fig. IX.3.25 Desplazamiento del edificio de 20 niveles eje X

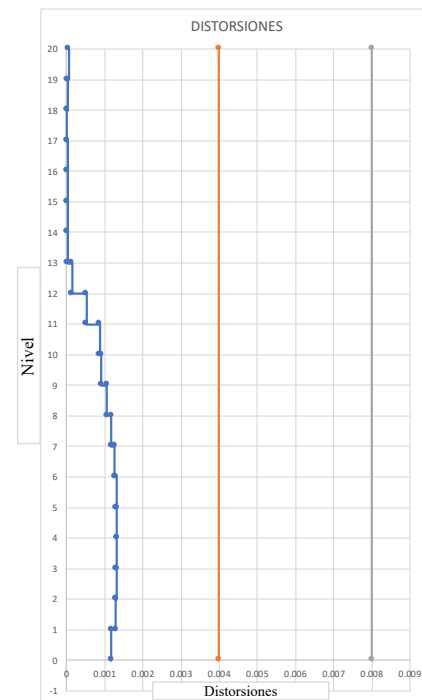


Fig. IX.3.26 Distorsiones de entrepiso eje X. edificio de 20 niveles

Utilizando el Software ETABS es posible obtener las gráficas del ciclo de histéresis de los aisladores sísmicos con núcleo de plomo, generadas en cada dirección (Figura IX.3.27 y IX.3.28). Estas figuras corresponden al análisis de un aislador central para observar su comportamiento, ya que estos son los que soportan las mayores descargas, pero al tener una losa entre los aisladores y la estructura, haciendo que se comporte la estructura como cuerpo rígido, el comportamiento con los demás aisladores es muy parecido.

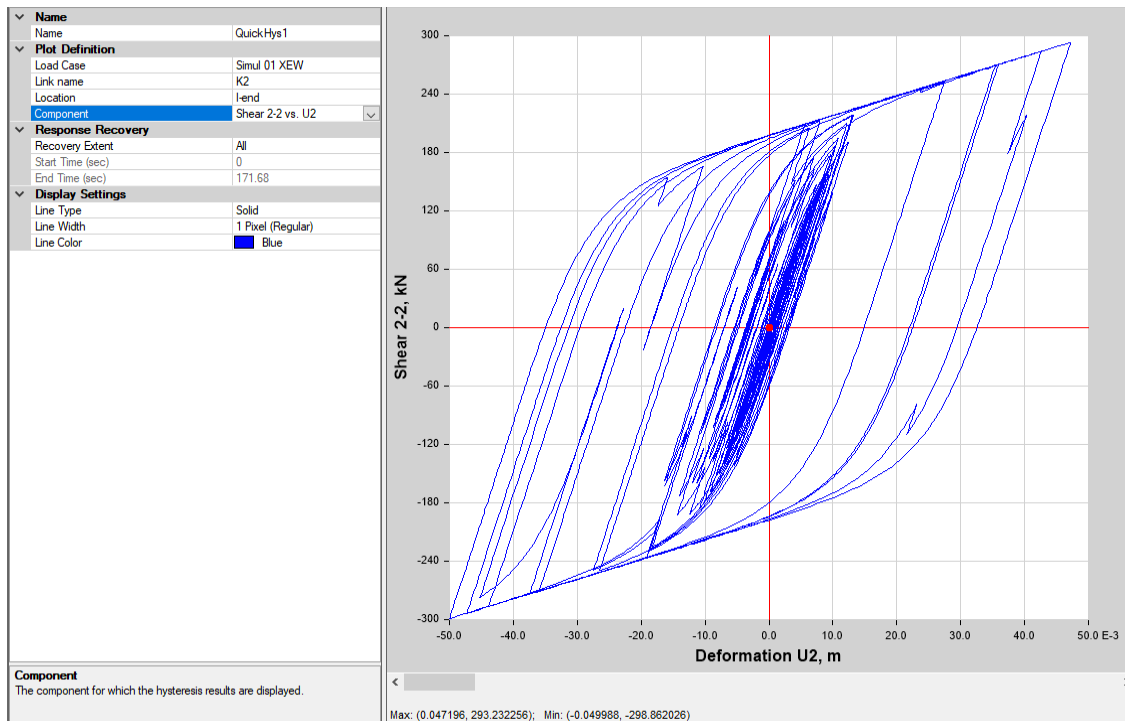


Fig. IX.3.27 Ciclo de histéresis (Fuerza cortante vs Deformación) en el eje X edificio de 20 niveles aislador central

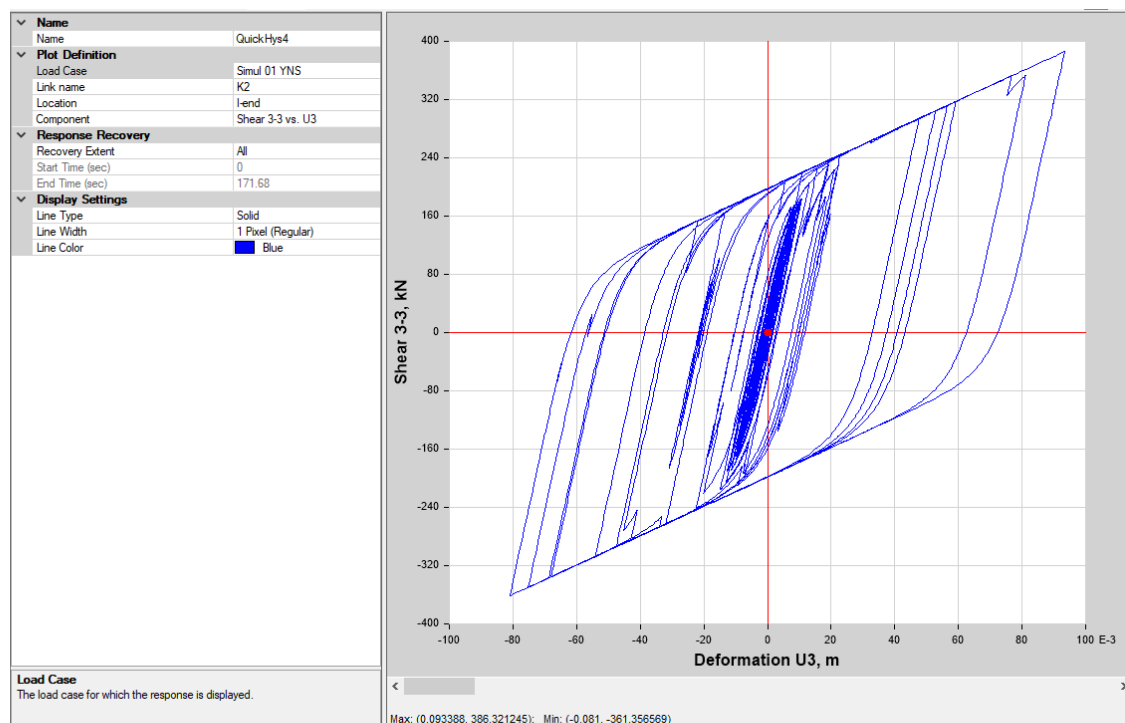


Fig. IX.3.28 Ciclo de histéresis (Fuerza cortante vs Deformación) en el eje Y edificio de 20 niveles aislador central

Se comparan los resultados obtenidos con el programa ETABS y los datos introducidos a este para las propiedades no lineales de los aisladores.

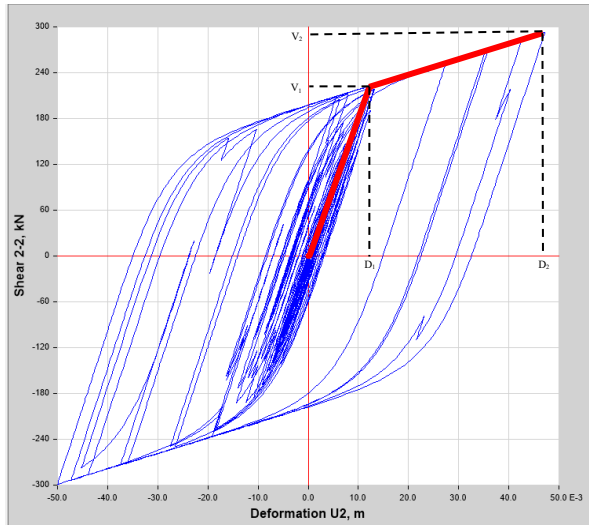


Fig. IX.3.29 Propiedades no lineales del ciclo de histéresis eje X edificio de 20 niveles

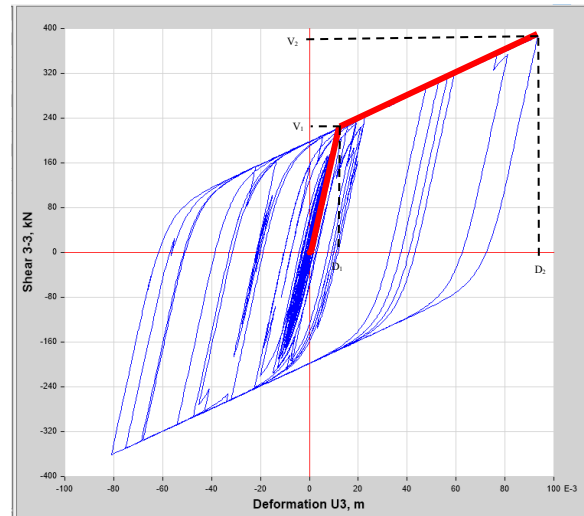


Fig. IX.3.30 Propiedades no lineales del ciclo de histéresis eje Y edificio de 20 niveles

Edificio 20 Niveles	Eje X
Para K1	$D_1 = 0.012251 \text{ m}$ $V_1 = 222.3853 \text{ KN}$ $k1 = 18152.4202 \text{ KN/m}$
Para K2	$D_2 = 0.04718 \text{ m}$ $V_2 = 292.897514 \text{ KN}$ $k2 = 2018.72982 \text{ KN/m}$
Edificio 20 Niveles	Eje Y
Para K1	$D_1 = 0.010974 \text{ m}$ $V_1 = 220.17499 \text{ KN}$ $k1 = 20063.3306 \text{ KN/m}$
Para K2	$D_2 = 0.093388 \text{ m}$ $V_2 = 386.3212 \text{ KN}$ $k2 = 2015.99498 \text{ KN/m}$

Propiedades no lineales de los aisladores obtenidas con datos del programa ETABS

Rigidez efectiva	$K_{eff} = 3259.7 \text{ KN/m}$
Rigidez Vertical	$K_v = 5,871.27 \text{ KN/mm}$
Resistencia Característica	$Q = 198.13 \text{ KN}$
Amortiguamiento del aislador	$\xi_a = 22.64\%$
Constante de amort. Efectivo	$C = 988.84 \text{ KN/m}$
Amortiguamiento del sistema	$\xi_{sís} = 10.95\%$
Desplazamiento de diseño	$D = 0.1592 \text{ m}$
Desplazamiento máximo	$D_{máx} = 0.2388 \text{ m}$
PROPIEDADES NO LINEALES	
Rigidez inicial	$K1 = 20,151.83 \text{ KN/m}$
Fuerza de fluencia	$F_y = 220.141 \text{ KN}$
Rigidez de posfluencia	$K2 = 2015.18 \text{ KN/m}$
Energía disipada por ciclo	EDC 117.51 KN-m

Propiedades no lineales de los aisladores ingresadas al modelo en ETABS

Se puede observar en las tablas anteriores que al obtener las propiedades no lineales de los aisladores, utilizando los datos en ambas direcciones del programa y comparándolos con los datos ingresados anteriormente a este al definir los "Links", que las propiedades no lineales de los aisladores no son exactamente las mismas, pero tienen una aproximación bastante buena a los datos ingresados al programa.

Se tienen dos formas de calcular la energía disipada por ciclo (EDC). La primera es mediante el cálculo del área de la figura formada por el modelo bilineal utilizando las coordenadas del polígono formado por el ciclo de histéresis, como se muestra en la *Figura IX.3.31*:

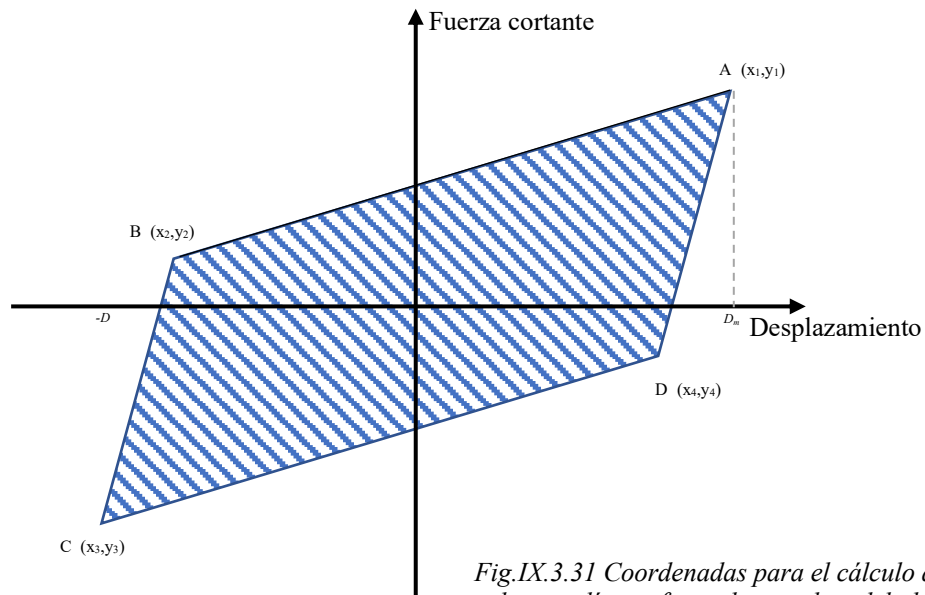


Fig.IX.3.31 Coordenadas para el cálculo del área de un polígono formado por el modelo bilineal

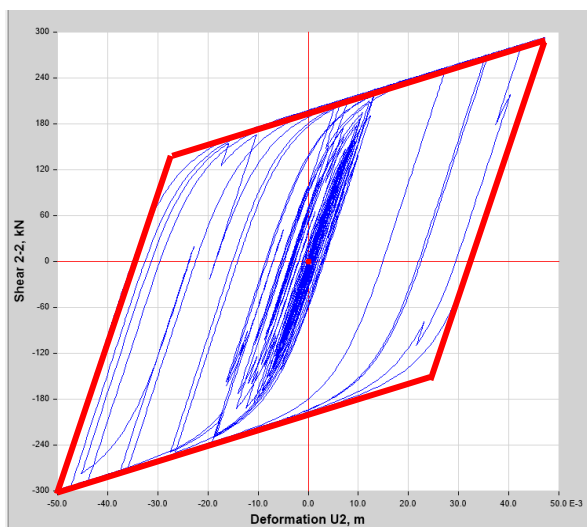
Para sacar el área del polígono, se utiliza el determinante de Gauss, que consiste en colocar la figura en un plano cartesiano y recorrerlo en sentido contrario a las manecillas del reloj, y se calcula de la siguiente manera.

$$EDC = \text{Área} = \frac{1}{2} \left(\begin{vmatrix} x_1 & x_2 \\ y_1 & y_2 \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} x_2 & x_3 \\ y_2 & y_3 \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} x_3 & x_4 \\ y_3 & y_4 \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} x_4 & x_1 \\ y_4 & y_1 \end{vmatrix} \right)$$

La segunda manera de calcular la EDC es mediante la expresión siguiente:

$$EDC = 4Q(D - D_y)$$

Calculando la EDC por ambos métodos tenemos para el aislador en la dirección X lo siguiente:



	D(m)	V(KN)
A	0.04718	292.897514
B	0.023228	-152.04546
C	-0.04998	-298.86203
D	-0.024541	145.227273
EDC (Área)=	28.5753899	KN-m
Q=	195.76	KN
D=	0.04858	m
Dy=	0.012251	m
EDC=	28.4470602	KN-m

Fig.IX.3.32 Área formada por las coordenadas del ciclo de histéresis en edificio de 20 niveles eje X

Para el aislador en la dirección Y tenemos:

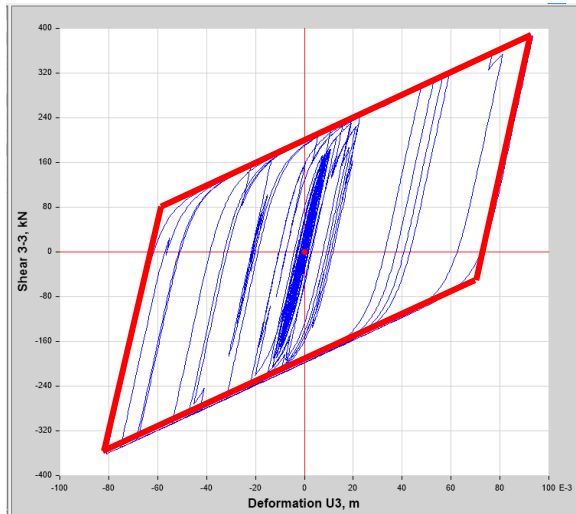


Fig.IX.3.33 Área formada por las coordenadas del ciclo de histéresis en edificio de 20 niveles eje Y

	D(m)	V(KN)
A	0.093388	386.3212
B	0.067012	-41.301074
C	-0.081	-361.35657
D	-0.058725	82.142857

EDC (Área)=	57.7689499	
--------------------	-------------------	--

Q=	199.57	KN
D=	0.087194	m
Dy=	0.010974	m
EDC=	60.8449016	KN-m

Se puede observar que, en ambas direcciones, el valor de la energía disipada por ciclo tanto por el método del cálculo del área, como por el uso de la ecuación mostrada anteriormente, es prácticamente la misma y la diferencia que se tiene entre ambos métodos puede deberse a la precisión con la que se leyeron las coordenadas y a la pérdida de decimales.

Se puede obtener de igual manera el valor de la constante de amortiguamiento C, mediante la siguiente expresión:

$$C = 2\zeta M_s \omega$$

Teniendo la energía disipada por ciclo, se puede calcular la relación de amortiguamiento ζ de la siguiente manera:

$$\zeta = \frac{EDC}{2\pi K_{eff} D^2}$$

Utilizando estas ecuaciones, se calcula la constante de amortiguamiento en ambas direcciones:

Para la dirección X se tiene:

EDC=	28.447	KN-m
K _{eff} =	6208.086	KN/m
D=	0.0486	m
M _s =	15,351.57	KN
ω =	1.2354	ciclos/seg
ζ =	30.90%	
C=	1117.31	KN/m



Para la dirección Y se tiene:

EDC=	60.845	KN-m
K_{eff} =	4136.733	KN/m
D=	0.0872	m
M_s =	15,351.57	KN
ω =	1.2678	ciclos/seg
ζ =	30.79%	
C=	1142.47	KN/m

Se puede observar que los resultados de la constante de amortiguamiento obtenido en ambas direcciones con los datos que arrojó el programa ETABS y mediante el cálculo de la energía disipada por ciclo, es bastante cercano al valor ingresado al programa el cuál, como se vio anteriormente, es de 988.84 KN/m.

De igual manera y siguiendo el mismo procedimiento que para el edificio de 20 niveles, se muestran los resultados para los otros dos edificios:

Edificio de 30 niveles

Story	Load Case/Combo	UX m	UY m
Story30	Simul 01 XEW YNS Max	0.129037	0.228711
Story30	Simul 01 XEW YNS Min	-0.154928	-0.247327
Story30	Simul 02 XEW YNS Max	0.188742	0.198913
Story30	Simul 02 XEW YNS Min	-0.139753	-0.164743
Story30	Simul 03 XEW YNS Max	0.093019	0.122725
Story30	Simul 03 XEW YNS Min	-0.078527	-0.130341
Story30	Simul 04 XEW YNS Max	0.087472	0.13233
Story30	Simul 04 XEW YNS Min	-0.086471	-0.097887
Story30	Simul 05 XEW YNS Max	0.122537	0.16085
Story30	Simul 05 XEW YNS Min	-0.124537	-0.16047
Story30	Simul 06 XEW YNS Max	0.1009	0.10335
Story30	Simul 06 XEW YNS Min	-0.138709	-0.106924
Story30	Simul 07 XEW YNS Max	0.130145	0.092954
Story30	Simul 07 XEW YNS Min	-0.128194	-0.129284
Story30	Simul 08 XEW YNS Max	0.175954	0.281236
Story30	Simul 08 XEW YNS Min	-0.190534	-0.253825
Story30	Simul 09 XEW YNS Max	0.136392	0.196051
Story30	Simul 09 XEW YNS Min	-0.159728	-0.208014
Story30	Simul 10 XEW YNS Max	0.250051	0.164888
Story30	Simul 10 XEW YNS Min	-0.229919	-0.139389
Story30	Simul 11 XEW YNS Max	0.274322	0.203581
Story30	Simul 11 XEW YNS Min	-0.235509	-0.231632
Story30	Simul 12 XEW YNS Max	0.265588	0.287809
Story30	Simul 12 XEW YNS Min	-0.339691	-0.30929

Al igual que se realizó para el edificio de 20 Niveles, se buscó en los datos de las simulaciones aquella que provocara el mayor desplazamiento.

Para el caso del edificio de 30 Niveles, el valor mayor absoluto corresponde a la simulación 12 en la dirección X, como se observa en la tabla del lado izquierdo en donde se resalta en color azul el valor máximo, que en este caso corresponde a 33 centímetros.

Tabla IX.3.8 Tabla obtenida de ETABS para seleccionar la simulación en la cuál se encuentra el desplazamiento máximo y en que dirección para el edificio de 30 niveles.

El desplazamiento total del edificio de 30 niveles es de 45.9 cm, tomando en cuenta el desplazamiento del aislador debido a las dos componentes del sismo aplicado con la simulación 12. *Tabla IX.3.9.*

Tabla IX.3.9 Desplazamiento máximo total producida por cada simulación para el edificio de 30 niveles

Story	Load Case/Combo	UX	UY	$\sqrt{U_x^2 + U_y^2}$
		m	m	m
Story30	Simul 01 XEW YNS Max	0.129	0.229	0.263
Story30	Simul 01 XEW YNS Min	-0.155	-0.247	0.292
Story30	Simul 02 XEW YNS Max	0.189	0.199	0.274
Story30	Simul 02 XEW YNS Min	-0.140	-0.165	0.216
Story30	Simul 03 XEW YNS Max	0.093	0.123	0.154
Story30	Simul 03 XEW YNS Min	-0.079	-0.130	0.152
Story30	Simul 04 XEW YNS Max	0.087	0.132	0.159
Story30	Simul 04 XEW YNS Min	-0.086	-0.098	0.131
Story30	Simul 05 XEW YNS Max	0.123	0.161	0.202
Story30	Simul 05 XEW YNS Min	-0.125	-0.160	0.203
Story30	Simul 06 XEW YNS Max	0.101	0.103	0.144
Story30	Simul 06 XEW YNS Min	-0.139	-0.107	0.175
Story30	Simul 08 XEW YNS Max	0.130	0.093	0.160
Story30	Simul 08 XEW YNS Min	-0.128	-0.129	0.182
Story30	Simul 07 XEW YNS Max	0.176	0.281	0.332
Story30	Simul 07 XEW YNS Min	-0.191	-0.254	0.317
Story30	Simul 09 XEW YNS Max	0.136	0.196	0.239
Story30	Simul 09 XEW YNS Min	-0.160	-0.208	0.262
Story30	Simul 10 XEW YNS Max	0.250	0.165	0.300
Story30	Simul 10 XEW YNS Min	-0.230	-0.139	0.269
Story30	Simul 11 XEW YNS Max	0.274	0.204	0.342
Story30	Simul 11 XEW YNS Min	-0.236	-0.232	0.330
Story30	Simul 12 XEW YNS Max	0.266	0.288	0.392
Story30	Simul 12 XEW YNS Min	-0.340	-0.309	0.459

En la figura IX.3.34 se muestra la historia en el tiempo de la simulación 12 XEW YNS, en la cuál podemos observar de color Azul la historia en el tiempo del desplazamiento en el eje X y en color rojo en el eje Y. Se puede observar que el mayor pico corresponde al eje X, pero de manera negativa. En este caso, se debe de tomar el valor mínimo que arroja el programa, siendo este un desplazamiento de -0.34 m, como se había visto anteriormente en un tiempo de 150.67s.

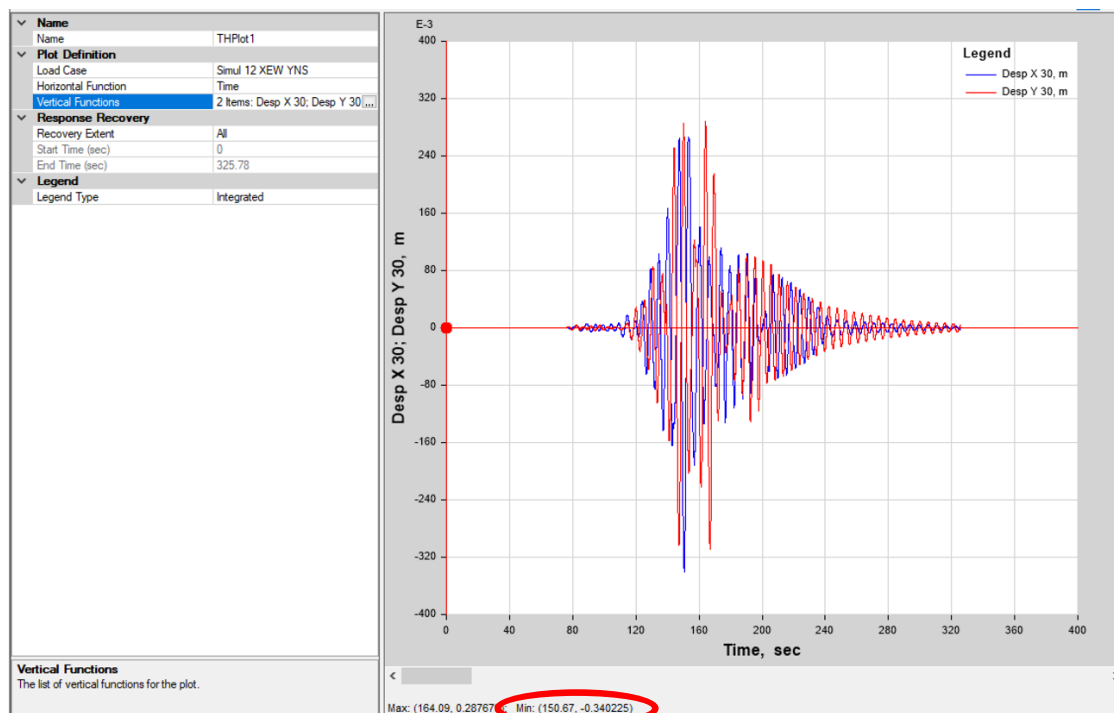


Fig. IX.3.34 Gráfica Desplazamiento en Eje X y Y vs Tiempo para la simulación 12 en el piso 30.

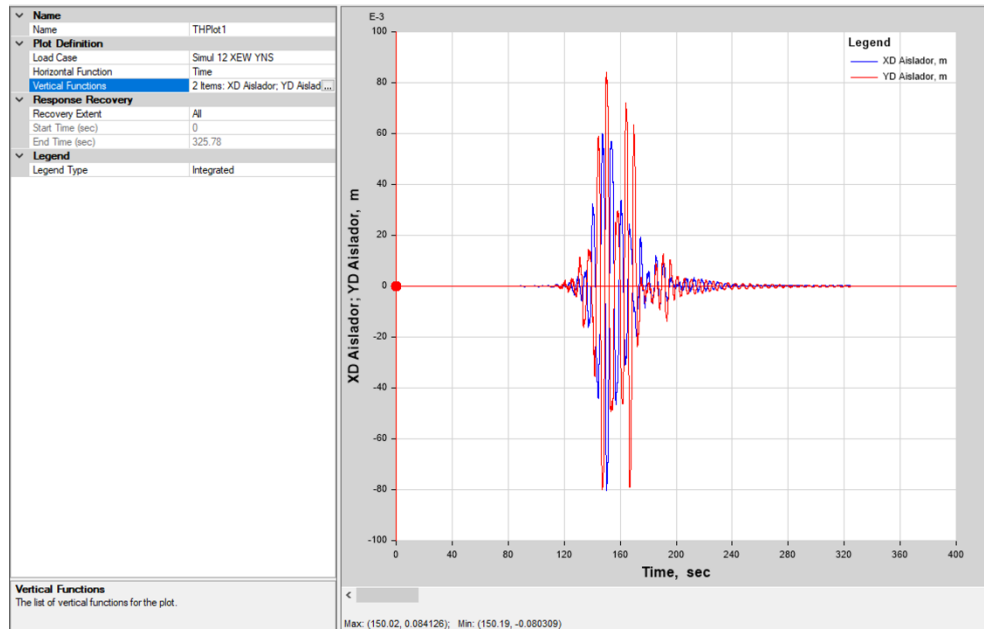


Fig. IX.3.35 Gráfica Desplazamiento en Eje X y Y vs Tiempo para la simulación 12 en el aislador para edificio de 30 niveles.

Tabla IX.3.10 Desplazamiento total y de la estructura debido al acelerograma utilizado en la simulación número 1 en eje X edificio de 30 niveles

Nivel	DESPLAZAMIENTO TOTAL (m)	DESPLAZAMIENTO ESTRUCTURA (m)
30	-0.3402	-0.2645
29	-0.3378	-0.2621
28	-0.3348	-0.2591
27	-0.3312	-0.2555
26	-0.3271	-0.2514
25	-0.3225	-0.2468
24	-0.3173	-0.2416
23	-0.3117	-0.2360
22	-0.3057	-0.2300
21	-0.2993	-0.2236
20	-0.2922	-0.2165
19	-0.2844	-0.2087
18	-0.2758	-0.2001
17	-0.2666	-0.1909
16	-0.2563	-0.1807
15	-0.2450	-0.1693
14	-0.2324	-0.1567
13	-0.2191	-0.1434
12	-0.2055	-0.1298
11	-0.1924	-0.1167
10	-0.1803	-0.1046
9	-0.1700	-0.0943
8	-0.1601	-0.0844
7	-0.1503	-0.0746
6	-0.1401	-0.0644
5	-0.1297	-0.0540
4	-0.1188	-0.0431
3	-0.1076	-0.0320
2	-0.0967	-0.0210
1	-0.0863	-0.0106
Aislador	-0.0757	0.0000
Terreno	0	

Se observa en la tabla IX.3.10 los desplazamientos producto de los acelerogramas de sitio utilizados en la simulación número 12, en el momento en el cuál se presenta el mayor desplazamiento. Se muestra también los desplazamientos de la estructura restando el desplazamiento del aislador, con lo cuál podemos saber el desplazamiento de la estructura.

Para el edificio de 30 niveles, se observa que el desplazamiento máximo que presenta el edificio desde la base es de 26.45 cm en el segundo 150.67 (tabla IX.3.10). Con los datos anteriores, es posible obtener las distorsiones en el segundo exacto del mayor desplazamiento.

Con estos datos, se graficó tanto el desplazamiento total que contempla el desplazamiento de los aisladores más el desplazamiento del edificio, el desplazamiento del edificio y las distorsiones de entrepiso para observar el comportamiento y revisar los límites permisibles.

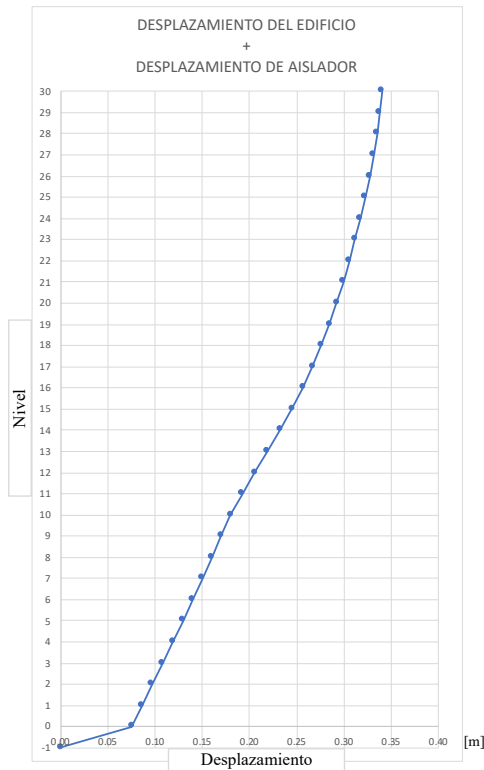


Fig. IX.3.36 Desplazamiento de aislador más desplazamiento del edificio de 30 niveles eje X

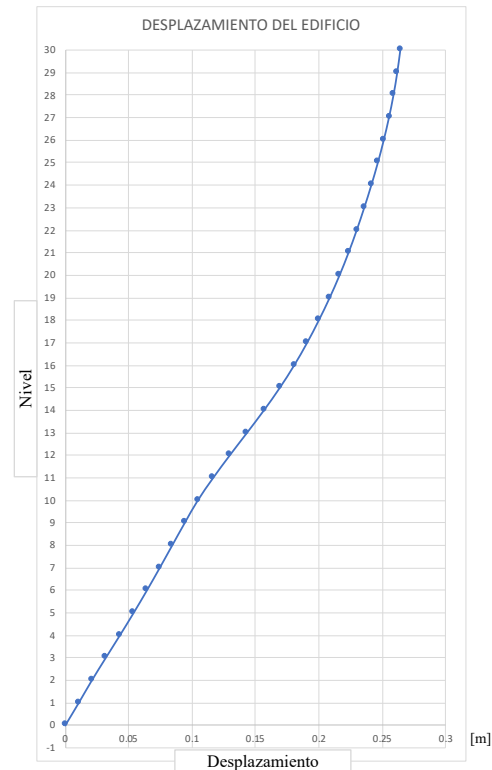


Fig. IX.3.37 Desplazamiento del edificio de 30 niveles eje X

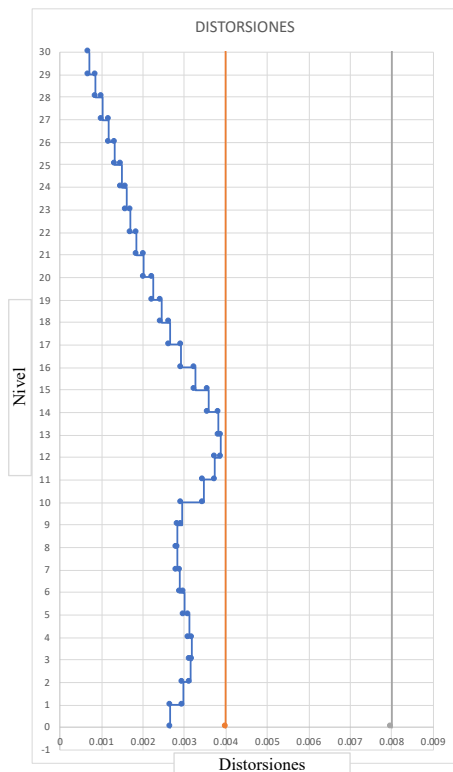


Fig. IX.3.38 Distorsiones de entrepiso eje X. edificio de 30 niveles

En las graficas de las figuras anteriores se puede observar el comportamiento del edificio en el momento más critico de la simulación, donde observamos que las distorsiones se mantienen por debajo del 0.004, lo cuál es un límite que nos asegura un comportamiento óptimo de la estructura y que no va a sufrir daños en la ocurrencia de un efecto sísmico, y que de igual manera no es necesario el desalojo durante la ocurrencia de un sismo.

Para completar la revisión para este edificio, se obtienen los datos correspondientes al eje Y para revisar las distorsiones.

Estas distorsiones en el eje Y se deben de revisar en el mismo instante donde se presenta el mayor desplazamiento en el eje X, que en el caso de este edificio de 30 niveles seria en el segundo 150.67.

Los datos de este tiempo para el eje Y son los siguientes:

Tabla IX.3.11 Desplazamiento total y de la estructura debido al acelerograma utilizado en la simulación número 1 en Eje Y edificio de 30 niveles

Nivel	DESPLAZAMIENTO TOTAL (m)	DESPLAZAMIENTO ESTRUCTURA (m)
30	0.2581	0.1778
29	0.2567	0.1764
28	0.2548	0.1746
27	0.2524	0.1721
26	0.2494	0.1691
25	0.2459	0.1656
24	0.2418	0.1615
23	0.2373	0.1570
22	0.2322	0.1519
21	0.2265	0.1462
20	0.2200	0.1397
19	0.2130	0.1327
18	0.2056	0.1253
17	0.1980	0.1177
16	0.1901	0.1098
15	0.1820	0.1017
14	0.1738	0.0935
13	0.1655	0.0852
12	0.1576	0.0773
11	0.1502	0.0699
10	0.1434	0.0631
9	0.1379	0.0576
8	0.1325	0.0522
7	0.1271	0.0468
6	0.1214	0.0411
5	0.1153	0.0350
4	0.1088	0.0285
3	0.1019	0.0216
2	0.0948	0.0145
1	0.0878	0.0075
Aislador	0.0803	0.0000
Terreno	0	

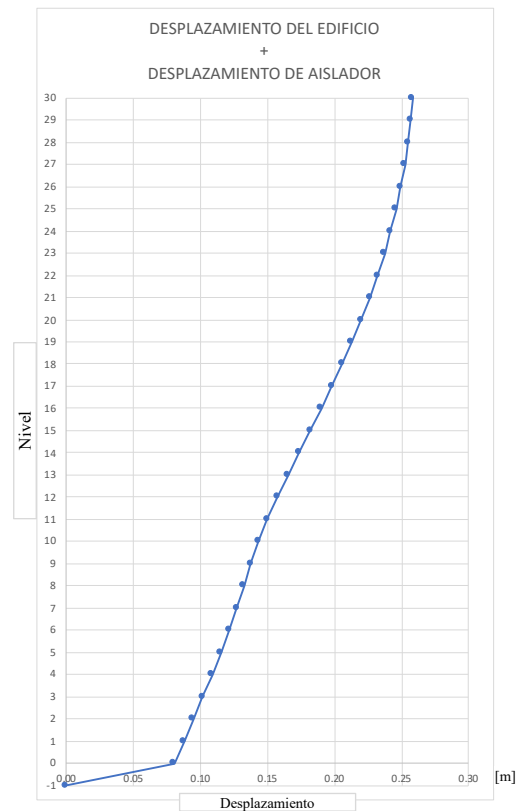


Fig. IX.3.39 Desplazamiento de Aislador más desplazamiento del edificio de 30 niveles eje Y

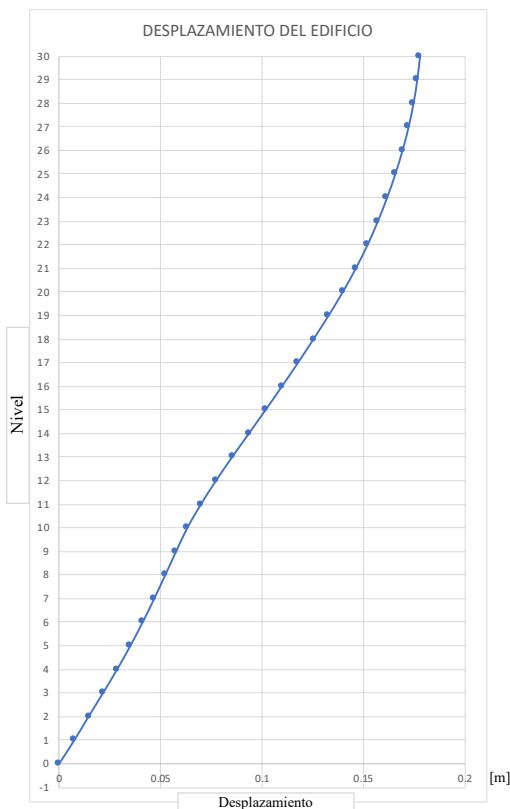


Fig. IX.3.40 Desplazamiento del edificio de 30 niveles eje Y

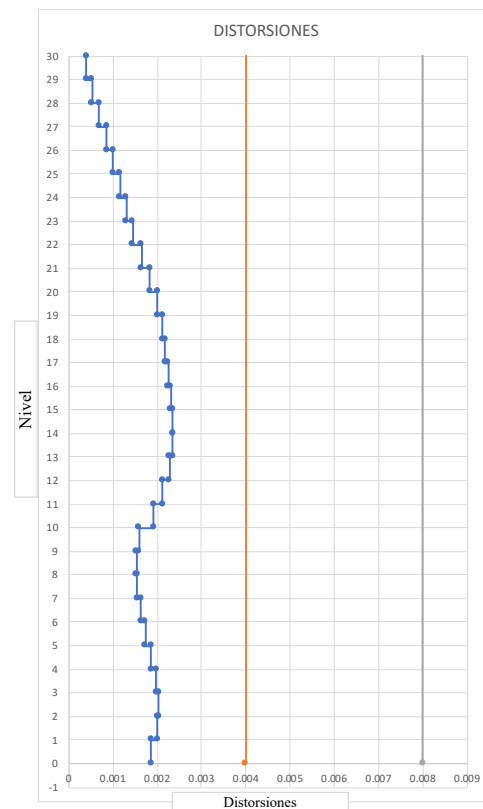


Fig. IX.3.41 Distorsiones de entrepiso eje Y. edificio de 30 niveles

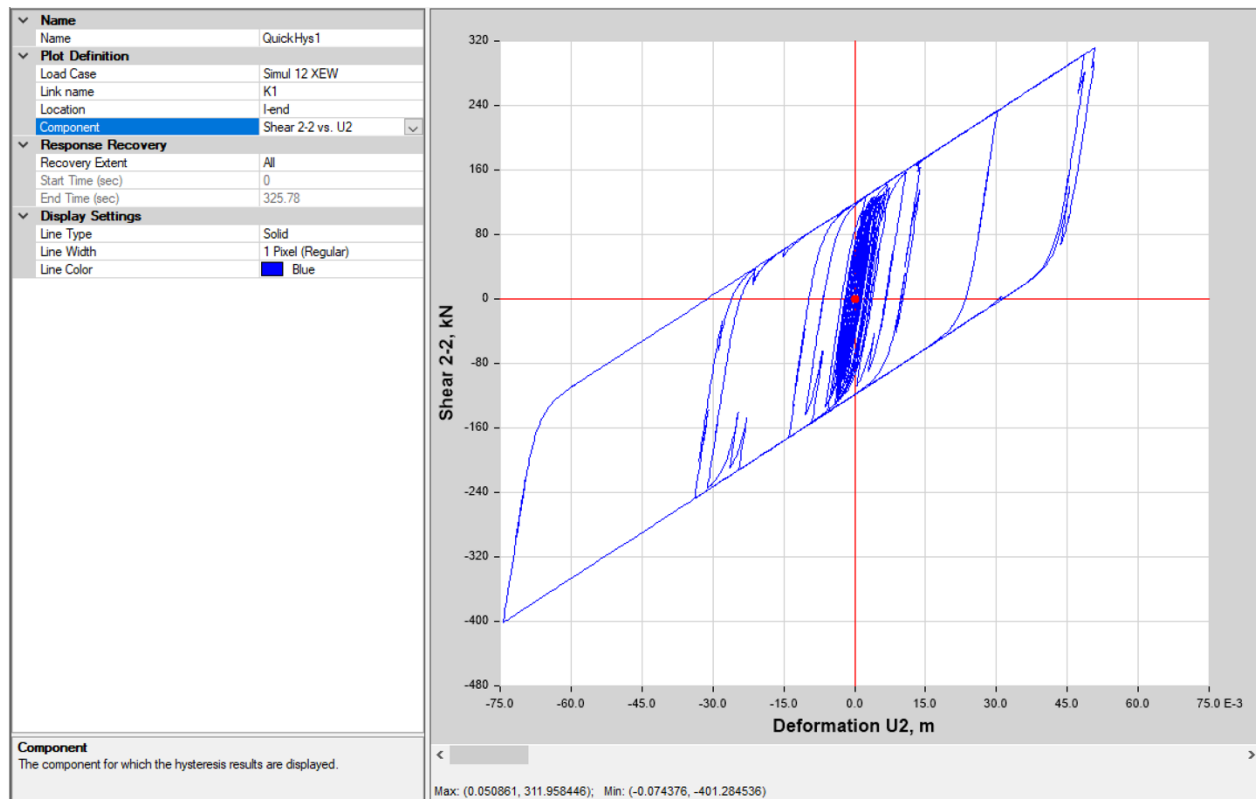


Fig. IX.3.42 Ciclo de Histéresis (Fuerza cortante vs Deformación) en el eje X edificio de 30 niveles aislador central

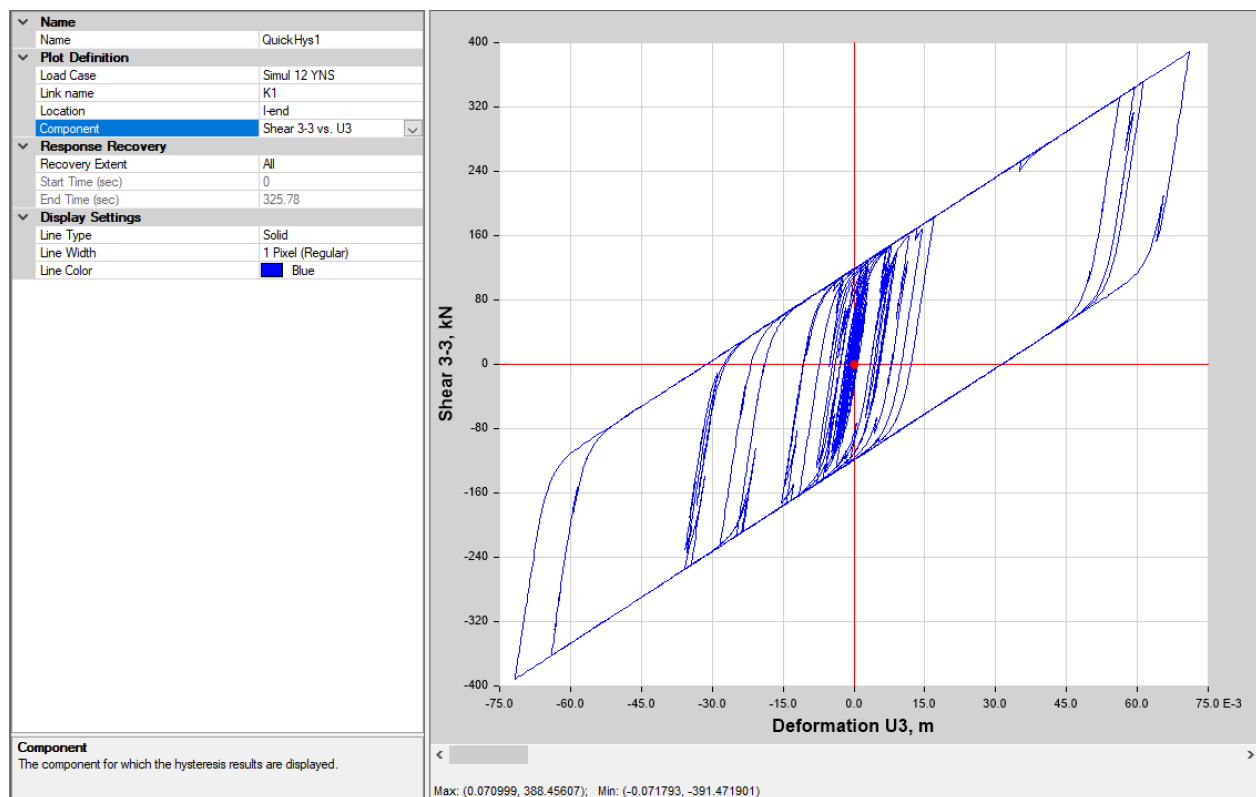


Fig. IX.3.43 Ciclo de Histéresis (Fuerza cortante vs Deformación) en el eje Y edificio de 30 niveles aislador central

Se comparan los resultados obtenidos con el programa y los datos introducidos a este para las propiedades no lineales de los aisladores.

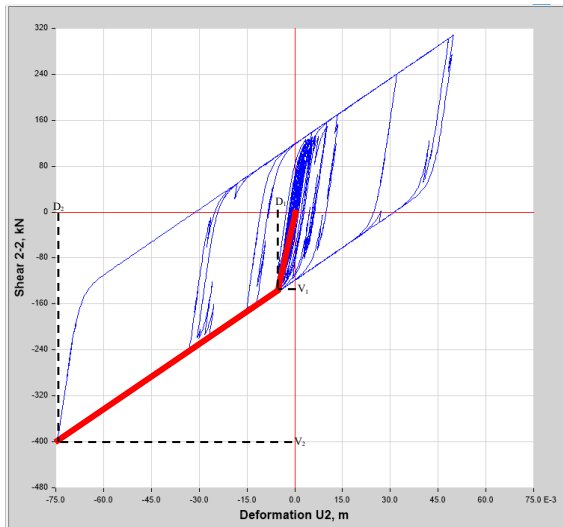


Fig. IX.3.44 Propiedades no lineales del ciclo de histéresis eje X edificio de 30 niveles

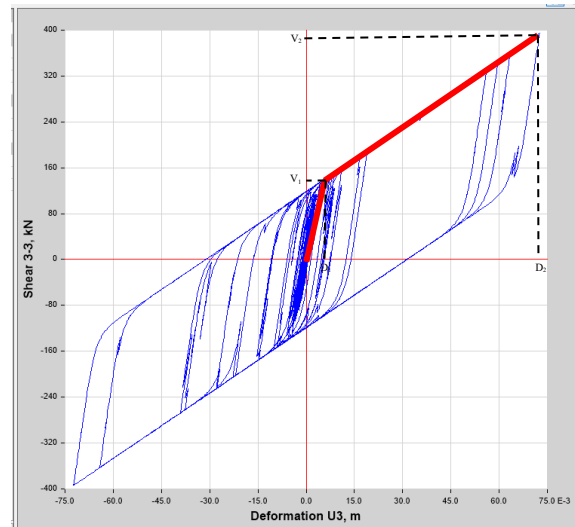


Fig. IX.3.45 Propiedades no lineales del ciclo de histéresis eje Y edificio de 30 niveles

Edificio 30 Niveles Eje X

Para K1
 $D_1 = 0.004358 \text{ m}$
 $V_1 = 135.307639 \text{ KN}$
 $k_1 = 31048.1044 \text{ KN/m}$

Para K2
 $D_2 = 0.074376 \text{ m}$
 $V_2 = 401.284536 \text{ KN}$
 $k_2 = 3798.69315 \text{ KN/m}$

Edificio 30 Niveles Eje Y

Para K1
 $D_1 = 0.004308 \text{ m}$
 $V_1 = 134.363426 \text{ KN}$
 $k_1 = 31189.2818 \text{ KN/m}$

Para K2
 $D_2 = 0.071793 \text{ m}$
 $V_2 = 391.47901 \text{ KN}$
 $k_2 = 3809.96642 \text{ KN/m}$

Rigidez efectiva $K_{eff} = 4971.7 \text{ KN/m}$
 Rigidez Vertical $K_v = 24,855.93 \text{ KN/mm}$
 Resistencia Característica $Q = 118.75 \text{ KN}$
 Amortiguamiento del aislador $\xi_a = 14.51\%$
 Constante de amort. Efectivo $C = 845.42 \text{ KN/m}$
 Amortiguamiento del sistema $\xi_{sis} = 6.38\%$

Desplazamiento de diseño $D = 0.1012 \text{ m}$
 Desplazamiento máximo $D_{m\acute{a}x} = 0.1519 \text{ m}$

PROPIEDADES NO LINEALES

Rigidez inicial $K1 = 37,986.84 \text{ KN/m}$
 Fuerza de fluencia $F_y = 131.947 \text{ KN}$
 Rigidez de posfluencia $K2 = 3798.68 \text{ KN/m}$

Propiedades no lineales de los aisladores obtenidas con datos del programa ETABS

Propiedades no lineales de los aisladores ingresadas al modelo en ETABS

Se puede observar en las tablas anteriores que al obtener las propiedades no lineales de los aisladores, utilizando los datos en ambas direcciones del programa y comparándolos con los datos ingresados anteriormente a este al definir los "Links", al igual que en el caso del edificio de 20 niveles, las propiedades no lineales de los aisladores no son exactamente las mismas, pero tienen una aproximación bastante buena a los datos ingresados al programa.

De la misma manera que se realizó en el caso del edificio de 20 niveles, se calcula el valor de la EDC, siendo este valor el área del polígono formado por los ciclos de histéresis. Se obtiene utilizando el determinante de Gauss y con la expresión definida, como se vio anteriormente en el caso del edificio de 20 Niveles.

$$EDC = \text{Área} = \frac{1}{2} \left(\begin{vmatrix} x_1 & x_2 \\ y_1 & y_2 \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} x_2 & x_3 \\ y_2 & y_3 \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} x_3 & x_4 \\ y_3 & y_4 \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} x_4 & x_1 \\ y_4 & y_1 \end{vmatrix} \right)$$

$$EDC = 4Q(D - D_y)$$

Por lo tanto, se sacan las coordenadas del modelo obtenido en ETABS para poder calcular el área de estas figuras.

Para el aislador en la dirección X tenemos:

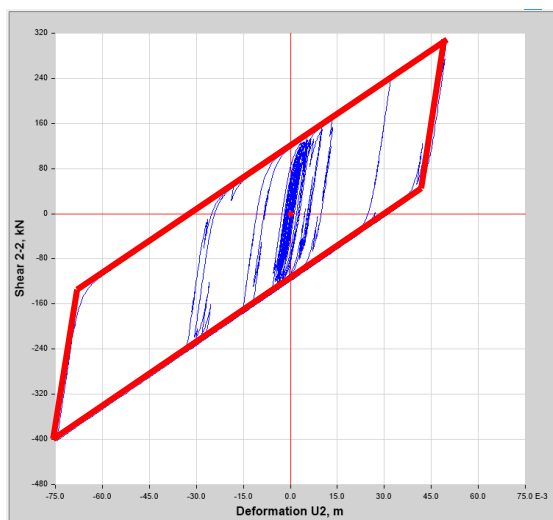


Fig. IX.3.46 Área formada por las coordenadas del ciclo de histéresis en edificio de 30 niveles eje X

	D(m)	V(KN)
A	0.050861	311.958446
B	0.043858	49.605232
C	-0.074376	-401.284536
D	-0.067028	-136.26635
EDC (Área)=	27.905331	KN-m

Q=	118.58	KN
D=	0.0626185	m
D _y =	0.004358	m
EDC=	27.6341204	KN-m

Para el aislador en la dirección Y tenemos:

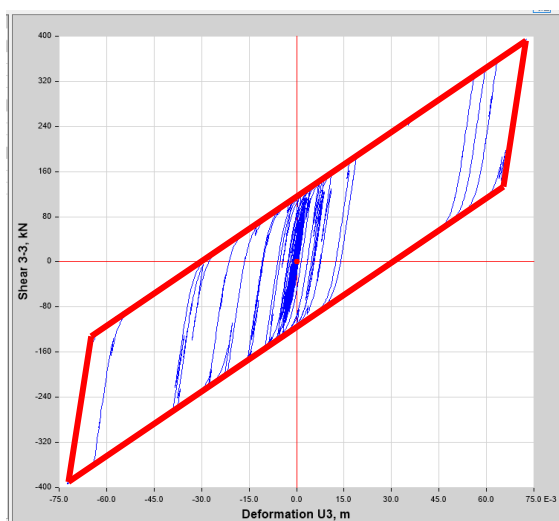


Fig. IX.3.47 Área formada por las coordenadas del ciclo de histéresis en edificio de 30 niveles eje Y

	D(m)	V(KN)
A	0.070999	388.45607
B	0.063068	119.7622
C	-0.071793	-391.471901
D	-0.06448	-124.223543
EDC (Área)=	32.3195212	

Q=	119.78	KN
D=	0.071396	m
D _y =	0.004308	m
EDC=	32.1432026	KN-m



Al igual que en la estructura de 20 niveles, se puede observar que en ambas direcciones, el valor de la energía disipada por ciclo calculada por ambos métodos en las dos direcciones es prácticamente la misma, con una pequeña variación de decimales.

Se obtiene la constante de amortiguamiento C y la relación de amortiguamiento ζ , mediante las expresiones anteriormente presentadas:

$$C = 2\zeta M_s \omega$$

$$\zeta = \frac{EDC}{2\pi K_{eff} D^2}$$

Para la dirección X se tiene:

EDC=	27.634	KN-m
K_{eff} =	5395.350	KN/m
D=	0.0626	m
M_s =	22,679.91	KN
ω =	0.96	ciclos/seg
ζ =	20.79%	
C=	922.81	KN/m

Para la dirección Y se tiene:

EDC=	32.143	KN-m
K_{eff} =	5452.886	KN/m
D=	0.0714	m
M_s =	22,679.91	KN
ω =	1.0305	ciclos/seg
ζ =	18.40%	
C=	876.97	KN/m

Se puede observar que los resultados de la constante de amortiguamiento obtenido en ambas direcciones con los datos que arrojó el programa ETABS y mediante el cálculo de la energía disipada por ciclo, es bastante cercano al valor ingresado al programa el cuál, como se vio anteriormente, es de 845.42 KN/m.



Edificio de 40 niveles

Story	Load Case/Combo	UX m	UY m
Story40	Simul 01 XEW Y...	0.147396	0.431244
Story40	Simul 01 XEW Y...	-0.153169	-0.411597
Story40	Simul 02 XEW Y...	0.188835	0.274244
Story40	Simul 02 XEW Y...	-0.127122	-0.306243
Story40	Simul 03 XEW Y...	0.191623	0.268842
Story40	Simul 03 XEW Y...	-0.156097	-0.268175
Story40	Simul 04 XEW Y...	0.154496	0.166052
Story40	Simul 04 XEW Y...	-0.15744	-0.158777
Story40	Simul 05 XEW Y...	0.168036	0.351708
Story40	Simul 05 XEW Y...	-0.158559	-0.259982
Story40	Simul 06 XEW Y...	0.195295	0.112898
Story40	Simul 06 XEW Y...	-0.164628	-0.145225
Story40	Simul 07 XEW Y...	0.132577	0.155457
Story40	Simul 07 XEW Y...	-0.127224	-0.129256
Story40	Simul 08 XEW Y...	0.255861	0.23488
Story40	Simul 08 XEW Y...	-0.250439	-0.316547
Story40	Simul 09 XEW Y...	0.20914	0.325161
Story40	Simul 09 XEW Y...	-0.228997	-0.355447
Story40	Simul 10 XEW Y...	0.280231	0.207181
Story40	Simul 10 XEW Y...	-0.349038	-0.199895
Story40	Simul 11 XEW Y...	0.318867	0.188948
Story40	Simul 11 XEW Y...	-0.351264	-0.208706
Story40	Simul 12 XEW Y...	0.326288	0.529314
Story40	Simul 12 XEW Y...	-0.402212	-0.499246

Al igual que se realizó para los edificios anteriores, se buscó en los datos de las simulaciones aquella que provocara el mayor desplazamiento.

Para el caso del edificio de 40 niveles, el valor mayor absoluto corresponde a la simulación 12 en la dirección Y, como se observa en la tabla del lado izquierdo en donde se resalta en color azul el valor máximo, que en este caso corresponde a 52.93 centímetros.

Tabla IX.3.12 Tabla obtenida de ETABS para seleccionar la simulación en la cuál se encuentra el desplazamiento máximo y en que dirección para el edificio de 40 niveles.

El desplazamiento total del edificio de 40 niveles, tomando en cuenta el desplazamiento del aislador, es de 64.1 cm, debido a las dos componentes del sismo aplicado con la simulación 12. Tabla IX.3.13.

Tabla IX.3.13 Desplazamiento máximo total producida por cada simulación para el edificio de 40 niveles

Story	Load Case/Combo	UX	UY	$\sqrt{Ux^2 + Uy^2}$
		m	m	m
Story40	Simul 01 XEW YNS Max	0.147	0.431	0.456
Story40	Simul 01 XEW YNS Min	-0.153	-0.412	0.439
Story40	Simul 02 XEW YNS Max	0.189	0.274	0.333
Story40	Simul 02 XEW YNS Min	-0.127	-0.306	0.332
Story40	Simul 03 XEW YNS Max	0.192	0.269	0.330
Story40	Simul 03 XEW YNS Min	-0.156	-0.268	0.310
Story40	Simul 04 XEW YNS Max	0.154	0.166	0.227
Story40	Simul 04 XEW YNS Min	-0.157	-0.159	0.224
Story40	Simul 05 XEW YNS Max	0.168	0.352	0.390
Story40	Simul 05 XEW YNS Min	-0.159	-0.260	0.305
Story40	Simul 06 XEW YNS Max	0.195	0.113	0.226
Story40	Simul 06 XEW YNS Min	-0.165	-0.145	0.220
Story40	Simul 08 XEW YNS Max	0.133	0.155	0.204
Story40	Simul 08 XEW YNS Min	-0.127	-0.129	0.181
Story40	Simul 07 XEW YNS Max	0.256	0.235	0.347
Story40	Simul 07 XEW YNS Min	-0.250	-0.317	0.404
Story40	Simul 09 XEW YNS Max	0.209	0.325	0.387
Story40	Simul 09 XEW YNS Min	-0.229	-0.355	0.423
Story40	Simul 10 XEW YNS Max	0.280	0.207	0.349
Story40	Simul 10 XEW YNS Min	-0.349	-0.200	0.402
Story40	Simul 11 XEW YNS Max	0.319	0.189	0.371
Story40	Simul 11 XEW YNS Min	-0.351	-0.209	0.409
Story40	Simul 12 XEW YNS Max	0.326	0.529	0.622
Story40	Simul 12 XEW YNS Min	-0.402	-0.499	0.641

En la *Figura IX.3.48* se muestra la historia en el tiempo de la simulación 12 XEW YNS, en la cuál podemos observar de color Azul la historia en el tiempo del desplazamiento en el eje X y en color rojo en el eje Y. Se puede observar que el mayor pico corresponde al eje Y. En este caso, se debe de tomar el valor mínimo que arroja el programa, siendo este un desplazamiento de 52.9 cm, como se había visto anteriormente en un tiempo de 164.71 segundos.

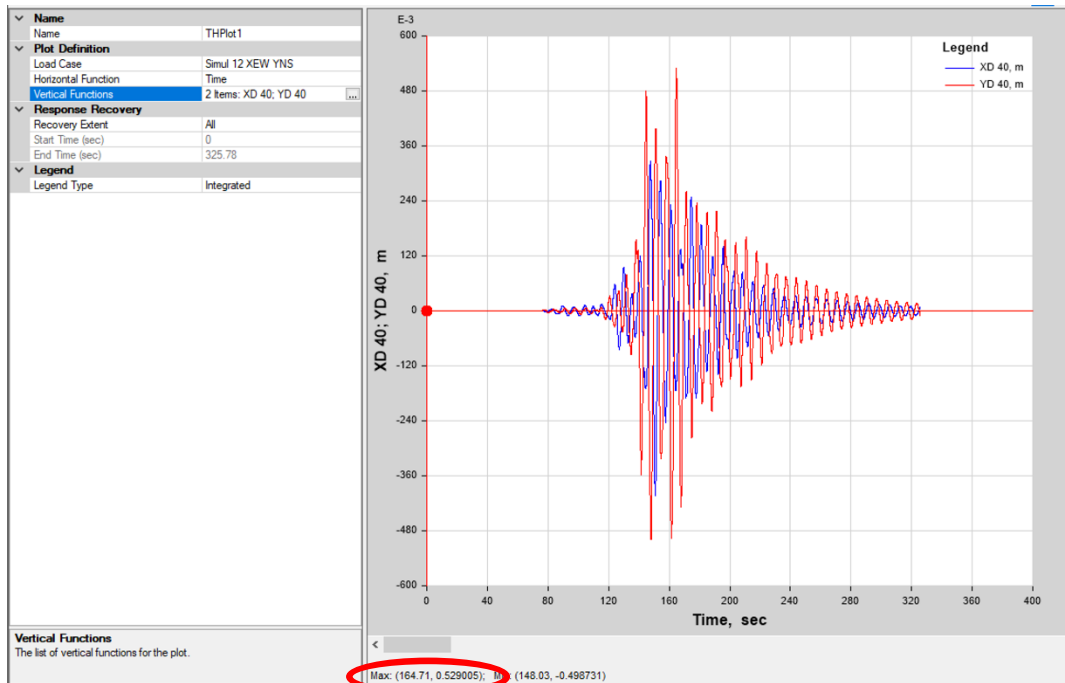


Fig. IX.3.48 Gráfica Desplazamiento en Eje X y Y vs Tiempo para la simulación 12 en el piso 40.

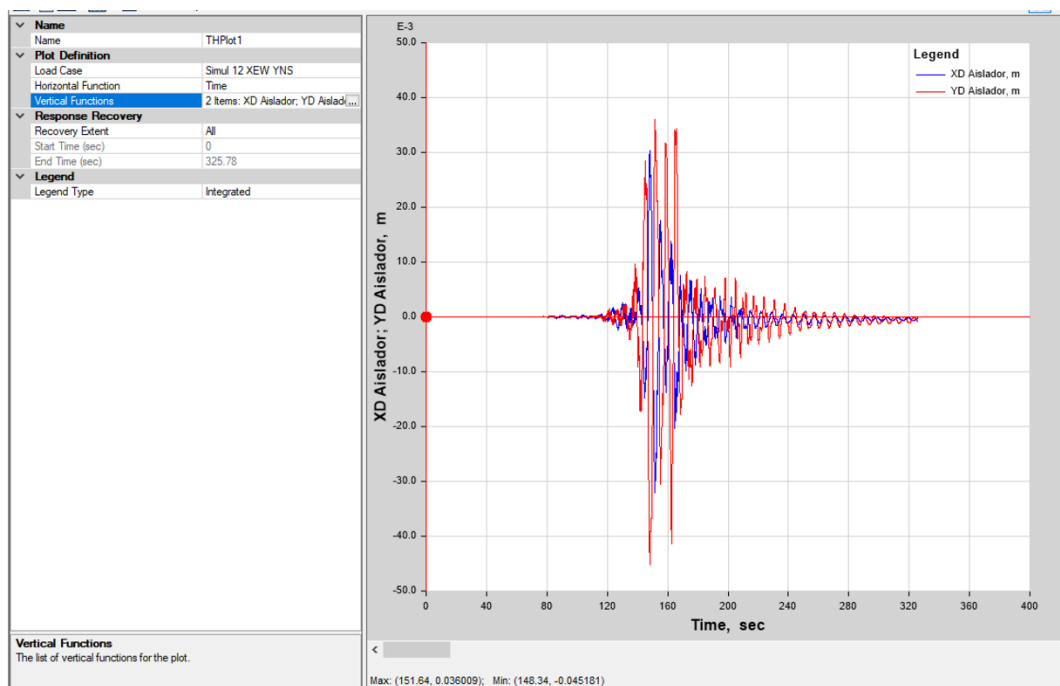


Fig. IX.3.49 Gráfica Desplazamiento en Eje X y Y vs Tiempo para la simulación 12 en el aislador para edificio de 40 niveles

Tabla IX.3.14 Desplazamiento total y de la estructura debido al acelerograma utilizado en la simulación número 12 en eje Y edificio de 40 niveles

Nivel	DESPLAZAMIENTO TOTAL (m)	DESPLAZAMIENTO ESTRUCTURA (m)
40	0.5290	0.5021
39	0.5237	0.4968
38	0.5166	0.4896
37	0.5079	0.4809
36	0.4977	0.4708
35	0.4862	0.4593
34	0.4734	0.4465
33	0.4595	0.4326
32	0.4446	0.4176
31	0.4287	0.4018
30	0.4123	0.3854
29	0.3983	0.3713
28	0.3839	0.3569
27	0.3692	0.3423
26	0.3543	0.3274
25	0.3392	0.3123
24	0.3241	0.2972
23	0.3093	0.2823
22	0.2946	0.2677
21	0.2802	0.2532
20	0.2661	0.2392
19	0.2537	0.2268
18	0.2414	0.2144
17	0.2289	0.2020
16	0.2163	0.1894
15	0.2036	0.1767
14	0.1910	0.1640
13	0.1783	0.1513
12	0.1655	0.1386
11	0.1528	0.1259
10	0.1404	0.1135
9	0.1288	0.1019
8	0.1172	0.0903
7	0.1055	0.0785
6	0.0938	0.0669
5	0.0824	0.0555
4	0.0711	0.0442
3	0.0598	0.0329
2	0.0485	0.0216
1	0.0377	0.0108
Aislador	0.0269	0.0000
Terreno	0	

Se observa en la *Tabla IX.3.14* los desplazamientos producto de los acelerogramas de sitio utilizados en la simulación número 12, en el momento en el cuál se presenta el mayor desplazamiento. Se muestra también los desplazamientos de la estructura restando el desplazamiento del aislador, con lo cuál podemos saber el desplazamiento de la estructura.

Para el edificio de 40 niveles, se observa que el desplazamiento máximo que presenta el edificio es de 50.21 cm en el segundo 164.71.

Con los datos anteriores, es posible obtener las distorsiones en el segundo exacto del mayor desplazamiento.

Se graficó tanto el desplazamiento total que contempla el desplazamiento de los aisladores más el desplazamiento del edificio, el desplazamiento del edificio y las distorsiones de entrepiso para observar el comportamiento y revisar los límites permisibles.

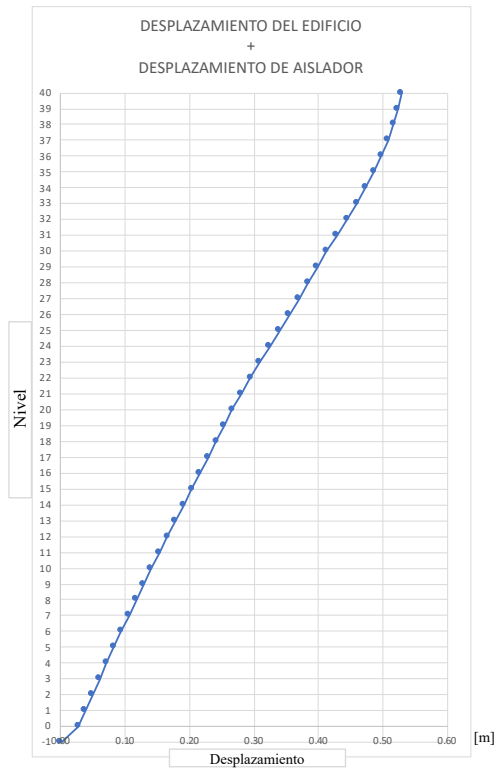


Fig. IX.3.50 Desplazamiento de aislador más desplazamiento del edificio de 40 niveles eje Y

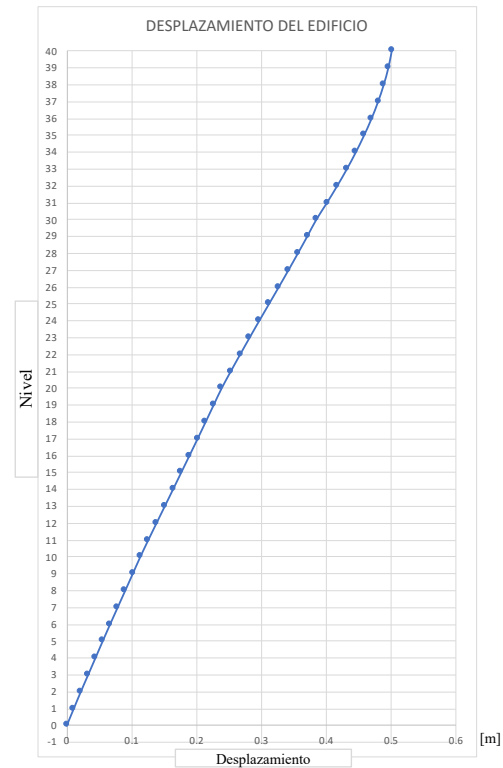


Fig. IX.3.51 desplazamiento del edificio de 40 niveles eje Y

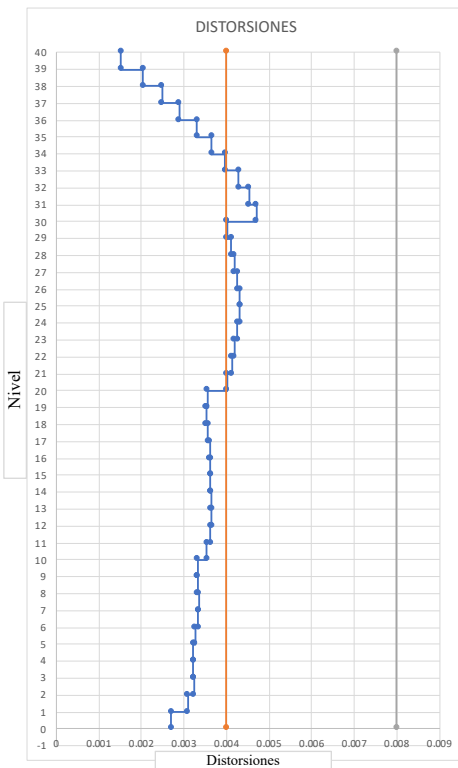


Fig. IX.3.52 Distorsiones de entrepiso eje Y. edificio de 40 niveles

Como en los casos anteriores, en las graficas mostradas se puede observar el comportamiento del edificio en el momento más crítico de la simulación, donde observamos que las distorsiones se mantienen por debajo del 0.004, salvo en los pisos entre el nivel 33 y 21, que tiene una distorsión ligeramente mayor teniendo como valor máximo 0.0047. Esto nos indica que también podría ser ocupado durante la ocurrencia de un sismo y puede seguir operando de manera normal.

Se presenta de igual manera los datos correspondientes al eje X para revisar las distorsiones, los cuales corresponden al mismo instante que el eje Y, siendo a los 164.71 segundos de la ocurrencia del sismo.

Los datos de este tiempo para el eje X son los siguientes:

Tabla IX.3.15 Desplazamiento total y de la estructura debido al acelerograma utilizado en la simulación número 1 en eje X edificio de 40 niveles

Nivel	DESPLAZAMIENTO TOTAL (m)	DESPLAZAMIENTO ESTRUCTURA (m)
40	-0.1566	-0.1392
39	-0.1564	-0.1391
38	-0.1568	-0.1394
37	-0.1576	-0.1403
36	-0.1586	-0.1412
35	-0.1593	-0.1419
34	-0.1595	-0.1421
33	-0.1589	-0.1415
32	-0.1571	-0.1397
31	-0.1542	-0.1368
30	-0.1503	-0.1329
29	-0.1465	-0.1292
28	-0.1426	-0.1252
27	-0.1386	-0.1212
26	-0.1344	-0.1170
25	-0.1299	-0.1125
24	-0.1251	-0.1077
23	-0.1202	-0.1028
22	-0.1151	-0.0977
21	-0.1101	-0.0928
20	-0.1055	-0.0881
19	-0.1017	-0.0843
18	-0.0982	-0.0808
17	-0.0950	-0.0777
16	-0.0921	-0.0747
15	-0.0894	-0.0720
14	-0.0869	-0.0695
13	-0.0843	-0.0669
12	-0.0815	-0.0641
11	-0.0784	-0.0611
10	-0.0749	-0.0576
9	-0.0711	-0.0537
8	-0.0667	-0.0493
7	-0.0616	-0.0442
6	-0.0561	-0.0387
5	-0.0502	-0.0328
4	-0.0441	-0.0267
3	-0.0376	-0.0202
2	-0.0308	-0.0134
1	-0.0241	-0.0068
Aislador	-0.0174	0.0000
Terreno	0.0000	

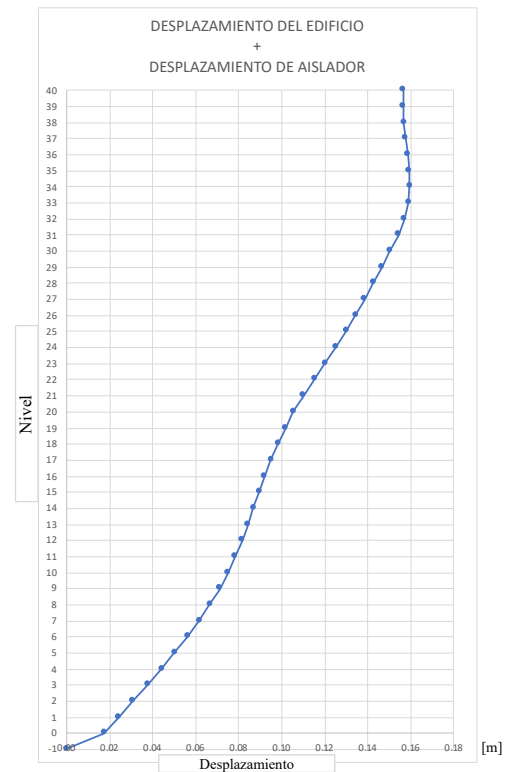


Fig. IX.3.53 Desplazamiento de aislador más desplazamiento del edificio de 40 niveles eje X

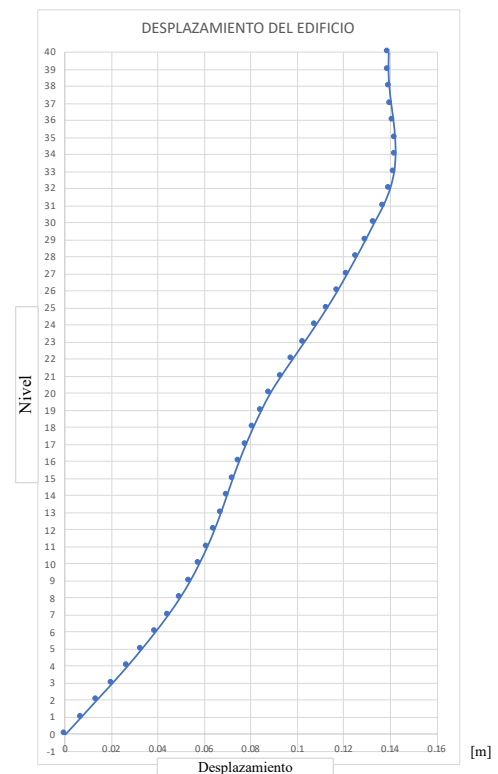


Fig. IX.3.54 Desplazamiento del edificio de 40 niveles eje X

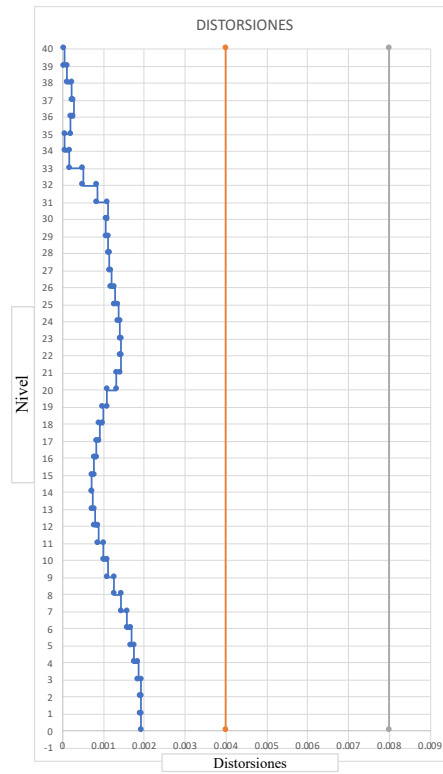


Fig. IX.3.55 Distorsiones de entrepiso eje X. edificio de 40 niveles

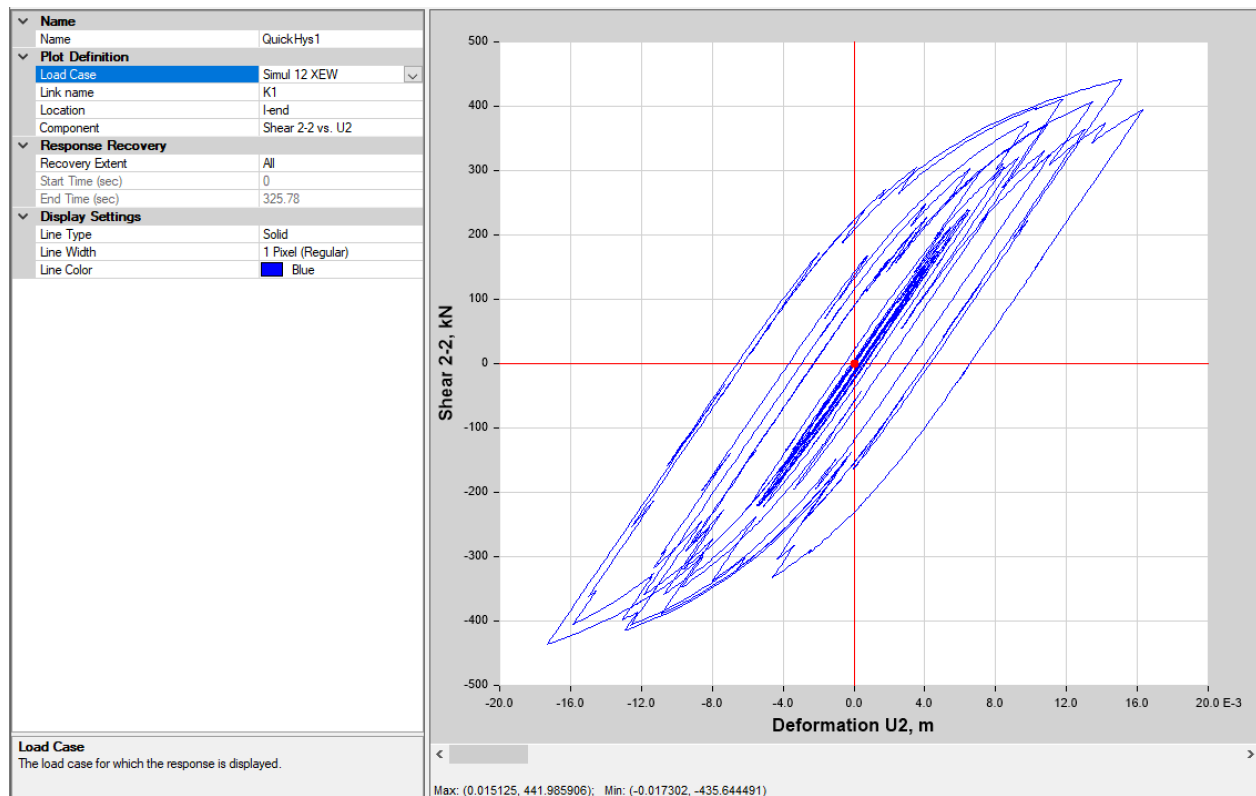


Fig. IX.3.56 Ciclo de histéresis (Fuerza cortante vs Deformación) en el eje X edificio de 40 niveles en aislador central

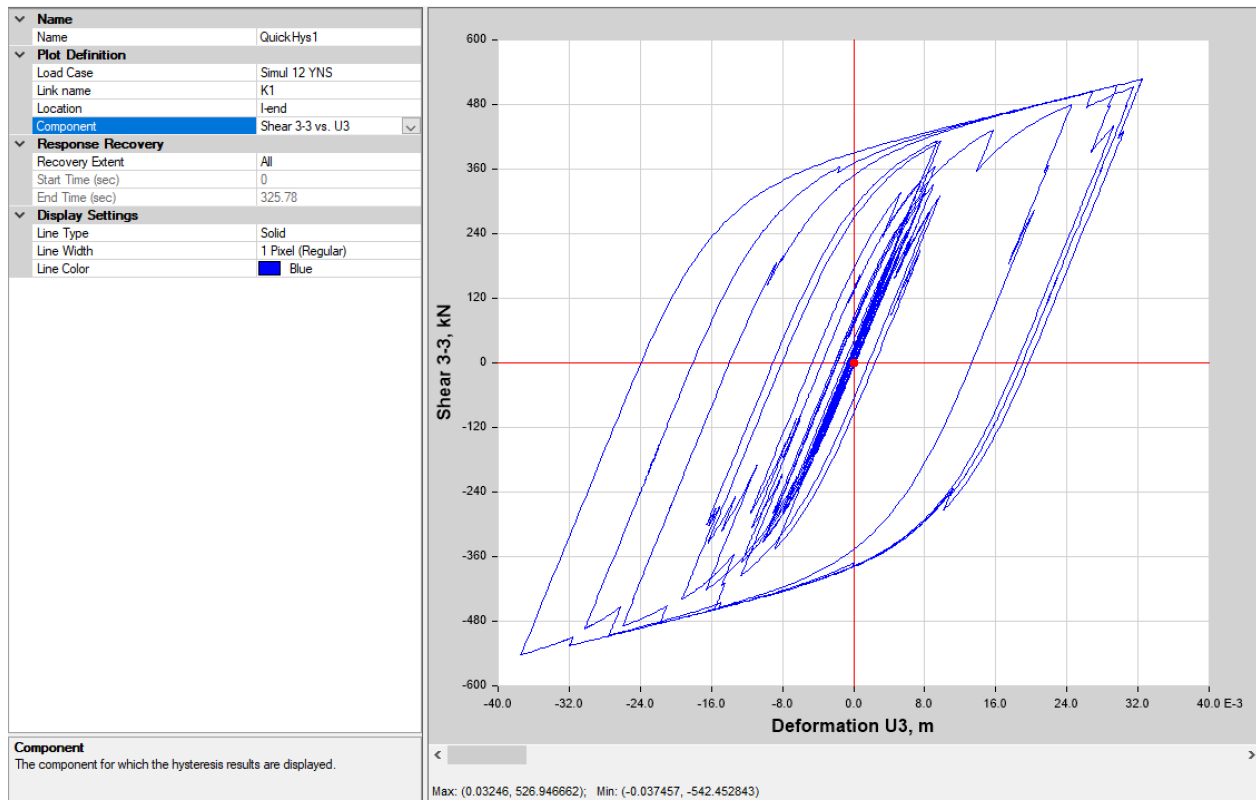


Fig. IX.3.57 Ciclo de Histéresis (Fuerza cortante vs Deformación) en el eje Y edificio de 40 niveles

Se comparan los resultados obtenidos con el programa y los datos introducidos a este para las propiedades no lineales de los aisladores.

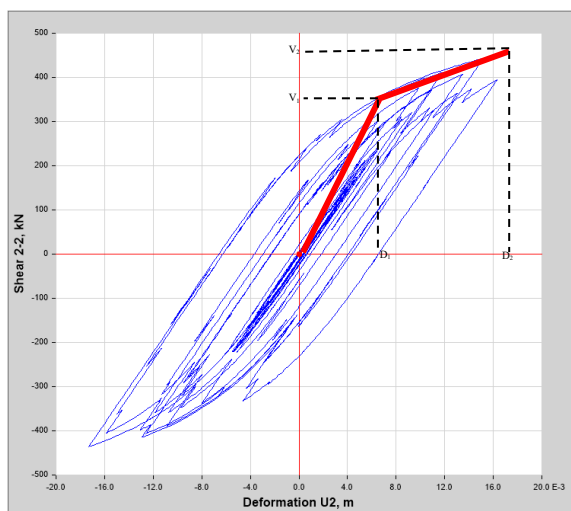


Fig. IX.3.58 Propiedades no lineales del ciclo de histéresis eje X edificio de 40 niveles

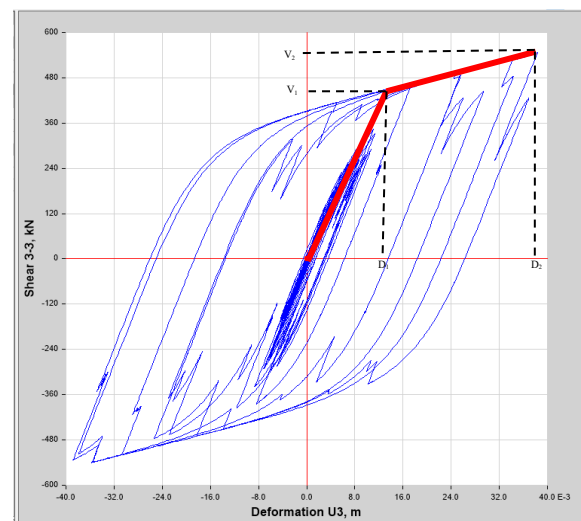


Fig. IX.3.59 Propiedades no lineales del ciclo de histéresis eje Y edificio de 40 niveles



Edificio 40 Niveles Eje X

Para K1 $D_1 = 0.011773$ m
 $V_1 = 416.02292$ KN
 $k1 = 35337.0356$ KN/m

Para K2 $D_2 = 0.017846$ m
 $V_2 = 444.827586$ KN
 $k2 = 4743.07031$ KN/m

Edificio 40 Niveles Eje Y

Para K1 $D_1 = 0.012056$ m
 $V_1 = 439.032165$ KN
 $k1 = 36416.0721$ KN/m

Para K2 $D_2 = 0.037437$ m
 $V_2 = 541.676805$ KN
 $k2 = 4044.15271$ KN/m

2 Aisladores

Rigidez efectiva $K_{eff} = 3259.7$ KN/m $k_{eff} = 6519.4$
Rigidez Vertical $K_v = 5,871.27$ KN/mm
Resistencia Característica $Q = 198.13$ KN
Amortiguamiento del aislador $\xi_a = 22.64\%$
Constante de amort. Efectivo $C = 988.84$ KN/m
Amortiguamiento del sistema $\xi_{sis} = 10.95\%$

Desplazamiento de diseño $D = 0.1592$ m
Desplazamiento máximo $D_{m\acute{a}x} = 0.2388$ m

PROPIEDADES NO LINEALES

Rigidez inicial $K1 = 20,151.83$ KN/m $k1 = 40303.66$
Fuerza de fluencia $F_y = 220.141$ KN $F_y = 440.282$
Rigidez de posfluencia $K2 = 2015.18$ KN/m $k2 = 4030.36$
Energía disipada por ciclo EDC 117.51 KN-m

Propiedades no lineales de los aisladores obtenidas con datos del programa ETABS

Propiedades no lineales de los aisladores ingresadas al modelo en ETABS

Se puede observar en las tablas anteriores que al obtener las propiedades no lineales de los aisladores, utilizando los datos en ambas direcciones del programa y comparándolos con los datos ingresados anteriormente a este al definir los "Links", de igual manera que en los dos casos anteriores, las propiedades no lineales de los aisladores no son exactamente las mismas, pero tienen una aproximación bastante buena a los datos ingresados al programa.

De la misma manera que se realizó en los casos anteriores, se calcula el valor de EDC, siendo este valor el área del polígono formado por los ciclos de histéresis. Se obtiene utilizando como primer método el determinante de Gauss como se vio en el caso del edificio de 20 Niveles, y como segundo método la ecuación previamente definida.

$$EDC = \text{Área} = \frac{1}{2} \left(\begin{vmatrix} x_1 & x_2 \\ y_1 & y_2 \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} x_2 & x_3 \\ y_2 & y_3 \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} x_3 & x_4 \\ y_3 & y_4 \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} x_4 & x_1 \\ y_4 & y_1 \end{vmatrix} \right)$$

$$EDC = 4Q(D - D_y)$$

Por lo tanto, se sacan las coordenadas del modelo obtenido en ETABS para poder calcular el área de estas figuras:

Para el aislador en la dirección X tenemos:

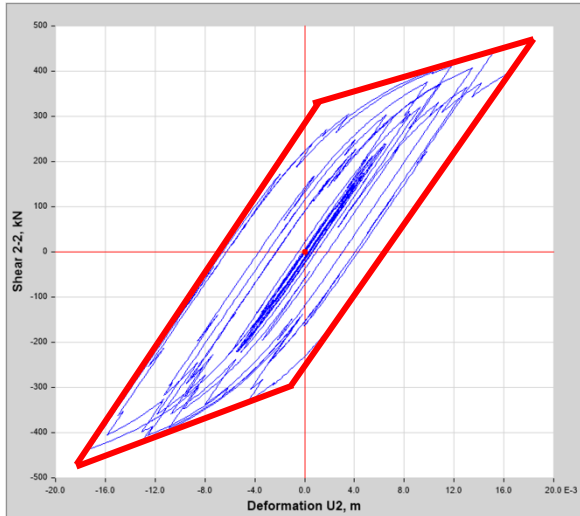


Fig. IX.3.60 Área formada por las coordenadas del ciclo de histéresis en edificio de 40 niveles eje X

	D(m)	V(KN)
A	0.017846	444.827586
B	-0.001221	-303.44828
C	-0.017433	-450
D	0.001847	336.206897

EDC (Área)=	9.91053191	KN-m
--------------------	-------------------	-------------

Q=	323.67	KN
D=	0.0176395	m
Dy=	0.011773	m
EDC=	7.59524022	KN-m

Para el aislador en la dirección Y tenemos:

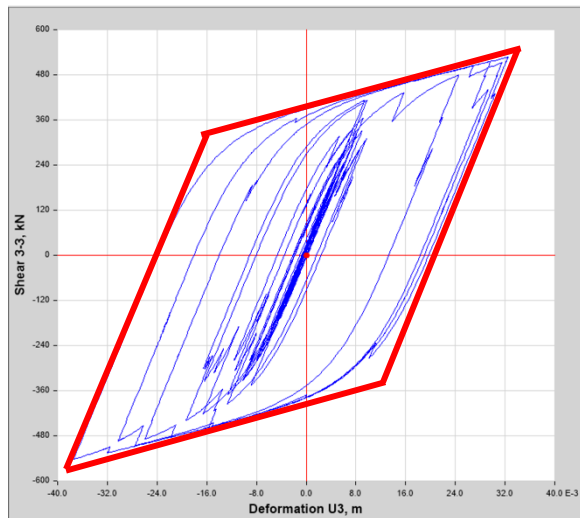


Fig. IX.3.61 Área formada por las coordenadas del ciclo de histéresis en edificio de 40 niveles eje Y

	D(m)	V(KN)
A	0.03246	526.946662
B	0.01133	-333.10345
C	-0.037437	-541.67681
D	-0.015962	314.482759

EDC (Área)=	37.2146024	
--------------------	-------------------	--

Q=	361.81	KN
D=	0.0349485	m
Dy=	0.012056	m
EDC=	33.1309417	KN-m

Se obtiene la constante de amortiguamiento C y la relación de amortiguamiento ζ , mediante las expresiones anteriormente presentadas:

$$C = 2\zeta M_s \omega$$

$$\zeta = \frac{EDC}{2\pi K_{eff} D^2}$$



Para la dirección X se tiene:

EDC=	7.595	KN-m
K_{eff} =	24925.899	KN/m
D=	0.0176	m
M_s =	17,747.43	KN
ω =	1.2354	ciclos/seg
ζ =	15.59%	
C=	1135.80	KN/m

Para la dirección Y se tiene:

EDC=	35.210	KN-m
K_{eff} =	14469.023	KN/m
D=	0.0349	m
M_s =	17,747.43	KN
ω =	1.2678	ciclos/seg
ζ =	31.71%	
C=	2371.39	KN/m

En los tres casos de las tres estructuras analizadas, al obtener las curvas de histéresis de los aisladores de núcleo de plomo del modelo de ETABS, observamos que el comportamiento es similar al comportamiento teórico de este tipo de aisladores. Teniendo estas curvas de histéresis, se puede ir con el fabricante quien prueba de igual manera sus aisladores y genera las curvas de histéresis reales de sus propios dispositivos, para compararlas y poder obtener así un aislador eficiente para la estructura diseñada.

X. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Se cumplieron los objetivos al realizar un estudio comparativo del comportamiento estructural ante sollicitaciones sísmicas de tres edificios de oficinas de veinte, treinta y cuarenta niveles de concreto reforzado, con aisladores de núcleo de plomo y sin aisladores sísmicos de base, evaluando los beneficios del uso de estos dispositivos.
- Al Inicio de este trabajo, se pensó que el uso de estos dispositivos no sería útil en los edificios altos ya que, como se vio anteriormente en el trabajo, el periodo de las tres estructuras es alto y ya se encuentran en la rama descendente de los espectros y se creía que no se mejora el comportamiento ante la ocurrencia de un sismo, ya que la disminución de las ordenadas no sería significativa, pero se vio que sí hay una gran mejora en el comportamiento de las estructuras en un evento sísmico al implementar los aisladores sísmicos.
- Con el uso del aislamiento sísmico, las fuerzas que son inducidas a la estructura debidas al sismo se reducen de manera importante a comparación de las que se presentan en las estructuras con base rígida, esto debido al alargamiento del periodo y la disminución de las ordenadas espectrales; y debido a que el aislador también proporciona amortiguamiento al sistema.
- Observamos que la relación de periodos de los sistemas aislados con respecto a los de base rígida en los edificios analizados en el presente trabajo no incrementa mucho. Esto es debido a que conforme la estructura es más alta se vuelve más flexible, pero como se vio en los principios del aislamiento, se busca que el aislador sea más flexible que la estructura, lo cuál complica el seleccionar el aislador que tenga la rigidez buscada, pero al mismo tiempo que tenga la capacidad de carga para soportar el peso de la estructura.

	T Base Rígida	T Aislado	
Edificio	(s)	(s)	Relación
20 Niveles	3.639	5.094	1.40
30 Niveles	4.479	6.521	1.46
40 Niveles	6.588	7.537	1.14

Tabla X.1.1 Comparación de periodos de las estructuras con base rígida y aislada

- Durante las propuestas de aisladores, se tuvo un caso en el que el aislador propuesto era muy rígido, lo cuál provocaba que no se deformara el aislador y transmitiera las fuerzas sísmicas casi de manera completa, por lo cuál es muy importante elegir de manera correcta los dispositivos a colocar en la estructura para que éste tome la mayor parte de las aceleraciones del suelo.

- Los resultados del análisis modal con el espectro de diseño mostraron que los aisladores mejoran de gran manera el comportamiento de las estructuras, disminuyendo de manera considerable el desplazamiento ante la ocurrencia de sismos y como se vio en los resultados, las distorsiones máximas de entrepiso se reducen hasta el punto de que la estructura no va a sufrir daño alguno, estando por debajo del 0.004 y pueden seguir siendo ocupadas durante este fenómeno.
- Al añadir aisladores sísmicos a la estructura se diseña con un espectro elástico, por lo que posteriormente a que las estructuras sufren la ocurrencia de un fenómeno sísmico, no sufren daños y son perfectamente funcionales para poder ser ocupadas de manera inmediata y en ocasiones, como ya se mencionó en las estructuras aquí presentadas, pueden continuar en operación durante estos eventos.
- Gracias al beneficio de la disminución de las distorsiones de entrepiso, es posible salvaguardar los elementos no estructurales como muros divisorios, acabados e instalaciones, así como equipos especiales. Esto es bastante importante ya que como podemos ver en las siguientes tablas, en edificios altos en Estados Unidos, todos estos elementos no estructurales constituyen alrededor del 60% del costo total de la estructura. Comparando con México en edificios medianos, estos elementos no estructurales constituyen alrededor del 70-80% del costo de la estructura, por lo que es bastante importante proteger estos elementos para no tener pérdidas económicas importantes en reparaciones.

Tabla 1.1 Distribución aproximada del costo de edificios altos en los Estados Unidos de América.

Concepto	Porcentaje
Excavación y cimientos	10
Estructura	25
Instalaciones diversas (electricidad, plomería, aire acondicionado)	30
Elevadores	10
Muros exteriores	12
Acabados diversos	13
	<u>100</u>

Tabla 1.2 Distribución aproximada del costo de edificios de mediana altura (10 a 12 pisos) en la Ciudad de México.

Concepto	Porcentajes	
	Caso A	Caso B
Excavación y cimientos	11	5
Estructura	14	18
Instalaciones diversas (electricidad, plomería)	25	34
Elevadores	3	5
Fachadas	20	9
Acabados diversos	27	29

Tabla X.1.2 Distribución aproximada del costo en edificios altos en USA y de mediana altura en la Ciudad de México (Robles, González Cuevas 2005).

- De la revisión de la literatura en el tema se encontró que, dependiendo el uso del inmueble, el costo asignado a los elementos no estructurales rebasa por mucho al costo estructural, por lo cuál el hacer una inversión inicial en implementar un sistema de aislamiento resulta bastante benéfico. Según estudios realizados por investigadores de la Universidad de Chile y la Universidad de los Andes, en los edificios como es el caso de hospitales, aunque son Edificaciones del grupo A lo cuál implica un aumento en las secciones e incrementa el costo de la estructura, todos los equipos que se tienen en estos inmuebles constituyen casi el 45% del costo total, por lo cuál es importante protegerlos de algún daño durante un sismo. Esto se puede observar en la fig. X.1.1.

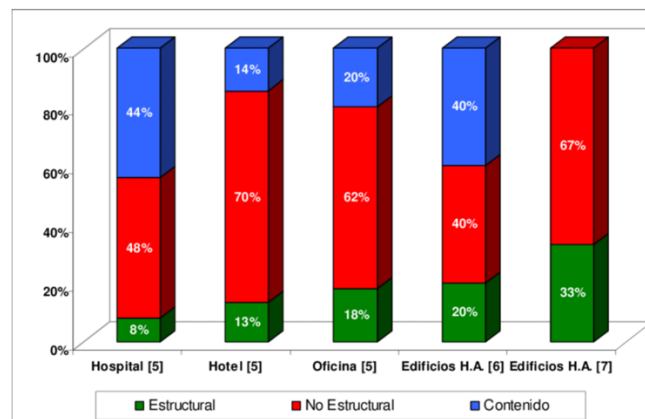


Fig. X.1.1 Distribución de costos de inversión en edificios. (Astroza, R y Saragoni, G.R., 2008)

- Tomando lo anterior en cuenta, no se puede evaluar la viabilidad económica tomando en cuenta simplemente el costo de los dispositivos y de la estructura rediseñada, ya que el mejoramiento del comportamiento de la estructura aislada protege lo que se contiene dentro de ellas y evita perdidas que pueden ser millonarias. Esta es una excelente opción para museos, escuelas, institutos, laboratorios, hospitales, etc.; los cuales son inmuebles que contienen objetos de elevados costos o bien, inmuebles que deben estar en operación durante una emergencia.
- Es importante la verificación del comportamiento de la estructura en un análisis no lineal utilizando acelerogramas de sitio ya que, como sucedió en este caso y se vio anteriormente, el espectro de diseño puede no cubrir de manera completa la respuesta de todos los acelerogramas utilizados.
- El uso de aisladores se recomienda especialmente en suelos firmes y en estructuras con periodos de vibrar bajos, debido a que es más eficiente porque las ordenadas espectrales máximas se registran en periodos bajos y los aisladores ayudan a alejar el periodo del edificio de la meseta del espectro, pero como se vio en este caso, cuando el periodo ya se encuentra alejado de la meseta, también resulta benéfico y ayuda al mejoramiento del comportamiento de la estructura al disminuir los desplazamientos y distorsiones. En



suelos blandos no es tan recomendable en estructuras con periodos de vibrar bajos, debido a que por las características de este tipo de suelo, puede darse el caso en el que el periodo de la estructura se encuentre en la meseta y al colocar los aisladores e incrementar el periodo, se siga manteniendo en la meseta.

- Se debe de tener cuidado en zonas de suelo blando de no acercar el periodo del sistema aislado al periodo del suelo, ya que esto podría generar el fenómeno de resonancia. De igual manera se deben de cuidar los asentamientos diferenciales ya que el sistema de aislamiento debe estar nivelado para su correcto funcionamiento.
- En el caso del presente trabajo, se presentan aisladores propuestos para observar el comportamiento de estos y de la estructura, para posteriormente entregar la propuesta al fabricante de aisladores, para que a su vez, éste con los datos más precisos sobre los materiales y dimensiones de los aisladores entreguen una propuesta lo más parecida posible, por lo cuál es importante obtener las curvas de histéresis de los aisladores propuestos para poder compararlas con las curvas obtenidas por parte del fabricante y poder determinar si los aisladores que se van a colocar en la estructura realmente van a funcionar y si estos van a tener el comportamiento que se espera. Los aisladores sísmicos son probados antes de ser colocados en las estructuras por parte del fabricante para verificar su correcto funcionamiento.
- Se debe de tener en cuenta que los desplazamientos laterales de las estructuras aisladas serán relativamente grandes, por lo que es importante tener una junta sísmica adecuada que permita que el sistema se desplace de forma libre y sin provocar afectaciones a cualquier tipo de elementos que se encuentren contiguamente.
- Por todo lo visto anteriormente y siendo un país altamente sísmico, se extiende la invitación a que se sigan estudiando este tipo de dispositivos y se tomen en cuenta a la hora de tomar decisiones en el diseño de edificaciones, para así poder incrementar el número de edificaciones que cuentan con aisladores y evitar perdidas monetarias y vidas durante la ocurrencia de un sismo.



XI. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASCE/SEI 7-10 (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers. Estados Unidos.

Astroza, R y Saragoni, G.R. (2008). *Determinación de los espectros de respuesta de aceleración de piso mediante propagación de ondas*. XXXIII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural. Santiago de Chile, Chile, Mayo.

Bayraktar, A., Keypour, H. y Naderzadeh, A. (2012). *Application of Ancient Earthquake Resistant Method in Modern Construction Technology*. 15 World Conference on Earthquake Engineering (15WCEE). Lisboa, Portugal.

Constantin, C. y André, F. (2006). *Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation*. IUS PRESS, Italia.

CHOPRA, A. (2014). *Dinámica de las estructuras*. Pearson Educación México. México

Farzad, N y James, M. (1999). *Design of seismic isolated structures*. John Wiley and Sons Inc. Estados Unidos.

FIP Industriale. (2012) Catálogo: *Lead Rubber Bearings series LRB S03*

Gaceta Oficial de la Ciudad de México (2017). *Normas Técnicas Complementarias: Diseño y Construcción de Cimentaciones*. Gaceta Oficial de la Ciudad de México. México

Gaceta Oficial de la Ciudad de México (2017). *Normas Técnicas Complementarias: Diseño por Sismo*. Gaceta Oficial de la Ciudad de México. México

Gaceta Oficial de la Ciudad de México (2017). *Normas Técnicas Complementarias: Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*. Gaceta Oficial de la Ciudad de México. México

Gaceta Oficial de la Ciudad de México (2017). *Normas Técnicas Complementarias: Criterios y acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones*. Gaceta Oficial de la Ciudad de México. México

Gallegos, A. (2018). *Diseño Sísmico de Estructuras con aislamiento en su base. XVII Ciclo de Conferencias: Nuevos retos en la gestión de infraestructura a partir de la experiencia del sismo de septiembre de 2017*. Facultad de Ingeniería UNAM. Ciudad de México, México, Octubre.

Genatios, C y Lafuente, M. (2016). *Introducción al uso de aisladores y disipadores en estructuras*. CAF-Banco de Desarrollo de América Latina, Caracas.

Gonzales, O. y Robles, F. (2005). *Aspectos fundamentales del concreto reforzado*. Limusa. México.



Guyelmo, S. (2017). *Análisis comparativo del comportamiento estructural de un edificio de concreto reforzado con y sin aislamiento sísmico en la base*. Tesis de Maestría en Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.

Instituto de Investigaciones Eléctricas (2008). *Manual de Diseño de Obras Civiles: Diseño por Sismo*. Comisión Federal de Electricidad. México.

Kirikov, B. (1992). *History of Earthquake Resistant Construction*. Instituto de Ciencias de la Construcción. Madrid

MAGEBA (2018). *Catálogo de aisladores de base con núcleo de Plomo*

MAGEBA (2015). *Hotel Via Vallejo, México City*. [Recuperado 2019-02-24]. [En línea]. Disponible en: <https://www.mageba-group.com/co/es/1023/Norteamérica/México/45064/Hotel-Via-Vallejo-México-City.htm>

Mendez, C. (2014). *Seismic Protection: Introduction to Earthquake Engineering Overview*. MAGEBA.

Montanaro, M. (2001). *Sistemas de control de vibraciones en estructuras de gran altura*. [Citado 2019-02-24]. [En línea]. Disponible en: <http://imcyc.com/biblioteca/ArchivosPDF>

Mullo, C. (2014). *Análisis y diseño de un edificio con aisladores sísmicos, modelamiento en ETABS*. Tesis de Licenciatura en Ingeniería Civil, Universidad Central del Ecuador, Ecuador.

Naderzadeh, A, Bayraktar, A & Keypour, H (2012). *Application of Ancient Earthquake Resistant Method in Modern Construction Technology*. [Recuperado 2019-02-24]. [En línea]. Disponible en https://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/WCEE2012_5773.pdf

Napier, J. (2014) *CSI Knowledge Base: Link*. [Recuperado 2019-02-24]. [En línea]. Disponible en: <https://wiki.csiamerica.com/display/kb/Link>

Oviedo, J y Duque, M (2006). *Sistemas de control de respuesta sísmica en edificaciones*. [Recuperado 2019-02-24]. [En línea]. Disponible en: <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=5557910>

Saavedra, A. (2005). *Análisis de edificios con aisladores sísmicos mediante procedimientos simplificados*. Tesis para optar al Título de Ingeniero Civil en Obras Civiles, Universidad Austral de Chile. Chile.

Tapia, C y Veletanga, L. (2017). *Diseño de aisladores sísmicos lrb y analisis por desempeño de edificios*. Tesis de Licenciatura en Ingeniería Civil, Universidad de Cuenca, Ecuador.

Tena, Arturo. (2016). *Método simplificado para el diseño de estructuras con base en muros de carga aisladas sísmicamente*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural. México.