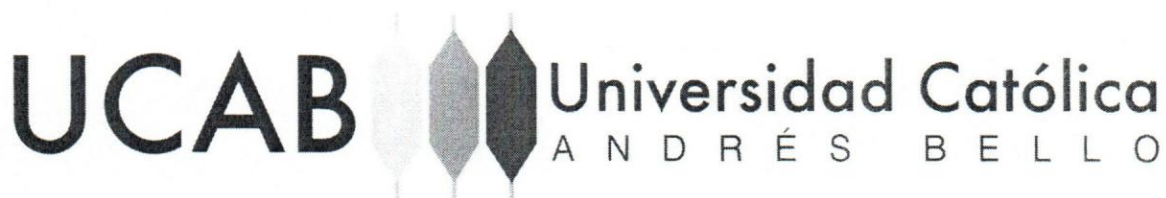


117/1855



Universidad Católica Andrés Bello
Vicerrectorado Académico
Dirección General de los Estudios de Postgrado
Área: Ingeniería
Programa: Ingeniería Estructural

Proyecto de Trabajo Especial de Grado como requisito parcial para optar al Título
ESPECIALISTA EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

**“EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE UNA EDIFICACIÓN DE ACERO
CON AISLADORES SÍSMICOS TIPO HDR COMPARADO CON EL SISTEMA
TRADICIONAL DE BASE FIJA”**

Autor:

Irene Sáez.

Asesor:

Dr. Angelo Marinilli

Abril de 2015

Caracas, 30 de abril de 2015

Señores
Director y demás integrantes
Consejo de Área de Ingeniería
UCAB,
Presentes.-

Referencia: Aceptación de Asesor

Estimados Señores:

Por medio de la presente hago constar que he leído y revisado el Trabajo Especial de Grado titulado **“EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE UNA EDIFICACIÓN DE ACERO CON AISLADORES SÍSMICOS TIPO HDR COMPARADO CON EL SISTEMA TRADICIONAL DE BASE FIJA”**, desarrollado por la Ing. Irene Sáez, titular de la cédula de identidad número 19.862.478, como requisito parcial para optar al Título de **Especialista en Ingeniería Estructural**.

A partir de dicha lectura y revisión considero que el mencionado Trabajo Especial de Grado cumple con los requisitos y reúne los méritos suficientes para su evaluación exposición por parte del distinguido Jurado que tenga(n) a bien designar.

Atentamente,

Ing. Angelo Marinilli
Dr. en Ingeniería Estructural



UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO
VICERRECTORADO ACADÉMICO
DIRECCION GENERAL DE ESTUDIOS DE POSTGRADO
ÁREA DE INGENIERIA
PROGRAMA: INGENIERIA ESTRUCTURAL

**EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE UNA EDIFICACIÓN DE
ACERO CON AISLADORES SÍSMICOS TIPO HDR COMPARADO CON EL
SISTEMA TRADICIONAL DE BASE FIJA**

Autor: Ing. Irene Sáez
Asesor: Dr. Angelo Marinilli
Fecha: Abril, 2015

RESUMEN

El Aislamiento sísmico es una técnica ampliamente usada a nivel mundial para la protección sísmica de edificaciones, sin embargo en Venezuela no existen edificaciones aisladas construidas en su totalidad a la fecha, por lo cual se considera necesario el desarrollo de procedimientos de diseño adaptados a la normativa venezolana que faciliten la implementación de estos sistemas en el país. Se presenta la evaluación del comportamiento de una edificación hipotética destinada a un Centro Médico Asistencial, la cual fue diseñada en acero estructural con pórticos arriostrados lateralmente y modelada con aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento HDR, para lo cual fue necesario la elaboración de un procedimiento para la caracterización de la acción sísmica mediante la aplicación de la norma venezolana COVENIN-MINDUR 1756:01 ajustada a los requerimientos dispuestos en la norma americana ASCE7:10. Se evidencian los beneficios del sistema de aislamiento al comparar el comportamiento de la edificación aislada respecto a la edificación de base fija, a fines de optimizar el diseño de los miembros estructurales y conexiones de la edificación aislada, comparando inclusive el diseño del sistema de fundación. De esta forma a medida que se difundan los beneficios del Aislamiento Sísmico y se exploren distintas alternativas que justifiquen su utilización, se fomentará el uso de estos dispositivos en el país.

Palabras Clave: Aislamiento, sísmico, HDR, edificaciones, acero.

ÍNDICE GENERAL

REFERENCIA: ACEPTACIÓN DE ASESOR	II
RESUMEN	IV
ÍNDICE GENERAL	VI
LISTA DE FIGURAS	X
LISTA DE TABLAS.....	XIII
INTRODUCCIÓN.....	2
CAPÍTULO I	6
EL PROBLEMA	6
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	6
OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	8
Objetivo General.....	8
Objetivos Específicos	9
JUSTIFICACIÓN	9
LIMITACIONES Y ALCANCES	10
CAPÍTULO II	12
MARCO TEÓRICO.....	12
ANTECEDENTES.....	12
BASES NORMATIVAS	15
Normativa Nacional	16
Normativa Internacional.....	16
BASES TEÓRICAS	17
Generalidades sobre el Aislamiento Sísmico de Edificaciones	17
Comportamiento de Edificaciones Aisladas Sísmicamente a Nivel Mundial.....	20
Japón.....	22
República Popular de China.....	23
Rusia.....	24
Italia	25
Estados Unidos	26
Christchurch, Nueva Zelanda.....	27
Chile.....	27
Breve comparación de Códigos sobre Aislamiento Sísmico a Nivel Mundial ...	28
Acción Sísmica	29
Método Lineal Equivalente	30
Métodos de Análisis Dinámicos	37
Diseño de Edificaciones Aisladas Sísmicamente.....	40

Marco normativo para el diseño de edificaciones aisladas en Venezuela.....	40
Norma venezolana COVENIN-MINDUR 1756:01 "Edificaciones Sismorresistentes".....	43
Amenaza sísmica.....	43
Zonificación sísmica y movimientos de diseño.....	43
Espectros de diseño.....	44
Norma ASCE7:10: "Minimum design loads for buildings and other structures".....	45
Requerimientos generales de diseño para edificaciones aisladas según la norma ASCE7:10 (Capítulo 17).....	45
Factor de importancia.....	45
Parámetros de aceleración espectral de respuesta para el sismo máximo considerado (MCE), S_{M5} y S_{M1}	45
Sistema de aislamiento.....	46
Sistema estructural.....	49
Movimientos de diseño para edificaciones aisladas según la norma ASCE7:10 (Capítulo 17).....	50
Espectro de diseño.....	50
Análisis de respuesta en el tiempo.....	50
Selección del procedimiento de análisis para edificaciones aisladas según la norma ASCE7:10 (Capítulo 17).....	50
Procedimiento lineal equivalente.....	51
Procedimiento de análisis dinámicos.....	51
Procedimiento lineal equivalente para edificaciones aisladas según la norma ASCE7:10 (Capítulo 17).....	52
Características de la deformación del Sistema de Aislamiento.....	52
Desplazamientos mínimos laterales.....	53
Fuerzas laterales mínimas.....	56
Control de desplazamientos laterales.....	57
Procedimientos de Análisis Dinámico Espectral para edificaciones aisladas según la Norma ASCE7:10 (Capítulo 17).....	58
Modelado del sistema de aislamiento.....	58
Modelado de la estructura aislada.....	58
Descripción de los procedimientos.....	59
Fuerzas y desplazamiento laterales mínimos.....	60
Diseño del Aislador Elastomérico de Alto Amortiguamiento (HDR).....	62
Propiedades horizontales de los aisladores HDR.....	66
Propiedades verticales de los aisladores HDR.....	70
CAPÍTULO III	76
MARCO METODOLÓGICO	76
CONSIDERACIONES GENERALES.....	76
TIPO DE LA INVESTIGACIÓN.....	76
DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	77
DISEÑO DE LAS FASES METODOLÓGICAS	77
TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN.....	79
TÉCNICAS DE ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS DATOS.....	79
OPERACIONALIZACIÓN DE OBJETIVOS	81

CAPÍTULO IV	84
ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	84
DEFINICIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA PARA EL DISEÑO EDIFICACIONES AISLADAS EN VENEZUELA: SISMO DE DISEÑO Y SISMO MÁXIMO CONSIDERADO	84
PROCEDIMIENTO PROPUESTO PARA EL PREDIMENSIONADO DEL AISLADOR HDR	87
DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN EN ESTUDIO.....	92
DEFINICIÓN DE LOS ESPECTROS DE DISEÑO.....	94
ANÁLISIS DE LA EDIFICACIÓN AISLADA: MODELOS EBA-R1 Y EBA-R2.....	97
Diseño del sistema de aislamiento	100
Aplicación del procedimiento propuesto para el diseño del aislador HDR.....	104
Análisis dinámico de las edificaciones aisladas	108
Combinaciones de carga para el diseño de las edificaciones aisladas:	109
Límites inferiores para el Método de Análisis Dinámico Espectral.	110
COMPARACIÓN ENTRE EL COMPORTAMIENTO DE LAS EDIFICACIONES AISLADAS (EBA-R2 Y EBA-R1) Y LA EDIFICACIÓN DE BASE FIJA (EBF)	112
Comparación del período y porcentaje de amortiguamiento crítico entre los modelos EBA-R1, EBA-R2 y EBF:.....	112
Comparación de aceleraciones relativas horizontales por nivel entre los modelos EBA-R1, EBA-R2 y EBF:.....	113
Comparación del cortante basal entre los modelos EBA-R1, EBA-R2 y EBF:	115
Comparación de la fuerza cortante por nivel entre los modelos EBA-R1, EBA-R2 y EBF:.....	116
Comparación del momento de volcamiento por nivel entre los modelos EBA-R1, EBA-R2 y EBF:.....	118
Comparación del desplazamiento y deriva inelástica por nivel entre los modelos EBA-R1, EBA-R2 y EBF:	120
Requerimientos adicionales del sistema de aislamiento. Verificación de la Estabilidad del Sistema de Aislamiento:	122
COMPARACIÓN ENTRE EL COMPORTAMIENTO DE LA EDIFICACIÓN AISLADA SELECCIONADA EBA-R1 Y LA EDIFICACIÓN DE BASE FIJA EBF-E.....	125
COMPARACIÓN DEL DISEÑO Y DETALLADO DE LOS MIEMBROS Y ELEMENTOS DE CONEXIÓN ENTRE LAS EDIFICACIONES EBA-R1 Y EBF-E.....	132
Resistencia requerida de columnas.....	133
Requerimientos de los miembros	134
Diseño de conexiones del sistema resistente al sismo	142
Comparación entre cantidades de acero estructural y pernos de conexión asociados a cada estructura.....	153
COMPARACIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE FUNDACIONES PARA LA EDIFICACIÓN AISLADA EBA-R1 Y LA EDIFICACIÓN DE BASE FIJA EBF-E	156
Dimensionado de los pilotes según su carga nominal (Q_{nom}).....	158
Diseño estructural de las vigas de riostra	161

CAPÍTULO V	164
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	164
CONCLUSIONES	164
RECOMENDACIONES	170
GLOSARIO DE TÉRMINOS	172
REFERENCIAS CONSULTADAS	177

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Comportamiento dinámico de un edificio convencional (izquierda) y de uno con aislamiento sísmico (derecha). Fuente: Symans, M. (2003, julio).	19
Figura 2: Número aproximado de edificios con sistemas de aislamiento en los países más activos. Fuente: (Martelli & Forni, 2011).	21
Figura 3: Aislador Elastomérico HDR. Fuente: Arriagada (2005)	63
Figura 4: Reducción de la dependencia del ciclo de carga.	66
Figura 5: Modelo bilineal del aislador HDR.	67
Figura 6: Área efectiva de compresión (Kelly, 2001)	71
Figura 7: Diagrama de tensión de compresión última $\sigma_{cr}'\gamma$ en función de la deformación unitaria por corte del aislador HDR.	73
Figura 8: Vista de Planta N+0,00 a N+9,60 (Izquierda), vista de Planta N+12,80 (Derecha).	92
Figura 9: Espectro para el análisis de las edificaciones de base fija.	96
Figura 10: Espectros para el análisis de las edificaciones aisladas.	97
Figura 11: Vista 3D de Edificación Aislada.	98
Figura 12: Vista Eje 1 y 7 de Edificación Aislada.	99
Figura 13: Vista Eje 2 y 6 de Edificación Aislada.	99
Figura 14: Vista Eje 3 y Eje 5 de Edificación Aislada.	99
Figura 15: Vista Eje 4 de Edificación Aislada.	99
Figura 16: Vista Eje A y E de Edificación Aislada.	99
Figura 17: Vista Eje B y D de Edificación Aislada.	100
Figura 18: Vista Eje C de Edificación Aislada.	100
Figura 19: Variación del desplazamiento del sistema de aislamiento y de la fuerza cortante (V_s , V_b) en función del período para el modelo EBA-R2 (ND3, RI=2).	101
Figura 20: Variación del desplazamiento del sistema de aislamiento y de la fuerza cortante (V_s , V_b) en función del periodo para el modelo EBA-R2 (ND3, RI=2). La fuerza cortante se encuentra ajustada a los límites de V_s y V_b establecidos en ASCE7:10.	102
Figura 21: Variación del desplazamiento del sistema de aislamiento y de la fuerza cortante (V_s , V_b) en función del periodo para el modelo EBA-R1 (ND1, RI=1).	103
Figura 22: Variación del desplazamiento del sistema de aislamiento y de la fuerza cortante (V_s , V_b) en función del periodo para el modelo EBA-R1	

(ND1, $RI=1$). La fuerza cortante se encuentra ajustada a los límites de V_s y V_b establecidos en ASCE7:10.	103
Figura 23: Dimensiones de aislador HDR HL065X6R (Bridgestone 2013).	107
Figura 24: Diagrama de propiedades últimas del aislador HDR HL065X6R (Bridgestone 2010).	107
Figura 25: Variación de aceleraciones horizontales por nivel para los modelos en estudio (EBA-R1, EBA-R2 y EBF).	114
Figura 26: Variación de la fuerza cortante por nivel en dirección "X" para los modelos en estudio (EBA-R1, EBA-R2 y EBF).	117
Figura 27: Variación de la fuerza cortante por nivel en dirección "Y" para los modelos en estudio (EBA-R1, EBA-R2 y EBF).	117
Figura 28: Momento de volcamiento por nivel en dirección "X" para los modelos EBA-R1, EBA-R2 y EBF.	118
Figura 29: Momento de volcamiento por nivel en dirección "Y" para los modelos EBA-R1, EBA-R2 y EBF.	119
Figura 30: Deriva inelástica para niveles $N+3,20$ a $N+12,80$ para los modelos EBA-R1, EBA-R2 y EBF.	121
Figura 31: Esquematzación de desplazamientos del edificio aislado (DD , DM y DTM) Fuente: Capítulo 12. FEMA P-751.	123
Figura 32: Vista 3D de edificación de base fija EBF-E.	125
Figura 33: Vista Eje 1 y 7 para modelo EBF-E.	126
Figura 34: Vista Eje 2, 4 y 6 para modelo EBF-E.	126
Figura 35: Vista Eje 3 y Eje 5 para modelo EBF-E.	126
Figura 36: Vista Eje A y F para modelo EBF-E.	126
Figura 37: Vista Eje B y D para modelo EBF-E.	126
Figura 38: Vista Eje C para modelo EBF-E.	127
Figura 39: Variación de aceleraciones horizontales por nivel para los modelos en estudio (EBA-R1, y EBF-E).	129
Figura 40: Variación de la fuerza cortante por nivel para los modelos en estudio (EBA-R1 y EBF-E).	130
Figura 41: Momento de volcamiento por nivel para los modelos EBA-R1 y EBF-E.	131
Figura 42: Derivas inelásticas para los modelos EBA-R1 y EBF-E.	132
Figura 43: Indicación de perfiles estructurales para Ejes 1 y 7 (EBA-R1).	135
Figura 44: Indicación de perfiles estructurales para Ejes 2 y 6 (EBA-R1).	135
Figura 45: Indicación de perfiles estructurales para Ejes 3 y 5 (EBA-R1).	135
Figura 46: Indicación de perfiles estructurales para Eje 4 (EBA-R1).	136
Figura 47: Indicación de perfiles estructurales para Ejes A y E (EBA-R1).	136
Figura 48: Indicación de perfiles estructurales para Ejes B y D (EBA-R1).	136

Figura 49: Indicación de perfiles estructurales para Eje C (EBA-R1).	137
Figura 50: Indicación de perfiles estructurales N+0,00 (EBA-R1).	137
Figura 51: Indicación de perfiles estructurales N1 al N3 (EBA-R1).	138
Figura 52: Indicación de perfiles estructurales N4 (EBA-R1).	138
Figura 53: Indicación de perfiles estructurales para Ejes 1 y 7 (EBF-E).	139
Figura 54: Indicación de perfiles estructurales para Ejes 2, 4 y 6 (EBF-E).	139
Figura 55: Indicación de perfiles estructurales para Ejes 3 y 5 (EBF-E).	139
Figura 56: Indicación de perfiles estructurales para Eje A y E (EBF-E).	140
Figura 57: Indicación de perfiles estructurales para Eje B y D (EBF-E).	140
Figura 58: Indicación de perfiles estructurales para Eje C (EBF-E).	140
Figura 59: Indicación de perfiles estructurales N1 al N3 (EBF-E).	141
Figura 60: Indicación de perfiles estructurales N4 (EBF-E).	141
Figura 61a: Modelo de edificio de base fija EBF-E detallado en Tekla Structures V20.0 (TeklaV20.0, 2014).	142
Figura 62: Conexión de riostra tipo para el modelo EBF-E (izquierda) y el modelo EBA-R1 (derecha).	145
Figura 63: Conexiones de riostra extrema (a, c) y central (b) para modelo EBF-E y conexión de riostra extrema para modelo EBA-R1 (d).	146
Figura 64: Conexión de riostras – viga - columna (ala) para modelo EBA-R1.	147
Figura 65: Detalle de conexión de plancha base de columna para riostra conectada al alma (izquierda) y para riostra conectada al ala (derecha) para modelo EBF-E.	148
Figura 66: Detalle de refuerzo para unión viga-columna sobre nivel de aislamiento para modelo EBA-R1.	151
Figura 67: Distribución de momento de segundo orden para aisladores HDR.	152
Figura 68: <i>Vista de planta de fundaciones para modelo EBA-R1 y EBF-E.</i>	156
Figura 69: Detalle de viga de riostra para edificio aislado EBA-R1 para ambas direcciones ortogonales y edificio de base fija EBF-E en dirección "Y".	162
Figura 70: Detalle de viga de riostra en Dirección "X" para edificio de base fija EBF-E.	163

LISTA DE TABLAS

Tabla 1: Período de retorno correspondiente a cada código de diseño.	30
Tabla 2: Limitaciones en la aplicación del método lineal equivalente.	31
Tabla 3: Sumario del método lineal equivalente para los siete códigos en estudio.	34
Tabla 4: Coeficiente de Amortiguamiento BD o BM	53
Tabla 5: Propiedades del compuesto utilizado en la serie HDR-X0,6R	65
Tabla 6: Funciones de diseño de aisladores de alto amortiguamiento HDR para compuesto de goma X0,6R.	69
Tabla 7: Variación de las propiedades horizontales del aislador (G_{eq} , H_{eq} , u) en función de la deformación unitaria por corte (γ).	69
Tabla 8: Variación de las propiedades horizontales de aisladores de alto amortiguamiento HDR para compuesto de goma X0,6R.	70
Tabla 9: Límite para la máxima tensión a compresión última σ_L (kgf/cm ²). ...	74
Tabla 10: Límite para la máxima deformación última (γ_L).....	75
Tabla 11: Parámetros de aceleración espectral S_{MS} , S_{M1} , S_{DS} y S_{D1} para zonas de alta sismicidad (5, 6 y 7) en Venezuela.	86
Tabla 12: Relación entre valores de coeficiente de aceleración horizontal para probabilidades de excedencia de 2% y 10% para zonas de alta sismicidad.	87
Tabla 13: Parámetros para el diseño sísmico.	96
Tabla 14: Datos para el diseño del aislador.	104
Tabla 15: Diseño del aislador HDR-HL065X6R.	104
Tabla 16: Límites inferiores para el Método Dinámico Espectral en relación a los requerimientos del Método Lineal Equivalente.	111
Tabla 17: Período y Porcentaje de Amortiguamiento Crítico por Modo para modelos EBA-R1, EBA-R2 y EBF.	112
Tabla 18: Aceleraciones relativas horizontales por nivel para los modelos EBA-R1, EBA-R2 y EBF.	113
Tabla 19: Porcentaje de variación de aceleraciones horizontales por nivel entre los modelos aislados EBA-R1 y EBA-R2 y el modelo de base fija EBF.	114
Tabla 20: Cortante basal para modelos <i>EBA-R1</i> , <i>EBA-R2</i> y <i>EBF</i>	115
Tabla 21: Cortante basal normalizado para modelos EBA-R1, EBA-R2 y EBF.	115
Tabla 22: Fuerza cortante por nivel para los modelos EBA-R1, EBA-R2 y EBF.	116

Tabla 23: Porcentaje de variación de la fuerza cortante por nivel para los modelos EBA-R1, EBA-R2 y EBF.....	116
Tabla 24: Momento de volcamiento por nivel para los modelos EBA-R1, EBA-R2 y EBF.	118
Tabla 25: Porcentaje de variación del momento de volcamiento por nivel para los modelos EBA-R1, EBA-R2 y EBF.	119
Tabla 26: Desplazamiento total por nivel para los modelos EBA-R1, EBA-R2 y EBF.	120
Tabla 27: Variación de la deriva inelástica para los modelos EBA-R1, EBA-R2 y EBF.....	121
Tabla 28: Desplazamiento máximo (<i>DTM</i>) debido al sismo máximo considerado (MCE).	122
Tabla 29: Máxima fuerza vertical (tf) para la verificación de la estabilidad del aislador ($1,428CP + 1,0CV + Q_{MCE}$):.....	124
Tabla 30: Levantamiento (cm) del aislador ($0,672CP - Q_{MCE}$):.....	124
Tabla 31: Período y porcentaje de amortiguamiento crítico modal para modelos EBA-R1 y EBF-E.	128
Tabla 32: Aceleraciones horizontales por nivel para los modelos EBA-R1, y EBF-E.	128
Tabla 33: Cortante basal para modelos EBA-R1 y EBF-E.....	129
Tabla 34: Fuerza cortante por nivel para los modelos EBA-R1 y EBF-E. ...	130
Tabla 35: Momento de volcamiento por nivel considerado en la cara inferior de la columna para los modelos EBA-R1 y EBF-E.	131
Tabla 36: Deriva inelástica para los modelos EBA-R1 y EBF-E.	132
Tabla 37: Comparación entre resistencias requeridas para la conexión de las riostras.	144
Tabla 38: Fuerzas verticales máximas en los apoyos debido a combinaciones de carga incluyendo el sismo amplificado para modelo EBF-E.	148
Tabla 39: Tracciones en los apoyos debido a combinaciones de carga incluyendo el sismo amplificado para modelo EBF-E.	149
Tabla 40: Magnitud de Momentos flectores máximos en los apoyos debido a combinaciones de carga incluyendo el sismo amplificado (Dirección X) para modelo EBF-E.	149
Tabla 41: Magnitud de Momentos flectores máximos en los apoyos debido a combinaciones de carga incluyendo el sismo amplificado (Dirección Y) para modelo EBF-E.	149
Tabla 42: Magnitud de Fuerzas cortantes máximas en los apoyos debido a combinaciones de carga incluyendo el sismo amplificado (Dirección X) para modelo EBF-E.	150

Tabla 43: Magnitud de fuerzas cortantes máximas en los apoyos debido a combinaciones de carga incluyendo el sismo amplificado (Dirección Y) para modelo EBF-E.	150
Tabla 44: Listado de perfiles y planchas para modelo EBF-E.....	154
Tabla 45: Listado de pernos de conexión EBF-E.....	154
Tabla 46: Listado de perfiles y planchas para modelo EBA-R1	155
Tabla 47: Listado de pernos de conexión EBA-R1.....	155
Tabla 48: Fuerzas verticales debido a solicitaciones de servicio para EBA-R1	158
Tabla 49: Fuerzas verticales debido a solicitaciones de servicio para EBF-E.	158
Tabla 50: Fuerzas verticales debido al sismo de diseño (DE) no reducido ($R_I=1$) para edificio EBA-R1	159
Tabla 51: Fuerzas verticales debido al sismo de diseño reducido ($R=4$) para edificio EBF-E.	159
Tabla 52: Fuerzas verticales debido al sismo de diseño reducido ($R=4$) para edificio EBF.....	160
Tabla 53: Diámetro de pilotes (cm) para modelos EBA-R1 y EBF-E*.....	161

INTRODUCCIÓN

En Venezuela, así como en otras partes del mundo, el riesgo sísmico representa una consideración importante en el diseño de edificaciones, el mismo es función de la vulnerabilidad de los elementos expuestos y de la amenaza sísmica, la cual es una condición natural asociada al fenómeno sísmico y está determinada por la ubicación de la estructura, por cuanto no puede ser modificada. En el caso de Venezuela, en la norma COVENIN-MINDUR 1756:01, dentro del capítulo 4 se encuentran los mapas de zonificación sísmica, asignando una aceleración de diseño para cada región. Por lo tanto, la única manera de reducir el riesgo sísmico es reduciendo la vulnerabilidad sísmica que es una propiedad intrínseca de cada estructura.

En respuesta a la necesidad de disminuir la vulnerabilidad sísmica surge el concepto del control de respuesta sísmica estructural, el cual fue desarrollado en la década de los años 50 por los investigadores japoneses Kobori y Minai (Kobori T. & Minai R. ,1960), ellos concluyeron que hasta cuanto las características precisas del movimiento del terreno causado por un sismo a un edificio no se puedan predecir, la respuesta sísmica debe ser controlada en el extremo receptor, es decir, la estructura del edificio. Por tanto, el Aislamiento Sísmico, definido como Sistema de Control de Vibraciones, se ha concebido para tratar de controlar las respuestas de desplazamientos y aceleraciones de las estructuras causadas por la excitación sísmica.

Más de 7.000 edificaciones a nivel mundial, han sido protegidas con sistemas de Aislamiento Sísmico, sin embargo en Venezuela, a la fecha de la presente investigación, no se ha construido la primera edificación aislada sísmicamente, sólo se observan aplicaciones de estos sistemas en puentes ferroviarios y en algunos equipos industriales, siendo usados estos sistemas por primera vez en el país, en la década de los años 80 en equipos relacionados con la generación y transmisión eléctrica (Bonilla y Sánchez,

2011). Por tal motivo se considera necesario el desarrollo de investigaciones que promuevan las bondades del Aislamiento Sísmico en edificaciones no sólo de carácter esencial, sino también en aquellas donde se pueda ofrecer un beneficio adicional de tranquilidad a los ocupantes, como se está haciendo en países como China, Japón, Rusia, Italia, Nueva Zelanda, Chile entre otros, que con la experiencia de sismos recientes han sabido valorar la continuidad de actividades luego del terremoto y los costos asociados a las pérdidas de contenidos y a la reparación de los daños.

En la presente investigación se buscó promover el uso de dispositivos de Aislamiento Sísmico en el país, para lo cual se propone un procedimiento adecuado de diseño de este tipo de estructuras en Venezuela. Se estudió una edificación de acero estructural, arriostrada lateralmente, modelada con un sistema de Aislamiento Sísmico tipo HDR. Este trabajo se divide en cinco Capítulos, distribuidos de la siguiente forma:

En el Capítulo I, se desarrolla el planteamiento, los objetivos y la justificación de la investigación, delimitándola como una comparación entre una edificación aislada tipo y una edificación con las mismas características arquitectónicas pero de base fija, en la cual se incluirá el diseño de los miembros estructurales y conexiones de ambas edificaciones para realizar una comparación integral de ambas opciones.

En el Capítulo II, se introducen los antecedentes de la investigación y las bases legales en las cuales se fundamenta la misma. Se presenta un resumen sobre el comportamiento de edificaciones aisladas a nivel mundial, fundamentalmente en países donde es amplia su aplicación. Se refleja el excelente comportamiento que ha tenido el Aislamiento Sísmico en importantes sismos recientes como: el sismo de Wenchuan del 12 de mayo de 2008 (China), el sismo de Abruzzo del 6 de abril de 2009 (Italia), el sismo de Maule del 27 de febrero de 2010 (Chile), el sismo de Christchurch del 22 de febrero de 2011 (Nueva Zelanda) y el sismo de la Costa del Pacífico de Tohoku del 21 de marzo de 2011 (Japón).

En el Capítulo II, se describe de igual forma la situación normativa actual respecto al diseño de edificios aislados sísmicamente en Venezuela. Se detalla cada uno de los criterios que deben ser aplicados para el diseño tanto de la edificación aislada como del Sistema de Aislamiento, basados en la normativa internacional recomendada en la norma venezolana para edificaciones sismorresistentes.

En el Capítulo III, se establece el marco metodológico del trabajo definiéndolo del tipo evaluativo y descriptivo. Se establece el diseño de la investigación como documental y se describen las 4 fases en las cuales se divide la misma. Se define la observación, el análisis documental y de contenido como técnicas principales de análisis de la información. Los datos recolectados provienen en su mayoría de fuentes bibliográficas, tales como: libros, guías de diseño, la normativa vigente nacional e internacional y fuentes electrónicas. Los datos recolectados se expresan de manera numérica, generando una base de datos para su posterior análisis e interpretación.

El Capítulo IV presenta el procedimiento utilizado para el diseño de estructuras aisladas en zonas de elevada sismicidad en Venezuela, incluyendo la definición de la acción sísmica, el diseño del sistema de aislamiento y el análisis dinámico de la edificación aislada. Se evidencian los beneficios del sistema de aislamiento, al comparar el comportamiento de la edificación aislada respecto a su homóloga de base fija. Se compara el diseño de los miembros estructurales, elementos de conexión y sistema de fundación.

Finalmente, en el Capítulo V se concluye en base a los resultados obtenidos, sobre los beneficios de incluir el sistema de aislamiento seleccionado en una edificación catalogada como esencial y se plantean recomendaciones para el diseño de futuros proyectos empleando un sistema de Aislamiento Sísmico.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

Planteamiento del Problema

En los últimos 20 años, el Aislamiento Sísmico se ha convertido en una técnica cada vez más aplicada en el diseño estructural para edificios en áreas altamente sísmicas. El planteamiento consiste en acoplar a la edificación un sistema de aislamiento que desvíe la energía del sismo a través de la dinámica del mismo. El sistema que se ha adoptado más ampliamente en los últimos años se caracteriza por el uso de Aisladores Elastoméricos, ya sean de caucho natural o neopreno, entre los cuales se encuentran los Aisladores Elastoméricos de Alto Amortiguamiento (HDR), clasificados como un sistema de control pasivo, ya que no requieren ningún tipo de energía externa para lograr su acción.

En este enfoque, la estructura del edificio se desacopla de las componentes horizontales del movimiento del suelo mediante una interfaz de baja rigidez horizontal entre la estructura y el terreno, esta interfaz le proporciona a la estructura un período fundamental que es mucho mayor al período fundamental de la estructura de base fija y en la mayoría de los casos mucho mayor que los períodos predominantes del movimiento del terreno (exceptuando zonas con suelos blandos que amplifiquen los movimientos del terreno para períodos largos), permitiendo reducir la demanda sísmica sobre la estructura y por ende reduciendo la resistencia requerida, manteniendo un comportamiento prácticamente elástico ante la ocurrencia de importantes eventos sísmicos.

En Venezuela el estudio de estas nuevas tecnologías es muy reducido y la carencia de información práctica en esta área trae como consecuencia la

dificultad de aplicación de las mismas. La normativa vigente en el país no contempla el diseño de este tipo de estructuras, sin embargo la Norma Venezolana COVENIN-MINDUR 1756:01, a la cual se referirá en lo siguiente como NVC 1756:01, permite el uso de este tipo de dispositivos reflejado en el Art. 8.7: "Se autoriza el empleo de sistemas de control pasivo debidamente justificados, analítica y experimentalmente para reducir la respuesta sísmica, tales como los sistemas de aislamiento sísmico y amortiguamiento" (p. 41).

La Norma NVC 1756:01 en los comentarios de este artículo y en sus disposiciones transitorias hace referencia a códigos internacionales como IBC0-1997 y FEMA-1997a. Estas normas han sido actualizadas a las utilizadas en la presente investigación: IBC2012 "International Building Code" y FEMA P-750 /2009 "NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures" respectivamente, ambas se basan en la norma ASCE/SEI 7 "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures" para el diseño de edificaciones aisladas, cuya última actualización fue en el año 2010 a la fecha del presente trabajo.

Con la finalidad de establecer un procedimiento de análisis y diseño de edificaciones aisladas sísmicamente en Venezuela, se considera necesario realizar estudios sobre la aplicación de este sistema en edificaciones ubicadas en zonas de alta sismicidad a nivel nacional, con el propósito de promover la aplicación de este sistema en el país.

En los últimos años, el número de edificaciones diseñadas en acero estructural se ha incrementado, gracias a que la construcción en este material permite una reducción en los tiempos de obra y una mayor facilidad en el montaje. Adicionalmente, el acero estructural es un material que mantiene su comportamiento lineal hasta niveles muy altos de tensiones, correspondientes a la cedencia, siendo muy recomendable para construcciones sismorresistentes ya que posee una elevada resistencia, rigidez y ductilidad.

De las diferentes tipologías estructurales a las cuales se les podría implementar un sistema de aislamiento elastomérico, se debe tomar en cuenta que la efectividad del mismo se ve directamente afectada por la relación entre el periodo fundamental de la estructura original de base fija y el período de diseño del sistema de aislamiento, el cual se define alrededor de 2 a 3 segundos con el fin de llevar a la estructura a una zona de menor aceleración espectral. Por lo tanto, mientras más flexible sea la estructura por encima del sistema de aislamiento menor será la efectividad del mismo, ya que al tener un mayor período de vibración, el comportamiento de la misma se asemejará al del sistema de aislamiento pudiendo ocurrir un efecto de resonancia.

Las edificaciones metálicas tienden a ser flexibles, por lo tanto, para el estudio de una edificación aislada mediante dispositivos HDR, es necesario implementar una tipología estructural que limite las deformaciones de la misma. Tomando en cuenta lo anterior, en la presente investigación se estudia la incorporación de aisladores elastoméricos tipo HDR en una edificación de acero estructural, arriostrada lateralmente, con un período fundamental de vibración relativamente bajo, que permita evidenciar la efectividad del sistema de aislamiento propuesto, ubicada en una zona sísmica 5, ante lo cual surge la interrogante de cómo será la respuesta estructural de dicha edificación tipo al incluir el sistema de aislamiento propuesto.

Objetivos de la Investigación

Objetivo General

Evaluar el comportamiento de una edificación de acero modelada con Aisladores Sísmicos tipo HDR comparado con el sistema tradicional de base fija.

Objetivos Específicos

- 1) Establecer el procedimiento de diseño de los aisladores tipo HDR tomando en cuenta la normativa internacional vigente para el diseño de edificaciones aisladas y su adaptación a los criterios sísmicos de la Norma Venezolana NVC 1756:01.
- 2) Relacionar el método de análisis de la edificación aislada mediante aisladores HDR, con el método de análisis de la edificación tradicional de base fija.
- 3) Diferenciar el diseño de los elementos estructurales y el detallado de conexiones de la edificación aislada de su similar de base fija.
- 4) Determinar las implicaciones de utilizar el Aislamiento Sísmico en el diseño del sistema de fundación de la edificación aislada.

Justificación

La mayoría de los reglamentos de diseño modernos establecen como objetivos evitar el colapso de la estructura pero permitiendo daños ante sismos severos, en algunos casos se permite un daño estructural menor y en el caso de sismos extraordinarios que tengan una pequeña probabilidad de excedencia se permite daño estructural severo, siempre y cuando se mantenga la estabilidad general de la estructura para evitar el colapso. Sin embargo en muchas ocasiones el daño estructural o no estructural va más allá de lo económicamente reparable, en especial si se trata de estructuras esenciales o de aquellas cuyo contenido sea de mayor valor que la estructura en sí.

Es común entender la disipación de energía como consecuencia de la plastificación de elementos, lo cual se traduce en cierto grado de daño

permitido a la estructura. Los sistema de control de vibraciones como el Aislamiento Sísmico, están abocados hacia disipar energía por otros medios.

Debido a lo indicado anteriormente es sumamente importante la realización de estudios centrados en estas nuevas tecnologías en Venezuela, con el propósito de ratificar que las mismas proporcionan una mejor respuesta de la estructura ante un evento sísmico, buscando a su vez justificar los costos constructivos adicionales en los cuales se podría incurrir.

Se busca ampliar los conocimientos en la aplicación de dispositivos comúnmente usados como lo son los aisladores elastoméricos tipo HDR, con la finalidad de fijar una base sólida para futuros trabajos de investigación y lograr una mejor comprensión del comportamiento y aplicación de este sistema.

Limitaciones y Alcances

El presente trabajo se limita a la aplicación del sistema seleccionado (Aisladores tipo HDR), estableciéndose un procedimiento de diseño para este tipo de dispositivos.

La ausencia de una normativa nacional que regule el implemento de los sistemas de aislamiento sísmico, hace necesaria la utilización de códigos internacionales, con la finalidad de obtener los criterios básicos para la implementación de este sistema tomando en cuenta las características de Venezuela.

La investigación se limita al estudio de modelos definidos por una edificación de acero regular arriostrada lateralmente, de 4 niveles con una altura menor a 13 metros, ubicada en una zona sísmica 5. Se utilizará el método de Análisis Dinámico Espacial para el estudio tanto de la edificación aislada como la de base fija, definiendo las variables necesarias para

evidenciar las mejoras en el comportamiento luego de la inclusión del sistema de aislamiento.

Esta investigación se limita a la evaluación del comportamiento de los distintos modelos de estudio, incluyendo el diseño detallado de los elementos estructurales y conexiones de la superestructura así como el diseño del sistema de fundaciones para ambas edificaciones en estudio. No se considera en el diseño el efecto de la interacción suelo-estructura.

Es importante destacar que en Venezuela no se fabrican dispositivos de Aislamiento Sísmico. A la fecha no existen edificaciones aisladas construidas, sin embargo el autor está familiarizado con algunos proyectos aun no construidos en su totalidad, en los cuales se ha propuesto la inclusión de este tipo de dispositivos.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

Antecedentes

En la práctica moderna de la ingeniería, los dispositivos de control de respuesta fueron aplicados inicialmente en el campo de la ingeniería mecánica, destacando el desarrollo de amortiguadores en automóviles; mientras que en la ingeniería estructural su aplicación inició con la colocación de bloques flexibles de goma en las bases para aislar edificios de las vibraciones inducidas por trenes subterráneos, tráfico vehicular y otras formas de vibraciones a nivel de piso en la década de los 50 (Higashino & Okamoto 2006). Sin embargo, estas técnicas no habían sido usadas para la protección de estructuras ante excitaciones sísmicas o de viento hasta el año 1969, cuando se desarrolló el primer intento moderno de aislar sísmicamente una edificación: la *Escuela Heinrich Pestalozzi* en Skopje, Macedonia, en la cual se utilizaron aisladores de goma sin el refuerzo interno de placas de acero.

Doce años más tarde, se desarrolló lo que se considera la primera aplicación a larga escala del aislamiento sísmico mediante el uso de aisladores de goma-plomo para el edificio *William Clayton* en Nueva Zelanda en el año 1981, seguido por el *Foothill Communities Law and Justice Center* en los Estados Unidos en 1985 (Higashino & Okamoto 2006).

La respuesta favorable de las edificaciones de base aislada observada en el sismo de Northridge de 1994 en Estados Unidos y en el sismo de Hyogoken-Nanbu en 1995 en Japón, contribuyó al incremento de la aceptación de esta nueva tecnología. Su desempeño y respuestas documentadas validaron la viabilidad y confiabilidad de los procedimientos

analíticos utilizados para su diseño y aceleró la aplicación práctica del aislamiento sísmico y demás dispositivos de control de respuesta, acarreando la innovación de una gran variedad de dispositivos.

A continuación se exponen algunas de los antecedentes que se consideran servirán como base para el desarrollo de este trabajo:

Kobori & Minai (1960), *Analytical study on active seismic response control*, desarrollaron el concepto del control de respuesta sísmica estructural en los años 1950's, en su investigación concluyeron que hasta que no se puedan predecir las características precisas del movimiento del terreno causado por un sismo a un edificio, la respuesta sísmica debe ser controlada en el extremo receptor, es decir, la estructura del edificio.

Yao (1972), *Concept of Structural Control*, contribuyó significativa a la investigación del control de la respuesta sísmica estructural, propuso un sistema estructural cuyo comportamiento variaría automáticamente en concordancia con las variaciones impredecibles de la carga al igual que con las condiciones ambientales y por lo tanto produciría respuestas deseables ante cualquier condición de carga posible. En este sistema las acciones sísmicas y de viento son contrarrestados no sólo por los elementos estructurales sino por una fuerza de control generada por los dispositivos de control de respuesta.

Kelly, T. (2001), *Base Isolation of Structures, Design Guidelines*, enfoca los principios del aislamiento sísmico, dando recomendaciones de diseño, y detalla el procedimiento paso a paso para el diseño del sistema de Aislamiento Sísmico así como de la superestructura. Se define el factor de reducción de respuesta R como un valor vital para las estructuras aisladas sísmicamente, siendo este valor mucho menor que el utilizado para una estructura tradicional.

Avilés (2001), *Dispositivos para el Control de Vibraciones*, recopila los principales antecedentes sobre los dispositivos más importantes que se utilizan actualmente para el control de vibraciones en estructuras y presenta los modelos de análisis para estos sistemas. La investigación aborda además, el tema del costo sísmico y los costos económicos que involucra la incorporación de los sistemas de control; junto con la actual situación de las normativas y regulaciones de algunos países con mayor desarrollo en materia de control de vibraciones.

Arriagada (2005), *Aislación Sísmica de un Edificio de Oficinas de Siete Pisos. (Análisis Comparativo de Comportamiento y Costos con un Edificio Tradicional)*, concluye que la estructura aislada sísmicamente logra un comportamiento estructural muy superior respecto a su versión convencional con altos niveles de seguridad y protección sísmica tanto de la estructura como de los contenidos, y que además económicamente representa una opción totalmente competitiva, que bajo la mirada de la inversión inmediata el edificio aislado significa un leve aumento, pero al considerar los costos indirectos luego de un evento sísmico resulta ser considerablemente menor.

Bonilla y Sánchez (2011), *Oportunidades para el uso de aisladores sísmicos en Venezuela*, considera que diversos códigos a nivel mundial son conservadores en lo que respecta al Aislamiento Sísmico a pesar del buen comportamiento que han presentado estos dispositivos en diferentes eventos sísmicos como Northridge 1994 y Kobe 1995, ya que no permiten reducir los requerimientos de diseño de la superestructura. Esta investigación refleja que en Venezuela las oportunidades para utilizar el aislamiento sísmico son limitadas y los casos de utilización se reducen a puentes ferroviarios, por lo cual no existen edificaciones aisladas a la fecha; propone que el desarrollo de investigaciones nacionales orientadas al uso de sistemas de Aislamiento Sísmico podría abrir el uso de este tipo de tecnología a diversos sistemas constructivos que no tienen capacidad sismorresistente.

Bases Normativas

La normativa vigente en Venezuela no define los aspectos necesarios para el diseño de estructuras aisladas sísmicamente, por lo cual fue necesaria la utilización de normativas internacionales con la finalidad de obtener los criterios básicos para la implementación de este sistema.

En un principio, la Norma NVC 1756:01 permite la evaluación de sistemas de control pasivo en su Art. 8.7: "Se autoriza el empleo de sistemas de control pasivo debidamente justificados, analítica y experimentalmente para reducir la respuesta sísmica, tales como los sistemas de aislamiento sísmico y amortiguamiento" (p. 41). En los comentarios de este artículo se especifica el apoyo en el procedimiento establecido en la norma internacional norteamericana IBCO, 1997 "Uniform Building Code" y en las recomendaciones de FEMA, 1997a "NEHRP Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings: FEMA 302". Los códigos referidos IBCO, 1997 y FEMA, 1997a han sido actualizados a IBC2012 "International Building Code" y FEMA P-750 "NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures" respectivamente, en los cuales se ha adoptado como referencia el código americano ASCE/SEI 7 "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures" para el diseño tanto de las estructuras aisladas como de los dispositivos de aislamiento, incluyendo el ensayo de los mismos. Adicionalmente, se estudiaron normativas de otros países con mayor experiencia en aislamiento sísmico para obtener un marco referencial basado en la perspectiva mundial sobre el diseño de este tipo de edificaciones.

Por otra parte, tomando en cuenta que la normativa vigente en Venezuela para el diseño sismorresistente de estructuras de acero no ha sido actualizada oficialmente en aproximadamente 12 años, se utilizó lo normativo norteamericana vigente para el diseño de estructuras de acero sismorresistentes.

A continuación se presentan los códigos que sirvieron de apoyo para la presente investigación:

Normativa Nacional

1. COVENIN-MINDUR 1756:2001-1 "Edificaciones Sismorresistentes. Articulado", la cual será referida como NVC 1756:01 para los fines de esta investigación.
2. COVENIN-MINDUR 1756:2001-2 "Edificaciones Sismorresistentes. Comentarios".

Normativa Internacional

1. ANSI/AISC 341-10: "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", Código Nacional de los Estados Unidos. Será referida como AISC341:10 para los fines de este trabajo.
2. ASCE/SEI 7-10: "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures", Estados Unidos. Será referida como ASCE7:10 para los fines de este trabajo.
3. China (2010): "Code for seismic design of buildings", China.
4. EN 15129 (2010): "Estándar Europeo para Dispositivos Anti-Sismicos".
5. EN 1998-1 (2004): "Eurocódigo 8: Proyecto de Estructuras Sismorresistentes. Parte 1: Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación", Europa.
6. FEMA P-750 / 2009: "NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures", Estados Unidos.
7. FEMA P-751 / 2012: "NEHRP Recommended Seismic Provisions: Design Examples", Estados Unidos.
8. IBC2012: "International Building Code", Estados Unidos.

9. ISO 22762-1 (2010): Estándar Internacional "Aisladores Elastoméricos de Protección Sísmica Parte 1: Métodos de Ensayo". y Parte 3: Especificaciones para aplicaciones en edificios.
10. ISO 22762-3 (2010): Estándar Internacional "Aisladores Elastoméricos de Protección Sísmica Parte 3: Especificaciones para aplicaciones en edificios".
11. Japon (2000): "The Notification and Commentary on the Structural Calculation Procedures for Building with Seismic Isolation", Japon.
12. NCH2745-2013: "Análisis y diseño de edificios con aislamiento sísmico-Requisitos", Chile.
13. NTC (2008): "Norma Técnica para la Construcción", Italia.
14. Taiwan (2011): Seismic Design Code of Buildings, Taiwan.

Bases Teóricas

Generalidades sobre el Aislamiento Sísmico de Edificaciones

El movimiento sísmico se transmite a las edificaciones desde su base, la cual tiende a seguir el movimiento del suelo, mientras por inercia, la masa del edificio se opone a ser desplazada dinámicamente. Las fuerzas que se inducen son función de la intensidad del movimiento del suelo y de las propiedades de la estructura en sí.

Las aceleraciones que se presentan en la estructura son varias veces superiores a las del terreno, pudiendo en algunos casos exceder de una a dos veces el valor de la gravedad, debido a que los movimientos del suelo son amplificados de forma importante por la vibración de la estructura. El grado de amplificación depende del amortiguamiento propio de la edificación y de la relación entre el período de la estructura y el período fundamental del suelo

El diseño de estructuras sismorresistentes radica en la complejidad de la respuesta estructural a los efectos dinámicos del sismo además de lo impredecible que resulta el fenómeno y las intensidades que pueden alcanzar sus efectos. La filosofía de diseño tradicional está orientada a que la capacidad de la estructura sea mayor que la demanda sísmica, siendo ésta directamente proporcional al peso de la estructura y por ende a su resistencia. Las tendencias de diseño actuales están orientadas al diseño por desempeño, es decir, el poder concebir la edificación garantizando niveles de deformación que estén acordes con los requerimientos de desempeño fijados en función de la demanda sísmica actuante. Al aumentar las aceleraciones por piso se debe aumentar la resistencia y controlar las deformaciones para evitar el daño estructural, sin embargo aumentar la resistencia elástica de manera indefinida no se considera práctico ni económico. Por otro lado, a medida que la intensidad de la excitación aplicada al edificio aumenta, se generan cambios en las propiedades dinámicas del mismo, las cuales alteran su respuesta, el comportamiento deja de ser lineal, la rigidez tiende a bajar y el amortiguamiento tiende a aumentar. Cuando la rigidez de la estructura se reduce drásticamente y entran en juego fuentes de amortiguamiento mucho mayores que las que se tienen durante el comportamiento lineal, cobra importancia la modificación de la respuesta que se tiene después de la cedencia.

El diseño por capacidad limita la fuerza elástica de la estructura, detallando las secciones para evitar una falla frágil y proporcionar capacidad de deformación. Este enfoque en la mayoría de los casos se traduce en permitir cierto grado de daño a la estructura. Evidencia del comportamiento no lineal, y del daño en estructuras metálicas son los pandeos locales, y deformaciones residuales en las estructura.

El aislamiento sísmico tiene un enfoque opuesto al típicamente usado en el diseño de estructuras sismorresistentes, ya que busca reducir la

demanda a la cual estará sometida la estructura en vez de enfocarse en el aumento de la capacidad de la misma.

El principio fundamental del aislamiento sísmico es desacoplar el movimiento del suelo del movimiento de la estructura interponiendo elementos estructurales con rigidez horizontal baja entre la edificación y la fundación, modificando la respuesta de la misma. Un sistema de aislamiento ideal sería aquel que proporcionaría una separación total entre el suelo y la estructura, sin embargo en la actualidad esto no es posible, ya que es necesario que exista cierto contacto entre ellos para poder resistir las fuerzas gravitacionales; por ende un sistema de aislamiento sísmico práctico sería aquel que garantice la unión entre el suelo y la edificación para resistir la gravedad y que a su vez esa unión tenga una separación tal del suelo que le permita resistir las fuerzas sísmicas.

Una comparación entre el comportamiento bajo cargas sísmicas de un edificio convencional y de uno con sistema de aislamiento basal puede verse en la Figura 1.

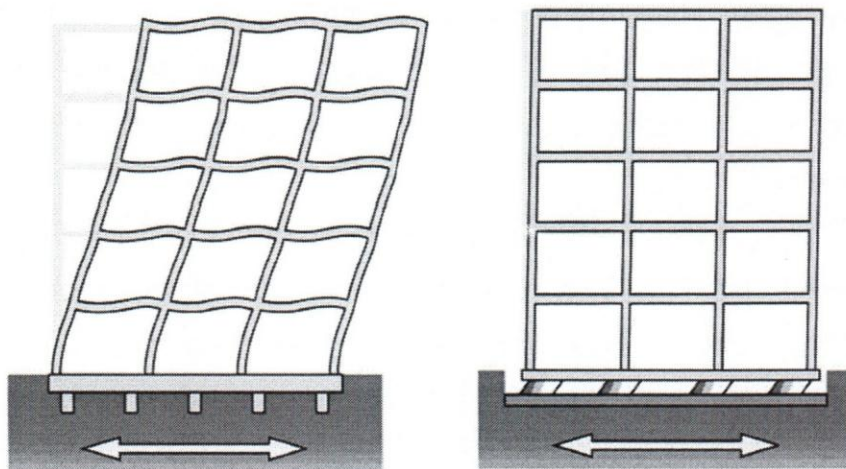


Figura 1: Comportamiento dinámico de un edificio convencional (izquierda) y de uno con aislamiento sísmico (derecha). Fuente: Symans, M. (2003, julio).

El aislamiento sísmico se ha ido desarrollando y perfeccionando en el tiempo, convirtiéndose en un sistema confiable y práctico que entrega una gran protección sísmica a la estructura y sus componentes; y que ha tenido excelentes resultados en los proyectos en donde se ha implementado.

La demanda social por altos niveles de seguridad, comodidad y alivio del temor causado por los movimientos sísmicos son otra razón que ha hecho florecer la construcción de edificios aislados, sobre todo en países como Japón. Para ello la mayoría de las principales empresas constructoras japonesas han construido primero sus propios edificios con mecanismos para el control de vibraciones de manera de probar sus efectos. Tales edificios están dotados con sistemas de observación de sismos para registrar las características reales de la respuesta, de manera de verificar la validez de sus métodos analíticos y obtener alguna información nueva que no se pueda predecir por modelos y simulaciones de computador.

Comportamiento de Edificaciones Aisladas Sísmicamente a Nivel Mundial

La efectividad de los Sistema de Aislamiento fue evidenciada por primera vez, gracias a los registros de la respuesta dinámica de los edificios aislados en los sismos de Northridge en 1994 y Kobe en 1995 (Kelly, 1998).

Durante el sismo de Hyogo-Ken Nanbu (conocido como Kobe 1995) de magnitud M7.3, se observó un excelente comportamiento de dos edificios aislados cerca de Kobe (Martelli & Forni, 2011), mientras que en Northridge (1994) uno de los casos más emblemáticos fue el *Teaching Hospital de la Universidad de South California (USC)* en los Ángeles (Estados Unidos), construido sobre 81 apoyos elastoméricos y 68 aisladores con núcleo de plomo, que ubicado a 36 kilómetros del epicentro del sismo no sufrió daños estructurales ni en sus contenidos y pudo continuar operando. Durante el

sismo, el terreno bajo el edificio alcanzó una aceleración máxima de 0,49g, mientras que las aceleraciones en el interior del edificio estuvieron entre 0,10g y 0,13g (Kelly, 1998). En comparación, un hospital ubicado en las cercanías, no pudo seguir operando y sufrió daños importantes.

Actualmente existen en el mundo más de 16.000 estructuras protegidas mediante Aislamiento Sísmico y otros Sistemas de Control de Vibraciones (Martelli & Forni, 2011). La mayoría de estas estructuras aisladas se encuentran principalmente en Japón, siendo menos numerosas en más de otros 30 países (Figura 2). Estas estructuras contemplan tanto nuevas construcciones como rehabilitaciones de estructuras existentes de todo tipo: puentes y viaductos, edificios civiles e industriales, patrimonio cultural e instalaciones industriales, entre ellas algunas de alto riesgo nuclear y plantas químicas.

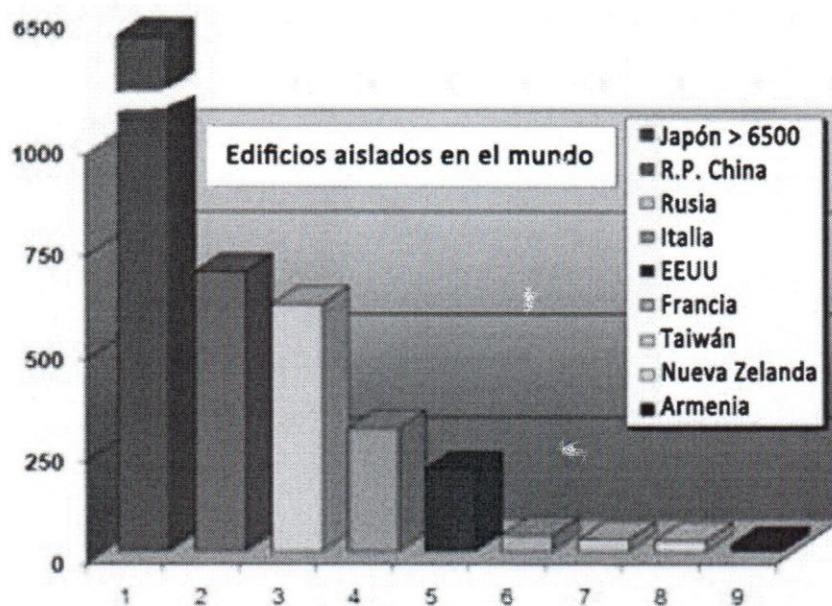


Figura 2: Número aproximado de edificios con sistemas de aislamiento en los países más activos. Fuente: (Martelli & Forni, 2011).

La mayoría de estos Sistemas de Aislamiento se basan en el uso de Aisladores Elastoméricos: Aisladores Elastoméricos de Alto Amortiguamiento

(HDR), o Aisladores Elastoméricos con Núcleo de Plomo (LRB); en algunos casos, principalmente en Japón, se utilizan Aisladores Elastoméricos de Bajo Amortiguamiento (LDR) en paralelo con amortiguadores (Martelli & Forni, 2011). En algunos edificios son usados frecuentemente Aisladores Friccionales o dispositivos de deslizamiento en conjunto con Aisladores Elastoméricos, sobre todo si las edificaciones son significativamente asimétricas en planta, con la finalidad de minimizar los efectos de torsión (Martelli & Forni, 2011).

A continuación se presenta un breve resumen sobre el comportamiento de estructuras aisladas en los países con mayor número de aplicaciones de estos dispositivos, y en aquellos en los cuales se han presentado sismos importantes en los últimos años:

Japón

En Japón existen más de 6000 estructuras aisladas (Kani, 2011), gracias a la disponibilidad de un código específico adecuado a partir del año 2000 y la adopción libre de los sistemas de Aislamiento Sísmico desde 2001, Japón consolida su liderazgo mundial en el uso de Sistemas de Control de Vibraciones (Martelli & Forni, 2011). De las 6000 estructuras aisladas 3500 son casas y 2500 son edificios, siendo un 10% de ellos (250) edificios de gran altura (Kani, 2011).

Varias edificaciones aisladas fueron puestas a prueba en el reciente sismo del 21 de marzo de 2011 "The Pacific Coast Tohoku Earthquake". La "Japan Society of Seismic Isolation" (JSSI) investigó el comportamiento de los edificios sísmicamente aislados durante y después del sismo, el cual fue seguido por varias réplicas, en un mes hubo cuatro réplicas de magnitud M7, cuarenta y seis réplicas de magnitud M6 y doscientas réplicas de magnitud M5, sin embargo los edificios aislados cerca del área Tohoku no reportaron daños estructurales, y la efectividad de los aisladores fue comprobada a partir de registros de edificios instrumentados y por la percepción de los

ocupantes de los mismos (Kani *et al.*, 2012). No hubo ningún problema respecto a la continuidad de actividades en empresas o fábricas que habían adoptado estructuras aisladas.

Según Kani *et al.* (2012) el desplazamiento promedio de la interfaz de Aislamiento Sísmico estuvo entre 10 y 20 cm, con un máximo de 41,5 cm en la localidad de Miyagi, ubicada a 170 Km del epicentro. En el área de Kanto, ubicada a 400 Km del epicentro, el desplazamiento promedio estuvo entre 5 a 8 cm, con un máximo de 15 cm, sin embargo el desplazamiento residual en general fue muy pequeño, posiblemente debido al gran número de réplicas. En cuanto al impacto del tsunami, se reportaron dos edificios en los cuales la interfaz de aislamiento fue inundada, sin embargo el Sistema de Aislamiento no sufrió daños.

Entre las estructuras instrumentados se observa la respuesta de un edificio de 6 pisos ubicado en el Instituto de Investigación Shimizu en Kotoku Tokyo, construido en el 2003, con un sismógrafo ubicado a nivel de terreno y otro en el 6to piso, donde se observó que las aceleraciones máximas a nivel de piso fueron reducidas aproximadamente a la mitad de la aceleración del terreno.

Se puede concluir que el desempeño del Sistema de Aislamiento estuvo acorde al objetivo de diseño, reportándose sólo daños en las juntas de expansión de un cuarto de los 327 edificios aislados estudiados (Kani *et al.*, 2012).

República Popular de China

En la República Popular de China, históricamente han sido aislados monasterios, templos y puentes por medio de Sistemas de Aislamiento rudimentarios como superficies de arena o arroz (Higashino & Okamoto, 2006), la mayoría de estas siguen en pie a pesar de haber soportado numerosos sismos con una magnitud inclusive de M8.1 (Martelli & Forni,

2011). Por su parte, la aplicación de los sistemas modernos de Aislamiento se inició en 1991 teniendo un gran auge.

Para el sismo de Wenchuan del 12 de mayo de 2008 de magnitud M8.1, existían aproximadamente 650 edificios aislados en China (Martelli & Forni, 2011) Se estima que 5,36 millones de edificios fueron derrumbaron y más de 21 millones de edificios fueron dañados en Sichuan y en algunas partes de Chongqing, Gansu, Hubei, Shaanxi y Yunnan, estimándose las pérdidas económicas totales en 86 millones de dólares (USGS, 2013). Después de este evento, el número de los edificios aislados se duplicó de 50 a 100 por año (Martelli & Forni, 2011) debido al excelente comportamiento de dos edificios aislados de concreto armado e inclusive uno de mampostería de seis niveles en el mencionado sismo, tomando en cuenta que el valor máximo de la aceleración del terreno había sido subestimado, siendo aproximadamente diez veces inferior al real; y que el código de diseño chino, el cual requiere la presentación de los proyectos de los edificios aislados ante una comisión especial para su aprobación (Higashino & Okamoto, 2006), permite reducir las cargas sísmicas que actúan en la superestructura al igual que en la infraestructura (Martelli & Forni, 2011).

En China, varios de los edificios aislados construidos son de uso residencial, incluso nuevas construcciones de mampostería. Los Sistemas de Aislamiento también se aplican a edificios altos (de hasta 19 niveles), ubicados no sólo en la base del edificio o en la parte superior de la planta más baja, sino también en los pisos más altos o en el la parte superior del edificio; se utilizan igualmente en estructuras que se unen a edificios adyacentes que tienen diferentes comportamientos de vibración (Martelli & Forni, 2011).

Rusia

Rusia está ubicada en el tercer lugar a nivel mundial con más de 600 edificaciones aisladas construidas a finales de 2009 (Martelli & Forni, 2011).

Este país comenzó en los años 1970s a instalar aisladores de “bajo costo” que consistían en elementos de concreto reforzado con forma de hongos invertidos, sin embargo recientemente se ha comenzado a reemplazar estos dispositivos por sistemas modernos de Aislamiento Sísmico como Aisladores Elastoméricos en frecuencia combinados con dispositivos de Disipación de Energía, siendo aplicados además en nuevos edificios de gran altura en la Ciudad de Sochi (Martelli & Forni, 2011).

Italia

Italia es el cuarto país a nivel mundial y el primero en Europa Occidental en cuanto al número de edificaciones aisladas construidas (Martelli & Forni, 2011). La aplicación de edificios aislados comenzó en 1981, sin embargo el auge de este tipo de construcciones estuvo limitado durante varios años, primero debido a la falta de un código de diseño hasta finales de 1998, seguido por un muy complicado y largo proceso de aprobación hasta mayo de 2003 (Martelli & Forni, 2011).

La aplicación de Sistemas de Aislamiento fue reiniciada en Italia desde hace algunos años, en un principio como consecuencia del colapso de la escuela primaria Francesco Jovine en San Giuliano di Puglia, durante sismo de Molise y Puglia en el 2002 y la posterior aplicación de la nueva norma sísmica italiana en mayo de 2003, que simplifica la adopción de Sistemas de Control de Vibraciones (Martelli & Forni, 2011). Sin embargo, el uso del Aislamiento Sísmico tuvo un mayor auge después del sismo de Abruzzo del 6 de abril de 2009 con una magnitud M6.3 (USGS, 2013), en el cual se evidenciaron daños en las estructuras convencionales de base fija, incluyendo edificaciones de patrimonio cultural.

Actualmente Italia supera a los Estados Unidos en el número de edificios y estructuras industriales aisladas, pasando de 70 antes del sismo de Abruzzo, a unos 300 edificios aproximadamente (Martelli & Forni, 2011).

Estados Unidos

Estados Unidos es considerado el segundo país a nivel mundial en la implementación de dispositivos de Control de Vibraciones (Martelli & Forni, 2011). Existen más de 1.000 puentes y viaductos protegidos con Aislamiento Sísmico, mientras que diversos tipos de Disipadores de Energía protegen a más de 1.000 edificios; sin embargo, en lo que se refiere a edificios aislados están en el quinto lugar, ya que el número de nuevas aplicaciones sigue siendo todavía limitado (3 o 4 por año), a pesar de la implementación del Aislamiento Sísmico desde 1985 y del excelente comportamiento en el sismo de Northridge 1994 (Martelli & Forni, 2011). Esto es consecuencia de un código de diseño de edificaciones aisladas considerado bastante riguroso, existiendo menos de 200 edificios aislados, de los cuales aproximadamente la mitad son rehabilitaciones (Martelli & Forni, 2011), la mayoría son edificios esenciales, sobre todo públicos, como hospitales, ayuntamientos o centros 911. Para estas edificaciones esenciales, el Aislamiento Sísmico resulta en algunos casos la mejor solución, debido a las grandes magnitudes requeridas para el sismo de diseño, por ejemplo $M = 8.0$ para la rehabilitación del San Francisco City Hall diseñado con 530 LRB en el 2000 (Martelli & Forni, 2011).

Muchos profesionales consideran que los requisitos actuales del código de diseño estadounidense actúan como un impedimento para la adopción generalizada del Aislamiento Sísmico en ese país (Kelly, 2001), ya que las disposiciones introducen cláusulas sobre efectos adicionales cerca de zonas de fallas y requisitos de análisis y de detallado del sistema mucho más exigentes que los necesarios para otros tipos de estructuras, lo cual afecta tanto el nivel de ingeniería requerido para el detallado del sistema al igual que el costo final del mismo (Kelly, 2001).

Los edificios aislados en los Estados Unidos se han desarrollado utilizando Aisladores Elastoméricos tipo HDR, LRB y en algunos casos LDR en conjunto con dispositivos de Disipación de Energía, así como, más

recientemente, aisladores de péndulo Friccional (FPS) (Martelli & Forni, 2011).

Christchurch, Nueva Zelanda

La experiencia de estructuras aisladas en el sismo del 22 de febrero de 2011 en Christchurch, de magnitud M6.1 con su epicentro ubicado a tan sólo 6km de esta ciudad, el cual dejó más de 100 mil edificios destruidos o afectados en el área de Christchurch-Lyttleton (USGS, 2013), se puede evidenciar en la única construcción aislada en la Isla Sur de Nueva Zelanda, el Hospital de la Mujer de Christchurch, terminado en marzo de 2005, el cual fue diseñado para un desplazamiento a nivel de la interfaz de aislamiento para una demanda asociada a un período de retorno de 2000 años (Gavin & Nigbor, 2012). Este Hospital también fue sometido al sismo de Darfield el 4 de septiembre de 2010 de magnitud M7 (USGS, 2013). La evaluación estructural después de ambos sismos reveló sólo daños a los componentes no estructurales de sacrificio, desafortunadamente esta estructura no se encontraba instrumentada al momento de los sismos, sin embargo la deformación estimada del aislador fue de aproximadamente 7cm y se evidenciaron rastros de licuefacción cerca de la ubicación del Sistema de Aislamiento (Gavin & Nigbor, 2012).

Chile

En Suramérica, Chile es uno de los países que más ha trabajado en Aislamiento Sísmico. Antes del sismo de Maule del 27 de febrero de 2010, existían en Chile 10 estructuras con protección sísmica, contando a la fecha con más de 30 estructuras, la mayoría realizadas en el año 2012 (Retamales, R. 2013, marzo).

Aunque ninguna de las estructuras aisladas se encontraba ubicada cerca del área epicentral del sismo del 27 de febrero de 2010, se pudo observar que las mismas tuvieron un buen comportamiento, registrando

daños muy leves en elementos estructurales, no estructurales y contenidos. Un caso particular es el Nuevo Hospital Militar ubicado en la comuna de La Reina, el cual cuenta con parte de su estructura aislada y otra no. En este caso se pudo observar como la sección aislada sufrió daños considerablemente menores que la sección no aislada de la estructura (CCHC, 2011).

Breve comparación de Códigos sobre Aislamiento Sísmico a Nivel Mundial

La importancia de los sistemas de Aislamiento Sísmico fue reconocida por primera vez a nivel mundial, en la Novena Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica (9WCEE) desarrollada en 1988 (Cheng *et al.*, 2008), y desde entonces ha tenido una importante participación en cada una de las Conferencias Mundiales de Ingeniería Sísmica desarrolladas hasta la fecha. El volumen de información sobre estos sistemas ha crecido exponencialmente en los últimos 15 años, siendo Japón uno de los principales protagonistas al tomar el liderazgo en la aplicación práctica de estos sistemas. La mayoría de los países con mayor número de edificaciones aisladas sísmicamente como Japón, China, Estados Unidos, Italia y Taiwán poseen códigos de diseño para estos sistemas. Chile siendo uno de los países latinoamericanos con mayor incursión en el aislamiento sísmico también posee un código para el diseño de este tipo de edificaciones. Por su parte el Eurocódigo 8 en su Parte 1 (EN 1998-1:2004) le dedica el Capítulo 10 al diseño de edificaciones con aislamiento de la base.

En el año 2006, gracias a la colaboración de expertos internacionales que actúan en el marco del "International Council for Research and Innovation in Building and Construction" (CIB) Task Group 44, se elaboró un informe comparativo evaluando los siguientes códigos de diseño

concernientes al Aislamiento Sísmico: Japón 2000, China 2001, Estados Unidos "International Building Code" IBC2003, Italia 2005 y Taiwán 2002, en el cual fue utilizada una edificación aislada típica de concreto reforzado de 14 pisos con aisladores elastoméricos LRB, la cual fue analizada usando cada uno de los cinco códigos mencionados (Feng *et al.*, 2006). Este reporte fue ajustado por la "Japan Society of Seismic Isolation (JSSI)" tomando en cuenta las actualizaciones de los cinco códigos anteriores para el año 2010 (JSSI, 2010b): IBC2009, China 2010, Italia NTC2008 que reemplazó al Eurocódigo 8 en ese país y Taiwán 2011.

Actualmente el código de los Estados Unidos IBC2009 fue actualizado al IBC2012 el cual hace referencia a los requerimientos del código ASCE7:10 para el diseño de estructuras aisladas sísmicamente. La comparación mostrada en el presente trabajo se ajusta a los requisitos actuales de ASCE7:10 y se incorporan a los cinco códigos estudiados por la JSSI en el 2010, el Eurocódigo 8 (EN1998-1:2004) y la norma chilena para el diseño de edificaciones aisladas sísmicamente Nch2745:2013. La comparación se realizó a nivel de la acción sísmica, de los requisitos para la aplicación del método lineal equivalente y de los métodos dinámicos.

Acción Sísmica

La mayoría de los códigos definen dos estados límites para el diseño sísmico de edificaciones, ya sean aisladas o de base fija, un primer nivel (Nivel 1) donde se limita la aparición de daños a partir de los cuales no se cumpla con los requisitos de servicio especificados, definido como estado de limitación de daños y un segundo nivel (Nivel 2) donde se debe mantener la estabilidad general de la estructura y evitar el colapso para el sismo considerado, definido como estado de límite último.

Los códigos Japón 2000, China 2010, Italia NTC2008 y EN1998-1:2004 definen períodos de retorno específicos para la verificación de los requerimientos de los dos estados límites descritos (Nivel 1 y 2), los cuales

se muestran en la Tabla 1. Los códigos ASCE7:10 y Taiwán 2011 especifican únicamente un período de retorno para el estado de límite último (Nivel 2), sin embargo definen un Nivel Adicional para el diseño del máximo desplazamiento del aislador asociado a un sismo máximo posible con un período de retorno de aproximadamente 2500 años. Los códigos EN1998-1:2004 e Italia NTC2008 definen este Nivel Adicional aplicando un coeficiente de mayoración de la acción sísmica igual a 1,2 que corresponde a un período de retorno de aproximadamente 975 años. El código chileno Nch2745:2013 define un período de retorno de 475 años para el sismo de diseño (Nivel 2) e igualmente un Nivel Adicional asociado a una probabilidad de excedencia de un 10% para una vida útil de 100 años que corresponde a un período de retorno de aproximadamente 960 años. En la Tabla 1 se observa que el código ASCE7:10 es uno de los más exigentes al igual que Taiwán 2011.

Tabla 1: Período de retorno correspondiente a cada código de diseño.

Etapas de diseño	Japón (2000)	China (2010)	Estados Unidos (2012)	Italia (2008)	Taiwán (2011)	EN1998-1 (2004)	Chile (2013)
Nivel 1	50 ^a	50	-	50	-	95 ^d	-
Nivel 2	500 ^a	1600-2500	475 ^b	475	475	475 ^d	475
Nivel Adicional ^c	-	-	2500	975	2500	975 ^d	960

a: estimado.

b: Sismo de diseño, se considera similar al Nivel 2 definido en los otros códigos de diseño.

c: Verificación del máximo desplazamiento de diseño del sistema de aislamiento.

d: Valor recomendado, sin embargo se asigna un valor según ubicación (Estado).

Nota: Datos modificados de Feng *et al.* (2012)

Método Lineal Equivalente

Los siete códigos estudiados permiten un análisis lineal equivalente basado en un sistema de un sólo grado de libertad (SDOF) para la edificación aislada, siempre y cuando se cumplan con los requerimientos especificados en el Tabla 2 para cada código en estudio, donde se resumen las principales limitaciones para la aplicación de este método.

Tabla 2: Limitaciones en la aplicación del método lineal equivalente.

Requisitos	Japón (2000)	China (2010)	ASCE7:10	Italia (IC2008)	Taiwán (2011)	EN1998-1 (2004)	Nch2745 (2013)
Limitación en la sismicidad de la zona	-	-	$S1 > 0.6g$	-	-	Distancia a falla $M > 6,5$ mayor a 15 Km	Distancia mayor a 10Km de fallas activas
Limitación en el tipo de suelo	1,2	I,II,III	A,B,C,D	-	1,2	-	I, II
Dimensión máxima en planta	-	-	-	50m	-	50m	-
Altura máxima de la superestructura	60m	40m	19.8m	20m	-	-	20m
Número máximo de pisos	-	$T_f \leq 1s$	4	5	-	-	5
Ubicación de los dispositivos	Sólo en la base	Sólo en la base	-	-	-	Sólo en la base	-
Máxima excentricidad de los centros de masa-rigidez	3%	-	Regular	3%	Regular	7,5%	Regular
K_v/K_e	-	-	-	> 800	-	> 150	-
Tensión en el Aislador	No está permitida	No está permitida	-	No está permitida	-	-	-
Esfuerzo de cedencia	$\geq 0,03W$	-	-	-	-	-	-
Período rango de T_e	$T_2 > 2.5s$	-	$3T_f - 3,0s$	$3T_f - 3,0s$	$\leq 2,5s$	$3T_f - 3,0s$	$3T_f - 3,0s$
Máximo valor de T_v	-	-	-	$\leq 0,1s$	-	$\leq 0,1s$	$\leq 0,1s$

T_f : período natural de la superestructura de base fija.

T_2 : período del sistema de aislamiento considerando sólo la rigidez de los elastómeros del aislador.

T_e : período efectivo del sistema de aislamiento.

T_v : período del sistema de aislamiento en la dirección vertical.

Nota: Datos modificados de Feng *et al.* (2012)

La mayoría de los códigos mencionados no permiten usar el método lineal equivalente si la edificación aislada se encuentra en zonas con suelos blandos, exceptuando el código Italia NTC2008 y el EN1998-1:2004. La norma ASCE7:10 define como método de análisis un espectro específico de sitio para tomar en cuenta la amplificación de los movimientos del terreno para períodos largos en este tipo de suelos.

La altura máxima de la superestructura está limitada, excepto en el código de Taiwán 2011 y en EN1998-1:2004. En los códigos de diseño de Japón 2000 y de China 2010 el límite de altura de la superestructura es menos estricto, por ende la cantidad de edificios en los cuales se puede adoptar el aislamiento sísmico es mucho más amplia (Feng *et al.*, 2006). No limitar la altura de la superestructura o el número de pisos al considerar un SDOF puede excluir la posible participación de los modos más altos, lo cual pudiese aumentar los efectos inerciales y modificar la distribución de la fuerza a lo largo de la altura del edificio (Dolce y Santarsiero, 2004).

La ubicación de los dispositivos de aislamiento se limita a la base de la estructura en los códigos de diseño de Japón 2000, China 2010 y EN1998-1:2004. En los códigos Japón 2000, China 2010 e Italia NTC2008 no se permite la tracción en los dispositivos de aislamiento, el resto de los códigos no especifican ninguna limitación. La tracción o elevación en los aisladores, implica un comportamiento no lineal, el cual es difícil de tomar en cuenta con un método de análisis simplificado (Dolce y Santarsiero, 2004).

La mayoría de los códigos estudiados definen un rango para el período de la estructura aislada (T_e) con la finalidad de lograr una mayor consistencia con la hipótesis de que la estructura se comporta como un cuerpo rígido. Es interesante mencionar que el código China 2010 no especifica ningún límite para el periodo de la estructura aislada.

Los códigos Italia IC2008, EN1998-1:2004 y Nch2745:2013 definen un límite para la rigidez vertical (K_v) del sistema de aislamiento limitando el periodo vertical del mismo a 0,1s. La flexibilidad vertical del sistema de

aislamiento puede aumentar las vibraciones verticales, pudiendo hacer que el momento de volcamiento produzca un levantamiento en algún apoyo de la edificación aislada, lo cual puede ocasionar que el método lineal equivalente sea inadecuado (Dolce y Santarsiero, 2004).

En la Tabla 3 se puede observar la comparación de algunos parámetros de diseño obtenidos mediante el análisis estático equivalente para cada uno de los siete códigos mencionados. Todos los códigos incluyen un factor de reducción que toma en cuenta la variación de la respuesta como resultado del aumento del porcentaje de amortiguamiento, dicho valor se refleja en la determinación del desplazamiento de diseño D_D y en el desplazamiento máximo D_M .

La mayoría de los códigos limitan la excentricidad del sistema de aislamiento respecto al centro de masa y de rigidez de la estructura, estableciendo una distribución regular de los dispositivos (Ver Tabla 2). Tomando en cuenta que se ha cumplido con lo anterior, un coeficiente relacionado a la excentricidad del sistema de aislamiento es considerado en todos los códigos (Ver Tabla 2.1). Un valor fijo de 1,1 se define en el código japonés, mientras que los otros códigos utilizan ecuaciones similares para el cálculo de este coeficiente.

En seis de los siete códigos estudiados (exceptuando el de Japón) se considera un factor de reducción de respuesta (R_I) que toma en cuenta una limitada capacidad de deformación inelástica de la superestructura para el cálculo de las fuerzas sísmicas en la misma (ver Tabla 3). En el código China 2010 no se define un factor R_I como tal, sino que para el cálculo de la fuerza sísmica se utiliza el peso efectivo que es por lo general 85% del peso real de la estructura (Feng *et al.*, 2006). El Eurocódigo 8 define este factor de reducción como un “coeficiente de comportamiento (q)” que se toma igual a 1 para todo tipo de estructuras exceptuando edificaciones, donde los efectos de la acción sísmica pueden ser divididos por un factor de comportamiento no mayor a 1,5.

Tabla 3: Sumario del método lineal equivalente para los siete códigos en estudio.

Estructura	Símbolo	Japón (2000)	China (2010)	ASCE7:10	Italia (IC2008)	Taiwán (2011)	EN1998-1 (2004)	Nch2745 (2013)
Sistema de Aislamiento	D_D	$\frac{M F_h(\xi_e) S_a(T_e)}{K_e}$	$\frac{Q_{ISO}}{K_e}$	$\frac{g}{4\pi^2} \frac{S_{D1} T_D}{B_D}$	$\frac{M S_a(T_e, \xi_e)}{K_{e,min}}$	$\frac{g}{4\pi^2} \frac{S_{aD} T_e^2}{B_D}$	$\frac{M S_a(T_e, \xi_e)}{K_{e,min}}$	$\frac{C_D}{B_D}$
	D_{TD}	$1,1 D_D$	$(1 + y_i \frac{12e}{b^2 + d^2}) D_D$	$(1 + y_i \frac{12e}{b^2 + d^2}) D_D$	$(1 + y_i \frac{12e}{b^2 + d^2}) D_D$	$(1 + y_i \frac{12e}{b^2 + d^2}) D_D$	$(1 + y_i \frac{e_{tot}}{r^2}) D_D$	$(1 + y_i \frac{12e}{b^2 + d^2}) D_D$
	Q_{ISO}	$K_{e,max} D_D$	$S_a(T_e) \beta M$	$K_{e,max} D_D$	$K_{e,max} D_D$	$K_{e,max} D_D$	$K_{e,max} D_D$	$K_{e,max} D_D$
	D_M	γD_{TD}	$\lambda_s D_{TD}$	$\frac{g}{4\pi^2} \frac{S_{M1} T_M}{B_M}$	---	$1.5 D_{TD}$	---	$\frac{C_M}{B_M}$
Super-estructura	Q_s	Q_{ISO}	Q_{ISO}	$\frac{K_{e,max} D_D}{R_I}$	$\frac{K_{e,max} D_D}{R_I}$	$\frac{K_{e,max} D_D}{R_I}$	$\frac{K_{e,max} D_D}{q}$	$\frac{K_{e,max} D_D}{R_s}$
	Q_j	$\gamma(A_i Q_\xi + Q_e)$	$Q_s w_i h_i / \sum_{j=1}^n w_j h_j$	$Q_s w_i h_i / \sum_{j=1}^n w_j h_j$	$m_j S_a(T_e, \xi_e)$	$Q_s w_i h_i / \sum_{j=1}^n w_j h_j$	$m_j S_a(T_e, \xi_e)$	$Q_s w_i h_i / \sum_{j=1}^n w_j h_j$
Sub-estructura	Q_b	γQ_{ISO}	Q_{ISO}	Q_{ISO}	Q_{ISO}	$K_e D_D / 0.8 R_I$	Q_{ISO}	Q_{ISO} / R_b
Período del Sistema de Aislamiento	T_e	$2\pi \sqrt{M/K_{e,min}}$	$2\pi \sqrt{M/K_{e,min}}$	$2\pi \sqrt{M/K_{e,min}}$	$2\pi \sqrt{M/K_{e,min}}$	$2\pi \sqrt{M/K_{e,min}}$	$2\pi \sqrt{M/K_{e,min}}$	$2\pi \sqrt{M/K_{e,min}}$
Factor de Reducción de Respuesta	R_I	---	---	$\frac{3}{8} R \leq 2$	≤ 1.5	≤ 1.5	≤ 1.5	$R_b \leq 1,5$ $R_s \leq 2$

Nota: Datos modificados de Feng et al. (2012).

El Eurocódigo 8 establece que en el estado límite último, los dispositivos pueden alcanzar su capacidad última, mientras la superestructura y la infraestructura permanecen en el dominio elástico, por tanto el dimensionamiento por capacidad y los detalles constructivos para una elevada capacidad de deformación inelástica no son necesarios ni en la superestructura ni en la infraestructura.

Los códigos China 2010, ASCE7:10, Taiwán 2011 y Nch2745:2013 utilizan una fórmula similar para calcular la distribución de la fuerza sísmica por nivel en la superestructura, al igual que Italia NTC2008 y EN1998-1:2004 utilizan una fórmula análoga. Por su parte en el código China 2010, también se propone un método más simplificado para el cálculo de esta fuerza, que consiste en un factor de reducción horizontal basado en la relación de la fuerza cortante basal entre Q_{iso} (fuerza de corte después del aislamiento) y Q_{fix} (fuerza de corte para la condición de base fija) (Feng *et al.*, 2006).

Los parámetros especificados en la Tabla 2 y Tabla 3 se describen a continuación:

ξ_e = Amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento.

b = la dimensión en planta más corta de la estructura perpendicular a d .

B_D = Factor de reducción que toma en cuenta el porcentaje de amortiguamiento efectivo para el desplazamiento de diseño del aislador.

B_M = Factor de reducción que toma en cuenta el porcentaje de amortiguamiento efectivo para el desplazamiento máximo del aislador.

C_D = Coeficiente sísmico de desplazamiento correspondiente al nivel sísmico de diseño.

C_M = Coeficiente sísmico de desplazamiento correspondiente al nivel sísmico máximo considerado.

d = la dimensión en planta más larga de la estructura.

D_D = Desplazamiento de diseño del aislador.

D_M = Desplazamiento máximo del aislador.

D_{TD} = Desplazamiento total de diseño incluyendo la excentricidad del sistema de aislamiento.

D_{TM} = Desplazamiento total máximo, incluyendo la excentricidad del sistema de aislamiento.

e_{tot} = excentricidad total en la dirección de estudio.

e = la excentricidad real medida en el plano entre el centro de masa de la estructura por encima de la interfaz de aislamiento y el centro de rigidez del sistema de aislamiento incluyendo la excentricidad accidental.

$F_h(\xi)$ = Coeficiente de amortiguamiento.

h_j = Altura medida desde la base hasta el nivel j de la edificación.

$K_{e,max}$ = Rigidez horizontal equivalente máxima del sistema de aislamiento.

$K_{e,min}$ = Rigidez horizontal equivalente mínima del sistema de aislamiento.

K_v = Rigidez total del sistema de aislamiento en la dirección vertical.

m_j = Masa del nivel j de la edificación.

$M = W/g$ = Masa total de la edificación.

q = factor de comportamiento el cual reduce la respuesta debido a la ductilidad de la superestructura.

Q_b = Fuerza sísmica de diseño de la subestructura.

Q_{iso} = Fuerza sísmica de diseño de la interfaz de aislamiento.

Q_j = Fuerza sísmica de diseño en el nivel j por encima de la interfaz de aislamiento.

Q_s = Fuerza sísmica de diseño en la base de la superestructura por encima de la interfaz de aislamiento.

R = Factor de reducción de respuesta para estructura de base fija.

r = radio de giro torsional en la dirección de estudio.

R_b = Factor de reducción de respuesta de la subestructura.

$R_I = R_S$ = Factor de reducción de respuesta de la superestructura aislada.

S_{ad} = Espectro de aceleración para un porcentaje de amortiguamiento crítico del 5% y ajustado a los efectos de sitio.

$S_a(T_e, \xi_e)$ = Espectro de aceleración ajustado a los efectos de sitio y al valor apropiado de amortiguamiento efectivo.

$S_a(T_e)$ = Espectro de aceleración para un porcentaje de amortiguamiento crítico del 5% y ajustado a los efectos de sitio.

S_{D1} = Parámetro de aceleración espectral de diseño para un 5% de amortiguamiento crítico para un período igual a 1s ajustado a los efectos de sitio.

S_{M1} = Parámetro de aceleración espectral para un período igual a 1s correspondiente al sismo máximo considerado (MCE), para un porcentaje de amortiguamiento crítico del 5% y ajustado a los efectos de sitio.

T_D = Período efectivo del sistema de aislamiento en el desplazamiento de diseño.

T_e = Período efectivo del sistema de aislamiento.

T_M = Período efectivo del sistema de aislamiento en el desplazamiento máximo.

w_j = Peso del nivel j de la edificación.

y = distancia entre los centros de rigidez del sistema de aislamiento y el elemento de interés medida perpendicular a la dirección de la carga sísmica bajo consideración.

$\gamma = \lambda_s$ = Factor de seguridad.

Métodos de Análisis Dinámicos

La mayoría de los códigos de diseño mencionados incluyen disposiciones para el análisis de respuesta dinámica, sin embargo la información necesaria para llevar a cabo este tipo de análisis para una estructura aislada sísmicamente no se definen claramente en la mayoría de ellos (Feng *et al.*, 2006). Se definen dos métodos de análisis de respuesta dinámica: análisis dinámico de espectro de respuesta y análisis dinámico de respuesta en el tiempo.

Dado que los resultados del análisis dinámico de respuesta en el tiempo dependen en gran medida de los registros seleccionados, se recomiendan varios registros de componentes ortogonales de eventos sísmicos. El código Japón 2000 se basa en más de tres (generalmente seis) movimientos de entrada, tomándose los valores máximos de respuesta obtenidos como los valores de diseño. El código China 2010, se basa en tres movimientos de entrada y se toman los valores promedio de respuesta como los valores de diseño. En los códigos ASCE7:10, Nch2745:2013 e Italia IC2008, un mínimo de tres pares de registros deben ser utilizados para el análisis. Si se utilizan tres pares de registros, el diseño debe basarse en las respuesta máximas obtenidas, sin embargo, si se utilizan siete (o más) pares de registros el diseño puede basarse en los valores promedios de las respuestas calculadas. Por su parte el Eurocódigo 8 no define el número mínimo de pares de registros para el análisis dinámico de respuesta en el tiempo,

Dado que los métodos de análisis dinámicos por lo general resultan en valores de respuesta más pequeños, los códigos ASCE7:10, Nch2745:2013 y Taiwán 2011, limitan los resultados de los mismos a los obtenidos con el método lineal equivalente. Por ejemplo, en los códigos ASCE7:10 y Nch2745:2013, el desplazamiento total de diseño D_{TD} del sistema de aislamiento, no se considera menor al 90% del resultado obtenido mediante al método lineal equivalente. No se observa ninguna limitación de este tipo en los códigos Italia NTC2008 y Japón 2000 (Feng *et al.*, 2006), ni en el Eurocódigo 8.

El "International Council for Research and Innovation in Building and Construction" (CIB) y la "Commission W114 (Earthquake Engineering and Buildings" pusieron en marcha el "Proyecto Internacional de Diseño basado en el desempeño sísmico de edificios aislados" con la finalidad de desarrollar un procedimiento homogéneo para el diseño de edificios sísmicamente

aislados (Feng *et al.*, 2012). Basados en el estudio comparativo realizado entre los códigos Japón 2000, China 2010, Estados Unidos IBC2009, Italia 2008 y Taiwán 2011 (JSSI, 2010b) desarrollaron una propuesta preliminar para el procedimiento de diseño para edificios sísmicamente aislados referida como CW2012 la cual fue presentada en la Quinceava Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica (15WCEE) desarrollada en Lisboa en el 2012.

Feng *et al.* (2012), define la propuesta CW2012 basada principalmente en el código de Japón 2000, ya que la mayoría de las edificaciones aisladas sísmicamente se encuentran en este país. Sin embargo se incluyen varios aspectos de otros códigos, como la fuerza sísmica asociada a un período de retorno de 2.500 años para determinar el máximo desplazamiento de diseño del aislador y las especificaciones de las pruebas para el sistema de aislamiento. El diseño de la estructura por encima del sistema de aislamiento se propone para un período de retorno de 50 años que coincide con el estado de limitación de daños (Nivel 1) propuesto en los códigos Japón 2000, China 2010 e Italia IC2008. Finalmente la CW2012 adopta el método de análisis dinámico de respuesta en el tiempo propuesto por la "Japan Society of Seismic Isolation" (JSSI) en el 2010 (JSSI, 2010a). El desarrollo de la propuesta CW2012 no se encuentra dentro del alcance del presente trabajo, sin embargo se plantea como una propuesta interesante para la unificación del diseño de edificaciones aisladas sísmicamente a nivel mundial.

El código de los Estados Unidos ASCE7:10 se considera bastante riguroso comparado a los otros seis códigos estudiados, llegando a ser considerado por muchos como un impedimento para la proliferación del Aislamiento Sísmico en este país (Kelly, 2001). Tomando en cuenta que en Venezuela se han tomado como referencia los códigos norteamericanos para la actualización de la mayoría de la normativa nacional vigente y que los mismos se presentan más accesibles que la mayoría de los otros códigos de diseño estudiados, se considera conveniente desarrollar la presente investigación bajo los criterios establecidos en la norma ASCE7:10.

Diseño de Edificaciones Aisladas Sísmicamente

Marco normativo para el diseño de edificaciones aisladas en Venezuela

Basados en las recomendaciones expuestas inicialmente sobre el diseño de edificaciones aisladas definidas en la normativa venezolana vigente, se considera pertinente el uso de la norma americana ASCE7:10 en conjunto con la Norma Venezolana NVC 1756:01 para el diseño de estructuras aisladas en Venezuela. Tanto la norma venezolana como la norteamericana especifican la necesidad de definir un sismo de menor probabilidad de excedencia para el diseño del sistema de aislamiento, con la finalidad de realizar verificaciones de estabilidad y previsiones contra el colapso, sin embargo cuando se intenta aplicar estas normativas de forma conjunta se encuentra cierta discrepancia en la determinación de la amenaza sísmica.

Antes de la publicación de la norma IBC 2000 "International Building Code" los códigos de construcción en los Estados Unidos tenían como requisito diseñar para una amenaza sísmica con un período de retorno de 500 años, conforme a lo previsto en los mapas de amenaza sísmica del USGS "U.S. Geological Survey" en los años 1970s. La norma venezolana NVC 1756:01 adoptó igualmente una amenaza sísmica asociada a un periodo de retorno de 475 años, lo que corresponde a una probabilidad de excedencia del 10% para una vida útil de 50 años. Sin embargo en los Estados Unidos, cuando el USGS reconoció el riesgo de sismos de menor probabilidad de excedencia en sitios como la zona de la falla de New Madrid (sismo de 1811–1812) y cerca de Charleston (sismo 1886) en South Carolina, con un período de retorno en el orden de 1000 a 2000 años; y se anunció además la iniciativa de publicar un nuevo código, se decidió crear un grupo de trabajo llamado "Project 97" para desarrollar nuevos mapas de amenaza sísmica. Por lo tanto, los mapas de aceleraciones asociadas a un período de retorno de 500 años fueron abandonados en favor de los mapas

asociados al sismo máximo considerado (MCE) basados en aceleraciones horizontales del terreno asociadas a 2.500 años de período de retorno, para la mayor parte de los Estados Unidos, o en las estimaciones de la sacudida máxima probable cerca de las principales fallas activas.

La Norma ASCE7:10 regente de los requerimientos sísmicos de los códigos americanos establece de acuerdo a lo anterior, un sismo de diseño (DE) y un sismo máximo considerado (MCE). El sismo máximo considerado se obtiene directamente de las aceleraciones horizontales del terreno reflejadas en los mapas de amenaza sísmica estadounidenses para una probabilidad de excedencia del 2% en una vida útil de 50 años. No todas las estructuras son diseñadas bajo estos niveles de amenaza sísmica ya que resultaría inviable económicamente, por lo tanto se define el sismo de diseño tomado como dos tercios del sismo máximo considerado (MCE), lo cual equivale a una probabilidad de excedencia de aproximadamente el 10% para la misma vida útil de 50 años.

En el caso de edificaciones aisladas, los procedimientos de diseño y evaluación del sistema de aislamiento utilizan los máximos cortantes basales, desplazamientos y fuerzas verticales tanto del sismo de diseño (DE) como del sismo máximo considerado (MCE). Aun cuando se conoce que las estructuras aisladas tienen menores cargas sísmicas que las estructuras de base fija, no resulta rentable diseñar la estructura aislada como elástica para el sismo máximo considerado (MCE), ya que no sería lógico introducir un sistema de aislamiento si las fuerzas de diseño resultantes son mayores que las de una estructura dúctil de base fija.

Según las recomendaciones FEMA P-750 / 2009 en el comentario del Capítulo 17, los requisitos de diseño para el sistema estructural de la edificación aislada se basarán en el sismo de diseño (DE), tomado como dos tercios del sismo máximo considerado (MCE). Sin embargo, se requiere que el sistema de aislamiento, incluyendo todas sus conexiones, el apoyo a los elementos estructurales y desplazamientos máximos, sea diseñado (y

ensayado) para el 100% de la demanda del sismo máximo considerado (MCE). Los elementos estructurales por encima del sistema de aislamiento no requieren ser diseñados para el 100% de la demanda del sismo de diseño, pudiendo reducirse ligeramente el efecto del sismo mediante el factor de respuesta R_I , siempre y cuando el sistema estructural sea capaz de responder de forma inelástica sin sufrir daños significativos.

Idealmente, la mayor parte del desplazamiento lateral de una estructura aislada será absorbido por la deformación del sistema de aislamiento en lugar de la distorsión de la estructura por encima del mismo. En consecuencia, el sistema resistente al sismo de la estructura por encima del sistema de aislamiento será diseñado para tener suficiente rigidez y resistencia para evitar grandes desplazamientos inelásticos. Por lo tanto, la norma ASCE7:10 contiene criterios que limitan la respuesta inelástica de la estructura por encima del sistema de aislamiento.

En general la norma ASCE7:10 distingue el diseño de las estructuras aisladas de las de base fija en los siguientes aspectos: factor de importancia, factor de reducción de respuesta y diferentes fuerzas de diseño para la estructura por debajo del sistema de aislamiento y por encima del mismo.

La norma ASCE7:10 define claramente al sismo de diseño (DE) como 2/3 del sismo máximo considerado (MCE). Este sismo de diseño (DE) se aproxima a los movimientos de diseño definidos en la Norma NVC 1756:01 para una amenaza sísmica asociada a un período de retorno de 475 años. Sin embargo, para el diseño del sistema de aislamiento de la edificación aislada en Venezuela, es necesario ajustar el coeficiente de aceleración establecido en la Tabla 4.1 de la Norma NVC 1756:01 al sismo máximo considerado (MCE) asociado a un período de retorno de 2500 años.

Norma venezolana COVENIN-MINDUR 1756:01 "Edificaciones Sismorresistentes"

Amenaza sísmica. Actualmente en Venezuela, el análisis de edificaciones sismorresistente se realiza para la amenaza sísmica definida en la norma NVC 1756:01, "...se exceptúa el caso en que se utilicen dispositivos de aislamiento sísmico o amortiguadores (Art. 8.7), para los cuales deben establecerse también mayores movimientos sísmicos para ciertas verificaciones...". (C-3.2 - NVC 1756:01).

La norma NVC 1756:01 requiere aumentar la amenaza sísmica para el uso de dispositivos de aislamiento, considerándose necesario el análisis para el MCE descrito con anterioridad.

Zonificación sísmica y movimientos de diseño. La distribución de la amenaza sísmica venezolana se define en 8 zonas: desde la Zona 0 donde no se requiere la consideración de las acciones sísmicas, hasta la Zona 7 de mayor amenaza sísmica con un coeficiente de aceleración horizontal A_0 igual a 0,40. Los movimientos de diseño se basan en curvas de isoaceleración de 50 en 50 gal para períodos de retorno de 475 años. Los valores de aceleración horizontal del terreno A_0 se consideran representativos de una probabilidad de excedencia del 10% para una vida útil de 50 años.

Los valores máximos del coeficiente de aceleración horizontal del terreno (A_0) pueden ser incrementados según la importancia de la edificación, para ello la norma NVC 1756:01 define el factor de importancia " α " que introduce una menor probabilidad de excedencia del movimiento del terreno para la misma vida útil, lo cual resulta necesario para el diseño de las edificaciones consideradas de mayor importancia, este valor oscila entre 1 y 1,3.

Según Bonilla y Sánchez (2011), este factor de importancia pudiese ser utilizado para multiplicar el espectro de la norma venezolana para generar las solicitaciones correspondientes al sismo máximo considerado, ya que en todo caso, la norma venezolana deja abierto el criterio en cuanto a este sismo máximo, pudiendo ser una posibilidad usar el factor 1,3 que corresponde a estructuras esenciales.

Espectros de diseño. En la determinación del espectro de diseño la norma NVC 1756:01 establece una clasificación de la edificación según su uso, nivel de diseño, tipo de sistema resistente al sismo y regularidad estructural.

Se define igualmente el factor de reducción de respuesta R , tomando en cuenta la capacidad de disipación de energía de la estructura, permitiendo incursiones en el dominio inelástico bajo la acción sísmica. El espectro de diseño considera la máxima aceleración esperada del terreno (A_0) y las condiciones locales del suelo mediante las formas espectrales tipificadas (S1, S2, S3 y S4) que caracterizan la respuesta dinámica de los perfiles geotécnicos.

El espectro de respuesta permite describir cuantitativamente la intensidad y el contenido de frecuencias esperado para una determinada localidad, incorporando la actividad de las fuentes sismogénicas y las condiciones locales del subsuelo. El espectro de respuesta definido en la norma NVC 1756:01 describe la máxima respuesta expresada en términos de aceleraciones absolutas para sistemas con un único grado de libertad dinámico y de un porcentaje de amortiguamiento crítico igual a 5%, sometidos a la acción de un movimiento sísmico conocido. Para sistemas de múltiples grados de libertad los espectros de respuesta permiten la aproximación de la máxima respuesta del sistema mediante métodos de combinación modal.

Norma ASCE7:10: "Minimum design loads for buildings and other structures"

En este trabajo, la edificación aislada será diseñada siguiendo los requerimientos establecidos en la norma ASCE7:10, por lo cual se presenta un resumen del Capítulo 17 de esta norma donde se establecen los criterios a seguir para el diseño de edificaciones aisladas. En general se pretende resaltar los aspectos que se modifican de la norma venezolana NVC 1756:01 al momento de diseñar la edificación aislada.

Requerimientos generales de diseño para edificaciones aisladas según la norma ASCE7:10 (Capítulo 17).

Factor de importancia. El factor de importancia, I_e , se tomará como 1.0 para todos los elementos de una estructura aislada sísmicamente, independientemente de su importancia y riesgo sísmico asociado.

La intención de la aplicación de un factor de importancia mayor que la unidad, es la de especificar movimientos asociados a una menor probabilidad de excedencia, y al diseñar el sistema de aislamiento para una menor probabilidad de excedencia de la utilizada para estructuras de base fija, se está incluyendo indirectamente el factor de importancia.

Parámetros de aceleración espectral de respuesta para el sismo máximo considerado (MCE), S_{MS} y S_{M1} .

S_{MS} = parámetro de aceleración espectral para períodos cortos correspondiente al sismo máximo considerado (MCE), para un porcentaje de amortiguamiento crítico del 5% y ajustado a los efectos de sitio. El valor de la aceleración espectral se toma para un período igual a 0,2s.

S_{M1} = parámetro de aceleración espectral para un período igual a 1s correspondiente al sismo máximo considerado (MCE), para un porcentaje de amortiguamiento crítico del 5% y ajustado a los efectos de sitio. El valor de la aceleración espectral se toma para un período igual a 1s.

Sistema de aislamiento.

Condiciones Ambientales: Además de los requisitos para las cargas verticales y laterales inducidas por las acciones del viento y del sismo, el sistema de aislamiento deberá prever otras condiciones ambientales que incluyen los efectos del envejecimiento, fluencia y la fatiga, temperatura de funcionamiento, y la exposición a la humedad o sustancias perjudiciales.

Fuerzas Eólicas: Las estructuras aisladas deberán resistir las cargas de diseño eólicas en todos los niveles por encima de la interfaz de aislamiento. En la interfaz de aislamiento, se instalará un sistema de restricción eólico para limitar el desplazamiento lateral en el sistema de aislamiento a un valor igual al requerido entre los pisos de la estructura por encima de la interfaz de aislamiento para cumplir con el control de desplazamiento lateral requerido.

Resistencia al fuego: La resistencia al fuego para el sistema de aislamiento será igual a la requerida para los demás elementos estructurales de la edificación aislada. Mientras que el fuego puede afectar negativamente al rendimiento lateral del sistema de aislamiento, su resistencia a las cargas de gravedad debe mantenerse como se requiere para otros elementos de la estructura.

Fuerza lateral de recuperación o autocentrante: El sistema de aislamiento se debe configurar para producir una fuerza de recuperación de tal manera que la fuerza lateral para el desplazamiento total de diseño sea al menos $0,025W$ mayor que la fuerza lateral para el 50% del desplazamiento total de diseño. Este requisito está destinado a limitar el desplazamiento residual como resultado de un sismo, por lo que la estructura aislada sobrevivirá réplicas y sismos futuros.

Restricción de desplazamiento: No se debe colocar una restricción, en el sistema de aislamiento, que limite el desplazamiento lateral debido al sismo máximo considerado (MCE) a menos del desplazamiento máximo

total, salvo que la estructura aislada sísmicamente sea diseñada de acuerdo con los siguientes criterios:

1. La respuesta al sismo máximo considerado (MCE) se calculará teniendo en cuenta explícitamente las características no lineales del sistema de aislamiento y la estructura por encima del mismo.
2. La capacidad máxima del sistema de aislamiento y elementos estructurales por debajo del sistema de aislamiento deberá ser superior a las demandas de fuerza y desplazamiento del sismo máximo considerado (MCE).
3. Se deberá verificar la estabilidad y la demanda de ductilidad de la estructura por encima del sistema de aislamiento para el sismo máximo considerado (MCE).
4. La restricción de desplazamiento no se debe hacer efectiva en un desplazamiento inferior a 0,75 veces el desplazamiento total de diseño, a menos que se demuestre mediante los análisis correspondientes que a menores desplazamientos no se obtienen resultados insatisfactorios.

Estabilidad vertical del sistema de aislamiento: Las cargas verticales utilizadas en la comprobación de la estabilidad de cualquier aislador dado deben calcularse utilizando los valores límite de carga permanente (CP) y de carga variable (CV) y la demanda pico (QE) del sismo máximo considerado (MCE). Dado que las cargas sísmicas son reversibles por naturaleza, la acción sísmica pico se debe combinar con los valores de límite de carga permanente y variable de manera tal que se produzca tanto la fuerza descendente máxima y la fuerza ascendente máxima en cualquier aislador. La estabilidad de cada aislador debe ser verificada para estos dos valores extremos de carga vertical en el desplazamiento máximo total correspondiente al sismo máximo considerado (MCE).

La carga vertical de diseño se calculará utilizando las combinaciones de carga en Ec.(1) y Ec.(2):

$$(1,2 + 0,2S_{MS})CP + \rho Q_E + CV \quad \begin{array}{l} \text{ASCE7:10} \\ 17.2.4.6 \end{array} \quad (1)$$

$$(0,9 - 0,2S_{MS})CP + \rho Q_E \quad \begin{array}{l} \text{ASCE7:10} \\ 17.2.4.6 \end{array} \quad (2)$$

ρ = factor de redundancia.

Volcamiento: El factor de seguridad contra el volcamiento global en la interfaz de aislamiento no deberá ser inferior a 1,0 para todas las combinaciones de carga estudiadas. Las fuerzas sísmicas para los cálculos del volcamiento se basarán en el sismo máximo considerado (MCE), y el peso de la estructura (W) puede ser usado como fuerza de restitución vertical. El levantamiento local de los dispositivos de aislamiento no se permitirá a menos que las deflexiones resultantes no causen concentración de esfuerzos o inestabilidad de los demás dispositivos de aislamiento u otros elementos de la estructura. La elevación del dispositivo de aislamiento es aceptable siempre y cuando el sistema de aislamiento no se desacople de su detalle de conexión para resistir las fuerzas horizontales. Los detalles de conexión utilizados en algunos sistemas de aislamiento son tales que la tracción no está permitida en el sistema. Cuando se utilice la capacidad de tracción de un dispositivo de aislamiento, se deberán realizar las pruebas pertinentes para demostrar la idoneidad del sistema para resistir fuerzas de tracción en el desplazamiento máximo total.

Inspección y reemplazo: Aunque la mayoría de los sistemas de aislamiento no tendrán que ser reemplazados después de un sismo, se debe proporcionar acceso para la inspección y sustitución, ya que se requiere una inspección periódica:

1. Se proporcionará acceso para la inspección y sustitución de todos los componentes del sistema de aislamiento.
2. Un profesional registrado deberá completar una serie final de inspecciones u observaciones de las zonas de separación de la

estructura y los componentes que atraviesan la interfaz de aislamiento previo a la emisión del certificado de ocupación de la estructura aislada sísmicamente. Estas inspecciones y observaciones deben indicar que las condiciones permiten el desplazamiento libre y sin trabas de la estructura para los máximos niveles de diseño y que todos los componentes que atraviesan la interfaz de aislamiento ya instalados sean capaces de permitir los desplazamientos estipulados.

3. Las estructuras aisladas sísmicamente tendrán un seguimiento, inspección y programa de mantenimiento para el sistema de aislamiento establecido por el profesional registrado responsable del diseño del sistema de aislamiento.
4. Remodelación, reparación o mejora en la interfaz del sistema de aislamiento, incluyendo el de los componentes que cruzan la interfaz de aislamiento, se lleva a cabo bajo la dirección de un profesional registrado.

Control de calidad: Un programa de pruebas y de inspección es necesario tanto para la fabricación como para la instalación de los dispositivos de aislamiento. Procedimientos de inspección especiales y pruebas de carga se deben desarrollar para cada proyecto para verificar la calidad de fabricación. Los requisitos pueden variar dependiendo del tipo de sistema de aislamiento utilizado.

Sistema estructural

Distribución de la Fuerza Horizontal: Un diafragma horizontal u otros elementos estructurales deberán proporcionar continuidad por encima de la interfaz de aislamiento y tendrán una resistencia y una ductilidad adecuada para transmitir las fuerzas (debido al movimiento del suelo no uniforme) de una parte de la estructura a otra.

Separación entre edificios: La separación entre la edificación aislada y cualquier construcción fija debe ser mayor al desplazamiento máximo total

(D_{TM}) determinado para el máximo sismo considerado MCE, para permitir el movimiento libre de la edificación en todas las direcciones laterales durante el sismo.

Movimientos de diseño para edificaciones aisladas según la norma ASCE7:10 (Capítulo 17).

Espectro de diseño. Se debe construir un espectro de respuesta para el sismo máximo considerado (MCE), el cual no se tomará como menos de 1,5 veces el espectro de diseño.

Análisis de respuesta en el tiempo. Cuando se utilicen procedimientos de respuesta en el tiempo, la selección y la escala de movimientos del terreno para el análisis, requiere ajuste a los espectros de respuesta en el rango de períodos desde $0.5T_D$ a $1.25T_M$, un rango que es diferente al de las estructuras convencionales que va desde $0.2T$ a $1.5T$. La definición de T_D y T_M se encuentra las secciones siguientes.

Selección del procedimiento de análisis para edificaciones aisladas según la norma ASCE7:10 (Capítulo 17).

Se dispone de tres procedimientos de análisis diferentes para la determinación de las solicitaciones sísmicas de diseño: el procedimiento lineal equivalente, el procedimiento de espectro de respuesta, y el procedimiento de respuesta en el tiempo. Para el primer procedimiento, se utilizan fórmulas simples, similares a las de estructuras de base fija, para determinar el desplazamiento lateral máximo, el desplazamiento lateral de diseño y las fuerzas de diseño como una función de la aceleración espectral, el período de la estructura aislada y el amortiguamiento. Para el segundo y tercer procedimiento, necesarios para edificaciones geométricamente complejas o especialmente flexibles, se utilizan métodos de análisis dinámicos para determinar la respuesta pico de la estructura aislada.

Procedimiento lineal equivalente. El procedimiento lineal equivalente puede ser utilizado para el diseño de una estructura aislada sísmicamente siempre que:

1. La estructura se encuentra en una zona sísmica con una aceleración horizontal del terreno correspondiente al sismo máximo considerado (MCE) menor a $0,60g$ para un periodo $T = 1$ seg, sin considerar los efectos de sitio.
2. La estructura no se encuentra en una zona con suelos blandos que amplifiquen los movimientos del terreno para períodos largos.
3. La estructura por encima del sistema de aislamiento tiene menos de 19,8 metros de altura, medidos desde la base.
4. El período efectivo de la estructura aislada en el desplazamiento máximo, T_M , es menor que o igual a 3,0 s.
5. El período efectivo de la estructura aislada en el desplazamiento de diseño, T_D , es mayor que tres veces el período de una estructura elástica de base fija correspondiente a la estructura por encima del sistema de aislamiento.
6. La estructura por encima del sistema de aislamiento es de configuración regular.
7. El sistema de aislamiento cumple con todos los siguientes criterios:
 - a. La rigidez efectiva del sistema de aislamiento en el desplazamiento de diseño es mayor que un tercio de la rigidez efectiva en el 20 por ciento del desplazamiento de diseño.
 - b. El sistema de aislamiento es capaz de producir una fuerza de recuperación.
 - c. El sistema de aislamiento no limita el desplazamiento del sismo máximo considerado a menos del desplazamiento máximo total.

Procedimiento de análisis dinámicos.

Procedimiento de Espectro de Respuesta: Se utilizará el procedimiento de análisis de espectro de respuesta para el diseño de una

estructura aislada sísmicamente siempre que las siguientes condiciones se cumplan:

1. La estructura no se encuentra en una zona con suelos blandos que amplifiquen los movimientos del terreno para períodos largos.
2. El sistema de aislamiento cumple con los criterios establecidos en el punto 7 de la sección anterior.

Procedimiento de Respuesta en el Tiempo: Se requiere de un análisis de respuesta en el tiempo para determinar el desplazamiento de diseño del sistema de aislamiento y de la estructura por encima de la interfaz de aislamiento, para las siguientes estructuras aisladas:

1. Estructuras aisladas con un sistema de aislamiento "no lineal", incluyendo pero no limitando a sistemas de aislamiento con valores de amortiguamiento efectivo mayores al 30% del amortiguamiento crítico, sistemas de aislamiento incapaces de producir una fuerza de recuperación significativa, y sistemas de aislamiento que restringen o limitan el desplazamiento total del sismo máximo considerado (MCE).
2. Estructuras aisladas situadas en una zona con suelos blandos que amplifiquen los movimientos del terreno para períodos largos.

Procedimiento lineal equivalente para edificaciones aisladas según la norma ASCE7:10 (Capítulo 17).

Características de la deformación del Sistema de Aislamiento. Los desplazamientos y las fuerzas sísmicas mínimas de diseño en estructuras sísmicamente aisladas se basarán en las características de la deformación del sistema de aislamiento. Las características de la deformación del sistema de aislamiento deberán incluir explícitamente los efectos del sistema de control de desplazamientos por vientos si se requiere de su uso para cumplir con los requisitos de diseño. Las características de la deformación del sistema de aislamiento se basarán en pruebas debidamente documentadas.

Desplazamientos mínimos laterales.

Desplazamiento de Diseño: El desplazamiento de diseño D_D se calcula utilizando la Ec.(3):

$$D_D = \frac{g S_{D1} T_D}{4\pi^2 B_D} \quad \text{ASCE7:10 17.5-1} \quad (3)$$

Donde,

g = aceleración debida a la gravedad (cm/s^2).

S_{D1} = parámetro de aceleración espectral de diseño para un 5 por ciento de amortiguamiento crítico para un período igual a 1seg, tomado como 2/3 de la aceleración espectral S_{M1} .

T_D = período efectivo de la estructura sísmicamente aislada en segundos, en el desplazamiento de diseño en la dirección de estudio.

B_D = Coeficiente numérico relacionado con el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento en el desplazamiento de diseño, β_D , tal como se expone en la Tabla 4.

Tabla 4: Coeficiente de Amortiguamiento B_D o B_M

Effective Damping, β_D or β_M (percentage of critical) ^{a,b}	B_D or B_M Factor
≤ 2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
≥ 50	2.0

^aThe damping coefficient shall be based on the effective damping of the isolation system determined in accordance with the requirements of Section 17.8.5.2.

^bThe damping coefficient shall be based on linear interpolation for effective damping values other than those given.

Nota: Datos tomados de ASCE7:10. Capítulo 17, Tabla 17.5-1.

Período Efectivo en el Desplazamiento de Diseño. El período efectivo de la estructura aislada en el desplazamiento de diseño, T_D , se determinará según las características de deformación del sistema de aislamiento según la Ec.(4):

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_{Dmin}g}} \quad \text{ASCE7:10 17.5-2} \quad (4)$$

Donde,

W = peso sísmico efectivo en kgf de la estructura por encima de la interfaz de aislamiento.

k_{Dmin} = rigidez efectiva mínima kgf/cm del sistema de aislamiento en el desplazamiento de diseño en la dirección horizontal bajo consideración.

Desplazamiento Máximo: El desplazamiento máximo D_M se calcula utilizando la Ec.(5):

$$D_M = \frac{gS_{M1}T_M}{4\pi^2 B_M} \quad \text{ASCE7:10 17.5-3} \quad (5)$$

Donde,

S_{M1} = parámetro de aceleración espectral para un período igual a 1s correspondiente al sismo máximo considerado (MCE), para un porcentaje de amortiguamiento crítico del 5% y ajustado a los efectos de sitio.

T_M = período efectivo, en segundos, de la estructura aislada sísmicamente en el máximo desplazamiento en la dirección de estudio.

B_M = Coeficiente numérico relacionado con el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento en el desplazamiento de diseño, β_M , tal como se indica en la Tabla 4.

Período efectivo en el Desplazamiento Máximo: El período efectivo T_M en el desplazamiento máximo D_M se calcula utilizando la Ec.(6):

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_{M_{min}}g}} \quad \text{ASCE7:10 17.5-4} \quad (6)$$

Donde,

$k_{M_{min}}$ = rigidez efectiva mínima en kgf/cm del sistema de aislamiento en el desplazamiento máximo en la dirección horizontal bajo consideración.

Desplazamiento Total. El desplazamiento total de diseño, D_{TD} , y el desplazamiento total máximo, D_{TM} , de los elementos del sistema de aislamiento deberán incluir desplazamiento adicional debido a la torsión real y accidental calculado a partir de la distribución espacial de la rigidez lateral del sistema de aislamiento y la ubicación más desfavorable de la masa excéntrica. El desplazamiento total de diseño, D_{TD} , y el desplazamiento total máximo, D_{TM} , de los elementos de un sistema de aislamiento con una distribución espacial uniforme de la rigidez lateral no se tomarán como inferior al exigido por la Ec.(7) y Ec.(8) respectivamente:

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad \text{ASCE7:10 17.5-5} \quad (7)$$

$$D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad \text{ASCE7:10 17.5-6} \quad (8)$$

Donde,

y = distancia entre los centros de rigidez del sistema de aislamiento y el elemento de interés medida perpendicular a la dirección de la carga sísmica bajo consideración (cm).

e = la excentricidad real medida en el plano entre el centro de masa de la estructura por encima de la interfaz de aislamiento y el centro de rigidez del sistema de aislamiento, además de la excentricidad accidental, tomada como el 5% de la dimensión más larga de planta de la estructura perpendicular a la dirección de la fuerza bajo consideración (cm).

b = la dimensión en planta más corta de la estructura perpendicular a d (cm).

d = la dimensión en planta más larga de la estructura (cm).

EXCEPCIÓN: El desplazamiento total de diseño, D_{TD} , y el desplazamiento máximo total, D_{TM} , puede ser tomado como menor de lo exigido por las ecuaciones 8 y 9, respectivamente, pero no menor a 1,1 veces D_D y D_M , respectivamente, siempre que el sistema de aislamiento demuestra mediante el cálculo que está configurado para resistir la torsión de manera apropiada.

Fuerzas laterales mínimas.

Sistema de Aislamiento y Elementos Estructurales por debajo del Sistema de Aislamiento. El sistema de aislamiento, las fundaciones y todos los elementos estructurales por debajo del sistema de aislamiento deberán ser diseñados y contruidos para resistir una fuerza sísmica lateral mínima, V_b , con todos los requisitos apropiados para una estructura no aislada y según lo prescrito por la Ec. (9):

$$V_b = k_{D_{max}} D_D \quad \text{ASCE7:10 17.5-7} \quad (9)$$

Donde,

$k_{D_{max}}$ = rigidez efectiva máxima, en kgf/cm, del sistema de aislamiento en el desplazamiento de diseño, en la dirección horizontal en consideración.

V_b no se tomará menor que la fuerza máxima en el sistema de aislamiento en cualquier desplazamiento hasta e incluyendo el desplazamiento de diseño.

Elementos estructurales por encima del sistema de aislamiento: La estructura por encima del sistema de aislamiento deberá ser diseñada y contruida para soportar una fuerza de corte mínima, V_s , con todos los requisitos apropiados para una estructura no aislada y según lo prescrito por la Ec. (10):

$$V_S = \frac{k_{Dmax} D_D}{R_I} \quad \text{ASCE7:10 17.5-8} \quad (10)$$

Donde,

R_I = Factor de reducción de respuesta para la estructura aislada.

El factor R_I se basará en el tipo de sistema resistente al sismo utilizado para la estructura por encima del sistema de aislamiento y deberá ser igual a tres octavos del valor de R utilizado para una estructura de base fija, con un valor máximo no mayor que 2,0 y un valor mínimo no inferior a 1,0.

Valores límites de V_S . El valor de V_S no se tomará menor de lo siguiente:

1. La fuerza sísmica lateral requerida para una estructura de base fija del mismo peso efectivo sísmico, W , y un período igual al período aislado, T_D .
2. El cortante basal correspondiente a la carga factorizada de diseño por viento.
3. La fuerza sísmica lateral necesaria para activar plenamente el sistema de aislamiento, multiplicada por 1,5.

Control de desplazamientos laterales. La deriva máxima de piso de la estructura por encima del sistema de aislamiento no deberá exceder $0,015h_{sx}$.

La deriva en el nivel i (δ_i), en cm, se determinará de acuerdo con la Ec. (11):

$$\delta_i = R_I \delta_{ie} \quad \text{ASCE7:10 17.5.6} \quad (11)$$

Donde,

δ_{ie} = la deriva en el nivel i determinada por un análisis elástico.

h_{sx} = Altura de piso por debajo del nivel x (cm).

Procedimientos de Análisis Dinámico Espectral para edificaciones aisladas según la Norma ASCE7:10 (Capítulo 17).

Modelado del sistema de aislamiento. El sistema de aislamiento se debe modelar utilizando las características de deformación desarrolladas y verificadas mediante ensayos. El sistema de aislamiento se debe modelar con detalle suficiente para:

1. Tomar en cuenta la distribución espacial de los dispositivos de aislamiento.
2. Cálculo de la traslación, en ambas direcciones horizontales, y la torsión de la estructura por encima de la interfaz de aislamiento teniendo en cuenta la ubicación más desfavorable de la masa excéntrica.
3. Evaluar el volcamiento / levantamiento individual de los dispositivos de aislamiento.
4. Tomar en cuenta los efectos de la carga vertical, la carga bilateral, y / o la intensidad de carga, si las propiedades de tensión-deformación del sistema de aislamiento son dependientes de uno o más de estos atributos.

El desplazamiento total de diseño y el desplazamiento total máximo a través del sistema de aislamiento deberán ser calculados mediante un modelo de la estructura aislada que incorpora las características de tensión-deformación de elementos no lineales del sistema de aislamiento y el sistema resistente al sismo.

Modelado de la estructura aislada. El desplazamiento máximo de cada piso y las fuerzas de diseño y desplazamientos en elementos pertenecientes al sistema resistente al sismo, pueden ser calculados usando un modelo elástico lineal de la estructura aislada siempre que ambas de las siguientes condiciones se cumplan:

1. Las propiedades de rigidez asumidas para los componentes no lineales del sistema de aislamiento se basan en la rigidez máxima efectiva del sistema de aislamiento.
2. Todos los elementos pertenecientes al sistema resistente al sismo de la estructura por encima del sistema de aislamiento permanecen elásticos para el sismo de diseño.

Sistemas resistentes al sismo con elementos elásticos incluyen, pero no se limitan a, sistemas estructurales irregulares diseñados para una fuerza lateral no menor al 100% de V_s y sistemas estructurales regulares diseñados para una fuerza lateral no menor al 80% de V_s .

Descripción de los procedimientos.

Sismo de Entrada. El sismo de diseño debe ser usado para calcular el desplazamiento total de diseño del sistema de aislamiento y las fuerzas laterales y desplazamientos en la estructura aislada. El sismo máximo considerado (MCE) se utilizará para calcular el máximo desplazamiento total del sistema de aislamiento.

Procedimiento de espectro de respuesta. El análisis de espectro de respuesta debe realizarse utilizando un valor de amortiguamiento modal para el modo fundamental en la dirección de interés, no mayor que el menor entre el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento o 30% del amortiguamiento crítico. Los valores de amortiguamiento modal de los modos más altos serán seleccionados de forma consistente con los que sería apropiado para el análisis de espectro de respuesta de la misma estructura en estudio pero asumiendo una base fija.

El análisis de espectro de respuesta utilizado para determinar el desplazamiento total de diseño (D_{TD}) y el desplazamiento total máximo (D_{TM}) deberá incluir la excitación simultánea del 100% del movimiento horizontal del suelo en la dirección de interés y 30% del movimiento horizontal del suelo

en la dirección perpendicular, lo anterior se hará para ambas direcciones ortogonales. El desplazamiento máximo del sistema de aislamiento se calcula como la suma vectorial de los dos desplazamientos ortogonales.

El cortante de diseño no será menor al obtenido mediante el procedimiento lineal equivalente.

Procedimiento de respuesta en el tiempo. Cuando se realiza un análisis de respuesta en el tiempo, un conjunto de no menos de tres pares de acelerogramas apropiados se deberán utilizar en el análisis, los pares de acelerogramas serán seleccionados y deberán ser escalados. Cada par de acelerogramas se aplicarán de forma simultánea al modelo teniendo en cuenta la ubicación más desfavorable de la masa excéntrica. El desplazamiento máximo del sistema de aislamiento se calcula a partir de la suma vectorial de los dos desplazamientos ortogonales en cada instante. Los parámetros de interés se calcularán para cada acelerograma utilizado en el análisis de respuesta en el tiempo. Si se utilizan siete o más pares de acelerogramas para el análisis, se permite utilizar el valor promedio del parámetro de respuesta de interés para el diseño. Si se utilizan menos de siete acelerogramas, se deberá utilizar el valor máximo del parámetro de respuesta de interés.

Fuerzas y desplazamiento laterales mínimos

Sistema de Aislamiento y Elementos Estructurales por debajo del Sistema de Aislamiento. El sistema de aislamiento, las fundaciones, y todos los elementos estructurales por debajo del sistema de aislamiento deberán ser diseñados utilizando todos los requisitos adecuados para una estructura no aislada y las fuerzas obtenidas a partir del análisis dinámico no reducidas. La fuerza lateral de diseño no debe tomarse inferior al 90% de V_b . El desplazamiento total de diseño del sistema de aislamiento no se tomará

menor del 90% de D_{TD} . El desplazamiento máximo total del sistema de aislamiento no se tomará menor del 80% de D_{TM} .

Elementos estructurales por encima del sistema de aislamiento. Los elementos estructurales por encima del sistema de aislamiento deberán ser diseñados con los requisitos adecuados para una estructura no aislada y las fuerzas obtenidas del análisis dinámico reducido por el factor de respuesta para estructuras aisladas, R_I .

La fuerza cortante de diseño para edificaciones regulares no se tomará inferior al 80% de V_s , o inferior a los límites especificados para V_s en el procedimiento lineal equivalente. Cuando se utilice el procedimiento de respuesta en el tiempo para el análisis de la estructura aislada sísmicamente se permite utilizar una fuerza cortante de diseño menor al 80% de V_s , pero no deberá ser inferior al 60% de V_s , siempre y cuando la estructura sea de configuración regular.

La fuerza cortante de diseño para edificaciones irregulares será mayor al 100% de V_s , o a los límites especificados para V_s en el procedimiento lineal equivalente.. Cuando se utilice el procedimiento de respuesta en el tiempo para el análisis de la estructura aislada sísmicamente se permite utilizar una fuerza cortante de diseño menor al 100% de V_s , pero no deberá ser inferior al 80% de V_s .

Ajuste de los resultados. Cuando la fuerza cortante lateral determinada utilizando un espectro de respuesta, es inferior a los valores mínimos especificados anteriormente, todos los parámetros de respuesta, incluidas las fuerzas laterales y momentos, deberán ser ajustados proporcionalmente.

Control de desplazamientos laterales. La deriva por nivel i correspondiente a la fuerza lateral de diseño incluyendo el desplazamiento

debido a la deformación vertical del sistema de aislamiento no deberá exceder de los siguientes límites:

1. La deriva por nivel i de la estructura por encima del sistema de aislamiento calculado por análisis de la respuesta de espectro no excederá de $0,015h_{sx}$.
2. La deriva por nivel i de la estructura por encima del sistema de aislamiento calculado por análisis de la respuesta en el tiempo basado en las características de tensión-deformación de elementos no lineales del sistema resistente al sismo no excederá de $0,020h_{sx}$.

Los efectos secundarios del desplazamiento lateral del sismo máximo considerado (MCE) en la estructura por encima del sistema de aislamiento combinada con las fuerzas gravitacionales deberán ser estudiados si la deriva de piso excede $0,010/R_f$.

Diseño del Aislador Elastomérico de Alto Amortiguamiento (HDR)

El aislador elastomérico de alto amortiguamiento HDR (Figura 3) fue el dispositivo seleccionado para el diseño de la edificación aislada diseñada, ha sido utilizado ampliamente a nivel mundial, mostrando un excelente comportamiento, el cual se ha verificado en edificaciones instrumentadas. El aislador HDR es un apoyo elastomérico laminado, intercalando un conjunto de láminas de goma con delgadas placas de acero unidas por un proceso de vulcanización; las láminas alternadas de goma pueden deformarse en un plano horizontal proporcionando la flexibilidad que permite al edificio moverse lateralmente bajo el movimiento producido por un sismo. Se diferencia de los elastómeros comunes porque posee como propiedad natural un alto amortiguamiento. Estos dispositivos poseen una alta rigidez vertical inhibiendo la expansión lateral de la goma que resulta de la presión vertical de la estructura. Los aisladores elastoméricos laminados cuentan en sus

extremos superior e inferior con placas de acero con las cuales se conecta a la superestructura en su parte superior y a la infraestructura en su parte inferior.



Figura 3: Aislador Elastomérico HDR. Fuente: Arriagada (2005)

Para el diseño del aislador HDR se siguieron los lineamientos establecidos en el Estándar Internacional ISO22762:2010 "Aisladores Elastoméricos de Protección Sísmica" el cual define los requerimientos de diseño generales, protocolos de ensayo y especificaciones para aplicaciones en edificios de los aisladores elastoméricos específicamente. Su primera publicación fue en el año 2005, publicándose una segunda versión en el 2010 en el marco del "Proyecto Internacional de Diseño basado en el desempeño sísmico de edificios aislados" referido como CW2012, que como se comentó anteriormente, tiene la finalidad de establecer un procedimiento homogéneo para el diseño de edificios sísmicamente aislados (Feng *et al.*, 2012). El Estándar Internacional ISO22762:2010 ha sido adoptado ampliamente a nivel mundial; evidencia diferencias respecto al Estándar Europeo EN15129:2010 para Dispositivos Anti-Sísmicos, sin embargo, la aplicación de cualquiera de estos dos estándares resulta en aisladores elastoméricos casi idénticos (Imam & Savioz, 2014).

Antes de comenzar el diseño del aislador, se debe conocer que las dimensiones del mismo dependen fundamentalmente de la máxima carga vertical actuante y del desplazamiento horizontal requerido en la base del edificio aislado, sin embargo, para el diseño adecuado del dispositivo se deben cumplir ciertos requerimientos para asegurar un comportamiento efectivo:

- a) Poseer una rigidez horizontal (K_h) que le permita una alta flexibilidad horizontal acorde al período efectivo de diseño.
- b) Poseer una alta rigidez vertical (K_v) para evitar la amplificación vertical o el balanceo de la estructura. Se deberá garantizar su estabilidad vertical ante el sismo máximo considerado (MCE).
- c) Garantizar un adecuado nivel de amortiguamiento para reducir la demanda de deformación sobre el sistema de aislamiento.
- d) Las deformaciones de corte (γ) inducidas por el sismo de diseño (DE) y el sismo máximo considerado (MCE), deberán ser menores a la deformación última por corte (γ_L) del aislador.
- e) La tensión a tracción actuante en el aislador HDR deberá ser menor que la tensión de cedencia del elastómero, con la finalidad de garantizar un comportamiento lineal de la rigidez a tracción del mismo.

El comportamiento de los aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDR) es complejo, la respuesta de los mismos se caracteriza por endurecimiento a altos niveles de deformación, amortiguamiento no lineal, dependencia ante carga bidireccional, y degradación de la rigidez y del amortiguamiento bajo sucesivos ciclos de carga (Grant, 2004). Sin embargo, estudios recientes (Bridgestone 2010) han demostrado una reducción apreciable en la dependencia ante el ciclo de carga mediante la modificación del compuesto de goma, lo cual mejora notablemente el comportamiento de este tipo de aisladores.

Considerando que el diseño de los elementos del sistema resistente a fuerzas sísmicas de la edificación en estudio se basa en un modelo lineal elástico de la superestructura, es necesario el uso de los conceptos de rigidez horizontal equivalente y amortiguamiento equivalente para definir propiedades lineales de amplitud dependiente que caractericen el comportamiento no lineal del aislador, determinadas mediante una modelación bilineal del comportamiento histerético del mismo.

Existen varias empresas que se han dedicado a fabricar este tipo de aisladores, una de las más importantes es Bridgestone (Japón), conocida mundialmente por la fabricación de neumáticos para vehículos. Otros proveedores son André (Inglaterra), Skellerup-Oiles (Nueva Zelanda), DIS (Estados Unidos), VULCO (Chile) y Algasism (Italia). Sin embargo, para el diseño de la edificación aislada en estudio, se utilizan las características de la serie de aisladores HDR-X0,6R de la empresa Bridgestone, desarrollados con un compuesto modificado (Tabla 5) que reduce en gran medida el efecto de la dependencia del ciclo de carga, y adapta el diseño considerando la reducción de las propiedades finales causada por la carga bidireccional.

Tabla 5: Propiedades del compuesto utilizado en la serie HDR-X0,6R

Compuesto	Resistencia a tracción (N/mm ²)	Elongación a la rotura (%)	Dureza	Módulo al 100% (N/mm ²)	Módulo de Elasticidad (N/mm ²)	Módulo de Vulcanización (N/mm ²)	Factor de corrección del Módulo de Elasticidad de acuerdo a la dureza
X0,6R	8,5	780	53 ± 5	0,73±0,2	7,6	1500	1,0

Fuente: Bridgestone 2013.

El compuesto de goma descrito es capaz de minimizar el cambio en las propiedades antes y después de altas deformaciones, al lograr reducir el efecto de la dependencia del ciclo de carga (Bridgestone 2013). Comparado con la goma convencional de alto amortiguamiento, la variación del nivel de

carga entre el primer y el tercer ciclo se reduce de 1,3 a menos de 1,15 (Figura 4), evidenciándose una reducción en la variación de carga durante la deformación inicial.

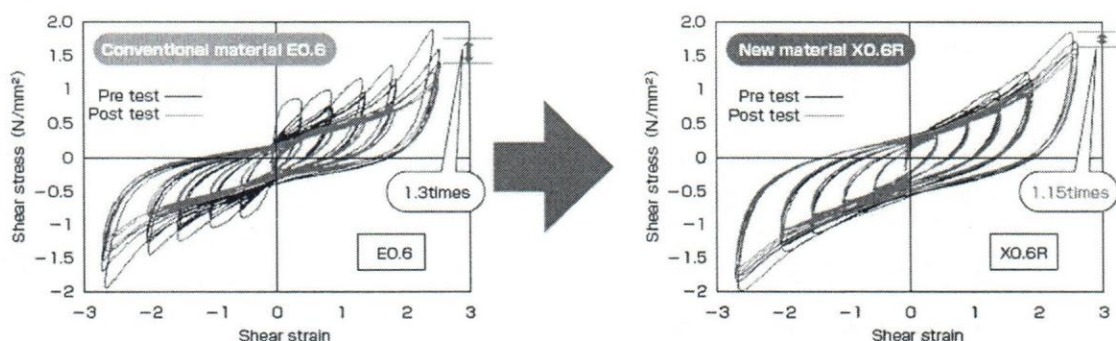


Figura 4: Reducción de la dependencia del ciclo de carga.

Fuente: Bridgestone 2013.

Propiedades horizontales de los aisladores HDR

Las propiedades horizontales de un aislador HDR se definen mediante:

- La rigidez horizontal equivalente K_{eq} mostrada en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, esta es la rigidez secante del sistema de aislamiento en la amplitud de interés y depende del módulo de corte de la goma G_{eq} , se calcula según la Ec.(12).
- El amortiguamiento equivalente (H_{eq}) que representa la cantidad de amortiguamiento viscoso equivalente descrito por el ciclo de histéresis en la amplitud de interés, el cual se determina según la Ec.(13).
- La relación (u) entre la fuerza característica y la máxima fuerza de corte de un ciclo, calculada según la Ec.(14).

$$K_{eq} = \frac{G_{eq} \times A}{n \times tr} \quad [\text{kgf/cm}] \quad (12)$$

$$H_{eq} = \frac{W_D}{2\pi \times K_{eq} \times \delta^2} \quad (13)$$

$$u = \frac{Q_d}{K_{eq} \times \delta} \quad (14)$$

Dónde:

G_{eq} = Módulo de corte de la goma (kgf/cm²).

A = Área en planta efectiva del aislador (cm²).

t_r = Espesor de la goma (cm).

n = Número de gomas.

δ = Desplazamiento de corte (cm).

Q_d = Fuerza característica (kgf).

W_D = Energía disipada por el aislador (kgf.cm).

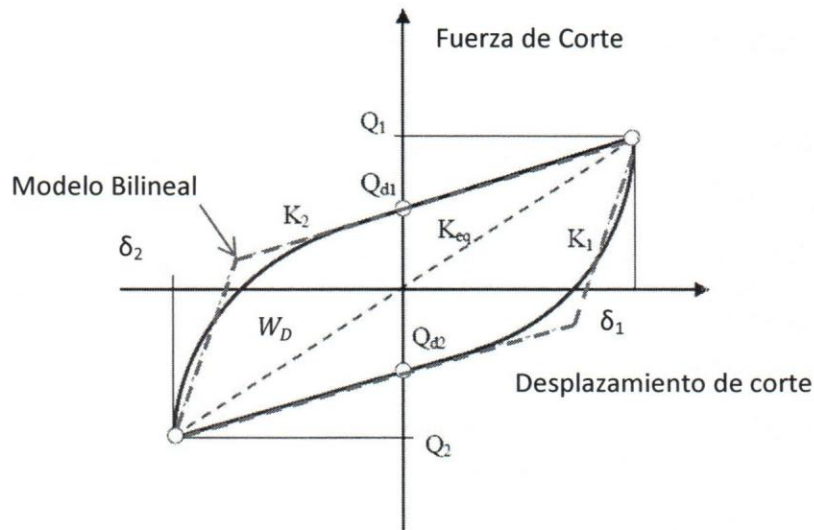


Figura 5: Modelo bilineal del aislador HDR.

Fuente: Bridgestone 2010.

Las componentes para el modelo bilineal mostrado en la Figura 5, como rigidez inicial K_1 , rigidez de post-cedencia K_2 , fuerza característica Q_d ,

y amortiguamiento efectivo c , se determinan utilizando los valores de K_{eq} , H_{eq} y u utilizando las ecuaciones (15) a la (21):

$$K_1 = 10 \times K_2 \quad [\text{kgf/cm}] \quad (15)$$

$$K_2 = K_{eq} \times (1 - u) \quad [\text{kgf/cm}] \quad (16)$$

$$Q_d = u \times K_{eq} \times H_r \times \gamma \quad [\text{kgf}] \quad (17)$$

$$C = \frac{W_D}{\pi \times \delta^2 \times \omega} \quad [\text{kgf. s}^{-1}/\text{cm}] \quad (18)$$

$$W_D = 2\pi \times K_{eq} \times \delta^2 \times H_{eq} \quad [\text{kgf.cm}] \quad (19)$$

$$\omega = \frac{2\pi}{T_e} \quad [\text{s}^{-1}] \quad (20)$$

$$\gamma = \frac{\delta}{H_r} \quad - \quad (21)$$

Dónde:

γ = Deformación unitaria por corte.

H_r = Altura total de la goma (cm).

T_e = Período de la estructura aislada (s).

ω = Frecuencia angular (s^{-1}).

Las propiedades horizontales descritas (K_{eq} , G_{eq} , H_{eq} , u) dependen de la amplitud de deformación unitaria por corte (γ); las funciones polinómicas para las propiedades de diseño mostradas en la Tabla 6, siguen los lineamientos del Estándar ISO 22762-3:2010 y fueron obtenidas empíricamente mediante pruebas de carga dinámica de modelos a escala, y se basan en la dependencia de la fuerza de restauración a la deformación por corte para el compuesto X0,6R. Las propiedades horizontales son definidas para el tercer ciclo de carga del ensayo del aislador, para una

frecuencia de 0,33 Hz y temperatura estándar de 20 °C. En la Tabla 7 se muestra la variación de estas propiedades horizontales en función del desplazamiento unitario por corte (γ) para los aisladores Bridgestone HDR-X0,6R aplicando las expresiones mostradas en la Tabla 6.

Tabla 6: Funciones de diseño de aisladores de alto amortiguamiento HDR para compuesto de goma X0,6R.

Propiedades al $\gamma=100\%$	Función
$G_{eq} = 6,323$ (kgf/cm^2) $H_{eq} = 0,240$ $u_0 = 0,408$	$(10 \leq \gamma \leq 270\%)$ $G_{eq}(\gamma) = G_{eq} \times (2.855 - 3.878\gamma + 2.903\gamma^2 - 1.016\gamma^3 + 0.1364\gamma^4)$ $H_{eq}(\gamma) = H_{eq} \times (0.9150 + 0.2364\gamma - 0.1804\gamma^2 + 0.02902\gamma^3)$ $u_0(\gamma) = u_0 \times (0.9028 + 0.2711\gamma - 0.2083\gamma^2 + 0.03421\gamma^3)$

Fuente: Bridgestone 2010

Tabla 7: Variación de las propiedades horizontales del aislador (G_{eq} , H_{eq} , u) en función de la deformación unitaria por corte (γ).

γ (Adimensional)	Compuesto X0,6R		
	$G_{eq}(\gamma)$ (kgf/cm ²)	$H_{eq}(\gamma)$	$u(\gamma)$
0,10	15,770	0,225	0,379
0,25	12,966	0,231	0,391
0,50	9,627	0,238	0,404
0,75	7,546	0,241	0,409
1,00	6,323	0,240	0,408
1,25	5,552	0,236	0,401
1,50	5,254	0,231	0,390
1,75	4,918	0,224	0,376
2,00	4,837	0,216	0,361
2,25	4,733	0,207	0,346
2,50	4,784	0,200	0,332

En las especificaciones técnicas de los aisladores se evidencia de igual forma los porcentajes de variación de las propiedades horizontales (K_{eq} , H_{eq}) debido a las tolerancias de fabricación, la dependencia a la temperatura y el envejecimiento (degradación), mostrados en la Tabla 8.

Tabla 8: Variación de las propiedades horizontales de aisladores de alto amortiguamiento HDR para compuesto de goma X0,6R.

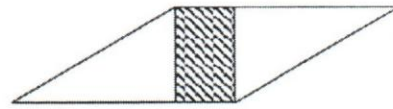
Factor	Variación	Comentarios
Tolerancias de fabricación	K_{eq} : global $\pm 10\%$ (individual $\pm 20\%$) H_{eq} : global $\pm 10\%$ (individual $\pm 20\%$)	
Temperatura	K_{eq} : +21% (0 °C), -16% (40 °C) H_{eq} : +7% (0 °C), -13% (40 °C)	Temperatura estándar 20°C
Envejecimiento	K_{eq} : +10% H_{eq} : -10%	20°C x 60 años

Fuente: Bridgestone 2010

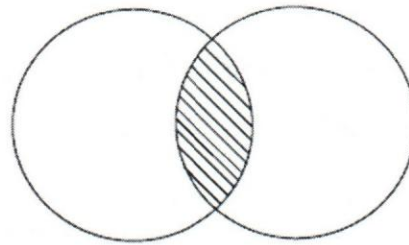
Propiedades verticales de los aisladores HDR

Las propiedades verticales del aislador HDR se expresan a través de su rigidez vertical, la cual está definida por las dimensiones del dispositivo (A , H_r) y el módulo de compresión (E_c) del conjunto elastómero-acero incluyendo la compresibilidad del elastómero. Cuando el aislador se deforma horizontalmente la superficie capaz de transmitir la carga se reduce al área de contacto resultante, como se observa en la Figura 6, apareciendo un factores predominantes en la determinación de la rigidez vertical definidos como el primer y segundo factor de forma S_1 y S_2 , respectivamente, relacionando el área cargada entre el área descargada de una capa de elastómero (Kelly 2001).

Área sombreada = Área de contacto



Elevación



Planta

Figura 6: Área efectiva de compresión (Kelly, 2001)

Rigidez vertical del aislador HDR:

La rigidez vertical k_v del aislador elastómerico se define según la Ec.(22) y depende del módulo de compresión instantánea del conjunto elastómero-acero E_c tomando en cuenta la compresibilidad del elastómero y del primer factor de forma S_1 determinado determinados según las Ec.(23) y Ec.(24) , respectivamente:

$$k_v = \frac{E_c \times A}{H_r} \quad (22)$$

$$E_c = \frac{E \times (1 + 2 \times \kappa \times S_1^2)}{1 + \frac{E \times (1 + 2 \times \kappa \times S_1^2)}{E_\infty}} \quad (23)$$

$$S_1 = \frac{D_e - D_i}{4tr} \quad (24)$$

Dónde:

A = Área de la sección transversal del aislador (cm^2).

H_r = Espesor total del elastómero en el aislador (cm).

E_c = Módulo de compresión instantánea del conjunto elastómero-acero tomando en cuenta la compresibilidad del elastómero (kgf/cm^2).

E = Módulo de Elasticidad del Elastómero (kgf/cm^2).

S_1 = Primer factor de forma.

E_∞ = Módulo de Vulcanización (kgf/cm^2).

κ = Factor de corrección del módulo de elasticidad según a la dureza del elastómero.

D_e = Diámetro Exterior del Aislador (cm).

D_i = Diámetro Interior del Aislador (cm).

tr = Espesor de cada capa de Elastómero (cm).

Cálculo de la máxima resistencia de compresión del aislador elastomérico HDR:

La resistencia de compresión del aislador depende de la deformación por corte (γ), mientras mayor esta deformación menor será la resistencia de compresión. Para determinar las propiedades últimas del aislador, se debe graficar la relación de la tensión última de compresión en función de la deformación unitaria por corte, como se observa en la Figura 7. Las propiedades últimas de los aisladores se definen para la fractura del elastómero o el pandeo del aislador (inestabilidad). En el caso del compuesto X0,6R la fractura del elastómero se alcanza para deformaciones unitarias por corte muy altas, mayores a 400%, por lo cual el caso limitante será el pandeo del aislador (Bridgestone 2010).

Tensión de compresión última $\sigma'_{cr}(\gamma)$:

Para determinar la tensión última de compresión $\sigma'_{cr}(\gamma)$ se evalúa el comportamiento por pandeo del aislador debido a la combinación de corte y compresión, para lo cual se calcula la tensión crítica (σ_{cr}) para deformación nula, la cual representa la respuesta inicial teórica del aislador ante cargas gravitacionales, y se determina el segundo factor de forma S_2 , definido para una menor área de contacto (Bridgestone 2010). Para determinar la tensión de compresión última se emplean las ecuaciones (25) a la (29).

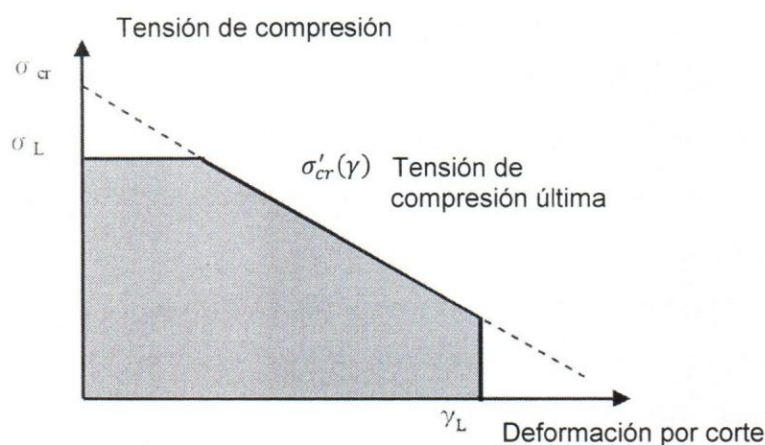


Figura 7: Diagrama de tensión de compresión última $\sigma'_{cr}(\gamma)$ en función de la deformación unitaria por corte del aislador HDR.

$$\sigma'_{cr}(\gamma) = \sigma_{cr} \left(1 - \frac{\gamma}{S_2} \right) \quad (25)$$

$$\sigma_{cr} = \alpha_c \times \frac{\pi}{4} \times (G_{eq} \times E_b)^{0,5} \times S_2 \quad (26)$$

$$E_b = \frac{E_{cr} \times \left(1 + \frac{2}{3} \times \kappa \times S_1^2 \right)}{1 + \frac{E_{cr} \times \left(1 + \frac{2}{3} \times \kappa \times S_1^2 \right)}{E_\infty}} \quad (27)$$

$$E_{cr} = 3 \times G_{eq} \quad (28)$$

$$S_2 = \frac{D_e}{n \times tr} \quad (29)$$

Dónde:

$\sigma'_{cr}(\gamma)$ = Tensión de compresión última para cualquier deformación (kgf/cm²).

σ_{cr} = Tensión crítica del aislador para deformación nula (kgf/cm²).

γ = Deformación unitaria por corte.

S_2 = Segundo factor de forma.

E_b = Módulo de elasticidad efectivo considerando el pandeo del aislador (kgf/cm²).

n = número de capas de Elastómero.

El coeficiente α_c es un factor de corrección basado en las ecuaciones empíricas (30) y (31) obtenidas de los ensayos del compuesto X0,6R (Bridgestone, 2010):

$$\alpha_c = 1,45 \quad \text{Si } S_2 \geq 5 \quad (30)$$

$$\alpha_c = 1,45 \times (1 - 0,3 \times (5 - S_2)) \quad \text{Si } S_2 > 5 \quad (31)$$

La tensión de compresión última $\sigma'_{cr}(\gamma)$ no debe exceder el límite superior σ_L , ni exceder la región de deformaciones determinada por γ_L (Bridgestone, 2010). La tensión crítica del aislador se calcula para la respuesta inicial del mismo, la cual tiende a ser no lineal debido a que los aisladores tienen un sustancial abultamiento antes de que la rigidez vertical completa se desarrolle. Este abultamiento, el cual está fuertemente influenciado por la alineación de las placas de acero y otros aspectos de tolerancias de fabricación, no se puede predecir en el análisis (Meza *et al.*, 2010), por lo cual se necesita acotar el valor de la tensión de compresión última a σ_L como se muestra en la Tabla 9.

Tabla 9: Límite para la máxima tensión a compresión última σ_L (kgf/cm²).

$\sigma_L = 612 \quad (\text{Si } S_2 \geq 4,9)$	
$\sigma_L = 489,6 + 142,8 \times (S_2 - 4)$	$(\text{Si } 4,9 > S_2 \geq 4)$
$\sigma_L = 244,8 + 244,8 \times (S_2 - 3)$	$(\text{Si } 4 > S_2 \geq 3,5)$
$\sigma_L = 224,4 + 285,6 \times (S_2 - 3)$	$(\text{Si } 3,5 > S_2 \geq 3)$

Fuente: Bridgestone 2010

La tensión de compresión última tendrá un límite inferior asociado a la deformación última final del aislador, la cual se determina como la mínima deformación máxima por corte entre la condición de carga unidireccional (γ_L) y la condición de carga bidireccional (γ_{BO}) según se muestra en la Tabla 10.

Tabla 10: Límite para la máxima deformación última (γ_L).

Deformación última (γ_L) debido a carga unidireccional
$0,9 \times S_2 \times 100$ ($0,90 \times S_2 < 4,5$)
400 % ($0,90 \times S_2 \geq 4,5$)
Deformación última (γ_{BO}) debido a carga bidireccional
$\gamma_{BO} = (5,00 \times S_2 + 9,05) / (S_2 + 4,49)$

Fuente: Bridgestone 2010

Tensión nominal de compresión a largo plazo (σ_s):

La tensión nominal de compresión a largo plazo (σ_s) se determina para un rango menor al 30% de la tensión crítica (σ_{cr}) y debe ser menor o igual a 15 N/mm² (153 kgf/cm²) como se sugiere en el estándar ISO 22762-3:2010. Para la serie de aisladores HDRX0,6R definida para un primer factor de forma $35 \leq S_1 \leq 40$, la tensión nominal de compresión a largo plazo (σ_s) se determina mediante las ecuaciones (32) y (33):

$$3,00 \leq S_2 \leq 4,55 \quad \sigma_s = 55,386 \times S_2 - 98,94 \quad (32)$$

$$4,55 \leq S_2 \leq 10,0 \quad \sigma_s = 153 \quad (33)$$

La máxima carga vertical resistente a largo plazo del aislador se determina según la Ec.(34):

$$P_s = \sigma_s \times A \quad (34)$$

σ_s = Tensión nominal de compresión a largo plazo (kgf/cm²)

Tracción en el aislador.

La relación entre la tracción y la deformación vertical (rigidez a tracción) del aislador HDR muestra un comportamiento no lineal para valores de tensión a tracción mayores a la tensión cedente del elastómero, determinada experimentalmente como 1 N/mm² (10,2 kgf/cm²), producto de los vacíos en el interior del elastómero debido a la presión negativa por la tracción (Bridgestone 2010).

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

Consideraciones Generales

El marco metodológico del presente trabajo, pretende desarrollar cada uno de los aspectos relacionados con el procedimiento a seguir, el tipo de investigación, y las técnicas e instrumentos de recolección de datos necesarios para elaborar el trabajo en base a los objetivos planteados.

El trabajo se encuentra orientada a desarrollar un procedimiento de aplicación de dispositivos de Aislamiento Sísmico tipo HDR (Elastoméricos de Alto Amortiguamiento) en una edificación de acero estructural arriostrada lateralmente para una zona sísmica 5, evidenciando sus mejoras en el comportamiento estructural en comparación a una estructura tradicional de base fija.

Tipo de la Investigación

Según Valarino, Yaber y Cemborain (2010) la investigación es de tipo evaluativa, ya que tiene como propósito determinar sistemáticamente el valor de un proyecto. "Es uno de los tipos de investigación que más apropiadamente corresponden a los proyectos de aplicación en los programas de especialización" (p 70).

Según Hernández, Fernández y Baptista (2006) la investigación es de tipo descriptiva, lo cual se logra al detallar y describir el fenómeno de interés mediante el estudio de variables que permitan determinar el comportamiento de las estructuras en estudio luego de la adición de un sistema de Aislamiento Sísmico.

Diseño de la Investigación

Según la naturaleza del estudio, se ubica dentro de la modalidad documental, ya que para el desarrollo de la misma se adoptó un proceso basado en la búsqueda, recuperación, análisis, crítica e interpretación de datos secundarios, es decir los obtenidos y registrados por otros investigadores en fuentes documentales: impresas o electrónicas.

Según Bernal (2006) explica: "La investigación documental consiste en un análisis de la información escrita sobre un determinado tema, con el propósito de establecer relaciones, diferencias, etapas, posturas o estado actual del conocimiento respecto del tema objeto de estudio" (p. 110).

Diseño de las Fases Metodológicas

Para cumplir con los objetivos del presente trabajo, se debe utilizar una metodología que permita entregar en forma clara los fundamentos que sustentaran las conclusiones, por lo cual el presente trabajo se enfoca en cuatro importantes fases.

Primera Fase: Consiste en establecer el procedimiento detallado para la caracterización de la acción sísmica para el diseño de una edificación aislada en Venezuela, tomando en cuenta los criterios sísmicos establecidos en la norma venezolana NVC 1756:01 "Edificaciones Sismorresistentes", acoplándolas a los requerimientos de diseño para estructuras aisladas sísmicamente contenidos en la norma internacional ASCE7:10 "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures". Se establece un procedimiento para el diseño del aislador elastomérico de alto amortiguamiento HDR siguiendo los lineamientos del estándar internacional ISO 22762-1 (2010) "Aisladores Elastoméricos de Protección Sísmica". Esta

fase consta del respaldo teórico necesario para la utilización de este sistema, obtenido en la bibliografía existente y en las prácticas experimentales realizadas por otros investigadores.

Segunda Fase: La misma contempla el análisis de la edificación aislada sísmicamente siguiendo los criterios del Capítulo 17 de la norma americana ASCE7:10 acoplados a la norma venezolana NVC 1756:01. De igual forma se analiza la estructura convencional de base fija, utilizando la norma venezolana NVC 1756:01. La modelación matemática se realiza apoyada en software de cálculo comercial ETABS (CSI/ETABS V9.7.4, 2010).

Tercera Fase: Se basa en los análisis comparativos de comportamiento. Se realiza la comparación de la edificación de base fija contra la edificación de base aislada para establecer las diferencias y ventajas de la implementación del sistema de aislamiento seleccionado, se diseñan los miembros estructurales y se realiza el detallado de conexiones de cada estructura en estudio. En esta fase se comparan las variables elegidas para el estudio y se hará la interpretación correspondiente de los resultados arrojados por el programa de cálculo luego del análisis. Las variables estudiadas son: período, porcentaje de amortiguamiento crítico, aceleraciones por nivel, desplazamientos por nivel, derivas, cortantes por nivel, momentos de volcamiento y detallado de ambas estructuras.

Cuarta Fase: En esta fase se desarrolla el diseño del sistema de fundaciones de la edificación aislada con la finalidad de lograr analizar el comportamiento integral de la estructura, y se realiza una comparación con el sistema de fundaciones diseñado para la estructura de base fija.

Técnicas e Instrumentos de Recolección de la Información

Para la obtención de los datos la primera técnica utilizada es la observación catalogada como científica estructurada. Es científica porque busca observar y percibir activamente la realidad exterior con el propósito de obtener los datos que previamente han sido definidos de interés para la investigación y estructurada porque el problema se ha definido claramente y permite un estudio preciso de los patrones de comportamiento que se quieren observar y medir. Impone limitantes con el fin de aumentar su precisión y objetividad, y así obtener información adecuada del fenómeno de interés.

Otras técnicas de análisis fueron el análisis documental y el análisis de contenido, ya que los mismos son útiles especialmente para establecer comparaciones y estudiar en profundidad diversos materiales, ya que gracias a la aplicación de estas técnicas se pueden hacer apreciaciones sistemáticas, encontrar coincidencias y discrepancias y en general obtener un tipo de información bastante profunda en el tema.

Los datos recolectados son en su mayoría provenientes de la información en fuentes bibliográficas, para obtener dicha información fueron necesarios libros, guías de diseño, la normativa vigente nacional e internacional; además de una serie de investigaciones, informes, reportes, entre otros, localizados mediante fuentes electrónicas.

Técnicas de Análisis e Interpretación de los Datos

Una vez recaudados los datos se debe procesar la información obtenida en el estudio, este análisis puede ser cualitativo o cuantitativo. Para el caso de la presente investigación el análisis realizado es del tipo cualitativo.

Según Hernández, Fernández y Baptista (2006) “el enfoque cualitativo utiliza la recolección de datos sin medición numérica para descubrir o afinar preguntas de investigación en el proceso de interpretación” (p 8).

Los datos recaudados se expresarán de manera numérica, generando una base de datos para su posterior análisis e interpretación. Los resultados del programa de cálculo empleado serán clasificados, tabulados y graficados.

Para los resultados obtenidos según las variables de estudio se empleará un análisis descriptivo de las tablas y gráficos elaborados. Tras ser descritos los datos se compararan los mismos para establecer diferencias y semejanzas en los comportamientos, para este caso la comparación se establecerá entre la estructura convencional y la estructura aislada sísmicamente.

Operacionalización de Objetivos

Objetivo General:

Evaluar el comportamiento de una edificación de acero modelada con Aisladores Sísmicos tipo HDR comparado con el sistema tradicional de base fija.

Objetivo Específico	Variable	Dimensión	Indicadores
Establecer el procedimiento de diseño de los aisladores tipo HDR tomando en cuenta la normativa internacional vigente para el diseño de edificaciones aisladas y su adaptación a los criterios sísmicos de la norma venezolana NVC 1756:01.	Criterios de diseño del aislador tipo HDR.	- Amenaza Sísmica. - Características del aislador tipo HDR.	- Período de Retorno. - Período efectivo del sistema de aislamiento (T_D). - Desplazamiento de Diseño y Desplazamiento Máximo. - Rigidez Horizontal y Vertical. - Amortiguamiento Efectivo del sistema de aislamiento. - Dimensiones del dispositivo.
Relacionar el método de análisis de la edificación aislada mediante aisladores HDR, con el método de análisis de la edificación tradicional de base fija.	Diferencias entre el método de análisis de la edificación aislada y su similar de base fija.	- Método de Análisis Dinámico Espectral.	- Espectro de diseño. - Factor de Importancia. - Factor de reducción de respuesta. - Período fundamental de vibración. - Porcentaje de amortiguamiento modal. - Cortante basal mínimo requerido.

Objetivo General:

Evaluar el comportamiento de una edificación de acero modelada con Aisladores Sísmicos tipo HDR comparado con el sistema tradicional de base fija.

Objetivo Específico	Variable	Dimensión	Indicadores
Diferenciar el diseño de los elementos estructurales y el detallado de conexiones de la edificación aislada de su similar de base fija.	la correlación establecida en edificación aislada y su similar de base fija.	- Diseño de los elementos estructurales y el detallado de conexiones.	- Requerimientos de diseño. - Solicitaciones de diseño. - Dimensiones de elementos del sistema resistente a sismos. - Peso total de la estructura.
Determinar las implicaciones de utilizar el Aislamiento Sísmico en el diseño del sistema de fundación de la edificación aislada.	Requerimientos de diseño adicionales debido al Aislamiento Sísmico.	- Diseño del sistema de fundación.	- Solicitaciones de diseño. - Dimensiones del sistema de fundación.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

En el presente Capítulo se define la acción sísmica para el diseño de las edificaciones aisladas en Venezuela, y se construye el espectro tanto para el Sismo de Diseño (DE) como para el Sismo Máximo Considerado (MCE). Se presenta el procedimiento propuesto para el predimensionado del aislador de alto amortiguamiento HDR aplicando los conceptos descritos en el Capítulo II, y su posterior aplicación en el diseño del aislador utilizado. Se describen los modelos definidos para el cálculo y diseño de las edificaciones aisladas y las edificaciones de base fija. Se detalla el procedimiento de análisis dinámico espectral utilizado para el cálculo y diseño de las edificaciones aisladas. Finalmente se analizan y discuten las comparaciones realizadas entre los resultados obtenidos para cada edificación en estudio.

Definición de la acción sísmica para el diseño edificaciones aisladas en Venezuela: Sismo de Diseño y Sismo Máximo Considerado

Con la finalidad de desarrollar un procedimiento para la aplicación de la norma americana ASCE7:10 en conjunto con la Norma Venezolana NVC 1756:01 para el diseño de estructuras aisladas en Venezuela, se determinaron las aceleraciones horizontales asociadas al sismo máximo considerado (MCE) para el diseño del sistema de aislamiento, para lo cual se ajustaron los coeficientes de aceleración horizontal (A_0) estipulados en la norma NVC 1756:01, a una probabilidad de excedencia del 2% en una vida útil de 50 años, valor asociado a un período de retorno de 2.500 años

aproximadamente. Cabe acotar que algunos autores (Bonilla y Sánchez, 2011) consideran que este periodo de retorno puede ser elevado para el diseño de edificaciones aisladas en Venezuela, teniendo como referencia que el código chileno Nch2745:2013 utiliza un período de retorno aproximado de 1000 años. Para determinar las aceleraciones horizontales asociadas al sismo máximo considerado (MCE), se utilizó la correlación establecida en la Norma NVC 1756:01 (Ec. (35) la cual se satisface en forma aproximada para zonas de elevada amenaza sísmica (Zonas 5, 6 y 7):

$$A = 198A_0[(-\ln P / t)]^{-0,26} \text{ (gal)} \quad \begin{array}{l} \text{NVC1756:01} \\ \text{C.6.1} \end{array} \quad (35)$$

A = Aceleración máxima del terreno en terreno firme (gal).

A_0 = Coeficiente de aceleración máxima del terreno en terreno firme para un período de retorno de 475 años.

t = Vida útil (años).

P = Probabilidad de no excedencia en t años.

Para determinar los parámetros de aceleración espectral S_{MS} y S_{M1} necesarios para el cálculo del desplazamiento máximo del aislador, se construyó el espectro de respuesta elástico ($R=1$) para el sismo máximo considerado (MCE) con un porcentaje de amortiguamiento crítico del 5% y un factor de importancia (α) igual a 1, en donde se ubicaron los valores de aceleración espectral correspondientes a períodos de 0,2s y 1s, obteniéndose los valores de S_{MS} y S_{M1} respectivamente. Seguidamente, se calcularon los parámetros de aceleración espectral de diseño, S_{DS} y S_{D1} , tomados como dos tercios de los parámetros S_{MS} y S_{M1} respectivamente mostrados en la Tabla 11, los cuales son necesarios para la determinación del desplazamiento de diseño del aislador, el cual está en función de valores de aceleración horizontal aproximados a una probabilidad de excedencia del 10% en una vida útil de 50 años.

Tabla 11: Parámetros de aceleración espectral S_{MS} , S_{M1} , S_{DS} y S_{D1} para zonas de alta sismicidad (5, 6 y 7) en Venezuela.

Zona Sísmica (NVC 1756:01)	Aceleración máxima del terreno, A_0 (g) (Ajustada a 2% en 50 años)	Tipo de espectro (NVC 1756:01)	Tipo de suelo (1756-01)	Factor de corrección, ϕ (NVC 1756:01)	S_s (g)* (Roca Sana)	S_1 (g)* (Roca Sana)	S_{MS} (g)*	S_{M1} (g)*	S_{DS} (g)*	S_{D1} (g)*
5	0,462	S1	Roca sana, Roca blanda y suelo duro.	1,00	1,109	0,444	1,109	0,444	0,739	0,296
		S2	Suelo firme.	0,95			1,141	0,799	0,761	0,533
		S2	Roca blanda, suelo duro y suelo blando.	0,90			1,081	0,757	0,721	0,505
		S2	Suelos blandos intercalados.	0,70			0,841	0,589	0,561	0,392
		S3	Suelo blando.	0,80			0,902	1,035	0,601	0,690
		S3	Suelo firme.	0,75			0,845	0,970	0,564	0,647
6	0,539	S1	Roca sana, Roca blanda y suelo duro.	1,00	1,294	0,517	1,294	0,517	0,862	0,345
		S2	Suelo firme.	0,95			1,331	0,932	0,888	0,621
		S2	Roca blanda, suelo duro y suelo blando.	0,90			1,261	0,883	0,841	0,589
		S2	Suelos blandos intercalados.	0,70			0,981	0,687	0,654	0,458
		S3	Suelo blando.	0,80			1,052	1,207	0,701	0,805
		S3	Suelo firme.	0,75			0,986	1,132	0,658	0,755
7	0,616	S1	Roca sana, Roca blanda y suelo duro.	1,00	1,478	0,591	1,478	0,591	0,986	0,394
		S2	Suelo firme.	0,95			1,522	1,065	1,014	0,710
		S2	Roca blanda, suelo duro y suelo blando.	0,90			1,441	1,009	0,961	0,673
		S2	Suelos blandos intercalados.	0,70			1,121	0,785	0,747	0,523
		S3	Suelo blando.	0,80			1,202	1,380	0,802	0,920
		S3	Suelo firme.	0,75			1,127	1,294	0,752	0,862

*Factor de importancia $\alpha = 1$.

Lo anterior se validó determinando la relación existente entre valores de aceleración horizontal asociados a probabilidades de excedencia de 2% y de 10% para una vida útil de 50 años, obtenidos utilizando la ecuación (C. 6.1 – NVC 1756:01) para zonas de alta sismicidad (5, 6 y 7), en donde se verificó una relación promedio de 1,5, como se muestra en la Tabla 11: .

Tabla 12: Relación entre valores de coeficiente de aceleración horizontal para probabilidades de excedencia de 2% y 10% para zonas de alta sismicidad.

Zona Sísmica	A_0	t (años)	(1-P)%	A (gal)	Ad(%g)	A2% / 10%
5	0,3	50	10%	294,86	0,301	1,536
			2%	453,01	0,462	
6	0,35	50	10%	344,01	0,351	1,536
			2%	528,52	0,539	
7	0,4	50	10%	393,15	0,401	1,536
			2%	604,02	0,616	

Procedimiento propuesto para el predimensionado del aislador HDR

Luego de determinar los parámetros de aceleración espectral de respuesta para el Sismo de Diseño (S_{D1}) y para el Sismo Máximo Considerado (S_{M1}) se procede al pre-dimensionado del dispositivo de aislamiento. El diseño del mismo es un proceso iterativo debido a la dependencia del período efectivo y el amortiguamiento efectivo al desplazamiento. A continuación se describe el procedimiento propuesto para el pre-dimensionado del aislador HDR, el mismo se fundamenta en diferentes bibliografías consultadas (Kelly 2001, ASCE7:10, Bridgestone 2010). Inicialmente, es necesario conocer ciertas variables que permitan estimar las dimensiones requeridas del dispositivo, tales como:

- Masa sísmica de la edificación (W/g).
- Número de dispositivos a ser colocados (N).

- Carga máxima en apoyos (P_{max}).
- Módulo de elasticidad (E) y módulo de vulcanización del elastómero (E_{∞}).
- Factor de corrección del módulo de elasticidad según la dureza (κ).

Las características específicas del tipo de aislador dependen de cada fabricante, para este caso se utilizan las características de la serie de aisladores HDR-X0,6R de la empresa Bridgestone (Bridgestone 2013).

El procedimiento propuesto para el pre-dimensionado del aislador se define en los siguientes pasos:

1. Se definen el periodo efectivo objetivo T_D para el desplazamiento de diseño D_D y el periodo efectivo objetivo T_M para el desplazamiento máximo D_M del aislador, los valores recomendados se encuentran en el orden de 1,5 s y 2,5 s (Kelly, 2001) para T_D y entre 2,0 s a 3,0 s para T_M (FEMA P-751).
2. Se estima un valor de amortiguamiento efectivo H_{eq} , el cual dependerá del compuesto de goma utilizado y la deformación unitaria por corte. Se interpola el valor del coeficiente B_D y B_M de la Tabla 4.
3. Se calcula la rigidez horizontal preliminar K_{eq} del sistema de aislamiento, suponiendo un modelo simplificado de un grado de libertad. Luego se calcula la rigidez de cada dispositivo utilizando la Ec.(36)

$$k_{min} = \frac{K_{eq}}{N} \quad (36)$$

4. Se calcula el desplazamiento de diseño D_D y el desplazamiento máximo D_M mediante el procedimiento lineal equivalente.
5. Se calculan los desplazamientos totales del aislador D_{TD} y D_{TM} considerando la torsión debido a la excentricidad natural y accidental mediante el procedimiento lineal equivalente.

6. Se asume la deformación unitaria por corte γ_D para el desplazamiento total de diseño D_{TD} y la deformación unitaria por corte γ_M para el desplazamiento total máximo D_{TM} . Para estos valores se recomienda (Kelly 2001): $\gamma_D = 100\%$, $\gamma_M = 250\%$.
7. Se determinan los módulos de corte de la goma $G_{eq}(\gamma_D)$ y $G_{eq}(\gamma_M)$ para las deformaciones unitarias por corte asumidas γ_D y γ_M .
8. Se selecciona el valor del espesor total de la goma H_r mediante la Ec.(37) utilizando las deformaciones unitarias asumidas (γ_D y γ_M) y los desplazamientos totales (D_{TD} y D_{TM}). En este paso se deben tomar en cuenta los espesores de goma comerciales para determinar la altura total definitiva de la goma como un múltiplo del espesor seleccionado, las recomendaciones oscilan entre 4 y 10 mm. Este valor es muy importante ya que controla la rigidez horizontal del aislador e influye en la rigidez vertical a través de los factores de forma.

$$H_r = \left[\frac{D_{TD}}{\gamma_D} \quad ; \quad \frac{D_{TM}}{\gamma_M} \right] \quad (37)$$

9. Tomando en cuenta el espesor de la capa de goma (tr) seleccionado y el espesor total de goma (H_r) calculado, se determina el número de capas de goma (n) utilizando la Ec.(38), el cual se redondea a un valor entero.

$$n = \frac{H_r}{tr} \quad (38)$$

10. Se determinan las deformaciones unitarias por corte real γ_D y γ_M con la altura total de la goma seleccionada en el punto 8.
11. Se determinan los módulos de corte de la goma $G_{eq}(\gamma_D)$ y $G_{eq}(\gamma_M)$ para las deformaciones unitarias por corte γ_D y γ_M determinadas en el punto 10.
12. Se estima el área de la goma requerida $A = P_{max}/\sigma_s$ asumiendo una tensión nominal de compresión a largo plazo σ_s igual a 15 N/mm^2 (153 kgf/cm^2) como se sugiere en el estándar ISO 22762-3:2010.

13. Se calcula el diámetro externo del aislador utilizando el área de goma requerida $D_e = \sqrt{4[A/\pi + (D_i/2)^2]}$. Se fija un valor para el diámetro interno del aislador D_i , no muy bajo por efectos constructivos y de instalación ni muy alto de manera que se disminuya el área útil de la sección. Es importante tomar en cuenta los diámetros comerciales en el pre-dimensionado del aislador. Se utilizan diámetros suministrados por el fabricante (Bridgestone 2013): de 600mm a 1000mm en variaciones de 50mm, y de 1000mm a 1600mm en variaciones de 100mm.
14. Se recalcula el área de la goma A con el diámetro seleccionado.
15. Se recalculan las rigideces efectivas K_{Dmin} y K_{Mmin} mediante las ecuaciones (39) y (40) respectivamente, utilizando el área de la goma A seleccionada y los módulos de corte de la goma $G_{eq}(\gamma_D)$ y $G_{eq}(\gamma_M)$ determinados para cada deformación unitaria por corte γ_D y γ_M resultante de la altura total de la goma H_r seleccionada.

$$K_{Dmin} = K_{eq} = \frac{A \times G_{eq}(\gamma_D)}{H_r} \quad (39)$$

$$K_{Mmin} = K_{eq} = \frac{A \times G_{eq}(\gamma_M)}{H_r} \quad (40)$$

16. Se calculan los períodos efectivos reales mediante el procedimiento lineal equivalente, utilizando las rigideces horizontales determinadas en el paso anterior y se comparan con los periodos efectivos objetivos T_D y T_M asumidos en el paso 1. Si los valores difieren se debe ajustar la altura total H_r o el área de la goma A , considerando dimensiones prácticas comerciales del aislador, hasta alcanzar la convergencia.
17. Se calculan los valores de amortiguamiento efectivo real H_{eq} en función de las deformaciones unitarias por corte γ_D y γ_M calculadas para la altura total de la goma H_r seleccionada.
18. Con el valor anterior se interpolan de nuevo los coeficientes de amortiguamiento B_D y B_M de la Tabla 4.

19. Se recalcula el desplazamiento de diseño D_D y el desplazamiento máximo D_M .
20. Se calcula el desplazamiento total de diseño D_{TD} y el desplazamiento máximo total D_{TM} .
21. Se calcula el primer y segundo factor de forma S_1 y S_2 .
22. Se calcula el módulo de compresión instantánea del conjunto elastómero-acero tomando en cuenta la compresibilidad del elastómero E_C .
23. Se determina la rigidez vertical del aislador k_v .
24. Se calcula la tensión nominal de compresión a largo plazo σ_s real.
25. Se verifica que la carga vertical resistente el aislador a largo plazo P_s sea mayor o igual a la requerida en el diseño P_{max} .
26. Se determina la tensión crítica σ_{cr} para la condición inicial de deformación nula en el aislador.
27. Se determina la máxima tensión a compresión última σ_L .
28. Se determina la máxima deformación última γ_L .
29. Se grafica el diagrama de propiedades últimas del aislador para la tensión de compresión última en función de la deformación unitaria por corte, tal y como se describe detalladamente en el Capítulo II, limitando la gráfica a la máxima tensión a compresión última σ_L y a la máxima deformación última γ_L .

Estos pasos se repiten hasta que la convergencia se alcanza. El procedimiento puede automatizarse utilizando hojas de cálculo, sin embargo, no se tiene garantía de que la convergencia se alcance debido a los límites en el periodo efectivo y amortiguamiento que se puede obtener usando aisladores prácticos (Kelly, 2001).

Descripción de la Edificación en estudio

La estructura en estudio es una edificación hipotética destinada a un Centro Médico Asistencial, el cual se asume está ubicado en Valencia, Edo. Carabobo. La estructura es de configuración regular, a ser construida en acero, con un sistema resistente definido por pórticos arriostrados concéntricamente en ambas direcciones, posee cuatro niveles con una altura de entrepiso de 3,2m y luces de 7m en ambos sentidos. Los tres primeros niveles constan de un área en planta de aproximadamente 27x42m, mientras que el nivel superior posee un área de 14x28m (Figura 8). Se evaluó el comportamiento de dicha edificación considerándola aislada en su base utilizando aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDR), para su posterior comparación con el sistema tradicional de base fija.

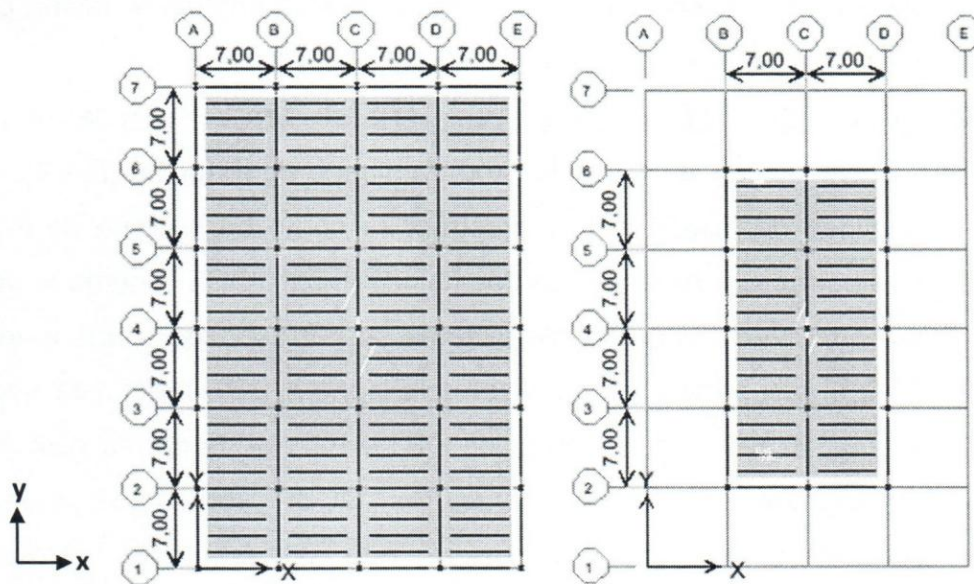


Figura 8: Vista de Planta N+0,00 a N+9,60 (Izquierda), vista de Planta N+12,80 (Derecha).

Los modelos propuestos para el análisis comparativo son los siguientes:

1. Edificio de Base Aislada (EBA-R2): se realizó el análisis de la edificación aislada utilizando un factor de reducción de respuesta $R_I = 2$, determinado según se especifica en la norma ASCE7:10. La estructura aislada debe ser diseñada como un sistema de Pórticos Especiales Arriostrados Concéntricamente (SCBF) como se especifica en la norma AISC341:10. Este sistema se corresponde a una estructura Tipo III diseñada para un Nivel de Diseño 3 según la norma 1618:98 (Tabla C-3.1 – 1618-98). La estructura por encima del nivel de aislamiento tendría que cumplir requisitos de diseño asociados a una significativa capacidad de deformación inelástica, siendo estos requerimientos exigentes para una estructura que debe evidenciar un comportamiento esencialmente elástico, sin embargo la normativa norteamericana no permite explícitamente una reducción en el nivel de diseño de la superestructura a menos que se analice la misma para el sismo de diseño no reducido.
2. Edificio de Base Aislada (EBA-R1): se realizó el análisis de la edificación aislada para el sismo de diseño no reducido ($R_I = 1$), con la finalidad de diseñar la superestructura como un sistema de Pórticos Ordinarios con Arriostramientos Concéntricos (OCBF) como lo permite la norma AISC341:10. Este sistema se corresponde a una estructura Tipo III diseñada para un Nivel de Diseño 1 (ND1), definida según la norma 1618:98. En los artículos F1.1 y F9.1 de la norma AISC341:10 se permite el uso de estructuras OCBF sobre un sistema de aislamiento ya que se espera que la estructura permanezca esencialmente elástica durante el sismo de diseño, por lo tanto, las disposiciones que tienen por objeto dar cabida a la respuesta inelástica significativa no se consideran necesarias para su diseño.
3. Edificio de Base Fija (EBF): se realizó el análisis de la estructura convencional de base fija utilizando un factor de reducción de respuesta $R = 4$, definido en la norma 1618:98 para una estructura

Tipo III diseñada para un ND3, la cual se corresponde con el sistema estructural SCBF definido anteriormente. Este modelo posee la misma geometría y configuración estructural del modelo aislado, eliminando el sistema de aislamiento y el nivel de entrepiso adicional y conservando los miembros dimensionados para resistir las solicitaciones actuantes y cumplir con los requerimientos de diseño específicos para una edificación aislada. La intención de generar este modelo fue comparar el comportamiento entre los modelos aislados (EBA-R1 y EBA-R2) y el modelo de base fija (EBF) con la finalidad de evidenciar los beneficios de incluir el sistema de aislamiento. Es importante acotar que parte de las columnas y riostras en este último modelo no cumplen con las solicitaciones de diseño, por lo cual sería necesario aumentar las dimensiones de los miembros afectados para cumplir con las solicitaciones requeridas en una edificación de base fija real.

4. Edificio de Base Fija Efectivo (EBF-E): por último se desarrolló un modelo de base fija con una variación en la configuración de las riostras adaptada a la práctica común, presentando una solución efectiva para una edificación definida por Pórticos Especiales Arriostrados Concéntricamente (SCBF). La finalidad de este modelo es realizar una comparación real entre la solución aislada y una solución de base fija competitiva.

Definición de los espectros de diseño

En la Tabla 13 se observan los parámetros de diseño sísmico utilizados para el diseño de las edificaciones descritas. Las edificaciones aisladas se diseñaron aplicando el procedimiento propuesto en el presente Capítulo "Determinación de la Acción Sísmica para el Diseño Edificaciones

Aisladas en Venezuela”, con la finalidad de cumplir los requisitos de diseño establecidos en la norma ASCE7:10 en conjunto con la norma NVC 1756:01. Por su parte, la determinación de la acción sísmica para las edificaciones tradicionales de base fija se realizó bajo las especificaciones y criterios de análisis de la norma NVC 1756:01 construyendo el espectro de diseño mostrado en la Figura 10 utilizado para el análisis dinámico espectral de la estructura.

Las fuerzas sísmicas consideradas para el diseño de las edificaciones aisladas según ASCE7:10 son las siguientes:

La superestructura del modelo EBA-R2 será diseñada para resistir las cargas resultantes de aplicar el Sismo de Diseño (DE) reducido determinado según la Ec.(41):

$$QE = Q_{DE/2} = DE/2 \quad (41)$$

El sistema de aislamiento y el sistema de fundación de los modelos EBA-R1 y EBA-R2 serán diseñados para resistir las cargas resultantes de aplicar el Sismo de diseño (DE) no reducido. De igual forma, la superestructura del modelo EBA-R1 será diseñada para el Sismo de Diseño (DE) no reducido determinado según la Ec.(42):

$$QE = Q_{DE} = DE/1 \quad (42)$$

La verificación de la estabilidad del sistema de aislamiento será realizado para el Sismo Máximo Considerado (MCE) no reducido determinado según la Ec.(43):

$$QE = Q_{MCE} = MCE/1 \quad (43)$$

Para el análisis dinámico espectral se determinaron las ordenadas A_d de los espectros de diseño (Figura 10) definidas en función de su período T tal como se indica en el Capítulo 7 de la norma NVC 1756:01 para cada una de las acciones sísmicas descritas, considerando los parámetros de diseño mencionados en la Tabla 13.

Tabla 13: Parámetros para el diseño sísmico.

Zona sísmica (NVC 1756:01):	5
Forma Espectral (NVC 1756:01):	S2
Factor de corrección, φ (NVC 1756:01):	0,95
Irregularidades en la estructura (NVC 1756:01):	Regular
Aceleración máxima del terreno para el Sismo de Diseño (DE), $A_0(g)$ (NVC 1756:01):	0,30
Factor de reducción de respuesta de edificio de base fija (R):	4
Factor de reducción de respuesta de edificio de base fija (R_I):	2
Factor de Importancia (α) para modelo de Base Fija (NVC 1756:01):	1,3
Factor de Importancia (α) para modelo de Base Aislada:	1,0
Aceleración espectral en roca sana para MCE para un periodo igual a 1 s (S_1):	0,444
Aceleración espectral ajustada al tipo de suelo para MCE para un periodo igual a 1 s (S_{M1}):	0,799
Aceleración espectral ajustada al tipo de suelo para DE para un periodo igual a 1 s (S_{D1}):	0,533

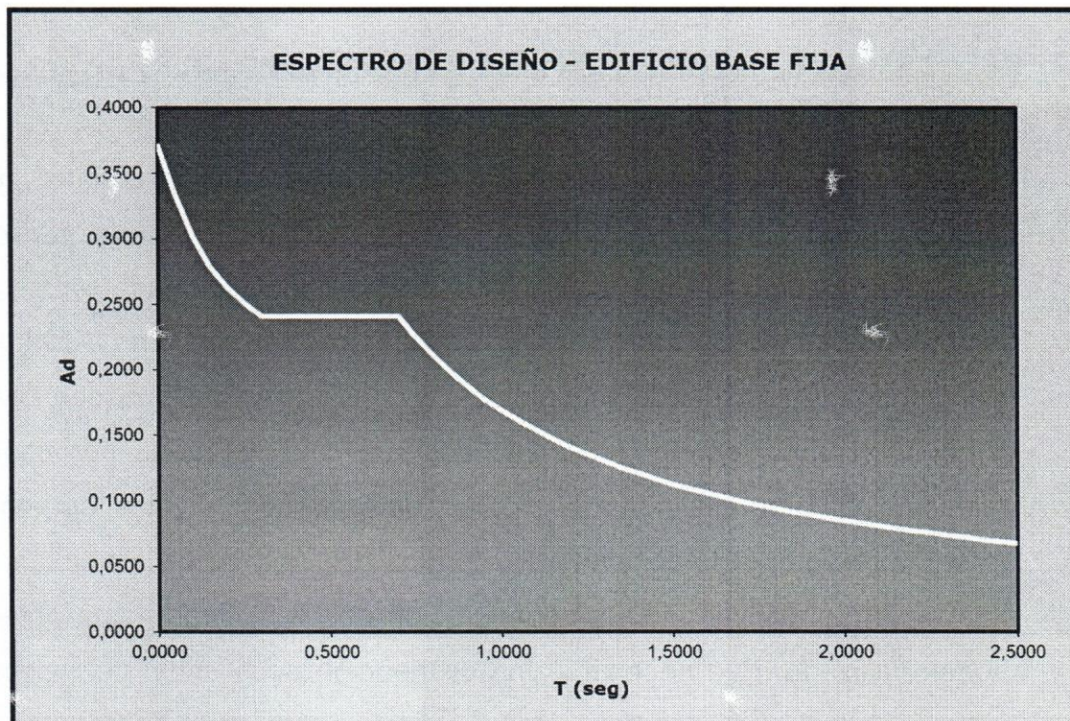


Figura 9: Espectro para el análisis de las edificaciones de base fija.

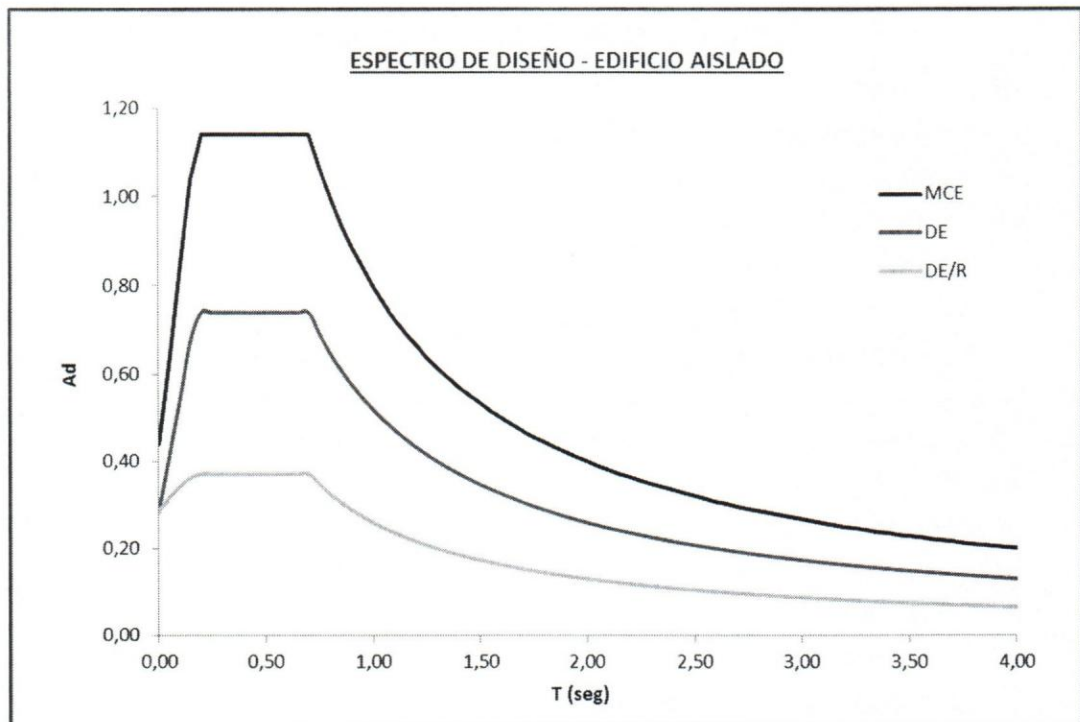


Figura 10: Espectros para el análisis de las edificaciones aisladas.

Análisis de la edificación aislada: modelos EBA-R1 y EBA-R2.

Durante la concepción estructural de la edificación aislada, fue un criterio predominante la reducción de las fuerzas de levantamiento en los aisladores, debido a que el tipo de aislador seleccionado muestra un comportamiento no deseado para tensiones a tracción mayores a 10 kgf/cm^2 . Inicialmente se estudiaron modelos de la edificación aislada con diversas configuraciones geométricas de las riostras, caracterizadas por tipologías tradicionales como el sistema de riostras en "X" en dos niveles, sin embargo no se logró obtener tracciones nulas en los dispositivos de aislamiento, por esta razón se fue variando la configuración de las riostras hasta obtener el modelo utilizado. Fue necesaria una distribución poco usual del sistema de riostras para la práctica constructiva venezolana. Se siguieron

recomendaciones de estructuración planteadas en el Capítulo 12 de las provisiones FEMA P-751; se utilizó un sistema de riostras diagonales concéntricas conectando varias columnas de un mismo pórtico, concentrando las riostras en los niveles inferiores y evitando colocar las mismas en la periferia de la estructura, con lo cual se logró disminuir la componente vertical de la fuerza de las riostras y distribuir las fuerzas de tracción entre un mayor número de columnas. Se evitó en lo posible la colocación de la riostras de forma tal que confluyan en puntos comunes en direcciones ortogonales (Figura 11).

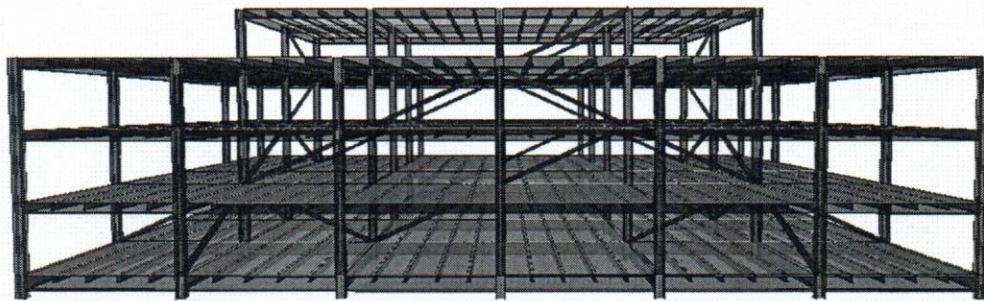


Figura 11: Vista 3D de Edificación Aislada.

El sistema de aislamiento propuesto consta de 35 dispositivos HDR de la serie Bridgestone HLX6R colocados en la base de cada columna. El entrepiso inicial se encuentra elevando 1m del nivel de colocación del sistema de aislamiento con la finalidad de facilitar la instalación y el posterior mantenimiento de los dispositivos. Se prevé la colocación de un muro de protección perimetral que permita el desplazamiento máximo del aislador. De igual forma se deberán diseñar escaleras de acceso a la edificación aislada capaces de soportar el desplazamiento máximo del sistema de aislamiento. Las vigas del primer nivel son más robustas que las de los niveles superiores debido a que deben resistir parte de los momentos producidos por los efectos P-delta en el desplazamiento máximo y a su vez compensar los momentos debido a cargas laterales con la finalidad de transmitir de la superestructura

al aislador sólo fuerzas verticales. En la Figura 11 a la Figura 18 se puede observar las vistas que describen la geometría de la edificación aislada.

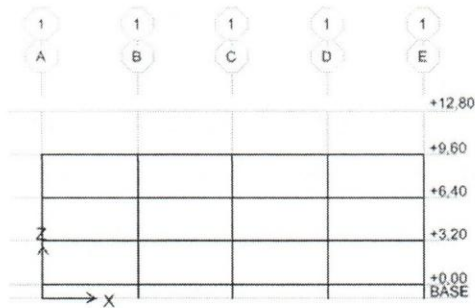


Figura 12: Vista Eje 1 y 7 de Edificación Aislada.

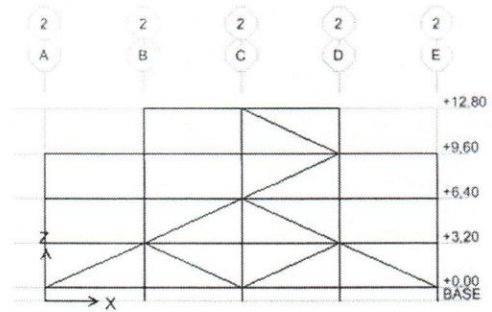


Figura 13: Vista Eje 2 y 6 de Edificación Aislada.

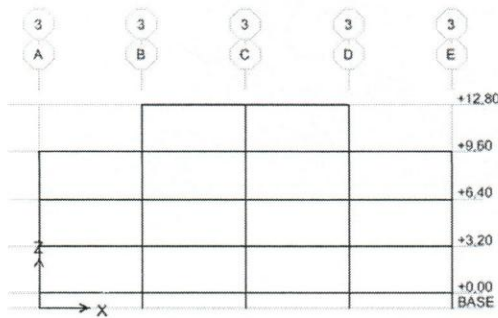


Figura 14: Vista Eje 3 y Eje 5 de Edificación Aislada.

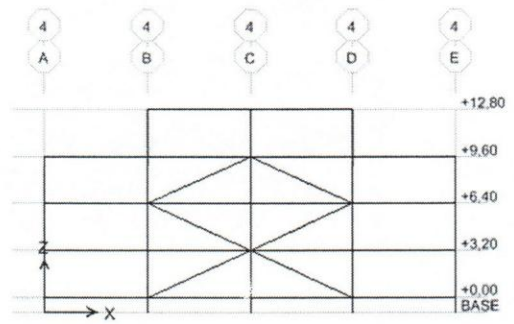


Figura 15: Vista Eje 4 de Edificación Aislada.

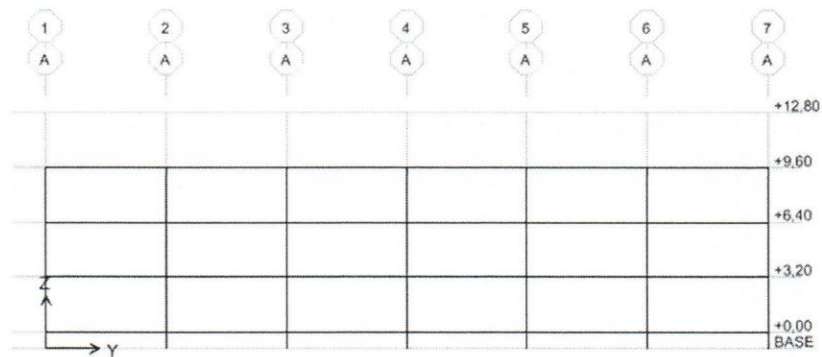


Figura 16: Vista Eje A y E de Edificación Aislada.

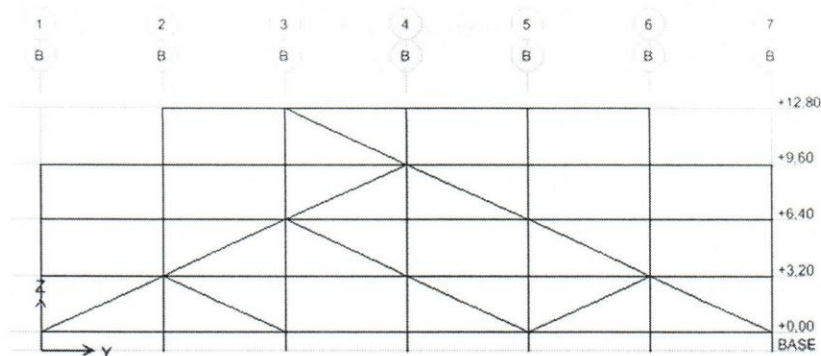


Figura 17: Vista Eje B y D de Edificación Aislada.

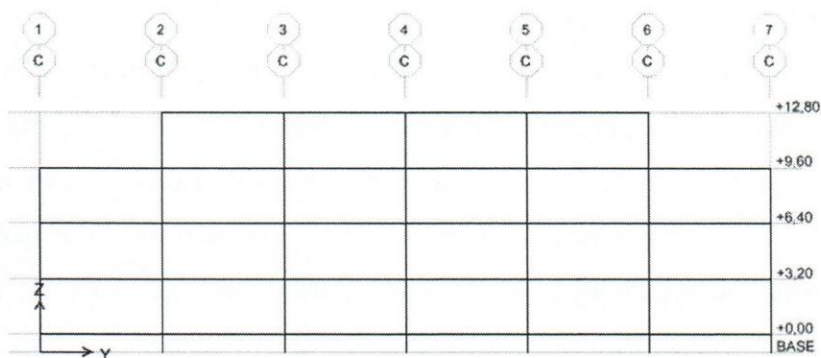


Figura 18: Vista Eje C de Edificación Aislada.

Diseño del sistema de aislamiento

Para el pre-dimensionado del sistema de aislamiento fue necesario utilizar ecuaciones del Procedimiento Lineal Equivalente para definir los desplazamientos de interés para el diseño del aislador (D_D , D_M , D_{TD} y D_{TM}), y el cortante basal estático, valores requeridos para la posterior verificación del desplazamiento y de la fuerza lateral mínima definida para el análisis dinámico de la estructura.

Inicialmente se estimó el período aislado efectivo T_D de la edificación aislada para comenzar el proceso iterativo y así definir las dimensiones del aislador según el procedimiento propuesto. Diversos autores recomiendan que el período aislado efectivo para el desplazamiento de diseño se encuentre comprendido entre 1,5 s a 2,5 s para aisladores tipo HDR (Kelly

2001). Sin embargo, para lograr un mejor entendimiento del comportamiento de las estructuras aisladas en estudio (EBA-R2, EBA-R1) se graficó la variación del cortante basal y del desplazamiento del aislador en función del período objetivo en estudio para cada edificación. En la Figura 19 se presenta una gráfica para el modelo EBA-R2 donde se observa la variación de los desplazamientos (D_D , D_M , y D_{TM}) y de los diferentes cortantes basales normalizados (V_s/W , V_b/W) requeridos para el diseño en función del período objetivo, donde se observa que a medida que aumenta el período disminuye el cortante basal e inversamente aumenta el desplazamiento del aislador. De esta gráfica se puede estimar el período efectivo deseado. El período objetivo ideal sería aquel que permita obtener una disminución en el cortante basal para un desplazamiento del aislador determinado, tomando en cuenta que mientras mayor sea el desplazamiento requerido del aislador mayor será el costo asociado, debido a las dimensiones del aislador y a los desplazamientos requeridos para las conexiones flexibles de tuberías, entre otros.

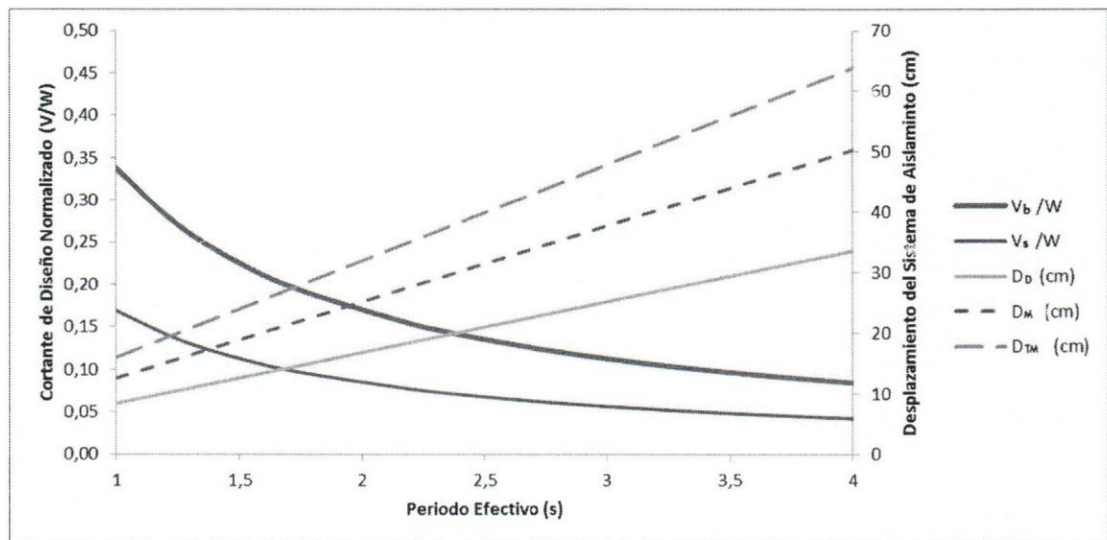


Figura 19: Variación del desplazamiento del sistema de aislamiento y de la fuerza cortante (V_s , V_b) en función del período para el modelo EBA-R2 (ND3, $R_I=2$).

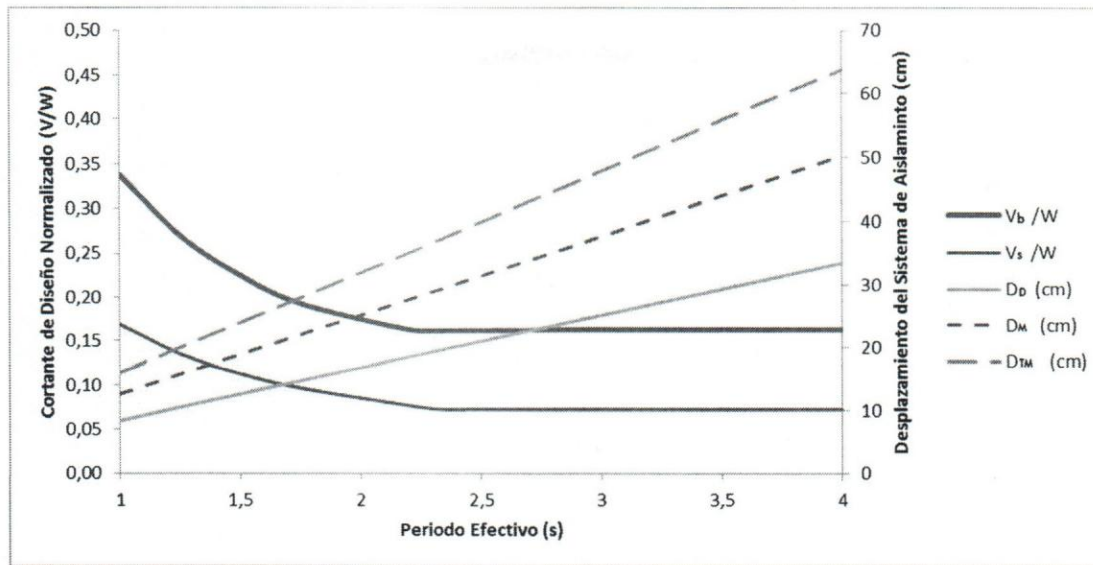


Figura 20: Variación del desplazamiento del sistema de aislamiento y de la fuerza cortante (V_s , V_b) en función del periodo para el modelo EBA-R2 (ND3, $R_f=2$). La fuerza cortante se encuentra ajustada a los límites de V_s y V_b establecidos en ASCE7:10.

En la Figura 20, se presenta la gráfica descrita para el modelo EBA-R2 considerando los límites mínimos fijados para el cortante basal, establecidos en la norma ASCE7:10.

En la Figura 21 se presentan las variaciones del desplazamiento y del cortante basal en función del periodo objetivo para el modelo EBA-R1, se observa que el valor de cortante normalizado es igual tanto para la superestructura como para el sistema de aislamiento y fundaciones ya que se está utilizando para el diseño de la superestructura un $R_f = 1$. Sin embargo, al considerar los límites mínimos fijados para el cortante basal (ASCE7:10) se observa la variación entre los cortantes (V_s y V_b) debido a que los límites varían para cada caso, de $\geq 0,8V_b$ para la superestructura a $\geq 0,9V_b$ para el sistema de aislamiento y fundaciones, evidenciándose la diferencia mostrada en la Figura 22.

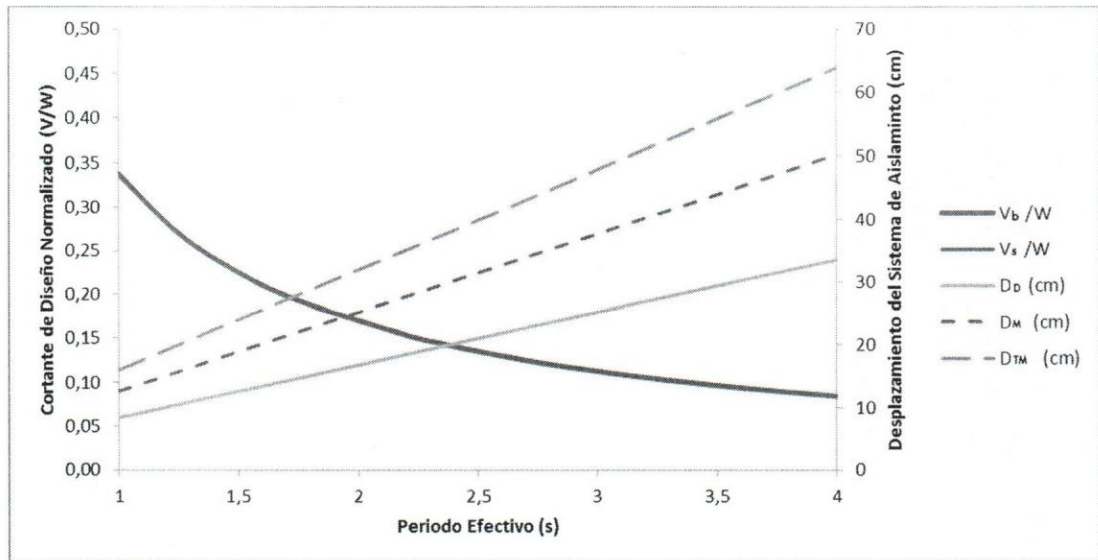


Figura 21: Variación del desplazamiento del sistema de aislamiento y de la fuerza cortante (V_s , V_b) en función del periodo para el modelo EBA-R1 (ND1, $R_I=1$).

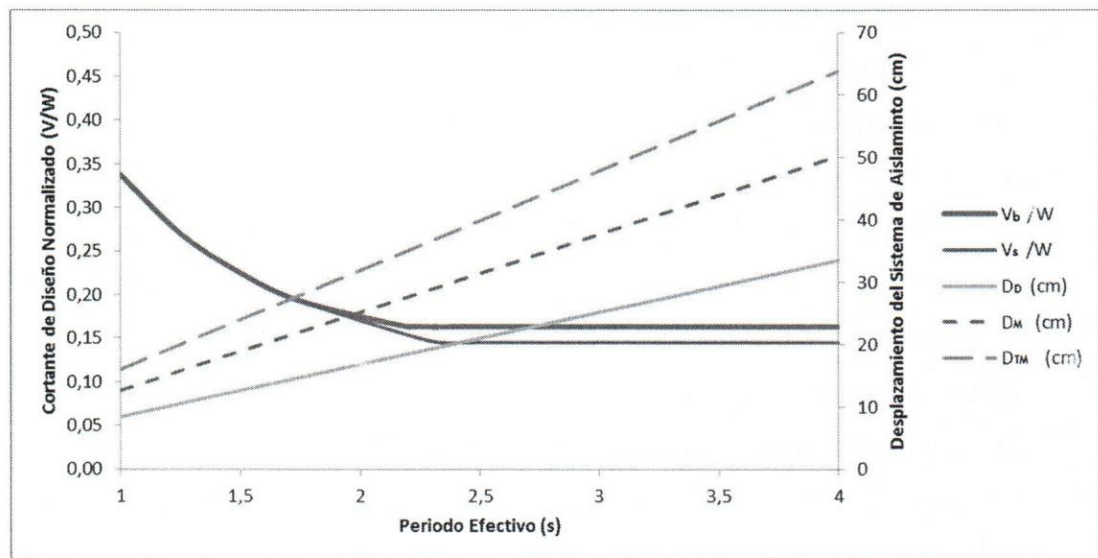


Figura 22: Variación del desplazamiento del sistema de aislamiento y de la fuerza cortante (V_s , V_b) en función del periodo para el modelo EBA-R1 (ND1, $R_I=1$). La fuerza cortante se encuentra ajustada a los límites de V_s y V_b establecidos en ASCE7:10.

Del análisis de las gráficas se estimó un período efectivo (T_D) aproximado a 2,2 s, y con este valor se comenzó el proceso iterativo para el diseño del aislador.

Aplicación del procedimiento propuesto para el diseño del aislador HDR.

El proceso iterativo para el diseño del aislador HDR se inició con el período efectivo estimado de 2,2 s, y un amortiguamiento efectivo igual a $H_{eq} = 0,24$ que corresponde al amortiguamiento del compuesto X0,6R para una deformación por corte $\gamma = 100\%$, para lo cual se utilizaron los datos definidos en la Tabla 14 y se aplicaron los pasos definidos en el presente Capítulo en el “Procedimiento propuesto para el predimensionado del aislador HDR” resumidos en la Tabla 15.

Tabla 14: Datos para el diseño del aislador.

W =	4370,5	tf
N =	35	-
S_{D1} =	0,533	-
S_{M1} =	0,799	-
P_{max} =	399,70	tf
D_i =	1,5	cm
Espesor de la goma comercial tr =	0,44	cm
Espesor de placas de refuerzo ts =	0,31	cm
Módulo de Elasticidad E =	77,52	kgf/cm ²
Módulo de Vulcanización E_{∞} =	15300	kgf/cm ²
Factor de corrección κ =	1	-

Tabla 15: Diseño del aislador HDR-HL065X6R.

Paso	Descripción	DE	MCE	Und.
1	$T_D ; T_M$	2,20	2,50	s
2	H_{eq} $B_D ; B_M$	0,24	0,24	-
		1,58	1,58	-

Paso	Descripción	DE	MCE	Und.
3	$K_{Dmin total} = \frac{4\pi \times W}{T_D^2 \times g} ; K_{Mmin total} = \frac{4\pi \times W}{T_M^2 \times g}$ $k_{min} = \frac{K_{min total}}{N}$	36,34	28,14	tf/cm
		1,04	0,80	tf/cm
4	$D_D = \frac{gS_{D1}T_D}{4\pi^2 B_D} ; D_M = \frac{gS_{M1}T_M}{4\pi^2 B_M}$	18,44	31,42	cm
5	$D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$ $D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	23,42	39,90	cm
6	$\gamma_D ; \gamma_M$	1,41	2,33	-
7	$G_{eq}(\gamma_D) ; G_{eq}(\gamma_M)$	5,37	4,73	kgf/cm ²
8	$H_r = \frac{D_{TD}}{\gamma_D} ; H_r = \frac{D_{TM}}{\gamma_M}$	16,30	16,30	cm
		16,30	16,30	cm
9	$n = \frac{H_r}{tr}$	37,05		-
		37		-
10	$\gamma_D ; \gamma_M$	1,41	2,33	-
11	$G_{eq}(\gamma_D) ; G_{eq}(\gamma_M)$	5,37	4,73	kgf/cm ²
12	$A = P_{max}/\sigma_s$	2.645,03		cm ²
13	$D_e = \sqrt{4[A/\pi + (D_i/2)^2]}$	58,05		cm
		65,00		cm
14	$A = \pi[(D_e/2)^2 - (D_i/2)^2]$	3.316,54	3.316,54	cm ²
15	$k_{Dmin} = \frac{A \times G_{eq}(\gamma_D)}{H_r}$ $k_{Mmin} = \frac{A \times G_{eq}(\gamma_M)}{H_r}$	1,09	0,96	tf/cm
16	$T_D = \sqrt{\frac{4\pi \times W}{K_{Dmin total} \times g}} ; T_M = \sqrt{\frac{4\pi \times W}{K_{Mmin total} \times g}}$	2,15	2,29	s
17	$H_{eq}(\gamma_D) ; H_{eq}(\gamma_M)$	0,23	0,20	-
18	$B_D ; B_M$	1,57	1,51	-

Paso	Descripción	DE	MCE	Und.
19	$D_D ; D_M$	18,14	30,06	cm
20	$D_{TD} ; D_{TM}$	23,04	38,18	cm
21	$S_1 = \frac{D_e - D_i}{4tr}$	36,08		-
21	$S_2 = \frac{D_e}{n \times tr}$	3,99		-
22	$E_c = \frac{E \times (1 + 2 \times \kappa \times S_1^2)}{1 + \frac{E \times (1 + 2 \times \kappa \times S_1^2)}{E_\infty}}$	14.222,23		kgf/cm ²
23	$k_v = \frac{E_c \times A}{H_r}$	2.893,78		tf/cm
24	$\sigma_s = 55,386 \times S_2 - 98,94$	121,92		kgf/cm ²
25	$P_s = \sigma_s \times A$	404,37		tf
26	$\sigma_{cr} = \alpha_c \times \frac{\pi}{4} \times (G_{eq} \times E_b)^{0,5} \times S_2$	710,94		kgf/cm ²
27	σ_L (Tabla 9)	487,80		kgf/cm ²
28	γ_L (Tabla 10)	3,42		-

Se selecciona el aislador comercial HL065X6R de la serie HDR-HLX6R del catálogo de productos Bridgestone 2013, cuyas características se muestran en la Figura 23.

Paso 29: El diagrama de propiedades últimas mostrado en la Figura 23 corresponde a las dimensiones del aislador comercial seleccionado HL065X6R, delimitado por una máxima tensión a compresión última de $\sigma_L = 487,80 \text{ kgf/cm}^2$ y una máxima deformación última de $\gamma_L = 3,42$.

- Diámetro externo (D_e) = 650 mm
- Diámetro externo (D_i) = 15 mm
- Diámetro del ala (D_f) = 950 mm
- Diámetro entre centro de pernos (P.C.D) = 825 mm
- Diámetro de pernos $d_b = 1\ 1/4"$.

- Cantidad de pernos de conexión = 12 (distribuidos equidistante).
- Espesor de ala externa $t_f = 22$ mm
- Espesor de ala interna $t_{ft} = 28$ mm
- Altura total del aislador $H_t = 330,4$ mm
- Peso Total = 642,42 kg

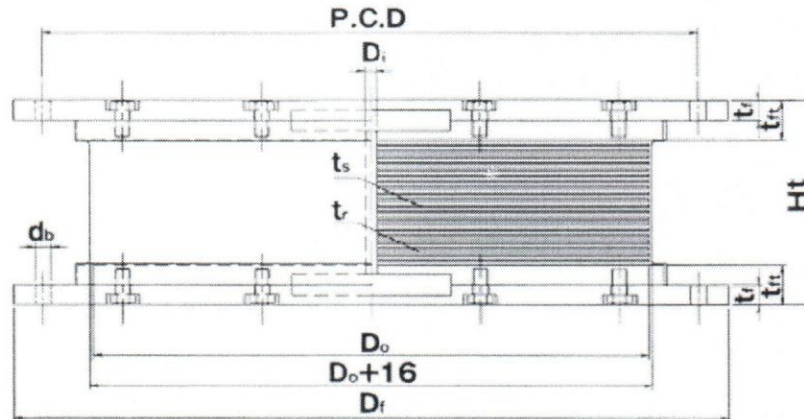
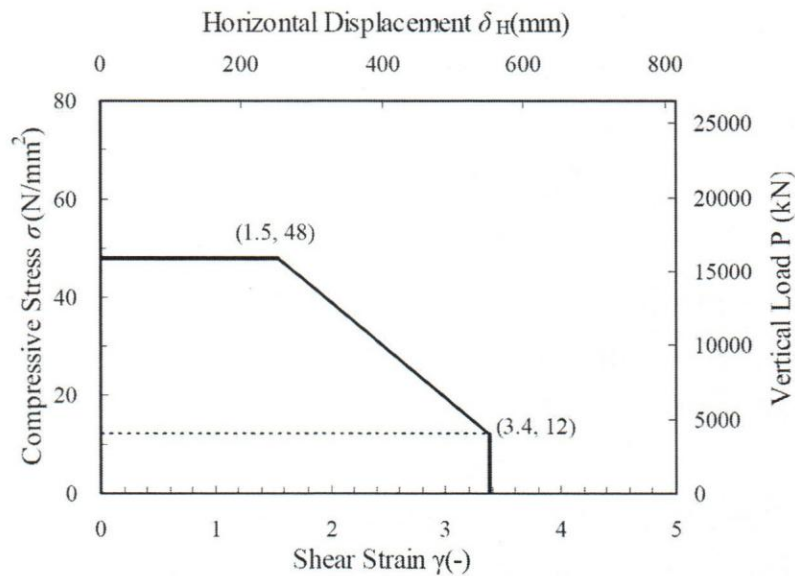


Figura 23: Dimensiones de aislador HDR HL065X6R (Bridgestone 2013).



$$\text{HL065X6R: } G_{eq} = 0.62 (\text{N/mm}^2), S_1 = 36.1, S_2 = 4.0$$

Figura 24: Diagrama de propiedades últimas del aislador HDR HL065X6R (Bridgestone 2010).

Análisis dinámico de las edificaciones aisladas

La estructura aislada fue analizada mediante el Método de Análisis Dinámico Espectral utilizando el software de cálculo ETABS (CSI/ETABS V9.7.4, 2010), siendo los aisladores HDR modelados como elementos tipo Link utilizando las propiedades horizontales lineales de rigidez efectiva y amortiguamiento equivalente y la rigidez vertical del aislador para definir las propiedades en la dirección vertical. Se estudiaron las deformaciones verticales de los elementos tipo Link para verificar que no se produjese levantamiento en los dispositivos para el Sismo Máximo Considerado (MCE).

La estructura se encuentra sobre un material descrito como suelo firme (S2, $\varphi = 0,95$) por lo que no se consideró la amplificación de los movimientos del terreno para períodos largos, como ocurriría en suelos blandos.

Para la aplicación del Método de Análisis Dinámico Espectral se verificaron los requerimientos limitantes descritos en la Sección 17.6 de la norma ASCE7:10. El aislador HDR-HL065X6R es capaz de desarrollar el desplazamiento máximo total (D_{TM}) para el MCE, pudiendo producir una fuerza de recuperación y verificándose que la rigidez efectiva para el desplazamiento de diseño (D_D), la cual depende de la deformación unitaria por corte (γ), fuese mayor que un tercio de la rigidez efectiva en el 20% del desplazamiento de diseño.

El análisis dinámico espectral se realizó considerando un valor de amortiguamiento modal, para los tres primeros modos, menor al amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento $H_{eq}(\gamma_D) = 23,3\%$, mediante la reducción del 5% de amortiguamiento crítico asociado a la superestructura. El amortiguamiento modal considerado en los modos superiores corresponde al 5% de amortiguamiento crítico definido para una estructura de base fija.

Se consideró la excitación simultánea del 100% del movimiento horizontal del suelo en la dirección en estudio y 30% del movimiento

horizontal del suelo en la dirección perpendicular para determinar el desplazamiento total de diseño (D_{TD}) y el desplazamiento total máximo (D_{TM}). El desplazamiento máximo del sistema de aislamiento se calculó como la suma vectorial de los dos desplazamientos ortogonales.

Las normativas internacionales para el diseño de aisladores reconocen que las propiedades horizontales de un sistema de aislamiento, como la rigidez efectiva y amortiguamiento equivalente, pueden cambiar durante ciclos repetidos de carga, sin embargo dichos cambios o variabilidad de los parámetros de diseño son aceptables siempre que el diseño se base en un análisis que de manera conservadora utilice los valores más desfavorables (FEMA P-751). Por tal motivo, los valores máximos y mínimos de rigidez efectiva del sistema de aislamiento fueron utilizados para calcular por separado el desplazamiento máximo del sistema de aislamiento (utilizando rigidez mínima efectiva) y la fuerzas máximas en la superestructura (utilizando la máxima rigidez efectiva). Los aisladores con el compuesto de goma modificado X0,6R muestran una variación entre la rigidez máxima y la mínima entre el primer y tercer ciclo de carga de 1,15 (Bridgestone 2013).

Combinaciones de carga para el diseño de las edificaciones aisladas:

Combinación de los efectos de carga horizontal por sismo:

$$Q_E = \text{Max}(1,0Q_{EX} + 0,30Q_{EY} ; 0,3Q_{EX} + 1,0Q_{EY})$$

Combinación de efectos horizontales y verticales de cargas sísmicas:

- Sismo de diseño DE ($Q_E \pm 0,2 \cdot S_{DS} \cdot CP$):

$$E = Q_E \pm 0,2 \cdot 0,761 \cdot CP = Q_E \pm 0,152 \cdot CP$$

- Sismo Máximo Considerado MCE ($Q_E \pm 0,2 \cdot S_{MS} \cdot CP$):

$$E = Q_E \pm 0,2 \cdot 1,141 \cdot CP = Q_E \pm 0,228 \cdot CP$$

Combinaciones de carga para el diseño de la superestructura para modelo EBA-R2:

$$1,2CP + 1,6CV$$

$$1,2CP + 0,5CV + 1,0E: 1,352CP + 0,5CV + Q_{DE/2}$$

$$0,9CP - 1,0E: 0,748CP - Q_{DE/2}$$

Combinaciones de carga para el diseño del sistema de aislamiento y para el diseño de la superestructura para modelo EBA-R1:

$$1,2CP + 1,6CV$$

$$1,2CP + 0,5CV + 1,0E: 1,352CP + 0,5CV + Q_{DE}$$

$$0,9CP - 1,0E: 0,748CP - Q_{DE}$$

Combinaciones de carga para la estabilidad del sistema de aislamiento (Desplazamiento máximo del aislador, carga vertical máxima, verificación del levantamiento.):

$$1,2CP + 1,0CV + 1,0E: 1,428CP + 1,0CV + Q_{MCE}$$

$$0,9CP - 1,0E: 0,672CP - Q_{MCE}$$

Límites inferiores para el Método de Análisis Dinámico Espectral.

El cortante basal de diseño y los desplazamientos en la interfaz de aislamiento obtenidos aplicando el método de análisis dinámico espectral, se encuentran limitados a los valores obtenidos mediante el Método Lineal Equivalente en la dirección de interés. Este límite tiene por objeto evitar la subestimación de la respuesta en los modos de vibración superiores, cuando se modelan los aisladores mediante propiedades lineales como la rigidez efectiva y el amortiguamiento equivalente, en lugar de las propiedades no lineales reales del aislador.

En la Tabla 16 se resumen los límites aplicados para el diseño de las edificaciones aisladas (EBA-R2 y EBA-R1). En el análisis de las edificaciones

para el sismo de diseño (DE) fue necesario ajustar las respuestas por un factor igual a 1,20, para cumplir con la limitante en el desplazamiento de $0,9D_{TD}$ y por ende con los cortantes de diseño.

Tabla 16: Límites inferiores para el Método Dinámico Espectral en relación a los requerimientos del Método Lineal Equivalente.

Parámetro de diseño	Método Lineal Equivalente	Método Dinámico Espectral	
Desplazamiento de Diseño Total (D_{TD})	23,04 cm	$\geq 0,9D_{TD}$	20,74 cm
Desplazamiento Máximo Total (D_{TM})	38,18 cm	$\geq 0,8D_{TM}$	30,54 cm
Cortante de diseño (V_b) para el sistema de aislamiento y para elementos situados por debajo de este.	797,48 tf	$\geq 0,9V_b$	717,73 tf
Cortante de diseño (V_s) para una estructura regular. EBA-R1	797,48 tf	$\geq 0,8V_s$	637,98 tf
Cortante de diseño (V_s) para una estructura regular. EBA-R2	398,74 tf	$\geq 0,8V_s$	318,99 tf
Deriva inelástica	4,8 cm	$0,015h_{sx}$	4,8cm

Comparación entre el comportamiento de las edificaciones aisladas (EBA-R2 y EBA-R1) y la edificación de base fija (EBF)

Se evidencian los beneficios del sistema de aislamiento, al comparar el comportamiento de la edificación aislada (EBA-R1 y EBA-R2) respecto a su homóloga de base fija (EBF); dicho estudio se limitó a la interpretación de los siguientes parámetros: período y porcentaje de amortiguamiento crítico modal, aceleraciones horizontales por nivel, cortante basal y fuerza cortante por nivel, momentos de volcamiento, desplazamientos y derivas.

Comparación del período y porcentaje de amortiguamiento crítico entre los modelos EBA-R1, EBA-R2 y EBF:

Tabla 17: Período y Porcentaje de Amortiguamiento Crítico por Modo para modelos EBA-R1, EBA-R2 y EBF.

Modo	EBA-R1 / EBA-R2		EBF	
	T (s)	ξ	T(s)	ξ
1	2,18	0,23	0,59	0,05
2	2,17	0,23	0,56	0,05
3	1,88	0,23	0,51	0,05
4	0,39	0,05	0,24	0,05
5	0,37	0,05	0,21	0,05
6	0,33	0,05	0,20	0,05
7	0,21	0,05	0,18	0,05
8	0,18	0,05	0,13	0,05
9	0,17	0,05	0,13	0,05
10	0,16	0,05	0,13	0,05
11	0,11	0,05	0,08	0,05
12	0,11	0,05	0,06	0,05
13	0,11	0,05	0,03	0,05
14	0,10	0,05	0,03	0,05
15	0,08	0,05	0,03	0,05

En la Tabla 17 se observa el incremento en el período de vibración y porcentaje de amortiguamiento crítico en los primeros tres modos de vibración del edificio aislado debido a la inclusión de las propiedades lineales equivalentes del aislador en el modelo matemático. El período aislado en el primer modo fue de 2,18 s, más de 3 veces el período de la estructura de

base fija (0,59 s). Es importante destacar que la masa participativa se concentró en un 99,91% en el primer modo (traslación en X) y en un 99,96% para el segundo modo (traslación en Y), mientras que para la edificación de base fija se concentró el 77,71% en la dirección "X" y el 80,90% en la dirección "Y" en los primeros 3 modos.

Para el análisis de los tres primeros modos de la edificación aislada se incluyó en el modelo matemático un amortiguamiento equivalente menor al 23,3% con la finalidad de reducir el espectro de diseño definido para el 5% de amortiguamiento crítico (DE) por el coeficiente de amortiguamiento B_D correspondiente, se obtuvo un factor multiplicador del espectro de 0,638 para el primer modo correspondiente a $1/B_D = 1/1,57$. Para los modos superiores se utilizó la razón de amortiguamiento de 5% correspondiente a la superestructura supuesta fija al suelo.

Comparación de aceleraciones relativas horizontales por nivel entre los modelos EBA-R1, EBA-R2 y EBF:

Tabla 18: Aceleraciones relativas horizontales por nivel para los modelos EBA-R1, EBA-R2 y EBF.

Nivel	EBA-R2		EBA-R1		EBF	
	U_x (m/s ²)	U_y (m/s ²)	U_x (m/s ²)	U_y (m/s ²)	U_x (m/s ²)	U_y (m/s ²)
N+12,8	1,00	0,96	1,99	1,92	4,24	4,19
N+9,6	0,95	0,94	1,90	1,87	2,90	2,91
N+6,4	0,91	0,91	1,82	1,82	2,11	2,08
N+3,2	0,89	0,89	1,77	1,78	1,42	1,15
N+0,0	0,87	0,88	1,74	1,75	N/A	N/A

En la Tabla 18 se observan valores de aceleración relativa en el último nivel de la edificación aislada EBA-R2 de 0,1g aproximadamente, mientras que en el modelo aislado EBA-R1 las aceleraciones para este último nivel son cercanas a 0,2g. Al comparar estos valores con los obtenidos en su homóloga de base fija, se observaron aceleraciones aproximadas de 0,44g, por lo cual podemos evidenciar como el aislamiento sísmico reduce en gran

medida el efecto del sismo en la estructura, tomando en cuenta que la aceleración asumida del terreno fue de 0,285g para el Sismo de Diseño.

En la Figura 25 se observa la gráfica de las aceleraciones relativas por nivel tanto para la dirección "X" como para la dirección "Y". Se aprecian reducciones mayores en el modelo de EBA-R2 que en el modelo EBA-R1, sin embargo, para el modelo EBA-R2 se requiere un mayor nivel de detallado de la estructura. Es interesante evidenciar que el modelo EBA-R1 presenta un aumento en las aceleraciones en el nivel N+3,20 respecto al modelo de base fija EBF, sin embargo en los entrespisos superiores se observan reducciones apreciables (Tabla 19), para el modelo aislado EBA-R2 se alcanza una reducción máxima del 77,0% en el nivel N+12,8m; mientras que para el modelo EBA-R1 la reducción máxima en el mismo nivel fue de 54,1%.

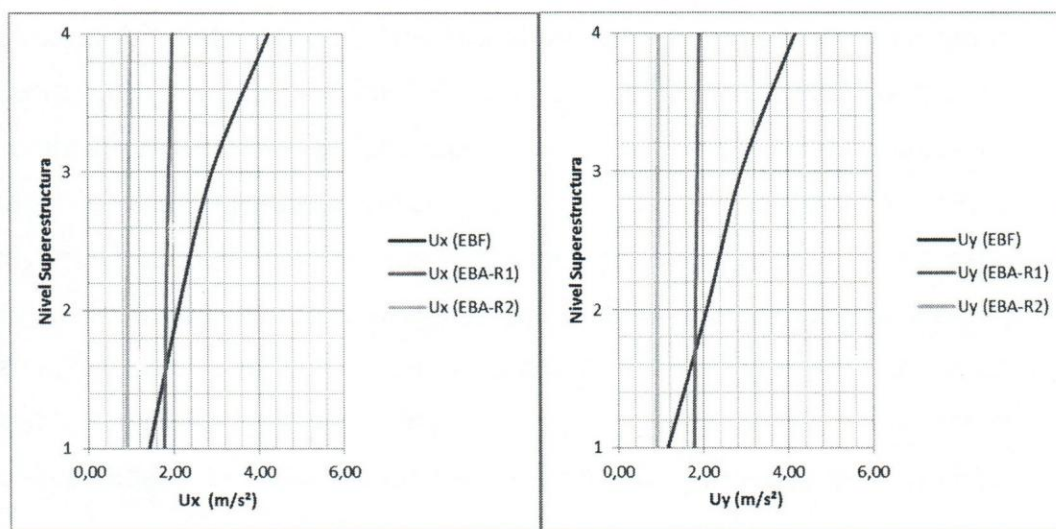


Figura 25: Variación de aceleraciones horizontales por nivel para los modelos en estudio (EBA-R1, EBA-R2 y EBF).

Tabla 19: Porcentaje de variación de aceleraciones horizontales por nivel entre los modelos aislados EBA-R1 y EBA-R2 y el modelo de base fija EBF.

Nivel	Variación EBA-R2 vs. EBF		Variación EBA-R1 vs. EBF	
	U_x (m/s ²)	U_y (m/s ²)	U_x (m/s ²)	U_y (m/s ²)
(4) N+12,8	-76,5%	-77,0%	-53,0%	-54,1%
(3) N+9,6	-67,3%	-67,8%	-34,7%	-35,7%

Nivel	Variación EBA-R2 vs. EBF		Variación EBA-R1 vs. EBF	
	U_x (m/s ²)	U_y (m/s ²)	U_x (m/s ²)	U_y (m/s ²)
(2) N+6,4	-56,7%	-56,2%	-13,6%	-12,6%
(1) N+3,2	-37,5%	-22,4%	24,9%	54,7%

Comparación del cortante basal entre los modelos EBA-R1, EBA-R2 y EBF:

Tabla 20: Cortante basal para modelos EBA-R1, EBA-R2 y EBF.

EBA-R1 / EBA-R2		EBF		Variación	
V_x (tf)	V_y (tf)	V_x (tf)	V_y (tf)	V_x (tf)	V_y (tf)
789,1	789,5	627,4	640,3	25,8%	23,3%

El cortante basal para los modelos aislados se obtuvo del análisis dinámico para el sismo de diseño no reducido, la fuerza cortante en la base debe ser resistida por el sistema de aislamiento y el sistema de fundaciones, verificando que los valores de cortante obtenidos sean mayores el 90% del cortante estático ($V_b = 717,73$ tf). Se observa un incremento máximo de un 25,8% en el cortante basal de la edificación aislada respecto al modelo de base fija (Tabla 20). Se debe considerar que la masa sísmica es mayor en el modelo aislado ya que posee un entrepiso adicional sobre el sistema de aislamiento para garantizar un desplazamiento uniforme, cuyas vigas son de dimensiones apreciables ya que se diseñaron para resistir la mitad del momento de segundo orden que se produce debido al desplazamiento del aislador.

Si analizamos el cortante normalizado, dividiendo el valor de la fuerza cortante respecto al peso sísmico de la edificación (V/W), se observa que este coeficiente es menor para la edificación de base aislada, como se refleja en la Tabla 21.

Tabla 21: Cortante basal normalizado para modelos EBA-R1, EBA-R2 y EBF.

EBA-R1 / EBA-R2		EBF		Variación	
V_x/W	V_y/W	V_x/W	V_y/W	V_x/W	V_y/W
0,181	0,181	0,189	0,196	-4,23%	-7,65%

Comparación de la fuerza cortante por nivel entre los modelos EBA-R1, EBA-R2 y EBF:

La fuerza cortante para el diseño de la superestructura por encima del nivel de aislamiento (Tabla 22), debe considerar la ductilidad que se le otorga a la misma, por lo cual para el modelo aislado EBA-R2 la fuerza cortante por nivel resultó la mitad de la obtenida para el modelo con fuerzas no reducidas EBA-R1. De igual forma se verificó para los modelos aislados que el cortante dinámico fuese mayor al 80% del cortante estático, considerando la estructura como regular. Para la estructura convencional de base fija se verificó que el cortante dinámico fuese mayor al cortante estático de acuerdo a lo estipulado la norma NVC 1756:01.

Tabla 22: Fuerza cortante por nivel para los modelos EBA-R1, EBA-R2 y EBF.

Nivel	EBA-R2		EBA-R1		EBF	
	V _x (tf)	V _y (tf)	V _x (tf)	V _y (tf)	V _x (tf)	V _y (tf)
(4) N+12,8	26,1	25,2	52,1	50,3	110,3	109,9
(3) N+9,6	121,9	119,9	243,5	239,1	383,7	383,0
(2) N+6,4	213,6	212,1	426,6	423,1	551,7	559,7
(1) N+3,2	302,5	302,1	604,2	602,6	627,4	640,3

Tabla 23: Porcentaje de variación de la fuerza cortante por nivel para los modelos EBA-R1, EBA-R2 y EBF.

Nivel	Variación EBA-R2 vs. EBF		Variación EBA-R1 vs. EBF	
	V _x	V _y	V _x	V _y
(4) N+12,8	-76,3%	-77,0%	-52,8%	-54,2%
(3) N+9,6	-68,2%	-68,7%	-36,5%	-37,6%
(2) N+6,4	-61,3%	-62,1%	-22,7%	-24,4%
(1) N+3,2	-51,8%	-52,8%	-3,7%	-5,9%

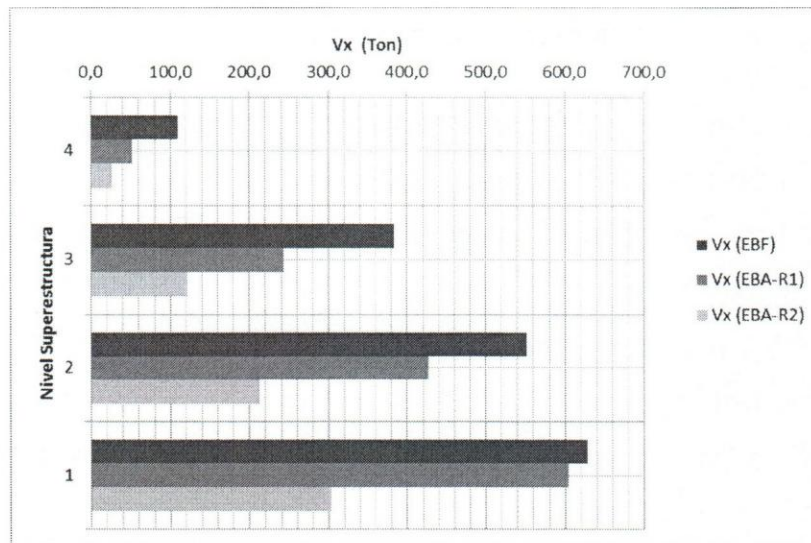


Figura 26: Variación de la fuerza cortante por nivel en dirección “X” para los modelos en estudio (EBA-R1, EBA-R2 y EBF).

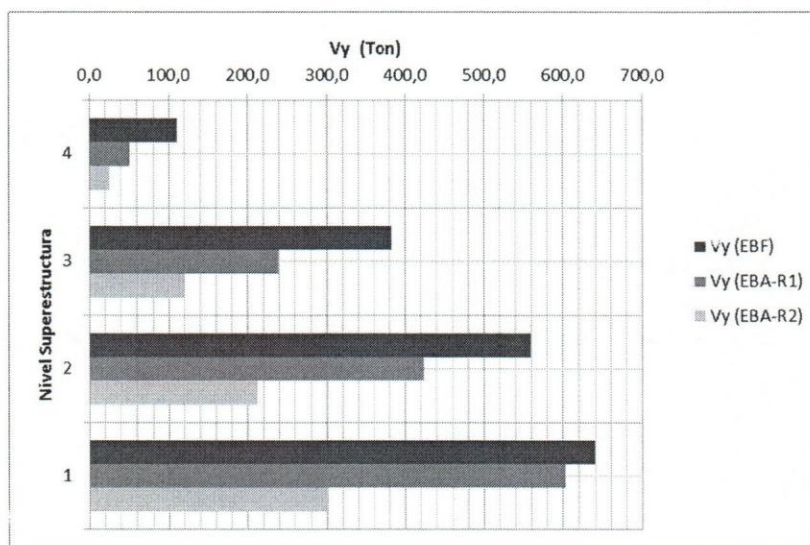


Figura 27: Variación de la fuerza cortante por nivel en dirección “Y” para los modelos en estudio (EBA-R1, EBA-R2 y EBF).

En la Figura 26 y Figura 27 se observan las gráficas de la variación de la fuerza cortante por nivel para la dirección “X” y “Y” respectivamente, para los distintos modelos de estudio. De forma cónsona con los resultados presentados, se obtienen reducciones apreciables al aislar sísmicamente el edificio. En el primer nivel se observan reducciones máximas del 52,8% y en

el cuarto nivel de 77,0% para el modelo aislado EBA-R2. Para el modelo EBA-R1 se observan reducciones máximas de 5,9% en el primer nivel y de 54,2% en el cuarto nivel (Tabla 23). Como se ha mencionado anteriormente, las reducciones son mayores en el edificio aislado EBA-R2 debido a que se le asigna capacidad de disipación de energía a la superestructura y por ello un mayor nivel de detallado.

Comparación del momento de volcamiento por nivel entre los modelos EBA-R1, EBA-R2 y EBF:

Tabla 24: Momento de volcamiento por nivel para los modelos EBA-R1, EBA-R2 y EBF.

Nivel	EBA-R2		EBA-R1		EBF	
	M _x (tf.m)	M _y (tf.m)	M _x (tf.m)	M _y (tf.m)	M _x (tf.m)	M _y (tf.m)
N+12,8	80,7	83,5	161,0	166,7	351,6	352,9
N+9,6	464,0	472,9	925,7	944,5	1540,6	1545,6
N+6,4	1141,9	1154,9	2278,1	2306,3	3290,4	3264,6
N+3,2	2106,8	2119,8	4202,9	4233,4	5294,5	5222,2
N+0,0	2499,1	2510,9	4985,5	5014,3	N/A	N/A

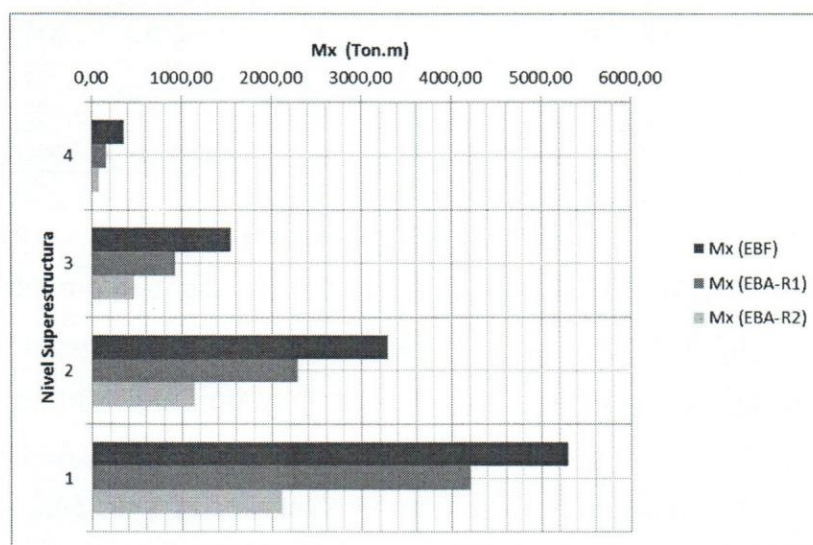


Figura 28: Momento de volcamiento por nivel en dirección "X" para los modelos EBA-R1, EBA-R2 y EBF.

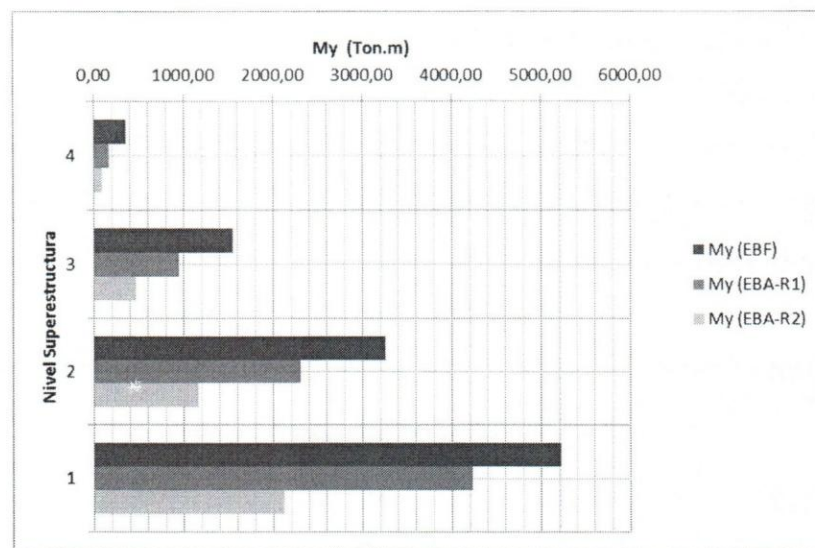


Figura 29: Momento de volcamiento por nivel en direcc3n "Y" para los modelos EBA-R1, EBA-R2 y EBF.

Tabla 25: Porcentaje de variaci3n del momento de volcamiento por nivel para los modelos EBA-R1, EBA-R2 y EBF.

Nivel	Variaci3n EBA-R2 vs. EBF		Variaci3n EBA-R1 vs. EBF	
	M_x	M_y	M_x	M_y
(4) N+12,8	-77,0%	-76,3%	-54,2%	-52,8%
(3) N+9,6	-69,9%	-69,4%	-39,9%	-38,9%
(2) N+6,4	-65,3%	-64,6%	-30,8%	-29,4%
(1) N+3,2	-60,2%	-59,4%	-20,6%	-18,9%

En la Tabla 24 se presentan los momentos de volcamiento resultantes para cada nivel de los modelos evaluados, dicho momento se encuentra referenciado a la cara inferior de las columnas en cada nivel. Para el modelo EBA-R2 se observan reducciones m1ximas del 60,2% en el nivel N+3,20 y de 77,0% en el 1ltimo nivel. Para el modelo EBA-R1 se observan reducciones m1ximas de 20,6% en el nivel N+3,20 y de 54,2% en el N+12,80 (Tabla 25).

Comparación del desplazamiento y deriva inelástica por nivel entre los modelos EBA-R1, EBA-R2 y EBF:

El desplazamiento en la base del modelo aislado obtenido por el método dinámico espectral resultó menor al 90% del desplazamiento total de diseño D_{TD} (20,74 cm) determinado por el método lineal equivalente, por lo cual fue necesario ajustar la respuesta por un factor igual a 1,20 el cual representa la razón entre estos desplazamientos. Los desplazamientos obtenidos para cada modelo se señalan en la Tabla 26.

Tabla 26: Desplazamiento total por nivel para los modelos EBA-R1, EBA-R2 y EBF.

Nivel	EBA-R2		EBA-R1		EBF	
	U_x (cm)	U_y (cm)	U_x (cm)	U_y (cm)	U_x (cm)	U_y (cm)
N+12,8	11,49	11,19	22,94	22,33	3,10	2,29
N+9,6	11,30	11,07	22,56	22,08	2,45	1,85
N+6,4	10,97	10,85	21,91	21,65	1,48	1,19
N+3,2	10,62	10,58	21,20	21,10	0,57	0,46
N+0,0	10,33	10,33	20,74	20,74	N/A	N/A

Se observa que el desplazamiento total por nivel de las edificaciones aisladas es mucho mayor al desplazamiento de la edificación de base fija, sin embargo este desplazamiento está concentrado en el nivel de aislamiento, evidenciándose una reducción en los desplazamientos totales relativos entre niveles superiores respecto a la estructura de base fija.

Se determinó la deriva inelástica de los modelos y se construyeron las gráficas que se muestran tanto para la dirección "X" como para la dirección "Y" (Figura 30). Se puede apreciar por la forma de la curva del modelo de base fija (EBF) que los desplazamientos de los diferentes niveles se van amplificando a medida que aumenta la altura, lo que es un comportamiento típico de estructuras convencionales de base fija. Por su parte la forma de la curva de los modelos aislados (EBA-R2 y EBA-R1) muestra un comportamiento mucho más uniforme, debido a que la estructura se

desplaza de manera similar a un bloque rígido. La deriva aumenta en el nivel de aislamiento debido a la gran deformación que se produce en esa interfaz. Se observa la deriva inelástica máxima en la dirección "X" para los modelos aislados igual a 0,76 cm en el segundo nivel, mientras que para la estructura de base fija es de 3,43 cm en el tercer nivel.

Se verificó el cumplimiento de la deriva inelástica máxima permitida para cada tipo de edificación: el 1,5% de la altura para edificaciones aisladas y el 1,2% de la altura para edificaciones esenciales de base fija según la norma NVC 1756:01. Los valores de la deriva inelástica determinada para cada modelo se presentan en la Tabla 27, donde se observan reducciones entre el 70% al 80%. Se observa la misma curva para la deriva inelástica de ambos modelos aislados (EBA-R1 y ERA-R2) ya que estos difieren únicamente en el factor de reducción de respuesta.

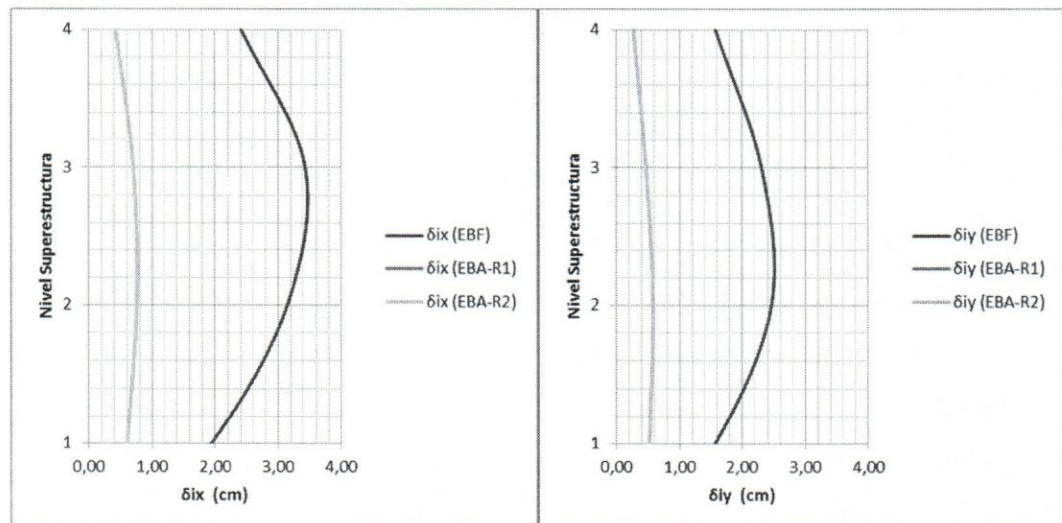


Figura 30: Deriva inelástica para niveles $N+3,20$ a $N+12,80$ para los modelos EBA-R1, EBA-R2 y EBF.

Tabla 27: Variación de la deriva inelástica para los modelos EBA-R1, EBA-R2 y EBF.

Nivel	EBA-R1 / EBA-R2		EBF		Variación	
	δ_{ix}	δ_{iy}	δ_{ix}	δ_{iy}	δ_{ix}	δ_{iy}
(4) $N+12,8$	0,42	0,27	2,42	1,57	-82,5%	-83,1%

Nivel	EBA-R1 / EBA-R2		EBF		Variación	
	δ_{ix}	δ_{iy}	δ_{ix}	δ_{iy}	δ_{ix}	δ_{iy}
(3) N+9,6	0,70	0,47	3,43	2,31	-79,5%	-79,7%
(2) N+6,4	0,76	0,58	3,14	2,46	-75,9%	-76,4%
(1) N+3,2	0,60	0,52	1,94	1,57	-68,9%	-66,9%

Requerimientos adicionales del sistema de aislamiento. Verificación de la Estabilidad del Sistema de Aislamiento:

Para el diseño de la estructura aislada es necesario el análisis para un sismo extraordinario con una menor probabilidad de excedencia, y por ende un mayor período de retorno, ya que se considera que el aislador será el único responsable de garantizar la integridad estructural del conjunto, por lo cual se está reduciendo redundancia a la edificación, y se hace necesario verificar la estabilidad del dispositivo (cargas máximas, desplazamientos máximos y levantamiento) para ese sismo extraordinario.

Se obtuvo el desplazamiento máximo total D_{TM} del sistema de aislamiento para el MCE del análisis dinámico y luego se verificó que dicho desplazamiento cumpliera los límites definidos por el método estático (Tabla 28). El desplazamiento máximo total se determinó en las esquinas de la edificación considerando la torsión natural y accidental (Figura 31), para la geometría de la edificación en estudio, la relación entre el desplazamiento en las esquinas y en el centro de gravedad tiene un valor máximo de 1,27. El desplazamiento máximo total del aislador se utiliza para dimensionar las conexiones flexible de las tuberías y servicios en el nivel de aislamiento y la separación al muro perimetral.

Tabla 28: Desplazamiento máximo (D_{TM}) debido al sismo máximo considerado (MCE).

Dirección X			Dirección Y		
EJE X EJE Y	A	E	EJE X EJE Y	A	E
1,00	31,15	31,15	1,00	30,74	30,74
7,00	31,15	31,04	7,00	30,74	30,74

$$\geq 0,80D_{TM} = 30,54 \text{ cm}$$

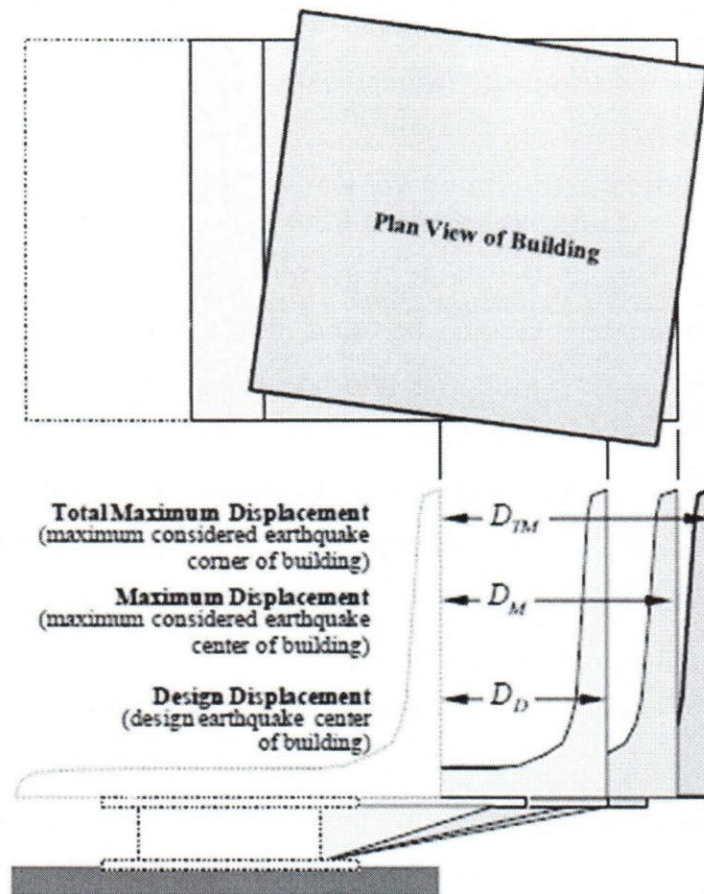


Figura 31: Esquematzación de desplazamientos del edificio aislado (D_D , D_M y D_{TM}) Fuente: Capítulo 12. FEMA P-751

Se verificó de igual forma la máxima carga vertical que debe resistir el aislador considerando el MCE (Tabla 29), y se validó con el diagrama de deformación angular vs. tensión vertical definido para el aislador seleccionado. La carga máxima que deberá soportar el aislador en el desplazamiento máximo será de aproximadamente 400 tf, para una deformación angular del 233% aproximadamente para el MCE, siendo la máxima carga vertical resistente del aislador a largo plazo P_s de 404,4 tf.

Tabla 29: Máxima fuerza vertical (tf) para la verificación de la estabilidad del aislador ($1,428CP + 1,0CV + Q_{MCE}$):

EJE X EJE Y	A	B	C	D	E
1	82,1	180,0	146,4	179,6	82,0
2	188,3	326,4	333,8	361,2	189,8
3	150,0	318,3	349,9	318,3	150,0
4	150,8	399,7	333,3	399,2	150,8
5	150,1	330,5	350,0	330,5	150,1
6	188,6	323,4	331,8	356,8	190,0
7	81,8	178,1	146,0	177,8	81,7

Para el cálculo de las fuerzas verticales se debe incluir la componente vertical del sismo tanto para el sismo de diseño como para el sismo máximo posible, que viene dada por una reducción o aumento de la carga permanente en la combinación de diseño.

Por último se verificó que no ocurriese levantamiento para el MCE (Tabla 30), lo cual no es restrictivo en el código ASCE7:10 siempre y cuando se verifique que las deflexiones resultantes del levantamiento local, no causen concentración de tensiones o inestabilidad de los demás dispositivos de aislamiento u otros elementos de la estructura. La elevación del dispositivo de aislamiento es aceptable siempre y cuando el sistema de aislamiento no se desacople de su detalle de conexión para resistir las fuerzas horizontales. Sin embargo, el aislador seleccionado por sí sólo, no resiste elevadas tracciones.

Tabla 30: Levantamiento (cm) del aislador ($0,672CP - Q_{MCE}$):

EJE X EJE Y	A	B	C	D	E
1	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
2	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
3	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
4	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
5	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
6	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
7	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.

Comparación entre el comportamiento de la edificación aislada seleccionada EBA-R1 y la edificación de base fija EBF-E

La configuración geométrica seleccionada para las riostras de la edificación aislada obedece al requerimiento de disminuir o evitar las tracciones en los dispositivos de aislamiento, para lo cual se utilizó un sistema de riostras diagonales concéntricas, que si bien disminuye las tracciones en los apoyos, a su vez aumenta la longitud de pandeo de las riostras y por ende su sección transversal. Basados en el detallado de los miembros y elementos de conexión de las edificaciones (aislada y de base fija), se consideró necesaria la inclusión de un segundo modelo de base fija (EBF-E) diseñado sin las consideraciones especiales de configuración de riostras requeridas para el modelo aislado, con la finalidad de realizar una comparación realista. Se utilizó una configuración de riostras concéntricas en "X" en dos niveles, con la cual se disminuyó la longitud de pandeo de las riostras y por ende su sección transversal, y se garantizó que el sistema de fundaciones y las conexiones de planchas base de columnas fueran capaces de soportar las tracciones impuestas. La configuración de riostras seleccionada para el modelo EBF-E se presenta en la Figura 32 a la Figura 38.

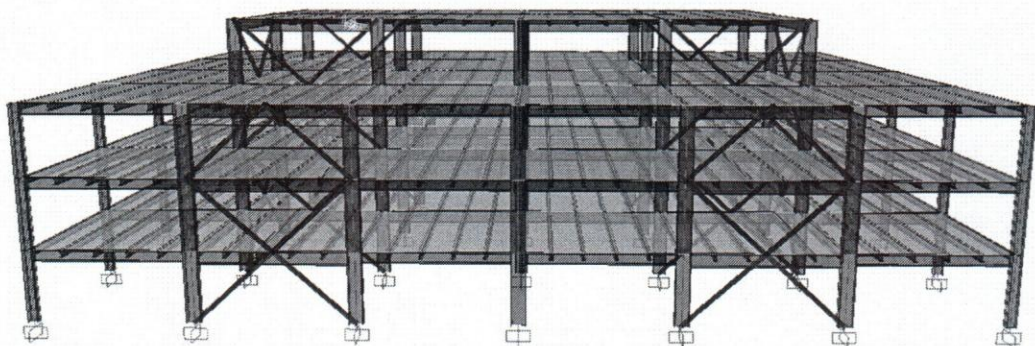


Figura 32: Vista 3D de edificación de base fija EBF-E.

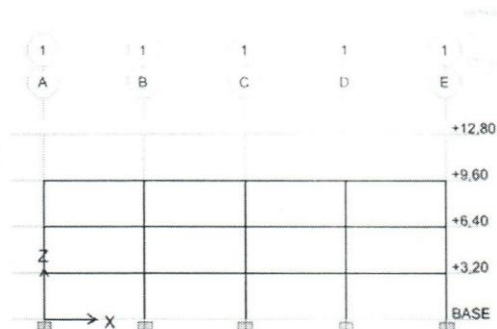


Figura 33: Vista Eje 1 y 7 para modelo EBF-E.

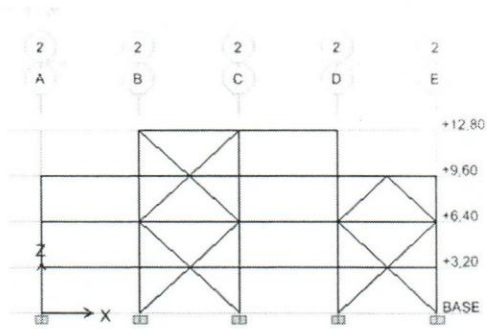


Figura 34: Vista Eje 2, 4 y 6 para modelo EBF-E.

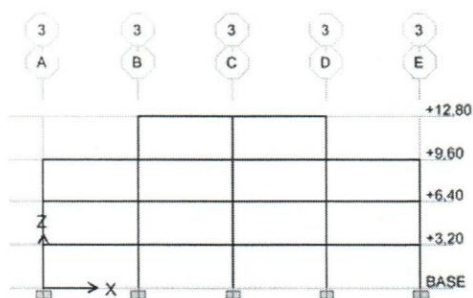


Figura 35: Vista Eje 3 y Eje 5 para modelo EBF-E.

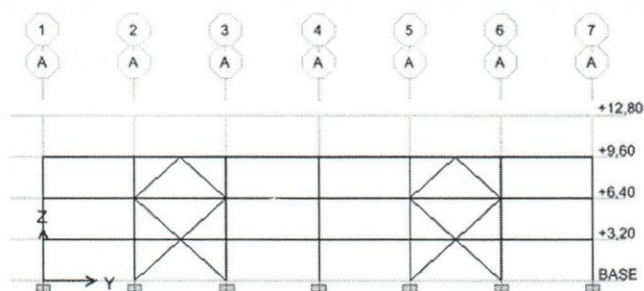


Figura 36: Vista Eje A y F para modelo EBF-E.

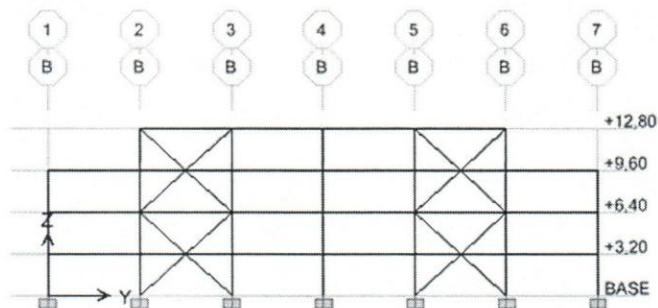


Figura 37: Vista Eje B y D para modelo EBF-E.

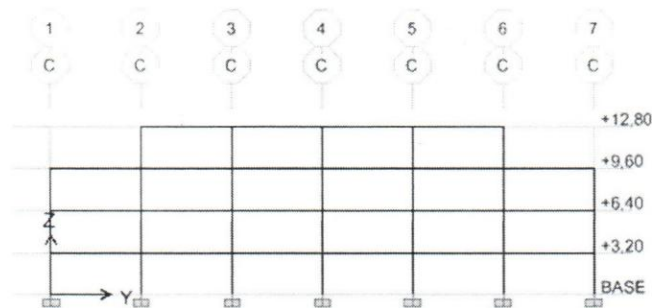


Figura 38: Vista Eje C para modelo EBF-E.

Se realizó una segunda comparación con los modelos definitivos para cada solución, para el edificio aislado el modelo EBA-R1 y para el edificio de base fija el nuevo modelo EBF-E. Se compararon valores representativos en el comportamiento de ambas edificaciones, tomando en cuenta que al tener diferentes configuraciones estructurales, las variaciones en el comportamiento no se deben asociar únicamente a la inclusión del sistema de aislamiento, ya que la ubicación y tipo de riostras utilizadas modifica la rigidez lateral del sistema.

En la Tabla 31 se muestran únicamente los 3 primeros modos de vibración de ambos modelos, ya que representan los modos aislados para la estructura de base aislada EBA-R1. Se observa que el periodo fundamental de vibración para la edificación de base fija EBF-E es igual a 0,47 s, al comparar este valor con la estructura del modelo EBA-R1 pero de base fija, lo cual se refleja en el primer modelo EBF con un periodo igual a 0,59 s (**Tabla 17**), se verificó un aumento de rigidez en la edificación EBF-E debido a las variaciones en su configuración estructural. El periodo aislado para el primer modo de vibración representa más de 4 veces el periodo correspondiente a la estructura de base fija.

Tabla 31: Período y porcentaje de amortiguamiento crítico modal para modelos EBA-R1 y EBF-E.

Modo	EBA-R1		EBF-E	
	T (s)	ξ	T (s)	ξ
1	2,18	0,21	0,47	0,05
2	2,17	0,22	0,39	0,05
3	1,88	0,23	0,37	0,05

Para la edificación aislada los valores de aceleración horizontal en cada dirección ortogonal "X" y "Y" son prácticamente iguales, ya que la estructura se comporta similar a un bloque rígido con igual rigidez horizontal en ambas direcciones para permitir el desplazamiento requerido en su base. La edificación de base fija tiene una marcada diferencia en los desplazamientos relativos para cada dirección de estudio, ya que como típicamente sucede en una edificación de base fija, se tienen rigideces distintas en cada dirección, y se amplifican los desplazamientos y aceleración a medida que aumenta la altura.

Tabla 32: Aceleraciones horizontales por nivel para los modelos EBA-R1, y EBF-E.

Nivel	EBA-R1		EBF-E		Variación	
	U_x (m/s ²)	U_y (m/s ²)	U_x (m/s ²)	U_y (m/s ²)	U_x	U_y
N+12,8	1,99	1,92	3,92	4,26	-49,2%	-54,9%
N+9,6	1,90	1,87	3,03	2,95	-37,4%	-36,7%
N+6,4	1,82	1,82	2,32	2,19	-21,6%	-17,0%
N+3,2	1,77	1,78	1,63	1,38	8,8%	28,9%

Para el nivel N+3,20 la aceleración horizontal en dirección "Y" del modelo aislado es un 28,9% mayor a la correspondiente al modelo de base fija EBF-E como se muestra en la Tabla 32, sin embargo, en los niveles superiores dicha aceleración se mantiene relativamente constante, mientras que en el modelo de base fija la misma aumenta progresivamente con la

altura, evidenciándose una reducción de 54,9% en el último nivel de la edificación aislada. El comportamiento para la dirección "X" es similar, esto se ilustra en las gráficas de aceleraciones horizontales mostradas en la Figura 39.

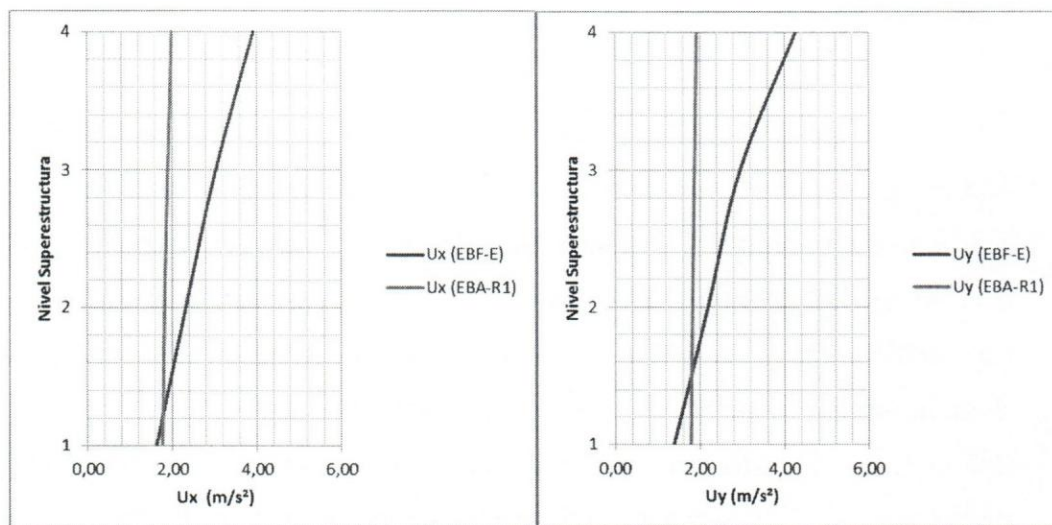


Figura 39: Variación de aceleraciones horizontales por nivel para los modelos en estudio (EBA-R1, y EBF-E).

Se mantiene el incremento en el cortante basal de la edificación aislada respecto al modelo de base fija con un 13,9% para la dirección "X" y un 19,6% para la dirección "Y" como se observa en la Tabla 33, siendo mayor la masa sísmica en el modelo aislado.

Tabla 33: Cortante basal para modelos EBA-R1 y EBF-E.

EBA-R1		EBF-E		Variación	
V_X (tf)	V_Y (tf)	V_X (tf)	V_Y (tf)	V_X	V_Y
789,1	789,5	692,9	659,9	13,9%	19,6%

Por su parte, las fuerzas cortantes a partir del nivel N+3,20 son menores en el modelo aislado con reducciones entre 8,7% para el nivel N+3,20 y 54,5% para el nivel N+12,80 en la dirección "Y" (Tabla 34). El

comportamiento para la dirección "X" es similar, lo cual se ilustra en las gráficas de la fuerza cortante por nivel mostradas en la Figura 40.

Tabla 34: Fuerza cortante por nivel para los modelos EBA-R1 y EBF-E.

Nivel	EBA-R1		EBF-E		Variación	
	V _X (tf)	V _Y (tf)	V _X (tf)	V _Y (tf)	V _X	V _Y
N+12,8	52,1	50,3	100,1	110,5	-48,0%	-54,5%
N+9,6	243,5	239,1	384,6	382,3	-36,7%	-37,5%
N+6,4	426,6	423,1	584,8	568,5	-27,1%	-25,6%
N+3,2	604,2	602,6	692,9	659,9	-12,8%	-8,7%

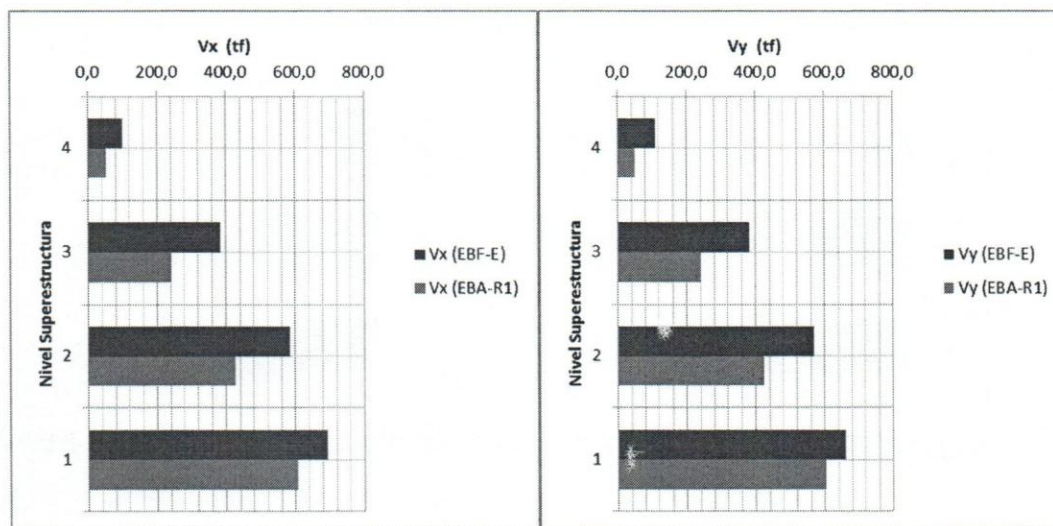


Figura 40: Variación de la fuerza cortante por nivel para los modelos en estudio (EBA-R1 y EBF-E).

Los momentos de volcamiento por nivel también disminuyen en el modelo aislado con reducciones entre 23,6% para el nivel N+3,20 y 48,0% para el nivel N+12,80 en la dirección "Y" (Tabla 35). El comportamiento para la dirección "X" es similar, lo cual se ilustra en las gráficas de momento de volcamiento por nivel mostradas en la Figura 41.

Tabla 35: Momento de volcamiento por nivel considerado en la cara inferior de la columna para los modelos EBA-R1 y EBF-E.

Nivel	EBA-R1		EBF-E		Variación	
	M_x (tf.m)	M_y (tf.m)	M_x (tf.m)	M_y (tf.m)	M_x	M_y
N+12,8	161,0	166,7	353,61	320,32	-54,5%	-48,0%
N+9,6	925,7	944,5	1.542,95	1.535,15	-40,0%	-38,5%
N+6,4	2.278,1	2.306,3	3.319,42	3.375,68	-31,4%	-31,7%
N+3,2	4.202,9	4.233,4	5.375,43	5.540,14	-21,8%	-23,6%

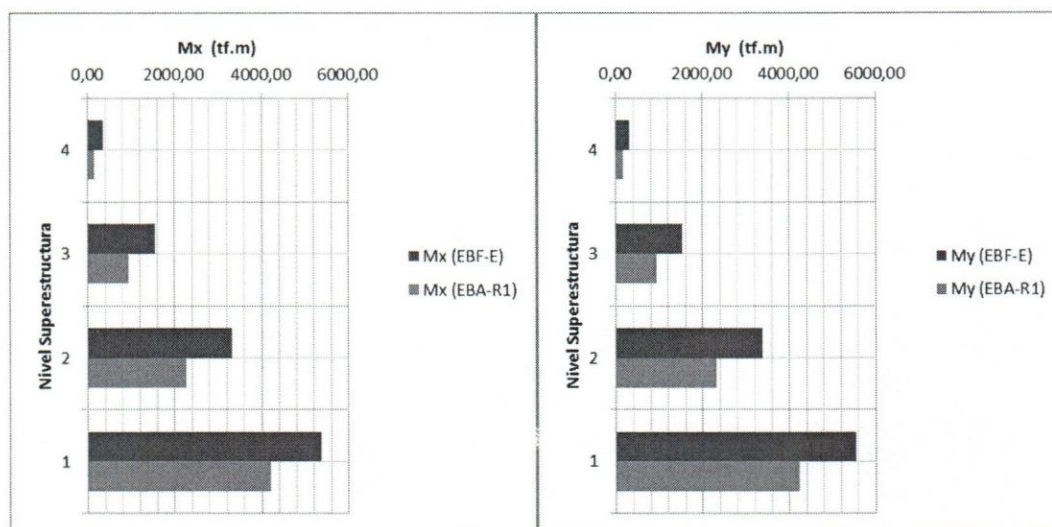


Figura 41: Momento de volcamiento por nivel para los modelos EBA-R1 y EBF-E.

Finalmente se verificó el cumplimiento de la deriva inelástica máxima permitida para cada tipo de edificación: el 1,5% de la altura para edificaciones aisladas y el 1,2% de la altura para edificaciones esenciales de base fija según la norma NVC 1756:01. Los valores de la deriva inelástica determinada para cada modelo se presentan en la Tabla 36, donde se observan reducciones entre el 49,3% en el nivel N+3,20 al 67,6% en el N+12,80. En la Figura 42 se presentan las gráficas de las derivas inelásticas para cada modelo donde se observa un desplazamiento bastante uniforme en la edificación aislada en comparación a la edificación de base fija.

Tabla 36: Deriva inelástica para los modelos EBA-R1 y EBF-E.

Nivel	EBA-R1		EBF-E		Variación	
	δ_{ix}	δ_{iy}	δ_{ix}	δ_{iy}	δ_{ix}	δ_{iy}
N+12,8	0,42	0,27	0,92	0,82	-54,1%	-67,6%
N+9,6	0,70	0,47	1,54	1,23	-54,2%	-61,9%
N+6,4	0,76	0,58	2,05	1,43	-63,0%	-59,6%
N+3,2	0,60	0,52	1,95	1,02	-69,0%	-49,3%

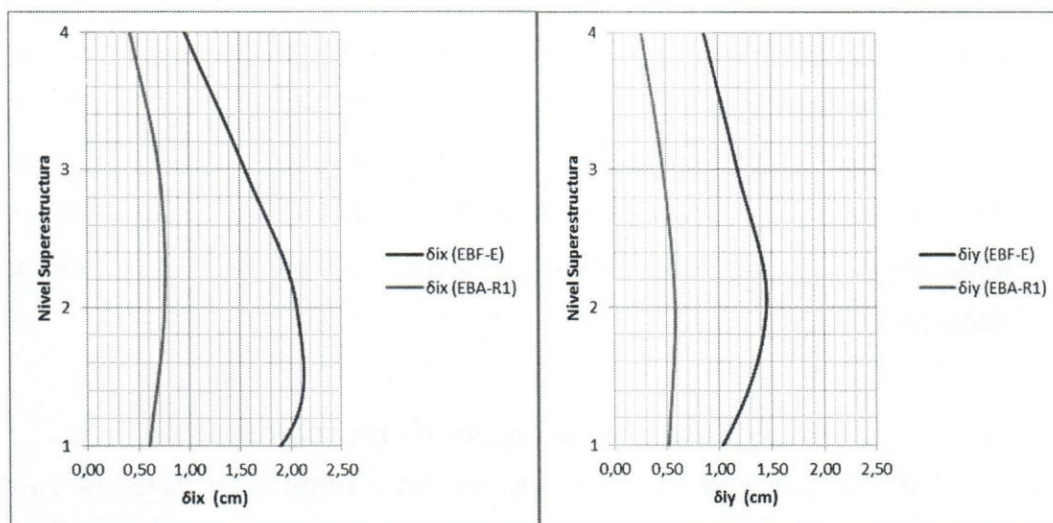


Figura 42: Derivas inelásticas para los modelos EBA-R1 y EBF-E.

Comparación del diseño y detallado de los miembros y elementos de conexión entre las edificaciones EBA-R1 y EBF-E

La finalidad de analizar la edificación aislada para los efectos del sismo de diseño no reducido ($R_I=1$) en el modelo EBA-R1, fue diseñar la edificación para un comportamiento esencialmente elástico durante el sismo de diseño, con una limitada capacidad de deformación inelástica en sus miembros y conexiones, para lo cual no se requiere el exigente nivel de detallado necesario para una edificación que proporcione una capacidad de deformación inelástica significativa, como lo es el caso de la edificación de base fija EBF-E para las condiciones de sitio asumidas.

Tomando en cuenta la capacidad de disipación de energía mínima requerida por la edificación aislada EBA-R1, ésta fue diseñada y detallada como un sistema de Pórticos Ordinarios Arriostrados Concéntricamente sobre un Sistema de Aislamiento Sísmico de acuerdo a la Sección F.1.7 de la norma AISC341:10. Por su parte, la edificación de base fija EBF-E fue diseñada y detallada como un sistema de Pórticos Especiales Arriostrados Concéntricamente de acuerdo a la Sección F.2 de la norma AISC341:10, para proporcionar una significativa capacidad de disipación de energía.

Se comparó el diseño y detallado de ambas edificaciones tomando en cuenta los siguientes aspectos: resistencia requerida de columnas, requerimientos de los miembros y diseño de las conexiones del sistema resistente al sismo, considerando estos aspectos los más relevantes al diferenciar ambos modelos.

Resistencia requerida de columnas

El comportamiento esperado de los sistemas de Pórticos Especiales Arriostrados Concéntricamente es significativamente no lineal, debido al pandeo y cendencia de las riostras. Sin embargo, estos sistemas son típicamente diseñados en base a un análisis elástico donde la ductilidad del sistema se logra si se impide el pandeo de las vigas y columnas, para lo cual es necesario aumentar las fuerzas de diseño de estos miembros, tomando en cuenta en las combinaciones de carga el efecto del sismo como el mayor entre la fuerza axial correspondiente a la acción conjunta de la resistencia esperada a compresión y a tracción de las riostras, y la fuerza axial resultante al considerar que en esta acción conjunta, las riostras a compresión actúan con la fuerza correspondiente a su resistencia esperada a post-pandeo (F2.3 – AISC341:10). Sin embargo, para el análisis de la edificación EBF-E, la resistencia requerida de las columnas se determinó como la fuerza axial resultante de utilizar las combinaciones de carga incluyendo la carga sísmica amplificada, en un modelo estructural del edificio

en el cual fueron retiradas todas las riostras a compresión, tal como lo permite la norma AISC341:10 (F2.3).

Por su parte, en el diseño de la edificación aislada EBA-R1 no se consideran las fuerzas correspondientes a la resistencia esperada de las riostras en el diseño de los miembros, ya que las fuerzas en el sistema están limitadas y el pandeo de las riostras no se prevé. Sin embargo, las columnas de la edificación aislada se diseñaron para la máxima fuerza a compresión determinada mediante combinaciones de carga que incluyen la carga sísmica amplificada; siguiendo la recomendación de la norma AISC341:10 (Comm. F1.7), con la finalidad de proporcionar cierta ductilidad al sistema y garantizar la supervivencia de la estructura ante la posibilidad de ocurrencia de un sismo mayor al considerado en el diseño.

Requerimientos de los miembros

Las columnas y riostras del edificio de base fija EBF-E deben ser miembros de elevada ductilidad, debido a la gran capacidad de deformación inelástica que deben proporcionar las riostras, y la necesidad de impedir la formación de rótulas plásticas en las columnas que comprometan el comportamiento de la estructura (F2.5a – AISC341:10).

Para la edificación aislada EBA-R1 no se requieren miembros de elevada ductilidad al considerarse que la demanda sísmica está sustancialmente reducida en comparación a una edificación convencional, por lo cual se pudo reducir la sección de las riostras y columnas ya que las relaciones ancho/espesor requeridas para los miembros son menos exigentes. Las riostras deben ser miembros compactos como se definen en la norma AISC360:10 y deben satisfacer la relación de esbeltez definida por $KL/r \leq 4\sqrt{E/F_y}$ (F1.7b - AISC341:10). Lo anterior permite el uso de perfiles compactos que no cumplan con los requerimientos de elevada ductilidad en edificaciones aisladas.

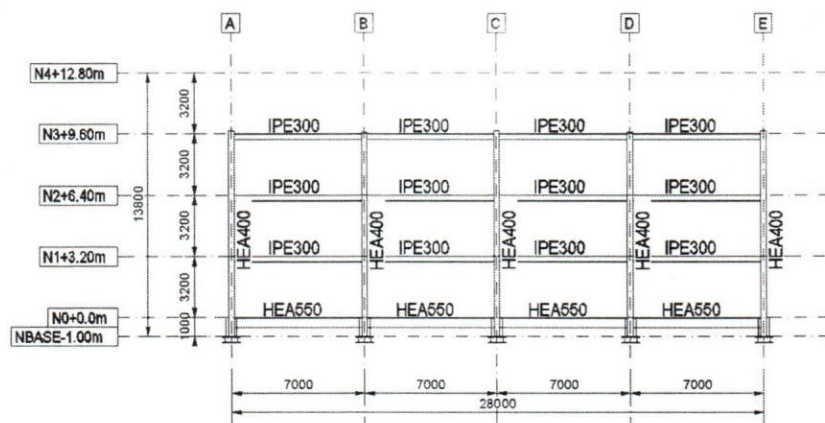
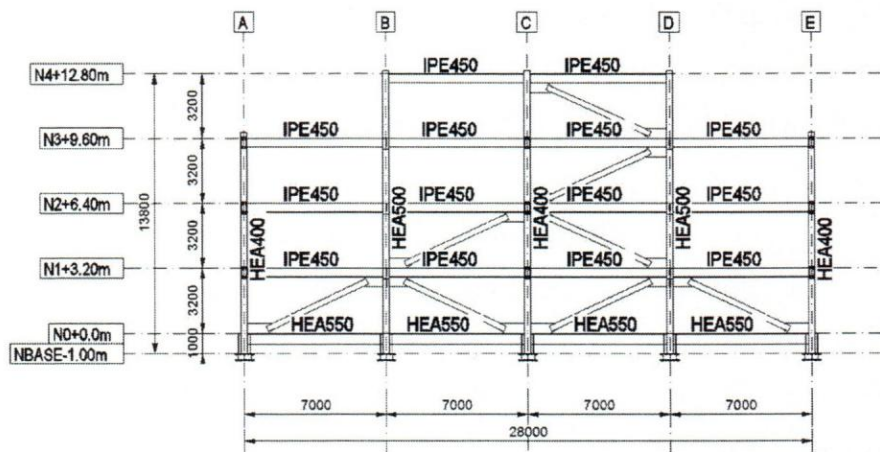


Figura 43: Indicación de perfiles estructurales para Ejes 1 y 7 (EBA-R1).



*PERFILES DE RIOSTRAS ECOX10 3/4"X7

Figura 44: Indicación de perfiles estructurales para Ejes 2 y 6 (EBA-R1).

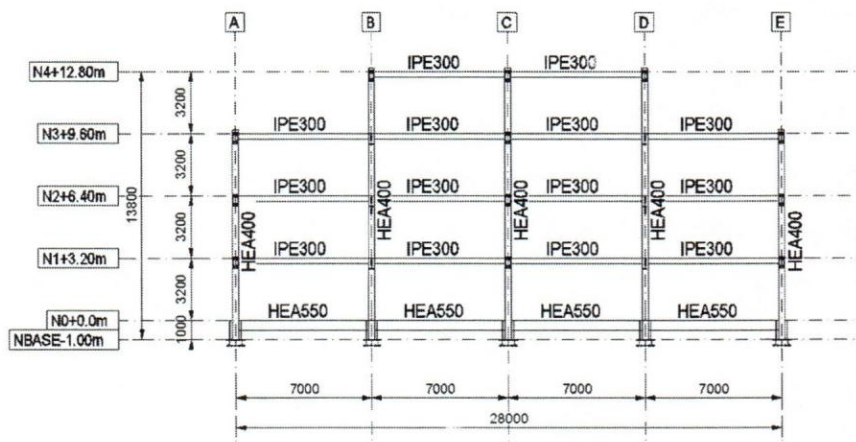
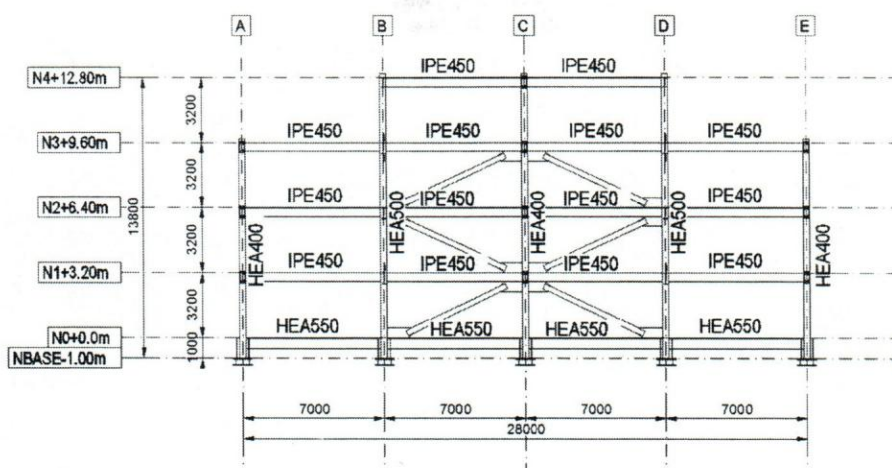


Figura 45: Indicación de perfiles estructurales para Ejes 3 y 5 (EBA-R1).



*PERFILES DE RIOSTRAS ECOX10 3/4"X7

Figura 46: Indicación de perfiles estructurales para Eje 4 (EBA-R1).

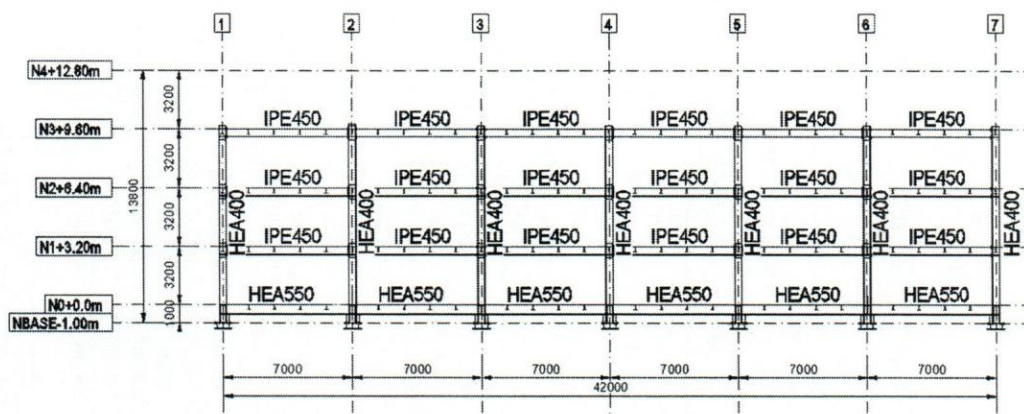
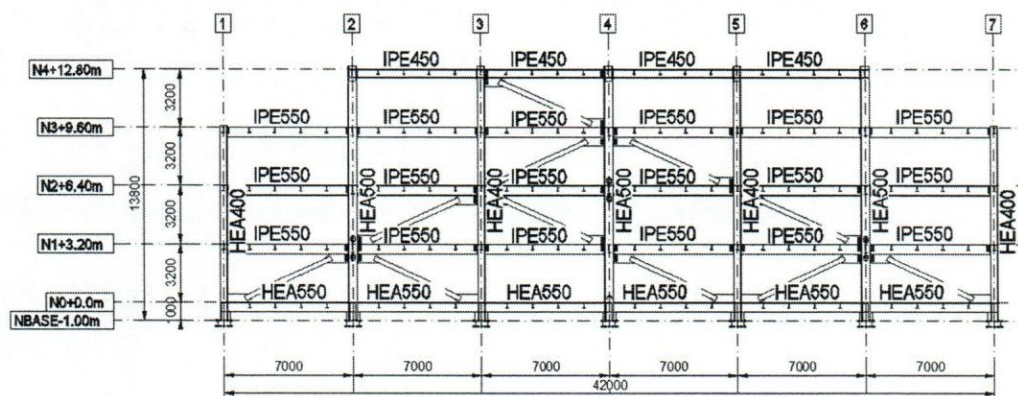


Figura 47: Indicación de perfiles estructurales para Ejes A y E (EBA-R1).



*PERFILES DE RIOSTRAS ECOX10 3/4"X7

Figura 48: Indicación de perfiles estructurales para Ejes B y D (EBA-R1).

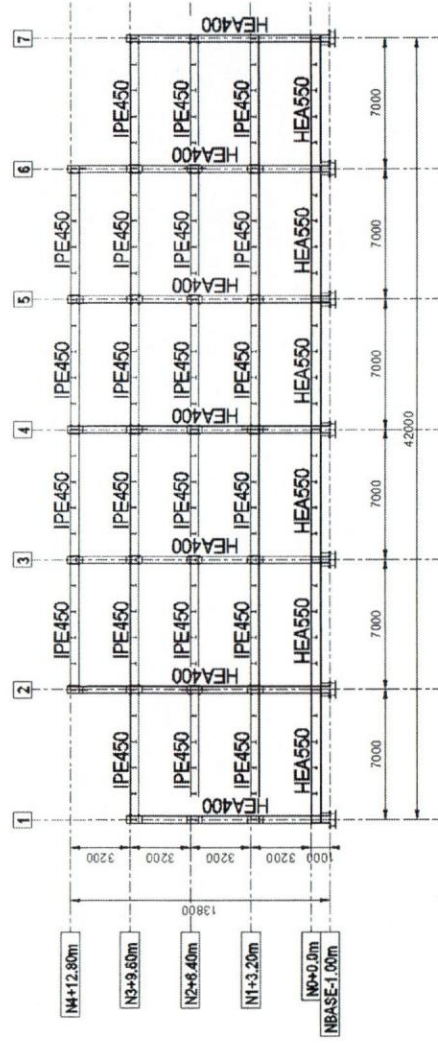


Figura 49: Indicación de perfiles estructurales para Eje C (EBA-R1).

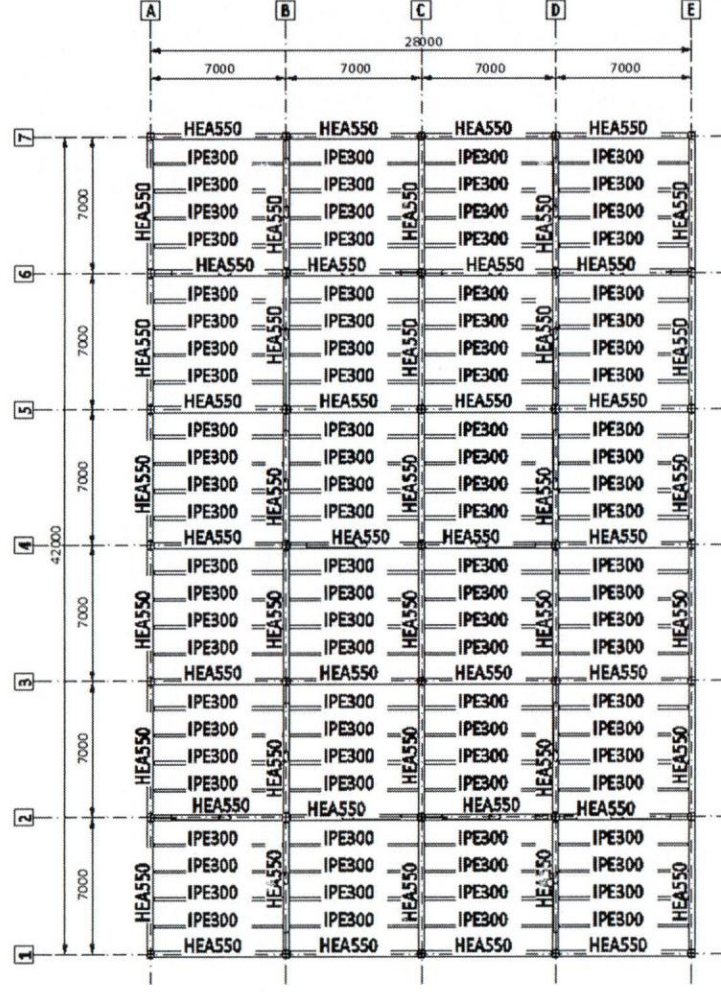


Figura 50: Indicación de perfiles estructurales N+0,00 (EBA-R1).

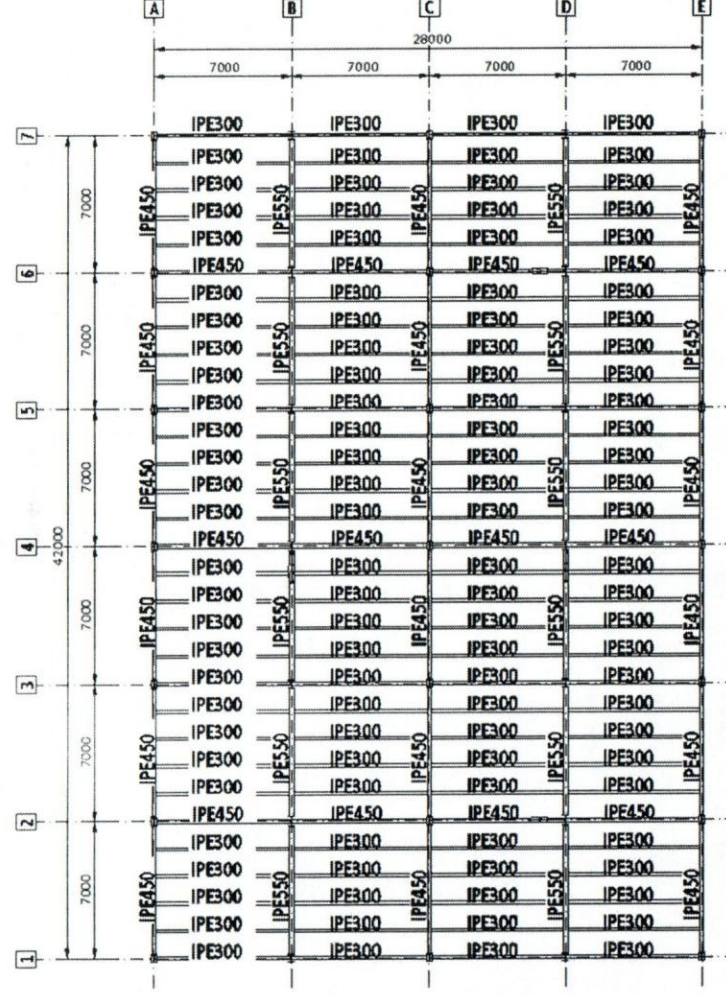


Figura 51: Indicación de perfiles estructurales N1 al N3 (EBA-R1).

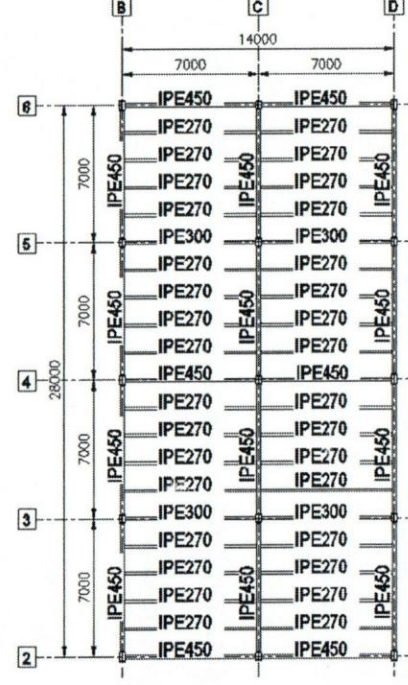


Figura 52: Indicación de perfiles estructurales N4 (EBA-R1).

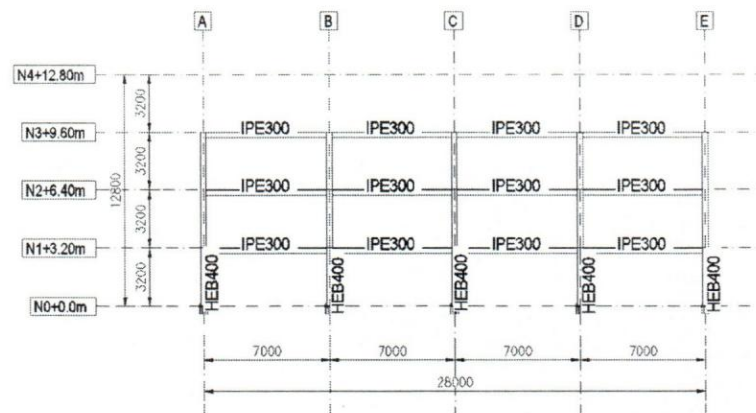
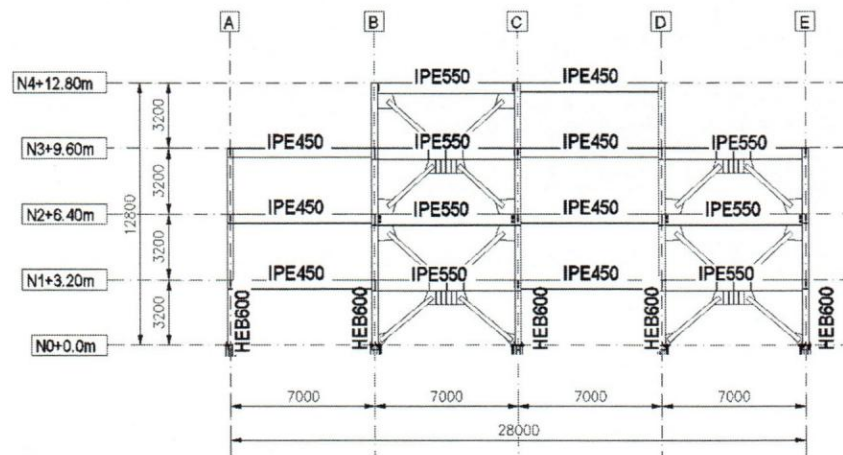


Figura 53: Indicación de perfiles estructurales para Ejes 1 y 7 (EBF-E).



*PERFILES DE RIOSTRAS PIPE8" STD

Figura 54: Indicación de perfiles estructurales para Ejes 2, 4 y 6 (EBF-E).

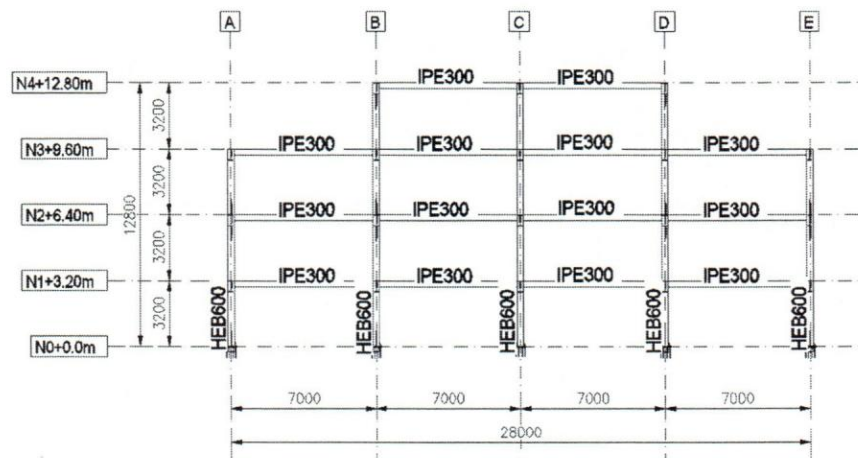
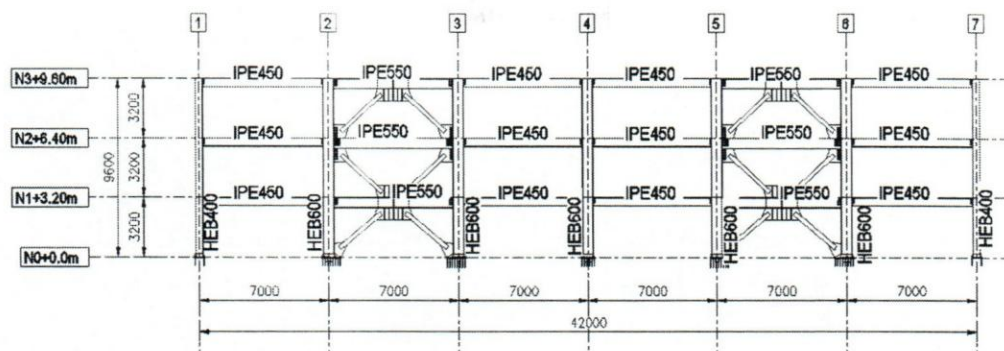
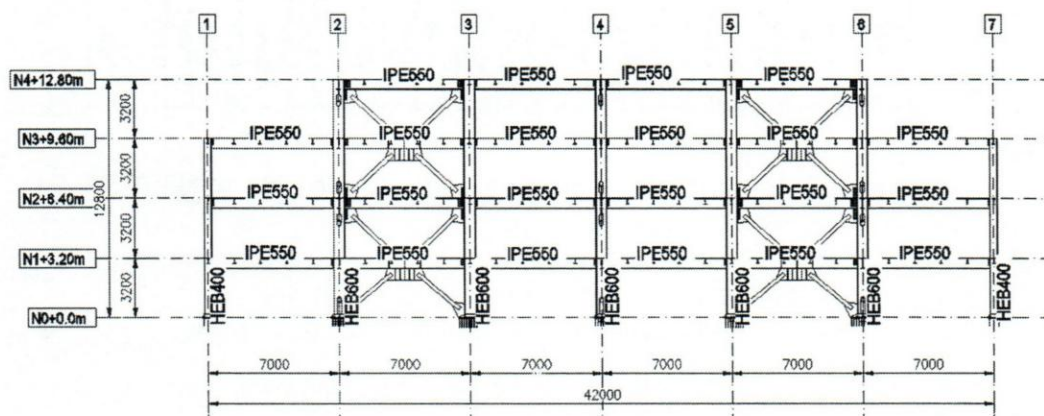


Figura 55: Indicación de perfiles estructurales para Ejes 3 y 5 (EBF-E).



*PERFILES DE RIOSTRAS PIPE8" STD

Figura 56: Indicación de perfiles estructurales para Eje A y E (EBF-E).



*PERFILES DE RIOSTRAS PIPE8" STD

Figura 57: Indicación de perfiles estructurales para Eje B y D (EBF-E).

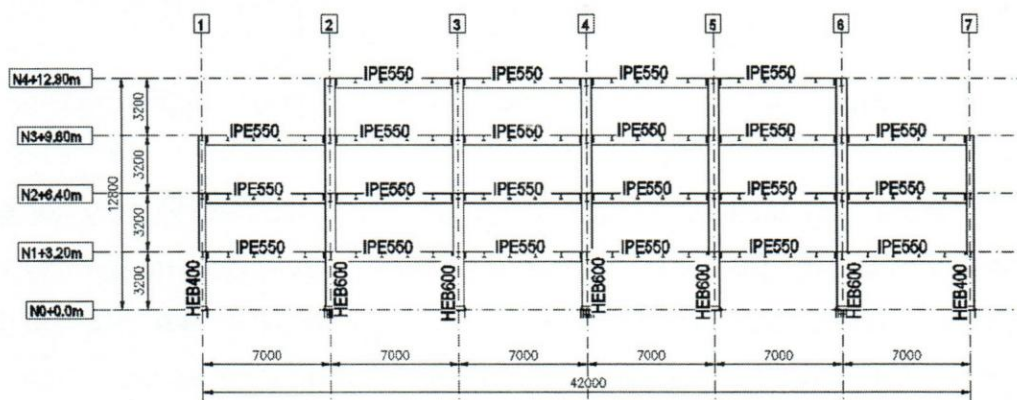


Figura 58: Indicación de perfiles estructurales para Eje C (EBF-E).

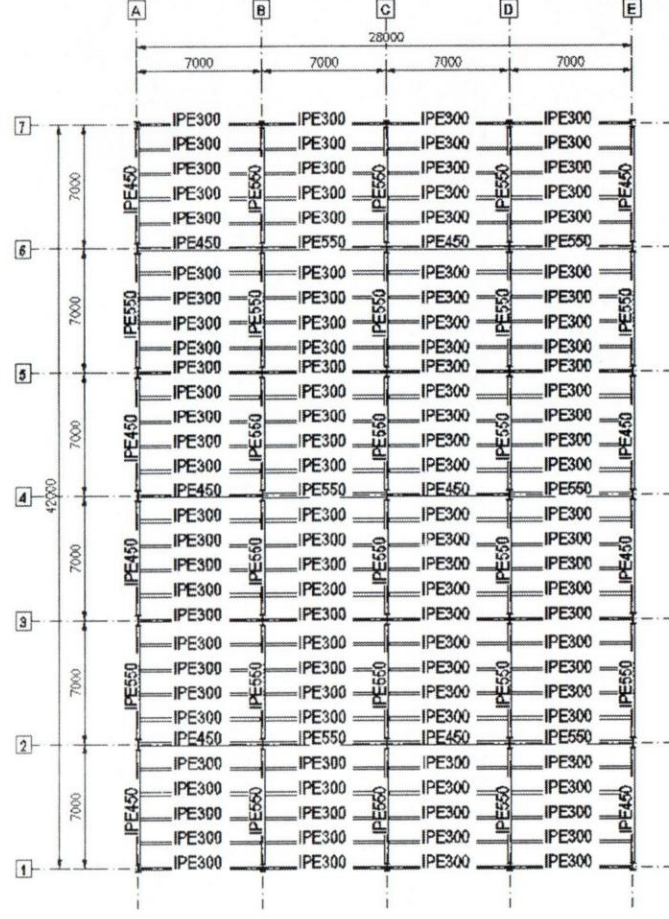


Figura 59: Indicación de perfiles estructurales N1 al N3 (EBF-E).

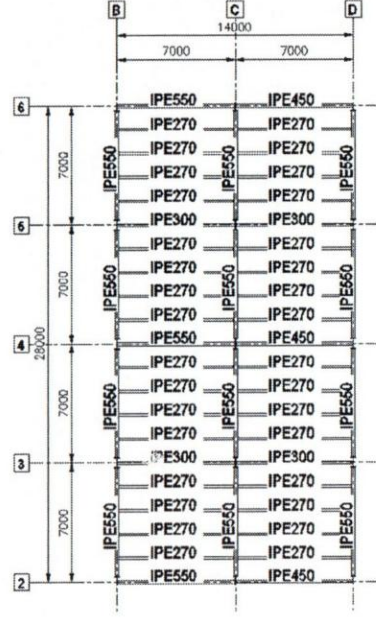


Figura 60: Indicación de perfiles estructurales N4 (EBF-E).

Las dimensiones resultantes de columnas, riostras, vigas y correas se observan en la Figura 43 a Figura 52 para el modelo EBA-R1 y en la Figura 53 a Figura 60 para el modelo EBF-E. Debido a los requerimientos de diseño antes expuestos, la resistencia a compresión requerida en las columnas de los pórticos arriostrados en el modelo de base fija es mayor a la requerida en el modelo aislado, utilizándose columnas HEB600 para el modelo EBF-E y HEA500 para el modelo EBA-R1. Las riostras en el modelo de base fija

poseen una longitud de pandeo menor a la correspondiente en el modelo aislado, por lo cual se utilizó un perfil tubular de diámetro menor (PIPE8"STD) al empleado en el modelo aislado (ECOX10 ¾"X7), ambos diseñados para soportar compresiones entre 90 a 100 tf; sin embargo, en el modelo EBF-E los espesores de pared son mayores en relación a su diámetro tal que $D/t \leq 0,038(E/F_y)$ mientras que las riostras del modelo EBA-R1 deben cumplir con $D/t \leq 0,07(E/F_y)$.

Diseño de conexiones del sistema resistente al sismo

Las conexiones metálicas de ambas edificaciones analizadas fueron calculadas y detalladas en su totalidad, incluyendo las conexiones de correas y vigas secundarias, con la finalidad de comparar las cantidades de acero estructural y pernos de conexión asociados a cada estructura. Sin embargo, la comparación del diseño y detallado de los elementos de conexión entre ambos modelos se basó en las conexiones de riostras y de columnas que forman parte del sistema resistente al sismo para cada caso. Se modelaron ambas edificaciones con sus respectivas conexiones en un software comercial de detallado de estructuras metálicas, como se observa en la Figura 61a y 61b, obteniéndose las cantidades de material requerido para cada estructura.

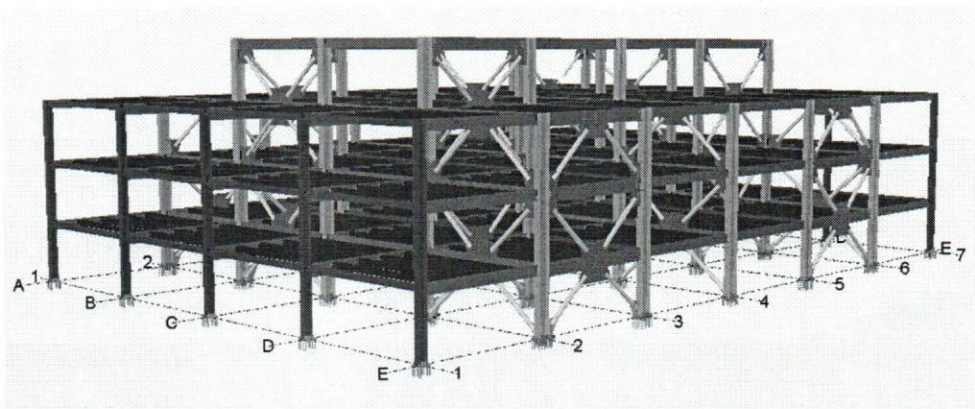


Figura 61a: Modelo de edificio de base fija EBF-E detallado en Tekla Structures V20.0 (TeklaV20.0, 2014).

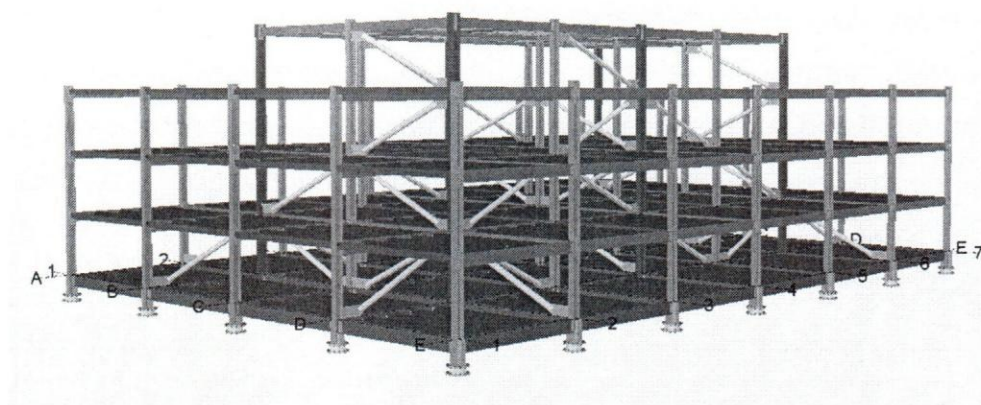


Figura 61b: Modelo de edificio de base aislada EBA detallado en Tekla Structures V20.0 (TeklaV20.0, 2014).

Detallado de conexiones de riostras:

Para la estructura EBF-E definida por un sistema de Pórticos Especiales Arriostrados Concéntricamente, el diseño de las conexiones de las riostras debe garantizar un comportamiento dúctil impidiendo que ocurra una falla local en las conexión antes que el pandeo de la riostra en compresión o la cedencia de la riostra en tracción, por tal motivo los estados límites de la conexión se verifican para las resistencias esperadas de la riostra; la resistencia requerida en tracción se tomó como la resistencia cedente esperada en tracción de la riostra igual a $R_y F_y A_g$, mientras que la resistencia requerida a compresión se consideró igual a 1.1 veces la resistencia esperada de la riostra en compresión igual a $1.14 F_{cre} A_g$ usando para la ecuación de F_{cr} la tensión a cedencia esperada $R_y F_y$ en lugar de F_y (F2.6c(1) y F2.6c(2) – AISC341:10).

Para la estructura aislada EBA-R1 la disipación de energía del sistema depende de los dispositivos de aislamiento diseñados para garantizar una capacidad de deformación requerida para un sismo extraordinario asociado a un período de retorno de 2500 años. Se considera que la superestructura por encima del nivel de aislamiento permanecerá esencialmente elástica, con reducciones en las derivas inelásticas de hasta un 75% como se observó en

comparación al modelo de base fija EBF-E, evidenciándose que la edificación se traslada de manera similar a un bloque rígido, por lo cual el pandeo de las riostras en compresión no se prevé. Las conexiones del modelo EBA-R1 se diseñaron para la máxima fuerza que el sistema puede desarrollar como se estipula en la norma AISC341:10, tomada como la fuerza resultante en las juntas para el sismo de diseño no reducido ($R=1$). En la Tabla 37 se observa la comparación entre las resistencias requeridas en las juntas más desfavorables para cada edificación.

Tabla 37: Comparación entre resistencias requeridas para la conexión de las riostras.

Fuerza	Modelo EBF-E Resistencia esperada de la riostra (tf)	Modelo EBA-R1 Máxima fuerza en el sistema (tf)
Tracción	199,32	100,50*
Compresión	181,45	100,50*

*Solicitaciones en unión más desfavorable.

Para la conexión utilizada (perfil tubular ranurado) en el modelo EBF-E, se colocó un refuerzo adicional en ambas paredes de la riostra, como se observa en la Figura 62, con la finalidad de compensar la disminución del área gruesa y evitar una disminución en la ductilidad del sistema producto de la ruptura de la sección neta de la riostra (F2.6c(2) - AISC341:10). De igual forma, las cartelas de conexión de dichas riostras se diseñaron para proporcionar una capacidad de rotación adecuada ante las rotaciones inelásticas impuestas por el pandeo de la riostra en compresión (F2.6c(3) - AISC341:10), para lo cual se proporcionó una distancia libre igual a dos veces el espesor de la cartela ($2t$) medida del extremo de la riostra a la restricción más cercana de la cartela como se observa en la Figura 62.

Por su parte, en el detallado de la edificación aislada diseñada para el sismo no reducido, no se exigen los requerimientos adicionales antes descritos, empleándose conexiones como la observada en la Figura 62 para el modelo EBA-R1.

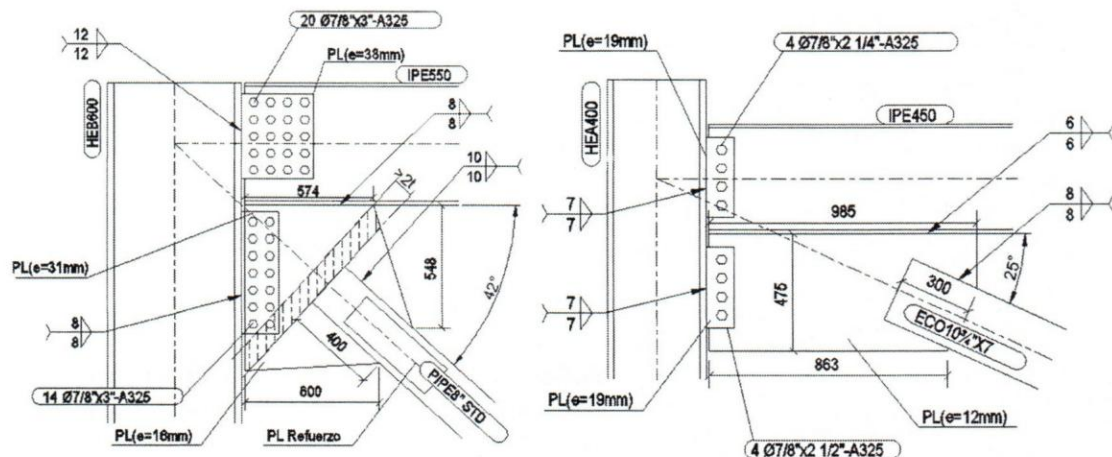
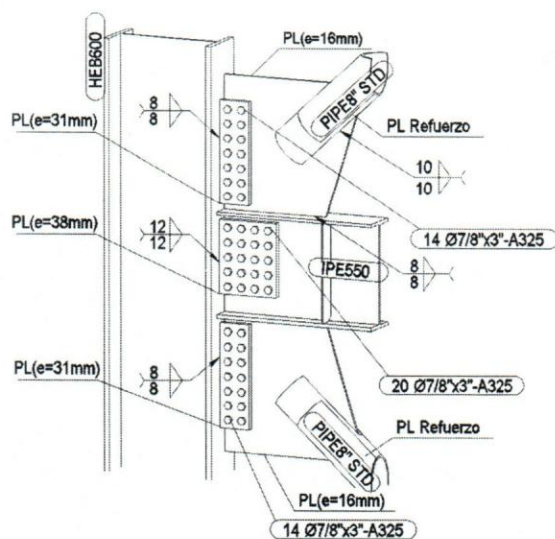
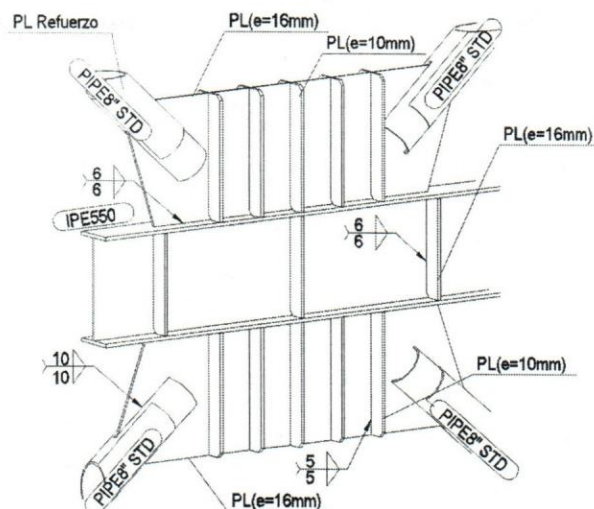


Figura 62: Conexión de riostra tipo para el modelo EBF-E (izquierda) y el modelo EBA-R1 (derecha).

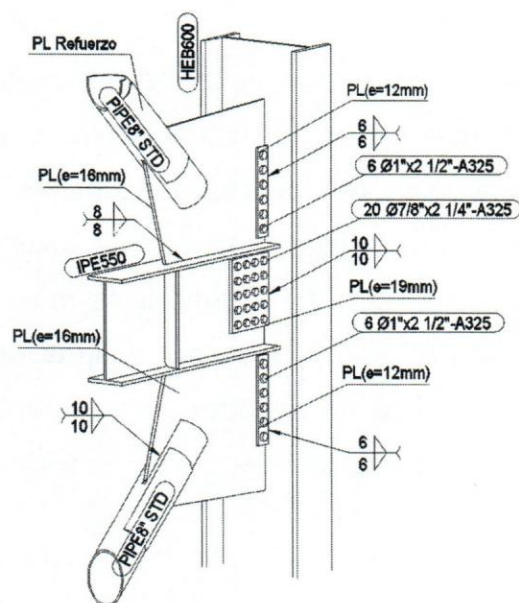
En la Figura 63 y Figura 64 se observan las diferentes conexiones de riostra dimensionadas para los modelos EBA-R1 y EBF-E, evidenciándose elementos de conexión (planchas, pernos y soldaduras) de mayores dimensiones para el modelo de base fija, ya que la resistencia requerida de las conexiones en este último es aproximadamente el doble a la requerida en el modelo aislado, debiendo cumplir adicionalmente con requerimientos adicionales asociados a una elevada capacidad de deformación inelástica, como el pandeo necesario en las cartelas, el cual se traduce en planchas de mayores espesores.



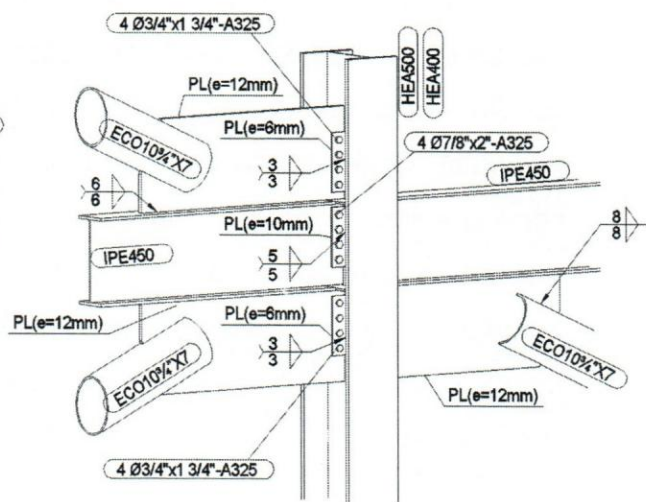
a) Conexión de riostras – viga - columna (ala) para modelo EBF-E.



b) Conexión de riostras - viga central para modelo EBF-E.



c) Conexión de riostras – viga - columna (alma) para modelo EBF-E.



d) Conexión de riostras – viga - columna (alma) para modelo EBA-R1.

Figura 63: Conexiones de riostra extrema (a, c) y central (b) para modelo EBF-E y conexión de riostra extrema para modelo EBA-R1 (d).

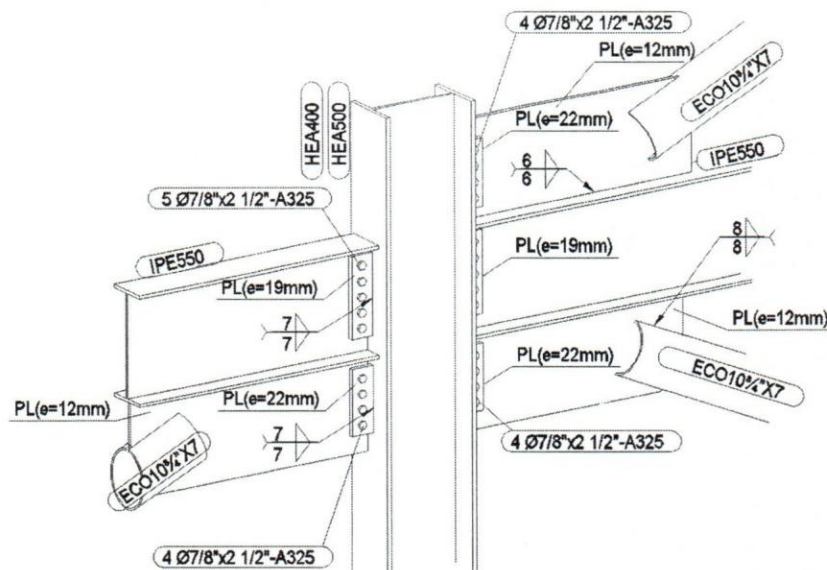


Figura 64: Conexión de riostras – viga - columna (ala) para modelo EBA-R1.

Se debe tomar en cuenta que las riostras en ambos modelos poseen diferentes inclinaciones como se observa en la Figura 62, lo cual influye en el diseño de la conexión, ya que la distribución de fuerzas horizontales y verticales depende de esta inclinación. Si se hubiese utilizado la misma configuración de riostras del modelo de base aislada, se tendría la misma inclinación, sin embargo, el área transversal requerida de las riostras del modelo de base fija sería mayor (mayor longitud de pandeo) y por lo tanto mayor sus resistencias esperadas, aumentando así las fuerzas de diseño de la conexión.

Detallado de conexiones de columnas:

Para la estructura EBF-E las soldaduras de ranura en empalmes de columnas y las soldaduras en conexiones de columnas a plancha base se deben considerar como soldaduras de demanda crítica, cumpliendo requerimientos de propiedades mecánicas adicionales a las soldaduras estándar (F2.6b – AISC341:10). Las conexiones de planchas base de columnas se diseñaron para tracciones máximas de 200 tf, compresiones

máximas de 455,8 tf, fuerzas cortantes de 124,05 tf y momentos flectores iguales a 49,28 tf.m determinados mediante las combinaciones de carga incluyendo el sismo amplificado (Tabla 38), por lo cual se evidencian grandes espesores de plancha y una elevada cantidad de barras de anclaje como se observa en las Figura 65.

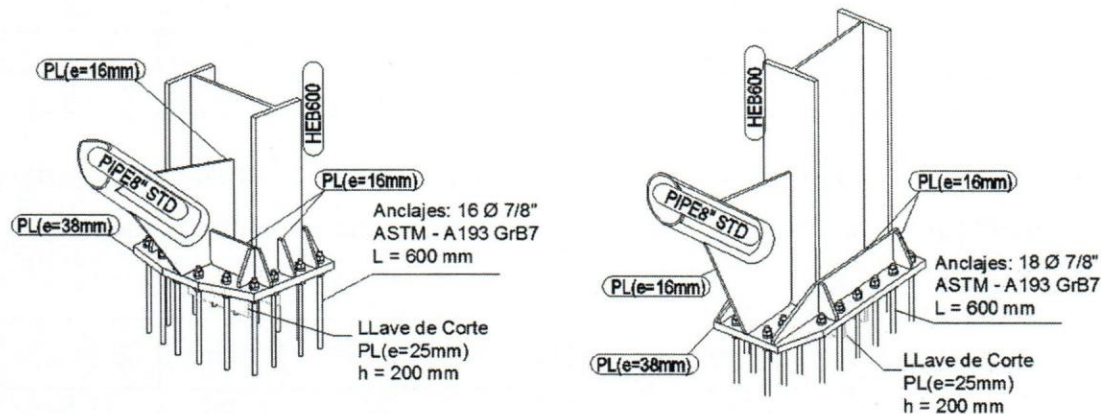


Figura 65: Detalle de conexión de plancha base de columna para riostra conectada al alma (izquierda) y para riostra conectada al ala (derecha) para modelo EBF-E.

Tabla 38: Fuerzas verticales máximas en los apoyos debido a combinaciones de carga incluyendo el sismo amplificado para modelo EBF-E.

EJE X EJE Y	A (tf)	B (tf)	C (tf)	D (tf)	E (tf)
1	56,7	111,0	111,0	111,0	56,7
2	233,1	421,3	448,4	400,6	317,0
3	233,9	348,2	276,9	356,9	249,1
4	113,6	445,0	455,8	410,9	326,4
5	233,9	348,2	276,9	356,9	249,1
6	234,7	421,3	448,4	400,6	317,0
7	56,7	111,0	111,0	111,0	56,7

Tabla 39: Tracciones en los apoyos debido a combinaciones de carga incluyendo el sismo amplificado para modelo EBF-E.

EJE X EJE Y	A (tf)	B (tf)	C (tf)	D (tf)	E (tf)
1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2	-117,3	-165,9	-191,5	-156,5	-191,0
3	-117,7	-93,3	0,0	-103,1	-133,1
4	0,0	-177,2	-169,5	-158,8	-201,0
5	-117,7	-93,3	0,0	-103,1	-133,1
6	-117,3	-165,9	-191,5	-156,5	-191,0
7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Tabla 40: Magnitud de Momentos flectores máximos en los apoyos debido a combinaciones de carga incluyendo el sismo amplificado (Dirección X) para modelo EBF-E.

EJE X EJE Y	A (tf.m)	B (tf.m)	C (tf.m)	D (tf.m)	E (tf.m)
1	16,73	16,64	16,54	17,04	17,52
2	46,98	46,06	44,67	47,20	49,28
3	46,61	45,67	44,65	46,82	48,79
4	46,74	45,57	44,65	46,72	49,03
5	46,98	46,04	44,65	47,18	49,27
6	46,62	45,69	44,67	46,83	48,78
7	16,86	16,64	16,54	17,04	17,65

Tabla 41: Magnitud de Momentos flectores máximos en los apoyos debido a combinaciones de carga incluyendo el sismo amplificado (Dirección Y) para modelo EBF-E.

EJE X EJE Y	A (tf.m)	B (tf.m)	C (tf.m)	D (tf.m)	E (tf.m)
1	7,31	7,34	7,34	7,34	7,39
2	8,84	8,96	8,86	8,95	8,71
3	8,50	8,55	8,54	8,54	8,46
4	8,31	8,36	8,31	8,35	8,23
5	8,50	8,55	8,54	8,54	8,46
6	8,84	8,96	8,86	8,95	8,71
7	7,31	7,34	7,34	7,34	7,39

Tabla 42: Magnitud de Fuerzas cortantes máximas en los apoyos debido a combinaciones de carga incluyendo el sismo amplificado (Dirección X) para modelo EBF-E.

EJE X EJE Y	A (tf)	B (tf)	C (tf)	D (tf)	E (tf)
1	2,62	2,59	2,59	2,59	2,66
2	3,29	122,77	124,05	121,07	121,37
3	3,25	3,20	3,19	3,19	3,31
4	3,22	121,78	121,27	118,48	118,95
5	3,25	3,20	3,19	3,19	3,31
6	3,29	122,77	124,05	121,07	121,37
7	2,62	2,59	2,59	2,59	2,66

Tabla 43: Magnitud de fuerzas cortantes máximas en los apoyos debido a combinaciones de carga incluyendo el sismo amplificado (Dirección Y) para modelo EBF-E.

EJE X EJE Y	A (tf)	B (tf)	C (tf)	D (tf)	E (tf)
1	5,46	5,73	5,66	5,80	5,59
2	80,51	86,85	13,52	89,05	84,15
3	80,53	87,66	13,49	88,95	85,03
4	13,86	13,69	13,49	13,86	14,24
5	80,53	87,66	13,49	88,95	85,03
6	80,51	86,85	13,52	89,05	84,15
7	5,46	5,73	5,66	5,80	5,59

Para la estructura EBA-R1 no se especifican soldaduras de demanda crítica en las columnas. Las conexiones de las mismas a los dispositivos de aislamiento son dimensionadas para soportar únicamente las fuerzas verticales de compresión y la fuerza cortante resultante del sismo máximo considerado (MCE), ya que se debe garantizar que los momentos flectores en la base de la estructura sean absorbidos por las conexiones viga-columna del nivel sobre el sistema de aislamiento. El tramo de columna desde este nivel hasta el dispositivo de aislamiento fue reforzado para proporcionar la resistencia requerida, como se observa en la Figura 66.

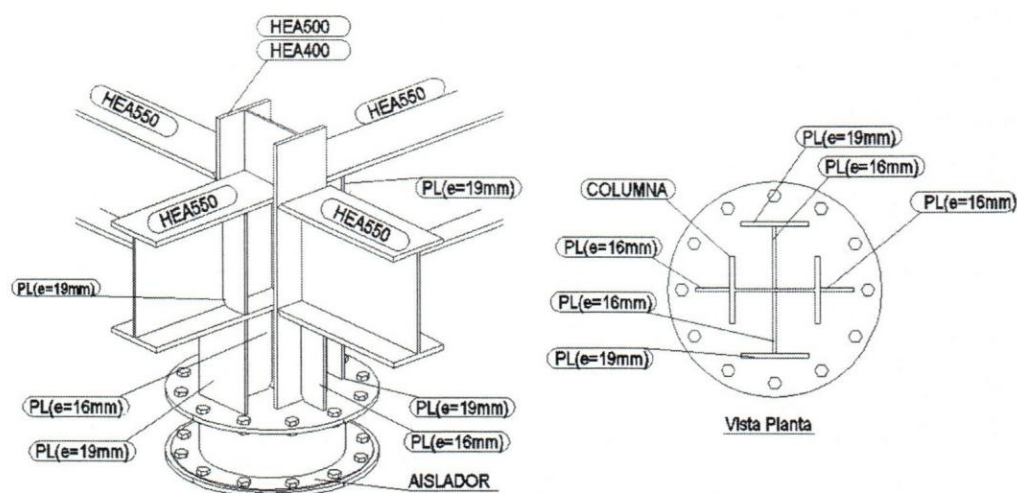


Figura 66: Detalle de refuerzo para unión viga-columna sobre nivel de aislamiento para modelo EBA-R1.

Los momentos flectores para el diseño de la unión viga columna sobre el nivel de aislamiento corresponden a los producidos en el entrepiso debido a las combinaciones de carga incluyendo el efecto del sismo (M_u) y a la componente del momento de segundo orden ($M_{p\Delta}$) para el desplazamiento total máximo D_{TM} , como se observa en la Figura 67.

Se evaluaron los apoyos más desfavorables (B4 y D4) en ambas direcciones para una componente vertical máxima (P_{MCE}) de 399,7 tf, fuerza cortante máxima (V_{MCE}) de 28,60 tf y un desplazamiento máximo (D_{TM}) igual a 37,18 cm.

$$M_{p\Delta 1} = 28,60 \cdot 0,895 + 399,7 \cdot 0,3718/2 = 99,90 \frac{\text{ton}}{2\text{vigas}} = 49,95 \text{ tf.m}$$

$$M_{p\Delta 2} = 28,60 \cdot 0,665 + 399,7 \cdot 0,3718/2 = 93,32 \frac{\text{ton}}{2\text{vigas}} = 46,66 \text{ tf.m}$$

Las vigas y columnas del entrepiso sobre los aisladores (N+0,00) fueron diseñadas para resistir un momento flector máximo de 92,45

tf.m igual a la sumatoria del momento debido a las combinaciones de carga incluyendo el efecto del sismo (M_u) de 42,5 tf.m y a la componente del momento de segundo orden ($M_{P\Delta 1}$) de 49,95 tf.m. Las vigas de riostra del sistema de fundaciones se diseñaron para resistir el momento de segundo orden correspondiente ($M_{P\Delta 2}$).

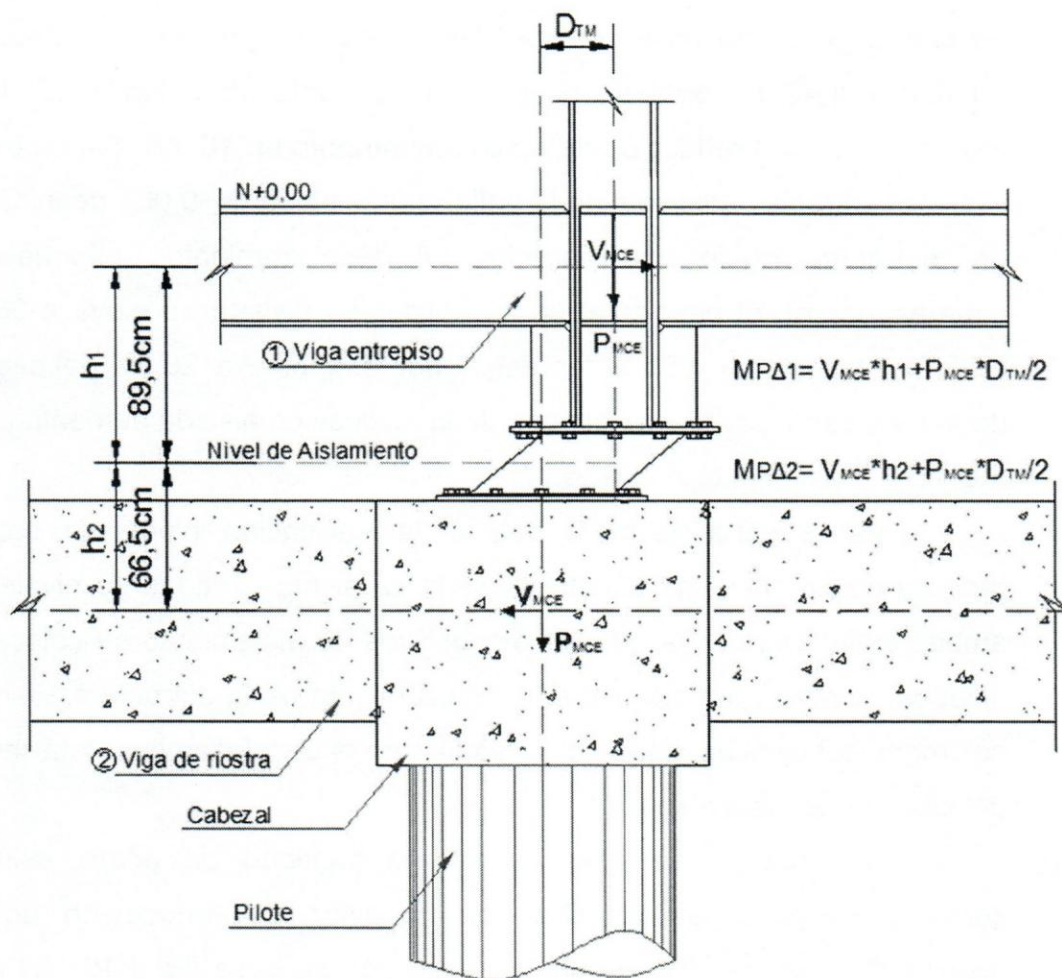


Figura 67: Distribución de momento de segundo orden para aisladores HDR.

Comparación entre cantidades de acero estructural y pernos de conexión asociados a cada estructura

En la Tabla 44 y Tabla 45 se observan los perfiles y planchas de acero estructural así como los pernos de conexión correspondientes a los cuatro entresijos (N+3,20 a N+12,80) de la edificación de base fija EBF-E para un total de 320,45 t (318,95 t + 1,5 t). Por su parte, los mismos cuatro niveles en la edificación de base aislada EBA-R1 cuantifican 267,27 t (255,46 t + 10,39 t + 1,42 t) como se observa en la Tabla 46 y Tabla 47, lo cual representaría una reducción de aproximadamente un 16,6%. Sin embargo al incluir el entresijo adicional de la edificación aislada (N+0,00), definido como un diafragma rígido que garantiza el desplazamiento uniforme de la superestructura, el peso total de la edificación aislada se eleva a 365,54 t (267,27 t + 93,41 t + 4,86 t), representando este nivel el 26,9% del peso total de la estructura, por lo cual el peso de la edificación aislada aumenta un 14% respecto a la edificación de base fija.

Vale la pena destacar que si la edificación hipotética estuviese definida con un nivel de sótano, existiría la misma cantidad de niveles para ambas edificaciones, ya que los dispositivos de aislamiento se colocarían a nivel del terreno para permitir el desplazamiento de la estructura, siendo las columnas del nivel de sótano diseñadas para el desplazamiento máximo total del sistema de aislamiento.

Sin embargo, se observa que la cantidad de acero estructural correspondiente a las planchas de conexión se reduce en un 49%, disminuyéndose de 29,88 t para la edificación de base fija a 15,25 t para la edificación de base aislada. De igual forma la cantidad de pernos de conexión de 4246 a 3860 unidades. Al evaluar los miembros que forman parte del sistema resistente al sismo se observan reducciones de un 26,67% en las columnas (de 75,93 t a 55,68 t) y de un 13% en las riostras (de 12,51 t a 10,88 t).

Tabla 44: Listado de perfiles y planchas para modelo EBF-E

Descripción	Cantidad (Pzas)	Longitud (m)	Peso (Kg)
HEB400 - A36	10	95,96	14.874,11
HEB600 - A36	25	288,00	61.056,00
IPE270 - A36	32	222,75	8.041,23
IPE300 - A36	340	2.366,68	99.873,72
IPE450 - A36	45	300,26	23.300,37
IPE550 - A36	99	645,04	68.373,66
PIPE8SCH40 - A53	98	294,17	12.514,24
Barra roscada Ø7/8" - A193GrB7	420	230,00	731,64
Barra roscada Ø3/4" - A193GrB7	104	52,00	113,26
Tuercas 3/4" - 2H	312		18,41
Tuercas 7/8" - 2H	1260		168,84
Subtotal perfiles:			289.065,47
Plancha (e = 6mm) - A36			402,83
Plancha (e = 10mm) - A36			373,25
Plancha (e = 12mm) - A36			130,21
Plancha (e = 16mm) - A36			20.423,35
Plancha (e = 19mm) - A36			312,90
Plancha (e = 25mm) - A36			1.575,50
Plancha (e = 31mm) - A36			871,35
Plancha (e = 38mm) - A36			5.794,68
Subtotal planchas:			29.884,08
Total:			318.949,55

Tabla 45: Listado de pernos de conexión EBF-E

Descripción	Cantidad	Peso (Kg)*
1" x 2 1/2" - A325	180	110,90
3/4" x 1 3/4" - A325	208	53,71
5/8" x 1 1/2" - A325	1280	201,08
7/8" x 2 1/2" - A325	448	197,37
7/8" x 2 1/4" - A325	330	138,99
7/8" x 2" - A325	808	324,73
7/8" x 3" - A325	992	475,43
Total:	4246	1.502,21

*Los pesos de los pernos incluyen una tuerca 2H.

Tabla 46: Listado de perfiles y planchas para modelo EBA-R1

Descripción	Cantidad (Pzas)	Longitud (m)	Peso (Kg)
<i>Niveles N+3,20 a N+12,80</i>			
HEA400 - A36	29	341,39	42.673,50
HEA500 - A36	6	83,90	13.004,66
IPE270 - A36	32	222,80	8.043,19
IPE300 - A36	340	2365,98	99.844,36
IPE450 - A36	108	723,21	56.120,71
IPE550 - A36	36	234,86	24.895,58
ECOX10 3/4"X7 - A500GrC	44	236,92	10.881,51
N+3,20 a N+12,80 - Subtotal perfiles:			255.463,50
Plancha (e = 6mm) - A36			448,67
Plancha (e = 12mm) - A36			1.310,70
Plancha (e = 16mm) - A36			4.685,60
Plancha (e = 19mm) - A36			357,64
Plancha (e = 22mm) - A36			197,22
Plancha (e = 25mm) - A36			3.387,46
N+3,20 a N+12,80 - Subtotal planchas:			10.387,29
<i>Nivel N+0,00</i>			
HEA550 - A36	174	392,78	65.202,14
IPE300 - A36	96	668,35	28.204,45
N+0,00 - Subtotal perfiles:			93.406,60
Plancha (e = 16mm) - A36			1.870,79
Plancha (e = 19mm) - A36			2.988,10
N+0,00 - Subtotal planchas:			4.858,89
Subtotal perfiles:			348.870,10
Subtotal planchas:			15.246,18
Total:			364.116,27

Tabla 47: Listado de pernos de conexión EBA-R1

Descripción	Cantidad	Peso (Kg)*
5/8" x 1 1/2" - A325	1664	255,55
3/4" x 1 1/4" - A325	136	31,25
3/4" x 1 3/4" - A325	328	84,82
7/8" x 2 1/4" - A325	16	6,74
7/8" x 2 1/2" - A325	376	165,67
7/8" x 2" - A325	268	107,69
1" x 3 1/2" - A325	1072	768,79
Total:	3860	1.420,52

*Los pesos de los pernos incluyen una tuerca 2H.

Comparación del diseño estructural de fundaciones para la edificación aislada EBA-R1 y la edificación de base fija EBF-E

El sistema de fundaciones seleccionado para las edificaciones en estudio mostrado en la Figura 68, está compuesto por vigas de riostra ortogonales diseñadas para resistir la totalidad de los momentos flectores actuantes y pilotes vaciados en sitio (con sus respectivos cabezales) dimensionados para proporcionar una carga nominal Q_{nom} mayor a las cargas verticales actuantes, según las combinaciones de carga correspondientes a cada modelo. El diseño de los pilotes contempla únicamente la verificación por capacidad nominal de los mismos, no se tomaran en cuenta las condiciones geotécnicas del sitio para realizar la comparación entre el modelo aislado EBA-R1 y el modelo de base fija EBF-E.

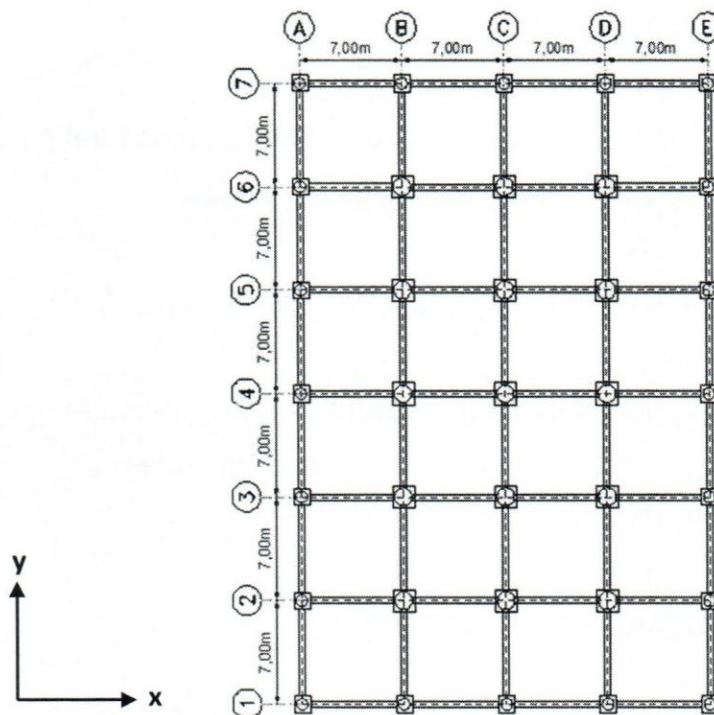


Figura 68: Vista de planta de fundaciones para modelo EBA-R1 y EBF-E.

Mediante la comparación realizada en base el diseño estructural de los principales elementos del sistema de fundaciones seleccionado, se pretendió evidenciar las diferencias existentes en la determinación de las resistencias requeridas para el sistema de fundaciones de una edificación aislada y de una edificación de base fija. Inicialmente, se deben identificar las combinaciones de carga utilizadas para cada modelo, las cuales se diferencian en el sismo de diseño, como se observa a continuación:

Las combinaciones de carga utilizadas para el dimensionado de los pilotes en el edificio aislado son las siguientes:

$$1,1 \text{ CP} + 1,0 \text{ CV} \pm Q_{DE}$$

$$0,9 \text{ CP} \pm Q_{DE}$$

Las combinaciones de carga utilizadas para el dimensionado de los pilotes en el edificio de base fija son las siguientes:

$$1,1 \text{ CP} + 1,0 \text{ CV} \pm Q_{SISMO}$$

$$0,9 \text{ CP} \pm Q_{SISMO}$$

Las combinaciones de carga para el diseño estructural del sistema de fundaciones para el edificio aislado son las siguientes:

$$1,2 \text{ CP} + 1,6 \text{ CV}$$

$$1,2 \text{ CP} + 0,5 \text{ CV} + 1,0 \text{ E: } 1,352 \text{ CP} + 0,5 \text{ CV} + Q_{DE}$$

$$0,9 \text{ CP} - 1,0 \text{ E: } 0,748 \text{ CP} - Q_{DE}$$

Las combinaciones de carga para el diseño estructural del sistema de fundaciones para el edificio de base fija son las siguientes:

$$1,2 \text{ CP} + 1,6 \text{ CV}$$

$$1,352 \text{ CP} + 0,5 \text{ CV} + \Omega_0 S_H$$

$$0,748 \text{ CP} + \Omega_0 S_H$$

Donde,

CP: Cargas permanentes.

CV: Cargas variables.

Q_{DE} = Efecto del sismo de diseño no reducido ($R_I=1$).

Q_{SISMO} = Efecto del sismo de diseño reducido ($R=4$).

S_H = Efecto horizontal del sismo de diseño reducido ($R=4$).

Ω_0 = Factor de sobrerresistencia del sistema estructural resistente al sismo, tomado igual a 2 para pórticos arriostrados concéntricamente.

Dimensionado de los pilotes según su carga nominal (Q_{nom})

En la Tabla 48 y Tabla 49 se señala la resistencia axial requerida para el diseño de los pilotes según las combinaciones de servicio descritas para cada modelo. Para el edificio aislado EBA-R1, las cargas gravitacionales son mayores debido al entrepiso adicional requerido sobre el nivel de aislamiento; y las aceleraciones espectrales consideradas en el análisis dinámico son mayores a las consideradas en el edificio de base fija, ya que es requisito normativo diseñar los elementos por debajo del nivel de aislamiento para el espectro de respuesta elástico ($R_I=1$).

Tabla 48: Fuerzas verticales debido a sollicitaciones de servicio para EBA-R1

EJE X EJE Y	A (tf)	B (tf)	C (tf)	D (tf)	E (tf)
1	69,1	151,4	122,1	151,2	69,1
2	158,4	276,2	282,6	304,3	159,6
3	121,1	251,7	270,3	253,5	121,2
4	121,4	335,9	258,1	335,5	121,4
5	121,2	259,3	270,3	261,4	121,2
6	158,7	273,6	280,9	300,6	159,8
7	68,9	149,9	121,8	149,6	68,8

Tabla 49: Fuerzas verticales debido a sollicitaciones de servicio para EBF-E.

EJE X EJE Y	A (tf)	B (tf)	C (tf)	D (tf)	E (tf)
1	43,5	84,8	84,8	84,8	43,5
2	167,8	343,5	334,0	331,9	234,6
3	167,0	285,1	213,8	288,3	176,7

EJE X EJE Y	A (tf)	B (tf)	C (tf)	D (tf)	E (tf)
4	87,0	333,7	344,4	310,6	215,0
5	167,0	285,1	213,8	288,3	176,7
6	167,8	343,5	334,0	331,9	234,6
7	43,5	84,8	84,8	84,8	43,5

Sin embargo, se observa que las reacciones verticales resultantes en los apoyos más solicitados de ambos modelos son similares, con un valor promedio de 340 tf. Es interesante evidenciar que al evaluar únicamente las reacciones verticales por efecto del sismo en los modelos EBA-R1 (Tabla 50) y EBF-E (Tabla 51), se observa que la edificación aislada, aun cuando fue analizada para el sismo no reducido, evidencia magnitudes menores a las observadas en el edificio de base fija, con reducciones de hasta un 45% (133,6 tf a 73,4 tf) en los apoyos B4 y C4.

Tabla 50: Fuerzas verticales debido al sismo de diseño (DE) no reducido ($R_I=1$) para edificio EBA-R1

EJE X EJE Y	A (tf)	B (tf)	C (tf)	D (tf)	E (tf)
1	11,9	32,0	10,2	31,8	11,8
2	35,2	36,0	31,6	63,5	36,4
3	6,4	7,4	0,8	9,2	6,4
4	6,0	73,4	1,4	73,5	6,0
5	6,4	5,6	0,8	7,7	6,4
6	35,5	35,1	30,3	61,4	36,6
7	11,9	32,0	10,2	31,7	11,8

Tabla 51: Fuerzas verticales debido al sismo de diseño reducido ($R=4$) para edificio EBF-E.

EJE X EJE Y	A (tf)	B (tf)	C (tf)	D (tf)	E (tf)
1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2	79,4	151,3	142,7	148,0	140,9
3	79,4	93,8	0,0	97,7	89,2

EJE X EJE Y	A (tf)	B (tf)	C (tf)	D (tf)	E (tf)
4	0,0	133,6	133,6	121,6	121,6
5	79,4	93,8	0,0	97,7	89,2
6	79,4	151,3	142,7	148,0	140,9
7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Es importante acotar que para el caso de las dos edificaciones seleccionadas para esta comparación (EBA-R1 y EBF-E), existe una diferencia entre la configuración geométrica de las riostras y por lo tanto no es apropiado adjudicar la reducción de las fuerzas sísmicas sólo a los dispositivos de aislamiento, ya que por ejemplo, al disponer las riostras con una mayor inclinación (edificio de base fija), la componente vertical de la fuerza es mayor. Por este motivo se consideró pertinente indicar las reacciones para el edificio EBF (Tabla 52) el cual posee la misma configuración geométrica de las riostras.

Tabla 52: Fuerzas verticales debido al sismo de diseño reducido ($R=4$) para edificio EBF.

EJE X EJE Y	A (tf)	B (tf)	C (tf)	D (tf)	E (tf)
1	5,7	24,0	5,6	24,4	5,7
2	29,8	53,3	59,8	106,8	30,8
3	0,0	28,4	0,9	28,5	0,0
4	0,0	109,1	2,5	109,2	0,0
5	0,0	8,9	0,8	10,7	0,0
6	29,8	52,2	57,8	103,8	30,8
7	5,7	23,9	5,6	24,4	5,7

En la comparación realizada entre el modelo aislado EBA-R1 y su homólogo de base fija EBF, se observan reducciones de hasta un 32,7% (109,2 tf a 73,5 tf) en los apoyos B4 y C4, verificándose que las fuerzas verticales asociadas al sismo de diseño disminuyen al reducirse los momentos de volcamiento debido a la inclusión del sistema de aislamiento.

Esta comparación se realizó únicamente para evidenciar la reducción en las fuerzas sísmicas considerando la misma configuración geométrica de las riostras, sin embargo, el modelo EBF no se consideró un modelo adecuado para una solución estructural de base fija.

Se observa que al dimensionar los pilotes para las fuerzas axiales determinadas incluyendo el sismo no reducido en el modelo de base aislada EBA-R1 se mantiene la misma sección transversal utilizada para el sistema de fundaciones convencional de la edificación de base fija EBF-E, utilizando un diámetro de pilotes igual a 80cm para cargas menores a 176 tf y de 115cm para cargas mayores que 176 tf pero menores a 363,5 tf tal como se señala en la Tabla 53.

Tabla 53: Diámetro de pilotes (cm) para modelos EBA-R1 y EBF-E*.

EJE X EJE Y	A (tf)	B (tf)	C (tf)	D (tf)	E (tf)
1	80	80	80	80	80
2	80	115	115	115	115
3	80	115	115	115	80
4	80	115	115	115	115
5	80	115	115	115	80
6	80	115	115	115	115
7	80	80	80	80	80

Cálculo de la Capacidad Nominal del Pilote: $Q_{nom} = f'c^ \times Ag$

- $f'c^*$ = Resistencia nominal del pilote (35 kgf/cm²)

- Ag = Área gruesa del pilote. (cm²)

Diseño estructural de las vigas de riostra

Para ambas edificaciones (EBA-R1 y EBF-E) las vigas de riostra forman parte del sistema resistente al sismo, por lo cual se diseñaron y detallaron como elementos de alta ductilidad. En el modelo EBF-E, las vigas de riostras son las responsables de resistir las solicitaciones actuantes incluyendo la totalidad de los momentos flectores en los apoyos

determinados mediante las combinaciones de carga incluyendo el sismo amplificado. En las Tabla 38, Tabla 39, Tabla 40, Tabla 41, Tabla 42 y Tabla 43 se señalan las fuerzas verticales máximas, tracciones, fuerzas cortantes y momentos flectores determinados mediante las combinaciones de carga incluyendo el sismo amplificado. El diseño de las vigas de riostra del modelo de base fija se realizó considerando una carga vertical máxima por apoyo de 448,4 tf y un momento flector igual a 44,67 tf.m en la dirección "Y" e igual a 8,86 tf.m para la dirección "X".

Las vigas de riostra del edificio aislado EBA-R1 fueron diseñadas para las solicitaciones determinados mediante las combinaciones de carga incluyendo el sismo máximo considerado (MCE), tomando en cuenta una carga vertical máxima por apoyo de 399,7 tf y un momento de segundo orden ($M_{P\Delta 2}$) igual a 46,66 tf.m en ambas direcciones.

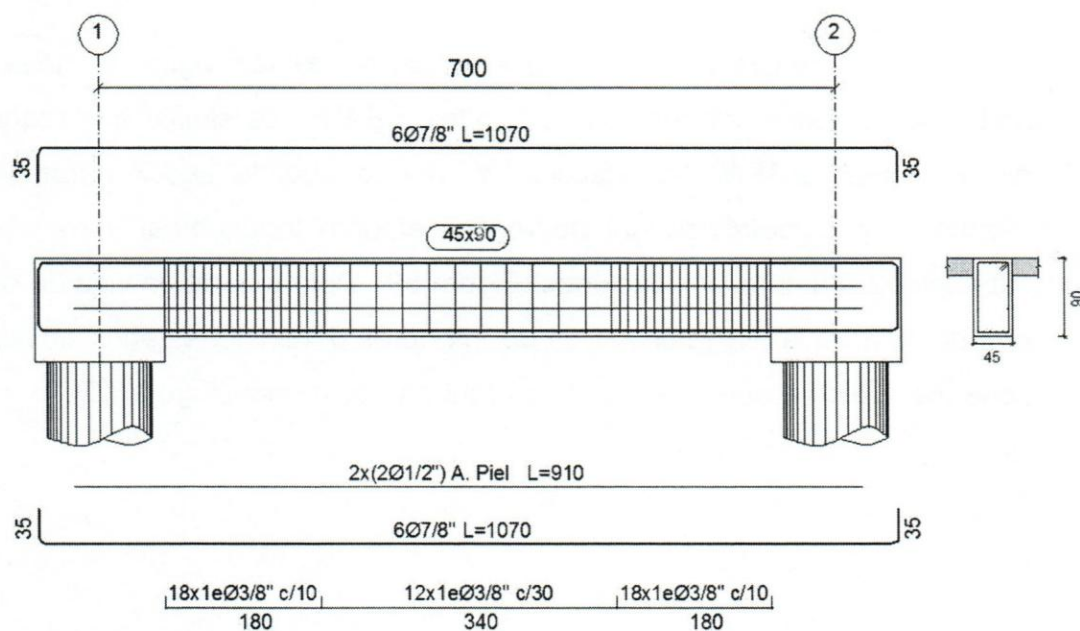


Figura 69: Detalle de viga de riostra para edificio aislado EBA-R1 para ambas direcciones ortogonales y edificio de base fija EBF-E en dirección "Y".

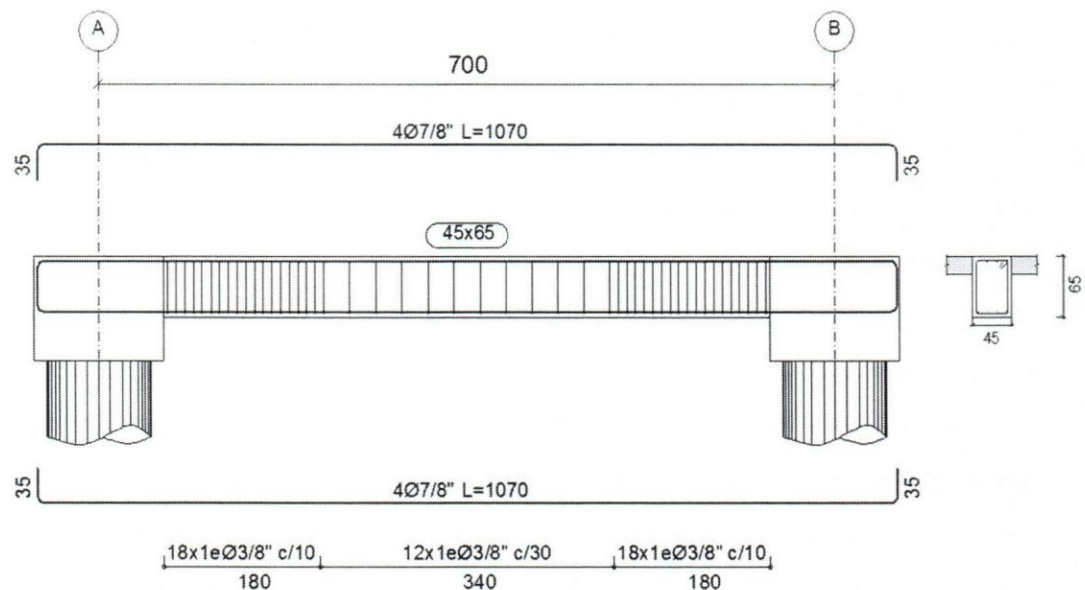


Figura 70: Detalle de viga de riostra en Dirección "X" para edificio de base fija EBF-E.

La resistencia requerida para el diseño de las vigas de riostra en ambas direcciones ortogonales del modelo EBA-R1 es similar a la requerida en el modelo EBF-E en dirección Y, por lo cual la sección transversal propuesta y el detallado del acero de refuerzo longitudinal y transversal cumplen para ambas edificaciones (Figura 69). Por su parte, la viga de riostra propuesta para la dirección "X" es de menores dimensiones en el edificio de base fija debido a que la resistencia requerida es menor (Figura 70).

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

La comparación entre una solución estructural que incluya aislamiento sísmico (modelo EBA-R1) y otra tradicional de base fija (modelo EBE-E), se realizó con base en una edificación regular de acero estructural de cuatro niveles supuesta como un Centro Medico Asistencial, con un sistema resistente definido por pórticos arriostrados concéntricamente en ambas direcciones, ubicada en Venezuela en una zona de peligro sísmico elevado (zona 5).

El procedimiento establecido para el diseño de estructuras aisladas en zonas de elevada sismicidad en Venezuela, mediante la aplicación conjunta de la norma ASCE7:10 y la norma NVC 1756:01, ajusta la aceleración horizontal del terreno A_0 para las zonas 5, 6 y 7 definida en la norma NVC 1756:01, a un sismo extraordinario asociado un período de retorno de 2500 años, necesario para el diseño de la interfaz de aislamiento de acuerdo al código americano ASCE7:10, lo cual representa un incremento aproximado de 1,5 veces el valor de A_0 para un período de retorno de 475 años. El criterio de verificación del sistema de aislamiento para una mayor amenaza sísmica se basa en diseñar la estructura aislada para que en la eventualidad de un sismo extraordinario sea al menos tan segura como la estructura convencional de base fija, ya que el sistema de aislamiento es el único responsable de garantizar la integridad estructural, sin embargo se reconoce que actualmente no existe suficiente evidencia práctica como para permitir un criterio menos conservador.

Se definió un procedimiento iterativo para el diseño del aislador elastomérico de alto amortiguamiento HDR siguiendo los lineamientos establecidos en el Estándar Internacional ISO 22762:2010 "Aisladores Elastoméricos de Protección Sísmica", basado en las propiedades lineales equivalentes del aislador seleccionado, en función de la amplitud de deformación unitaria por corte (γ) para el compuesto de goma mejorado X0,6R del fabricante Bridgestone.

El método de análisis dinámico espectral se utilizó para el análisis tanto de la edificación aislada como de la edificación de base fija seleccionadas. Sin embargo, para la edificación aislada, el análisis espectral fue iterativo debido a la dependencia a la deformación unitaria por corte (γ) de las propiedades lineales equivalentes del aislador que se incluyen en el modelo matemático. Adicionalmente, para el diseño del aislador es necesario conocer la masa sísmica de la edificación y la máxima carga vertical que se obtienen luego de realizar el análisis.

Contrario al análisis espectral tradicional, para la edificación aislada se utilizan dos valores de amortiguamiento modal en el análisis, el amortiguamiento equivalente del aislador $H_{eq}(\gamma_D)$ correspondiente a los modos fundamentales de traslación o rotación de la interfaz de aislamiento, y el 5% de amortiguamiento crítico correspondiente a los modos superiores que involucran deformación de la superestructura. El amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento $H_{eq}(\gamma_D)$ considerado en el análisis espectral para los tres primeros modos debe ser menor a 30%, de lo contrario se requiere de un análisis de respuesta en el tiempo (ASCE7:10). Se debe considerar que un aumento excesivo del amortiguamiento conduce a una reducción en el desplazamiento, pudiendo aumentar las aceleraciones horizontales por nivel.

El espectro de diseño (DE) de la edificación aislada se define para una aceleración horizontal de terreno A_0 asociada a un periodo de retorno de 475

años al igual que el espectro de diseño definido para la edificación tradicional de base fija. Sin embargo, para el caso de edificaciones catalogadas como esenciales el factor de importancia α será igual a 1,0 para la edificación aislada, mientras que para la edificación de base fija se toma igual a 1,3. Al definir un factor de importancia mayor a la unidad, se especifica una menor probabilidad de excedencia debido a la importancia de la edificación, para el caso de la edificación aislada, al diseñar el sistema de aislamiento para una menor probabilidad de excedencia de la utilizada para estructuras de base fija, no se requiere considerar el factor de importancia en el diseño de la superestructura. El factor de reducción de respuesta es mucho menor para la edificación aislada ya que se diseña para una limitada capacidad de deformación inelástica, siendo el sistema de aislamiento el responsable de disipar la energía del sismo.

La edificación aislada, diseñada con sistema de aislamiento formado por 35 aisladores HDR-HL065X6R, evidencia mejoras apreciables en el comportamiento esperado ante un evento sísmico, se reducen las aceleraciones de piso y por ende las fuerzas sísmicas y derivas en la superestructura, ya que el período de vibración del primer modo aislado (2,18 s) es mayor a cuatro veces al periodo de vibración fundamental del edificio de base fija (0,47 s), por lo cual la edificación por encima del sistema de aislamiento se traslada a una zona de menor aceleración espectral.

Para el edificio aislado, las aceleraciones de piso se mantienen relativamente constantes, con reducciones progresivas respecto al modelo de base fija, de hasta un 55% en el último nivel (N+12,80). El cortante a nivel de base de la edificación aislada es un 20% mayor debido al aumento de la masa sísmica producto del nivel adicional requerido sobre el sistema de aislamiento. Sin embargo, para la superestructura las fuerzas cortantes y los momentos de volcamiento por nivel se reducen progresivamente con la altura de un 15% en promedio para el nivel N+3,20 a un 50% en promedio para el

nivel N+12,80. Los desplazamientos relativos entre niveles se reducen en un 60% para la edificación aislada, ya que a diferencia del comportamiento típico de estructuras convencionales de base fija, donde los desplazamientos por nivel se van amplificando a medida que aumenta la altura, la estructura aislada se desplaza de manera similar a un bloque rígido.

Se permite diseñar los miembros y elementos estructurales por encima del sistema de aislamiento para el sismo de diseño reducido (ASCE7:2010), sin embargo el modelo aislado seleccionado fue analizado para el sismo de diseño no reducido ($R_f = 1$), con la finalidad de diseñar la superestructura como un sistema de Pórticos Ordinarios Arriostrados Concéntricamente (OCBF) como se define en la norma AISC341:10, y poder reducir los requerimientos de diseño para los elementos estructurales y el detallado de conexiones asociados a una capacidad de deformación inelástica significativa requerida para el sistema de Pórticos Especiales Arriostrados Concéntricamente (SCBF) definido para el modelo tradicional de base fija. Lo cual representa una reducción en las dimensiones de los elementos de conexión, miembros de riostras y columnas.

La cantidad de acero estructural correspondiente a las planchas y pernos de conexión se reduce en un 49%, a las columnas en un 26,7% y a las riostras en un 13%. La totalidad de perfiles, planchas y pernos de conexión correspondientes a los cuatro entrepisos comunes a ambas edificaciones (N+3,20 a N+12,80) se reduce en un 16,6% en el edificio aislado. Sin embargo al incluir el entrepiso adicional de la edificación aislada (N+0,00), definido como un diafragma rígido que garantiza el desplazamiento uniforme de la superestructura, el peso total de la edificación aislada aumenta un 14% respecto a la edificación de base fija, ya que el nivel adicional representa el 26,9% del peso total de la estructura aislada. Sin embargo, los edificios concebidos desde sus inicios como estructuras aisladas, pueden beneficiarse de este entrepiso adicional creando un nivel de

sótano aprovechable que permita recuperar parte del costo del sistema de aislamiento.

El sistema de fundaciones seleccionado para el edificio aislado se dimensionó para el sismo de diseño elástico ($R_I=1$) mientras que la edificación de base fija se dimensionó para el sismo de diseño reducido por el factor de reducción de respuesta correspondiente a la tipología estructural seleccionada ($R=4$), adicionalmente, el cortante basal de diseño resultó mayor para el edificio aislado debido al aumento de la masa sísmica correspondiente al entrepiso adicional sobre el sistema de aislamiento, sin embargo los pilotes y vigas de riostra definidos como elementos principales del sistema de aislamiento resultan de dimensiones prácticamente iguales para ambos modelos, ya que las fuerzas verticales sísmicas se reducen hasta un 30%, debido a la reducción de los momentos de volcamiento al incluir el sistema de aislamiento, resultando reacciones verticales de compresión similares en ambos modelos. En el edificio aislado, los momentos debido a cargas gravitacionales y sísmicas de la superestructura son absorbidos por las vigas del entrepiso sobre la interfaz de aislamiento, transmitiéndose únicamente la carga vertical al aislador, por lo que la resistencia a flexión requerida de la viga de riostra corresponde únicamente al momento de segundo orden generado en el desplazamiento máximo del aislador. Para la edificación de base fija, la resistencia a flexión requerida de las vigas de riostra se determinó mediante las combinaciones de carga incluyendo el sismo amplificado, obteniéndose valores similares a los requeridos en el modelo aislado para la dirección principal (Dirección Y). Por lo tanto, el requerimiento de analizar la estructura por debajo del nivel de aislamiento para el sismo de diseño no reducido, tiene como finalidad diseñar el sistema de fundaciones (y demás elementos cuando aplique) al menos igual al de una estructura convencional de base fija.

La experiencia internacional ha demostrado que la inclusión del sistema de aislamiento en una estructura nueva representa generalmente del 2% al 3% del costo total de la construcción, considerando los dispositivos de aislamiento, los ensayos de especímenes necesarios, la instalación de los mismos por mano de obra calificada y los arreglos en la estructura para acomodar el desplazamiento máximo del aislador (Devine, 2012). Sin embargo, al considerar beneficios como la protección del contenido del edificio, la protección de la integridad de estructuras internas como escaleras, paredes internas, particiones y de la superestructura en general, evitando elevados costos de reparación, que a veces pueden ser mayores al costo de la construcción, se evidencia un ahorro considerable en costos indirectos. El edificio se considera más seguro, siendo la continuidad de operaciones luego del evento sísmico mucho más probable, reduciendo el tiempo requerido para su recuperación y vuelta a la normalidad, fundamental para una edificación esencial como un Centro Médico Asistencial.

El aislamiento sísmico mejora las expectativas del comportamiento de la estructura, tanto para “salvar vidas” como para minimizar el daño, ya que gracias al movimiento uniforme controlado por los aisladores, los componentes no estructurales y el contenido de la edificación no estarán sujetos a movimientos violentos repentinos y por lo tanto se reducirá el impacto sobre los mismos.

Recomendaciones

- Se recomienda estudiar el período de retorno del sismo máximo considerado para la verificación del sistema de aislamiento. La Norma Venezolana NVC 1756:01 establece la necesidad de definir mayores movimientos sísmicos para el diseño del sistema de aislamiento haciendo referencia a la normativa americana vigente en la época, sin embargo un sismo extraordinario asociado a un periodo de 2500 años pareciera excesivo para Venezuela, ya el motivo de la modificación de los mapas de amenaza sísmica en Estados Unidos para el año 2000 (Project 97) fue el reconocimiento de sismos de menor probabilidad de excedencia en sitios específicos de este país, con períodos de retorno entre 1000 a 2000 años; los cuales hasta la fecha no son característicos de un país como Venezuela. El código chileno Nch2745:2013 establece un sismo extraordinario asociado a un período de retorno aproximado de 1000 años para el diseño del sistema de aislamiento. En Venezuela, ante la falta de mediciones de velocidad y desplazamiento del terreno en eventos de sismos extraordinarios, se recomienda estudiar la posibilidad de utilizar los valores de aceleración máxima del suelo utilizados en los estudios de sitio, tal como lo estipula la norma chilena.
- Realizar un análisis de la edificación aislada donde se considere la variación de los coeficientes de amortiguamiento B_D y B_M respecto al periodo efectivo, y diseñar la estructura utilizando coeficientes menos conservadores de los estipulados en la norma americana ASCE7-10.
- Evaluar el análisis y diseño de la edificación aislada realizando una comparación entre los miembros y elementos estructurales resultantes con los descritos en el presente trabajo, utilizando la propuesta del

código internacional homogéneo CW2012 “Proyecto Internacional de Diseño basado en el desempeño sísmico de edificios aislados” desarrollado en colaboración con la “Japan Society of Seismic Isolation JSSI” (Feng *et al.*, 2012), el mismo está basado principalmente en el código de Japón e incluye gran parte de los códigos de diseño descritos (China, Estados Unidos, Italia y Taiwán).

- Se recomienda realizar el análisis de la edificación aislada utilizando el método de respuesta en el tiempo, considerando las propiedades reales no lineales del aislador HDR, y por consiguiente reduciendo los requerimientos mínimos de diseño aplicados, que por lo general consideran las condiciones más desfavorables, que no necesariamente serán las reales.
- Para edificios con contenidos de alto valor o equipos delicados de funcionamiento crítico, se recomienda considerar el uso del aislamiento sísmico para su diseño.

GLOSARIO DE TÉRMINOS

Aislador: elemento estructural de gran flexibilidad horizontal, rígido verticalmente, que permite grandes deformaciones laterales bajo la carga sísmica de diseño. Se permite utilizar los dispositivos de aislamiento como parte del sistema resistente a carga vertical de la estructura.

Amenaza sísmica: cuantifica la probabilidad de ocurrencia de eventos sísmicos futuros que pueden afectar en forma adversa la integridad de edificaciones y sus ocupantes.

Amortiguamiento Crítico: es el valor límite por encima del cual el movimiento libre de la estructura no es vibratorio.

Amortiguamiento Efectivo: valor de la razón de amortiguamiento viscoso equivalente que se obtiene de la energía disipada para la respuesta cíclica del sistema de aislamiento.

Cedencia: condición del sistema resistente a sismos, caracterizada por aumentos considerables de los desplazamientos, para pequeños incrementos del cortante basal.

Ciclo de Histéresis: diagrama de desplazamiento - fuerza generado por los ensayos de tensión cortante del aislador.

Coeficiente de aceleración horizontal: cociente de la aceleración horizontal máxima entre la aceleración de la gravedad.

Coefficiente de amortiguamiento: mide el amortiguamiento de la estructura como una fracción (generalmente expresada en porcentaje) del amortiguamiento crítico.

Desplazamiento de diseño: desplazamiento lateral producido por el sismo de diseño, excluyendo el desplazamiento debido a la torsión natural y accidental, requerido para el diseño del sistema de aislamiento.

Desplazamiento máximo: desplazamiento lateral provocado por el sismo máximo posible, excluyendo el desplazamiento debido a la torsión natural y accidental, requerido para el diseño del sistema de aislamiento.

Desplazamiento total de diseño: desplazamiento lateral producido por el sismo de diseño, incluyendo desplazamientos adicionales debido a la torsión natural y accidental, requerido para el diseño del sistema de aislamiento o de algún elemento del mismo.

Desplazamiento total máximo: desplazamiento lateral producido por el sismo máximo posible, incluyendo desplazamientos adicionales debido a la torsión natural y accidental, requerido para la verificación de la estabilidad del sistema de aislamiento, o de elementos del mismo, para el diseño de las separaciones entre edificios aislados, y para los ensayos bajo carga vertical de los prototipos de los aisladores.

Ductilidad: capacidad que poseen los componentes de un sistema estructural de hacer incursiones alternantes en el dominio inelástico, sin pérdida apreciable en su capacidad resistente.

Espectro de diseño: espectro asociado a sismos de diseño, en el cual se incorpora el factor de reducción de respuesta correspondiente al sistema resistente a sismos adoptado.

Espectro de respuesta: representa la respuesta máxima de osciladores de un grado de libertad y de un mismo coeficiente de amortiguamiento, sometidos a una historia de aceleraciones dada, expresada en función del período.

Estudios de sitio: evaluación del peligro sísmico tomando en consideración las condiciones locales del sitio.

Interfaz de Aislamiento: espacio limitado en su parte superior por la superestructura aislada y en su parte inferior por la subestructura, que se mueve de forma rígida con el terreno.

Movimientos de diseño: movimientos del terreno seleccionados en forma tal que su probabilidad de excedencia sea suficientemente pequeña durante la vida útil de la edificación; están caracterizados por sus espectros de respuesta.

Probabilidad de excedencia: probabilidad de que un nivel específico del movimiento del terreno, o un nivel de efectos económicos o sociales cuasados por el sismo, sea excedido en un lugar o una región durante un lapso de tiempo determinado.

Riesgo sísmico: constituye la consideración conjunta de la amenaza sísmica y la vulnerabilidad de las edificaciones y el valor económico. Riesgo sísmico = Amenaza Sísmica x Vulnerabilidad

Rigidez efectiva: valor de la fuerza lateral que se genera en el sistema de aislamiento, o en un elemento del mismo, dividido por el desplazamiento lateral correspondiente.

Sismo de diseño: nivel del movimiento sísmico del suelo que tiene como mínimo el 10% de probabilidad de excedencia para una vida útil de 50 años.

Sismo máximo posible (MCE): nivel del movimiento sísmico del terreno asociado a una probabilidad de excedencia del 2% para una vida útil de 50 años.

Sistema de aislamiento: conjunto de elementos estructurales que incluye todos los aisladores individuales, todos los elementos que transfieren fuerza entre los elementos del Sistema de Aislamiento y la superestructura y la subestructura, y todas las conexiones a otros elementos estructurales. Es Sistema de Aislamiento también incluye el sistema de restricción al viento.

Sistema de Control de Vibraciones: el sistema de control de vibraciones reduce y controla la respuesta de la estructura para todo género de vibraciones causadas no solo por el movimiento sísmico, sino también por el viento, tráfico, maquinaria y una variedad de otras fuentes.

Sistema de restricción de viento: conjunto de elementos estructurales que proporciona restricción de desplazamiento de la estructura aislada contra la acción del viento. Se permite que el sistema de restricción de viento sea parte del aislador o que sea un dispositivo separado del mismo.

Sistema resistente a sismos: parte del sistema estructural que se considera suministra a la edificación la resistencia, rigidez y ductilidad necesarias para soportar las acciones sísmicas.

Vida útil: número de años representativos del tiempo de servicio probable de una instalación.

Vulnerabilidad sísmica: se define como la respuesta de una estructura determinada ante una carga sísmica.

Zona sísmica: zona geográfica en la cual se admite que la máxima intensidad esperada de las acciones sísmicas, en un período de tiempo prefijado, es similar en todos sus puntos.

REFERENCIAS CONSULTADAS

- ANSI/AISC341 (2010). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* (2010 edition). Chicago: American Institute of Steel Construction.
- ANSI/AISC360 (2010). *Specification for Structural Steel Buildings* (2010 edition). Chicago: American Institute of Steel Construction.
- Arriagada J. (2005). Aislación sísmica de un edificio de oficinas de siete pisos. (Análisis comparativo de comportamiento y costos con un edificio tradicional). Trabajo presentado para optar al título de Ingeniero Civil en Obras Civiles, Universidad Austral de Chile, Valdivia, Chile.
- ASCE/SEI 7 (2010). *Minimum design loads for buildings and other structures* (2010 edition). Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Avilés R. (2001). Dispositivos para el control de vibraciones. Trabajo presentado para optar al título de Ingeniero Civil en Obras Civiles, Universidad Austral de Chile, Valdivia, Chile.
- Bernal, C. (2006). *Metodología de la investigación: para administración y economía* (2da Ed.). Bogotá: Pearson.
- Bonilla R. y Sánchez C. (2011, noviembre 16-19), *Oportunidades para el uso de aisladores sísmicos en Venezuela*. Conferencia presentada en el Congreso Internacional de Ingeniería Estructural & Sismorresistente 2011, Valencia.
- Bridgestone (2010). *High-Damping Rubber Bearings for Base Isolation. Technical Report. Product Code: HDR-X0,6R*. Bridgestone Corporation. Tokyo, Japan. Recuperado el 28 de febrero de 2014, de http://www.bridgestone.com/products/diversified/antiseismic_rubber/pdf/HDR_Technical_Report_2010X6R3.pdf
- Bridgestone (2013). *Seismic isolation product line-up*. Bridgestone Corporation. Tokyo, Japan. Recuperado el 28 de febrero de 2014, de http://www.bridgestone.com/products/diversified/antiseismic_rubber/pdf/catalog_201312.pdf
- Cámara Chilena de la Construcción: CCHC, (2011) *Protección Sísmica de Estructuras, Sistemas de Aislación Sísmica y Disipación de Energía* (No.29). Santiago de Chile: Corporación de Desarrollo Tecnológico, CDT.
- Cheng, F., Jiang, H. & Lou, K. (2008). *Smart structures: innovative systems for seismic response control*. Boca Raton: CRC Press.
- China (2010), *Code for seismic design of buildings*, Ministry of Construction, P.R.China. GB50011-2010.
- COVENIN-MINDUR 1756:2001-1. *Edificaciones sismorresistentes. Articulado* (1ra Revisión). Caracas: Fondonorma.
- COVENIN-MINDUR 1756:2001-2. *Edificaciones sismorresistentes. Comentarios* (1ra Revisión). Caracas: Fondonorma.
- Devine M. (2012). *Costs and Benefits of Seismic / Base Isolation*. Presentation to the Canterbury Earthquakes Royal Commission. Robinson Seismic Limited, 2012. Recuperado el: 4 octubre de 2014, de

[http://canterbury.royalcommission.govt.nz/documents-by-key/20120309.3765/\\$file/ENG.DEV.0001A.pdf](http://canterbury.royalcommission.govt.nz/documents-by-key/20120309.3765/$file/ENG.DEV.0001A.pdf).

- Dolce, M. y Santarsiero G. (2004). *Development of regulations for seismic isolation and passive energy dissipation of buildings and bridges in Italy and Europe*. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver.
- EN 15129 (2010). *Estándar Europeo para Dispositivos Anti-Sismicos*. Comité Europeo de Normalización (CEN), 2010.
- EN 1998-1 (2004). *Eurocódigo 8: Proyecto de Estructuras Sismorresistentes. Parte 1: Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación*. Comité Europeo de Normalización (CEN).
- ETABS V9.7.4, (2010). *Steel Frame Design Manual AISC 360-05 / IBC 2006 for ETABS. (Version 9)*, Julio 2010. Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA.
- FEMA P-750 / 2009. *NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures* (2009 Edition). Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency, FEMA.
- FEMA P-751 / 2012. *NEHRP Recommended Seismic Provisions: Design Examples* (2012 Edition). Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency, FEMA.
- Feng D., Chan T., Wang S., Hsi-Yun Chen H., & Chang Y. (2006). *Response analysis study of a base-isolated building based on seismic codes worldwide*. 4th International Conference on Earthquake Engineering, Taipei, 2006.
- Feng D., Miyama T., Qiaorong W. y Chan T. (2012). *A new design procedure for seismically isolated buildings based on seismic isolation codes worldwide*. 15th World Conference on Earthquake Engineering (15WCEE), Lisboa 2012.
- Gavin, H. & Nigbor, R. (2012). *Performance of the base-isolated Christchurch women's hospital in the september 4, 2010, Darfield earthquake and the february 22, 2011, Christchurch earthquake*. Recuperado el 5 de Julio de 2013, de <http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/9780784412374.049>
- Grant, D. (2004). *Bidirectional modeling of high-damping rubber bearings*. Università degli Studi di Pavia, Pavia, Italia.
- Hernández R., Fernández C. y Baptista P. (2006). *Metodología de la Investigación* (4ta Ed.). México: Mc Graw-Hill.
- Higashino M. & Okamoto S. (2006). *Response control and seismic isolation of buildings (Cib Proceedings)*. New York: Taylor & Francis Ltd.
- ICC IBC (2012). *International Building Code*. International Code Council, INC, 2011.
- Imam M. & Savioz P. (2014). *A comparison between the technical specifications for elastomeric seismic protection bearings in European Norm EN15129 and International Standard ISO22762*. 9th Austroads Bridge Conference. Sydney, New South Wales 2014.

- ISO 22762-1 (2010), *Elastomeric seismic-protection isolators. Part 1: Test Methods (2nd Version)*. Haarelm: Organización Internacional de Normalización ISO, 2010.
- ISO 22762-3 (2010), *Elastomeric seismic-protection isolators. Part 3: Applications for buildings – Specifications. (2nd Version)*. Haarelm: Organización Internacional de Normalización ISO, 2010.
- Japan Society of Seismic Isolation (2010a), *JSSI Guideline for Design of Seismically Isolated Buildings using Time-History Analysis Method*. Japon.
- Japan Society of Seismic Isolation (2010b), *Seismic Isolation Structure*, Ohmsha.
- Japon (2000), *The Notification and Commentary on the Structural Calculation Procedures for Building with Seismic Isolation*. MRIT, etc. Japon, 2000.
- Kani N., Ogino N., Kitamura Y. & Kitamura H. (2012). *Effects of seismically-isolated buildings during the huge 2011 earthquake in Japan*. 15th World Conference on Earthquake Engineering (15WCEE), Lisboa 2012.
- Kani, N.(2011), *Recent trends of seismically isolated structures in Japan*. Japan Society for Seismic Isolation (JSSI), Tokyo, Japan, 2011.
- Kelly, J. (1998). *Base isolation: origins and development*. EERC News, Vol. 12, No. 1, January 1998. Recuperado el: 8 junio de 2013, de <http://nisee.berkeley.edu/lessons/kelly.html>
- Kelly, T. (2001). *Base isolation of structures, Design guidelines*. Wellington: Holmes Consulting Group Ltd.
- Kobori T. & Minai R. (1960). *Analytical study on active seismic response control*, Architectural Institute of Japan.
- Martelli, A. & Forni, M. (2011). *Features, recent application and conditions for the correct use of seismic isolation systems*. WIT Transactions on The Built Environment, Vol 120, © 2011 WIT Press (on line) ISSN 1743-3509.
- Meza, R y Sanchez, E. (2010). *Guía de diseño sísmico de aisladores elastoméricos y de fricción para la república de Nicaragua*. Universidad Nacional de Ingeniería, Nicaragua.
- NCh2745-2013. *Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica. Requisitos* (Edición 2013). Chile: Instituto Nacional de Normalización, INN.
- NTC (2008). *Norme tecniche per le costruzioni*. Italia, 2008.
- Symans, M. (2003). *Seismic protective systems: seismic isolation*. Curso presentado en MBSDI 2003 (Multihazard Building Design Summer Institute), Maryland, Estados Unidos.
- Taiwan (2011), *Seismic Design Code of Buildings*. Ministry of the Interior, Taiwan, 2011.
- Tekla V20.0 (2014). *Tekla Structures Detailing Guide (Version 20.0)*. Tekla Corporation, 2014.
- Valarino E., Yáber G. y Cemborain M. (2010). *Metodología de la investigación: paso a paso* (reimpresión 2011). México: Trillas.

Yao J. (1972), *Concept of Structural Control*. ASCE Journal of Structural Division Vol. 98, No.7, July 1972, pp. 1567-1574.

Fuentes digitales:

U.S. Geological Survey (USGS). Earthquake Hazards Program. Consultado el 7 de Julio de 2013, de <http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eqinthenews/>

Revistas:

Retamales R.. (2013, marzo). Está surgiendo una demanda impresionante por protección sísmica. *Revista EMB Construcción*. Año XI-Nº129, pp. 7-9. ISSN: 0718-3461.

