

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD
CATÓLICA DEL PERÚ**

Escuela de Posgrado



**COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICIOS
ASIMÉTRICOS CON SISTEMAS DE AISLACIÓN**

Tesis para optar el grado académico de Maestro en Ingeniería
Civil que presenta:

César Augusto Garrido Chávez

Asesor:

Dr. Víctor Ivan Fernández-Dávila Gonzales

Lima, 2022


Informe de Similitud

Yo, Víctor Iván Fernández Dávila Gonzales, docente de la Escuela de Posgrado de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis de Magister en Ingeniería Civil titulado *COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICIOS ASIMÉTRICOS CON SISTEMAS DE AISLACIÓN*, del autor César Augusto Garrido Chávez, dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 14%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 02/12/2022 01:25 a.m. (UTC-0500).
- Se revisó dicho reporte y la Tesis, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima, 23/05/2023

Apellidos y nombres del asesor: Fernández Dávila Gonzales, Víctor Iván	
DNI: 06303702	Firma
ORCID: 0000-0002-1333-8989	



AGRADECIMIENTO

Quiero expresar mi agradecimiento a la Maestría de Ingeniería Civil de la PUCP, por permitirme afianzar e incrementar mis conocimientos. A sus profesores, por ser una guía y motivación.

A mi asesor Víctor I. Fernández-Dávila, por confiar en mí y estar presto a ayudarme. Agradezco sus buenos comentarios y su constante apoyo durante todo este camino.

De manera especial a mi familia, por apoyarme, acompañarme y siempre creer en mí.

A mis compañeros de maestría, con quienes he compartido buenos momentos y hemos sabido retroalimentarnos.



ÍNDICE GENERAL

AGRADECIMIENTO.....	3
RESUMEN.....	7
INDICE DE TABLAS.....	8
ÍNDICE DE FIGURAS.....	9
LISTA DE SÍMBOLOS, SIGLAS Y VARIABLES.....	12
INTRODUCCIÓN.....	15
I. GENERALIDADES.....	16
1.1. ANTECEDENTES.....	16
1.2. JUSTIFICACIÓN.....	20
1.3. OBJETIVOS.....	21
1.3.1. Objetivo General.....	21
1.3.2. Objetivo Especifico.....	21
1.4. ALCANCES Y LIMITACIONES.....	21
II. MARCO TEÓRICO.....	24
2.1. SISTEMAS DE AISLAMIENTO SISMICO.....	24
2.2. TIPOS DE DISPOSITIVOS DE AISLACIÓN.....	25
2.2.1. Aisladores elastoméricos.....	26
2.2.2. Aisladores deslizantes.....	27
2.3. PROPIEDADES MECANICAS DE DISPOSITIVOS DE AISLACIÓN.....	28
2.3.1. Aisladores elastoméricos de núcleo de plomo (LRB).....	28
2.3.1.1. Comportamiento estructural.....	28
2.3.1.2. Modelo matemático.....	30
2.3.2. Aisladores de triple péndulo de fricción (TFP).....	31
2.3.2.1. Comportamiento estructural.....	31
2.3.2.2. Coeficiente de fricción.....	34
2.3.2.3. Modelo matemático.....	35
2.4. METODO DE FUERZA LATERAL EQUIVALENTE (ELF).....	35
2.4.1. Periodo de vibración efectivo del edificio aislado (T_{eff}).....	36
2.4.2. Factor de amortiguamiento (B).....	36
2.4.3. Desplazamiento lateral máximo (D).....	36
2.4.4. Desplazamiento lateral total (D_t).....	37
2.5. ANALISIS TIEMPO HISTORIA NO-LINEAL (ATHNL).....	38
2.5.1. Métodos de integración directa.....	39
2.5.2. Análisis No-lineal Rápido (Fast Nonlinear Analysis).....	40

III. MODELO ESTRUCTURAL	42
3.1. MODELO DE LA SUPERESTRUCTURA	42
3.2. MODELO DEL SISTEMA DE AISLACION	45
3.3. GENERACION DE CASOS DE ESTUDIO	46
IV. SOLICITACIONES SISMICAS	49
4.1. SELECCIÓN Y ESCALAMIENTO DE REGISTROS SISMICOS.....	49
4.1.1. Selección de registros sísmicos.....	49
4.1.2. Escalamiento de registros sísmicos	50
V. ANÁLISIS DE RESULTADOS	53
5.1. RESPUESTAS DE ANALISIS LINEAL DE CASOS PARAMETRICOS EMPOTRADOS	53
5.1.1 Modos y periodos de vibración	54
5.1.2 Fuerzas cortantes basales.....	56
5.1.3 Derivas de entrepiso.....	57
5.2. RESPUESTAS DE ATHNL DE CASOS PARAMETRICOS AISLADOS CON EXCENRICIDAD DE RIGIDEZ	59
5.2.1 Tracciones en aisladores	59
5.2.2 Desplazamientos laterales máximos	63
5.2.3 Rotaciones en planta y ratio de irregularidad torsional	69
5.2.4 Derivas de entrepiso.....	74
5.2.5 Aceleraciones de entrepiso	78
5.2.6 Fuerzas cortantes basales.....	82
5.3. EFECTO DE RIGIDEZ TORSIONAL Y EXCENRICIDAD EN BASE DE AISLAMIENTO PARA EL CONTROL TORSIONAL DE CASOS PARAMETRICOS	84
5.3.1 Casos analizados.....	85
5.3.2 Resultados	87
5.4. COMPARACIÓN DEL EFECTO DE LA EXCENRICIDAD DE RIGIDEZ (e_r) Y LA EXCENRICIDAD DE MASA (e_m) PARA EDIFICIOS AISLADOS	91
5.4.1 Factor de amplificación de desplazamientos laterales	91
5.4.2 Razón de irregularidad torsional	94
5.4.3 Derivas de entrepiso.....	96
VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	99
6.1. CONCLUSIONES	99
6.2. RECOMENDACIONES.....	102
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	103
ANEXOS.....	110

ANEXO 1: Fases de movimiento del aislador TFP (Morgan y Mahin, 2011)	110
ANEXO 2: "Excentricidad característica" de edificios	119
ANEXO 3: Registros sísmicos	121
ANEXO 4: Transformada rápida de fourier (FFT) de registros sísmicos.....	125
ANEXO 5: Comportamiento dinámico de aisladores bajo pulsos triangulares y registros sísmicos	129



RESUMEN

Se presenta la evaluación del efecto torsional en edificios de seis pisos aislados de concreto armado, considerando el efecto de las excentricidades de rigidez (e_r) en la superestructura. Este tipo de excentricidad produce amplificaciones significativas de desplazamientos laterales en los edificios aislados e influyen más en los aisladores de fricción. La escasez de estudios sobre este tema en particular motivó evaluar el comportamiento del aislador de fricción de triple péndulo (TFP, en sus siglas en inglés) ante los efectos de e_r , y para ello se planteó un análisis comparativo con el aislador elastomérico de núcleo de plomo (LRB).

Los edificios de seis niveles fueron definidos a través de los siguientes parámetros: excentricidad de rigidez normalizada uni-direccional (e_r/r), el periodo fundamental de vibración en la dirección Y (T_y), la relación de periodos laterales en las direcciones X e Y (T_y/T_x), y el grado de acoplamiento torsional (Ω). Para el sistema de aislación se consideraron como parámetros el periodo de vibración (T_b) y el amortiguamiento del sistema (ξ_b); además, se evaluó de manera particular la excentricidad de rigidez normalizada uni-direccional de la base de aislación ($e_{r(ba)}/r$) y el grado de acoplamiento torsional del sistema (Ω_{ba}). Las estructuras fueron solicitadas mediante 7 pares de registros de aceleraciones sísmicas reales considerando acciones bi-direccionales, escaladas al espectro de diseño de pseudo-aceleraciones de la norma E.031 (2020), y sus respuestas sísmicas fueron obtenidas a partir de análisis no lineal tiempo historia.

Se analizó la influencia de cada parámetro a partir de las respuestas sísmicas globales máximas tales como los desplazamientos laterales, las rotaciones de cada planta, las derivas y las aceleraciones de entrepiso. Se observó un similar comportamiento torsional empleando ambos dispositivos. Los edificios asimétricos aislados con TFP presentaron ligeramente mayores desplazamientos laterales, pues estos dispositivos no desarrollaron toda su capacidad disipativa. En general, la presencia de e_r generó un factor de amplificación de desplazamiento lateral respecto al edificio simétrico aislado ($e_r=0$) de 1.24 en edificios aislados con LRB y de 1.15 en edificios aislados con TFP. Asimismo, las mejores opciones para reducir la torsión en edificios aislados con e_r en la superestructura consisten en aumentar Ω o mantener una relación $T_b/T_y > 3.5$.

Adicionalmente, se comparó la influencia de la excentricidad de masa (e_m) y rigidez (e_r) en la superestructura para los edificios asimétricos aislados verificando que la presencia de e_m produce mayores amplificaciones de desplazamientos laterales. Además, el parámetro Ω tuvo mayor control torsional en los edificios asimétricos aislados con e_r que con e_m .

INDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Factor de amortiguamiento B (E.031).....	36
Tabla 3.1: Valores asignados a los parámetros elásticos	46
Tabla 3.2: Propiedades de aisladores TFP y LRB.....	47
Tabla 4.1: Características de registros sísmicos seleccionados	50
Tabla 4.2: Factores de escala de registros sísmicos seleccionados	52
Tabla 5.1: Periodos de vibración, participación de masas efectivas y parámetros acoplados de casos de estudio con base fija	55
Tabla 5.2: Derivas máximas de edificios empotrados.....	57
Tabla 5.3: Generación de familia de casos	62
Tabla 5.4: Valores de parámetros elásticos para los casos seleccionados en la evaluación del control torsional	85
Tabla 5.5: Casos seleccionados para la evaluación del control torsional ($T_y/T_x= 1$ y $e_r/r= 0.8$).....	86



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Tipos de excentricidad en superestructura	17
Figura 2.1: Comportamiento de una estructura con aislamiento sísmico	24
Figura 2.2: Efecto del aislamiento basal en el periodo de vibración fundamental y amortiguamiento (Constantinou et al., 2007).....	25
Figura 2.3: Aisladores elastoméricos (Bridgestone, 2018)	26
Figura 2.4: Aisladores deslizantes	28
Figura 2.5: Aisladores de péndulo friccional	28
Figura 2.6: Modelo bi-lineal de aislador elastomérico (Ozdemir, 2010)	29
Figura 2.7: Energía disipada en un ciclo histerético (Chopra, 2014).....	30
Figura 2.8: Modelo histerético biaxial del aislador LRB.....	30
Figura 2.9: Geometría de un aislador TFP (Dao, 2012)	31
Figura 2.10: Fases dinámicas de un aislador TFP (Dao, 2012)	32
Figura 2.11: Relación Fuerza - Desplazamiento de un aislador TFP	33
Figura 2.12: Variación del coeficiente de fricción μ	34
Figura 2.13: Modelo en serie de un aislador TFP (Fenz y Constantinou, 2008).....	35
Figura 2.14: Esquema de desplazamientos D y D_t en base de aislamiento	38
Figura 3.1: Configuraciones en planta de modelos estructurales	44
Figura 3.2: Diagrama de histéresis de aisladores para $T_b= 3.0$ s, 3.5 s, 4.0 s y $\xi_b= 10$ %.....	47
Figura 3.3: Diagrama de histéresis de aisladores para $T_b= 3.0$ s, 3.5 s, 4.0 s y $\xi_b= 25$ %.....	47
Figura 3.4: Modelo típico del edificio aislado (CSI, 2006)	48
Figura 4.1: Escalamiento de los siete pares de registros sísmicos respecto al espectro de diseño objetivo (E.031, 2020).....	52
Figura 5.1: Solicitación sísmica a casos de estudio con base fija.....	53
Figura 5.2: Espectro elástico de pseudo-aceleraciones reducido para casos regulares e irregulares ($Z= 0.45$ -g, $U= 1$, $S= 1$, $R= 8$, $I_p= 0.6$).....	54
Figura 5.3: Efecto de los parámetros en las fuerzas cortantes basales de casos empotrados	57
Figura 5.4: Derivas de edificios empotrados con $T_y/T_x= 1$ y $\Omega= 1$	58
Figura 5.5: Fuerza axial (F_z) en el tiempo de aisladores esquineros para el registro de Valparaíso 1985 correspondiente a casos con $T_y= 0.7$ s, $T_y/T_x= 0.75$, $e_r/r= 0$, $T_b= 3$ s, $\xi_b= 10$ %.....	60
Figura 5.6: Fuerza axiales máximas y mínimas por registros sísmico del aislador ubicado en la esquina inferior derecha correspondiente a casos con $T_y= 0.7$ s, $T_y/T_x= 0.75$, $e_r/r= 0$, $T_b= 3$ s, $\xi_b= 10$ %	60
Figura 5.7: Desplazamientos laterales máximos de la azotea en el tiempo para el registro Lima 1966 correspondiente a casos con $T_y= 1.00$ s, $T_y/T_x= 0.75$, $\Omega= 1$, $T_b= 3$ s, $\xi_b= 10$ %.....	63
Figura 5.8: Desplazamiento lateral vs Fuerza cortante basal normalizada al peso total de la estructura considerando los sistemas de aislación LRB y TFP ($e_r= 0$; sismo Lima 1966)	64
Figura 5.9: Efecto de los parámetros e_r/r , T_y , T_b y ξ_b en los desplazamientos laterales de edificios aislados con $\Omega= 1$	67
Figura 5.10: Efecto de los parámetros e_r/r , T_y/ T_x , Ω en los desplazamientos laterales de edificios aislados con $T_y= 0.85$ s	68

Figura 5.11: Efecto de los parámetros e/r , T_y , T_b y ξ_b en el factor de amplificación de desplazamientos laterales de edificios aislados con $\Omega=1$	69
Figura 5.12: Efecto de los parámetros e/r , T_y , T_b y ξ_b en las rotaciones en plantas de edificios aislados con $\Omega=1$	71
Figura 5.13: Efecto de los parámetros e/r , T_y/T_x , Ω en las rotaciones en plantas de edificios aislados con $T_y=0.85$ s	71
Figura 5.14: Efecto de los parámetros e/r , T_y , T_b y ξ_b en el TIR_{ba} y TIR_{azt} de edificios aislados con $\Omega=1$ y $T_y/T_x=1$	73
Figura 5.15: Efecto de los parámetros e/r y Ω en el TIR_{ba} y TIR_{azt} de edificios aislados con $T_y=0.85$ s y $T_y/T_x=1$	73
Figura 5.16: Efecto de los parámetros e/r , T_y , T_b y ξ_b en las derivas de entrepiso de edificios aislados con $\Omega=1$	76
Figura 5.17: Efecto de los parámetros e/r , T_y/T_x , Ω en las derivas de entrepiso de edificios aislados con $\Omega=1$	77
Figura 5.18: Efecto de los parámetros e/r , T_y , T_b y ξ_b en las aceleraciones de entrepiso de edificios aislados con $\Omega=1$	80
Figura 5.19: Efecto de los parámetros e/r , T_y/T_x , Ω en las aceleraciones de entrepiso de edificios aislados con $T_y=0.85$ s	81
Figura 5.20: Efecto de los parámetros en las fuerzas cortantes basales de edificios aislados con LRB	83
Figura 5.21: Efecto de los parámetros en las fuerzas cortantes basales de edificios aislados con TFP	84
Figura 5.22: Distribución de rigidez lateral efectiva de aisladores	86
Figura 5.23: Efecto de parámetros T_y , Ω y ξ_b en el fad_{yba} y fad_{yazt} de edificios aislados con LRB con $T_y/T_x=1$ y $e/r=0.8$	88
Figura 5.24: Efecto de parámetros T_y , Ω y ξ_b en el TIR_{ba} y TIR_{azt} de edificios aislados con LRB con $T_y/T_x=1$ y $e/r=0.8$	89
Figura 5.25: Derivas de entrepiso de edificios aislados con LRB para $T_y/T_x=1$, $e/r=0.8$, $\Omega=1.5$	90
Figura 5.26: Variación de fad_{yazt} y fad_{yba} en edificios aislados con e_m	92
Figura 5.27: Efecto de los parámetros T_y , Ω , T_b y ξ_b en el factor de amplificación de desplazamientos laterales para edificios aislados con e_m	93
Figura 5.28: Efecto de los parámetros T_y , Ω , T_b y ξ_b en el factor de amplificación de desplazamientos laterales para edificios aislados con e_r	94
Figura 5.29: Efecto de los parámetros T_y , Ω , T_b y ξ_b en el TIR_{ba} y TIR_{azt} para edificios aislados con e_m	95
Figura 5.30: Efecto de los parámetros T_y , Ω , T_b y ξ_b en el TIR_{ba} y TIR_{azt} para edificios aislados con e_r	96
Figura 5.31: Efecto de los parámetros T_y , Ω , T_b y ξ_b en las derivas de entrepiso de edificios aislados con e_m	97
Figura 5.32: Efecto de los parámetros T_y , Ω , T_b y ξ_b en las derivas de entrepiso de edificios aislados con e_r	98
Figura A1.1: Diagrama de cuerpo libre del deslizador interno	110
Figura A1.2: Diagrama de cuerpo libre del aislador TFP en la Fase II	112
Figura A1.3: Diagrama de cuerpo libre del aislador TFP en la Fase III	114
Figura A3.1: Registro de aceleración vs tiempo del sismo de Lima-1966	121
Figura A3.2: Registro de aceleración vs tiempo del sismo de Lima-1974	121
Figura A3.3: Registro de aceleración vs tiempo del sismo de Moquegua-2001	122
Figura A3.4: Registro de aceleración vs tiempo del sismo de Tocopilla-2007	122

Figura A3.5: Registro de aceleración vs tiempo del sismo de Maule-2010.....	123
Figura A3.6: Registro de aceleración vs tiempo del sismo de Iquique-2014.....	123
Figura A3.7: Registro de aceleración vs tiempo del sismo de Valparaiso-1985.....	124
Figura A4.1: Transformada de Fourier del sismo de Lima-1966.....	125
Figura A4.2: Transformada de Fourier del sismo de Lima-1974.....	126
Figura A4.3: Transformada de Fourier del sismo de Moquegua-2001.....	126
Figura A4.4: Transformada de Fourier del sismo de Tocopilla-2007	127
Figura A4.5: Transformada de Fourier del sismo de Maule-2010	127
Figura A4.6: Transformada de Fourier del sismo de Iquique-2014	128
Figura A4.7: Transformada de Fourier del sismo de Valparaiso-1985.....	128
Figura A5.1: Diagramas de histéresis de aisladores LRB y TFP con $T_b= 3$ s y $\xi_b= 10$ % sometidos a pulsos triangulares en la dirección X	130
Figura A5.2: Diagramas de histéresis de aisladores LRB y TFP con $T_b= 4$ s y $\xi_b= 10$ % sometidos a pulsos triangulares en la dirección X	131
Figura A5.3: Diagramas de histéresis de aisladores LRB y TFP con $T_b= 3$ s y $\xi_b= 10$ % sometidos a registros uni-direccional X	132
Figura A5.4: Diagramas de histéresis de aisladores LRB y TFP con $T_b= 4$ s y $\xi_b= 10$ % sometidos a registros uni-direccional X	133
Figura A5.5: Diagramas de histéresis de aisladores LRB y TFP con $T_b= 3$ s y $\xi_b= 10$ % sometidos a registros uni-direccional Y	134
Figura A5.6: Diagramas de histéresis de aisladores LRB y TFP con $T_b= 4$ s y $\xi_b= 10$ % sometidos a registros uni-direccional Y	135
Figura A5.7: Diagramas de histéresis de aisladores LRB y TFP con $T_b= 3$ s y $\xi_b= 10$ % sometidos a registros bi-direccional X	136
Figura A5.8: Diagramas de histéresis de aisladores LRB y TFP con $T_b= 4$ s y $\xi_b= 10$ % sometidos a registros bi-direccional X	137
Figura A5.9: Diagramas de histéresis de aisladores LRB y TFP con $T_b= 3$ s y $\xi_b= 10$ % sometidos a registros bi-direccional Y	138
Figura A5.10: Diagramas de histéresis de aisladores LRB y TFP con $T_b= 4$ s y $\xi_b= 10$ % sometidos a registros bi-direccional Y.....	139

LISTA DE SÍMBOLOS, SIGLAS Y VARIABLES

AME	: Análisis Modal Espectral
ATHL	: Análisis Tiempo Historia Lineal
ATHM	: Análisis Tiempo Historia Modal
ATHNL	: Análisis Tiempo Historia No Lineal
CM	: Centro de masa
CR	: Centro de rigidez
CG	: Centro geométrico
DFP	: Aisladores de doble péndulo de fricción
ELF	: Método de fuerza lateral equivalente
FPS	: Aisladores de péndulo de fricción simple
FNA	: Análisis No-Lineal rápido
HDNR	: Aisladores alto amortiguamiento
LDRB	: Aisladores de bajo amortiguamiento
LRB	: Aisladores con núcleo de plomo
PGA	: Pico de aceleración sísmica (Peak Ground Acceleration)
TFP	: Aisladores de triple péndulo de fricción
SRSS	: Combinación de la raíz cuadrada de la suma de cuadrados
SMC	: Sismo máximo considerado
α	: Relación de rigideces pre y post-fluencia
E_{eff}	: Amortiguamiento efectivo del modelo bilineal
ξ_b	: Amortiguamiento objetivo de aislación
s	: Constante que controla la variación de f_{max} a bajas y altas presiones
μ	: Coeficientes de fricción
μ_i	: Coeficientes de fricción de las concavidades del aislador TFP
μ_b	: Coeficiente de fricción dinámico
ν	: Coeficiente de poisson
θ_{ba}	: Rotación en planta de la base de aislamiento
θ_{azt}	: Rotación en planta de la azotea
Ω	: Grado de acoplamiento torsional de superestructura
Ω_{ba}	: Grado de acoplamiento torsional de la base de aislamiento
$A=1, \beta=\gamma=0.5$: Parámetros adimensionales que controlan la forma del lazo histerético
a_1	: Coeficiente de transición entre las velocidades mínima y máxima
b	: Dimensión menor de la proyección en planta de la estructura.
B	: Factor de amortiguamiento
C	: Factor de amplificación sísmica definido según la norma E.030.
CM_b, CM_s	: Centro de masa en la base de aislamiento y la superestructura
CR_b, CR_s	: Centro de rigidez en la base de aislamiento y la superestructura
CM_s^{sym}, CM_s^{asym}	: Centro de masa en la superestructura considerando distribuciones simétricas y asimétricas de masas.
C	: Matriz de amortiguamiento de la estructura
d	: Dimensión mayor de la proyección en planta de la estructura.
d_i	: Capacidades de desplazamientos de las concavidades del aislador TFP
D	: Desplazamiento máximo de diseño
D_{obj}	: Desplazamiento objetivo de diseño

D_t : Desplazamiento total de diseño incluyendo excentricidad
 D_y : Desplazamiento de fluencia
 Dx_{ba}, Dy_{ba} : Desplazamientos laterales máximos en la base de aislamiento para la dirección X e Y,
 Dx_{azt}, Dy_{azt} : Desplazamientos laterales máximos en la azotea para la dirección X e Y
 e : Excentricidad obtenida como la suma de la distancia en planta entre el centro de masa de la estructura y el centro de rigidez del sistema de aislamiento sísmico, más la excentricidad accidental.
 e_m : Excentricidad de masa
 e_r : Excentricidad de rigidez
 $e_{r(ba)}$: Excentricidad de rigidez de base de aislamiento
 E_c : Módulo de elasticidad del concreto armado
 E_s : Módulo de elasticidad del acero estructural
 E_D : Energía disipada
 E_{S_0} : Energía de deformación
 $f_{ad_x_{azt}}, f_{ad_x_{ba}}$: Factor de amplificación de desplazamiento lateral en la dirección X del último nivel y de la base de aislamiento
 $f_{ad_y_{azt}}, f_{ad_y_{ba}}$: Factor de amplificación de desplazamiento lateral en la dirección Y del último nivel y de la base de aislamiento
 f_{max}, f_{min} : Coeficientes de fricción máximo e inicial
 $f_{max,0}$: Máximo valor del coeficiente de fricción para una presión nula
 f_{maxp} : Máximo valor del coeficiente de fricción para una alta presión
 f_c : Resistencia a compresión del concreto armado
 f_y : Esfuerzo de fluencia del acero estructural
 F : Fuerza efectiva del modelo bilineal
 F_z : Fuerza axial en aisladores
 F_y : Fuerza de fluencia
 F_{rx}, F_{ry} : Fuerzas restitutivas del aislador LRB en las direcciones X e Y
 g : Aceleración de la gravedad
 h_i : Distancia de cada deslizador al centro del aislador
 l_p : Factor de irregularidad torsional extrema
 K_{eff} : Rigidez efectiva del modelo bilineal o sistema de aislamiento
 K_e : Rigidez inicial del modelo bilineal
 K_d : Rigidez post-fluencia del modelo bilineal
 K : Matriz de rigidez de la estructura
 \bar{K} : Matriz de rigidez efectiva
 K_e : Matriz de rigidez de elementos "ficticios" lineales de la estructura
 L : Dimensión mayor en planta de la estructura
 L_i : Radios efectivos de curvaturas de las concavidades del aislador TFP
 M_w : Magnitud de momento
 M : Matriz de masa de la estructura
 p : Presión de contacto.
 $p(t)$: Vector de fuerzas actuantes en la estructura
 P_t : Razón entre el período traslacional efectivo del sistema de aislamiento sísmico y el período rotacional efectivo del sistema de aislamiento sísmico; calculada mediante un análisis dinámico o con E_c . (2.19)
 Q : Fuerza característica de modelo bilineal
 r : Radio de giro de la planta estructural
 R : Factor de reducción sísmica
 R_i : Radios de curvatura de las concavidades del aislador TFP
 $R(t)$: Vector de fuerza externa aplicada en los nodos o grados de libertad

$R(t)_{NL}$: Vector de fuerzas en los elementos no-lineales
 $\bar{R}(t)$: Fuerza externa efectiva
 S : Factor de suelo según Norma E.030
 S_d : Aceleración espectral de diseño con 5 % de amortiguamiento
 S_{aM} : Ordenada del espectro elástico de pseudo-aceleraciones correspondiente a SMC
 t : Tiempo
 T_b : Periodo de vibración objetivo de aislación
 T_{eff} : Periodo de vibración efectivo del edificio aislado
 T_y, T_x : Periodo de vibración fundamental desacoplado en las direcciones X e Y.
 T_y, T_x : Periodo de vibración fundamental acoplado en las direcciones X e Y.
 T_θ : Periodo de vibración fundamental torsional acoplado.
 TIR : Ratio de irregularidad torsional por nivel
 TIR_{azt}, TIR_{ba} : Ratio de irregularidad torsional en la azotea y en la base de aislamiento
 u_i : Desplazamiento lateral traslacional del gdl i
 u_θ : Desplazamiento rotacional de la masa m alrededor del eje Z
 u_i^* : Desplazamientos límites que definen cada fase de movimiento del aislador
 TFP
 \ddot{u}_i : Aceleración lateral traslacional del gdl i
 \ddot{u}_θ : Aceleración rotacional de la masa m alrededor del eje Z
 \ddot{u}_{gP} : Aceleración de registro sísmico en la dirección principal
 \ddot{u}_{gS} : Aceleración de registro sísmico en la dirección secundaria
 $|u|$: Velocidad instantánea de deslizamiento
 u : Vector de desplazamiento de la estructura
 \dot{u} : Vector de velocidad de la estructura
 \ddot{u} : Vector de aceleración de la estructura
 U : Factor de importancia según Norma E.030
 U_x, U_y : Desplazamiento lateral del aislador en las direcciones X e Y
 V : Fuerza cortante basal
 V_x, V_y : Fuerza cortante basal en las direcciones X e Y
 V_{s30} : Velocidad promedio de ondas de corte medido en los primeros 30 metros
 W : Peso de la superestructura
 X e Y : Símbolos que representan el sistema de coordenadas en planta.
 y : Distancia entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento sísmico y el elemento de interés
 Z : Factor de zona sísmica según Norma E.030
 Z_x, Z_y : Variables adimensionales que definen el comportamiento histerético

INTRODUCCIÓN

Históricamente el Perú es afectado permanente por eventos sísmicos debido a su ubicación en el cinturón de fuego del pacífico. Las estructuras que se construyen usualmente siguen la filosofía de diseño sismo resistente convencional, la cual busca salvaguardar las vidas, sin embargo, permite que las estructuras puedan tener daños moderados. El sistema de aislación sísmica cambia este enfoque, pues permite no solo proteger a las personas, sino también logra que el edificio y sus contenidos (equipos sensibles) sigan operativos.

En Perú el uso de los aisladores se ha incrementado desde el 2012, registrándose 39 edificaciones aisladas al 2017 (Talavera, 2017) y a la fecha se calcula que son más de 100. Este incremento conlleva a conocer en mayor detalle su comportamiento estructural y analizar en qué casos es realmente efectivo, pues en la literatura se ha encontrado que la efectividad del sistema disminuye de acuerdo con ciertas características (tipo de suelo, características del sismo, irregularidades en planta y elevación, entre otros).

En ese sentido, se ha demostrado que los edificios aislados que presentan irregularidades en planta por excentricidades de masa (e_m) y/o rigidez (e_r) generan amplificaciones de desplazamiento laterales significativas en relación a los edificios aislados simétricos (Nagarajaiah, 1993; Tena-Colunga y Gómez-Soberón 2002; Khoshnoudian y Azizi, 2007; Etedali et al., 2016; Olivares, 2020). Sin embargo, a pesar de tales estudios, son escasos los que tratan el estudio de edificios aislados con excentricidad de rigidez (e_r). Si bien los autores señalan que la presencia de e_m es más influyente que de e_r , el efecto no es del todo despreciable siendo más importante en los aisladores de fricción (Nagarajaiah, 1993b).

En consecuencia, la finalidad de este trabajo es contribuir al estado del arte sobre el sistema de aislación en Perú para garantizar diseños seguros de edificios asimétricos aislados. En particular, este estudio se enfocó en el comportamiento torsional de edificios aislados con presencia de e_r en la superestructura considerando el aislador elastomérico LRB y uno de los dispositivos actuales por fricción TFP. Además, se evaluó alternativas en la distribución de aisladores para el control torsional de los edificios aislados con e_r en la superestructura.

I. GENERALIDADES

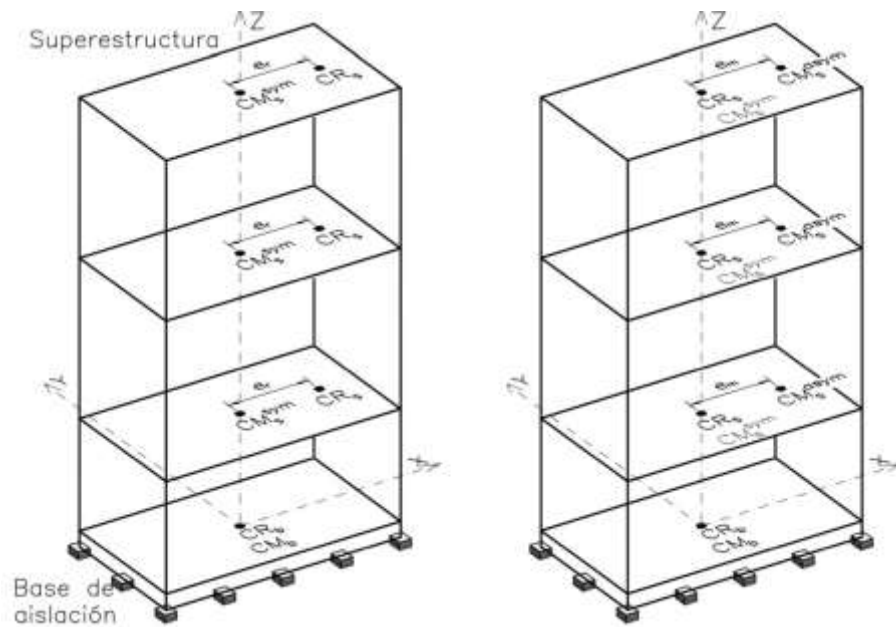
En esta sección se detalla la justificación de la investigación y la metodología empleada. Para ello se revisó el estado del arte sobre edificios asimétricos aislados describiendo los principales resultados de diversos autores y delimitando sus alcances.

1.1. ANTECEDENTES

La efectividad de los sistemas de aislación sísmica ha sido fuertemente estudiada en los últimos 40 años (Robinson, 1982; Nagarajaiah et al., 1991; Naeim y Kelly, 1999; Skinner et al., 1993; Zayas, 1987; Fernandez-Davila y Mamani, 2017; Aguiar et al., 2017), concluyendo que es uno de los sistemas de protección sísmica que generan mejores desempeños al lograr reducir los desplazamientos laterales, las derivas y las aceleraciones de entrepiso. Sin embargo, existen factores que pueden mermar su buen comportamiento, tales como el tipo de suelo, las características del movimiento sísmico (tipo de falla e hipocentro), el envejecimiento de los aisladores, la esbeltez del edificio y las irregularidades importantes en planta y/o altura (Solorzano, 2019; Ozdemir, 2010; Aguirre y Huallanca, 2016; Shimazaki, 2012; Nagarajaiah et al., 1993).

Las estructuras inicialmente aisladas fueron hospitales y edificios esenciales, los cuales se recomendaban que sean regulares. Más adelante, se empezaron a usar en edificios multifamiliares, los cuales no presentaban generalmente una distribución en planta simétrica y genera distintas ubicaciones del centro de masa (CM) y centro de rigidez (CR). La excentricidad se define como la distancia entre CM y CR, clasificándose como excentricidad de masa (e_m) o de rigidez (e_r) según el origen del desfase, como se muestra en la Fig. 1.1.

En la Fig. 1.1a, la e_r en la superestructura es la distancia entre el CR_s y CM_s^{sym} . Mientras que en la Fig. 1.1b, la e_m en la superestructura es la distancia entre el CM_s^{asym} y el CR_s , el cual coincide con el CM_s^{sym} . Cabe señalar que en la Fig.1 no se muestran las excentricidades en la base de aislamiento (CM_b coincide con CR_b).



(a) Excentricidad de rigidez (b) Excentricidad de masa

Figura 1.1: Tipos de excentricidad en superestructura

Dónde:

CM_b , CM_s : es el centro de masa en la base de aislamiento y en la superestructura

CR_b , CR_s : es el centro de rigidez en la base de aislamiento y en la superestructura

$CM_{s^{sym}}$, $CM_{s^{asym}}$: es el centro de masa en la superestructura considerando distribuciones simétricas y asimétricas de masas.

La presencia de ambos tipos de excentricidades (e_m o e_r) en la base de aislamiento o en la superestructura, ya sea por razones arquitectónicas o de origen accidental, pueden generar importantes amplificaciones en las respuestas y reducir la efectividad del aislamiento (desplazamientos laterales máximos, derivas y aceleraciones de entrepiso). En las últimas décadas se han realizado numerosas investigaciones orientadas a comprender el comportamiento torsional de edificios aislados, observándose importantes diferencias según sea la fuente de la excentricidad (masa o rigidez), el conjunto de registros sísmicos empleados y/o el tipo de aislador considerado (Tena-Colunga y Escamilla-Cruz, 2007; Nagarajaiah et al., 1993; Ozer et al., 2022).

La mayor cantidad de investigaciones trató el comportamiento de edificios asimétricos aislados con dispositivos elastoméricos debido a que éstos dispositivos fueron más empleados en los primeros años (Tena-Colunga y Gómez-Soberón, 2002). Los primeros estudios en edificios asimétricos aislados con dispositivos elastoméricos se enfocaron en edificios de un nivel, encontrándose que los efectos de e_m en la

superestructura se eliminaban si CM_s coincidía con CR_b (Pan y Kelly, 1983; Jangid y Datta, 1995). Siguiendo esta línea de investigación, Rutenberg (1984) y Eisenberg (1986) examinaron los efectos torsionales para edificios asimétricos de varios niveles con e_m , verificando que la coincidencia del CM_s y CR_b reducían las rotaciones en la base de aislamiento; sin embargo, notaron que los desplazamientos laterales en la superestructura tenían ligeros aumentos.

Estos estudios fueron realizados para edificios particulares, por lo que Nagarajaiah (1993a) amplió la investigación al incluir una serie de parámetros (rigidez lateral y torsional de la superestructura, el número de aisladores, y la influencia de los modos de vibración altos) en el comportamiento torsional de edificios asimétricos aislados de varios niveles con e_m y e_r , observando que los resultados de estudios previos eran válidos solo para estructuras torsionalmente rígidas. Además, indicó que el efecto de e_r en la base de aislamiento es más influyente que de e_m en la superestructura.

Tena-Colunga (2002, 2005) realizó una serie de estudios paramétricos similares al de Nagarajaiah (1993a) coincidiendo que la presencia de e_r en la base de aislamiento genera mayores amplificaciones de desplazamientos laterales que las otras excentricidades de la superestructura (e_r y e_m); asimismo, comparó el efecto de estas excentricidades en la superestructura concluyendo que la más desfavorable es e_m (Tena-Colunga y Gómez-Soberón 2002; Tena-Colunga y Zambrana-Rojas, 2005; Tena-Colunga y Escamilla-Cruz, 2007). Por otro lado, Bhatt (2020) investigó particularmente el efecto de e_m en la superestructura para edificios asimétricos aislados de 3, 5 y 7 niveles, encontrando que generalmente la mayor amplificación de desplazamiento se da cuando e_m supera el 10 % de la dimensión en planta.

También se han realizado esfuerzos por conocer la distribución óptima de los aisladores para controlar la torsión. Kilar y Koren (2009) plantearon que, si existe excentricidad de rigidez o masa en la superestructura, la mejor opción es ubicar el CR_b a la distancia media entre el CM_s y CR_s . Etedali y Kareshk (2022) estudiaron distribuciones de aisladores para mitigar los efectos torsionales por e_m de la superestructura en edificios asimétricos aislados de tres niveles. Estas distribuciones de aisladores fueron definidos siguiendo un proceso de optimización para cada sollicitación sísmica donde las rotaciones en la base de aislamiento fueron la variable a minimizar.

Los efectos del modelo bilineal escogido para los aisladores LRB en los edificios asimétricos aislados también han sido últimamente estudiados. Cavdar y Ozdemir (2022) investigaron la amplificación torsional en edificios aislados por la presencia de

e_m en la superestructura, considerando además, el deterioro en la relación Fuerza-Desplazamiento del aislador LRB por efecto de temperatura. Concluyeron que el modelo con deterioro genera mayores amplificaciones torsionales que el modelo sin deterioro.

Por otro lado, diversos estudios han demostrado que los dispositivos de fricción (FPS y TFP) controlan mejor los efectos de e_m en la superestructura (Zayas, 1987; Tajammolian et al., 2016; Fallahian et al., 2015). Esto se debe a que su fuerza lateral resistente depende de la fricción que se genere entre el dispositivo y la superestructura, lo cual está principalmente influenciado por la fuerza axial que soporta; esto implica que, si CM_s se mueve, entonces CR_b se moverá automáticamente a esa nueva posición (Becker, 2012).

El primer reporte de este comportamiento fue presentado por Zayas (1987) para dispositivos FPS, en donde se ensayó una estructura asimétrica de un nivel con e_m y e_r mostrando que para los registros del Centro y Pacoima las amplificaciones de desplazamiento lateral de la esquina fue 6 % mayor al de la estructura simétrica. Posteriormente, Almazán y De la Ilera (2003) estudiaron las excentricidades accidentales en los dispositivos FPS originadas por el vuelco de la estructura. Señalaron que este efecto disminuye con el aumento de la rigidez torsional y la disminución de la esbeltez de la superestructura. Estudios recientes en la misma línea de investigación, mostraron que el efecto de la excentricidad accidental en aisladores FPS puede ser desestimado (Fu y Qu, 2022).

Por otro lado, Tajammolian (2016) concentró sus investigaciones en edificios asimétricos aislados con TFP considerando solo e_m y empleando registros cercanos a la falla, los cuales presentan componentes de aceleración de alta frecuencia y pulsos de velocidad más largos. Se indicó que estos dispositivos controlan mejor las rotaciones en la base de aislamiento que los aisladores FPS y DFP. Asimismo, señalaron que las sollicitaciones sísmicas verticales son influyentes en edificios esbeltos (Tajammolian et al., 2016; Mehr et al., 2017).

En relación con el efecto de e_r en los edificios asimétricos aislados de varios niveles que poseen aisladores de fricción, se tiene como referencia inicial a Nagarajaiah (1993b) quien en un estudio paramétrico con aisladores FPS encontró que la presencia de e_r en la superestructura es la principal fuente de aumento de las rotaciones en la base de aislamiento. Además, que la rigidez torsional de la base es más influyente que el de la superestructura. Wang et al. (2011) en una investigación similar con aisladores tipo FPS, reveló que el efecto de e_r y la rigidez torsional de la

superestructura no afectaban el desplazamiento lateral de la base de aislamiento, pero sí el de la superestructura.

Siguiendo esta línea investigativa, Ozer et al. (2022) compararon el efecto de e_r en la base de aislamiento cuando se emplean dispositivos LRB y FPS, determinando que los aisladores FPS presentan mayores desplazamientos laterales y que los aisladores LRB presentan mayores amplificaciones torsionales. Además, señalaron la importancia en la elección de registros sísmicos pues la variabilidad del contenido de frecuencias influye significativamente en las respuestas estructurales, tales como desplazamientos laterales y derivas de entrepiso.

Recientemente, Olivares (2020) examinó el comportamiento torsional de edificios asimétricos aislados con dispositivos tipo TFP empleando solicitaciones sísmicas bidireccionales (las dos componentes horizontales del movimiento del suelo) y el modelo de Dao et al. (2012) para el dispositivo, el cual elimina cualquier fuerza de tracción en el aislador. Se obtuvo factores de amplificación de los desplazamientos laterales de la base por efecto de e_r y e_m respecto al sistema simétrico del orden de 1.6 y 1.1. Cabe señalar que para los casos con e_m se generaban levantamientos en los aisladores debido al elevado momento flector actuante. Asimismo, encontró que el parámetro de acoplamiento torsional de la superestructura tiene una alta influencia en la amplificación global para ambos casos de excentricidad.

A partir de la revisión en la literatura especializada, los autores han realizado investigaciones de acuerdo con los avances tecnológicos y a sus objetivos particulares. De esta forma, pasaron de analizar edificios de un nivel a edificios de varios niveles, de emplear registros unidireccionales a bidireccionales, o de utilizar diversos tipos de aislador a fin de conocer su desempeño estructural. En particular, para las nuevas generaciones de dispositivos por fricción (TFP), aún son escasos los estudios sobre el comportamiento torsional ante la presencia de e_r en la superestructura.

1.2. JUSTIFICACIÓN

El alto riesgo sísmico que existe en Perú conlleva a considerar el empleo de nuevos sistemas de reducción de efectos provenientes de los sismos. En este contexto, una de las alternativas más usadas es el empleo de sistemas de aislación en la base, el cual permite que las estructuras tengan un adecuado desempeño (mínimas aceleraciones y/o derivas de entrepiso) ante eventos sísmicos importantes o severos ($M_w > 7$).

La expansión del uso de este sistema en Perú es una realidad. Su empleo es más frecuente en aquellas edificaciones que poseen arquitectura asimétrica debido a la idea generalizada que el sistema elimina cualquiera efecto de irregularidad. Sin embargo, se ha observado que en ciertos casos la presencia de excentricidades en edificios aislados puede ser muy influyente, alcanzando amplificaciones de los desplazamientos laterales máximos de hasta 1.6 veces con respecto a un edificio similar simétrico con base aislada (Olivares, 2020). Es en la etapa de diseño donde se debe controlar todos estos efectos y para ello, es fundamental conocer que parámetros son los que favorecen o perjudican el comportamiento torsional de estructuras asimétricas con aislamiento en la base.

A pesar de los grandes esfuerzos por entender el comportamiento torsional de edificios asimétricos aislados, aún el tema alberga muchas dudas pues cada investigación realizada está limitada a ciertas hipótesis e inquietudes particulares. En ese sentido, la finalidad del presente trabajo es contribuir al estado del arte sobre el sistema de aislación en Perú con la finalidad de garantizar diseños seguros de los edificios asimétricos aislados solicitados por severos movimientos sísmicos de suelo.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivo General

Evaluar el comportamiento de edificios asimétricos aislados solicitados por acciones sísmicas bi-direccionales del movimiento del suelo.

1.3.2. Objetivo Específico

- a) Evaluar el comportamiento sísmico de edificios asimétricos utilizando sistemas de aislación tipo LRB Y TFP.
- b) Evaluar la influencia de los parámetros elásticos (físicos y geométricos) en la respuesta sísmica no lineal global del edificio aislado.
- c) Evaluar de manera particular el efecto de rigidez torsional (Ω_{ba}) y excentricidad en la base de aislamiento ($e_{r(ba)}$) para el control torsional de casos paramétricos.

1.4. ALCANCES Y LIMITACIONES

En la presente investigación se consideraron las siguientes hipótesis y alcances del trabajo:

De los modelos estructurales:

- a) Los edificios de seis pisos estudiados estuvieron compuestos por pórticos de concreto armado en ambas direcciones.
- b) Se definió una razón de aspecto de la planta (largo/ ancho) y de esbeltez (altura/ largo) igual a 1:2 y 1:1.2, respectivamente.
- c) La masa sísmica fue concentrada en el CM de cada nivel.
- d) El valor de e_r en la superestructura fue generado a partir de la variación de las secciones geométricas de vigas y columnas.
- e) El efecto de e_m en la superestructura fue generado por el desfase del CMs.
- f) Los aisladores TFP o LRB fueron distribuidos en la base de las columnas de manera simétrica y las e_r del sistema fueron generados por aumento o disminución de las rigideces laterales de aisladores particulares.
- g) Los edificios presentan irregularidad torsional en planta, mientras que son regulares en altura según la norma E.030 (2020).
- h) El peso sísmico promedio por nivel considerando un uso de oficinas, definido como 100 % carga muerta y 25 % viva, fue igual a 1 T/m².
- i) En cada nivel, la losa maciza actúa como un diafragma rígido en su propio plano. Por esta razón, se consideró tres grados de libertad por nivel (dos desplazamientos traslacionales ortogonales entre sí y un desplazamiento rotacional respecto a un eje vertical).

De las solicitaciones sísmicas y el análisis estructural:

- a) Se consideró 7 pares de registros sísmicos medidos en Perú y en Chile, escalados en amplitud al espectro de diseño de la NTP E.031 (2020) para los casos aislados y al espectro de diseño de la NTP E.030 (2020) para los casos empotrados ($R= 1$).
- b) La solicitación sísmica fue representada por las dos componentes horizontales del movimiento del suelo. Se ignoró la componente vertical.
- c) El comportamiento de la superestructura se consideró en el rango lineal-elástico, mientras que el sistema de aislación tuvo capacidad de incursionar en el rango no-lineal.
- d) El efecto de 2° orden en la superestructura y la base de aislamiento fue ignorado, debido a que en edificios aislados, la superestructura usualmente presenta valores pequeños de desplazamientos laterales de entrepiso. Además, el efecto de 2° orden en la base de aislamiento está relacionado con el diseño de los pedestales, el cual no fue objeto del presente estudio.
- e) *Los casos paramétricos con base fija* fueron estudiados mediante tres análisis:

- Análisis Modal Espectral (AME) en la dirección X: Se aplicó la sollicitación sísmica reducida (NTE E.030, 2020) en la dirección X.
 - Análisis Modal Espectral (AME) en la dirección Y: Se aplicó la sollicitación sísmica reducida (NTE E.030, 2020) en la dirección Y.
 - Análisis Tiempo Historia Lineal (ATHL): Se aplicaron los dos componentes ortogonales de cada registro escalados al espectro de la norma E.030 (2020).
- f) Los casos paramétricos con base aislada fueron analizados mediante el método no lineal de la historia de la respuesta en tiempo (ATHNL), donde se aplicaron las dos componentes ortogonales de cada registro escalados al espectro de la norma E.031 (Parámetros sísmicos: $Z= 4$, $S= 1$).
- g) El sistema de aislamiento fue modelado considerando únicamente sus propiedades nominales, pues la variación de rigideces laterales en los dispositivos se estudió con los parámetros de la base de aislamiento.
- h) Las respuestas de interés fueron principalmente respuestas globales tales como derivas, aceleraciones, desplazamientos laterales y rotaciones en la base de aislamiento y en la azotea, las cuales fueron calculadas promediando las respuestas sísmicas de los análisis Tiempo-Historia de los 7 registros sísmicos.
- i) La fuerza de tracción en los dispositivos fue calculada sumando la carga axial proveniente del ATHNL con la carga axial de compresión proveniente del peso sísmico del edificio.

II. MARCO TEÓRICO

El propósito de este capítulo es describir los conceptos básicos que permitieron desarrollar la investigación. En primer lugar, se definieron los conceptos de la aislación sísmica, sus ventajas y desventajas; así como los principales dispositivos usados. Posteriormente, se revisó en detalle los comportamientos e idealizaciones matemáticas de estos aisladores. Finalmente, se revisaron los métodos de análisis que fueron empleados: método de fuerza lateral equivalente y el análisis no lineal tiempo-historia.

2.1. SISTEMAS DE AISLAMIENTO SISMICO

Los sistemas de aislamiento permiten reducir las solicitaciones dinámicas en una estructura, a partir de la inclusión de elementos flexibles (aisladores) que desacoplan la estructura del terreno. Esta interfaz de aislamiento puede estar ubicada en cualquier nivel, sin embargo, lo común es que se encuentren al nivel del terreno. La Fig. 2.1 muestra la mejora del desempeño sísmico (derivas y aceleraciones de entrepiso) de un edificio empleando estos sistemas.

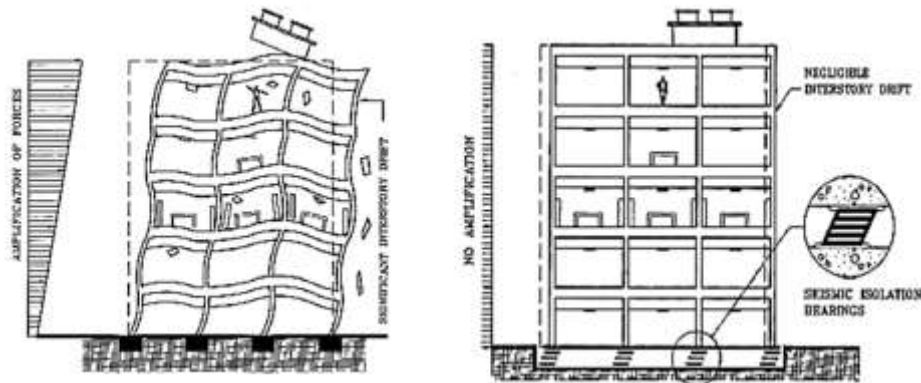


Figura 2.1: Comportamiento de una estructura con aislamiento sísmico
(Mayes y Naeim, 2001)

El sistema de aislamiento genera el aumento del periodo de vibración fundamental de la estructura y el amortiguamiento, tal como se observa en la Fig.2.2. El aumento del periodo de vibración fundamental produce que las aceleraciones en la estructura se reduzcan y por tanto que las derivas de entrepiso sean mínimas. Por otro lado, el aumento del amortiguamiento produce que los desplazamientos laterales en general sean menores; sin embargo, si el aumento es muy grande el sistema de aislamiento pierde efectividad y se incrementan las aceleraciones de entrepiso (INN, 2003).

Asimismo, es importante señalar que los aisladores no siempre deben ser utilizados. Las recomendaciones (Mendo, 2015; Mayes y Naeim, 2001) para que el sistema tenga un buen comportamiento son las siguientes:

- En estructuras rígidas (periodos de vibración fundamental menores a 1 s). Los edificios altos usualmente tienen periodos de vibración fundamental altos y el sistema de aislamiento pierde efectividad.
- Que el sistema estructural para edificios de mediana altura (<10pisos) sea de pórticos, mientras que para edificios altos (>10 pisos) se empleen placas o arriostramientos, con la finalidad de rigidizar al edificio.
- Cimentar en suelos firmes, debido a que los suelos blandos podrían aumentar las aceleraciones y derivas de entrepiso del edificio aislado al presentar un pico del espectro de pseudo-aceleración en la zona de periodos altos.
- Considerar estructuras con una relación de esbeltez en altura 1:1.5, ya que de no cumplirse es probable que los aisladores tengan problemas de tracción.
- Contemplar juntas perimetrales de longitud mínima de 25 cm para que la estructura pueda desplazarse libremente en cualquier dirección durante la acción del sismo.
- Verificar que otras acciones eventuales, tales como el viento, sean menores al 10 % del peso total de la estructura, para evitar que el edificio falle debido a otras sollicitaciones distintas a las sísmicas.

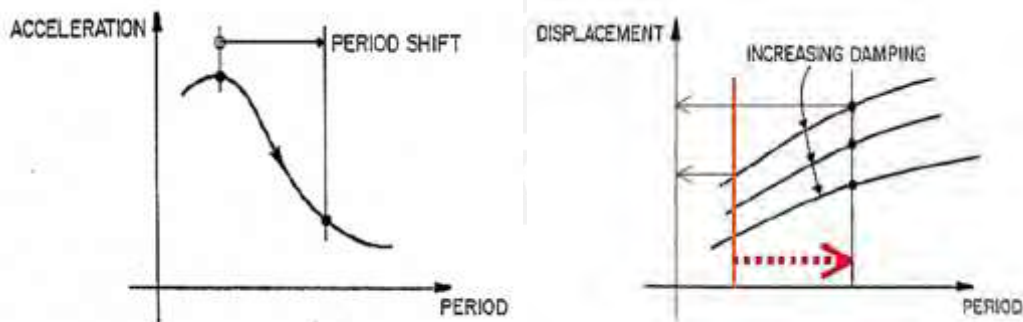


Figura 2.2: Efecto del aislamiento basal en el periodo de vibración fundamental y amortiguamiento (Constantinou et al., 2007)

2.2. TIPOS DE DISPOSITIVOS DE AISLACIÓN

Actualmente, los dispositivos más usados e investigados son los de tipo elastoméricos y los deslizantes. Independientemente de que tipo sea, estos dispositivos deben de cumplir con ciertos requerimientos (Mayes y Naeim, 2001; Skinner et al., 1993):

- Capacidad de resistir altas cargas axiales.
- Capacidad de soportar grandes deformaciones laterales.
- Capacidad de resistir fuerzas leves (viento, sismos leves) sin afectar sus propiedades mecánicas.
- Capacidad de recuperar su deformación (re-centrarse) y disipar energía.

2.2.1. Aisladores elastoméricos

Los dispositivos elastoméricos están conformados por láminas de caucho y de acero de manera intercalada, unidos mediante un proceso de vulcanización. La resistencia axial la proporciona el sistema acero-caucho, debido que el acero no permite que el caucho se expanda lateralmente e incrementa su rigidez axial; por otro lado, la flexibilidad horizontal y capacidad restitutiva la proporciona principalmente el caucho. Existen tres tipos de aisladores elastoméricos, detallados a continuación:

- **Aisladores de bajo amortiguamiento (LDRB)**

Son la primera generación de estos dispositivos siendo conformados solo por el caucho y las láminas de acero, como se muestra en la Fig.2.3a. Tiene un bajo amortiguamiento (2 % a 5 %), por lo que necesitan de disipadores externos para controlar los grandes desplazamientos laterales.

- **Aisladores alto amortiguamiento (HDNR)**

Estos dispositivos incluyen ciertos elementos de relleno (bloque de carbono extrafino, aceites, resinas) en la fabricación del caucho para obtener un mayor amortiguamiento (10 % a 15 %), por lo cual presentan mejor comportamiento.

- **Aisladores con núcleo de plomo (LRB)**

Por último, estos dispositivos son similares a los aisladores LDRB, pero se les añade un núcleo de plomo al centro que permite aumentar el amortiguamiento (25 % a 30 %) y la capacidad de disipación de energía (Naeim, 1999). La Fig.2.3b muestra un esquema de este dispositivo.



(a) LDRB

(b) LRB

Figura 2.3: Aisladores elastoméricos (Bridgstone, 2018)

2.2.2. Aisladores deslizantes

Los dispositivos deslizantes están formados generalmente por dos placas de acero que se deslizan una sobre otra mediante un cojinete de acero recubierto con teflón que se encuentra entre ellas. La elevada rigidez axial que poseen es dada por el acero; mientras que, la capacidad para disipar energía es generada por la fricción entre sus placas. Además, su rigidez lateral está definida en función del peso soportado, el coeficiente de fricción y la geometría de sus placas. En ese sentido, resulta primordial precisar el valor del coeficiente de fricción, teniendo en cuenta la temperatura de trabajo, la presión de contacto, la velocidad de movimiento, el estado de las superficies de contacto (limpieza, rugosidad, etc.), y el envejecimiento (Mendo, 2015).

La Fig. 2.4 muestra las dos clases de dispositivos según la geometría de las placas: deslizantes planos y esféricos. En ambos casos la disipación de energía y la capacidad de desplazamientos grandes son cubiertas. Sin embargo, el primer caso carece de una fuerza restitutiva que devuelva el sistema a la posición original, por lo que se utiliza en combinación con otros dispositivos. En el segundo caso, la geometría cóncava permite que exista una fuerza restitutiva proporcional al peso de la estructura. A estos últimos dispositivos se les suele llamar sistema de péndulo friccional y se observan tres generaciones:

- ***Aisladores de péndulo de fricción simple (FPS)***

El mecanismo del FPS está dado por un cojinete de acero que se desliza sobre una superficie cóncava, como se muestra en la Fig. 2.4b. Presenta un movimiento pendular donde el comportamiento está controlado por su radio de curvatura y el coeficiente de fricción (Morgan y Mahin, 2011).

- ***Aisladores de doble péndulo de fricción (DFP)***

El aislador DFP tiene el mismo mecanismo que el FPS, sin embargo, tienen dos placas cóncavas generando así un comportamiento con dos fases. La Fig. 2.5a muestra un esquema de este dispositivo. La ventaja es que puede cubrir mayores desplazamientos laterales con dispositivos más pequeños (Fenz y Constantinou, 2006).

- ***Aisladores de triple péndulo de fricción (TFP)***

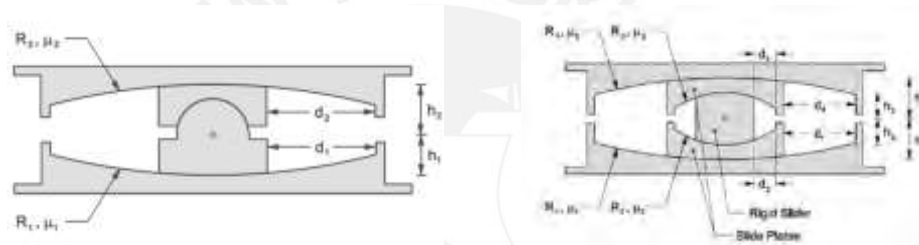
El aislador TFP cuenta con cuatro placas cóncavas distribuidos según la Fig. 2.5b. A pesar de ello, el comportamiento usualmente se basa en las características de tres placas, pues se considera que las placas interiores

tienen propiedades iguales. Se tienen en total cinco fases, los cuales se activan secuencialmente a medida que cada placa alcanza su desplazamiento lateral máximo, definidos por topes externos e internos (Morgan y Mahin, 2011)



(a) Friccional plano (Bridgstone, 2018) (b) Péndulo Friccional Simple (EPS, 2018)

Figura 2.4: Aisladores deslizantes



(a) Péndulo Friccional Doble (FEMA 451, 2003) (b) Péndulo Friccional Triple (Fenz y Constantinous, 2008)

Figura 2.5: Aisladores de péndulo friccional

2.3. PROPIEDADES MECANICAS DE DISPOSITIVOS DE AISLACIÓN

En este estudio se usaron dispositivos de tipo LRB y TFP para el sistema de aislamiento. A continuación, se describen el comportamiento estructural y el modelo matemático de cada tipo, respectivamente.

2.3.1. Aisladores elastoméricos de núcleo de plomo (LRB)

2.3.1.1. Comportamiento estructural

La Fig. 2.6 muestra el modelo bi-lineal del dispositivo LRB que representa su comportamiento histerético, observándose dos fases. La fase elástica inicial presenta una rigidez K_e , cuyo valor se considera como diez veces la rigidez post-fluencia K_d por ser de difícil medición (Mayes y Naeim, 2001). La fase inelástica depende principalmente de la rigidez K_d , cuyo valor está en función de las rigideces del caucho y la barra de plomo.

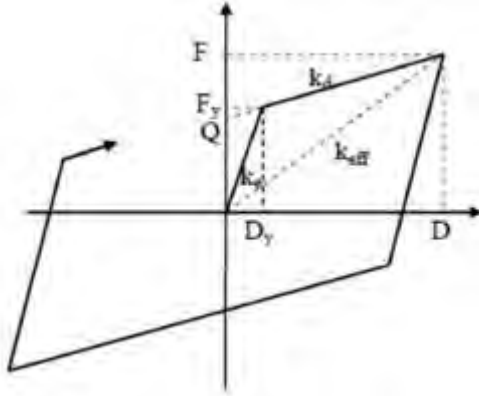


Figura 2.6: Modelo bi-lineal de aislador elastomérico (Ozdemir, 2010)

La gráfica fuerza-deformación del aislador LRB está definido según los siguientes parámetros: la fuerza característica Q , la rigidez K_e , la fuerza o desplazamiento de fluencia (F_y o D_y), la fuerza efectiva del modelo bi-lineal F y desplazamiento máximo D . Las relaciones de las rigideces elásticas y post-fluencia con los otros parámetros son mostradas en las Ecs. (2.1) y (2.2).

$$K_e = \frac{F_y}{D_y} = K_d + \frac{Q}{D_y} \quad (2.1)$$

$$K_d = \frac{F_y - Q}{D_y} = \frac{F - Q}{D} \quad (2.2)$$

Las propiedades del modelo lineal equivalente son obtenidas por medio de relaciones geométricas del modelo bi-lineal. La rigidez efectiva K_{eff} , se calcula con la Ec. (2.3).

$$K_{eff} = K_d + \frac{Q}{D} = \frac{D}{F} \quad (2.3)$$

El amortiguamiento efectivo ξ_{eff} es calculado a partir de la energía disipada en un ciclo (Ec. (2.4)), considerando que la disipación de energía se presenta en un ciclo de vibración armónica (Chopra, 2014).

$$\xi_{eff} = \frac{E_D}{4 \cdot \pi \cdot E_{S0}} \quad (2.4)$$

Dónde: E_D es la energía disipada representada por el área en un ciclo del modelo bi-lineal; E_{So} es la energía de deformación relacionada con la rigidez K_{eff} y el desplazamiento máximo D . La Fig. 2.7 muestra gráficamente estas dos energías.

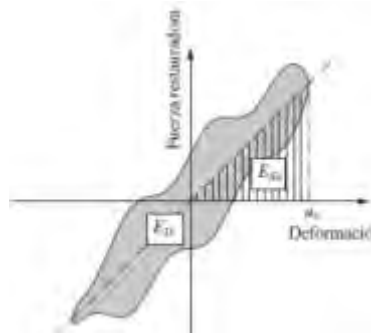


Figura 2.7: Energía disipada en un ciclo histérico (Chopra, 2014)

Reemplazando los valores de E_D y E_{So} en la Ec. (2.4) se obtiene la Ec. (2.5).

$$k_{eff} = \frac{2 \cdot Q \cdot (D - D_y)}{\pi \cdot D \cdot (Q + K_d \cdot D)} \quad (2.5)$$

2.3.1.2. Modelo matemático

La Fig. 2.8 muestra el modelo histérico bi-axial considerado para el dispositivo LRB, cuyas fuerzas restitutivas en cada dirección X e Y son: F_{rx} y F_{ry} , expresadas mediante las Ecs. (2.6) y (2.7). Cada fuerza restitutiva se define mediante dos componentes: una componente lineal proporcional al desplazamiento lateral y una componente no-lineal relacionada a las variables histéricas Z_x o Z_y (Wen, 1976; Nagarajaiah, et al., 1991), donde α es la relación de rigideces pre y post fluencia e igual a 0.1; F_y y D_y son la fuerza y desplazamiento de fluencia, respectivamente; U_x y U_y son los desplazamientos laterales en las direcciones X e Y.

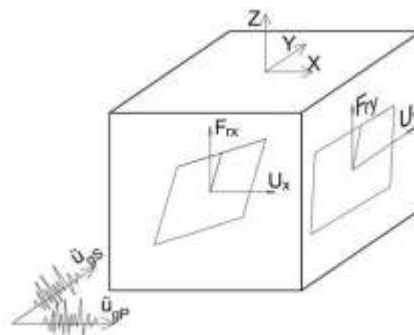


Figura 2.8: Modelo histérico biaxial del aislador LRB

$$F_{rx} = \alpha \cdot \frac{F_y}{D_y} \cdot U_x + (1 - \alpha) \cdot F_y \cdot Z_x \quad (2.6)$$

$$F_{ry} = \alpha \cdot \frac{F_x}{D_x} \cdot U_y + (1 - \alpha) \cdot F_x \cdot Z_y \quad (2.7)$$

Las variables auxiliares Z_x y Z_y representan el comportamiento histerético en ambas direcciones de análisis y están acopladas mediante las Ecs. (2.8) y (2.9) (Park, 1986).

$$D_y \cdot Z_x = A \cdot U_x - Z_x(\gamma \cdot |U_x \cdot Z_x| + \beta \cdot U_x \cdot Z_x + \gamma \cdot |U_y \cdot Z_y| + \beta \cdot U_y \cdot Z_y) \quad (2.8)$$

$$D_x \cdot Z_y = A \cdot U_y - Z_y(\gamma \cdot |U_y \cdot Z_y| + \beta \cdot U_y \cdot Z_y + \gamma \cdot |U_x \cdot Z_x| + \beta \cdot U_x \cdot Z_x) \quad (2.9)$$

Esta definición permite generar una gran variedad de lazos histeréticos a partir de parámetros que controlan la amplitud (A) y la forma del lazo (β y γ). Para la presente investigación se consideraron $A=1$ y $\beta=\gamma=0.5$, usualmente empleados para sistemas elastoplásticos con transiciones suaves en su histéresis (Mavronicola, 2012).

2.3.2. Aisladores de triple péndulo de fricción (TFP)

2.3.2.1. Comportamiento estructural

El dispositivo TFP presenta un comportamiento histerético más complejo, debido a las diversas concavidades de sus placas y sus constantes de fricción. La Fig. 2.9 muestra las características geométricas del aislador que definen su comportamiento: los radios de curvaturas R_1 , R_2 y R_3 ; las constantes de fricción μ_1 , μ_2 , y μ_3 ; las capacidades de desplazamientos d_1 , d_2 y d_3 ; y por último las alturas o distancias al centro del aislador h_1 , h_2 y h_3 . Se considera como radio efectivo L_i , a la diferencia entre los radios de curvatura R_i y las alturas h_i ($i=1,2$ y 3).

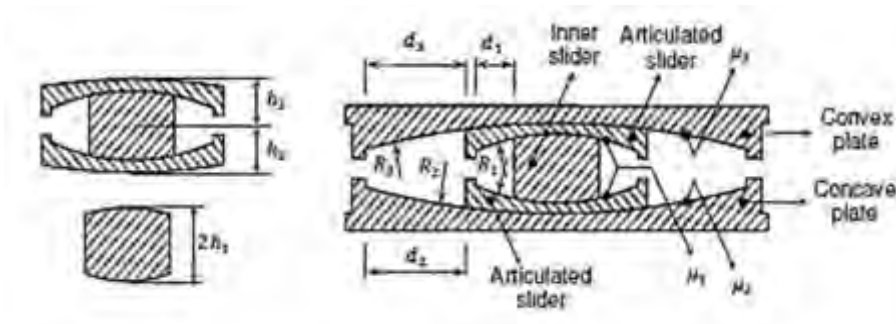


Figura 2.9: Geometría de un aislador TFP (Dao, 2012)

Se ha comprobado teórica y experimentalmente que el TFP se comporta en cinco fases o regímenes (Dao, 2012; Morgan y Mahin, 2008), definidos según los desplazamientos que ocurren en sus placas. La Fig. 2.10 muestra todas estas fases dinámicas y se observa lo siguiente:

- Para la fase I, los deslizamientos se presentan en las superficies cóncavas internas, pues ambos tienen el mismo coeficiente de fricción.
- Para la fase II, el deslizamiento se presenta en las superficies cóncavas externa inferior e interna superior, debido a que se considera que $d_2 > d_1$ (Fig. 2.9).
- Para la fase III, el deslizamiento se presenta en las superficies cóncavas externas, y termina cuando la placa interna inferior alcanza el tope externo.
- Para la fase IV, el deslizamiento se presenta en las superficies cóncavas interna inferior y externa superior, y termina cuando la placa interna superior alcanza el tope externo.
- Por último, en la fase V los deslizamientos se presentan nuevamente en las superficies cóncavas internas hasta alcanzar los topes internos.

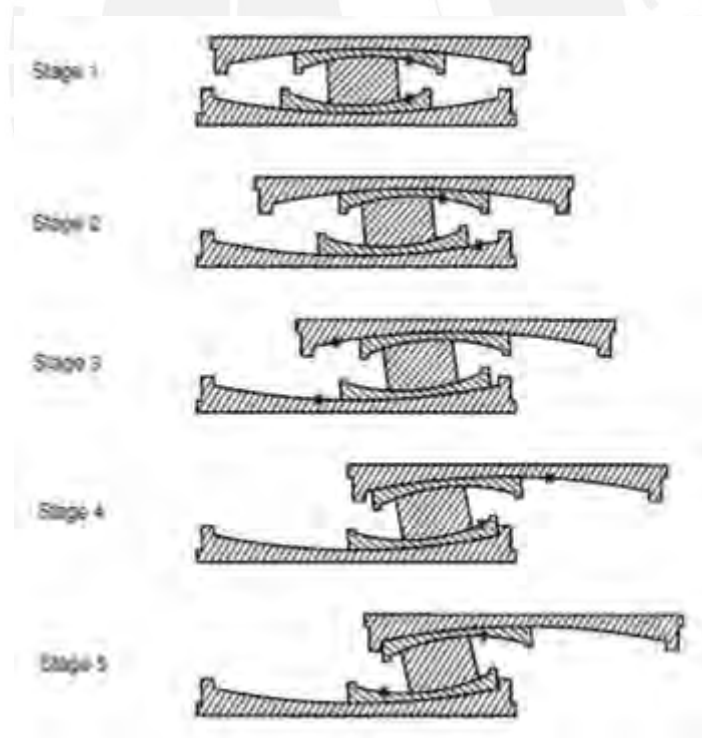


Figura 2.10: Fases dinámicas de un aislador TFP (Dao, 2012)

La Fig. 2.11 muestra la relación Fuerza - Desplazamiento elegido para la presente investigación, el cual fue propuesto por Morgan y Mahin (2008). La rigidez lateral de cada fase depende de los radios efectivos L_i donde se produce el deslizamiento. Por otro lado, los desplazamiento laterales máximos u_i^* para cada fase son calculados por las Ecs. (2.10) a (2.13), los cuales están en función de los radios efectivos L_i , de las constantes de fricción μ_i y de las distancias efectivas d_2 y d_3 . Estas últimas distancias efectivas influyen en los desplazamientos u_4^* y u_5^* , es decir en las Fases IV y V (Morgan y Mahin, 2008).

$$u_2^* = 2 \cdot L_1(\mu_2 - \mu_1) \quad (2.10)$$

$$u_3^* = L_1(\mu_2 + \mu_3 - 2\mu_1) + L_2(\mu_3 - \mu_2) \quad (2.11)$$

$$u_4^* = u_3^* + \left(\frac{d_2}{L_2} + \mu_2 - \mu_3 \right) (L_2 + L_3) \quad (2.12)$$

$$u_5^* = u_4^* + \left(\frac{d_3}{L_3} + \mu_3 - \frac{d_2}{L_2} - \mu_2 \right) (L_1 + L_3) \quad (2.13)$$

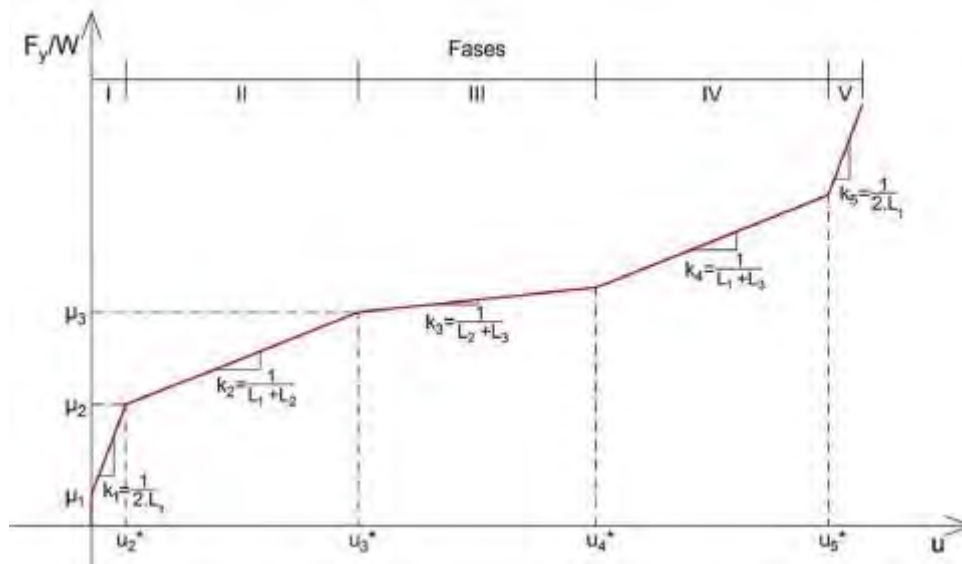


Figura 2.11: Relación Fuerza - Desplazamiento de un aislador TFP adaptado de (Morgan y Mahin, 2008)

Además, en la elaboración de los modelos se consideró que el desplazamiento lateral objetivo sea igual al desplazamiento lateral final de la Fase IV. La Fase V no se considera usualmente en el diseño estructural por precaución, debido a que está relacionada al impacto del aislador interno con los topes y siendo una protección adicional (Aguar et al., 2017).

2.3.2.2. Coeficiente de fricción

El valor del coeficiente de fricción (μ) es una característica importante de estos aisladores, por lo que debe ser definido con exactitud. Su valor depende principalmente del tipo de material de contacto, la velocidad de deslizamiento, la presión; y en menor medida de la temperatura.

La Ec. (2.14) representa aproximadamente la relación entre el coeficiente de fricción y la velocidad para presiones bajas (Mokha et al., 1990; Constantinou, 1999). En la Fig. 2.12a se observa que a mayor velocidad el coeficiente de fricción aumenta.

$$\mu_b = f_{max} - (f_{max} - f_{min}) \cdot \exp(-a_1|u|) \quad (2.14)$$

Dónde μ_b es el coeficiente de fricción dinámico; f_{max} y f_{min} son los coeficientes de fricción máximo e inicial, respectivamente; a_1 es un coeficiente de transición entre las velocidades mínima y máxima; $|u|$ es la velocidad instantánea de deslizamiento; y $\exp()$ devuelve la constante de euler a la potencia del número.

Por otro lado, los ensayos experimentales han indicado que la presión solo afecta al f_{max} y puede ser descrito con la Ec. (2.15) (Roussis y Constantinou, 2008). En la Fig. 2.12b se observan que a mayor presión el coeficiente de fricción máxima disminuye.

$$f_{max} = f_{max,0} - (f_{max,0} - f_{max,p}) \cdot \tanh(sp) \quad (2.15)$$

Dónde $f_{max,0}$ es el máximo valor del coeficiente de fricción para una presión nula; $f_{max,p}$ es el máximo valor del coeficiente de fricción para una alta presión s ; es una constante que controla la variación de f_{max} a bajas y altas presiones; y p es la presión de contacto.

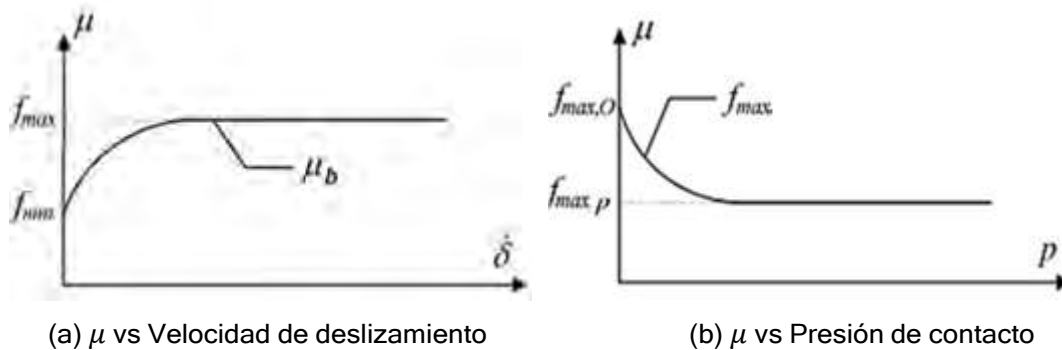


Figura 2.12: Variación del coeficiente de fricción μ

(Roussis y Constantinou, 2006)

2.3.2.3. Modelo matemático

La Fig. 2.13 muestra el modelo de comportamiento del aislador TFP mediante tres péndulos de fricción simples (FPS) dispuestos en serie, disponible en la herramienta computacional (CSI, 2016). Cada elemento de la serie está compuesto por: un resorte lineal cuya rigidez depende del radio efectivo de cada placa cóncava; un elemento de fricción que incluye el comportamiento histerético del péndulo; y por último un elemento *gap*, el cual define la capacidad de desplazamiento lateral de cada placa cóncava.

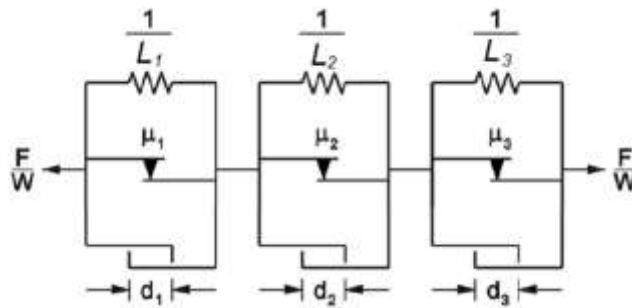


Figura 2.13: Modelo en serie de un aislador TFP (Fenz y Constantinou, 2008)

2.4. METODO DE FUERZA LATERAL EQUIVALENTE (ELF)

El análisis sísmico estático o método de la fuerza equivalente es un análisis simplificado que sirve como base para el diseño de las estructuras que cumplen ciertos requerimientos (E.031, 2020). También se usa para el análisis de edificios más complejos como una medida de limitación de otros métodos dinámicos. El método está basado en la idealización de la estructura como un sólido rígido y a partir de ello se calcula las fuerzas cortantes basales y los desplazamientos laterales de diseño para la base de aislamiento y la superestructura (Naeim y Kelly, 1999).

En el método se establece inicialmente el periodo de vibración objetivo y el amortiguamiento objetivo del edificio aislado. Este periodo de vibración objetivo se toma usualmente como 3 veces el periodo de vibración fundamental del edificio rígido, mientras que el amortiguamiento efectivo varía entre 10 % y 25 %. A continuación, se describe las formulaciones necesarias para el cálculo de los desplazamientos laterales:

2.4.1. Periodo de vibración efectivo del edificio aislado (T_{eff})

El periodo de vibración fundamental de las estructuras aisladas depende prácticamente de la rigidez de los aisladores, por ello si fuera un sistema de un grado de libertad se tendría lo siguiente:

$$T_{eff} = 2\pi\sqrt{\frac{W}{K_{eff} \cdot g}} \quad (2.16)$$

Dónde:

W = Peso de la superestructura definida como la estructura por encima de los aisladores

K_{eff} = Rigidez efectiva del sistema de aislamiento

g = Aceleración de la gravedad.

2.4.2. Factor de amortiguamiento (B)

El factor de amortiguamiento B permite transformar las respuestas espectrales (desplazamientos y pseudo-aceleraciones) correspondientes a un amortiguamiento crítico de 5 % a otro. Este factor B depende del periodo natural de vibración de la estructura, del amortiguamiento efectivo y del registro sísmico. Las normas establecen valores de B conservadores con base a análisis estadísticos considerando las respuestas de registros (desplazamientos, velocidad y aceleración) para una zona específica (Fernandez-Davila y Mendo, 2020). La Tabla 2.1 muestra los factores de amortiguamiento para Perú según la Norma E.031 (2020).

Tabla 2.1: Factor de amortiguamiento B (E.031)

Amortiguamiento Efectivo, ξ_{eff} (% de amortiguamiento crítico)	Factor B
< 2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
>40	1.9

2.4.3. Desplazamiento lateral máximo (D)

El desplazamiento lateral máximo en el centro de rigidez del sistema de aislamiento se calcula con la Ec. (2.17). Se incluye el factor de amortiguamiento B de acuerdo con el amortiguamiento ξ_{eff} proporcionado por el sistema de aislamiento.

$$D = \frac{g \cdot S_d \cdot T_{\text{eff}}}{4 \cdot \pi^2 \cdot B} \quad (2.17)$$

Dónde:

S_d = Aceleración espectral de diseño con 5 % de amortiguamiento

T_{eff} = Periodo de vibración efectivo del edificio aislado.

B = Factor de amortiguamiento efectivo del sistema

2.4.4. Desplazamiento lateral total (D_t)

La Fig. 2.14 muestra el desplazamiento lateral máximo D_t en la base de aislamiento si existiera alguna excentricidad. La norma E0.31 calcula este desplazamiento lateral total D_t amplificando el desplazamiento D mediante un factor relacionado con la geometría en planta, la excentricidad y la rigidez torsional según la Ec. (2.18).

$$D_t = D \cdot \left[1 + \left(\frac{y}{P_t} \right) \left(\frac{12 \cdot e}{b + d} \right) \right] < 1.15 \cdot D \quad (2.18)$$

Dónde:

y = Distancia entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento sísmico y el elemento de interés.

e = Excentricidad obtenida como la suma de la distancia en planta entre el centro de masa de la estructura y el centro de rigidez del sistema de aislamiento sísmico, más la excentricidad accidental, tomada como 5 % de la mayor dimensión en planta del edificio en dirección perpendicular a la de la fuerza sísmica considerada, expresada en mm.

b = Dimensión menor de la proyección en planta de la estructura, expresada en mm.

d = Dimensión mayor de la proyección en planta de la estructura, expresada en mm.

P_t = Razón entre el período traslacional efectivo del sistema de aislamiento sísmico y el período rotacional efectivo del sistema de aislamiento sísmico; calculada mediante un análisis dinámico o como se indica en la Ec. (2.19), pero no requiere ser menor que 1.

$$P_t = \frac{1}{r_i} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x_i^2 + y_i^2)}{N}} \quad (2.19)$$

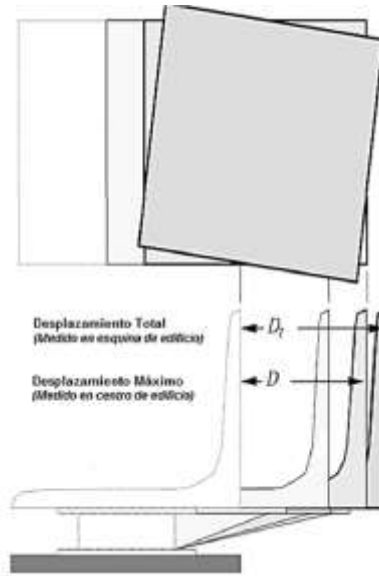


Figura 2.14: Esquema de desplazamientos D y D_t en base de aislamiento (FEMA 356, 2000)

2.5. ANALISIS TIEMPO HISTORIA NO-LINEAL (ATHNL)

El análisis tiempo-historia evalúa la respuesta dinámica de una estructura a partir de un análisis incremental paso a paso para una determinada carga que varía en el tiempo. La Ec. (2.20) muestra la ecuación dinámica del movimiento, donde la no-linealidad del material se incluye con la reformulación del valor de la matriz de rigidez K en cada instante de tiempo considerando la deformación y estado de elementos de la estructura (con carga, en descarga) (Chopra, 2014).

$$M \cdot \ddot{u} + C \cdot \dot{u} + K(u) \cdot u = p(t) \quad (2.20)$$

Donde M , C y K son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez de la estructura; $p(t)$ es la fuerza actuante y \ddot{u} , \dot{u} y u son la aceleración, velocidad y desplazamiento de la estructura.

La solución de este tipo de análisis no lineal siempre requiere un método numérico y por consiguiente un tiempo de cálculo considerable, incluso si la estructura tuviera pocos grados de libertad. Para sistemas lineales se tiene como alternativa el Análisis de Tiempo-Historia Modal (ATHM), en donde se desacoplan las ecuaciones de movimiento, se resuelven individualmente y se halla la solución superponiendo los resultados. Sin embargo, para casos no-lineales no es aplicable directamente la superposición modal (Chopra, 2014; Mamani, 2017). Para los sistemas no-lineales los

métodos más utilizados para resolver la ecuación diferencial de movimiento son: Integración Directa y Análisis No-Lineal rápido (FNA). Este último, se basa en el análisis lineal AHTM e incluye solo algunos elementos no lineales en su formulación. Los aspectos claves para cada método son la convergencia, estabilidad y precisión de los resultados para los distintos intervalos de tiempo.

2.5.1. Métodos de integración directa

Los métodos de integración directa, llamadas así porque la ecuación no necesita ser transformada en otras variables, se clasifican en explícitas o implícitas (Bathe y Wilson, 1976). El *método de integración explícita* no requieren una iteración en cada paso siendo usados para cargas de impactos u ondas; como desventaja se menciona que no son incondicionalmente estables, es decir pueden necesitar pasos muy pequeños de tiempos. Por otro lado, los *métodos de integración implícitos* si necesitan iteración en cada paso, siendo los más idóneos para análisis no-lineal. Existen varios métodos, siendo los principales:

- **Método de Newmark**

Este método es en realidad una familia de métodos de integración de paso único, en donde se asumen diferentes funciones de variación para la aceleración (Newmark, 1959). Ha sido aplicado en numerosas estructuras tanto para análisis lineales y no-lineales por brindar una gran convergencia y estabilidad.

Los más conocidos son los métodos de aceleración lineal y de aceleración constante. Para el análisis no-lineal el más apropiado sería el de aceleración constante, pues presenta una estabilidad incondicional. Sin embargo, es preciso solo si el paso de tiempo es lo suficientemente pequeño (Chopra, 2014).

- **Método θ de Wilson**

El método de Wilson es una modificación del método de la aceleración lineal de Newmark, en donde se incluye un factor θ al paso de tiempo y a la carga. Este factor amortigua numéricamente los periodos de vibración altos para que tenga una mayor estabilidad. Sin embargo, cuando los modos altos son importantes se pierde precisión en los resultados. Actualmente no es muy usado pues hay mejores alternativas (Wilson, 2002).

- **Método de Hilbert-Huges-Taylor**

También llamado método α , pues introduce un factor de disipación α en la formulación del método de Newmark que ayuda a amortiguar de forma controlada los modos de las altas frecuencias y manteniendo una convergencia cuadrática. Se usa en sistemas altamente no-lineales, pues presenta resultados precisos y son incondicionalmente estables (Hilber et al., 1977; Amaya, 2010).

2.5.2. Análisis No-lineal Rápido (Fast Nonlinear Analysis)

En el comportamiento estructural de la mayoría de las estructuras reales son pocos elementos los que incursionarían en el rango no-lineal (Disipadores, aisladores y/o arriostres). Para el caso de edificios aislados, se asume usualmente que los aisladores tendrán comportamiento no-lineal y que la superestructura se mantendrá en régimen lineal-elástico.

Wilson (2002) propone el método FNA aprovechando este número limitado de elementos que se comportan en régimen no-lineal y modifica la solución modal logrando obtener las fuerzas en los elementos no-lineales con iteraciones en cada paso de tiempo.

La propuesta parte de la ecuación dinámica clásica, donde se considera un factor adicional $R(t)_{NL}$ (Ec. (2.21)), el cual representa las fuerzas en los elementos no-lineales y es actualizada por iteración en cada instante de tiempo.

$$M \cdot \ddot{u}(t) + C \cdot \dot{u}(t) + K \cdot u(t) + R(t)_{NL} = R(t) \quad (2.21)$$

Dónde M , C y K son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez. Los vectores $\ddot{u}(t)$, $\dot{u}(t)$, $u(t)$ y $R(t)$ son las aceleraciones, velocidad, desplazamiento y fuerza externa aplicada en los nodos o grados de libertad. El tamaño de estas matrices está definido por el número total de nodos cuyos desplazamientos son desconocidos. Además, la matriz de rigidez K no incluye los elementos no-lineales.

Si el sistema es inestable sin los elementos no-lineales, entonces se puede añadir elementos lineales ficticios al sistema. La matriz de rigidez de estos elementos ficticios (K_e) son sumados en ambos miembros (Ec. (2.22)). De esta manera se puede generar una ecuación similar a la ecuación dinámica clásica (Ec. (2.23)).

$$M \cdot \ddot{u}(t) + C \cdot \dot{u}(t) + (K + K_e) \cdot u(t) = R(t) - R(t)_{NL} + K_e \cdot u(t) \quad (2.22)$$

$$M \cdot u(t) + C \cdot u(t) + \bar{K} u(t) = \bar{R}(t) \quad (2.23)$$

Donde la matriz de rigidez efectiva \bar{K} es la suma de K y K_e , y la fuerza externa efectiva $\bar{R}(t)$ es igual a $R(t) - R(t)_{NL} + K_e u(t)$.

Es importante señalar que los modos deben ser calculados según el método de vectores Ritz, pues se busca minimizar el tiempo de cálculo de las iteraciones en la ecuación dinámica. Se ha demostrado que el método de vectores Ritz reduce el número de modos requeridos en la ecuación modal sin perder precisión (Wilson, 2002).



III. MODELO ESTRUCTURAL

A continuación, se describen las consideraciones del modelo estructural empleado, separándolos en: superestructura y sistema de aislación. Asimismo, se presentan los parámetros característicos de la estructura global y la generación de los casos de estudio.

3.1. MODELO DE LA SUPERESTRUCTURA

Parámetros elásticos de la superestructura:

La ecuación dinámica de movimiento no amortiguada para un edificio de un nivel con excentricidad en la dirección X y tres grados de libertad (dos desplazamientos traslacionales ortogonales y un desplazamiento rotacional respecto a un eje vertical) puede ser descrita como en la Ec. (3.1). Se observa que las propiedades dinámicas del edificio en un análisis elástico pueden ser definidas mediante cuatro parámetros: el periodo de vibración fundamental desacoplado en la dirección Y (T_y); la relación entre periodos traslacionales desacoplados en las direcciones X e Y (T_y/T_x); el grado de acoplamiento torsional Ω , definido como la relación entre el periodo desacoplado traslacional en Y y el torsional; y la excentricidad normalizada con relación al radio de giro e/r . Estos periodos de vibración desacoplados están relacionados a los movimientos puramente traslacionales o torsionales, y pueden ser calculados considerando un sistema equivalente donde CM coincide con CR ($e_r=0$).

$$\begin{Bmatrix} u_x \\ u_y \\ r \cdot u_\theta \end{Bmatrix} + \left(\frac{2\pi}{T_y} \right)^2 \cdot \begin{bmatrix} \mathbf{I} & 0 & 0 \\ 0 & 1 & \frac{e}{r} \\ \mathbf{I} & \frac{e}{r} & \frac{T}{r} + \left(\frac{e}{r} \right)^2 \mathbf{I} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_x \\ u_y \\ r \cdot u_\theta \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} u_{gP} \\ u_{gS} \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3.1)$$

Dónde u_i es el desplazamiento lateral traslacional del gdl i , u_θ es el desplazamiento rotacional de la masa m alrededor del eje Z, \ddot{u}_g es la aceleración horizontal del suelo, r es el radio de giro en planta, y e_r es la excentricidad estática asociada.

Para edificios de más niveles, estos parámetros elásticos (T_y , T_y/T_x , Ω) no son calculados con facilidad, pues e_r no siempre es único en cada nivel y el CR puede no ubicarse en un eje vertical. Hejal and Chopra (1987) demostraron que una clase especial de edificios presentan un mismo e_r para todos los niveles. Estos edificios presentaban elementos resistentes continuos en altura y rigideces laterales proporcionales entre sí; sin embargo, estas estructuras rara vez se observan en la práctica. Por ello, en el presente estudio se consideró el método propuesto por Yiu et

al. (2013) para el cálculo de los periodos de vibración desacoplados en una estructura asimétrica de varios niveles. Este método analiza una estructura equivalente cuyo CM es trasladado a un CR “característico”, definido como el eje vertical sobre el cual se minimizan las rotaciones en planta de todos los pisos, cuando se aplican fuerzas proporcionales al modo traslacional (Ver Anexo 2).

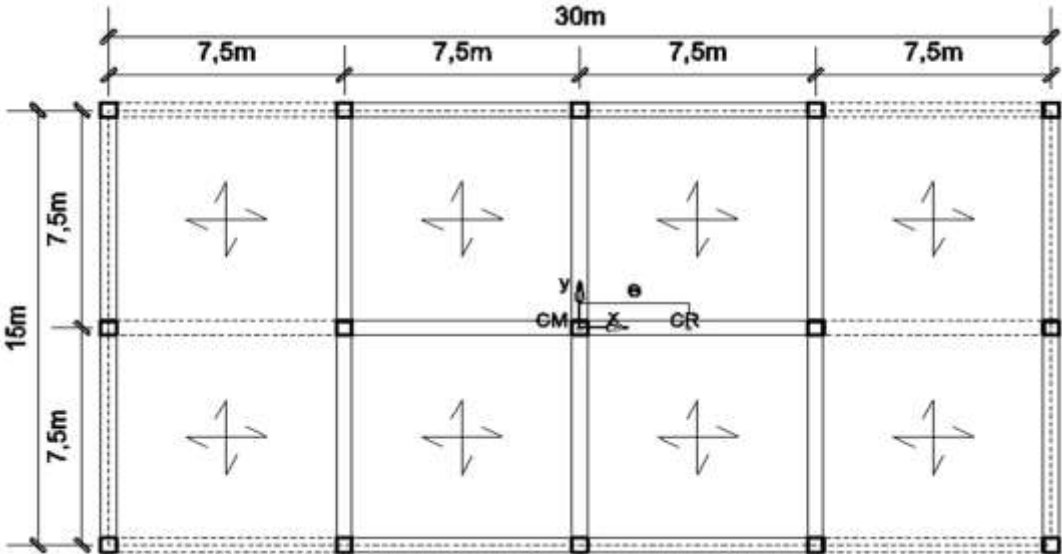
Características físicas y geométricas de la superestructura:

Se generó una familia de 36 modelos de la superestructura según los cuatro parámetros característicos mostrados en la sección anterior. La Fig. 3.1a muestra la planta típica del edificio de concreto armado de seis niveles en estudio y la Fig. 3.1b su elevación longitudinal. La superestructura consideró las recomendaciones de esbeltez y tipo de sistema estructural dadas para los edificios aislados en la base (Mayes y Naeim, 2001). La planta rectangular posee una razón de aspecto igual a 1:2 con dimensiones 15 x 30 m y la altura de cada entrepiso fue igual a 3 m. El sistema estructural del edificio lo componen pórticos en ambas direcciones, con vanos iguales a 7.5 m. La configuración en planta fue escogida para generar una familia de casos con distintas propiedades inerciales y que tenga la menor cantidad de pórticos. Sin embargo, esta configuración tiende a concentrar fuerzas en las esquinas, lo que puede generar tracciones en el aislador. En ese sentido, la altura total considerada permitió minimizar este efecto.

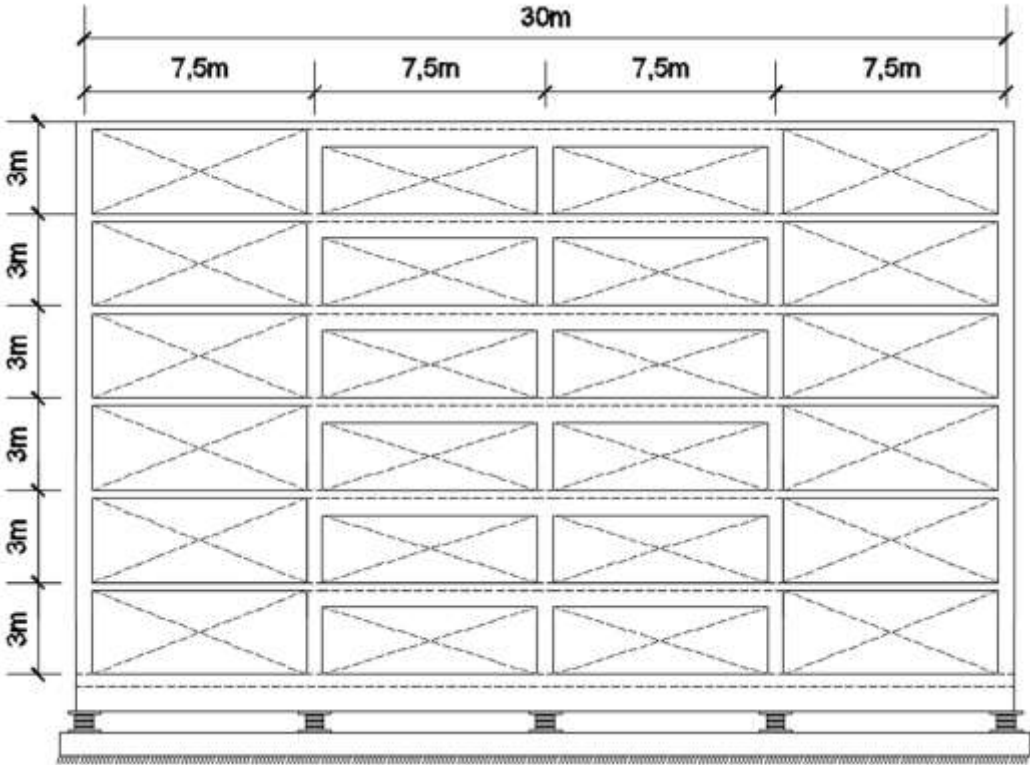
Las propiedades mecánicas del acero estructural fueron: esfuerzo de fluencia (f_y) de 4200 kgf/cm² y módulo de elasticidad (E_s) de 2000000 kgf/cm², y del concreto armado fueron: resistencia a compresión (f_c) de 210 kgf/cm², módulo de elasticidad (E_c) de 210000 kgf/cm² y coeficiente de Poisson (ν) de 0.2. Los ejes globales son mostrados en la Fig. 3.1a, donde la dimensión mayor del edificio es paralela al eje X.

Las losas fueron modeladas con elementos tipo *membrana*; las vigas y columnas con elementos tipo *barra*; y los aisladores sísmicos con elementos tipo *link*. Asimismo, se consideró que la losa maciza se comporta como un diafragma rígido en su propio plano, definiéndose tres grados de libertad en cada nivel ubicados en su respectivo CM (dos desplazamientos traslacionales ortogonales y un desplazamiento rotacional respecto a un eje vertical). La masa se distribuyó de manera uniforme y simétrica ($e_m=0$) y el peso sísmico de cada nivel, definido como 100 % carga muerta y 25 % viva, fue en promedio 1 Tn/m². Se asumió que el comportamiento de los elementos de la superestructura es lineal-elástico, pues se ha demostrado que el sistema de

aislación reduce significativamente las fuerzas de diseño en la superestructura y logra minimizar sus daños (Mayes y Naeim 2001, Giuliani 1991, Akehashi y Takewaki 2021).



(a) Planta estructural



(b) Elevación típica

Figura 3.1: Configuraciones en planta de modelos estructurales

La excentricidad de rigidez e_r para cada modelo fue generada solo en la dirección X, modificando únicamente las dimensiones de columnas y vigas. Es importante señalar que los pórticos centrales se desconectaron de los dos pórticos extremos mediante vigas chatas en la dirección X, con la finalidad de lograr un mayor control sobre la excentricidad y evitar tracciones elevadas en los aisladores extremos. Para las columnas se consideró principalmente formas cuadradas con dimensiones en el rango de 0.40 a 1.10 m; mientras que, en las vigas, los espesores variaron de 0.20 a 0.30 m y los peraltes de 0.40 a 1.20 m. El valor de e_r fue calculado según el procedimiento descrito en el Anexo 2.

3.2. MODELO DEL SISTEMA DE AISLACION

El sistema de aislación en estudio lo conforman dispositivos de tipo LRB o TFP, ubicados en la base de las columnas del primer piso. Se consideró que todos los aisladores son iguales, por tanto, la base de aislamiento no posee excentricidad. Además, solo estos elementos entrarán en régimen inelástico.

Las propiedades del sistema de aislamiento fueron definidas a partir del periodo objetivo T_b , el amortiguamiento objetivo ξ_b y el desplazamiento objetivo D_{obj} . A continuación, se describe la metodología usada para ambos tipos de aisladores:

Metodología para el cálculo de las propiedades del aislador LRB

1. Definir el periodo objetivo de vibración T_b y el amortiguamiento objetivo ξ_b .
2. Calcular de manera aproximada el D_{obj} con el espectro de desplazamientos dado por la norma E031.
3. Calcular el K_{eFF} , definido según la Ec. (2.16).
4. Calcular los valores de K_d , K_e , D_y y Q mediante la solución de las tres ecuaciones (Ecs. (2.1), (2.3) y (2.5)) y la relación de $K_e = 10 K_d$.
5. Graficar el comportamiento histerético según sección 2.3.1.

Metodología para el cálculo de las propiedades del aislador TFP

1. Definir el periodo objetivo de vibración T_b y el amortiguamiento objetivo ξ_b .
2. Calcular de manera aproximada el D_{obj} con el espectro de desplazamientos dado por la norma E031.
3. Calcular el K_{eFF} , definido según la Ec. (2.16).
4. Calcular los valores de radios efectivos L_i , constantes de fricción μ_i y la distancia efectiva d_2 . Debido a que estos valores generan 7 incógnitas y existen 2 relaciones (K_{eFF} y ξ_b) no hay una solución única. Por tanto, se calculó las

incógnitas mediante restricciones adicionales (Ecs. (3.3) a (3.5)) y minimizando el error de los parámetros T_b y ξ_b según la ecuación Ec. (3.2).

$$\%Error = \sqrt{(T_b - T_{obtenido})^2 + (\xi_b - \xi_{obtenido})^2} \quad (3.2)$$

$$L_1 < L_2 < L_3 \quad (3.3)$$

$$u_1 = 0.01 < u_2 < u_3 \quad (3.4)$$

$$d_1 > (u_3 - u_1)L_1 \quad (3.5)$$

5. Graficar el comportamiento histerético según sección 2.3.2.

3.3. GENERACION DE CASOS DE ESTUDIO

En resumen, los modelos se definieron a partir de cuatro parámetros para la superestructura y dos parámetros para el sistema de aislación. La Tabla 3.1 muestra los valores asignados a cada uno de los parámetros elegidos, los cuales representan edificios de mediana altura ($0.70 \text{ s} < T_y < 1.00 \text{ s}$) con: relación de rigideces laterales simétrica y asimétrica ($T_y/T_x = 1.0$ y 0.75), rigidez torsional normal y elevada ($\Omega = 1.0$ y 1.5), y valores de e_r/L de hasta 20 %. Por otro lado, los valores de los parámetros del sistema de aislación fueron escogidos considerando la recomendación de que $T_b > 3T_y$ y que ξ_b usualmente varía entre 10 % y 25 %. Los modelos paramétricos fueron generados a partir de la combinatoria de estos seis parámetros resultando en 216 casos para cada tipo de aislador.

Tabla 3.1: Valores asignados a los parámetros elásticos

ID	Superestructura				Sistema de Aislación	
	$T_y(\text{s})$	T_y/T_x	Ω	$e_r/r (e_r/L)$	$T_b(\text{s})$	$\xi_b(\%)$
1	0.70	0.75	1.0	0.0 (0 %)	3.0	10
2	0.85	1.00	1.5	0.4 (10 %)	3.5	25
3	1.00	-	-	0.8 (20 %)	4.0	-
Total	3	2	2	3	3	2

(-) No hay dato

La nomenclatura de los modelos estuvo compuesta por seis dígitos XXXX_XX, donde cada X representa el ID del parámetro asociado. El orden es el mismo al presentado en la Tabla 3.1. Por ejemplo, los parámetros del modelo 1223_11 para la superestructura serían: $T_y = 0.70 \text{ s}$, $T_y/T_x = 1.00$, $\Omega = 1.5$ y $e_r/r = 0.8$; y para el sistema de aislación: $T_b = 3.0 \text{ s}$ y $\xi_b = 10 \%$.

Las Figs. 3.2 y 3.3 muestran las curvas de histéresis de los aisladores TFP y LRB para $\xi_b = 10 \%$ y 25% , respectivamente. Mientras que la Tabla 3.2 muestran las

propiedades usadas en el modelamiento de los aisladores LRB y TFP para los casos paramétricos. Se observó que el aislador TFP presenta la mayor disipación en la parte central de su diagrama. Además, los D_{obj} para $\xi_b = 10\%$ y 25% fueron 33.6 cm y 20.5 cm respectivamente. Estos desplazamientos D_{obj} no dependen del T_b pues está ubicado en la meseta del espectro de desplazamientos de la norma E.031.

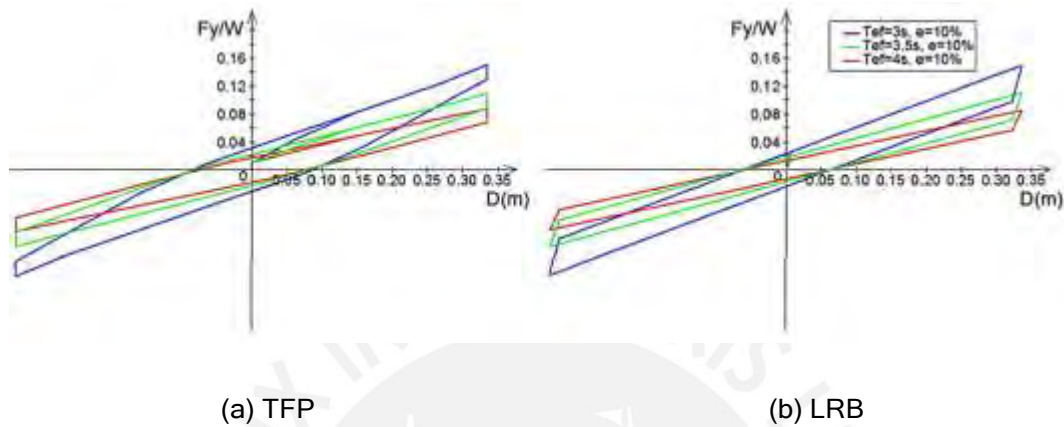


Figura 3.2: Diagrama de histéresis de aisladores para $T_b = 3.0$ s, 3.5 s, 4.0 s y $\xi_b = 10\%$.

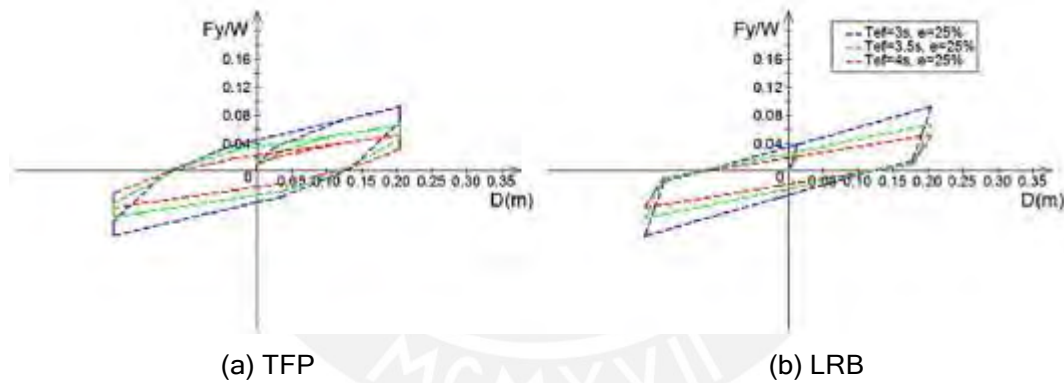


Figura 3.3: Diagrama de histéresis de aisladores para $T_b = 3.0$ s, 3.5 s, 4.0 s y $\xi_b = 25\%$.

Tabla 3.2: Propiedades de aisladores TFP y LRB

Sistema de Aislación			Aisladores TFP							Aisladores LRB		
T_{eff} (s)	ξ_{eff} (%)	D_{obj} (m)	L_1 (m)	L_2 (m)	L_3 (m)	μ_1	μ_2	μ_3	d_2 (m)	Q (Ton)	K_d (Ton/m)	K_e (Ton/m)
3.0	10	0.336	0.91	1.32	1.60	0.01	0.042	0.082	0.109	4.857	79.44	794.45
3.0	25	0.205	0.52	1.96	3.84	0.01	0.030	0.070	0.075	7.099	59.27	592.74
3.5	10	0.336	1.40	1.65	2.22	0.01	0.030	0.060	0.109	3.568	58.36	583.67
3.5	25	0.205	0.95	2.35	4.35	0.01	0.030	0.050	0.070	5.215	43.54	435.49
4.0	10	0.336	1.90	1.95	2.85	0.01	0.015	0.050	0.109	2.732	44.68	446.87
4.0	25	0.205	1.26	3.55	5.90	0.01	0.020	0.040	0.070	3.990	33.34	333.42

La Fig. 3.4 muestra una vista tridimensional del modelo matemático típico en la herramienta computacional (CSI, 2006), donde se reúnen todas las características mencionadas de la superestructura y del sistema de aislación.

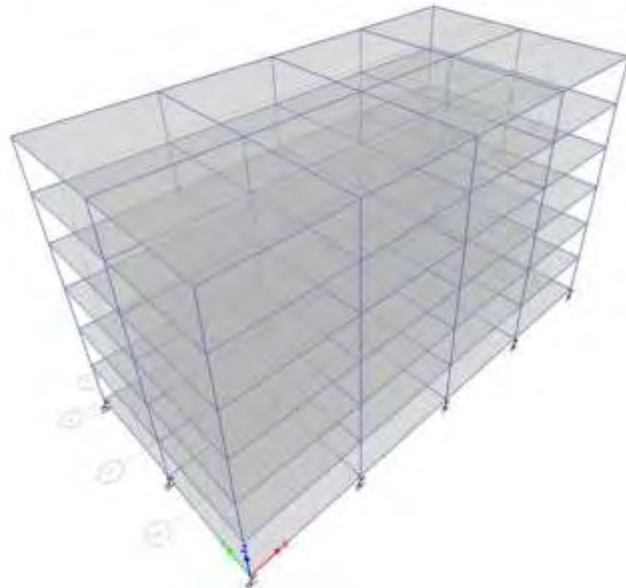
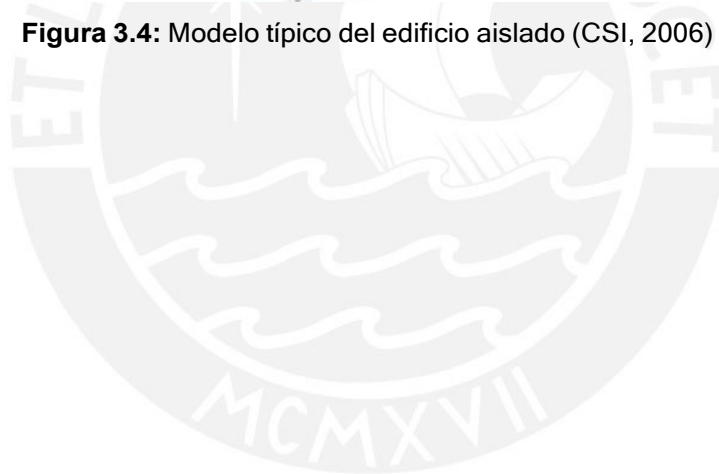


Figura 3.4: Modelo típico del edificio aislado (CSI, 2006)



IV. SOLICITACIONES SISMICAS

4.1. SELECCIÓN Y ESCALAMIENTO DE REGISTROS SISMICOS

Las respuestas de un análisis sísmico tiempo historia no-lineal son sensibles a distintos registros sísmicos, por lo que su selección y escalamiento deben seguir criterios que logren representar el peligro sísmico de un determinado sitio.

4.1.1. Selección de registros sísmicos

La selección de registros se basa en tener similares características, tales como: magnitud, distancia a la falla, mecanismo de origen y tipo de suelo.

La magnitud permite estimar la energía liberada de un sismo. Existen varias escalas de medición, siendo la más empleada actualmente la escala de magnitud de momento (M_w), ya que permite una medición exacta para la mayoría de los sismos. Se ha observado que la forma del espectro de aceleraciones varía según la magnitud. Para sismos leves ($M_w < 5$) se tienen picos de valores en periodos de 0.15 s; y para sismos fuertes ($M_w > 8$) los picos se presentan en periodos de 0.5 s (Kalkan y Chopra, 2010).

La distancia a la falla puede clasificar a los sismos como lejanos o cercanos a la falla. No hay un criterio exacto para clasificarlos, sin embargo, un sismo lejano a la falla tendría una distancia mayor a 50 km de la zona de ruptura, siendo estos sismos más frecuentes. Se ha observado que los sismos cercanos a la falla presentan pulsos considerables en los registros de aceleración, velocidad y desplazamientos, los cuales se ubican en la zona de períodos cortos. (Makris y Chang, 2000).

Según su mecanismo de origen, pueden ser clasificados en sismos de origen interplaca, dado por la confluencia de dos placas tectónicas; o intraplaca, dado dentro de la placa por fallas locales. Además, se puede estudiar en mayor detalle el origen según su orientación, tipo y tamaño de falla. Por ejemplo, en Perú se tienen principalmente sismos interplaca de subducción, debido a la convergencia de las placas de Nazca y Sudamericana. Además, se encontraron dos tipos de fallas predominantes según la profundidad de los sismos: fallas de tipo inversa para sismos superficiales (profundidad < 60 km) y fallas de tipo normal para sismos intermedios (profundidad entre 60 a 350 km) (Tavera y Buforn, 2001).

El tipo de suelo es clasificado según la velocidad promedio de ondas de corte medido en los primeros 30 metros de profundidad (V_{s30}), donde V_{s30} varía entre

500 a 1500 m/s para suelos S1, entre 180 a 500 m/s para suelos S2 y entre 0 a 180 m/s para suelos S3 (E.030, 2020). En suelos rígidos (S1) se presentan picos de aceleraciones en la zona de periodos bajos y ocurre lo contrario para suelos blandos (S3).

Respecto a la cantidad de registros, la norma E.031 (2020) especifica el uso de siete pares de registros como mínimo y que las respuestas de diseño sean obtenidas según el promedio de los resultados de cada registro. Si no existen registros en la zona, entonces es posible usar registros sintéticos o artificiales.

Se seleccionaron siete pares de registros sísmicos de aceleraciones medidos durante eventos importantes ($M_w > 7.5$) producidos por mecanismos de subducción ocurridos en Perú y Chile, pertenecientes a tipos de suelos S1 y S2. La Tabla 4.1 muestra las características de los eventos sísmicos elegidos como: magnitud, aceleración máxima del suelo (PGA) por componente, tipo de suelo, profundidad focal y distancia hipocentral.

Tabla 4.1: Características de registros sísmicos seleccionados

EVENTO SISMICO	AÑO	ESTACION	M_w	PGA		Tipo de Suelo	Profundidad Focal (km)	Distancia Hipocentral (km)
				\ddot{u}_{gP} (g)	\ddot{u}_{gS} (g)			
LIMA 1966	1966	P. de la Reserva	8.1	0.27	0.18	S1	24	235.0
LIMA 1974	1974	P. de la Reserva	7.5	0.20	0.18	S1	13	113.0
TOCOPILLA	2007	Mejillones	7.9	0.42	0.41	S1	40	116.0
MAULE	2010	Hualañe	8.8	0.45	0.38	S1	30	195.0
IQUIQUE	2014	HMBCX	8.2	0.24	0.22	S1	39	133.0
VALPARAISO	1985	Pichilemu	8.0	0.26	0.18	S1	33	141.4
MOQUEGUA	2001	C. Vizcarra	8.3	0.30	0.24	S2	33	338.0

4.1.2. Escalamiento de registros sísmicos

Luego de escogidos los registros, se requiere escalarlos respecto a un espectro de diseño de pseudo-aceleraciones en un rango de periodos definidos. El espectro de diseño representa el peligro sísmico del sitio (Mendo, 2016). Actualmente los métodos recomendados para el escalamiento dados por los códigos (ASCE, 2010; E.031, 2020) se dividen en dos: el *escalamiento de ajuste espectral* y el *de amplitudes*; teniendo cada uno sus ventajas. Aún no se sabe con certeza cuál es el más conveniente, pues los resultados usando ambos métodos han llegado a ser dispersos y pueden subestimar o sobrestimar las respuestas (Huang et al., 2008; Pant y Maharjan, 2016).

a) Escalamiento de ajuste espectral (Spectral matching):

Consiste en un escalamiento de amplitud y/o de frecuencias para cada componente del sismo de forma independiente y lograr un ajuste exacto respecto al espectro objetivo (Huang, 2011). Esta modificación de registros se realiza por medio de ondas (wavelets), que son introducidos en los registros (Abramson, 1992; Hancock, 2006). Una desventaja del ajuste espectral es que al alterar su contenido de frecuencias, los registros pierden variabilidad y puede reducir la influencia de los modos de vibración altos (Mazzoni et al., 2012)

b) Escalamiento de Amplitudes (Weighted scaling):

Consiste en un escalamiento de amplitud para ambas componentes del sismo, de forma que el valor promedio de los espectros SRSS se ajusten al espectro objetivo para un determinado rango de periodos de vibración. Este rango de periodos de vibración depende de los requerimientos de cada código. El método logra mantener la mayoría de las características de los sismos, a excepción de las amplitudes. Sin embargo, existen casos en donde los sismos escalados presentan picos de aceleraciones elevados para las zonas de periodos cortos (Mendo, 2015).

La Fig. 4.1 muestra el escalamiento en amplitud de estos registros de manera que el promedio de los espectros SRSS de cada registro se ajuste al espectro de diseño propuesto de la norma peruana E.031 (2020) para un rango variable de periodos de vibración fundamental entre 1 s a 4 s (Tabla 3.1). El espectro de diseño definido según la norma E.031 (2020) corresponde al sismo máximo considerado (SMC) y fue calculado según la Ec. (5.1). Se consideró una zona sísmica Z4, un tipo de suelo S1 y un factor de uso U igual a 1.

$$S_{aM} = 1.5 \cdot (Z \cdot U \cdot C \cdot S) \cdot g \quad (5.1)$$

Dónde: S_{aM} es la ordenada del espectro elástico de pseudo-aceleraciones correspondiente a SMC; Z, U y S son los factores de zona sísmica, de importancia y de suelo; y C es el factor de amplificación sísmica definido según la norma E.030.

Asimismo, se consideró que el error cuadrático medio sea mínimo entre el promedio SRSS de los pares de registros sísmicos y el espectro de diseño objetivo (Hachem, 2008). La Tabla 4.2 detalla los factores de escala empleados para cada registro sísmico.

Tabla 4.2: Factores de escala de registros sísmicos seleccionados

EVENTO SISMICO	AÑO	ESTACION	M_w	PGA		Factor de Escala
				\ddot{u}_{gP} (g)	\ddot{u}_{gS} (g)	
LIMA 1966	1966	P. de la Reserva	8.1	0.27	0.18	3.40
LIMA 1974	1974	P. de la Reserva	7.5	0.20	0.18	4.30
MOQUEGUA	2001	C. Vizcarra	8.3	0.30	0.24	2.30
TOCOPILLA	2007	Mejillones	7.9	0.42	0.41	1.45
MAULE	2010	Hualañe	8.8	0.45	0.38	2.25
IQUIQUE	2014	HMBXCX	8.2	0.24	0.22	2.10
VALPARAISO	1985	Pichilemu	8	0.26	0.18	3.32

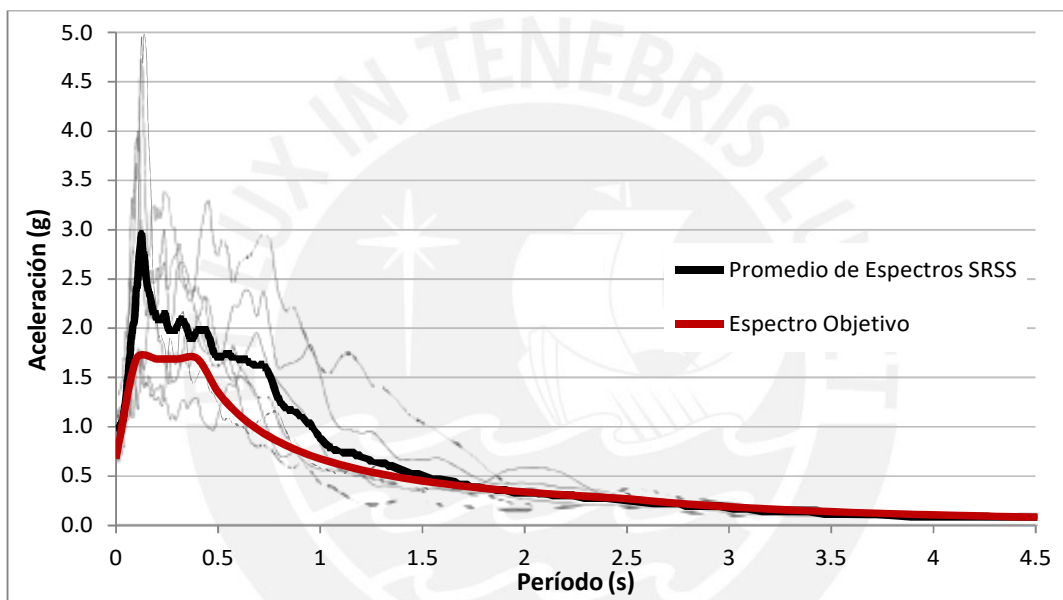


Figura 4.1: Escalamiento de los siete pares de registros sísmicos respecto al espectro de diseño objetivo (E.031, 2020)

V. ANÁLISIS DE RESULTADOS

En esta sección se presentan los resultados de cada uno de los 216 casos paramétricos definidos a partir de los parámetros mostrados en la Tabla 3.1 bajo distintas condiciones de análisis. En primer lugar, se revisó el comportamiento sísmico de los edificios asimétricos empotrados mediante los análisis: modal espectral (AME) y tiempo historia lineal (ATHL). Luego, se estudió el efecto de cada parámetro característico (Ver sección 3.3) en las respuestas del ATHNL de los edificios asimétricos incluyendo aislamiento sísmico mediante dos dispositivos: TFP y LRB. Además, se revisaron alternativas para controlar el efecto de e_r en la superestructura modificando la distribución de aisladores en la base de aislamiento.

5.1. RESPUESTAS DE ANALISIS LINEAL DE CASOS PARAMETRICOS

EMPOTRADOS

La familia de edificios asimétricos fue estudiada inicialmente considerando base fija mediante AME y ATHL. Los resultados permitieron conocer el comportamiento de los edificios antes del aislamiento y verificar así la efectividad de este sistema de protección sísmica. Las principales respuestas de interés fueron las fuerzas cortantes basales y las derivas de entrepiso.

La Fig. 5.1 muestra las direcciones de las solicitaciones sísmicas, dónde para el AME se aplicó el 100 % de fuerzas sísmicas para cada dirección y para el ATHL se aplicó simultáneamente la componente principal del registro escalado en la dirección X+ y la secundaria, en la dirección Y+.

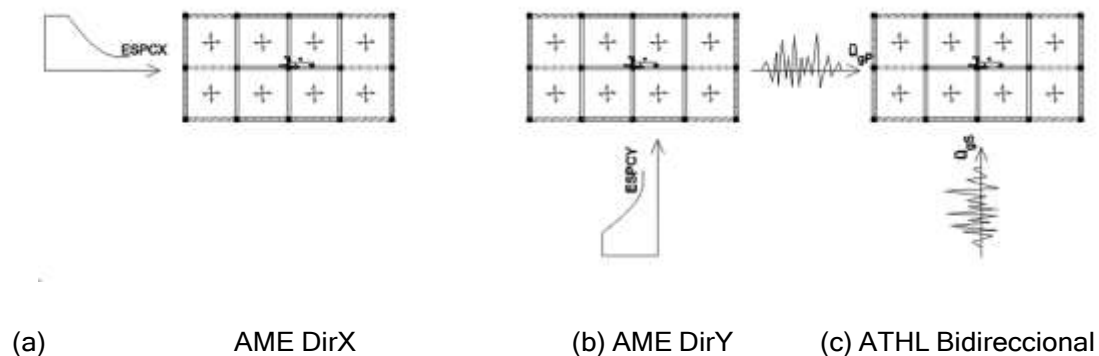


Figura 5.1: Solicitación sísmica a casos de estudio con base fija

Para el AME, se empleó el espectro elástico de pseudo-aceleraciones reducido dado por la norma E.030 (2020) como se muestra en la Fig. 5.2, considerando los siguientes parámetros sísmicos: Zona sísmica Z4, Tipo de suelo S1, Factor de importancia $U=1$ y

Factor de reducción $R= 8$ correspondiente a pórticos de concreto armado. Además, para los casos irregulares se consideró un factor de irregularidad torsional extrema (I_p) igual a 0.6. Por otro lado, para el ATHL se emplearon siete pares de registros escalados en amplitud respecto al espectro de la norma E.030 considerando un $R= 8$ y su respectivo I_p .

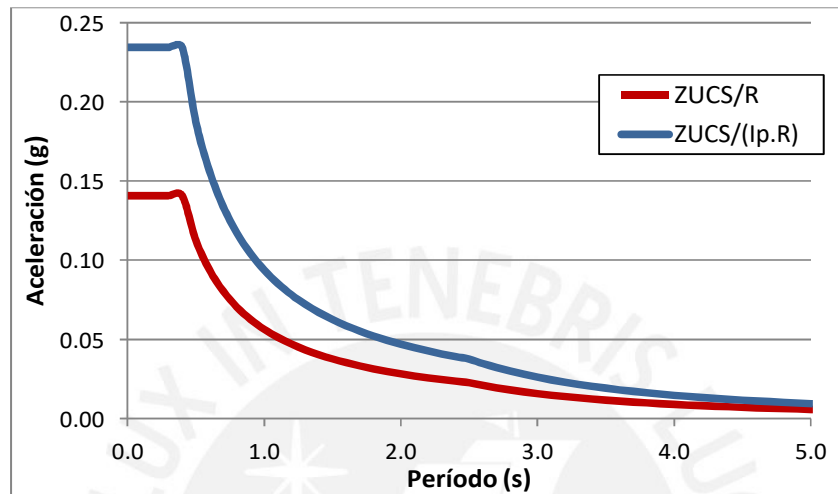


Figura 5.2: Espectro elástico de pseudo-aceleraciones reducido para casos regulares e irregulares ($Z= 0.45\text{-g}$, $U= 1$, $S= 1$, $R= 8$, $I_p= 0.6$)

5.1.1 Modos y periodos de vibración

La Tabla 5.1 muestra los periodos principales de vibración y sus correspondientes porcentajes de participación de masa efectiva para los casos en estudio. Se consideraron 18 modos para el análisis modal, correspondientes a 3 grados de libertad por nivel, sin embargo, solo se muestran los resultados de los tres primeros modos. Es importante señalar que los ID en la Tabla 5.1 siguen la nomenclatura presentada en la sección 3.3; sin embargo, solo se muestra los primeros 4 dígitos asociados a los parámetros de la superestructura.

Se verificó que los casos con $e_r= 0$ presentaron modos desacoplados, es decir las masas efectivas de sus modos estuvieron concentrados en una sola dirección. Por otro lado, los casos con $e_r \neq 0$ presentaron modos acoplados, que se redujeron por el aumento del parámetro Ω ; por ejemplo, para el caso 1112 ($\Omega= 1.0$) se obtuvo masas participativas de 45 % y 28 % en las direcciones UY y RZ para el modo 2, mientras que para el caso 1122 ($\Omega= 1.5$) se obtuvo masas participativas de 70 % y 4 % en las direcciones UY y RZ para el mismo modo.

Además, en la Tabla 5.1 se muestra las relaciones entre los periodos de vibración lateral y torsional, verificando que para los casos con $e_r= 0$ estos parámetros son

similares a los presentados en Tabla 3.1, mientras que para los casos con $e_r \neq 0$ el acoplamiento genera un aumento del periodo T_y , T_y/T_x y T_y/T_θ en relación con los casos desacoplados.

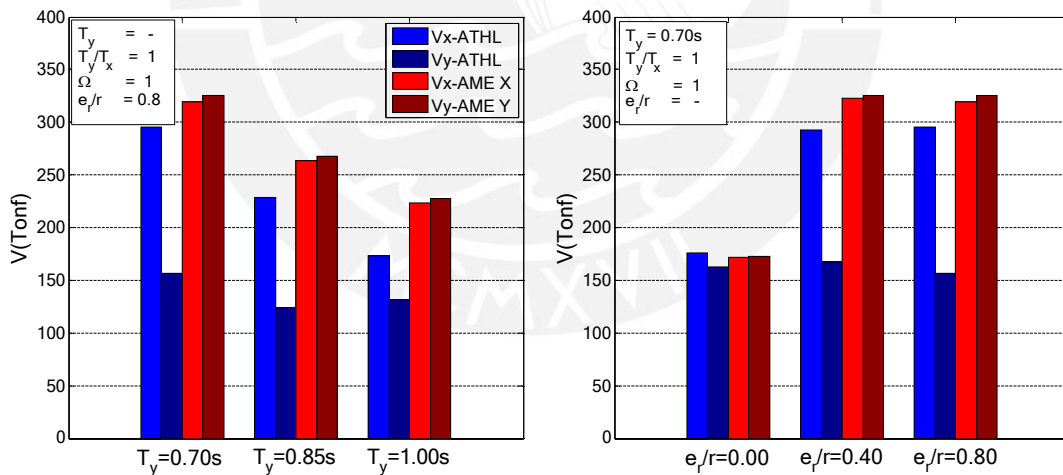
Tabla 5.1: Periodos de vibración, participación de masas efectivas y parámetros acoplados de casos de estudio con base fija

ID	Periodos			Participación de masa efectiva									Parámetros acoplados de superestructura			
				Modo 1			Modo 2			Modo 3						
	T1	T2	T3	UX1	UY1	RZ1	UX2	UY2	RZ2	UX3	RY3	RZ3	T_y	T_y/T_x	T_y/T_θ	
1111	0.942	0.703	0.689	73%	0%	0%	0%	76%	0%	0%	0%	0%	76%	0.703	0.75	1.02
1112	0.976	0.825	0.599	72%	0%	0%	0%	45%	28%	0%	30%	47%	0.825	0.85	1.38	
1113	0.958	0.948	0.526	0%	46%	26%	73%	0%	0%	0%	28%	50%	0.958	1.01	1.82	
1121	0.939	0.700	0.480	71%	0%	0%	0%	75%	0%	0%	0%	75%	0.700	0.75	1.46	
1122	0.951	0.730	0.450	71%	0%	0%	0%	70%	4%	0%	5%	71%	0.730	0.77	1.62	
1123	0.955	0.783	0.426	71%	0%	0%	0%	67%	7%	0%	9%	68%	0.783	0.82	1.84	
1211	0.707	0.705	0.670	75%	0%	0%	0%	75%	0%	0%	0%	75%	0.705	1.00	1.05	
1212	0.798	0.705	0.588	0%	48%	26%	75%	0%	0%	0%	27%	50%	0.798	1.13	1.36	
1213	0.906	0.714	0.518	0%	49%	24%	75%	0%	0%	0%	27%	52%	0.906	1.27	1.75	
1221	0.714	0.697	0.471	72%	0%	0%	0%	72%	0%	0%	0%	74%	0.697	0.98	1.48	
1222	0.715	0.691	0.438	0%	69%	3%	73%	0%	0%	0%	4%	71%	0.715	1.03	1.63	
1223	0.788	0.713	0.421	0%	65%	7%	73%	0%	0%	0%	9%	67%	0.788	1.11	1.87	
2111	1.142	0.859	0.828	75%	0%	0%	0%	78%	0%	0%	0%	79%	0.859	0.75	1.04	
2112	1.142	0.999	0.712	75%	0%	0%	0%	49%	28%	0%	29%	51%	0.999	0.87	1.40	
2113	1.142	1.141	0.601	0%	49%	26%	75%	0%	0%	0%	28%	54%	1.142	1.00	1.90	
2121	1.118	0.842	0.564	74%	0%	0%	0%	77%	0%	0%	0%	77%	0.842	0.75	1.49	
2122	1.125	0.885	0.555	74%	0%	0%	0%	72%	4%	0%	4%	73%	0.885	0.79	1.59	
2123	1.115	0.961	0.51	75%	0%	0%	0%	68%	8%	0%	10%	69%	0.961	0.86	1.88	
2211	0.865	0.846	0.811	77%	0%	0%	0%	78%	0%	0%	0%	78%	0.846	0.98	1.04	
2212	0.972	0.847	0.713	0%	48%	28%	77%	0%	0%	0%	29%	50%	0.972	1.15	1.36	
2213	1.106	0.866	0.628	0%	52%	25%	77%	0%	0%	0%	27%	55%	1.106	1.28	1.76	
2221	0.847	0.829	0.572	0%	75%	0%	75%	0%	0%	0%	0%	76%	0.847	1.02	1.48	
2222	0.876	0.831	0.546	0%	71%	3%	75%	0%	0%	0%	4%	73%	0.876	1.05	1.60	
2223	0.942	0.871	0.505	0%	68%	7%	75%	0%	0%	0%	9%	69%	0.942	1.08	1.87	
3111	1.386	1.044	1.042	76%	0%	0%	0%	79%	0%	0%	0%	79%	1.044	0.75	1.00	
3112	1.338	1.194	0.856	77%	0%	0%	0%	43%	35%	0%	36%	45%	1.194	0.89	1.39	
3113	1.383	1.343	0.754	0%	48%	29%	77%	0%	0%	0%	30%	52%	1.383	1.03	1.83	
3121	1.413	1.029	0.690	74%	0%	0%	0%	78%	0%	0%	0%	78%	1.029	0.73	1.49	
3122	1.322	1.072	0.666	75%	0%	0%	0%	72%	5%	0%	5%	73%	1.072	0.81	1.61	
3123	1.352	1.124	0.599	75%	0%	0%	0%	69%	8%	0%	10%	70%	1.124	0.83	1.88	
3211	1.017	1.003	0.963	78%	0%	0%	0%	78%	0%	0%	0%	79%	1.003	0.99	1.04	
3212	1.136	1.031	0.831	0%	49%	29%	78%	0%	0%	0%	30%	51%	1.136	1.10	1.37	
3213	1.324	1.019	0.731	0%	51%	27%	79%	0%	0%	0%	29%	54%	1.324	1.30	1.81	
3221	1.00	0.998	0.674	75%	0%	0%	0%	75%	0%	0%	0%	76%	0.998	1.00	1.48	
3222	1.042	1.00	0.659	0%	71%	4%	75%	0%	0%	0%	5%	72%	1.042	1.04	1.58	
3223	1.107	1.007	0.592	0%	69%	7%	76%	0%	0%	0%	9%	70%	1.107	1.10	1.87	

5.1.2 Fuerzas cortantes basales

La Fig. 5.3 muestra el efecto de los parámetros en las fuerzas cortantes basales para las direcciones X e Y (V_x y V_y) del AME y el ATHL. Se observó que las fuerzas cortantes basales máximas del AME llegaron a ser mayores al del ATHL hasta un 13 % para la dirección X y un 45 % para la dirección Y, notándose que la norma E.030 presenta resultados muy conservadores en la dirección Y cuando el edificio presenta alguna excentricidad de rigidez. De la Fig. 5.3 se desprende lo siguiente:

- El aumento de T_y generó una reducción de V_x y V_y en promedio de 31 % para el ATHL y de 13 % para el AME.
- El incremento de e_r/r de 0.40 a 0.80 no generó un cambio significativo en las fuerzas cortantes basales para el ATHL y AME.
- El aumento del parámetro T_y/T_x influyó fuertemente en V_x , aumentándolo en 50 % para el ATHL y en 33 % para el AME.
- El aumento del parámetro Ω generó un mayor V_y y menor V_x para el ATHL, mientras que para el AME, no hubo diferencias notables de fuerzas cortantes basales.



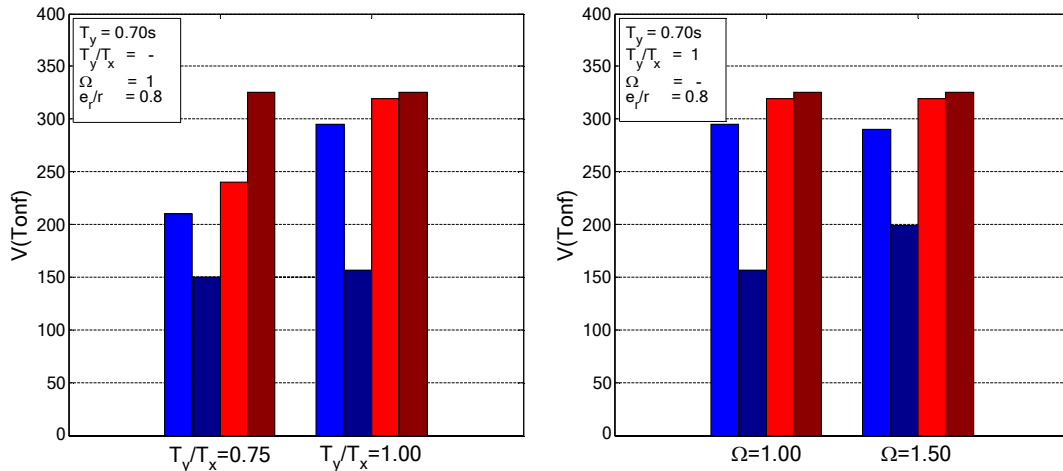


Figura 5.3: Efecto de los parámetros en las fuerzas cortantes basales de casos empotrados

5.1.3 Derivas de entrepiso

La Tabla 5.2 muestra las derivas máximas de entrepiso de los edificios en estudio correspondiente al AME, calculado multiplicando la deriva elástica por 0.75 R para edificios regulares y por 0.85 R para edificios irregulares (E.030, 2020). Se observó tres grupos de respuesta: El primero lo conformaron los modelos que cumplen con la norma E0.30, al tener una deriva menor o igual que 0.007 siendo el 11 % de modelos. El segundo, los modelos cuyas derivas fueron mayores que 0.007 y menores o igual a 0.010, lo cuales se espera que tengan un buen rendimiento una vez aislados, siendo el 38 % de modelos. Por último, se tienen los modelos cuyas derivas fueron mayores a 0.010, siendo edificios muy flexibles y que se espera que no tengan un buen comportamiento así estén aislados, pero siendo aún importante analizarlos para conocer las tendencias de las respuestas.

Tabla 5.2: Derivas máximas de edificios empotrados

e_r/r (e_r/L)	$T_y = 0.7 s$				$T_y = 0.85 s$				$T_y = 1.0 s$			
	$T_y/T_x = 0.75$		$T_y/T_x = 1$		$T_y/T_x = .75$		$T_y/T_x = 1$		$T_y/T_x = 0.75$		$T_y/T_x = 1$	
	$\Omega = 1$	$\Omega = 1.5$	$\Omega = 1$	$\Omega = 1.5$	$\Omega = 1$	$\Omega = 1.5$	$\Omega = 1$	$\Omega = 1.5$	$\Omega = 1$	$\Omega = 1.5$	$\Omega = 1$	$\Omega = 1.5$
0 (0 %)	0.008	0.008	0.006	0.006	0.009	0.009	0.007	0.007	0.011	0.011	0.008	0.008
0.4 (10 %)	0.010	0.009	0.010	0.008	0.012	0.010	0.012	0.010	0.015	0.014	0.015	0.012
0.8 (20 %)	0.012	0.010	0.011	0.010	0.015	0.012	0.015	0.011	0.017	0.015	0.017	0.014

4

14

18

La Fig. 5.4 muestra la distribución de las derivas en altura para los modelos con parámetro $T_y/T_x=1$ y $\Omega=1$ correspondientes al AME y ATHL, observándose que las derivas máximas en la dirección Y del AME son mayores al del ATHL en un 70 % cuando $e_r/r=0.8$. Por otro lado, las derivas en la dirección X de ambos análisis (AME y ATHL) fueron similares. El efecto bidireccional no fue determinante en estos casos, siendo los valores máximos de las derivas correspondientes a los del AME. En general, las tendencias fueron las esperadas, incrementándose las derivas a medida que aumentaba la excentricidad y los periodos de vibración.

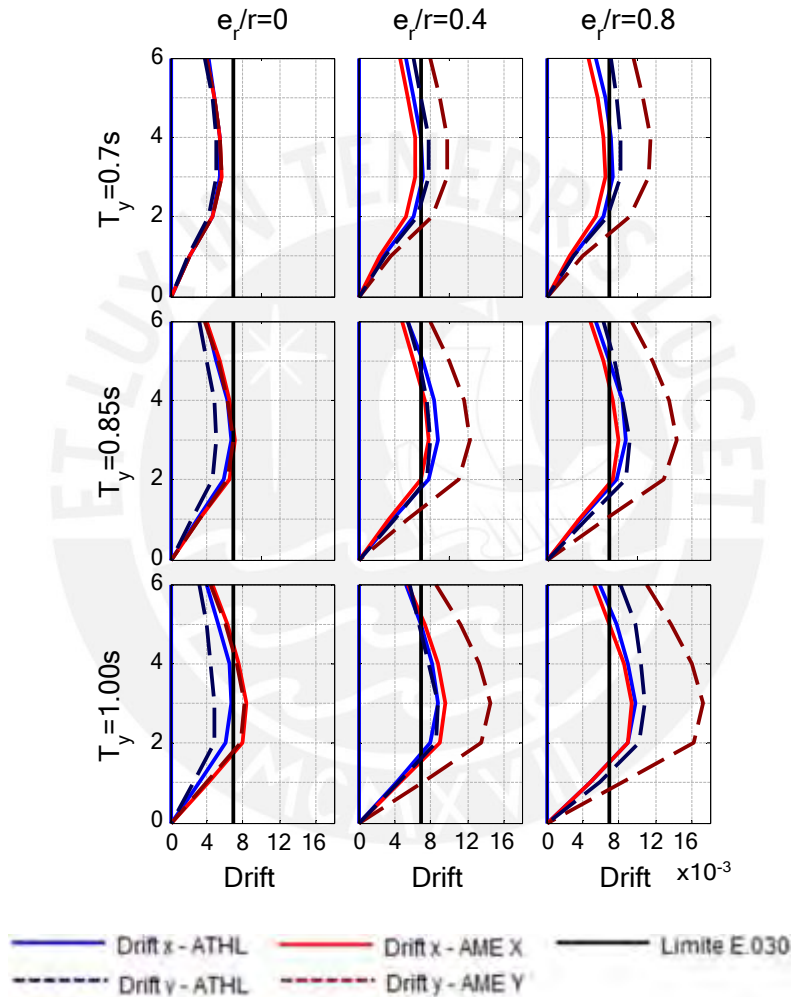


Figura 5.4: Derivas de edificios empotrados con $T_y/T_x=1$ y $\Omega=1$

5.2. RESPUESTAS DE ATHNL DE CASOS PARAMETRICOS AISLADOS CON EXCENTRICIDAD DE RIGIDEZ

Se realizó el análisis sísmico tiempo historia no-lineal considerando la bi-direccionalidad de los siete pares de registros sísmicos para cada modelo. Además, se tuvo en cuenta que solo los aisladores podían incursionar en el régimen inelástico y por tanto se utilizó el Fast Nonlinear Analysis FNA (Wilson, 2002), reduciendo el tiempo de cálculo al solo considerar la no-linealidad en elementos particulares.

Las respuestas de interés fueron los desplazamientos laterales, rotaciones en planta, fuerzas cortantes basales, derivas y aceleraciones de entrepiso. Todos los resultados se calcularon a partir del promedio de las respuestas obtenidas para cada uno de los siete pares de registro de aceleración considerados. Los resultados discutidos a continuación son válidos para los edificios aislados definidos paramétricamente de acuerdo con los valores asignados en la Tabla 3.1.

5.2.1 Tracciones en aisladores

El levantamiento de los dispositivos en edificios aislados ocurre cuando la fuerza de tracción en estos aisladores producto de las fuerzas sísmicas es mayor a la fuerza de compresión proveniente del peso del edificio. Este fenómeno genera que los aisladores levantados no aporten rigidez lateral al sistema, produciéndose un nuevo comportamiento estructural que puede ocasionar mayores desplazamientos laterales o el volteo del edificio.

La reacción axial en los dispositivos (F_z) fue calculada sumando los efectos del sismo escalado bidireccional con el peso sísmico del edificio (1 Ton/m^2 por nivel). A modo de ejemplo, en la Fig. 5.5 se muestra la fuerza axial en el tiempo de los aisladores ubicados en dos esquinas (superior izquierdo e inferior derecho) para el registro de Valparaíso 1985 correspondientes a los casos con parámetros $T_y = 0.7 \text{ s}$, $T_y/T_x = 0.75$, $e_r/r = 0$, $T_b = 3 \text{ s}$, $\xi_b = 10 \%$, (a) $\Omega = 1$ y (b) $\Omega = 1.5$. Se observó que ambos casos iniciaron con la misma fuerza axial correspondiente al peso sísmico 98 Ton , pero es el caso con mayor rigidez torsional ($\Omega = 1.5$) el que presenta fuerzas de tracción excesivas que levantan al aislador ($F_z < 0$) y detienen el análisis sísmico. Este comportamiento se debe a que el aumento de rigidez torsional produce que las fuerzas cortantes basales y momento volcantes se localicen en los elementos extremos. Además, se observó que las fuerzas axiales de los dispositivos extremos-opuestos tienen valores similares y contrarios, según el comportamiento esperado para edificios con diafragma rígido.

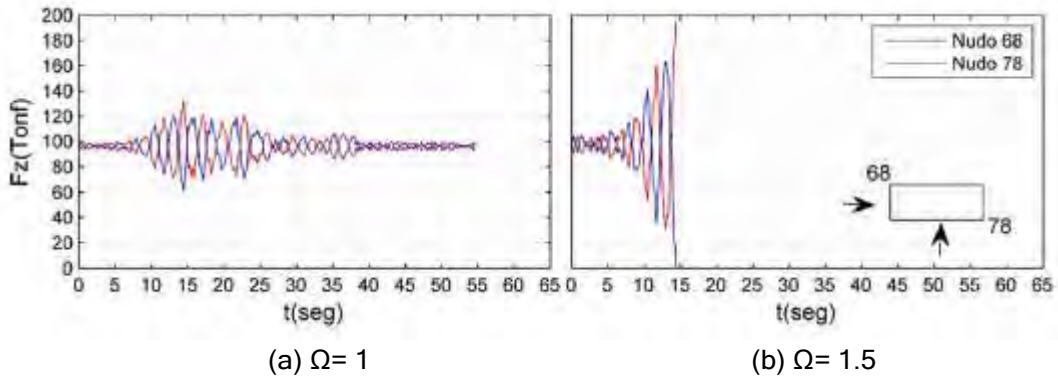


Figura 5.5: Fuerza axial (F_z) en el tiempo de aisladores esquineros para el registro de Valparaíso 1985 correspondiente a casos con $T_y=0.7$ s, $T_y/T_x=0.75$, $e_r/r=0$, $T_b=3$ s, $\xi_b=10\%$

La Fig. 5.6 muestra las fuerzas axiales máximas y mínimas del aislador en la esquina inferior derecha (Nudo 78) para cada registro sísmico y correspondientes a los casos con parámetros $T_y=0.7$ s, $T_y/T_x=0.75$, $e_r/r=0$, $T_b=3$ s, $\xi_b=10\%$, (a) $\Omega=1$ y (b) $\Omega=1.5$. Notándose que la fuerza de tracción elevada en el caso con $\Omega=1.5$ se presenta también en los análisis sísmicos con los registros de Valparaíso, Maule y Tocopilla. Por otro lado, en el caso con $\Omega=1$ se presentan fuerzas axiales mayores a 50 Ton para todos los registros, siendo el registro de Valparaíso el que genera una mayor reducción del axial pero no es significativo.



Figura 5.6: Fuerza axiales máximas y mínimas por registros sísmico del aislador ubicado en la esquina inferior derecha correspondiente a casos con $T_y=0.7$ s, $T_y/T_x=0.75$, $e_r/r=0$, $T_b=3$ s, $\xi_b=10\%$

Esta verificación se realizó al total de casos de estudio, observándose 33 modelos que presentaron levantamientos en sus dispositivos, a pesar de haber desconectado las columnas extremas (Fig. 3.1), por lo que estos modelos no fueron analizados. La Tabla 5.3 muestra la generación de la familia de casos a partir de los parámetros definidos en el Capítulo III. Además, en esta tabla se indicaron los modelos que no

fueron analizados por tracciones en los dispositivos, siendo el 15 % del total. La influencia de cada parámetro en las tracciones de dispositivos es descrita a continuación:

- Los modelos aislados con mayor amortiguamiento ($\xi_b= 25 \%$) presentan menores problemas de tracción. Esto se debe a que tuvieron menores desplazamientos laterales y por tanto menores momentos volcantes. Sin embargo, es probable que se obtenga mayores esfuerzos en la superestructura.
- Los modelos aislados con rigidez torsional alta ($\Omega= 1.5$) presentan mayores problemas de tracción. Si bien la rigidez torsional disminuye los desplazamientos laterales pueden concentrar las fuerzas en el perímetro y generar tracciones.
- Los modelos aislados con mayor periodo de aislamiento ($T_b= 3.5$ s y 4.0 s) presentan menores problemas de tracción. Debido a que el aislamiento es más efectivo y presentan menor fuerza sísmica.
- Los modelos aislados con igual rigidez en ambos sentidos ($T_y/T_x= 1$) presentan menores tracciones. Se debe a que las fuerzas en los perímetros se distribuyen mejor, y disminuyen los esfuerzos concentrados en los ejes resistentes en Y que generan tracciones.

Tabla 5.3: Generación de familia de casos

			$T_y = 0.7 \text{ s}$				$T_y = 0.85 \text{ s}$				$T_y = 1.0 \text{ s}$			
			$T_y/T_x = 0.75$		$T_y/T_x = 1.0$		$T_y/T_x = 0.75$		$T_y/T_x = 1.0$		$T_y/T_x = 0.75$		$T_y/T_x = 1.0$	
			$\Omega = 1$	$\Omega = 1.5$	$\Omega = 1$	$\Omega = 1.5$	$\Omega = 1$	$\Omega = 1.5$	$\Omega = 1$	$\Omega = 1.5$	$\Omega = 1$	$\Omega = 1.5$	$\Omega = 1$	$\Omega = 1.5$
$e_r/r=0$ ($e_r/L=0\%$)	$T_b=3 \text{ s}$	$\xi_b=10 \%$	1111_11	1121_11	1211_11	1221_11	2111_11	2121_11	2211_11	2221_11	3111_11	3121_11	3211_11	3221_11
		$\xi_b=25 \%$	1111_12	1121_12	1211_12	1221_12	2111_12	2121_12	2211_12	2221_12	3111_12	3121_12	3211_12	3221_12
	$T_b=3.5 \text{ s}$	$\xi_b=10 \%$	1111_21	1121_21	1211_21	1221_21	2111_21	2121_21	2211_21	2221_21	3111_21	3121_21	3211_21	3221_21
		$\xi_b=25 \%$	1111_22	1121_22	1211_22	1221_22	2111_22	2121_22	2211_22	2221_22	3111_22	3121_22	3211_22	3221_22
	$T_b=4 \text{ s}$	$\xi_b=10 \%$	1111_31	1121_31	1211_31	1221_31	2111_31	2121_31	2211_31	2221_31	3111_31	3121_31	3211_31	3221_31
		$\xi_b=25 \%$	1111_32	1121_32	1211_32	1221_32	2111_32	2121_32	2211_32	2221_32	3111_32	3121_32	3211_32	3221_32
$e_r/r=0.4$ ($e_r/L=10\%$)	$T_b=3 \text{ s}$	$\xi_b=10 \%$	1112_11	1122_11	1212_11	1222_11	2112_11	2122_11	2212_11	2222_11	3112_11	3122_11	3212_11	3222_11
		$\xi_b=25 \%$	1112_12	1122_12	1212_12	1222_12	2112_12	2122_12	2212_12	2222_12	3112_12	3122_12	3212_12	3222_12
	$T_b=3.5 \text{ s}$	$\xi_b=10 \%$	1112_21	1122_21	1212_21	1222_21	2112_21	2122_21	2212_21	2222_21	3112_21	3122_21	3212_21	3222_21
		$\xi_b=25 \%$	1112_22	1122_22	1212_22	1222_22	2112_22	2122_22	2212_22	2222_22	3112_22	3122_22	3212_22	3222_22
	$T_b=4 \text{ s}$	$\xi_b=10 \%$	1112_31	1122_31	1212_31	1222_31	2112_31	2122_31	2212_31	2222_31	3112_31	3122_31	3212_31	3222_31
		$\xi_b=25 \%$	1112_32	1122_32	1212_32	1222_32	2112_32	2122_32	2212_32	2222_32	3112_32	3122_32	3212_32	3222_32
$e_r/r=0.8$ ($e_r/L=20\%$)	$T_b=3 \text{ s}$	$\xi_b=10 \%$	1113_11	1123_11	1213_11	1223_11	2113_11	2123_11	2213_11	2223_11	3113_11	3123_11	3213_11	3223_11
		$\xi_b=25 \%$	1113_12	1123_12	1213_12	1223_12	2113_12	2123_12	2213_12	2223_12	3113_12	3123_12	3213_12	3223_12
	$T_b=3.5 \text{ s}$	$\xi_b=10 \%$	1113_21	1123_21	1213_21	1223_21	2113_21	2123_21	2213_21	2223_21	3113_21	3123_21	3213_21	3223_21
		$\xi_b=25 \%$	1113_22	1123_22	1213_22	1223_22	2113_22	2123_22	2213_22	2223_22	3113_22	3123_22	3213_22	3223_22
	$T_b=4 \text{ s}$	$\xi_b=10 \%$	1113_31	1123_31	1213_31	1223_31	2113_31	2123_31	2213_31	2223_31	3113_31	3123_31	3213_31	3223_31
		$\xi_b=25 \%$	1113_32	1123_32	1213_32	1223_32	2113_32	2123_32	2213_32	2223_32	3113_32	3123_32	3213_32	3223_32

	Casos analizados	183
	Casos no analizados(por tracciones)	33
	Casos totales	216

5.2.2 Desplazamientos laterales máximos

La Fig. 5.7 muestra los desplazamientos laterales máximos en el tiempo de la azotea para el registro de Lima 1966 correspondientes a los casos con parámetros $T_y= 1.00$ s, $T_y/T_x= 0.75$, $\Omega= 1$, $T_b= 3$ s, $\xi_b= 10$ %, (a) $e_r/r= 0$ y (b) $e_r/r= 0.8$. Dónde Dx_{azt} y Dy_{azt} son los desplazamientos laterales de la azotea en las direcciones X e Y. Se observó que el comportamiento de los edificios aislados con dispositivos LRB y TFP son bastante similares, siendo los desplazamientos laterales del caso con TFP ligeramente mayores. Además, la presencia de e_r produjo un aumento de 14.5 % en el desplazamiento lateral Dy_{azt} y de 2.5 % para Dx_{azt} . Se verificó que los desplazamientos laterales del edificio aislado sean mayores al empotrado y con ciclos más largos, lo cual se debe al mayor periodo de vibración fundamental que presentan.

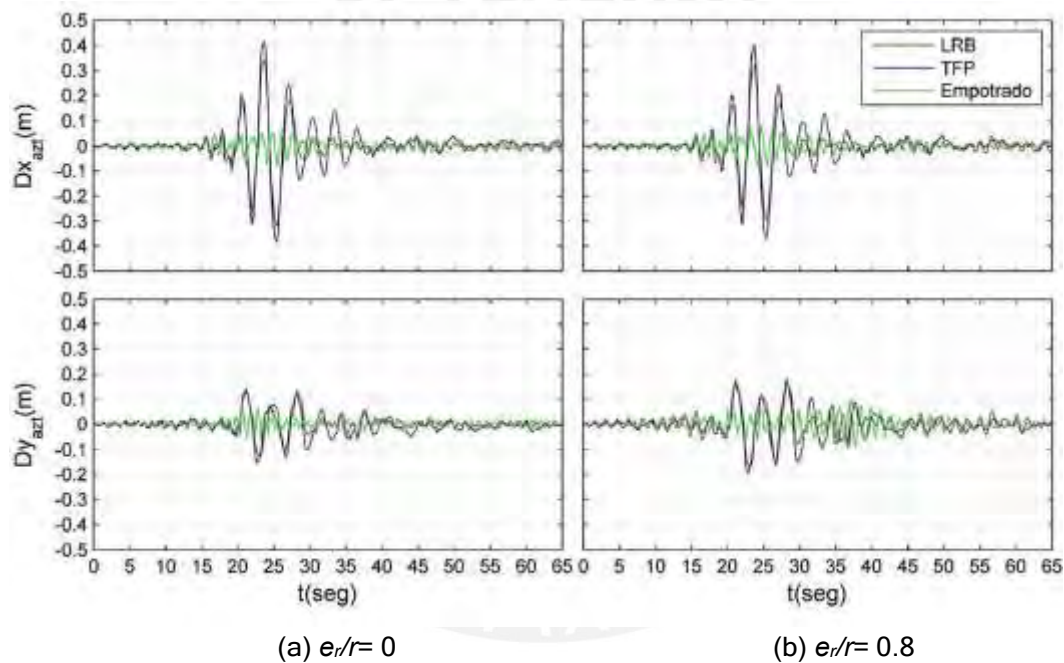
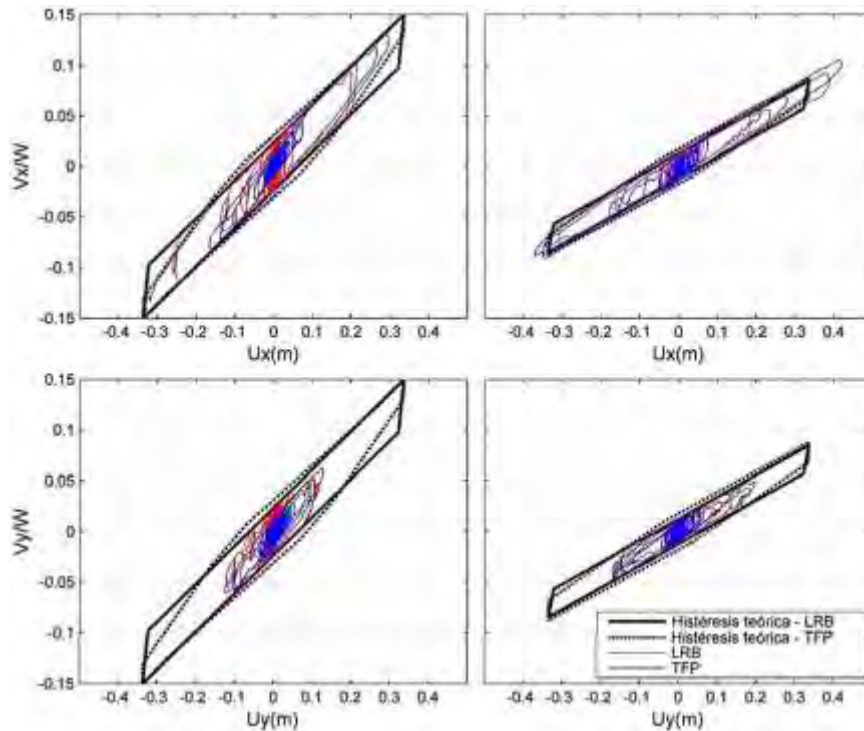


Figura 5.7: Desplazamientos laterales máximos de la azotea en el tiempo para el registro Lima 1966 correspondiente a casos con $T_y= 1.00$ s, $T_y/T_x= 0.75$, $\Omega= 1$, $T_b= 3$ s, $\xi_b= 10$ %

Estas mayores respuestas de los edificios aislados con TFP se deben principalmente a que no llega a incursionar en todas sus fases (Ver Anexo A.5). Como ejemplo, la Fig. 5.8 muestra el comportamiento histerético de los aisladores LRB y TFP debido al sismo de Lima 1966 y para distintos valores de T_b considerando la superestructura como un cuerpo rígido y sin e_r , con el fin de conocer el comportamiento inicial de los aisladores frente al registro sísmico. Se observó que, para los aisladores propuestos, los mayores desplazamientos laterales se presentan en los dispositivos TFP, debido principalmente a que no completan su fase IV. Sin embargo, los desplazamientos

laterales en ambos dispositivos llegan a ser similares cuando $T_b= 4.0$ s (Fig.5.8b), ya que la curva de histéresis del aislador TFP no presenta fuertes cambios en sus fases III y IV, resultando similar a la curva de histéresis del aislador LRB en pocos ciclos.

Es importante señalar que el desplazamiento lateral máximo en los aisladores para el sismo de Lima 1966 llegó a superar el desplazamiento objetivo teórico, porque la curva de histéresis teórica está asociada a la curva de histéresis obtenida del promedio de los siete registros escalados. Por otro lado, el aumento de T_b generó una disminución de la fuerza cortante basal (V_x , V_y) según lo esperado (Nagarajaiah, 1991).



a) $T_b= 3$ s, $\xi_b= 10$ % b) $T_b= 4$ s, $\xi_b= 10$ %

Figura 5.8: Desplazamiento lateral vs Fuerza cortante basal normalizada al peso total de la estructura considerando los sistemas de aislación LRB y TFP ($e_r= 0$; sismo Lima 1966)

La Fig. 5.9 muestra los desplazamientos laterales máximos para los casos aislados con LRB y TFP considerando los efectos de los parámetros e_r/r , T_y , T_b y ξ_b . La Fig. 5.10 muestra las mismas respuestas de la Fig. 5.9, pero considerando los efectos de los parámetros e_r/r , T_y/T_x y Ω . En ambas figuras, $D_{x_{ba}}$ y $D_{y_{ba}}$ representan los desplazamientos laterales máximos en la base de aislamiento para las direcciones X e Y, respectivamente; $D_{x_{azt}}$ y $D_{y_{azt}}$ son los desplazamientos laterales máximos en la azotea para las direcciones X e Y, respectivamente. En general, se observa la misma tendencia que los resultados presentados en la Fig. 5.8; es decir, los desplazamientos

laterales máximos se presentan en los edificios aislados con TFP, siendo esta diferencia mayor en relación con los edificios aislados con LRB cuando $T_b = 3.0$ s, mientras que la diferencia entre los desplazamientos laterales máximos en la dirección Y es mínima cuando $T_b = 4.0$ s. Estos distintos comportamientos no se deben al efecto de la superestructura ni de e_r , sino más bien al comportamiento de cada aislador frente a los registros considerados, se observa en mayor detalle en el Anexo A.5.

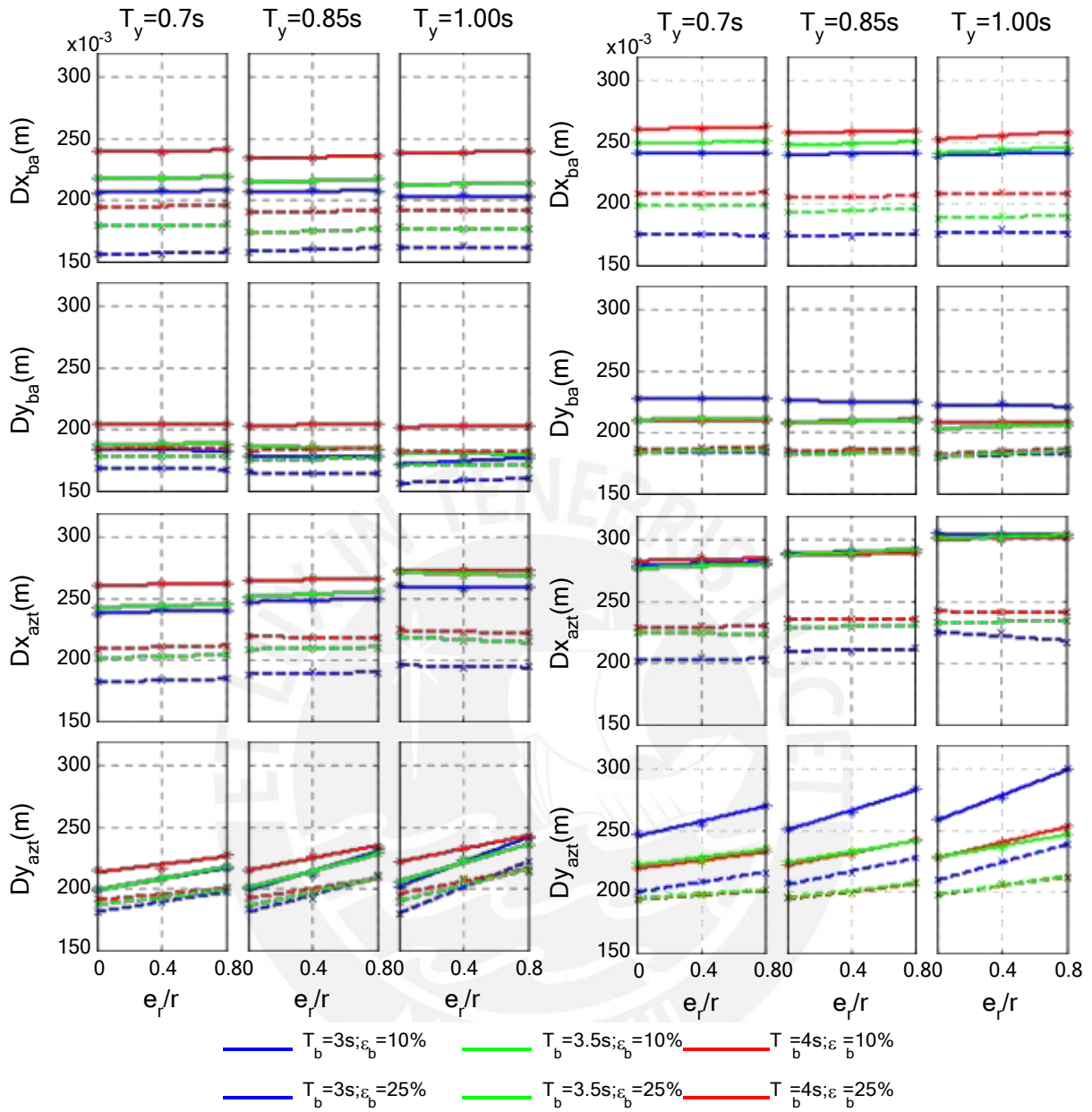
La Fig. 5.11 muestra el factor de amplificación de desplazamiento lateral en la dirección Y para la base de aislación y el último nivel ($fad_{y_{ba}}$ y $fad_{y_{azt}}$). Este factor es definido como el cociente de los desplazamientos laterales máximos del edificio asimétrico aislado y del correspondiente edificio simétrico aislado. Es evidente que el aumento de e_r/r genera el incremento en los desplazamientos laterales, siendo este incremento mayor o menor según sea la variación de los parámetros definidos. Además, se observó que las mayores amplificaciones se dan principalmente en la azotea considerando cualquier tipo de aislador. Las Figs. 5.9 a 5.11 describen los efectos de cada parámetro en estas respuestas de interés:

Efecto de los parámetros en el desplazamiento lateral de la estructura:

- El incremento de e_r/r genera aumento de los desplazamientos laterales, siendo más significativo la diferencia en la azotea para la dirección Y e independientemente del tipo de aislador. De acuerdo con la Fig. 5.11, el valor máximo de $fad_{y_{azt}}$ en edificios aislados con LRB para $e_r/r = 0.4$ y 0.8 fue igual a 1.12 y 1.23, respectivamente. Por otro lado, el máximo $fad_{y_{azt}}$ en edificios aislados con TFP para $e_r/r = 0.4$ y 0.8 fue igual a 1.13 y 1.16, respectivamente.
- El aumento de T_y genera mayor desplazamiento lateral en la azotea, mientras que en la base de aislamiento prácticamente no influye. Esto se explica por la reducción en la efectividad de aislamiento al acercarse el valor del periodo fundamental de vibración de la superestructura al periodo de vibración objetivo del sistema de aislación. De acuerdo con la Fig. 5.11, el máximo $fad_{y_{azt}}$ en edificios aislados con LRB para $T_y = 0.7$ s, 0.85 s y 1.0 s fue igual a 1.09, 1.15 y 1.23, respectivamente. Por otro lado, el máximo $fad_{y_{azt}}$ en edificios aislados con TFP para $T_y = 0.7$ s, 0.85 s y 1.0 s fue igual a 1.1, 1.13 y 1.16, respectivamente.
- El aumento de T_b genera una reducción importante en los desplazamientos Dx_{ba} y Dy_{ba} . Además genera un cambio en las tendencias de Dy_{azt} frente a e_r/r , siendo e_r más influyente cuando T_b es menor. Se observa en la Fig. 5.11, que el máximo $fad_{y_{azt}}$ en edificios aislados con LRB para $T_b = 3.0$ s, 3.5 s y 4.0 s fue igual a

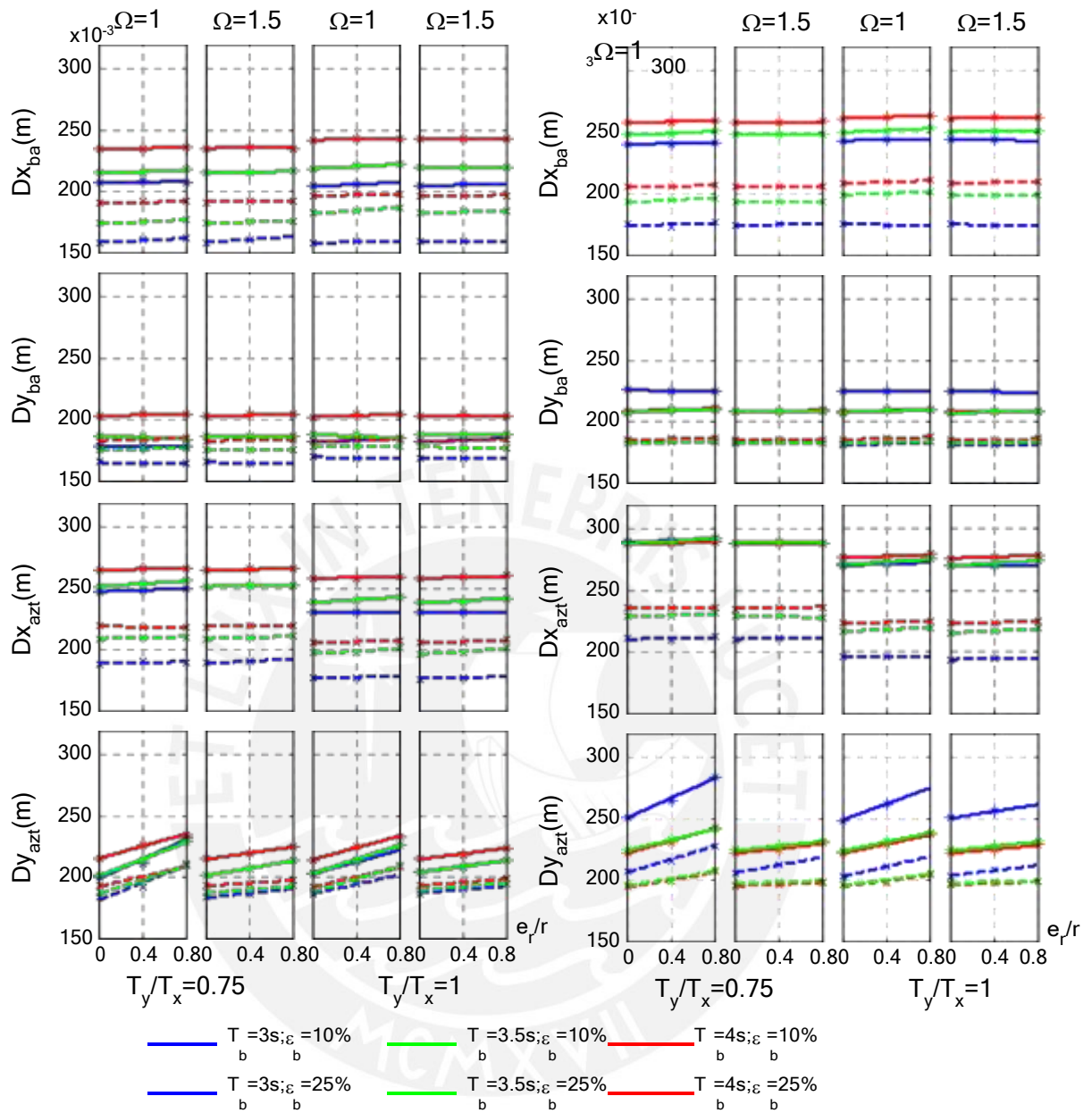
1.23, 1.15 y 1.11, respectivamente. Por otro lado, el máximo $fad_{y_{azt}}$ en edificios aislados con TFP para $T_b = 3.0$ s, 3.5 s y 4.0 s fue igual a 1.16, 1.08 y 1.10, respectivamente.

- El aumento de ξ_b también genera reducciones importantes en los desplazamientos Dx_{ba} y Dx_{azt} . Por otro lado, las tendencias de incremento de Dy_{azt} respecto a e_r se mantienen. Se observa en la Fig. 5.11, que el máximo $fad_{y_{azt}}$ en los edificios aislados con LRB para $\xi_b = 10\%$ y 25% alcanzó un valor de 1.23 y 1.20, respectivamente. Por otro lado, el máximo $fad_{y_{azt}}$ en edificios aislados con TFP para $\xi_b = 10\%$ y 25% fue igual a 1.16 y 1.14, respectivamente.
- La Fig. 5.10 muestra que el aumento de Ω no es influyente en los desplazamientos laterales de la base de aislamiento, pero sí genera reducciones en Dy_{azt} (Fig. 5.10a). Por ejemplo, el máximo Dy_{azt} en edificios aislados con LRB para $\Omega = 1$ y 1.5 fue igual a 0.235 m y 0.225 m, respectivamente. Por otro lado, el máximo Dy_{azt} en edificios aislados con TFP para $\Omega = 1$ y 1.5 fue igual a 0.283 m y 0.261 m, respectivamente. En términos de factores de amplificación se obtiene que el máximo $fad_{y_{azt}}$ en edificios aislados con LRB para $\Omega = 1$ y 1.5 fue igual a 1.16 y 1.06, respectivamente; por otro lado, el máximo $fad_{y_{azt}}$ en edificios aislados con TFP para $\Omega = 1$ y 1.5 fue igual a 1.14 y 1.06, respectivamente.
- La Fig. 5.10 muestra que el aumento de T_y/T_x no es influyente en los desplazamientos laterales de la base de aislamiento, pero sí genera una ligera reducción en Dx_{azt} y que la influencia de e_r/r sobre los desplazamientos laterales en la dirección Y disminuya. El aumento de T_y/T_x representa una mayor rigidez en la dirección X, lo cual ocasiona la disminución de los desplazamientos laterales totales y las derivas de entrepiso en dicha dirección, pero no es efectivo para controlar el fenómeno de torsión que experimenta el edificio.

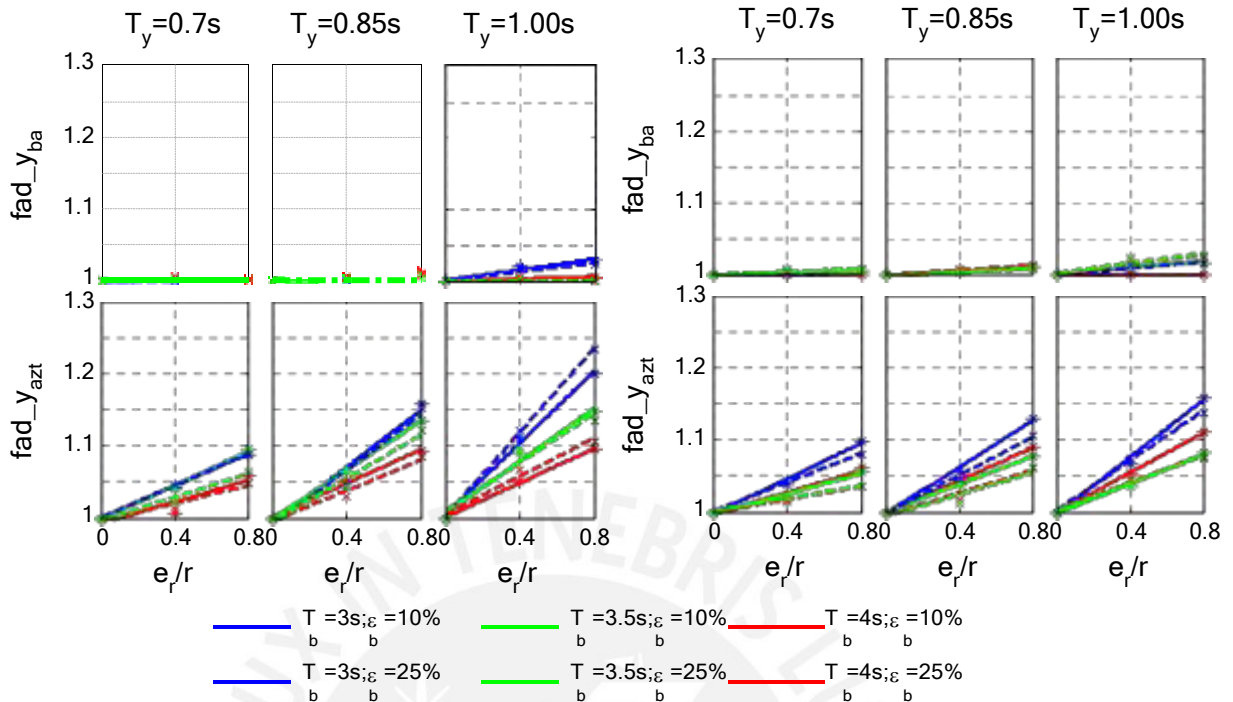


a)

Edificios aislados con LRB b) Edificios aislados con TFP
Figura 5.9: Efecto de los parámetros e/r , T_y , T_b y ξ_b en los desplazamientos laterales de edificios aislados con $\Omega=1$.



a) Edificios aislados con LRB b) Edificios aislados con TFP
Figura 5.10: Efecto de los parámetros e_r/r , T_y/T_x , Ω en los desplazamientos laterales de edificios aislados con $T_y=0.85$ s.



a) Edificios aislados con LRB

b) Edificios aislados con TFP

Figura 5.11: Efecto de los parámetros e_r/r , T_y , T_b y ξ_b en el factor de amplificación de desplazamientos laterales de edificios aislados con $\Omega = 1$.

5.2.3 Rotaciones en planta y ratio de irregularidad torsional

De forma similar, las Figs. 5.12 y 5.13 muestran las rotaciones en planta para los casos aislados tanto con LRB y TFP considerando los efectos de los parámetros e_r/r , T_y , T_b y ξ_b . Donde θ_{ba} es la rotación de la base de aislamiento y θ_{azt} es la rotación de la azotea. En general, se observó que las mayores rotaciones en planta se producen en los edificios aislados con TFP y que, a diferencia de los desplazamientos laterales, las amplificaciones en las rotaciones se generan en la base de aislamiento y en el último nivel. Estos resultados indican que las rotaciones en la base de aislamiento no están afectando directamente los desplazamientos laterales totales, porque las máximas respuestas ocurren en diferentes instantes de tiempo. Las Figs. 5.12 y 5.13 describen los efectos de cada parámetro en estas respuestas de interés:

Efecto de los parámetros en la rotación en planta de la estructura:

- El aumento de e_r/r genera aumento de las rotaciones en planta siendo mayores en los dispositivos TFP. Según la Fig. 5.12, el máximo θ_{azt} en edificios aislados con LRB para $e_r/r = 0.4$ y 0.8 fue igual a 0.0022 y 0.0033 , respectivamente. Por

otro lado, θ_{azt} en edificios aislados con TFP para $e_r/r= 0.4$ y 0.8 fue igual a 0.0024 y 0.0042 , respectivamente.

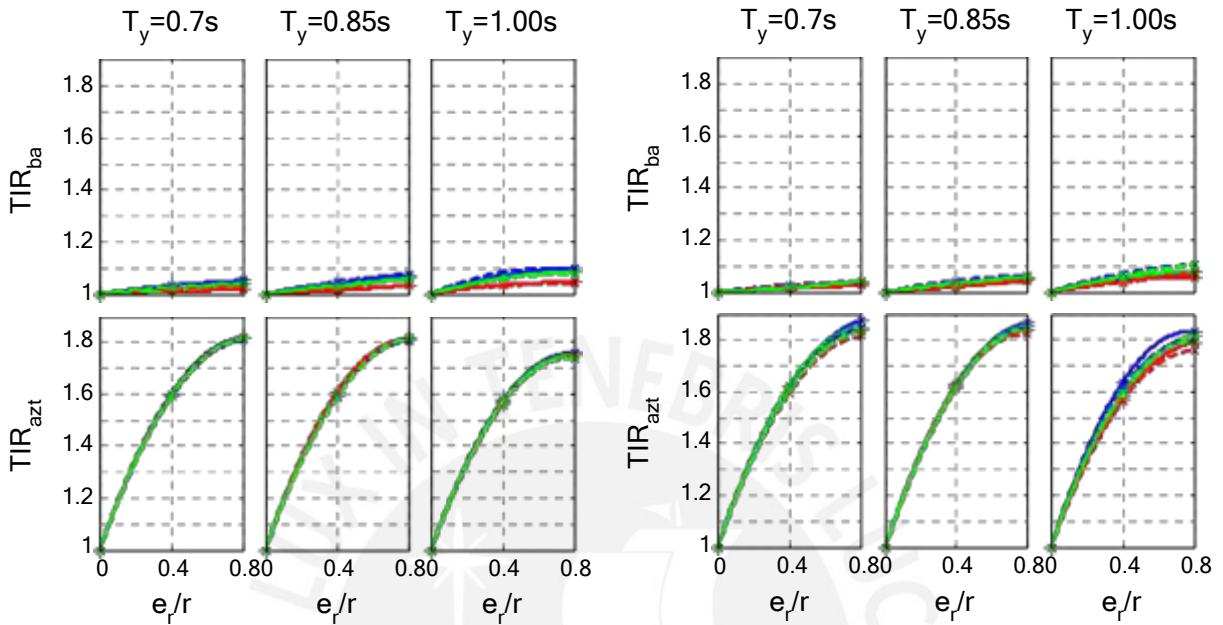
- El aumento de T_y es muy influyente en el incremento de las rotaciones en planta para ambos dispositivos. Según la Fig. 5.12, el máximo θ_{azt} en edificios aislados con LRB para $T_y= 0.7$ s, 0.85 s y 1.0 s fue igual a 0.0018 , 0.0022 , y 0.0033 , respectivamente. Por otro lado, θ_{azt} en edificios aislados con TFP para $T_y= 0.7$ s, 0.85 s y 1.0 s fue igual a 0.0020 , 0.003 y 0.0042 , respectivamente.
- El aumento de T_b genera una reducción en θ_{ba} y θ_{azt} . De la Fig. 5.12, considerando los casos con los siguientes valores de los parámetros $e_r/r= 0.8$, $T_y= 1.0$ s, $\Omega= 1$ y $T_y/T_x=1$, se obtuvo que el valor de θ_{azt} en edificios aislados con LRB para $T_b=3.0$ s y 4.0 s fue igual a 0.0033 y 0.0017 , respectivamente. Por otro lado, θ_{azt} en edificios aislados con TFP para $T_b=3.0$ s y 4.0 s fue igual a 0.0042 y 0.002 , respectivamente.
- El aumento de ξ_b es poco influyente en las rotaciones de plantas para los edificios aislados con LRB, mientras que en los edificios aislados con TFP sí generó una reducción cuando $\Omega= 1$. De la Fig. 5.12, considerando los casos con los siguientes valores de los parámetros $e_r/r= 0.8$, $T_y= 0.85$ s, $T_y/T_x= 1$ y $T_b= 3$ s, se obtuvo que el valor de θ_{azt} en edificios aislados con TFP para $\xi_b= 10\%$ y 25% fue igual a 0.0029 y 0.0022 , respectivamente.
- El aumento de Ω generó una reducción en θ_{ba} y θ_{azt} . De la Fig. 5.13, considerando los casos con los siguientes valores de los parámetros $e_r/r= 0.8$, $T_y= 0.85$ s y $T_y/T_x = 1$, se obtuvo que el valor de θ_{azt} en edificios aislados con LRB para $\Omega= 1$ y 1.5 fue igual a 0.0027 y 0.0014 , respectivamente. Por otro lado, θ_{azt} en edificios aislados con TFP para $\Omega= 1$ y 1.5 fue igual a 0.0026 y 0.0012 , respectivamente.
- El aumento de T_y/T_x no define una clara tendencia en las rotaciones de las plantas. Por un lado, generó un ligero aumento en θ_{azt} para los edificios aislados con LRB, mientras que en los edificios aislados con TFP, generó una disminución de estos. Sin embargo, cuando el edificio es torsionalmente rígido ($\Omega= 1.5$) el parámetro T_y/T_x no generó variación en las respuestas.

La razón o ratio de irregularidad torsional (TIR), definido como la relación entre la deriva de entrepiso máxima y la promedio de un nivel es una medida de la torsión en planta. Según la norma E.031, la estructura presenta irregularidad torsional si el ratio TIR es mayor a 1.2 y presenta irregularidad torsional extrema si es mayor a 1.5. Las Figs. 5.14 y 5.15 muestran el TIR para los casos aislados tanto con LRB y TFP considerando los efectos de los parámetros e_r/r , T_y , T_b y ξ_b . Donde TIR_{ba} y TIR_{azt} son los ratios de irregularidad torsional en la base de aislamiento y en la azotea, respectivamente. En general, se observó que las estructuras con e_r/r mayor a 0.4 presentan irregularidad extrema. Además, los mayores TIR se generaron en la azotea, mientras que el valor de TIR_{ba} fue cercano a 1. Las Figs. 5.14 y 5.15 describen los efectos de cada parámetro en estas respuestas de interés:

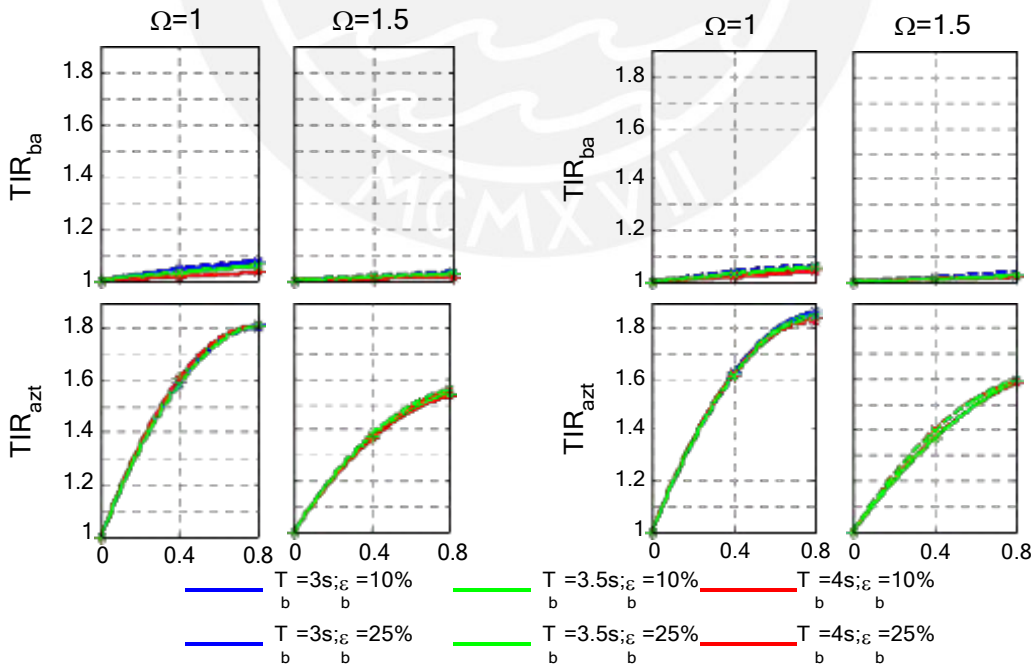
Efecto de los parámetros en el TIR_{ba} y TIR_{azt} de la estructura:

- El aumento de e_r/r genera aumentos principalmente del TIR_{azt} siendo mayores en los dispositivos TFP. De la Fig. 5.14, el máximo TIR_{azt} en edificios aislados con LRB para $e_r/r= 0.4$ y 0.8 fue igual a 1.6 y 1.8, respectivamente. Por otro lado, TIR_{azt} en edificios aislados con TFP para $e_r/r= 0.4$ y 0.8 fue igual a 1.62 y 1.85.
- El aumento de T_y redujo el TIR_{azt} e incrementó el TIR_{ba} indicando una pérdida de efectividad del aislamiento sísmico. Según la Fig. 5.14, el máximo TIR_{azt} en edificios aislados con LRB para $T_y= 0.7$ s, 0.85 s y 1.0 s fue igual a 1.81, 1.8 y 1.7, respectivamente. Por otro lado, TIR_{azt} en edificios aislados con TFP para $T_y= 0.7$ s, 0.85 s y 1.0 s fue igual a 1.85, 1.84 y 1.81, respectivamente
- El aumento de T_b genera una reducción en el ratio TIR_{ba} . Según la Fig. 5.14, considerando los casos con los siguientes valores de los parámetros $e_r/r= 0.8$, $T_y= 1.0$ s, $\Omega= 1$ y $T_y/T_x=1$, se obtuvo que el valor de TIR_{ba} en edificios aislados con LRB para $T_b= 3.0$ s y 4.0 s fue igual a 1.1 y 1.05, respectivamente. Por otro lado, TIR_{ba} en edificios aislados con TFP para $T_b= 3.0$ s y 4.0 s fue igual a 1.08 y 1.07, respectivamente.
- El aumento de los parámetros ξ_b y T_y/T_x fueron poco influyente en el TIR_{azt} y TIR_{ba} para los edificios aislados con LRB y TFP.
- El aumento de Ω generó una importante reducción en el TIR_{azt} de los edificios aislados con LRB y TFP. Según la Fig. 5.15, considerando los casos con los siguientes valores de los parámetros $e_r/r= 0.8$, $T_y= 0.85$ s y $T_y/T_x = 1$, se obtuvo que el valor de TIR_{azt} en edificios aislados con LRB para $\Omega= 1$ y 1.5 fue igual a

1.8 y 1.55, respectivamente; es decir se redujo hasta 16 %. Por otro lado, el TIR_{azt} en edificios aislados con TFP para $\Omega=1$ y 1.5 fue igual a 1.85 y 1.6, respectivamente; es decir se redujo hasta 15.6 %.



a) Edificios aislados con LRB b) Edificios aislados con TFP
Figura 5.14: Efecto de los parámetros e/r , T_y , T_b y ξ_b en el TIR_{ba} y TIR_{azt} de edificios aislados con $\Omega=1$ y $T_y/T_x=1$.



a) Edificios aislados con LRB b) Edificios aislados con TFP
Figura 5.15: Efecto de los parámetros e/r y Ω en el TIR_{ba} y TIR_{azt} de edificios aislados con $T_y = 0.85$ s y $T_y/T_x = 1$.

5.2.4 Derivas de entrepiso

Las Figs. 5.16 y 5.17 muestran las máximas derivas de entrepiso en la dirección Y para los edificios aislados con LRB y TFP considerando los efectos de los parámetros e/r , T_y , T_b , ξ_b , T_y/T_x y Ω . Se consideró como límite de deriva igual a 0.0033 para que el edificio se encuentre en el rango de comportamiento lineal-elástico y presente daños leves, correspondiente a un tipo de edificio C1M (Edificio de pórticos de concreto armado de mediana altura) y un nivel de diseño sísmico moderado según el manual técnico HAZUS-MH 2.1 (Holmes et al., 2015). Por otro lado, la norma E.031 (2020) brinda valores límites para las derivas de entrepiso de la superestructura igual a 0.0035 si se emplea el análisis dinámico modal espectral y 0.005, si se emplea análisis dinámico no-lineal tiempo-historia.

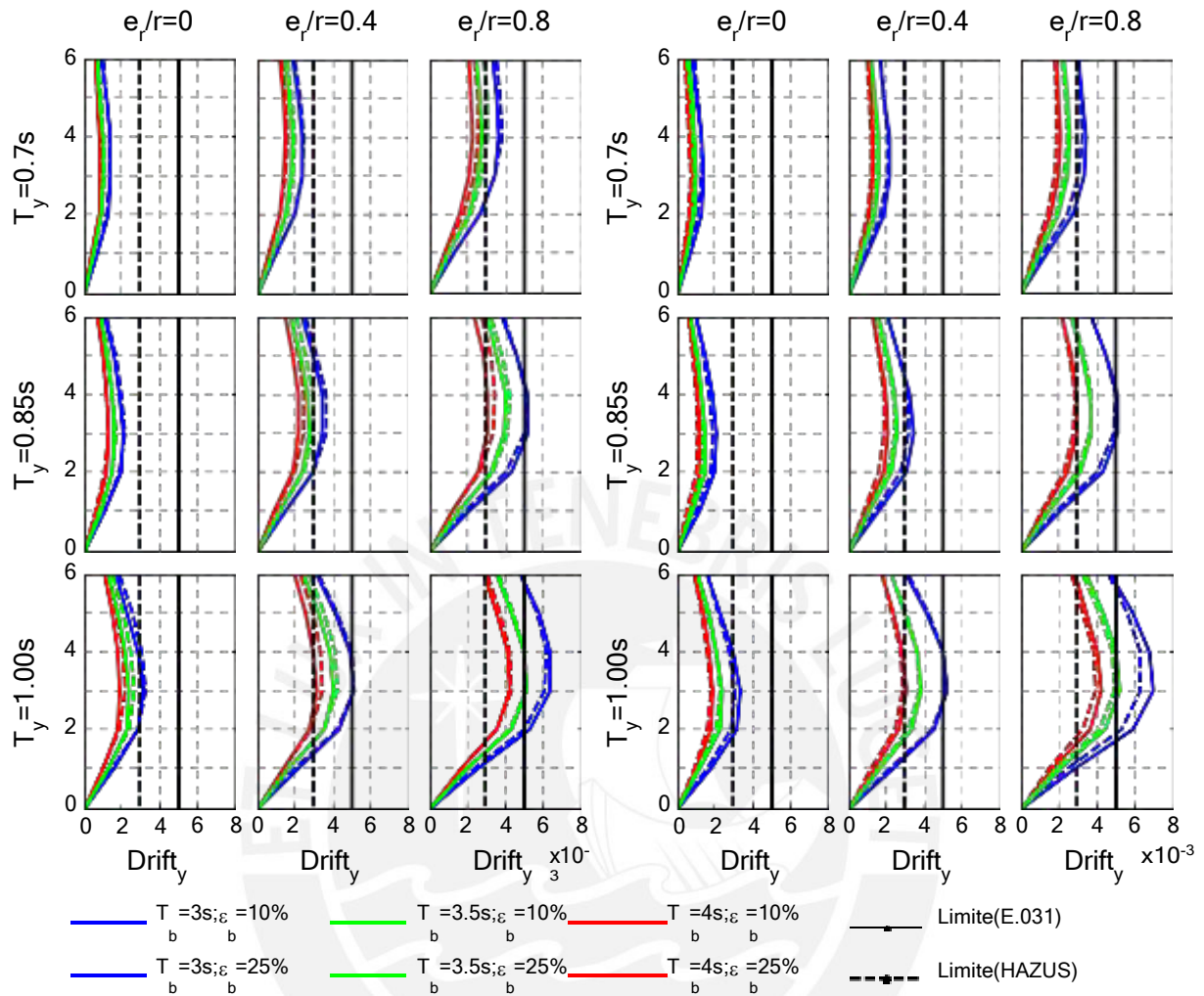
En general, se observó que ambos dispositivos presentan un buen comportamiento obteniendo valores menores al permitido por la norma E.031 en la mayoría de los casos, a excepción del edificio con parámetros $T_y= 0.1$ s, $T_b= 4$ s y $e/r= 0.8$, donde se superó este límite alcanzando una deriva máxima igual a 0.0069. Si se emplearan las recomendaciones del manual técnico HAZUS (Holmes et al., 2015), los edificios que estarían correctamente aislados serían prácticamente los más rígidos ($T_y= 0.7$ s) y/o los que no tiene excentricidad de rigidez ($e= 0$). Las Figs. 5.16 y 5.17 describen los efectos de cada parámetro en estas respuestas de interés:

Efecto de los parámetros en las derivas de entrepiso:

- El incremento de e/r genera un aumento en las derivas de manera general, siendo más notable para edificios flexibles. De acuerdo con la Fig. 5.16, la deriva máxima en edificios aislados con LRB para $e/r= 0.4$ y 0.8 fue igual a 0.0051 y 0.0064, respectivamente. Por otro lado, la deriva máxima en edificios aislados con TFP para $e/r= 0.4$ y 0.8 fue igual a 0.0052 y 0.0069, respectivamente.
- El aumento de T_y genera mayores derivas debido a la disminución de la efectividad de aislamiento al acercarse el periodo fundamental de vibración de la superestructura al periodo de vibración objetivo del sistema de aislamiento T_b . De acuerdo con la Fig. 5.16, la deriva máxima en edificios aislados con LRB para $T_y= 0.7$ s, 0.85 s y 1.0 s fue igual a 0.0038, 0.0051 y 0.0064, respectivamente. Por otro lado, la deriva máxima en edificios aislados con TFP para $T_y= 0.7$ s, 0.85 s y 1.0 s fue igual a 0.0035, 0.0052 y 0.0069, respectivamente. De estos resultados se observó que el dispositivo TFP tuvo mejor comportamiento en edificios rígidos, mientras que en los flexibles presentaron mayores derivas que

el dispositivo LRB. Esto puede deberse por la poca efectividad del aislamiento en edificios flexibles.

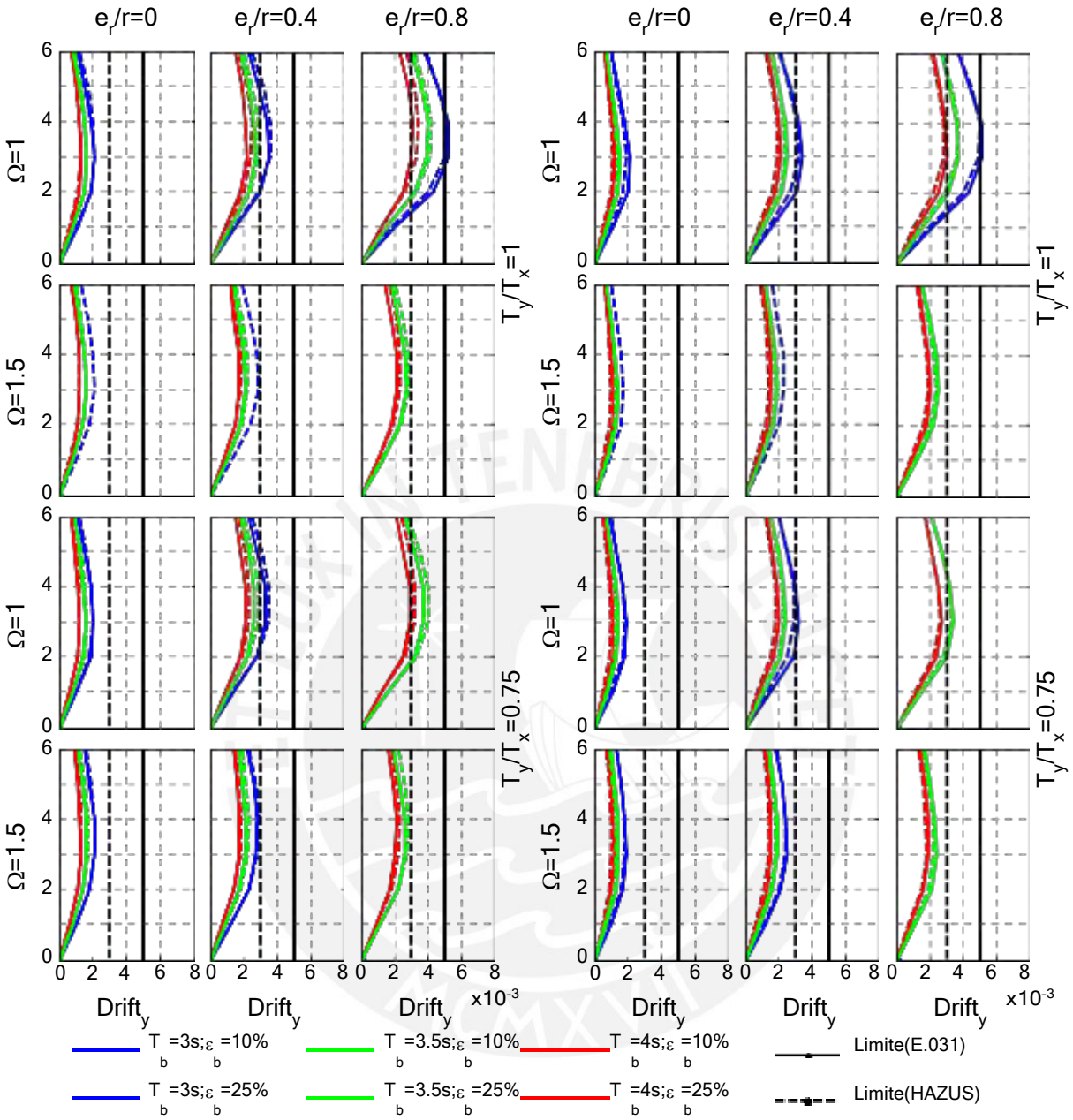
- El aumento de Ω genera una reducción en las derivas, pero también impactó en las fuerzas de tracción en los aisladores ubicados en el perímetro haciendo que sean elevadas, a tal punto de ocasionar su levantamiento. De acuerdo con la Fig. 5.17, la deriva máxima en edificios aislados con LRB para $T_b= 3.5$ s, $\Omega= 1$ fue igual a 0.0043 y para $\Omega= 1.5$, igual a 0.0029; es decir la deriva máxima se redujo hasta 33 %. Por otro lado, la deriva máxima en edificios aislados con TFP para $T_b= 3.5$ s, $\Omega= 1$ fue igual a 0.0037 y para $\Omega = 1.5$, igual a 0.0026; es decir la deriva máxima se redujo hasta 30 %.
- El aumento de T_y/T_x no fue influyente en las derivas en la dirección Y, sin embargo, redujo ligeramente las derivas en la dirección X. Cabe señalar que el aumento de este parámetro permitió una mejor distribución de las fuerzas cortantes de entrepiso y no se produzcan tracciones de los dispositivos perimetrales. De acuerdo con la Fig. 5.17, la deriva máxima en edificios aislados con LRB para $T_b= 3.5$ s, $T_y/T_x= 0.75$ fue igual a 0.0041 y para $T_y/T_x= 1.0$, igual a 0.0043. Por otro lado, la deriva máxima en edificios aislados con TFP para $T_b= 3.5$ s, $T_y/T_x= 0.75$ fue igual a 0.0034 y para $T_y/T_x= 1.0$, igual a 0.0037.
- El aumento de T_b es muy influyente en las derivas. Se observa que a mayor T_b las derivas empezaron a disminuir en ambos dispositivos. De acuerdo con la Fig. 5.16, la deriva máxima en edificios aislados con LRB para $T_b= 3.0$ s, 3.5 s y 4.0 s fue igual a 0.0064, 0.0051 y 0.0043, respectivamente. Por otro lado, la deriva máxima en edificios aislados con TFP para $T_b= 3.0$ s, 3.5 s y 4.0 s fue igual a 0.0069, 0.0052 y 0.0042, respectivamente.
- De forma similar, el aumento de ξ_b produce ligeramente una menor deriva, siendo más notorio en los edificios aislados con TFP que los LRB. De acuerdo con la Fig. 5.16, la deriva máxima en edificios aislados con LRB para $\xi_b= 10$ % y 25 % fue igual a 0.0064 y 0.0062, respectivamente. Por otro lado, la deriva máxima en edificios aislados con TFP para $\xi_b= 10$ % y 25 % fue igual a 0.0069 y 0.0063, respectivamente.



a)

Edificios aislados con LRB b) Edificios aislados con TFP

Figura 5.16: Efecto de los parámetros e/r , T_y , T_b y ξ_b en las derivas de entrespa de edificios aislados con $\Omega = 1$.



a) Edificios aislados con LRB b) Edificios aislados con TFP
Figura 5.17: Efecto de los parámetros e_r/r , T_y/T_x , Ω en las derivas de entrespiso de edificios aislados con $\Omega=1$.

5.2.5 Aceleraciones de entrepiso

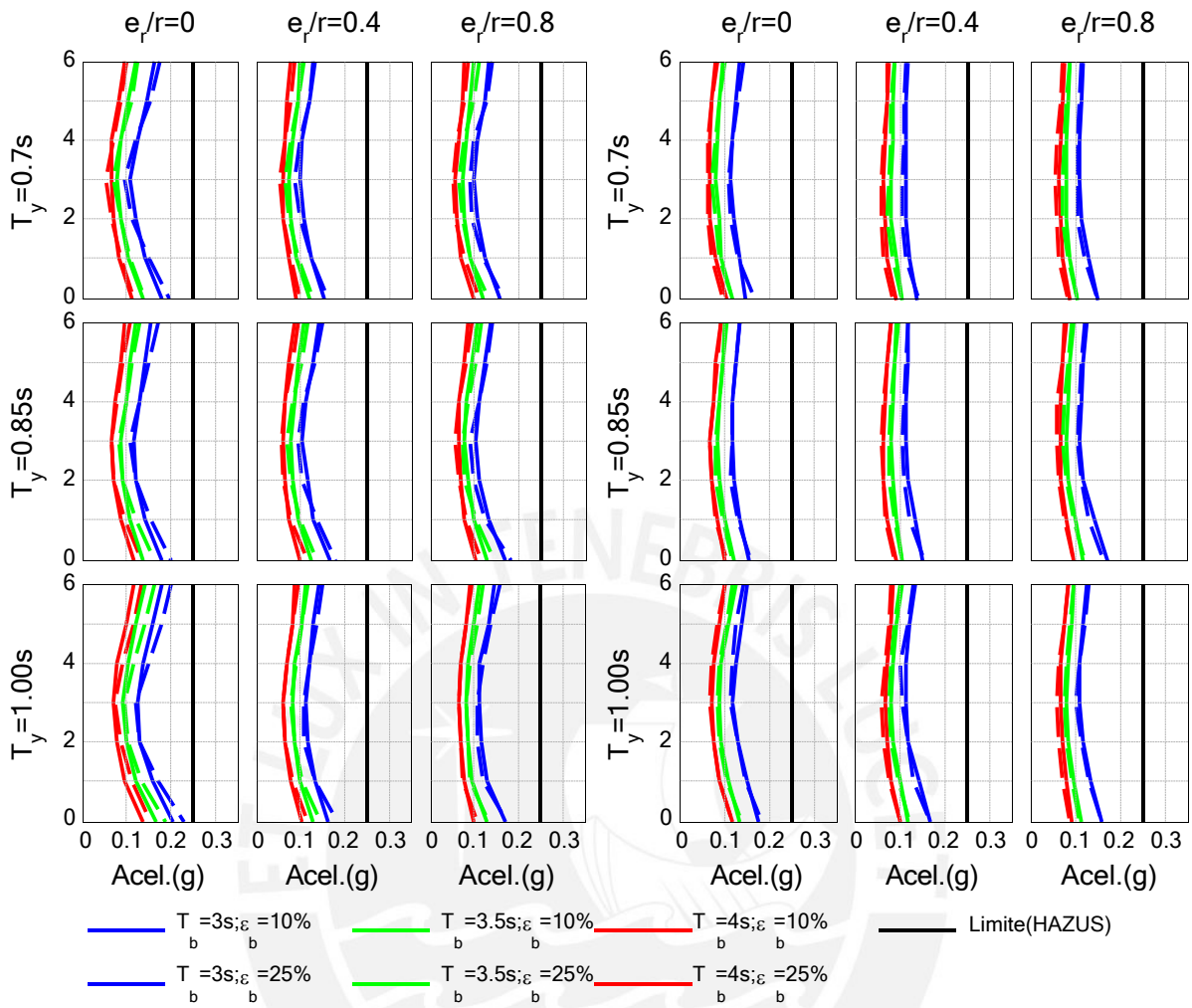
Las Figs. 5.18 y 5.19 muestran las aceleraciones máximas de entrepiso en la dirección Y para los edificios aislados con LRB y TFP considerando los efectos de los parámetros e/r , T_y , T_b , ξ_b , T_y/T_x y Ω . Como límite de la aceleración de entrepiso se consideró 0.25·g, con la finalidad que aquellos equipos sensibles ubicados dentro de la estructura alcancen daños leves, correspondiente a un tipo de edificio C1M (Edificio de pórticos de concreto armado de mediana altura) y un nivel de diseño sísmico moderado según el manual técnico HAZUS-MH 2.1 (Holmes et al., 2015).

En general, se observó que ambos dispositivos presentan un buen comportamiento obteniendo valores menores al permitido por el manual técnico HAZUS (Holmes et al., 2015). Las mayores aceleraciones ocurrieron en el primer y último nivel. Las Figs. 5.18 y 5.19 describen los efectos de cada parámetro en estas respuestas de interés:

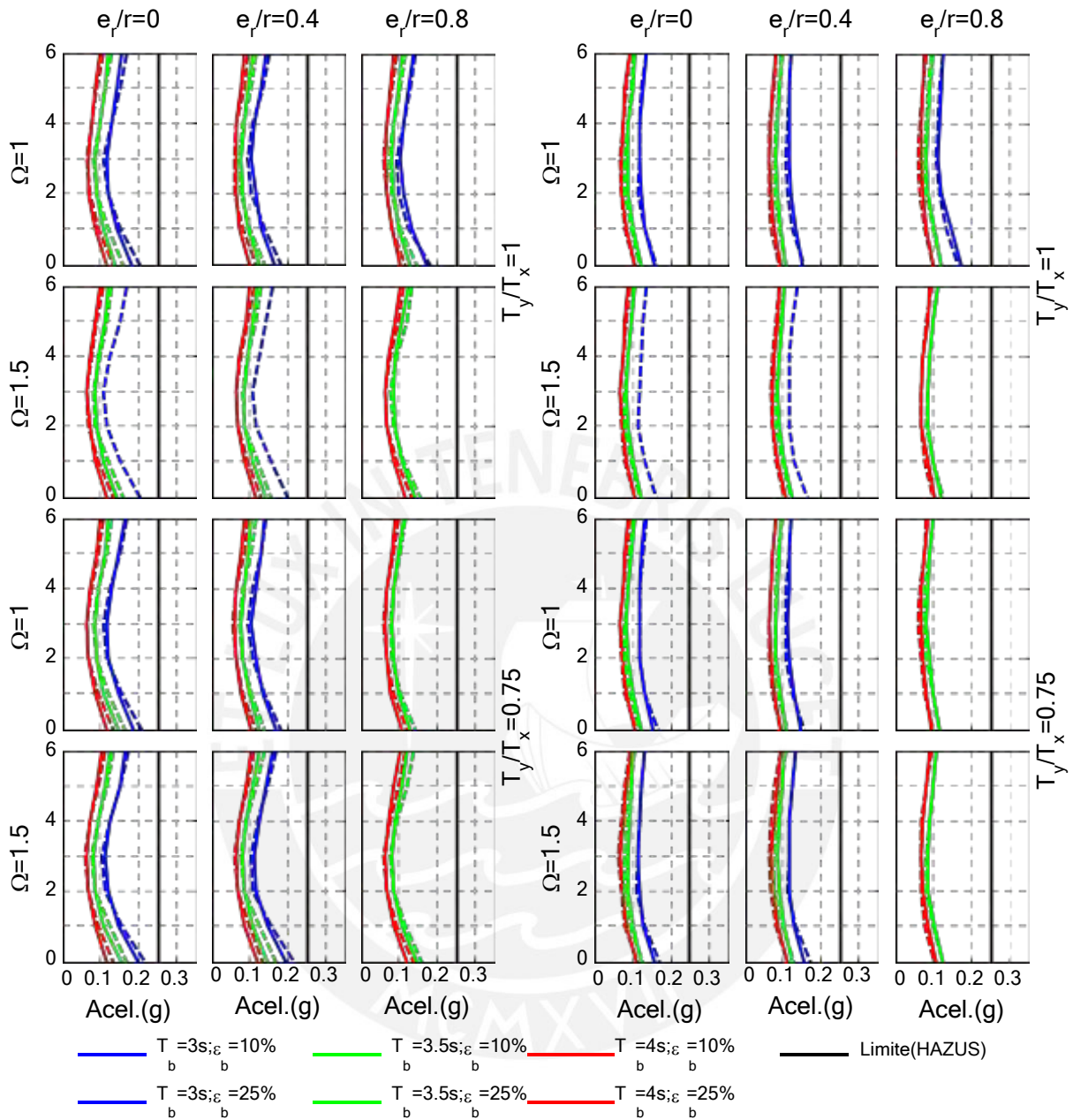
Efecto de los parámetros en las aceleraciones de entrepiso:

- El incremento de e/r produce que disminuyan ligeramente las aceleraciones del primer y último nivel. De acuerdo con la Fig. 5.18, la aceleración máxima en edificios aislados con LRB para $e/r= 0.4$ y 0.8 fue igual a $0.19\cdot g$ y $0.18\cdot g$, respectivamente. Por otro lado, la aceleración máxima en edificios aislados con TFP para $e/r= 0.4$ y 0.8 fue igual a $0.17\cdot g$.
- El aumento de T_y no tiene influencia en las aceleraciones, produciendo un ligero aumento en las aceleraciones del primer piso. De acuerdo con la Fig. 5.18, la aceleración máxima en edificios aislados con LRB para $T_y= 0.7$ s, 0.85 s y 1.0 s fue igual a $0.2\cdot g$, $0.2\cdot g$ y $0.23\cdot g$, respectivamente. Por otro lado, la aceleración máxima en edificios aislados con TFP para $T_y= 0.7$ s, 0.85 s y 1.0 s fue igual a $0.16\cdot g$, $0.17\cdot g$ y $0.17\cdot g$, respectivamente
- El aumento de Ω tampoco tiene influencia en las aceleraciones de entrepiso, generando un ligero aumento en la aceleración del primer piso para $T_y/T_x= 0.75$. De acuerdo con la Fig. 5.19 y considerando el caso definido con los valores de los parámetros $e/r= 0.8$, $T_y= 0.85$ s, $T_b= 3.5$ s y $T_y/T_x= 1$, la aceleración máxima en edificios aislados con LRB para $\Omega= 1$ y 1.5 fue igual a $0.16\cdot g$ y $0.17\cdot g$, respectivamente. Por otro lado, la aceleración máxima en edificios aislados con TFP para $\Omega= 1$ y 1.5 fue igual a $0.12\cdot g$ y $0.13\cdot g$, respectivamente.

- El aumento de T_y/T_x no es influyente en las aceleraciones en Y. De acuerdo con la Fig. 5.19 y considerando el caso con los valores de los parámetros $e_r/r= 0.8$, $T_y= 0.85$ s, $T_b= 3.5$ s y $\Omega= 1$, las aceleraciones máximas en edificios aislados con LRB para $T_y/T_x= 0.75$ y 1.0 fueron $0.17\cdot g$ aproximadamente. Por otro lado, las aceleraciones máximas en edificios aislados con TFP para $T_y/T_x= 0.75$ y 1.0 fueron $0.13\cdot g$ aproximadamente.
- El aumento de T_b es muy influyente en las aceleraciones. Se observó que a mayor T_b las aceleraciones decrecen. De acuerdo con la Fig. 5.18, la aceleración máxima en los edificios aislados con LRB para $T_b= 3$ s, 3.5 s y 4.0 s fue igual a $0.23\cdot g$, $0.19\cdot g$ y $0.15\cdot g$, respectivamente; es decir la aceleración se redujo hasta 35 %. Por otro lado, la aceleración máxima en edificios aislados con TFP para $T_b= 3$ s, 3.5 s y 4.0 s fue igual a $0.17\cdot g$, $0.14\cdot g$ y $0.12\cdot g$, respectivamente; es decir la aceleración se redujo hasta 30 %.
- En relación con el ξ_b , su aumento produce mayores aceleraciones en el primer y último nivel para los edificios aislados con LRB. En cambio, para los edificios aislados con TFP, la distribución de aceleraciones en altura se mantuvo. De acuerdo con la Fig. 5.18, la aceleración máxima en los edificios aislados con LRB para $\xi_b= 10$ % y 25 % fue igual a $0.20\cdot g$ y $0.23\cdot g$, respectivamente. Por otro lado, la aceleración máxima en edificios aislados con TFP para $\xi_b= 10$ % y 25 % fue $0.17\cdot g$, aproximadamente.



a) Edificios aislados con LRB b) Edificios aislados con TFP
Figura 5.18: Efecto de los parámetros e/r , T_y , T_b y ξ_b en las aceleraciones de entresuelo de edificios aislados con $\Omega = 1$.



5.2.6 Fuerzas cortantes basales

Las Figs. 5.20 y 5.21 muestran la fuerza cortante basal máxima en la dirección Y de los edificios aislados con LRB y TFP para $T_y = 0.70$ s considerando los efectos de los parámetros e_r/r , T_b , ξ_b , T_y/T_x y Ω . Estas fuerzas cortantes basales fueron de la superestructura; y por tanto, presentaron un factor de reducción R igual a 2, correspondiente a una estructura con comportamiento lineal (E.031, 2020).

En general, se observó que ambos dispositivos reducen efectivamente la fuerza cortante basal respecto al caso empotrado. Las fuerzas cortantes basales de los casos empotrados son en promedio 300 Ton, mientras que en los aislados son como máximo 140 Ton. Asimismo, los edificios aislados con LRB presentaron menor fuerza cortante basal que los aislados con TFP, siendo esta diferencia mayor en los casos con $T_b = 3$ s. Este comportamiento se debe a que el TFP no desarrolló todas sus fases, como se apreció en los desplazamientos laterales totales (Fig. 5.8). Las Figs. 5.20 y 5.21 describen los efectos de cada parámetro en estas respuestas de interés:

Efecto de los parámetros en las fuerzas cortantes basales:

- El incremento de los parámetros T_y , e_r/r , T_y/T_x y Ω no producen fuertes variaciones en las fuerzas cortantes basales. Las principales diferencias se refieren a las tracciones presentadas en los dispositivos y la consiguiente interrupción de dichos procesos. De acuerdo con la Fig. 5.20, estos efectos ocurrieron mayormente en los casos con $\Omega = 1.50$, $T_y/T_x = 1.00$ y $e_r/r = 0.8$.
- El aumento de T_y tiene poca influencia en las fuerzas cortantes basales contrariamente a lo esperado. Pues en general el aumento de T_y mejora la efectividad de aislamiento (Naeim y Kelly, 2001). En estos casos disminuye notoriamente las derivas, pero no las fuerzas cortantes basales, siendo la reducción del orden de 2 %.
- El aumento de T_b produce disminuciones importantes en las fuerzas cortantes basales considerando ambos dispositivos. Según la Fig. 5.20, la fuerza cortante basal máxima en los edificios aislados con LRB para $T_b = 3.0$ s, 3.5 s y 4.0 s fue igual a 120 Ton, 91 Ton y 73 Ton, respectivamente; es decir se redujo 39 %. Por otro lado, según la Fig. 5.21, la fuerza cortante basal máxima en los edificios aislados con TFP para $T_b = 3.0$ s, 3.5 s y 4.0 s fue igual a 140 Ton, 97 Ton y 79 Ton, respectivamente; es decir se redujo 44 %.

- En relación con el ξ_b , su aumento produce ligeras disminuciones en las fuerzas cortantes basales siendo más notoria para $T_b = 3.0$ s. Según la Fig. 5.20, la fuerza cortante basal máxima en los edificios aislados con LRB para $\xi_b = 10\%$ y 25% fue igual a 120 Ton y 110.4 Ton, respectivamente. Por otro lado, según la Fig. 5.21, la fuerza cortante basal máxima en los edificios aislados con TFP para $\xi_b = 10\%$ y 25% fue igual a 140 Ton y 125 Ton, respectivamente.

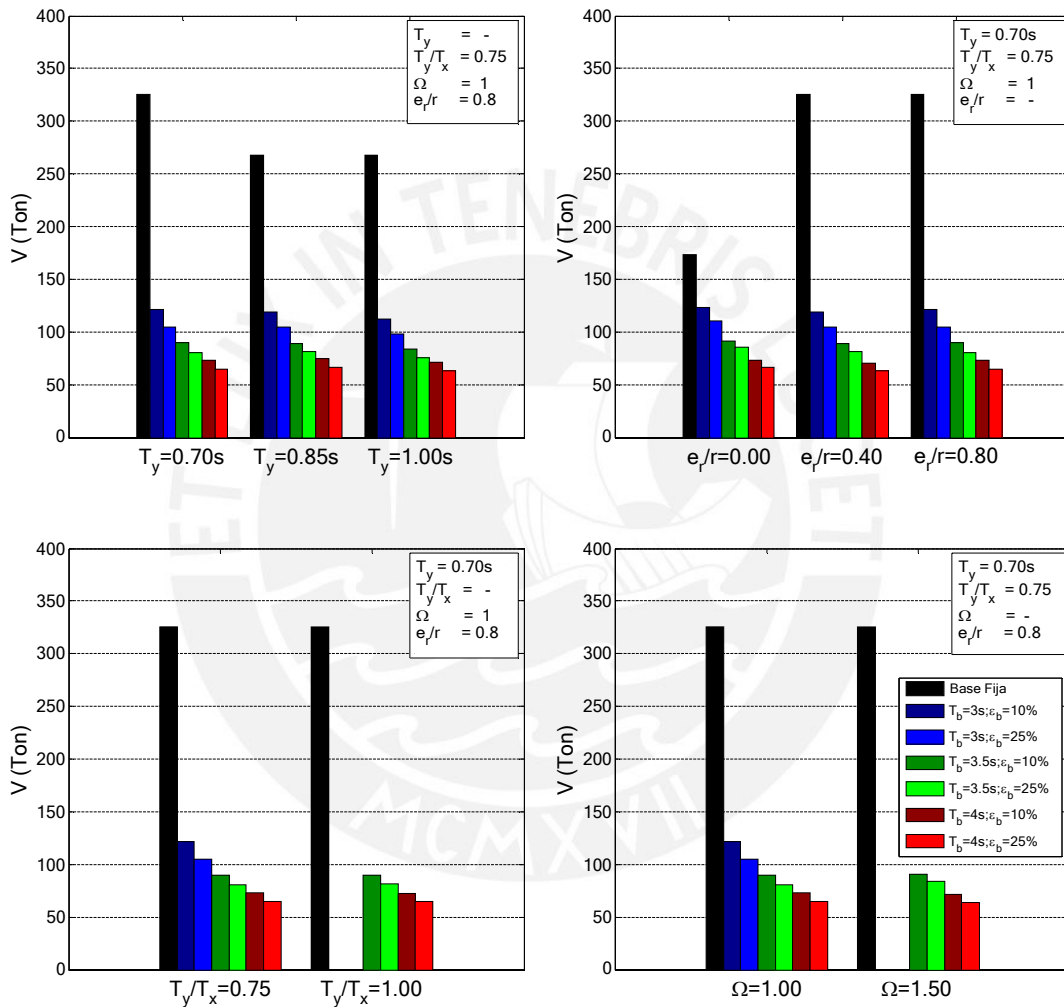


Figura 5.20: Efecto de los parámetros en las fuerzas cortantes basales de edificios aislados con LRB.

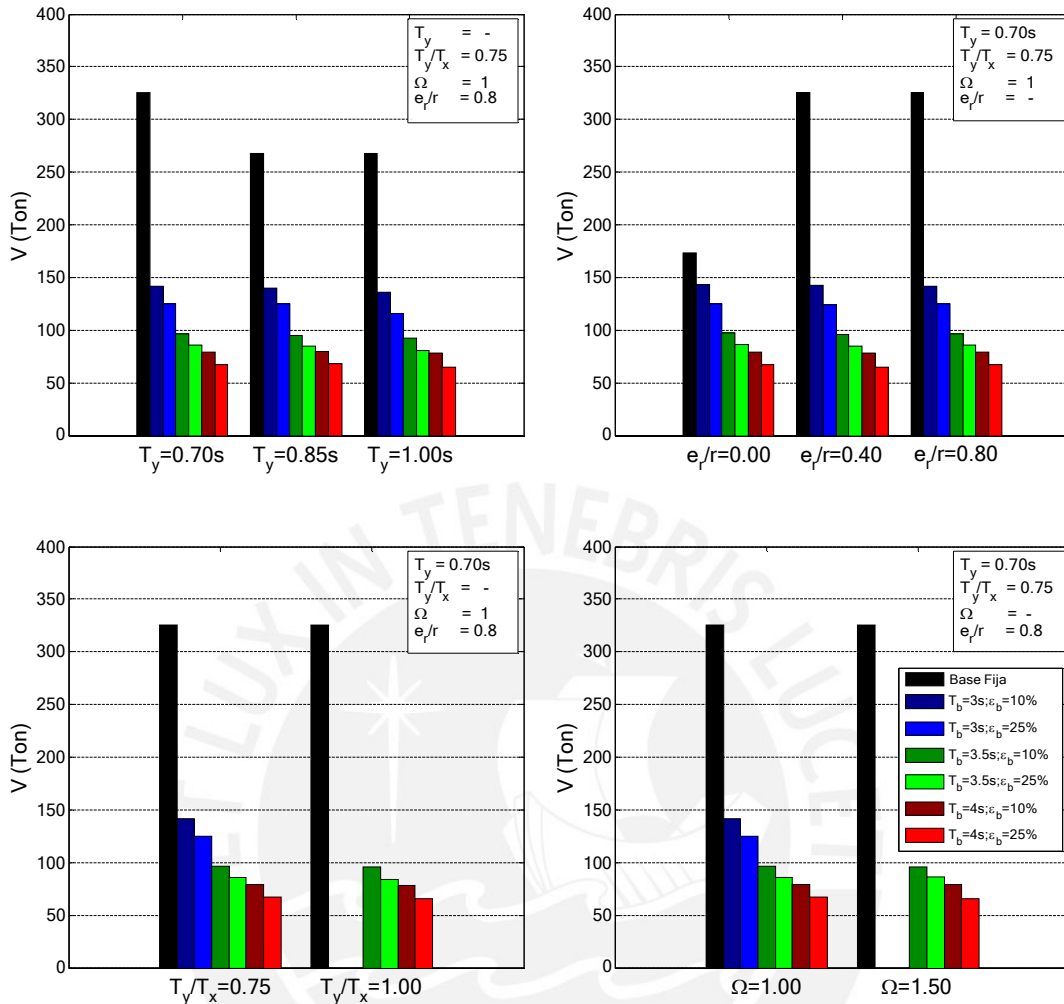


Figura 5.21: Efecto de los parámetros en las fuerzas cortantes basales de edificios aislados con TFP.

5.3. EFECTO DE RIGIDEZ TORSIONAL Y EXCENTRICIDAD EN BASE DE AISLAMIENTO PARA EL CONTROL TORSIONAL DE CASOS PARAMETRICOS

En esta sección se plantearon dos alternativas de distribución de aisladores para controlar los efectos torsionales de e_r en la superestructura. Para ello, se eligió variar dos características del sistema de aislación: el grado de acoplamiento torsional y la excentricidad de rigidez. Los casos de estudio fueron seleccionados de los casos paramétricos definidos en la Tabla 3.1 de acuerdo con su comportamiento dinámico.

Los modelos fueron analizados por el método ATHNL considerando la bidireccionalidad de los siete pares de registros sísmicos. Además, se consideró que los edificios estén aislados solo con dispositivos LRB, pues se ha observado que el dispositivo TFP tiene un comportamiento similar. Las respuestas de interés fueron los desplazamientos laterales, el ratio de irregularidad torsional y las derivas de entrepiso, los cuales fueron obtenidos partir del promedio de las respuestas obtenidas para cada uno de los siete pares de registro de aceleración consideradas.

5.3.1 Casos analizados

La Tabla 5.4 muestra los valores de los parámetros de los 16 casos de estudio, seleccionados por ser los casos más críticos, es decir los que presentaron mayores factores de amplificación de desplazamiento lateral y/o derivas de entrepiso. Estos casos corresponden principalmente a los edificios más esbeltos ($T_y = 0.85$ s, 1.00 s) y con una excentricidad de rigidez elevada ($e_r/r = 0.8$).

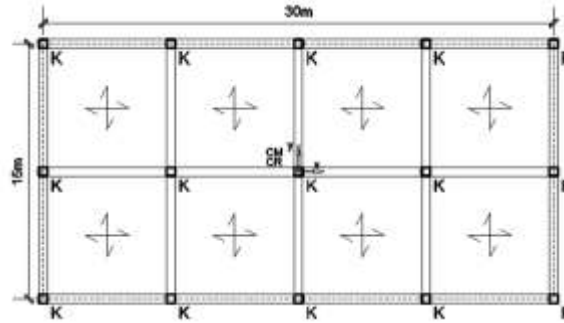
Tabla 5.4: Valores de parámetros elásticos para los casos seleccionados en la evaluación del control torsional.

ID	Superestructura				Sistema de Aislación	
	T_y (s)	T_y/T_x	Ω	e_r/r (e_r/L)	T_b (s)	ξ_b (%)
1	-	-	1.0	-	3.0	10
2	0.85	1.00	1.5	-	-	25
3	1.00	-	-	0.8 (20 %)	4.0	-

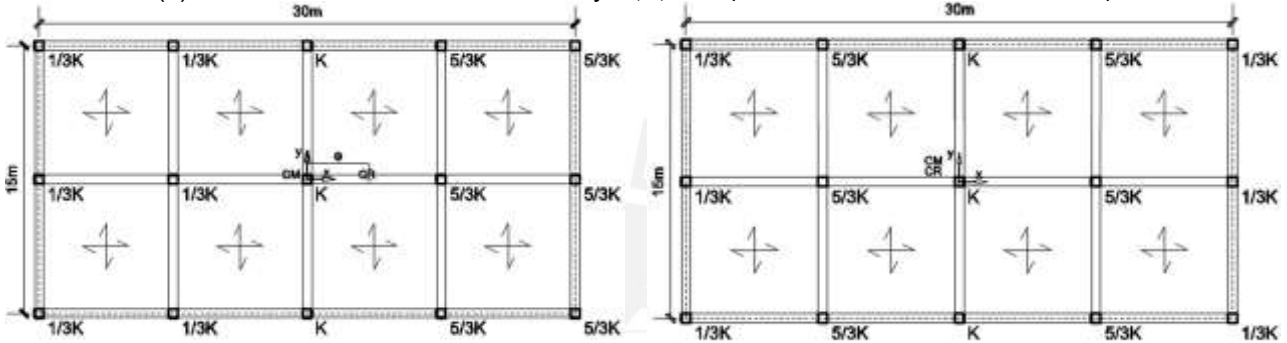
(-) No hay dato

Las alternativas planteadas para reducir la torsión siguen criterios de investigaciones previas para el control de e_m en la superestructura. La primera consiste en aumentar la e_r del sistema de aislación ($e_{r(ba)}$) de forma que CR_s y CR_b coincidan. La segunda opción, en reducir el grado de acoplamiento torsional en la base de aislamiento (Ω_{ba}). Una distribución uniforme de los aisladores para estos edificios representa un valor de Ω_{ba} igual a 1.20.

La Fig. 5.22a muestra la distribución original de rigidez lateral efectiva para cada aislador; mientras que las Figs. 5.22b-c, las distribuciones alternas para bases de aislamiento con parámetros $e_{r(ba)} = 0.8$ y $\Omega_{ba} = 1.05$, respectivamente. Para lograr dichas distribuciones se modificó las rigideces laterales efectivas de los aisladores extremos sin afectar la rigidez global. Es importante señalar que los aisladores de los casos mostrados en las Figs. 5.22b-c presentan las mismas características, pero diferente distribución.



(a) Edificios aislados con $\Omega_{ba}= 1.20$ y $e_{r(ba)}/r= 0$ (Base de aislamiento simétrico)



(b) Edificios aislados con $\Omega_{ba}= 1.20$ y $e_{r(ba)}/r= 0.8$

(c) Edificios aislados con $\Omega_{ba}= 1.05$ y $e_{r(ba)}/r= 0$

Figura 5.22: Distribución de rigidez lateral efectiva de aisladores

La Tabla 5.5 muestra los casos considerados para el análisis dinámico no-lineal tiempo historia. Se observó que las alternativas planteadas no fueron efectivas para evitar tracciones en los dispositivos. Este efecto se presentó nuevamente en los casos con $T_b= 3.0$ s, los cuales no fueron analizados. Esto se debe a la mayor rigidez lateral de ciertos aisladores ubicados en el perímetro, pues la fuerza sísmica se distribuye de acuerdo con la rigidez lateral.

Tabla 5.5: Casos seleccionados para la evaluación del control torsional ($T_y/T_x= 1$ y $e_r= 0.8$)

		$T_y = 0.85$ s		$T_y = 1.0$ s	
		$\Omega = 1$	$\Omega = 1.5$	$\Omega = 1.0$	$\Omega = 1.5$
$T_b = 3$ s	$\xi_b = 10\%$	2213_11	2223_11	3213_11	3223_11
	$\xi_b = 25\%$	2213_12	2223_12	3213_12	3223_12
$T_b = 4$ s	$\xi_b = 10\%$	2213_31	2223_31	3213_31	3223_31
	$\xi_b = 25\%$	2213_32	2223_32	3213_32	3223_32

	Casos analizados	8
	Casos no analizados	8
	Casos totales	16

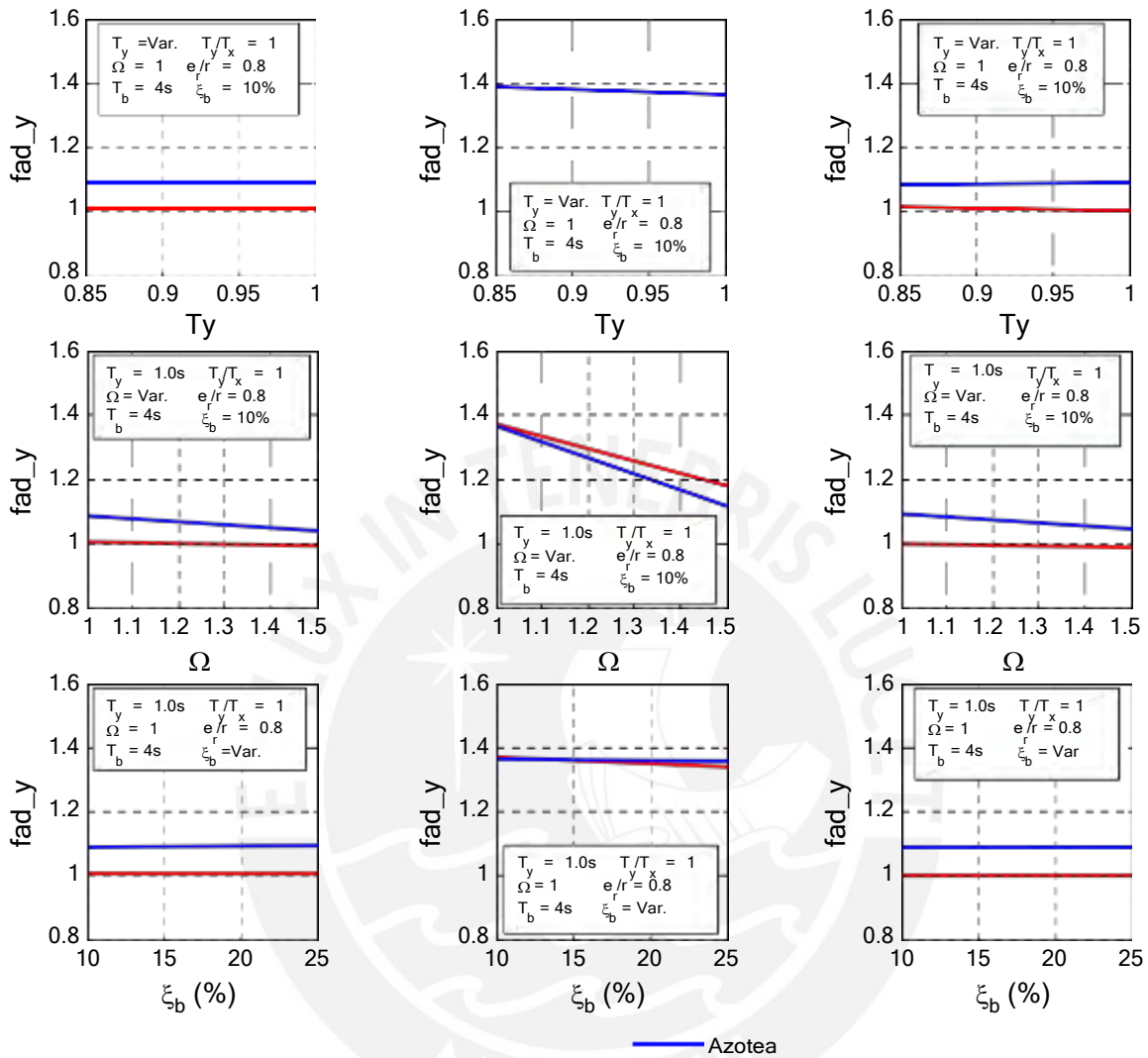
5.3.2 Resultados

La Fig. 5.23 muestra el efecto de los parámetros T_y , Ω y ξ_b en el $fad_{y_{azt}}$ y en el $fad_{y_{ba}}$ para los edificios asimétricos considerando las distribuciones de aisladores propuestas en la Fig. 5.22 y los parámetros $T_y/T_x=1$ y $e_r/r=0.8$.

Se observó que la primera alternativa produjo mayores valores de $fad_{y_{azt}}$ y $fad_{y_{ba}}$ que los casos originales. Según la Fig. 5.23b, el valor máximo de $fad_{y_{azt}}$ para la primera alternativa fue igual a 1.40 y para caso original, igual a 1.10; es decir un aumento de hasta 30 %. En relación con la segunda alternativa se observó que su comportamiento es muy similar al caso original. Según la Fig. 5.23c, el valor máximo de $fad_{y_{azt}}$ de la segunda alternativa fue igual a 1.11 siendo ligeramente menor al caso original. La variación de los parámetros T_y y ξ_b no resultaron influyentes en los valores del $fad_{y_{azt}}$ y $fad_{y_{ba}}$ para ninguna alternativa. Por otro lado, el aumento del parámetro Ω generó una reducción de 27 % del $fad_{y_{azt}}$ para el edificio aislado con la primera alternativa, mientras que en los otros casos la reducción del $fad_{y_{azt}}$ fue de 5 %.

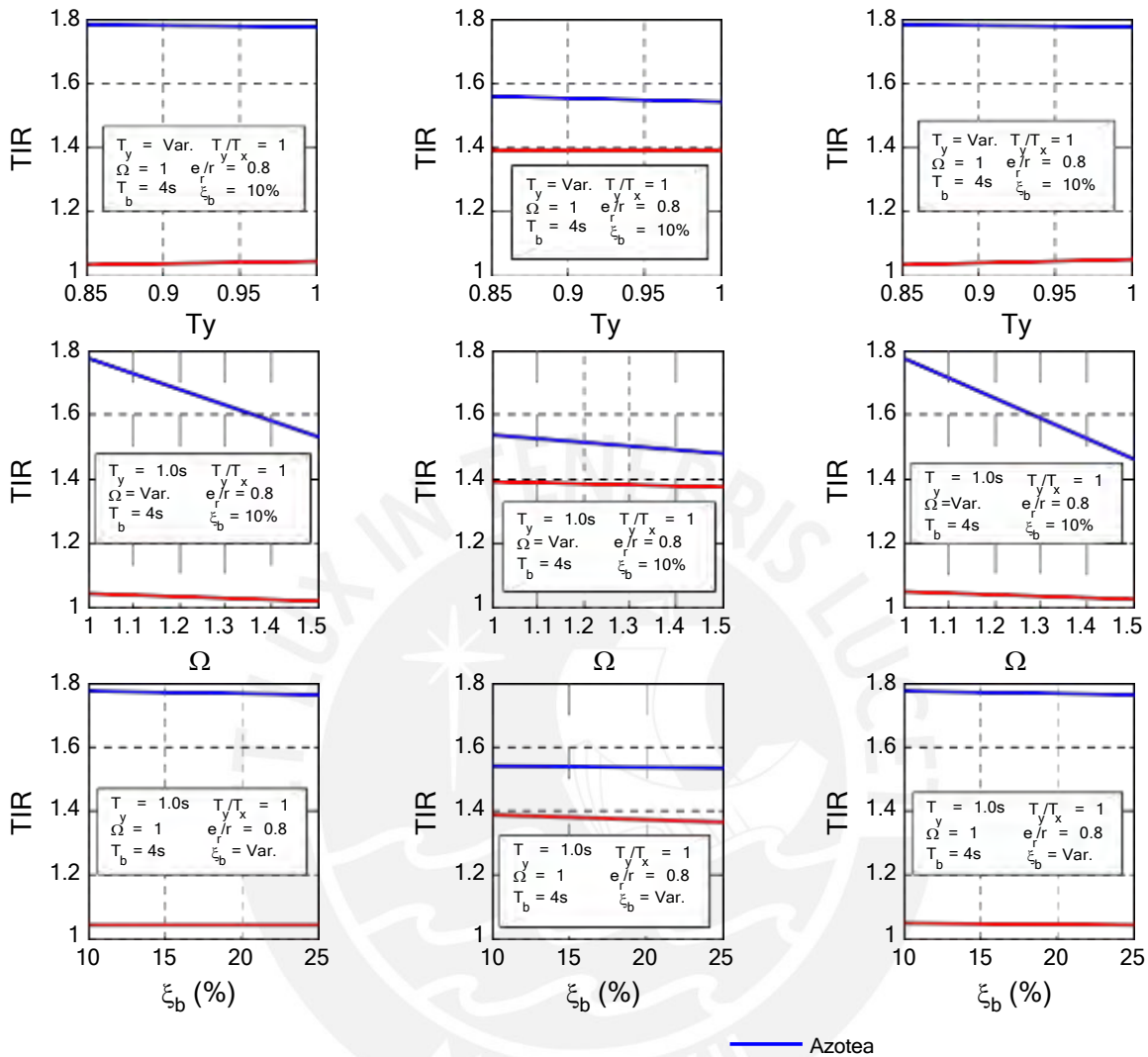
La Fig. 5.24 muestra el efecto de los parámetros T_y , Ω y ξ_b en el TIR en la base de aislamiento y en la azotea para los edificios asimétricos considerando las distribuciones de aisladores propuestas en la Fig. 5.22 y los parámetros $T_y/T_x=1$ y $e_r/r=0.8$.

Se observó que la primera alternativa reduce el TIR_{azt} , pero aumenta el TIR_{ba} . De acuerdo con las Figs. 5.24a y b, el valor máximo TIR_{azt} para la primera alternativa fue igual a 1.58 y para caso original, igual a 1.79; es decir una reducción de hasta 13 %. En relación a la segunda alternativa, la Fig. 5.24c muestra nuevamente que el comportamiento es similar al caso original para los casos con $\Omega=1$. Sin embargo, el TIR_{azt} se redujo hasta un 5 % para los casos con $\Omega=1.5$. De manera similar a los resultados del factor de amplificación de desplazamiento lateral la variación de los parámetros T_y y ξ_b tampoco resultaron influyentes en los valores del TIR.



- a) Edificios aislados con $\Omega_{ba}=1.20$ y $e_{r(ba)}/r=0$ b) Edificios aislados con $\Omega_{ba}=1.20$ y $e_{r(ba)}/r=0.8$ c) Edificios aislados con $\Omega_{ba}=1.05$ y $e_{r(ba)}/r=0$

Figura 5.23: Efecto de parámetros T_y , Ω y ξ_b en el fad_{yba} y fad_{yazt} de edificios aislados con LRB con $T_y/T_x=1$ y $e_r/r=0.8$

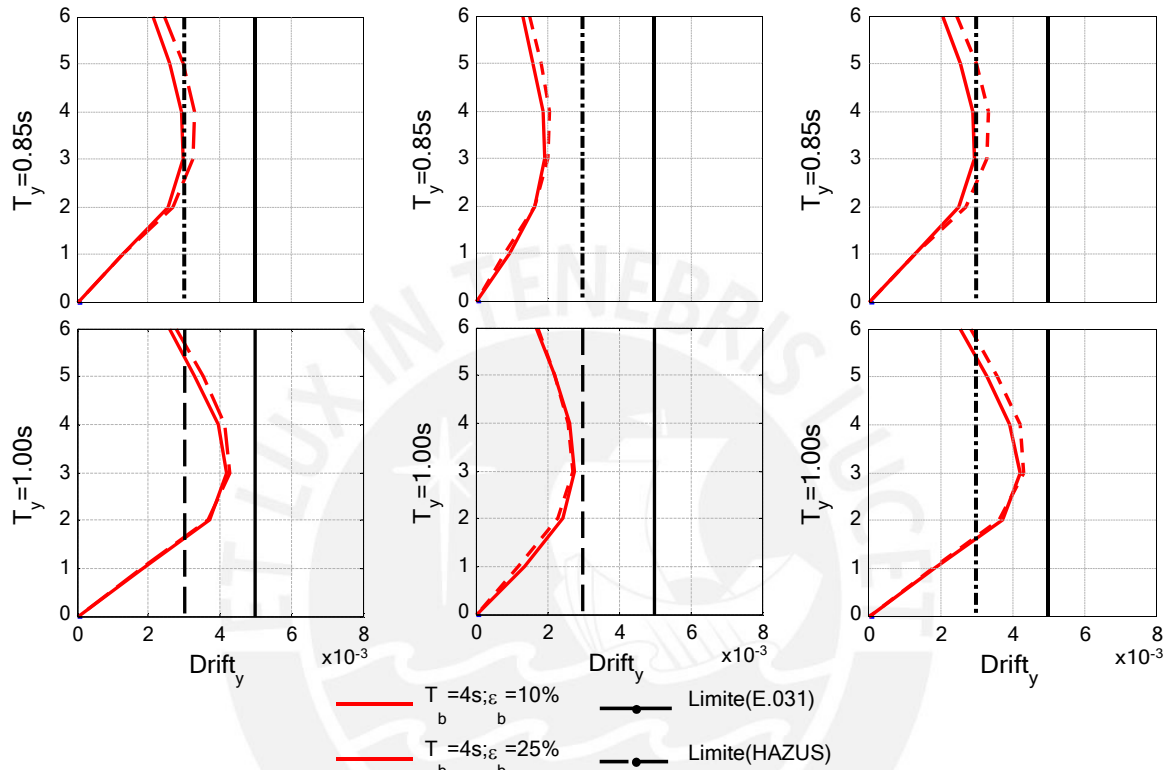


a) Edificios aislados con $\Omega_{ba}=1.20$ y $e_{r(ba)}/r=0$ b) Edificios aislados con $\Omega_{ba}=1.20$ y $e_{r(ba)}/r=0.8$ c) Edificios aislados con $\Omega_{ba}=1.05$ y $e_{r(ba)}/r=0$

Figura 5.24: Efecto de parámetros T_y , Ω y ξ_b en el TIR_{ba} y TIR_{azt} de edificios aislados con LRB con $T_y/T_x=1$ y $e_r/r=0.8$.

La Fig. 5.25 muestra las derivas máximas en la dirección Y de los edificios aislados considerando las distribuciones de aisladores propuestas en la Fig. 5.22 y los parámetros $T_y/T_x=1$, $e_r/r=0.8$, $\Omega=1.5$. Se observó que la primera alternativa (Fig. 5.25b) produce menores derivas que los casos originales (Fig. 5.25a). Esto se debe a que los periodos laterales de vibración resultaron diferentes a los planteados ($T_b=4.0$ s) al existir un acoplamiento torsional del sistema de aislación. En estos modelos T_b fue mayor en la dirección Y, conllevando a menores solicitaciones sísmicas. Sin embargo, el comportamiento general no es óptimo, pues las Fig. 5.23 y 5.24 mostraron

que los factores de amplificación de desplazamiento lateral y los ratios de irregularidad torsional aumentaron notoriamente. En relación con la segunda alternativa, la Fig. 5.25c muestra que las derivas correspondientes tienen una forma similar al caso original. La diferencia de derivas máximas entre ambos casos fue como máximo 2 %, concluyendo que el parámetro Ω_{ba} no es influyente en esta respuesta de interés.



a) Edificios aislados con $\Omega_{ba}=1.2$ y $e_{r(ba)}/r=0$ b) Edificios aislados con $\Omega_{ba}=1.20$ y $e_{r(ba)}/r=0.8$ c) Edificios aislados con $\Omega_{ba}=1.05$ y $e_{r(ba)}/r=0$

Figura 5.25: Derivas de entrepiso de edificios aislados con LRB para $T_y/T_x=1$, $e_r/r=0.8$, $\Omega=1.5$.

En resumen, las alternativas planteadas no logran controlar efectivamente la torsión producto de e_r en la superestructura. En el primer caso, la excentricidad de la base de aislamiento ($e_{r(ba)}$) produce que los periodos de vibración laterales y torsionales se acoplen, es decir los modos principales del edificio no son puramente traslacionales. Las derivas de entrepiso en la dirección Y llegan a reducirse, pero el TIR_{ba} se incrementa fuertemente y los factores de amplificación de desplazamientos laterales resultan excesivos producto de la torsión de la base de aislamiento. En la segunda alternativa no se observó gran influencia en las respuestas de interés (derivadas y desplazamientos laterales). Sin embargo, cuando el edificio es torsionalmente rígido ($\Omega=1.5$) si se observa una reducción de la rotación en la azotea, reflejado en un menor TIR . La disminución de la rigidez torsional (Ω_{ba}) aumenta ligeramente los

desplazamientos laterales en la base de aislamiento, y por el contrario disminuye los desplazamientos laterales en la azotea. Este comportamiento se explica por el aumento de efectividad de aislamiento al aumentar la diferencia de rigideces laterales y torsionales entre la base de aislamiento y la superestructura. Las opciones más recomendadas para controlar la e_r de la superestructura son incrementar la rigidez torsional de la superestructura ($\Omega= 1.5$) o mantener alejados los valores de T_b y T_y , de manera que la relación entre ellas sea por lo menos 3.5.

5.4. COMPARACIÓN DEL EFECTO DE LA EXCENRICIDAD DE RIGIDEZ

(e_r) Y LA EXCENRICIDAD DE MASA (e_m) PARA EDIFICIOS

AISLADOS

Se realizó un análisis de sensibilidad de los casos en estudio para evaluar la influencia del tipo de excentricidad en la superestructura: excentricidad de masa y rigidez. Los modelos con e_m fueron generados a partir del modelo simétrico definido en el Capítulo III y desplazando el CM_s a distancias $0.4 \cdot r$ (10 % L) y $0.8 \cdot r$ (20 % L). Además, se consideró que los edificios estén aislados con dispositivos LRB, pues investigaciones previas indicaron que los dispositivos TFP logran reducir efectivamente el efecto de e_m en la superestructura (Becker, 2012). El análisis sísmico empleado fue ATHNL considerando la bi-direccionalidad de los siete pares de registros sísmicos para cada modelo.

Las respuestas de interés fueron el factor de amplificación de desplazamientos laterales, el ratio de irregularidad torsional y las derivas de entrepiso. Todos los resultados se calcularon a partir del promedio de las respuestas obtenidas para cada uno de los siete pares de registro de aceleración considerados.

5.4.1 Factor de amplificación de desplazamientos laterales

La Fig. 5.26 muestra el factor de amplificación de desplazamiento lateral en la dirección Y (fad_y) para los edificios aislados con e_m , considerando los casos con valores de parámetros $T_y= 1.0$ s, $T_y/T_x= 0.75$, $\Omega= 1$, $T_b= 4.0$ s y $\xi_b= 10$ %. Donde fad_{yba} y fad_{yazt} son los factores de amplificación en la base de aislamiento y la azotea. En la Figura 5.26 se añadió un caso adicional correspondiente a $e_m/r= 0.6$ para definir la tendencia del fad_y , resultando semejante a una curva parabólica.

De la Fig. 5.26 se observa un similar comportamiento del fad_{yba} y fad_{yazt} en relación a e_m , siendo su máxima diferencia de hasta 3%. Además, se aprecia una reducción del

$fad_{y_{ba}}$ y $fad_{y_{azt}}$ para e_m elevadas. Cabe señalar que la reducción en el fad_y para el caso $e_m/r = 0.8$ no indica que el edificio tenga un mejor comportamiento sísmico, pues las derivas de entrepiso aumentaron como se describe en la sección 5.4.3.

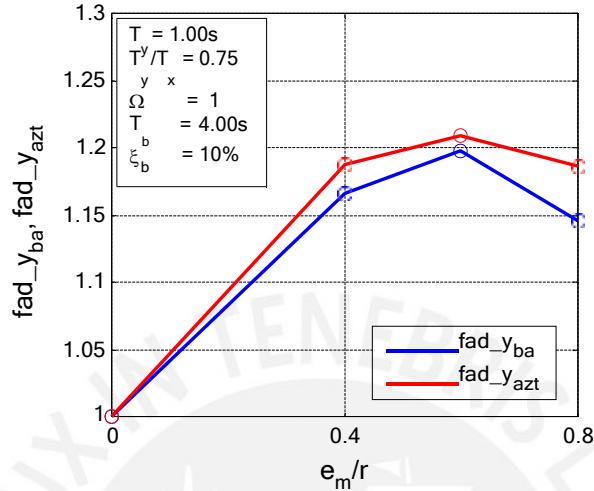


Figura 5.26: Variación de $fad_{y_{azt}}$ y $fad_{y_{ba}}$ en edificios aislados con e_m

Las Figs. 5.27 y 5.28 muestran los efectos de los parámetros T_y , Ω , T_b y ξ_b en los $fad_{y_{azt}}$ y $fad_{y_{ba}}$ para los edificios aislados con e_m y e_r , detallados a continuación. Se consideró una tendencia parabólica del fad_y para los casos con e_m , de acuerdo con el comportamiento visto en la Fig. 5.6. En general, se observó que la presencia de e_m produce valores similares de $fad_{y_{ba}}$ y $fad_{y_{azt}}$ siendo su valor máximo 1.23. Por otro lado, el efecto de e_r produce principalmente mayores $fad_{y_{azt}}$ con un valor máximo de 1.09. Las Figs. 5.27 y 5.28 describen los efectos de cada parámetro en estas respuestas de interés:

Efecto de los parámetros en los $fad_{y_{azt}}$ y $fad_{y_{ba}}$ de la estructura:

- El aumento de T_y en los edificios aislados con e_m y e_r , generó incrementos del $fad_{y_{azt}}$, mientras que no afectó al $fad_{y_{ba}}$. Estos resultados son explicados por la reducción en la efectividad de aislamiento al acercarse el valor del periodo fundamental de vibración de la superestructura al periodo de vibración objetivo del sistema de aislamiento. De acuerdo con la Fig. 5.27b, el aumento del $fad_{y_{azt}}$ es de 2.7 % para los casos con e_m . Por otro lado en la Fig. 5.28b, el aumento del $fad_{y_{azt}}$ es de 4 % para los casos con e_r .
- El aumento de Ω no resultó influyente en el fad_y de los edificios aislados con e_m . Por otro lado, el aumento Ω generó una reducción en el $fad_{y_{ba}}$ de los

edificios aislados con e_r . De acuerdo con la Fig. 5.28b, la reducción del $fad_{y_{azt}}$ es de 5 % para los casos con e_r .

- El aumento de T_b redujo los $fad_{y_{ba}}$ y $fad_{y_{azt}}$ en los edificios aislados con e_m , siendo mayor la reducción cuando $e_m/r = 0.4$. Por otro lado, el aumento de T_b solo redujo los $fad_{y_{azt}}$ en los edificios aislados con e_r . Se observó en la Fig. 2.7b, que la reducción del $fad_{y_{azt}}$ es de 7 % para los casos con e_m . Por otro lado en la Fig. 2.8b, la reducción del $fad_{y_{azt}}$ es de 3.4 % para los casos con e_r .
- El aumento de ξ_b generó una reducción en los $fad_{y_{ba}}$ y $fad_{y_{azt}}$ de los edificios aislados con e_m , mientras que no influyó en los edificios aislados con e_r . De acuerdo con la Fig. 5.27b, la reducción del $fad_{y_{azt}}$ es de 8.7 % para los casos con e_m .

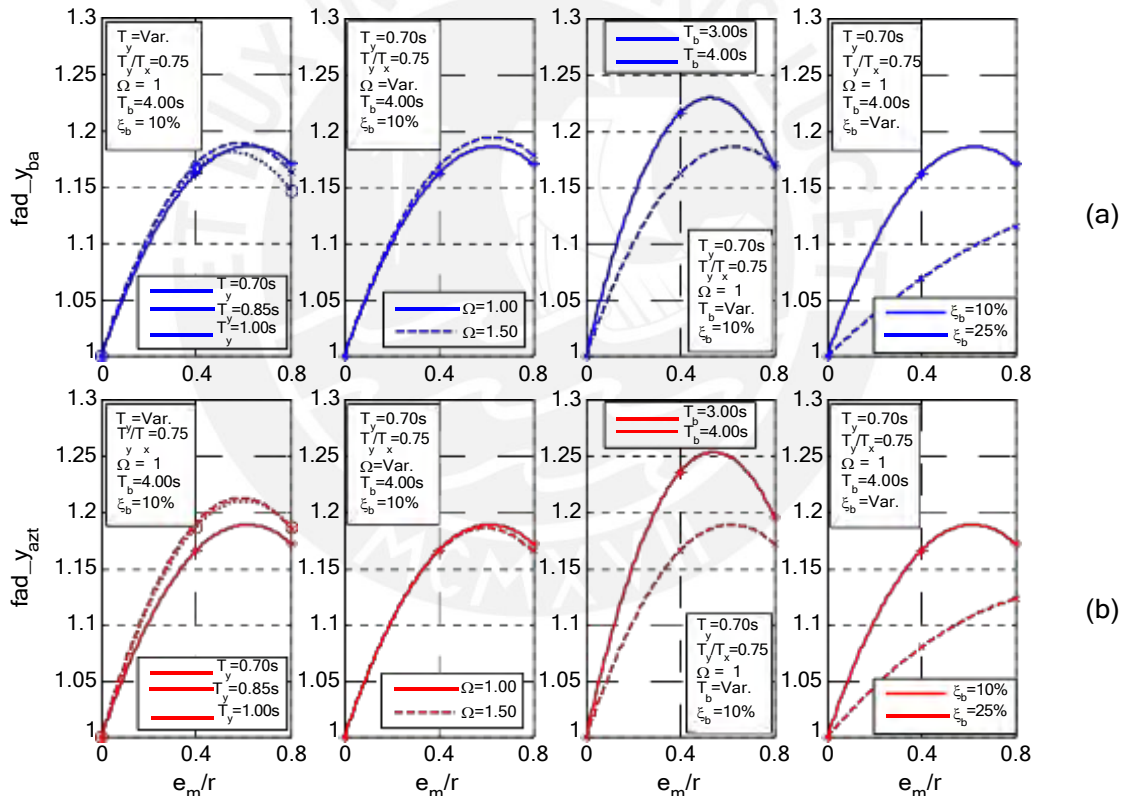


Figura 5.27: Efecto de los parámetros T_y , Ω , T_b y ξ_b en el factor de amplificación de desplazamientos laterales para edificios aislados con e_m .

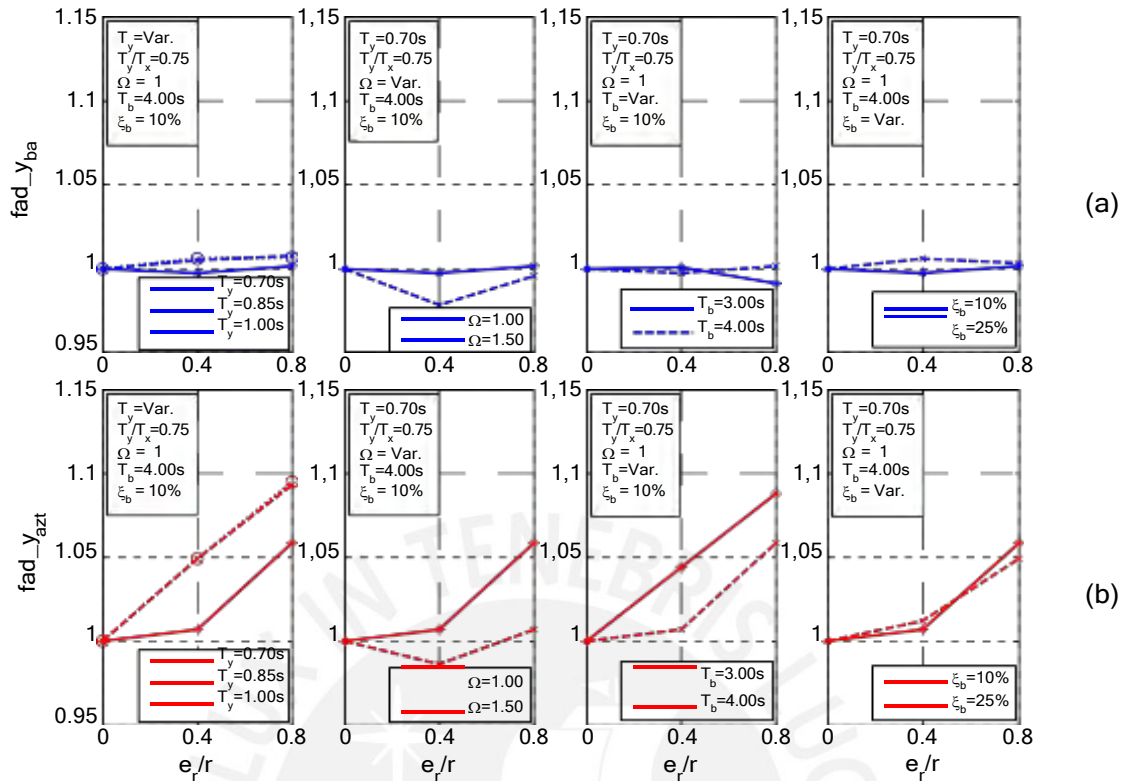


Figura 5.28: Efecto de los parámetros T_y , Ω , T_b y ξ_b en el factor de amplificación de desplazamientos laterales para edificios aislados con e_r .

5.4.2 Razón de irregularidad torsional

Las Figs. 5.29 y 5.30 muestran los efectos de los parámetros T_y , Ω , T_b y ξ_b en el TIR_{ba} y TIR_{azt} de los edificios aislados con e_m y e_r , detallados a continuación. En general, se observó que la presencia de e_m produce valores similares de TIR_{ba} y TIR_{azt} siendo su valor máximo 1.41. Por otro lado, el efecto de e_r produce incrementos de TIR_{azt} hasta un valor máximo de 1.81. Este comportamiento indica que los edificios aislados con e_m rotan como un bloque rígido desde la base de aislamiento al presentar un acoplamiento del modo rotacional, mientras que en los edificios aislados con e_r la rotación se concentra en la superestructura. Las Figs. 5.29 y 5.30 describen los efectos de cada parámetro en estas respuestas de interés:

Efecto de los parámetros en el TIR_{ba} y TIR_{azt} de la estructura:

- El aumento de T_y no es influyente en los TIR , generando un incremento del TIR_{azt} de hasta 4 % para los edificios aislados con e_m y una reducción del TIR_{azt} de hasta 3.4 % para los edificios aislados con e_r . Estas variaciones del TIR se explican por la pérdida de efectividad del aislamiento sísmico, pues los valores del TIR tienden al de un sistema con base fija.

- El aumento de Ω genera reducciones principalmente del TIR_{azt} para los edificios aislados con e_m y e_r . En la Fig. 5.29b, el máximo TIR_{azt} en edificios aislados con e_m para $\Omega= 1.00$ y 1.50 fue igual a 1.39 y 1.28 , es decir se redujo 8% . Por otro lado en la Fig. 5.30b, el máximo TIR_{azt} en edificios aislados con e_r para $\Omega= 1.00$ y 1.50 fue igual a 1.81 y 1.48 , es decir se redujo 22% .
- El aumento de T_b reduce los TIR_{azt} y TIR_{ba} en los edificios aislados con e_m , mientras que para los edificios aislados con e_r , esta reducción se da únicamente para TIR_{azt} . En la Fig. 5.29b, el máximo TIR_{azt} en edificios aislados con e_m para $T_b= 3.0$ s y 4.0 s fue igual a 1.43 y 1.39 , es decir se redujo 2.7% . Por otro lado en la Fig. 5.30b, el máximo TIR_{ba} en edificios aislados con e_r para $T_b= 3.0$ s y 4.0 s fue igual a 1.04 y 1.02 , es decir se redujo 1.9% .
- El aumento de ξ_b generó una reducción en el TIR_{ba} de los edificios aislados con e_m , mientras que no influyo en los edificios aislados con e_r . En la Fig. 5.29b, el máximo TIR_{azt} en edificios aislados con e_m para $\xi_b = 10\%$ y 25% fue igual a 1.36 y 1.30 , es decir se redujo 4.4% .

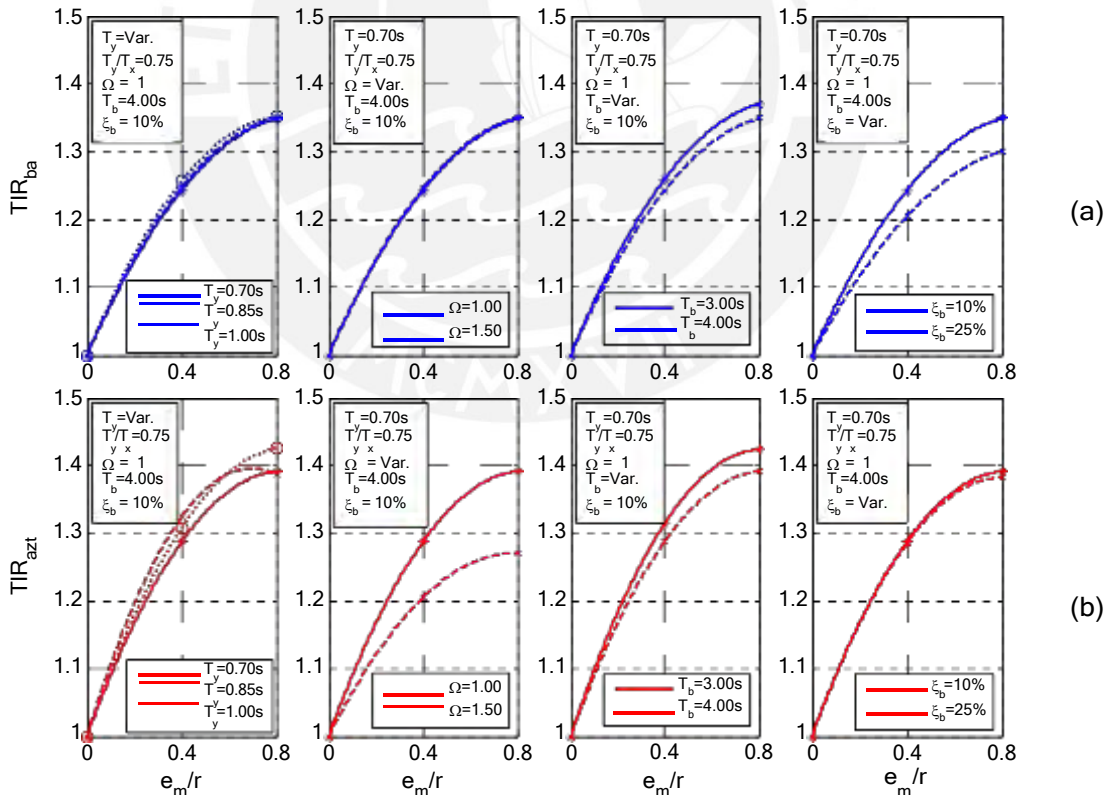


Figura 5.29: Efecto de los parámetros T_y , Ω , T_b y ξ_b en el TIR_{ba} y TIR_{azt} para edificios aislados con e_m .

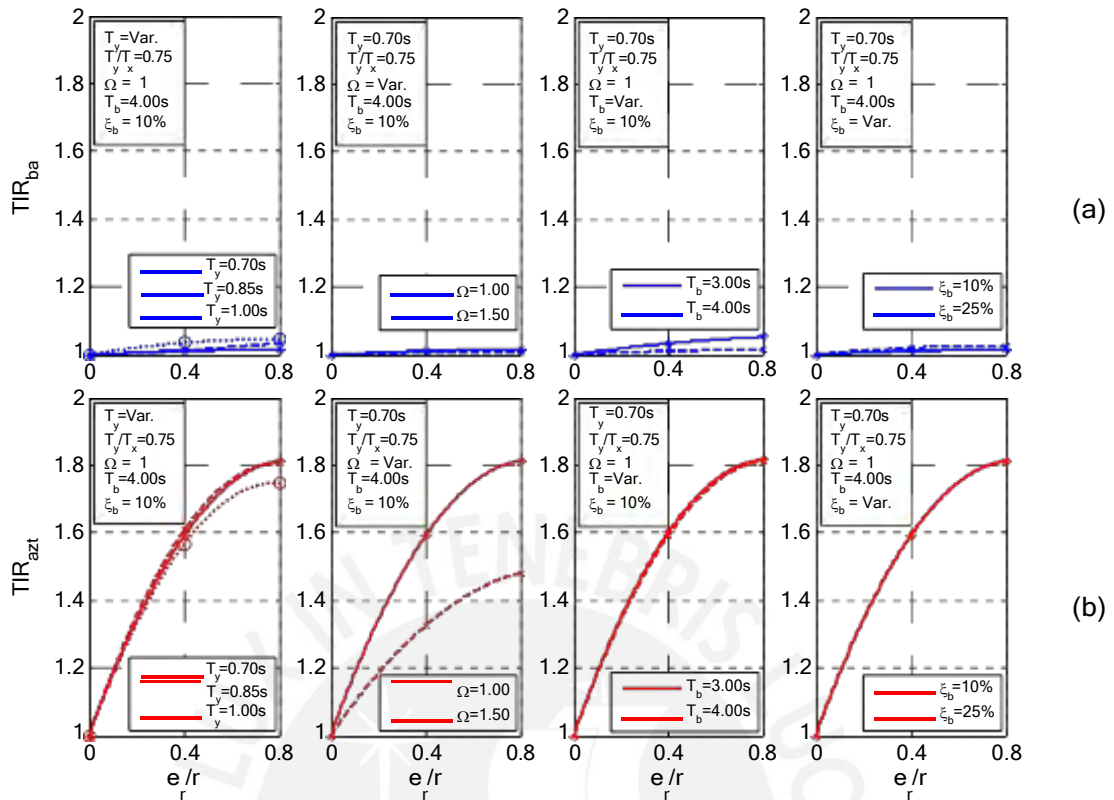


Figura 5.30: Efecto de los parámetros T_y , Ω , T_b y ξ_b en el TIR_{ba} y TIR_{azt} para edificios aislados con e_r .

5.4.3 Derivas de entrepiso

Las Figs. 5.31 y 5.32 muestran los efectos de los parámetros T_y , Ω , T_b y ξ_b en las derivas de entrepiso de los edificios aislados con e_m y e_r , detallados a continuación. En general, se observó que los edificios aislados con e_m presentan menores derivas de entrepiso que los edificios aislados con e_r . Este comportamiento se debe a que los edificios aislados con e_m presentan mayores periodos de vibración asociados a los modos acoplados. Las Figs. 5.31 y 5.32 describen los efectos de cada parámetro en estas respuestas de interés:

Efecto de los parámetros en las derivas de entrepiso:

- El aumento de T_y incrementó las derivas de entrepiso para los edificios aislados con e_m y e_r de hasta un 50 %. La deriva máxima en edificios aislados con e_m para $T_y = 0.7$ s, 0.85 s y 1.0 s fue igual a 0.0014, 0.0019 y 0.0028, respectivamente. Por otro lado, la deriva máxima en edificios aislados con e_r para $T_y = 0.7$ s, 0.85 s y 1.0 s fue igual a 0.002, 0.0031 y 0.0042, respectivamente.
- El aumento de Ω generó una reducción en las derivas de los edificios aislados con e_r , mientras que no tuvo influencia en los edificios aislados con e_m . La deriva máxima en edificios aislados con e_m para $\Omega = 1$ y 1.5 fue igual a 0.0012. Por otro

lado, la deriva máxima en edificios aislados con e_r para $\Omega= 1$ y 1.5 fue igual a 0.0021 y 0.0014, respectivamente; es decir la deriva se redujo hasta 33 %.

- El aumento de T_b es muy influyente en las derivas. Se observó que a mayor T_b las derivas disminuyeron en los casos aislados con e_m y e_r . La deriva máxima en edificios aislados con e_m para $T_b= 3.0$ s y 4.0 s fue igual a 0.0021 y 0.0011, respectivamente. Por otro lado, la deriva máxima en edificios aislados con e_r para $T_b= 3.0$ s y 4.0 s fue igual a 0.0037 y 0.0021, respectivamente.
- El aumento de ξ_b no es influyente en las derivas para los casos aislados con e_m y e_r . La deriva máxima en edificios aislados con e_m para $\xi_b= 10\%$ y 25 % fue aproximadamente igual a 0.0014. Por otro lado, la deriva máxima en edificios aislados con e_r para $\xi_b= 10\%$ y 25 % fue aproximadamente igual a 0.0032.

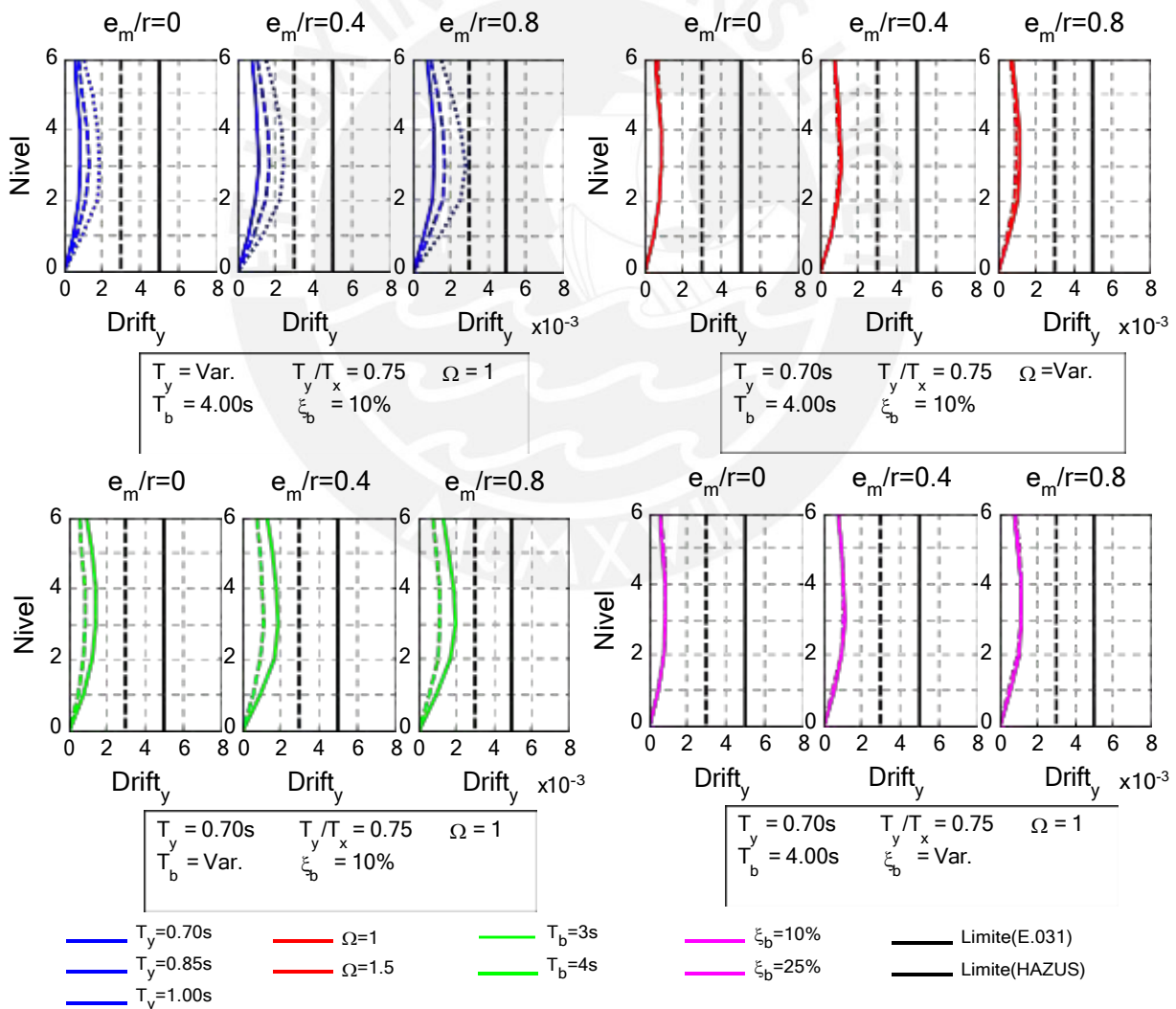


Figura 5.31: Efecto de los parámetros T_y , Ω , T_b y ξ_b en las derivas de entresuelo de edificios aislados con e_m .

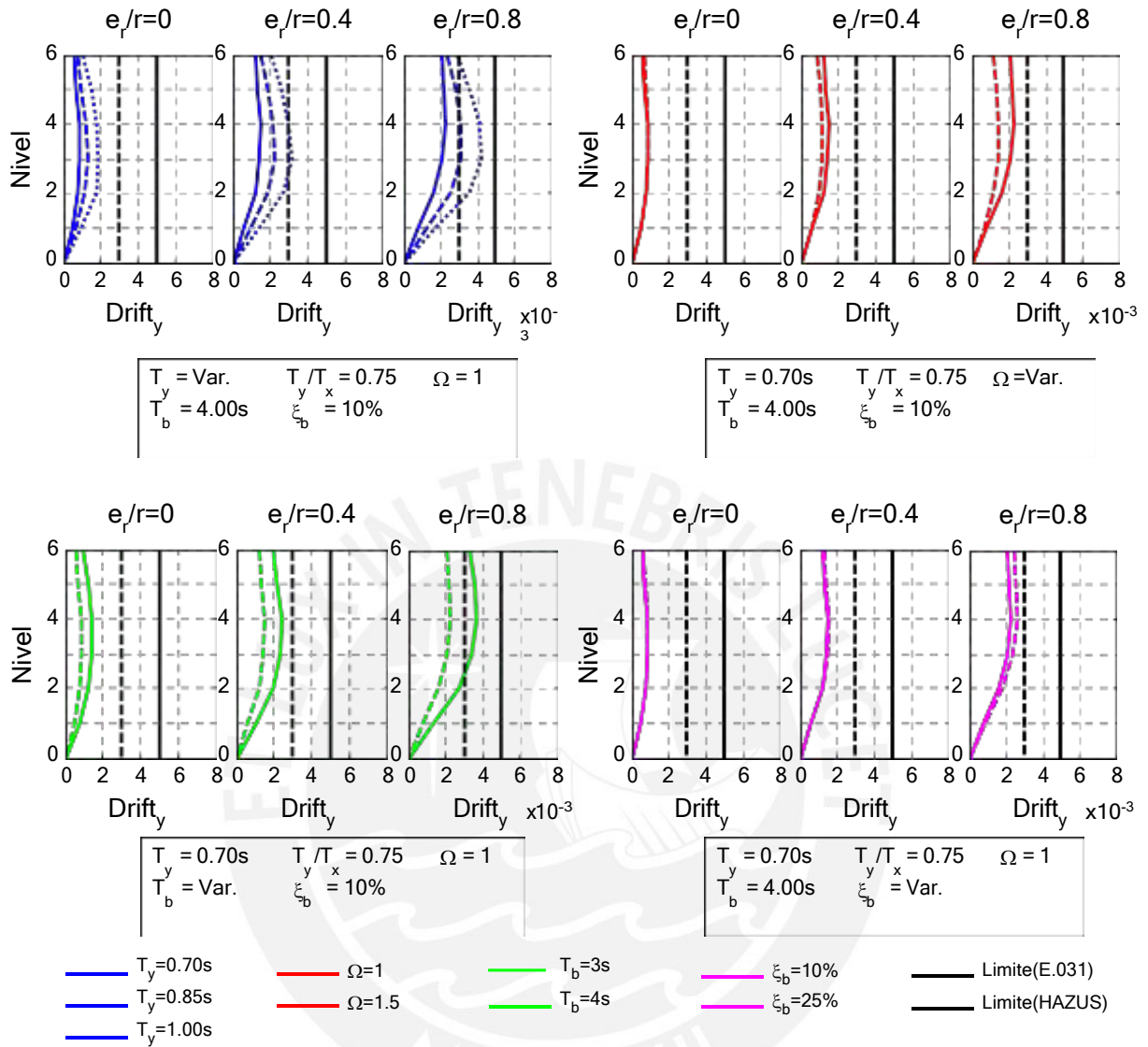


Figura 5.32: Efecto de los parámetros T_y , Ω , T_b y ξ_b en las derivas de entresaco de edificios aislados con e_r .

VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIONES

El presente estudio analizó las respuestas sísmicas no lineales de edificios asimétricos de concreto armado de seis niveles con aisladores sísmico del tipo LRB y TFP. Los edificios se definieron paramétricamente en la superestructura (e_r/r , T_y , T_y/T_x , Ω) y en el sistema de aislamiento en la base (T_b y ξ_b). Se evaluó la influencia de cada parámetro en las respuestas sísmicas globales tales como desplazamiento lateral, rotaciones de piso, derivas entre pisos y aceleraciones de piso. De este análisis paramétrico se desprenden las siguientes conclusiones:

- a) El aumento de la rigidez torsional ($\Omega= 1.5$) y e_r generaron que las fuerzas se localicen en el perímetro y se generen elevadas tracciones en los dispositivos; en efecto, un total de 33 modelos presentaron este comportamiento y no fueron analizados. Por el contrario, el aumento de los parámetros T_y/T_x , ξ_b y T_b ayudaron a controlar este efecto.
- b) En general, los desplazamientos laterales de los edificios aislados con TFP fueron ligeramente mayores a los aislados con LRB incluso para $e_r= 0$, debido a que en su mayoría no lograron incursionar completamente en su fase IV. Este comportamiento no estuvo relacionado al edificio asimétrico, sino más bien a la relación de los aisladores considerados frente a los registros empleados.
- c) La base de aislamiento no presentó amplificaciones de desplazamiento lateral por incremento de e_r/r . Por otro lado, en la azotea el factor de amplificación de desplazamiento lateral en la dirección Y alcanzó un valor de 1.24 para edificios aislados con LRB y de 1.16 para edificios aislados con TFP.
- d) Los parámetros que mejor caracterizaron las amplificaciones de desplazamientos laterales por efecto de e_r/r fueron: T_y , Ω y T_b , evidenciando la importancia de la efectividad del aislamiento al considerar valores alejados entre T_y y T_b . El incremento de Ω también fue efectivo en la reducción de los desplazamientos laterales; sin embargo, puede ocasionar el levantamiento de dispositivos al localizar las fuerzas cortantes en el perímetro de la estructura.
- e) Los parámetros más influyentes en las rotaciones de la superestructura por efecto de e_r/r fueron: T_y , T_b y Ω , siendo el más importante T_b reduciendo las

rotaciones de planta en promedio 50 % en los edificios aislados con LRB y 48 % en los edificios aislados con TFP.

- f) El parámetro más influyente en la reducción del ratio de irregularidad (TIR) por efecto de e_r/r fue Ω , llegando a reducir los ratios TIR en la azotea hasta un 16 % en los edificios aislados con LRB y 15.6 % en los edificios aislados con TFP.
- g) Los parámetros que mejor controlaron el aumento de derivas de entrepiso por efecto de e_r/r fueron: T_y , Ω y T_b , siendo el más importante el Ω reduciendo la deriva máxima de entrepiso en edificios aislados con LRB hasta 33 %, y en edificios aislados con TFP hasta 30 %. Además, el parámetro menos influyente fue T_y/T_x , pero mejoró el comportamiento dinámico general del edificio al reducir los desplazamientos laterales máximos y derivas de entrepiso en la dirección X.
- h) El aumento de e_r/r no fue influyente en las aceleraciones de entrepiso, produciendo ligeras reducciones de aceleración en el primer nivel de hasta 5 %. Además, el parámetro que mejor controló las aceleraciones fue T_b , reduciendo la aceleración máxima en edificios aislados con LRB hasta 35 %, y en edificios aislados con TFP hasta 30 %.
- i) Respecto a las fuerzas cortantes basales, se observó que ambos dispositivos lograron reducir efectivamente estas fuerzas respecto al caso empotrado. Los parámetros más influyentes fueron T_b y ξ_b , cuyos aumentos produjeron una reducción de la fuerza cortante basal en edificios aislados con LRB de hasta 40 % y en edificios aislados con TFP de hasta 44 %.

Se plantearon dos alternativas para controlar la torsión debido a e_r en la superestructura: aumentar la excentricidad de rigidez ($e_{r(ba)}$) o disminuir el grado de acoplamiento torsional (Ω_{ba}) de la base de aislamiento. Del análisis dinámico de estas dos alternativas se concluyó que:

- j) La primera alternativa produjo menores derivas de entrepiso en la dirección Y, pero los valores de TIR y fad_y resultaron excesivas producto de la torsión en la base de aislamiento. Por tanto, esta alternativa resulta contraproducente para la reducción de desplazamientos laterales y no debería ser considerado.
- k) La segunda alternativa tuvo poca influencia en las respuestas de interés (TIR , fad_y y derivas de entrepiso) para los casos con $\Omega = 1$. Por otro lado, cuando

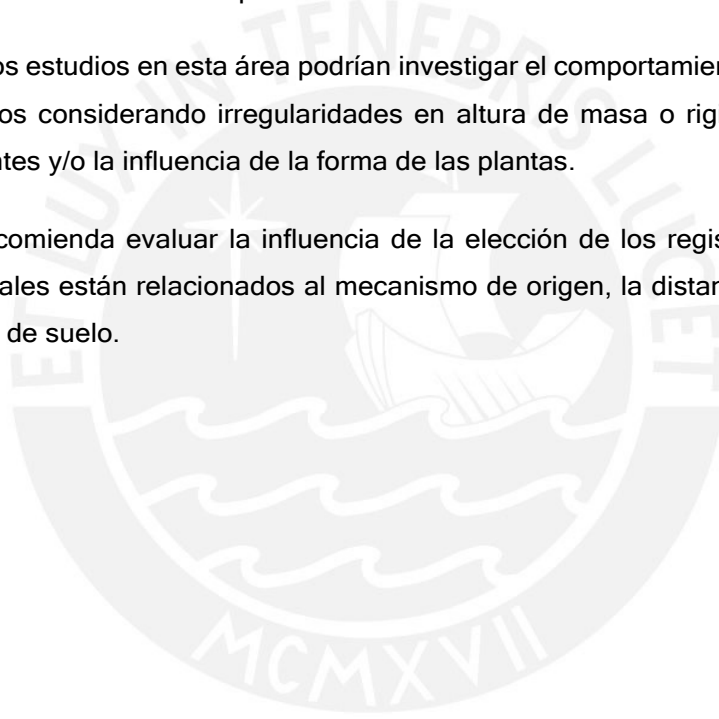
$\Omega = 1.5$, se observó una reducción del TIR_{azt} . En general, la disminución de la rigidez torsional de la base de aislamiento produjo un ligero aumento de los desplazamientos laterales en la base de aislamiento; y, por el contrario, la disminución de los desplazamientos laterales en la azotea indicando un aumento de efectividad del aislamiento.

Del análisis de sensibilidad sobre el efecto del tipo de excentricidad en los edificios aislados se concluyó que:

- l) La presencia de e_m en los edificios aislados generó un comportamiento acoplado de la estructura que hace rotar al edificio desde la base de aislamiento. En efecto, se observó que los máximos $fad_{y_{azt}}$ y $fad_{y_{ba}}$ son mayores a 1.20. Por otro lado, la presencia de e_r en los edificios aislados no influye en los desplazamientos laterales de la base de aislamiento, sin embargo, genera valores significativos de $fad_{y_{ba}}$ siendo como máximo 1.10.
- m) Los parámetros que mejor caracterizaron los $fad_{y_{azt}}$ y $fad_{y_{ba}}$ por efecto de e_m/r fueron T_b y ξ_b en ese orden. Mientras que, por efecto de e_r/r fueron Ω , T_y y T_b en ese orden. Se observó que el efecto de e_m y e_r se reduce por el incremento de la efectividad de aislamiento al aumentar T_b o disminuir T_y . Además, el parámetro Ω es influyente solo en los edificios aislados con e_r llegando a eliminar la amplificación de desplazamiento lateral.
- n) Los parámetros que mejor caracterizaron los TIR_{azt} y TIR_{ba} por efecto de e_m/r fueron Ω , T_b y T_y en ese orden. Mientras que, por efecto de e_r/r fue principalmente Ω . Se observó nuevamente la influencia del parámetro Ω en los edificios aislados con e_r reduciendo el TIR_{azt} hasta 22%. Además, el parámetro Ω también reduce el TIR_{azt} de edificios aislados con e_m hasta 8 %.
- o) Los parámetros que controlaron el aumento de derivas de entrepiso por efecto de e_m/r fueron T_y y T_b en ese orden. Mientras que, por efecto de e_r/r fueron T_y , T_b y Ω , en ese orden. Se observó que el aumento de la efectividad de aislamiento es más determinante en las derivas de entrepiso que el aumento el parámetro Ω para edificios aislados con e_m o e_r .

6.2. RECOMENDACIONES

- a) Se recomienda aumentar el valor de los parámetros Ω y T_b o disminuir el parámetro T_y para controlar el efecto torsional de e_r en la superestructura de los edificios asimétricos aislados. En efecto, el valor de $fad_{y_{azt}}$ fue menor a 1.08 cuando $T_b \geq 3.5 T_y$ para $e_r/r= 0.4$, y menor a 1.1 cuando $T_b \geq 4.0 T_y$ para $e_r/r= 0.8$.
- b) En esta investigación, los edificios analizados fueron solicitados con registros bidireccionales. Se recomienda ampliar los casos considerando el efecto de la componente vertical, así como aumentar el número de registros sísmicos y evaluar la influencia del tipo de escalamiento.
- c) Futuros estudios en esta área podrían investigar el comportamiento de edificios aislados considerando irregularidades en altura de masa o rigidez, esquinas entrantes y/o la influencia de la forma de las plantas.
- d) Se recomienda evaluar la influencia de la elección de los registros sísmicos, los cuales están relacionados al mecanismo de origen, la distancia a la falla y el tipo de suelo.



REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. Abrahamson, N.A. (1992). Non-stationary spectral matching. *Seismological Research Letters*, 63(1), p. 30.
2. Aguiar, R., Morales, E., Guaygua, B., Rodríguez, M. (2017). Método simplificado para el análisis sísmico de estructuras con aisladores FPS de tercera generación. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, 33(1-2), 103-109. <https://doi.org/10.1016/j.rimni.2016.03.002>
3. Aguirre, Y. y Hullanca, L. (2016). *Influencia de la esbeltez en el comportamiento estructural de edificios con aislamiento en la base*. Tesis de pregrado. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima - Perú.
4. Akehashi, H. y Takewaki, I. (2021). Critical Analysis of Nonlinear Base-Isolated Building Considering Soil-Structure Interaction under Impulsive and Long-Duration Ground Motions. *Geotechnics*, 1, 76-94. <https://doi.org/10.3390/geotechnics1010005>
5. Almazan, J.L. y De la llera, J.C. (2003). Accidental torsion due to overturning in nominally symmetric structures isolated with the FPS. *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, 32, 919-948. <https://doi.org/10.1002/eqe.255>
6. Amaya, M.A. (2010). *Estabilidad del método- α en presencia de sismos de fuente cercana aplicado a estructuras de período largo*. Tesis de pregrado. Universidad Austral de Chile, Valdivia-Chile.
7. Bathe, K.J. y Wilson, E.L. (1976). *Numerical Methods in Finite Element Analysis*. Prentice Hall, Inc. Englewood Cliffs. New Jersey. <https://doi.org/10.1002/nme.1620110913>
8. Bhatt, G. (2020). A Parametric Study on Torsionally Coupled Base-Isolated Structures. In: Babu, K., Rao, H., Amarnath, Y. (eds) *Emerging Trends in Civil Engineering*. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 61. Springer, Singapore. https://doi.org/10.1007/978-981-15-1404-3_22
9. Becker, T.C., Keldrauk, E.S., Mieler, M.W., Mahin, S.A. y Stojadinovic, B. (2012). Effect of Mass Offset on the Torsional Response in Friction Pendulum Isolated Structures. *15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisboa.
10. BRIDGESTONE. (2018). *Seismic isolation product line-up*. In BRIDGESTONE (Ed.).
11. Cavdar, E., Ozdemir, G. (2022). Amplification in maximum isolator displacement of an LRB isolated building due to mass eccentricity. *Bull Earthquake En*, 20, 607-631. <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01247-1>
12. Chopra, A.K. (2014). *Dynamics of structures*. Prentice Hall Inc., USA.
13. Computers and Structures Incorporation (2016). ETABS 2016. CSI, Berkeley, CA, USA.

14. Constantinou, M.C., Mokha, A., Reihorn, A.M. (1990): Teflon Bearing in Base Isolation II: Modeling. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 116(2), 455-474. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1990\)116:2\(455\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1990)116:2(455))
15. Constantinou, M.C., Whittaker, A.S., Fenz, D.M. y Apostolakis, G. (2007). *Seismic Isolation of Bridges*. Department of Civil, Structural and Environmental Engineering, State University of New York at Buffalo.
16. Dao, D. (2012). *Seismic Response of a Full-scale 5-story Steel Frame Building Isolated by Triple Pendulum Bearings under Three-Dimensional Excitations*. PhD Thesis. University of Nevada.
17. Eisenberger, M. y Rutenberg, A. (1986). Seismic base isolation of asymmetric shear buildings. *Engineering Structures*, 8(1), 2-8. [https://doi.org/10.1016/0141-0296\(86\)90013-1](https://doi.org/10.1016/0141-0296(86)90013-1)
18. Etedali, S. y Kareshk, M.K. (2022). Mitigation of torsional responses in asymmetric base-isolated structures using an optimal distribution of isolators in base story. *Structures*, 35, 807-817. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.11.053>
19. Etedali, S. y Sohrabi, M.R. (2016). A proposed approach to mitigate the torsional amplifications of asymmetric base-isolated buildings during earthquakes. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 20, 768-776. <https://doi.org/10.1007/s12205-015-0325-0>
20. EPS (2018). *Friction Pendulum™ Seismic Isolation*. Earthquake Protection Systems, Inc. California, USA.
21. Fallahian, M., Khoshnoudian, F. y Loghman, V. (2015). Torsionally Seismic Behavior of Triple Concave Friction Pendulum Bearing. *Advances in Structural Engineering*, 18(12). <https://doi.org/10.1260/1369-4332.18.12.2151>
22. Federal Emergency Management Agency, FEMA 356 (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, D.C.
23. Federal Emergency Management Agency, FEMA 451 (2003). *NEHRP Recommended Provisions: Design Examples FEMA 451*. Washington, D.C.
24. Fenz, D. y Constantinou, M.C. (2006). Behavior of Double Concave Friction Pendulum Bearing. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35, 1403-1424. <https://doi.org/10.1002/eqe.589>
25. Fenz, D. y Constantinou, M.C. (2008). Modeling triple friction pendulum bearings for response-history analysis. *Earthquake Spectra*, 24(4), 1011-1028. <https://doi.org/10.1193/1.2982531>
26. Fernandez-Davila, V.I. y Cruz, E.F. (2004). Study of the effect of in-plan asymmetry in multi-story buildings subjected to uni- and bi-directional seismic motions. *13th World Conference on Earthquake Engineering WCEE*, Vancouver, Canada.
27. Fernandez-Davila, V.I. y Cruz, E.F. (2006). Parametric study of the non-linear seismic response of three-dimensional building models. *Engineering Structures*, 28(5), 756-770. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2005.10.007>

28. Fernandez-Davila, V.I. y Mamani, E.J. (2020). Seismic response of base-isolated reinforced concrete water storage tanks I: LRB isolation system. *16th World Conference on Earthquake Engineering WCEE*, Santiago, Chile.
29. Fernandez-Davila, V.I. y Mendo, A.R. (2020). Damping modification factors for the design of seismic isolation systems in Peru. *Earthquake Spectra*, 36(4), 2058-2085. <https://doi.org/10.1177/8755293020926189>
30. Fu, H., Qu, Z. (2022) Transient Eccentricity and Torsional Responses of Base Isolation Layers of Friction Pendulum Bearings [Article@摩擦摆隔震层的瞬时偏心与扭转反应分析] (2022). *Progress in Steel Building Structures*, 24(1), 80-88. <https://doi.org/10.13969/j.cnki.cn31-1893.2022.01.008>
31. Giuliani, G.C. (1991). Design experience on seismically isolated buildings. *Nuclear Engineering and Design*, 127, 349-366. [https://doi.org/10.1016/0029-5493\(91\)90059-Q](https://doi.org/10.1016/0029-5493(91)90059-Q)
32. Hachem, M.M. (2008). QuakeManager: A Software Framework for Ground Motion Record Management, Selection, Analysis and Modification. *14th World Conference on Earthquake Engineering WCEE*, Beijing, China.
33. Hancock, J., Watson-lamprey, J., Abrahamson, N.A., Bommer, J.J., Markatis, A., McCoyh, E. y Mendis, R. (2006). An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets. *Journal of Earthquake Engineering*, 10, 67-89. <https://doi.org/10.1080/13632460609350629>
34. Hilber, H.M., Hughes, T.J.R., Taylor, R.L. (1977). Improved Numerical Dissipation for Time Integration Algorithms in Structural Dynamics. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 5(3), 283-292. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290050306>
35. Holmes W, Borchardt R, Brookshire D, Eisner R, Olson R, O'Rourke M, Lagorio H, Reitherman R, and Whitman R (2015). Hazus-MH 2.1 Technical Manual - Earthquake Model. Technical report, Department of Homeland Security, Federal Emergency Management Agency. Washington, DC.
36. Huang, Y.N. (2008). *Performance Assessment of Conventional and Base-Isolated Nuclear Power Plants for Earthquake and Blast Loadings*. PhD Thesis, Department of Civil, Structural and Environmental Engineering. State University of New York at Buffalo.
37. Huang, Y., Whittaker, A.S., Luco, N., Hamburger, R.O. (2011). Scaling earthquake ground motions for performance-based assessment of buildings. *Journal of Structural Engineering*, 137(3). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000155](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000155)
38. Instituto Nacional de Normalización INN (2003). *NORMA CHILENA: NCh2745-2003 Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica – Requisitos*. Santiago, Chile.
39. Jangid, R.S. y Datta, T.K. (1995). Performance of base isolation system for asymmetric building subject to random excitation. *Engineering Structures*, 17, 443-454. [https://doi.org/10.1016/0141-0296\(95\)00054-B](https://doi.org/10.1016/0141-0296(95)00054-B)

40. Kalkan, E. y Chopra, A.K. (2010). *Practical Guidelines to Select and Scale Earthquake Records of Nonlinear Response History Analysis of Structures*. U.S Geological Survey Open-file Report 2010, 113p.
41. Khoshnoudian, F. y Azizi, N. (2007). Nonlinear response of a torsionally coupled base-isolated structure. *Proceedings of the ICE - Structures and Buildings*, 160, 207-219. <https://doi.org/10.1680/stbu.2007.160.4.207>
42. Kilar, V. y Koren, D. (2009). Seismic behaviour of asymmetric base isolated structures with various distributions of isolators. *Engineering Structures*, 31, 910-21. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.12.006>
43. Makris, N., Chang, S.P. (2000). Response of Damped Oscillators to Cycloidal Pulses. *Journal of Engineering Mechanics*, 126(2), 20383. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2000\)126:2\(123\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2000)126:2(123))
44. Mamani, E.J. (2017). *Respuesta sísmica de tanques de concreto armado para almacenamiento de agua apoyados sobre un sistema de aislación del tipo péndulo friccional*. Tesis de maestría. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima - Perú.
45. MATLAB. (2022). *version R2022b*. Natick, Massachusetts: The MathWorks Inc.
46. Mavronicola, E. y Komodromos, P. (2012). The effect of non-linear parameters on the modeling of multi-storey seismically isolated buildings. *15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisboa.
47. Mayes, R.L. y Naeim, F. (2001). *Design of Structures with Seismic Isolation*. In: Naeim F. (eds) *The Seismic Design Handbook*. Springer, Boston, MA.
48. Mazzoni, S., Hachem, M. y Sinclair, M. (2012). An Improved Approach for Ground Motion Suite Selection and Modification for Use in Response History Analysis. *15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisboa.
49. Mehr, N.P., Khoshnoudian, F., Tajammolian, H. (2017). Effects of vertical component of near-field ground motions on seismic responses of asymmetric structures supported on TCFP bearings. *Smart Structures Systems*, 20(6), 641-656. <https://doi.org/10.12989/sss.2017.20.6.641>
50. Mendo, A.R. (2015). *Bases Para la Implementación de la Norma Peruana de Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica*. Tesis de maestría. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima - Perú.
51. Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento (2020). *Reglamento Nacional de Edificaciones: Norma Técnica Peruana E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima - Perú.
52. Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento (2020). *Reglamento Nacional de Edificaciones: Norma Técnica Peruana E.031 Aislamiento Sísmico*. Lima - Perú.
53. Mokha, A.S., Constantinou, M.C., Reinhorn, A.M. (1990). Teflon Bearings in Base Isolation I: Testing. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 116(2), 438-454. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1990\)116:2\(438\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1990)116:2(438))

54. Morgan, T.A. y Mahin, S.A. (2008). The Optimization of Multi-Stage Friction Pendulum Isolators for Loss Mitigation Considering a Range of Seismic Hazard. *14th World Conference on Earthquake Engineering*. October 12-17, Beijing, China.
55. Morgan, T.A. y Mahin, S.A. (2011). *The Use of Base Isolation Systems to Achieve Complex Seismic Performance Objectives*. In Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering, University of California, Berkeley (Ed.).
56. Naeim, F. y Kelly, J.M. (1999). *Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice*. John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, NJ, USA.
57. Nagarajaiah, S., Reinhorn, A.M. y Constantinou, M.C. (1991). Nonlinear Dynamic Analysis of 3-D-Base-Isolated Structures. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 117 (7), 2035-2054.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1991\)117:7\(2035\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1991)117:7(2035)).
58. Nagarajaiah, S., Reinhorn, A.M. y Constantinou, M.C., (1993)a. Torsion in Base Isolated Structures with Elastomeric Isolation Systems. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 119 (10), 2932-2951.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1993\)119:10\(2932\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1993)119:10(2932))
59. Nagarajaiah, S., Reinhorn, A.M. and Constantinou, M.C., (1993)b. Torsion Coupling in Sliding Base-Isolated Structures. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 119 (10), pp. 130-149.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1993\)119:1\(130\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1993)119:1(130))
60. Newmark, N.M. (1959). A Method of computation for structural dynamics. *Journal Engineering Mechanics Division*, 85(3), 67-94.
<https://doi.org/10.1061/JMCEA3.0000098>
61. Olivares, C., De la Llera, J., Poulos, A. (2020). Torsion control in structures isolated with the triple friction pendulum system. *Engineering Structures*; 216, 110503. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110503>
62. Ozdemir, G. (2010). *Response of isolated structures under bi-directional excitations of near-field ground motions*. PhD Thesis. Middle East Technical University, Turkey.
63. Ozer, E., Inel, M. y Cayci, B.T. (2022). Seismic behavior of LRB and FPS type isolators considering torsional effects. *Structures*, 37, 267-283.
<https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.11.053>
64. Pan, T. y Kelly, J.M. (1983). Seismic response of torsionally coupled base isolated structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 11, 749-770. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290110604>
65. Pant, D.R. and Maharjan, M. (2016). On selection and scaling of ground motions for analysis of seismically isolated structures. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 15 (4), 633-48.
<https://doi.org/10.1007/s11803-016-0354-9>
66. Park, Y.J., Wen, Y.K., Ang, A.H-S. (1986). Random Vibration of Hysteretic Systems under Bi-directional Ground Motions. *Earthquake Engineering and*

Structural Dynamics, 14(4), 543-557.
<https://doi.org/10.1002/eqe.4290140405>

67. Robinson (1982). Lead-Rubber Hysteretic Bearings Suitable for Protecting Structures During Earthquakes. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 10, 593-604. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290100408>
68. Roussis, P.C. y Constantinou, M. (2006). Uplift-restraining Friction Pendulum seismic isolation system. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35, 577-593. <https://doi.org/10.1002/eqe.545>
69. Rutenberg, A. y Eisenberger, M. (1984). Seismic response of base isolated asymmetric shear buildings. *Proc. 8th World Conf. Earthquake Eng.*. San Francisco, 5, 983.
70. Shimazaki Kazushi (2012). Evaluation of Seismic Torsional Response of Base Isolated Buildings. *15th World Conference on Earthquake Engineering WCEE*, Lisboa, Portugal.
71. Solorzano, E. (2019). *Influencia de las condiciones del suelo en el comportamiento estructural de un hospital con aislamiento sísmico en la base*. Tesis de maestría. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima - Perú.
72. Tajammolian, H., Khoshnoudian, F. and Partovi, Mehr N. (2016), Seismic responses of isolated structures with mass asymmetry mounted on TCFP subjected to near-fault ground motions. *International Journal of Civil Engineering*, 14, 573-584. <https://doi.org/10.1007/s40999-016-0047-9>
73. Talavera, A. (2017). *Experiencia Nacional de Edificaciones con Sistemas de Protección Sísmica* [diapositiva]. Consulta: 16 de Junio de 2021. [http://www3.vivienda.gob.pe/dnc/archivos/difusion/eventos/2017/5.Experiencia%20Nacional%20en%20Sist.%20de%20protec.%20s%C3%ADsmica%20\(Alvaro%20Talavera\).pdf](http://www3.vivienda.gob.pe/dnc/archivos/difusion/eventos/2017/5.Experiencia%20Nacional%20en%20Sist.%20de%20protec.%20s%C3%ADsmica%20(Alvaro%20Talavera).pdf)
74. Tavera, H. y Buforn, E. (2001). Source mechanism of earthquakes in Peru. *Journal of Seismology*, 5, 519-539.
75. Tena-Colunga, A. y Escamilla-Cruz, J.L. (2007). Torsional Amplifications in Asymmetric Base-Isolated Structures. *Engineering Structures*, 29, 237-247. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.03.036>
76. Tena-Colunga, A. y Gomez-Soberon, L.A. (2002). Torsional Response of Base-Isolated Structures due to Asymmetries in the Superstructure. *Engineering Structures*, 24 (12), 1587-1599. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(02\)00102-5](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(02)00102-5)
77. Tena-C, A. y Zambrana-R., C. (2005). Dynamic torsional amplifications of base-isolated structures with an eccentric isolation system. *Engineering Structures*, 28, 72-83. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2005.07.003>
78. Wang, J.Q., Ding, Y.G. y Li, D.W. (2011). Seismic Response of the Asymmetric Structure Isolated by the Friction Sliding Bearings. *Advanced Materials Research*, 163-167, 4218-4221. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMR.163-167.4218>

79. Wen, Y.K. (1976). Method for Random Vibration of Hysteretic Systems. *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, 102(2), 249-263. <https://doi.org/10.1061/JMCEA3.0002106>
80. Wilson, E.L. (2002). *Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures*. Computers and Structure Inc. Berkeley, California, USA.
81. Yazıcıoğlu, E. B. (2022). *The effect of horizontal irregularities and base isolation configuration on seismic response of RC buildings*. MSc Thesis. Middle East Technical University
82. Zayas, V., Low, S. y Mahin, S. (1987). *The FPS earthquake resisting system*. Earthquake Engineering Research Center.



ANEXOS

ANEXO 1: FASES DE MOVIMIENTO DEL AISLADOR TFP (MORGAN Y MAHIN, 2011)

FASE 1: Deformación de deslizadores internos

El movimiento en el aislador TFP, producto de una fuerza lateral, comienza en los deslizadores internos (Fig. A1.1). Considerando que solo existe giro en dicha zona se puede formular un sistema de ecuaciones por equilibrio de acuerdo con el diagrama de cuerpo libre.

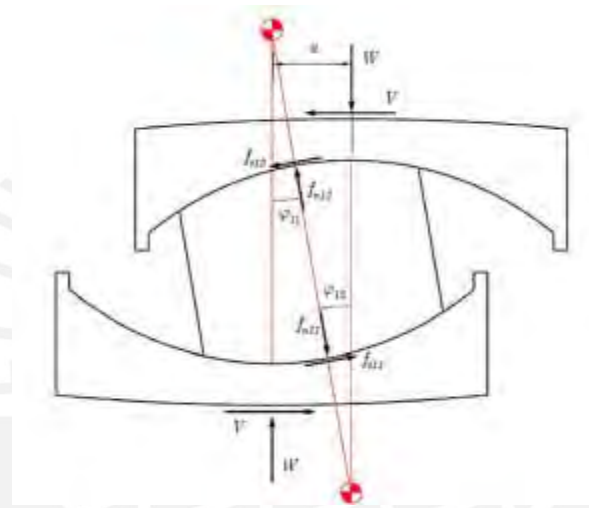


Figura A1.1: Diagrama de cuerpo libre del deslizador interno en el aislador TFP en la Fase I

De esta forma, para el deslizador inferior interno se tienen las Ecs. (A1.1) y (A1.2).

$$\sum F_x = 0 \rightarrow V = f_{t11} \cdot \cos \theta_{11} + f_{n11} \cdot \sin \theta_{11} \quad (A1.1)$$

$$\sum F_y = 0 \rightarrow W = -f_{t11} \cdot \sin \theta_{11} + f_{n11} \cdot \cos \theta_{11} \quad (A1.2)$$

Combinando las Ecs. (A1.1) Y (A1.2) a partir del reemplazo del factor f_{n11} y despejando V se obtiene:

$$V = \frac{W \cdot \sin \theta_{11}}{\cos \theta_{11}} + \frac{f_{t11}}{\cos \theta_{11}} \quad (A1.3)$$

Asumiendo que los giros son muy pequeños, se considera que: $\sin \theta_{11} = \theta_{11}$ y $\cos \theta_{11} = 1$. Además, por geometría se sabe que $u_1 = L_1 \cdot \theta_{11}$. Reemplazando estas relaciones en la Ec. (A1.3) se tiene:

$$V = \frac{W \cdot u_{11}}{L_1} + f_{t11} \quad (\text{A1.4})$$

Para el deslizador superior interno, de la misma manera se formula las ecuaciones de equilibrio y se simplifica:

$$V = \frac{W \cdot u_{12}}{L_1} + f_{t12} \quad (\text{A1.5})$$

Conociendo que el desplazamiento total u es igual a la suma de u_{11} y u_{12} , de las Ecs. (A1.4) y (A1.5) se obtiene la ecuación general de la fase I:

$$V = \frac{W}{2 \cdot L_1} u + \frac{f_{t11} + f_{t12}}{2} \quad (\text{A1.6})$$

Si se considera que ambas concavidades tienen el mismo radio efectivo y el mismo coeficiente de fricción; así como que las fuerzas normales son $f_{t11} = W \cdot \mu_1 \cdot \cos \theta_{11}$, entonces la Ec. (A1.6) se simplifica en:

$$V = \frac{W}{2 \cdot L_1} u + W \cdot \mu_1 \quad (\text{A1.7})$$

La Ec. (A1.7) es válida hasta que se inicia la Fase II, definido por el deslizamiento en la superficie inferior externa. Para que ocurra ello, la fuerza V debe superar la fuerza de fricción de esta superficie: $V > W \cdot \mu_2$. Reemplazando en la Ec. (A1.7) el valor de V se obtiene el desplazamiento límite u_2^* entre las fases I y II:

$$u_2^* = 2L_1(\mu_2 - \mu_1) \quad (\text{A1.8})$$

FASE 2: Deformación del deslizador inferior externo y superior interno

En la fase II, el movimiento en el aislador TFP se presentan en las superficies cóncavas externa inferior e interna superior. De manera similar al planteamiento de la fase I, se formulan un sistema de ecuaciones por equilibrio de acuerdo con el diagrama de cuerpo libre.

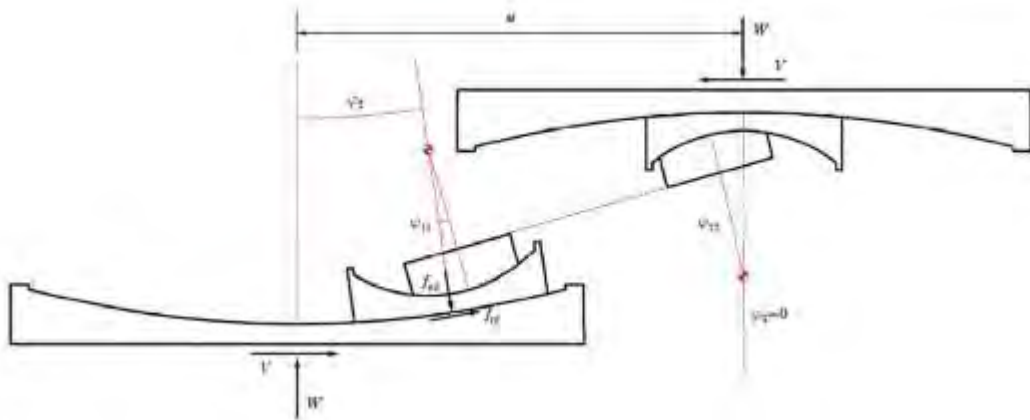


Figura A1.2: Diagrama de cuerpo libre del aislador TFP en la Fase II

De esta forma, para el deslizador inferior externo se tienen las Ecs. (A1.9) y (A1.10).

$$\sum F_x = 0 \rightarrow V = f_{t2} \cdot \cos \theta_2 + f_{n2} \cdot \sin \theta_2 \quad (\text{A1.9})$$

$$\sum F_y = 0 \rightarrow W = -f_{t2} \cdot \sin \theta_2 + f_{n2} \cdot \cos \theta_2 \quad (\text{A1.10})$$

Siguiendo el mismo procedimiento del caso anterior se obtiene:

$$V = \frac{W \cdot u_2}{L_2} + f_{t2} \quad (\text{A1.11})$$

Para el deslizador superior interno, se tendría

$$V = \frac{W \cdot u_{12}}{L_1} + f_{t12} \quad (\text{A1.12})$$

Para el deslizador inferior interno, se calcula su desplazamiento considerando la relación entre los ángulos de giro de los deslizadores (Ec. (A1.13)), observado en el diagrama de cuerpo libre (Fig. A1.2).

$$\theta_{12} = \theta_{11} + \theta_2 \quad (\text{A1.13})$$

De las Ecs (A1.11) y (A1.12) se puede obtener relaciones de θ_{12} y θ_2 considerando:

$$u_i = L_i \cdot \theta_i$$

$$V = \frac{W \cdot u_{12}}{L_1} + f_{t12}$$

$$V = \frac{W(L_1 \cdot \theta_{12})}{L_1} + W \cdot \mu_1 \cdot \cos \theta_{12}$$

$$V = W \cdot \theta_{12} + W \cdot \mu_1$$

$$\theta_{12} = \frac{V}{W} - \mu_1 \quad (\text{A1.14})$$

$$V = \frac{W \cdot u_2}{L_2} + f_{t2}$$

$$V = \frac{W \cdot (L_2 \cdot \theta_2)}{L_2} + W \cdot \mu_2 \cdot \cos \theta_2$$

$$V = W \cdot \theta_2 + W \cdot \mu_2$$

$$\theta_2 = \frac{V}{W} - \mu_2 \quad (\text{A1.15})$$

Reemplazando las Ecs. (A1.14) y (A1.15) en la Ec. (A1.13):

$$\theta_{11} = \mu_2 - \mu_1 \quad (\text{A1.16})$$

Este giro θ_{11} es un valor constante, lo cual indica que efectivamente el deslizador inferior interno está en reposo. El valor de su desplazamiento asociado se calcula:

$$u_{11} = L_1 \cdot \theta_{11} = L_1 \cdot (\mu_2 - \mu_1) \quad (\text{A1.17})$$

Conociendo que el desplazamiento total u es igual a la suma de u_{11} , u_{12} y u_2 ; se obtiene la ecuación general de la fase II, reemplazando las Ecs. (A1.17), (A1.12) y (A1.11):

$$u = u_{11} + u_{12} + u_2$$

$$V = \frac{W}{(L_1 + L_2)} u + \frac{f_{t12} \cdot L_1 + f_{t2} \cdot L_2 - W \cdot L_1 \cdot (\mu_2 - \mu_1)}{(L_1 + L_2)} \quad (\text{A1.18})$$

Si se considera que las fuerzas normales son $f_{t12} = W \cdot \mu_1 \cdot \cos \theta_{12}$ y $f_{t2} = W \cdot \mu_2 \cdot \cos \theta_2$, entonces la Ec. (A1.18) se simplifica en:

$$V = \frac{W}{(L_1 + L_2)} u + \frac{W \cdot (L_1 \cdot (2\mu_1 - \mu_2) + L_2 \cdot \mu_2)}{(L_1 + L_2)} \quad (\text{A1.19})$$

La Ec. (A1.19) es válida hasta que se inicia la Fase III, definido por el deslizamiento en la superficie superior externa. Para que ocurra ello, la fuerza V debe superar la fuerza de fricción de esta superficie: $V > W \cdot \mu_3$. Reemplazando en la Ec. (A1.19) el valor de V se obtiene el desplazamiento u_3^* resulta:

$$u_3^* = L_1(\mu_2 + \mu_3 - 2\mu_1) + L_2(\mu_3 - \mu_2) \quad (\text{A1.21})$$

FASE 3: Deformación de deslizadores externos

En la fase III, el movimiento en el aislador TFP se presentan en las superficies cóncavas externas. De manera similar al planteamiento de la fase I, se formulan un sistema de ecuaciones por equilibrio de acuerdo al diagrama de cuerpo libre.

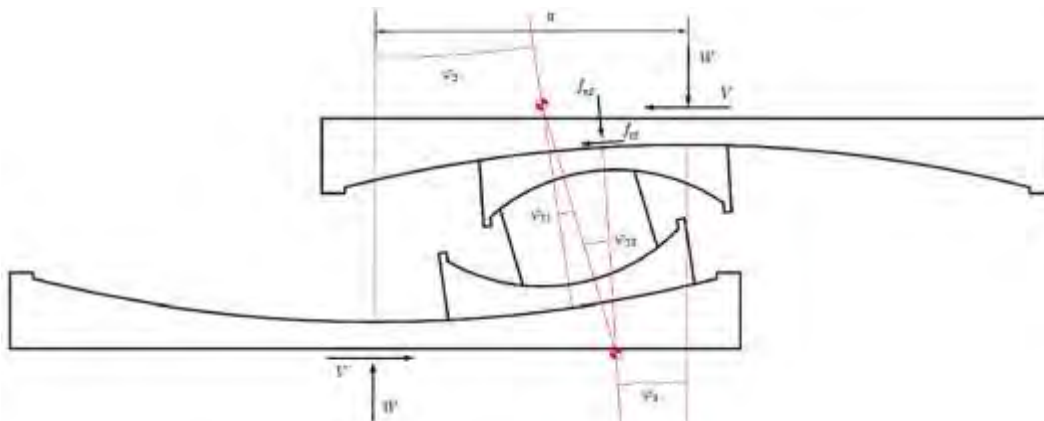


Figura A1.3: Diagrama de cuerpo libre del aislador TFP en la Fase III

De esta forma, para el deslizador superior externo se tienen las Ecs. (A1.22) y (A1.23).

$$\sum F_x = 0 \rightarrow V = f_{t3} \cdot \cos \theta_3 + f_{n3} \cdot \sin \theta_3 \quad (\text{A1.22})$$

$$\sum F_y = 0 \rightarrow W = -f_{t3} \cdot \sin \theta_3 + f_{n3} \cdot \cos \theta_3 \quad (\text{A1.23})$$

Siguiendo el mismo procedimiento del caso anterior se obtiene:

$$V = \frac{W \cdot u_3}{L_3} + f_{t3} \quad (\text{A1.24})$$

Para el deslizador inferior externo, su movimiento sigue gobernado por Ec. (A1.11)

Para el deslizador inferior interno, sigue en reposo definido por la Ec. (A1.17)

Para el deslizador superior interno, se calcula su desplazamiento de manera similar al caso anterior. Del diagrama de cuerpo libre (Fig. A1.3) se tiene la siguiente relación de ángulos:

$$\theta_{11} + \theta_2 - \theta_{12} = \theta_3 \quad (\text{A1.25})$$

De las Ecs (A1.12) y (A1.24) se puede obtener relaciones de θ_2 y θ_3 considerando:

$$u_i = L_i \cdot \theta_i.$$

$$V = \frac{W \cdot u_3}{L_3} + f_{t3}$$

$$V = \frac{W(L_3 \cdot \theta_3)}{L_3} + W \cdot \mu_3 \cdot \cos \theta_3$$

$$V = W \cdot \theta_3 + W \cdot \mu_3$$

$$\theta_3 = \frac{V}{W} - \mu_3 \quad (\text{A1.26})$$

Reemplazando las Ecs. (A1.16), (A1.15) y (A1.26) en la Ec. (A1.25):

$$\theta_{12} = \mu_3 - \mu_1 \quad (\text{A1.27})$$

Este giro θ_{12} es un valor constante, lo cual indica que efectivamente el deslizador superior interno está en reposo. El valor de su desplazamiento asociado se calcula:

$$u_{12} = L_1 \cdot \theta_{12} = L_1 \cdot (\mu_3 - \mu_1) \quad (\text{A1.28})$$

Conociendo que el desplazamiento total u es igual a la suma de u_{11} , u_{12} , u_2 y u_3 ; se obtiene la ecuación general de la fase III, reemplazando las Ecs. (A1.17), (A1.28), (A1.11) y (A1.24):

$$u = u_{11} + u_{12} + u_2 + u_3$$

$$V = \frac{W}{(L_2 + L_3)} u + \frac{f_{t2} \cdot L_2 + f_{t3} \cdot L_3 - W \cdot L_1 \cdot (\mu_2 + \mu_3 - 2\mu_1)}{(L_2 + L_3)} \quad (\text{A1.29})$$

Si se considera que las fuerzas normales son $f_{t2} = W \cdot \mu_2 \cdot \cos \theta_2$ y $f_{t3} = W \cdot \mu_3 \cdot \cos \theta_3$, entonces la Ec. (A1.29) se simplifica en:

$$V = \frac{W}{(L_2 + L_3)} u + \frac{-W \cdot (L_1 \cdot (\mu_2 + \mu_3 - 2\mu_1) + L_2 \cdot \mu_2 + L_3 \cdot \mu_3)}{(L_2 + L_3)} \quad (\text{A1.30})$$

La Ec. (A1.30) es válida hasta que se inicia la Fase IV, definido por el encuentro entre el deslizador inferior interno y su tope. Es decir, dicho deslizador llega a su máximo desplazamiento d_2 , donde se produce una fuerza V_2 :

$$V = \frac{W \cdot d_2}{L_2} + \frac{f}{2} \quad (\text{A1.31})$$

Si se reemplaza el valor de V_2 de la Ec. (A1.31) en la Ec. (A1.30) y se despeja u , se obtiene el desplazamiento límite u_4^* :

$$u_4^* = u_3^* + \left(\frac{d_2}{L_2} + \mu_2 - \mu_3 \right) (L_2 + L_3) \quad (\text{A1.32})$$

FASE 4: Deformación de deslizador inferior interno y superior externo

En la fase IV, el movimiento en el aislador TFP se presentan en las superficies cóncavas interna inferior y externa superior. De manera similar al planteamiento de la fase I, se formulan un sistema de ecuaciones por equilibrio de acuerdo con el diagrama de cuerpo libre.

De esta forma, para el deslizador superior externo su movimiento sigue gobernado por Ec(A1.24).

Para el deslizador inferior externo, su movimiento es gobernado por Ec. (A1.33), donde f_{r2} es la fuerza adicional de reacción del deslizador con su tope.

$$V = \frac{W \cdot d_2}{L_2} + \frac{f}{2} + \frac{f_{r2}}{2} \quad (\text{A1.33})$$

Para el deslizador superior interno, su movimiento es gobernado por Ec. (A1.28).

Para el deslizador inferior interno, su ecuación de calcula por un sistema de ecuaciones por equilibrio de acuerdo al diagrama de cuerpo libre.

$$\sum F_x = 0 \rightarrow V = f_{t11} \cdot \cos(\theta_2 + \theta_{11}) + f_{n11} \cdot \sin(\theta_2 + \theta_{11}) \quad (\text{A1.34})$$

$$\sum F_y = 0 \rightarrow W = -f_{t11} \cdot \sin(\theta_2 + \theta_{11}) + f_{n11} \cdot \cos(\theta_2 + \theta_{11}) \quad (\text{A1.35})$$

Siguiendo el mismo procedimiento del caso anterior y considerando las identidades trigonométricas: $\sin(\theta_a + \theta_b) = \sin \theta_a \cdot \cos \theta_b + \sin \theta_b \cdot \cos \theta_a$ y $\cos(\theta_a + \theta_b) = \cos \theta_a \cdot \cos \theta_b - \sin \theta_a \cdot \sin \theta_b$, se obtiene:

$$V = W \cdot \left(\frac{u_{11}}{L_1} + \frac{d_2}{L_2} \right) + f_{t11} \quad (\text{A1.36})$$

Conociendo que el desplazamiento total u es igual a la suma de u_{11} , u_{12} , u_2 y u_3 ; se obtiene la ecuación general de la fase IV, reemplazando las Ecs. (A1.36), (A1.28), (A1.33) y (A1.24):

$$u = u_{11} + u_{12} + u_2 + u_3$$

$$V = \frac{W}{(L_1 + L_3)} (u - u^*) + \frac{W \cdot d_2}{L_2} + f \quad (A1.37)$$

La Ec. (A1.37) puede ser descrita como una fuerza lineal con pendiente $1/((L_1 + L_3))$ que empieza cuando la fuerza sobrepasa V_2 , es decir cuando el deslizador 2 choca con su tope. Además, es válida hasta que se inicia la Fase V, definido por el encuentro entre el deslizador superior externo y su tope. De forma similar, este deslizador llega su máximo desplazamiento d_3 , donde se produce una fuerza V_3 :

$$V_3 = \frac{W \cdot d_3}{L_1} + f \quad (A1.38)$$

Si se reemplaza el valor de V_3 de la Ec. (A1.38) en la Ec. (A1.37) y se despeja u , se obtiene el desplazamiento límite u_5^* :

$$u_5^* = u^* + \left(\frac{d_3}{L_3} + u_3 - \frac{d_2}{L_2} - u_2 \right) (L_1 + L_3) \quad (A1.39)$$

FASE 5: Deformación de deslizadores internos

En la fase V el movimiento en el aislador TFP se presentan en las superficies cóncavas internas.

Para el deslizador superior externo su movimiento sigue gobernado por Ec. (A1.40), donde f_{r2} es la fuerza adicional de reacción del deslizador con su tope.

$$V = \frac{W \cdot d_3}{L_3} + f_3 + f_{r3} \quad (A1.40)$$

Para el deslizador inferior externo, su movimiento es gobernado por Ec. (A1.33).

Para el deslizador inferior interno, su movimiento es gobernado por Ec. (A1.36).

Para el deslizador superior interno, su ecuación de calcula por un sistema de ecuaciones por equilibrio de acuerdo con el diagrama de cuerpo libre.

$$\sum Fx = 0 \rightarrow V = f_{t12} \cdot \cos(\theta_3 + \theta_{12}) + f_{n3} \cdot \sin(\theta_3 + \theta_{12}) \quad (\text{A1.41})$$

$$\sum Fy = 0 \rightarrow W = -f_{t3} \cdot \sin(\theta_3 + \theta_{12}) + f_{n3} \cdot \cos(\theta_3 + \theta_{12}) \quad (\text{A1.42})$$

Siguiendo el mismo procedimiento del caso anterior y considerando las identidades trigonométricas: $\sin(\theta_a + \theta_b) = \sin \theta_a \cdot \cos \theta_b + \sin \theta_b \cdot \cos \theta_a$ y $\cos(\theta_a + \theta_b) = \cos \theta_a \cdot \cos \theta_b - \sin \theta_a \cdot \sin \theta_b$, se obtiene:

$$V = W \cdot \left(\frac{u_{12}}{L_1} + \frac{d_3}{L_3} \right) + f_{t12} \quad (\text{A1.43})$$

Conociendo que el desplazamiento total u es igual a la suma de u_{11} , u_{12} , u_2 y u_3 ; se obtiene la ecuación general de la fase IV, reemplazando las Ecs. (A1.36), (A1.43), (A1.33) y (A1.40):

$$u = u_{11} + u_{12} + u_2 + u_3$$

$$V = \frac{W}{(2 \cdot L_1)} (u - u^*) + \frac{W \cdot d_3}{L_3} + f \quad (\text{A1.44})$$

La Ec. (A1.44) puede ser descrita como una fuerza lineal con pendiente $1/(2 \cdot L_1)$ que empieza cuando la fuerza sobrepasa V_3 , es decir cuando el deslizador superior externo alcanza su tope. Además, es válida hasta que los deslizadores internos alcancen sus topes.

ANEXO 2: “EXCENTRICIDAD CARACTERÍSTICA” DE EDIFICIOS

La excentricidad es la distancia entre el centro de masa (CM) y el centro de rigidez (CR). El centro de rigidez está definido como el punto sobre el cual una fuerza no provoca ninguna rotación en planta. Para edificios de un piso el CR es un único punto; sin embargo, para edificios de varios niveles los CR no necesariamente están ubicados en el mismo eje vertical. Hejal and Chopra (1987) demostraron que el CR se podía ubicar en un mismo eje si los edificios presentaban ejes resistentes proporcionales entre ellos.

Yiu et al. (2013) proponen un método para encontrar una “excentricidad característica” de cualquier edificio. Para ello, consideraron que el CR del edificio es un eje vertical imaginario, donde si las fuerzas inerciales son aplicadas al CR se logra minimizar las rotaciones en planta de todos los niveles. A continuación, se describe el método:

La ecuación de eigenvectores de una estructura está dada por la Ec. (A2.1). Donde ω_j es la frecuencia del modo j y φ_j son sus formas modales. Se observa que para un edificio no simétrico los valores $K_{Y\theta}$ y $K_{X\theta}$ no son nulos, es decir presentan acoplamiento en sus modos.

$$\begin{bmatrix} K_{XX} & 0 & K_{X\theta}^T & \varphi_{jx} \\ 0 & K_{YY} & K_{Y\theta} & \varphi_{jy} \\ K_{X\theta}^T & K_{Y\theta} & K_{\theta\theta} & \varphi_{j\theta} \end{bmatrix} \cdot \{\varphi_{jy}\} = \omega_j^2 \cdot \begin{bmatrix} M & 0 & 0 \\ 0 & M & 0 \\ 0 & 0 & I \end{bmatrix} \cdot \{\varphi_{jy}\} \quad (A2.1)$$

El cálculo de las fuerzas inerciales a aplicar, se realizó mediante un artificio en la Ec.(A2.1) que consiste en restringir las rotaciones en cada nivel. De esta forma se tiene de forma simplificada la Ec.(A2.2).

$$\begin{bmatrix} K_{XX} & 0 \\ 0 & K_{YY} \end{bmatrix} \cdot \{\varphi_{jy}\} = \omega_j^2 \cdot \begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & M \end{bmatrix} \cdot \{\varphi_{jy}\} \quad (A2.2)$$

Resolviendo la Ec. (A2.2) se obtiene las frecuencias desacopladas traslacionales (ω_j) y sus formas de modo (φ_{jx}). Las fuerzas de inercia correspondientes serán descritas por las Ecs. (A2.3) y (A2.4)

$$F_{jX} = \omega_x^2 \cdot M \cdot \varphi_{jx} \quad (A2.3)$$

$$F_{jY} = \omega_y^2 \cdot M \cdot \varphi_{jy} \quad (A2.4)$$

Si estas fuerzas son aplicadas en la estructura sin restricción considerando un desfase de 1m del CM, sería equivalente a aplicar la fuerza F_{jX} y un momento $F_{\theta X} = F_{jX} \cdot 1$ en el CM. Del análisis estático se obtienen las rotaciones para cada nivel producto de esta fuerza con una excentricidad unitaria. De forma general, se podría obtener la rotación en las losas del edificio ($\varphi_{(e_x)}$) correspondiente a cualquier fuerza que se aplique con una excentricidad e_x (Ec. (A2.5)).

$$\varphi_{(e_x)} = \varphi_{F_{jX}} + e_x \cdot \varphi_{F_{\theta X}} \quad (A2.5)$$

La “excentricidad característica” está definida como aquel punto donde la suma de los cuadrados (RSS) de las rotaciones en planta sea el mínimo. Para calcularlo, se deriva la ecuación de la suma de los cuadrados respecto a e_x y se iguala a cero (Ec. (A2.6)).

$$\frac{\partial(\varphi_{(e_x)}^T \cdot \varphi_{(e_x)})}{\partial(e_x)} = 0 \quad (A2.6)$$

Reemplazando la Ec. (A2.5) en la Ec. (A2.6) y simplificando se obtiene la expresión correspondiente a la excentricidad e_x (Ec. (A2.7)).

$$\frac{\partial(e_x^2 \cdot \varphi_{F_{\theta X}}^T \cdot \varphi_{F_{\theta X}} + 2 \cdot e_x \cdot \varphi_{F_{jX}}^T \cdot \varphi_{F_{\theta X}} + \varphi_{F_{jX}}^T \cdot \varphi_{F_{jX}})}{\partial(e_x)} = 0$$

$$e_x = -\frac{\varphi_{F_{jX}}^T \cdot \varphi_{F_{\theta X}}}{\varphi_{F_{\theta X}}^T \cdot \varphi_{F_{\theta X}}} \quad (A2.7)$$

En resumen, el procedimiento para calcular la “excentricidad característica” de un edificio es el siguiente:

1. Restringir las rotaciones del diafragma en el modelo tridimensional del edificio.
2. Realizar un análisis de eingenectores del edificio restringido, para determinar sus periodos de vibración o frecuencias laterales (ω_i) y sus formas de modo (φ_{jX}).
3. Eliminar las restricciones de rotación en planta del modelo y aplicar las fuerzas F_{jX} y el momento $F_{\theta X}$ en su CM calculadas con las Ecs. (A2.3) y (A2.4).
4. Realizar un análisis estático del edificio y determinar las rotaciones de los diafragmas correspondientes a la fuerza lateral y al momento ($\varphi_{F_{jX}}$ y $\varphi_{F_{\theta X}}$).
5. Calcular las excentricidades “características” e_x y e_y usando la Ec. (A2.7).

ANEXO 3: REGISTROS SÍSMICOS

Las Figs. A3.1 a A3.7 muestran las aceleraciones horizontales en el tiempo para cada dirección ortogonal correspondiente a los siete registros sísmicos de análisis (Capítulo IV). Estos registros han sido corregidos por línea base y filtrados por pasa banda.

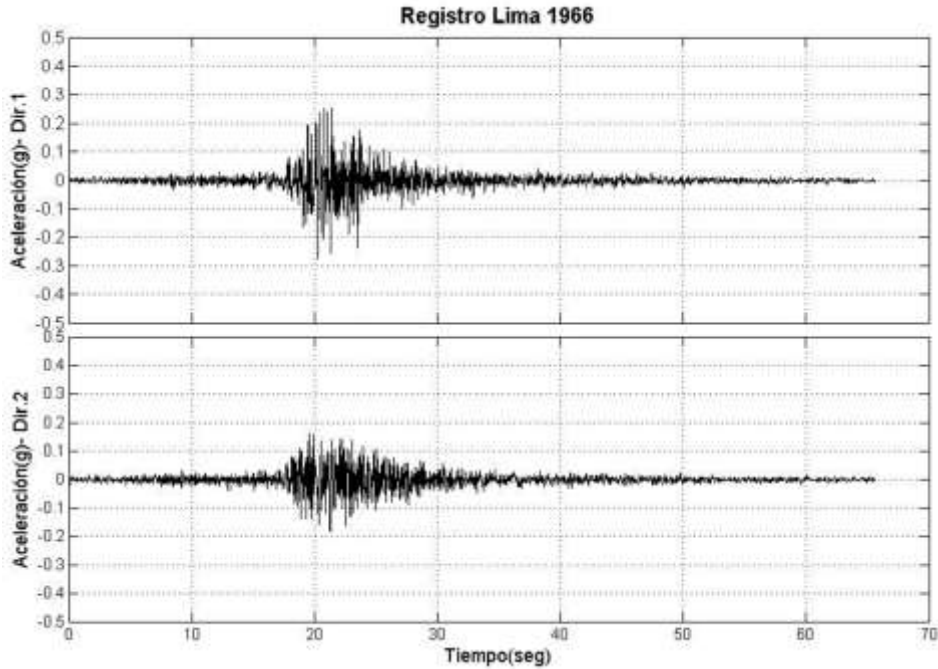


Figura A3.1: Registro de aceleración vs tiempo del sismo de Lima-1966

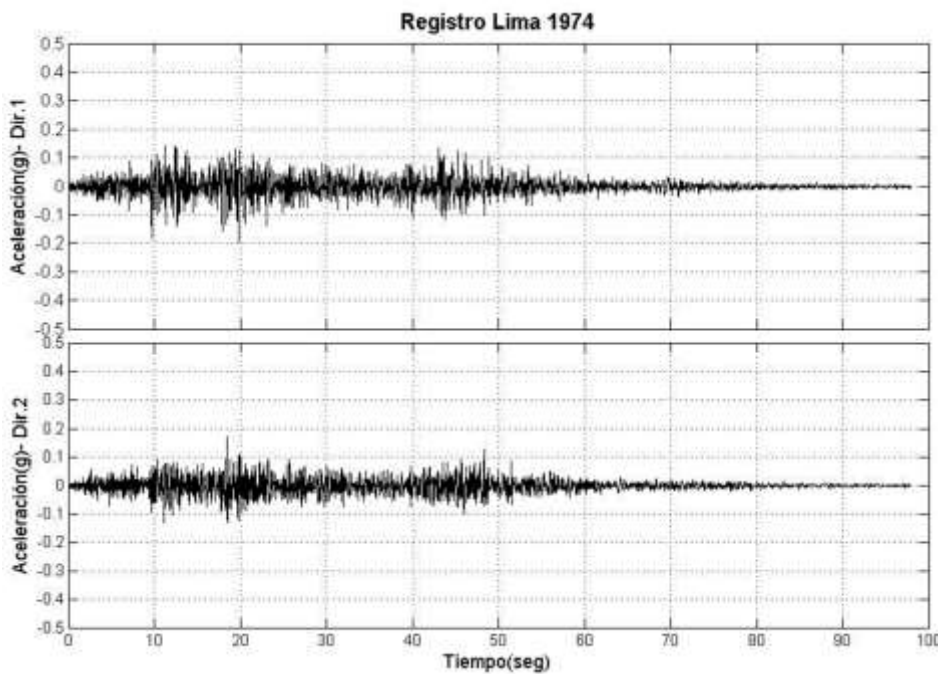


Figura A3.2: Registro de aceleración vs tiempo del sismo de Lima-1974

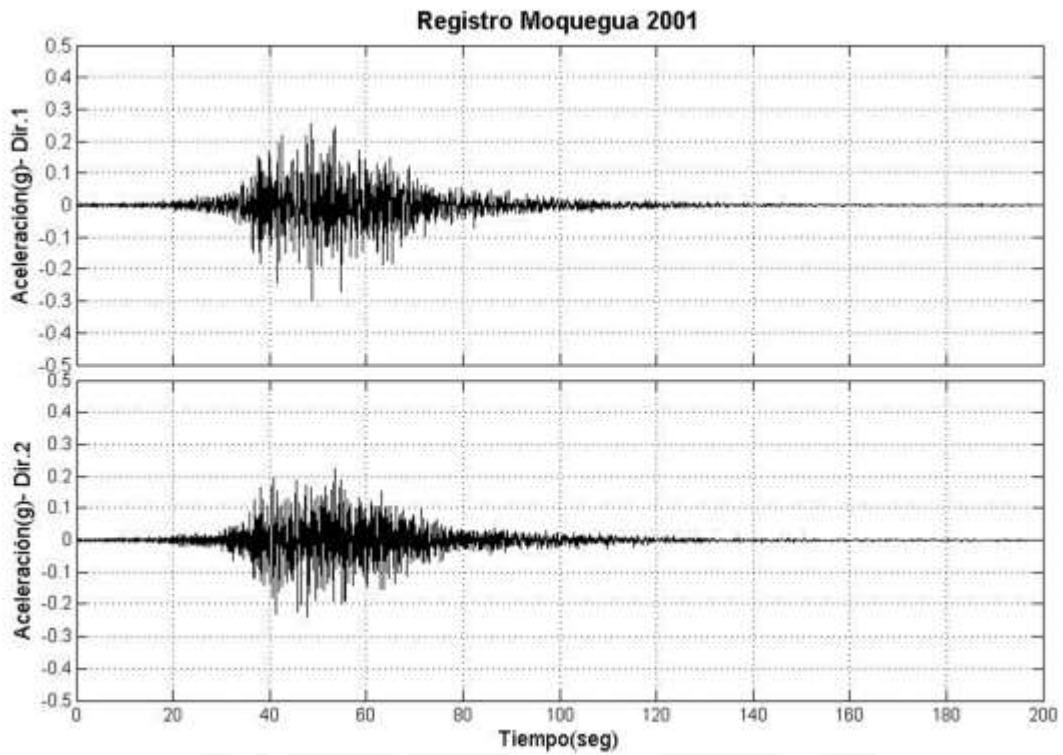


Figura A3.3: Registro de aceleración vs tiempo del sismo de Moquegua-2001

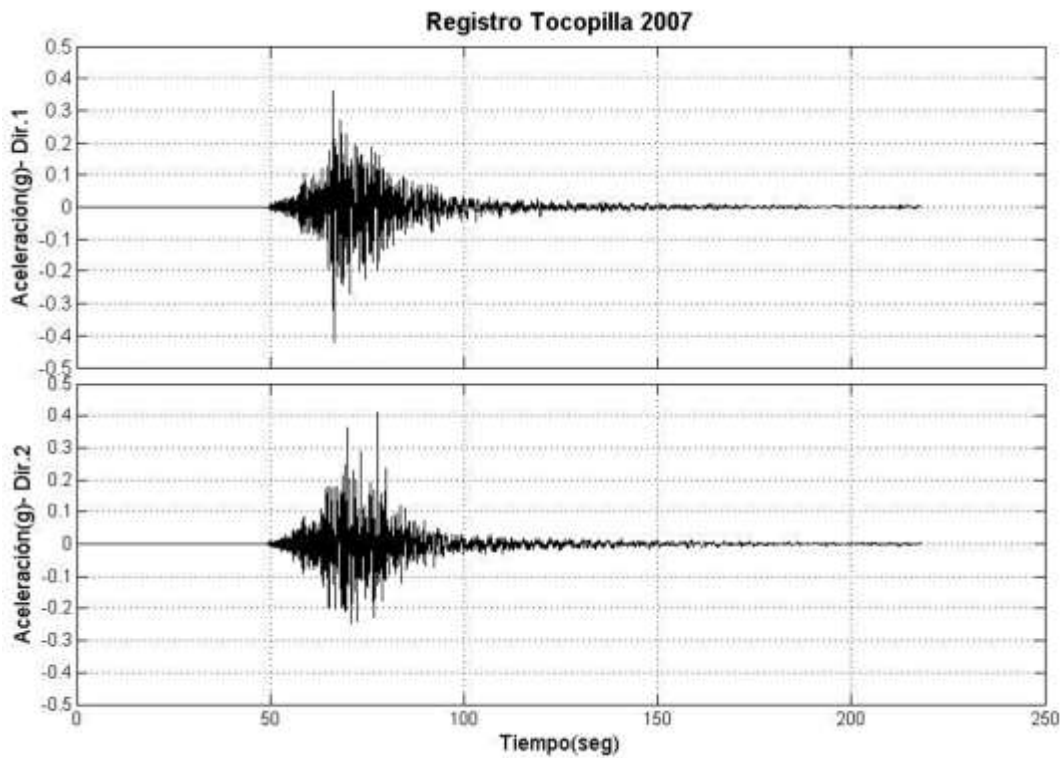


Figura A3.4: Registro de aceleración vs tiempo del sismo de Tocopilla-2007

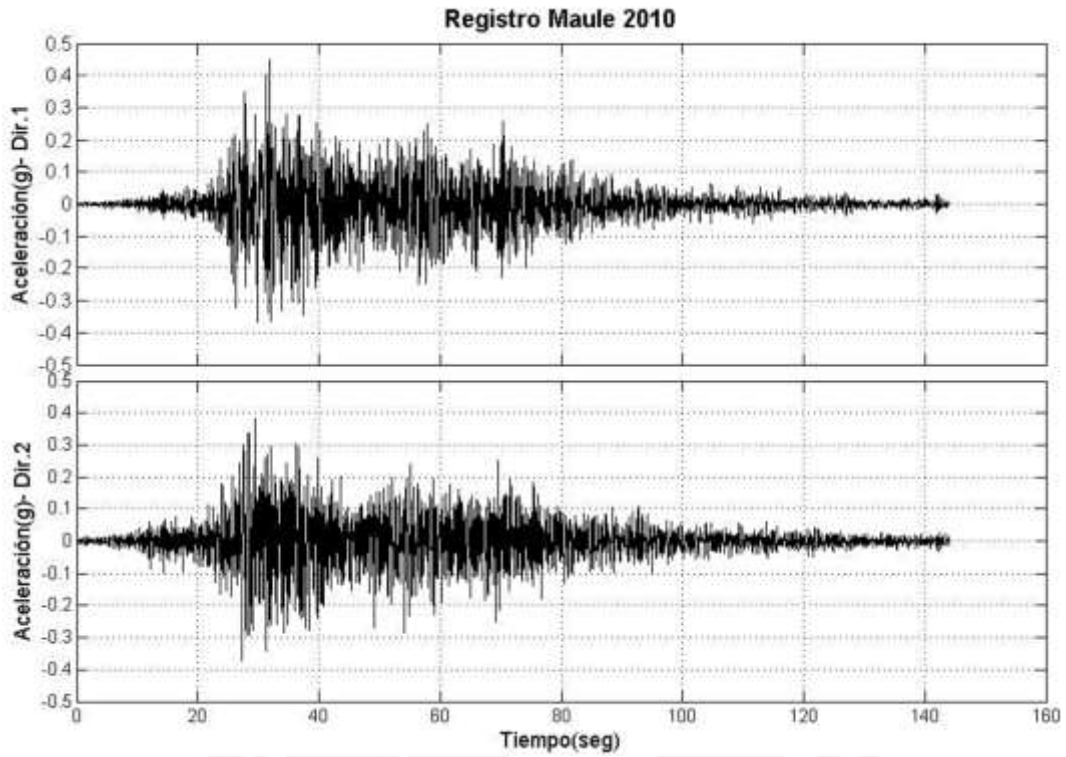


Figura A3.5: Registro de aceleración vs tiempo del sismo de Maule-2010

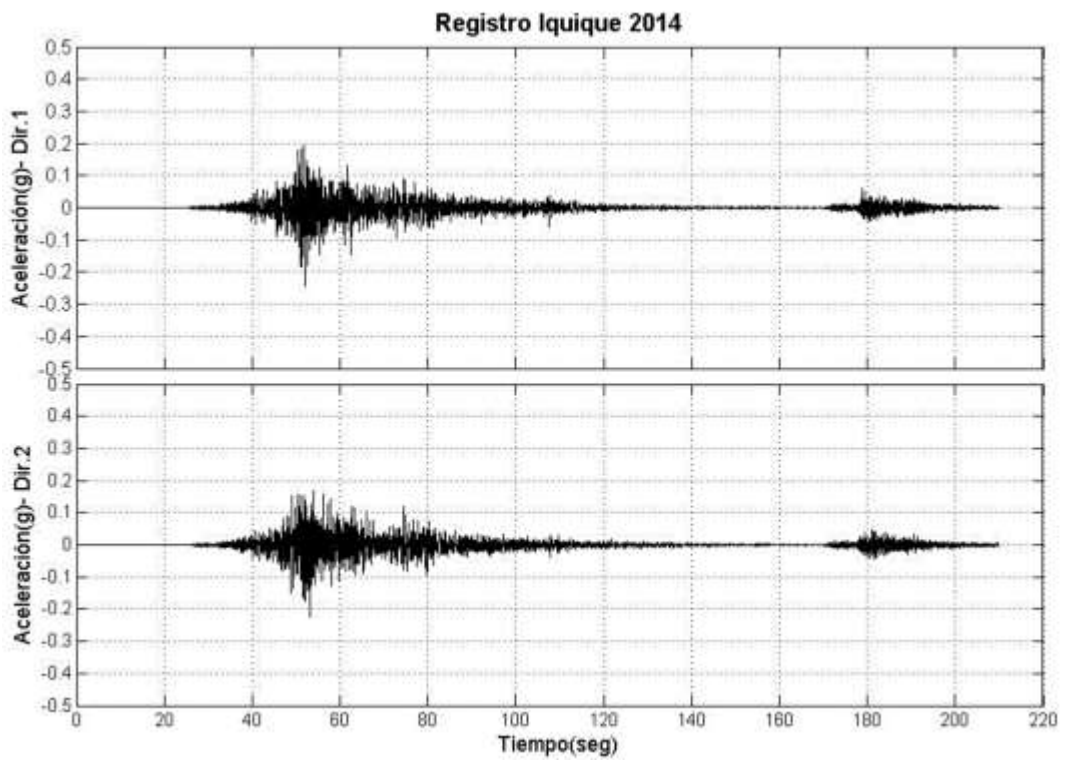


Figura A3.6: Registro de aceleración vs tiempo del sismo de Iquique-2014

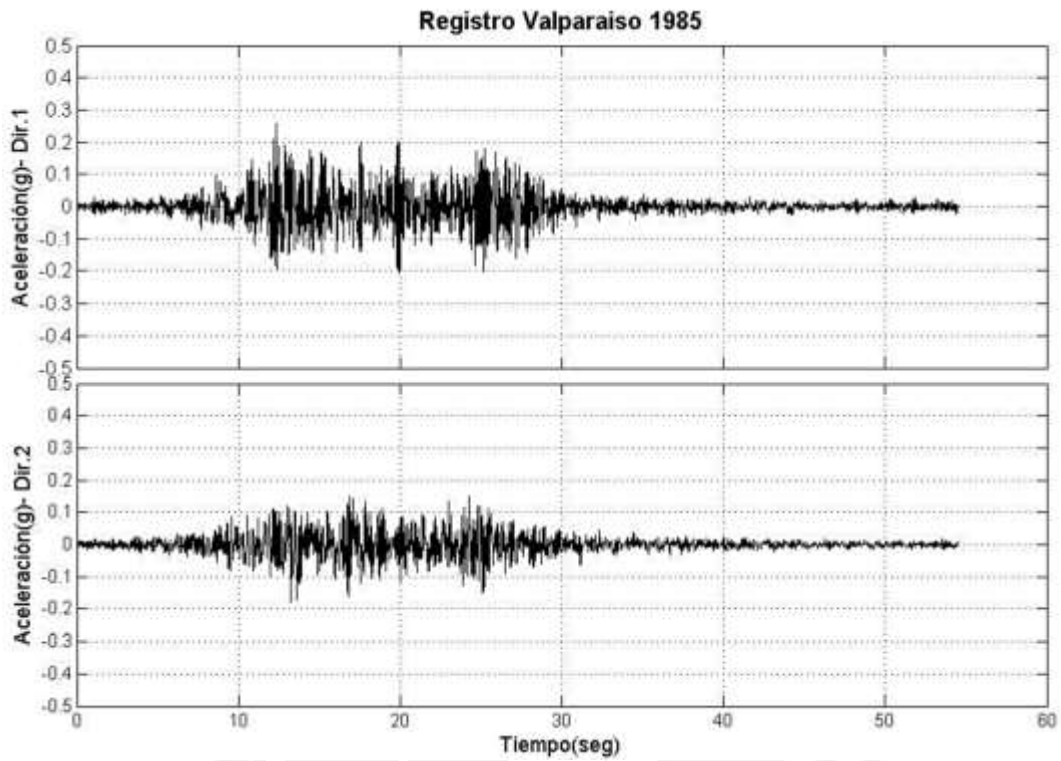


Figura A3.7: Registro de aceleración vs tiempo del sismo de Valparaiso-1985

ANEXO 4: TRANSFORMADA RAPIDA DE FOURIER (FFT) DE REGISTROS SÍSMICOS

Las Figs. A4.1 a A4.7 muestran las transformadas rápidas de Fourier (FTT) para cada componente de los siete registros sísmicos empleados en el análisis paramétrico. Estos gráficos reflejan el periodo de vibración predominante en cada registro, el cual está ligado al tipo de suelo. Se observó que la mayoría de registros presentan periodos de vibración entre 0.15 s a 0.5 s, siendo valores normales en suelos tipo S1. Por otro lado, los registros de Moquegua y Tocopilla presentaron periodos de vibración predominante de 0.66 s, siendo encontrados normalmente en suelos tipo S1 y S2.

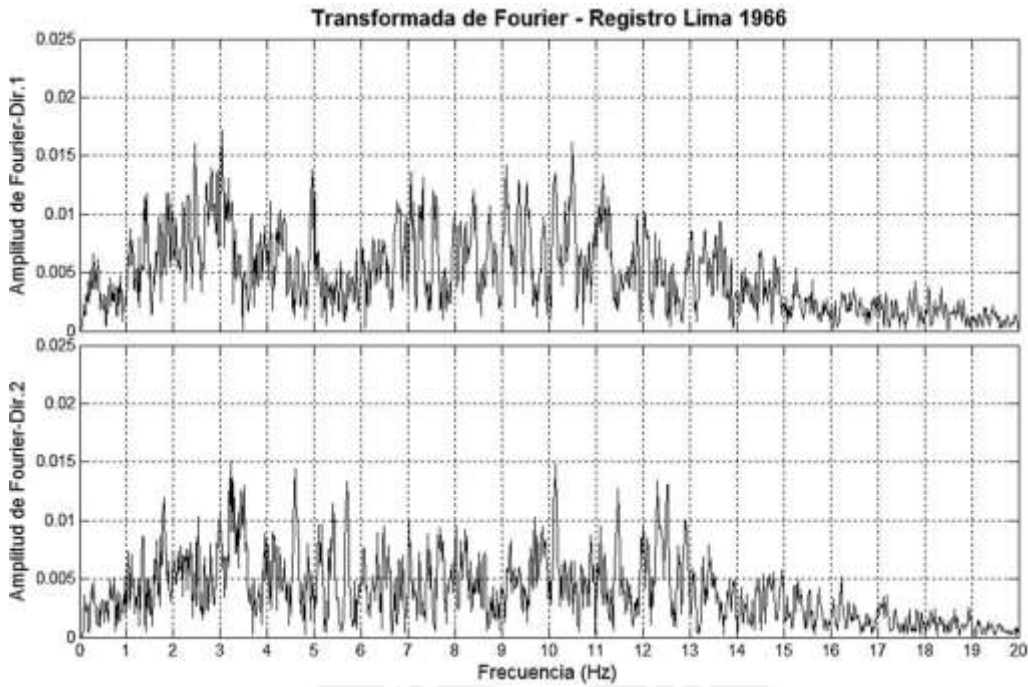


Figura A4.1: Transformada de Fourier del sismo de Lima-1966

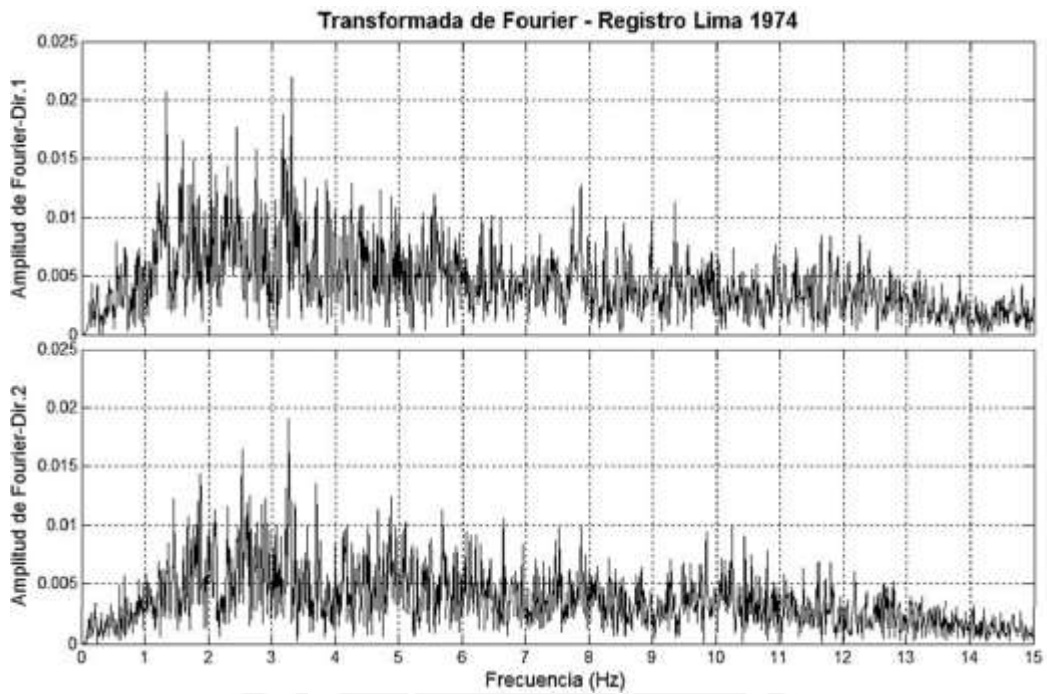


Figura A4.2: Transformada de Fourier del sismo de Lima-1974

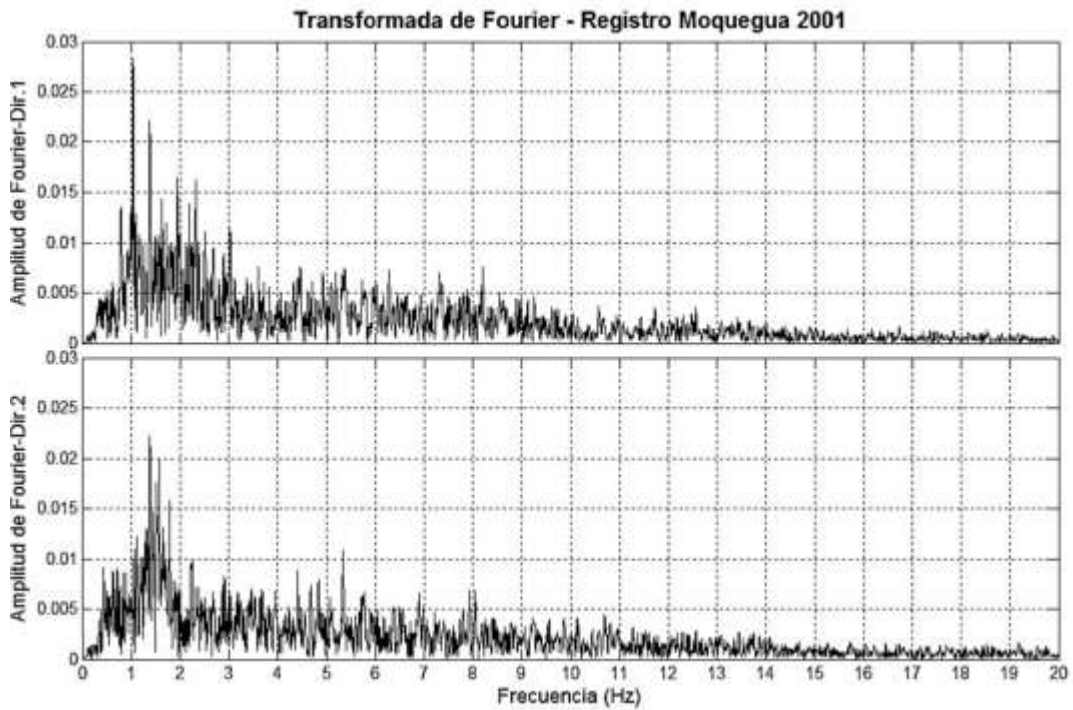


Figura A4.3: Transformada de Fourier del sismo de Moquegua-2001

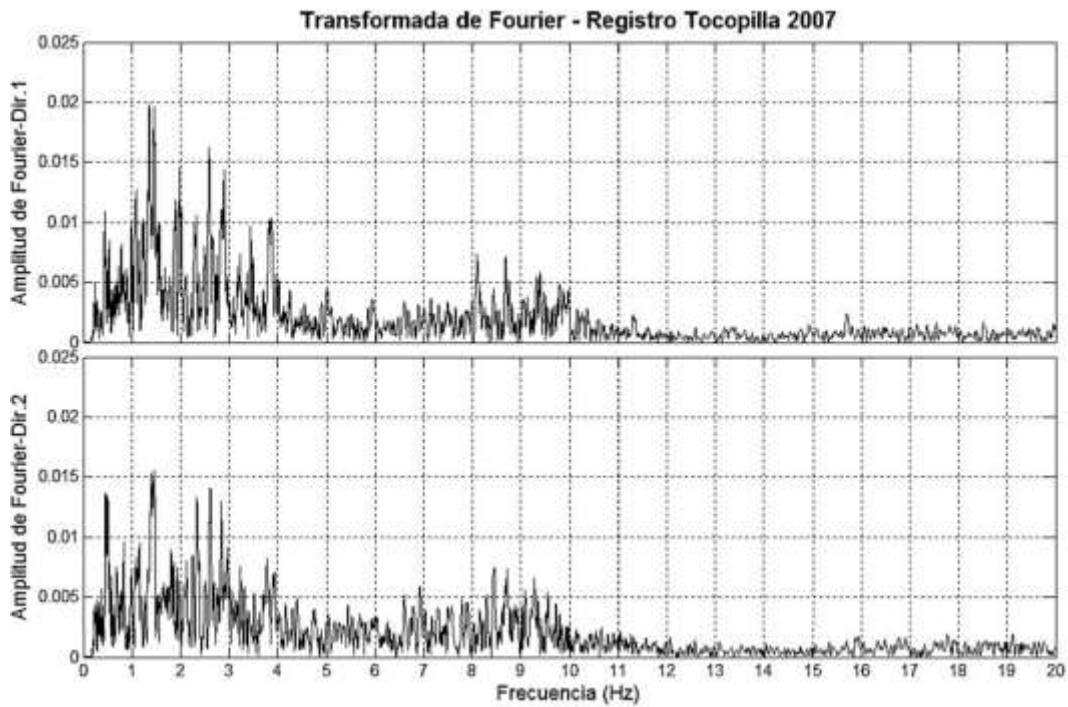


Figura A4.4: Transformada de Fourier del sismo de Tocopilla-2007

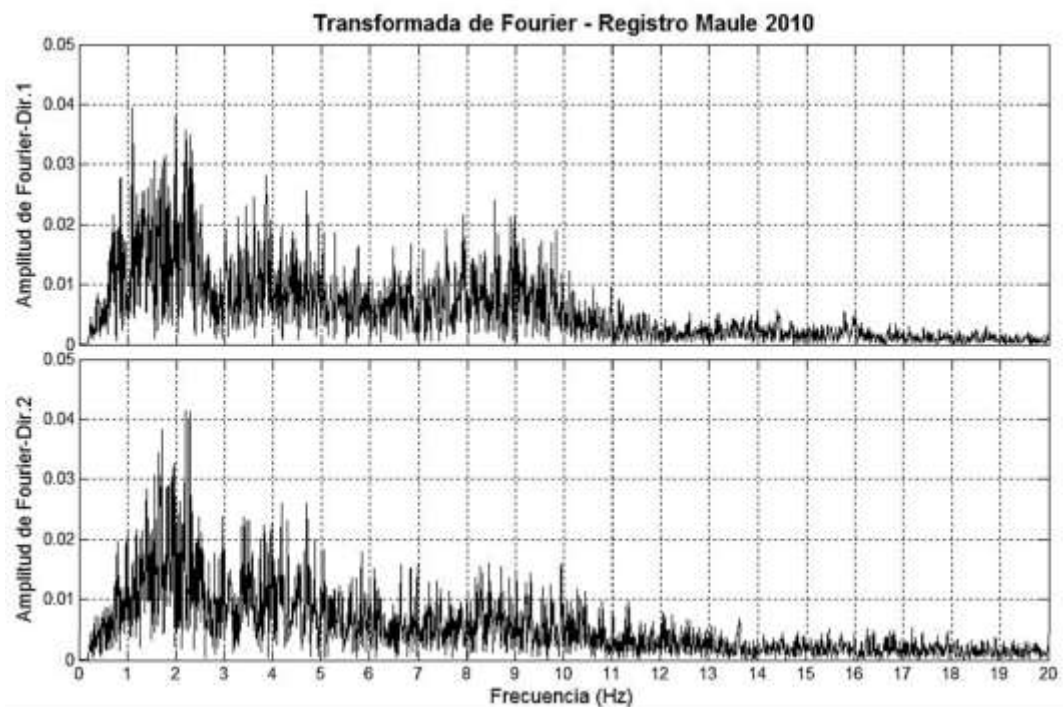


Figura A4.5: Transformada de Fourier del sismo de Maule-2010

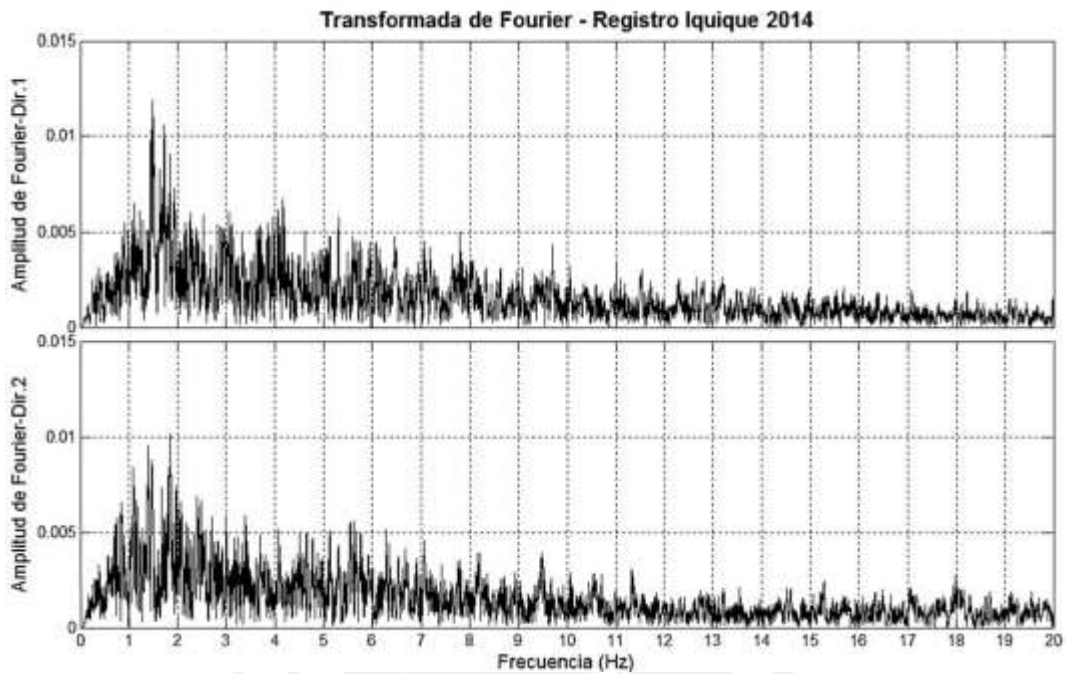


Figura A4.6: Transformada de Fourier del sismo de Iquique-2014

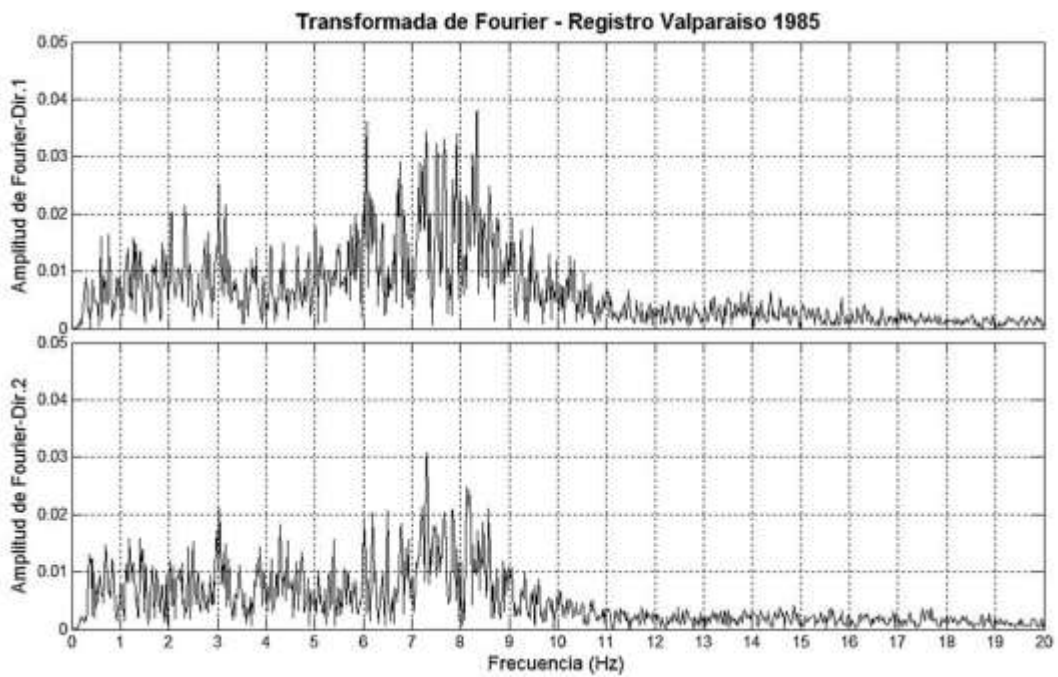
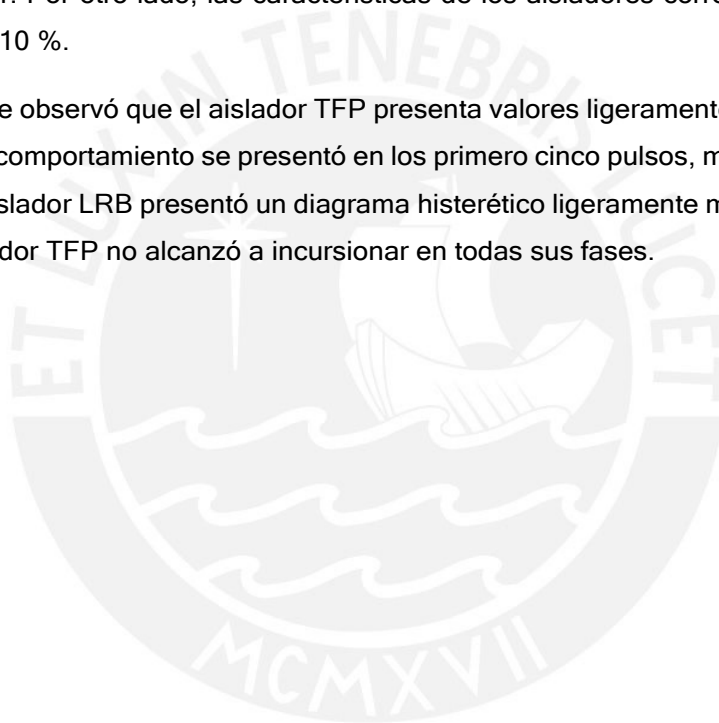


Figura A4.7: Transformada de Fourier del sismo de Valparaiso-1985

ANEXO 5: COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE AISLADORES BAJO PULSOS TRIANGULARES Y REGISTROS SISMICOS

Las Figs. A5.1 y A5.2 muestran los diagramas de histéresis de los aisladores LRB y TFP cuando fueron sometidos a pulsos o cargas triangulares. Se consideró un análisis de un grado de libertad, donde la masa fue 321.04 Ton-s²/m, equivalente al edificio total de seis niveles más la base de aislamiento. Estos pulsos tienen una amplitud de 0.4-g y se diferencian en el número de ciclos y/o periodos. Los tres primeros pulsos presentan periodos de 0.45 s, cuyos ciclos son 1, 2 y 3 respectivamente; mientras que los pulsos restantes presentan periodos de 0.7 s y la misma cantidad de ciclos del grupo anterior. Por otro lado, las características de los aisladores corresponden a un $T_b = 3$ s y $\xi_b = 10$ %.

En general, se observó que el aislador TFP presenta valores ligeramente mayores que el LRB. Este comportamiento se presentó en los primero cinco pulsos, mientras que en el sexto, el aislador LRB presentó un diagrama histerético ligeramente mayor. Se debe a que el aislador TFP no alcanzó a incursionar en todas sus fases.



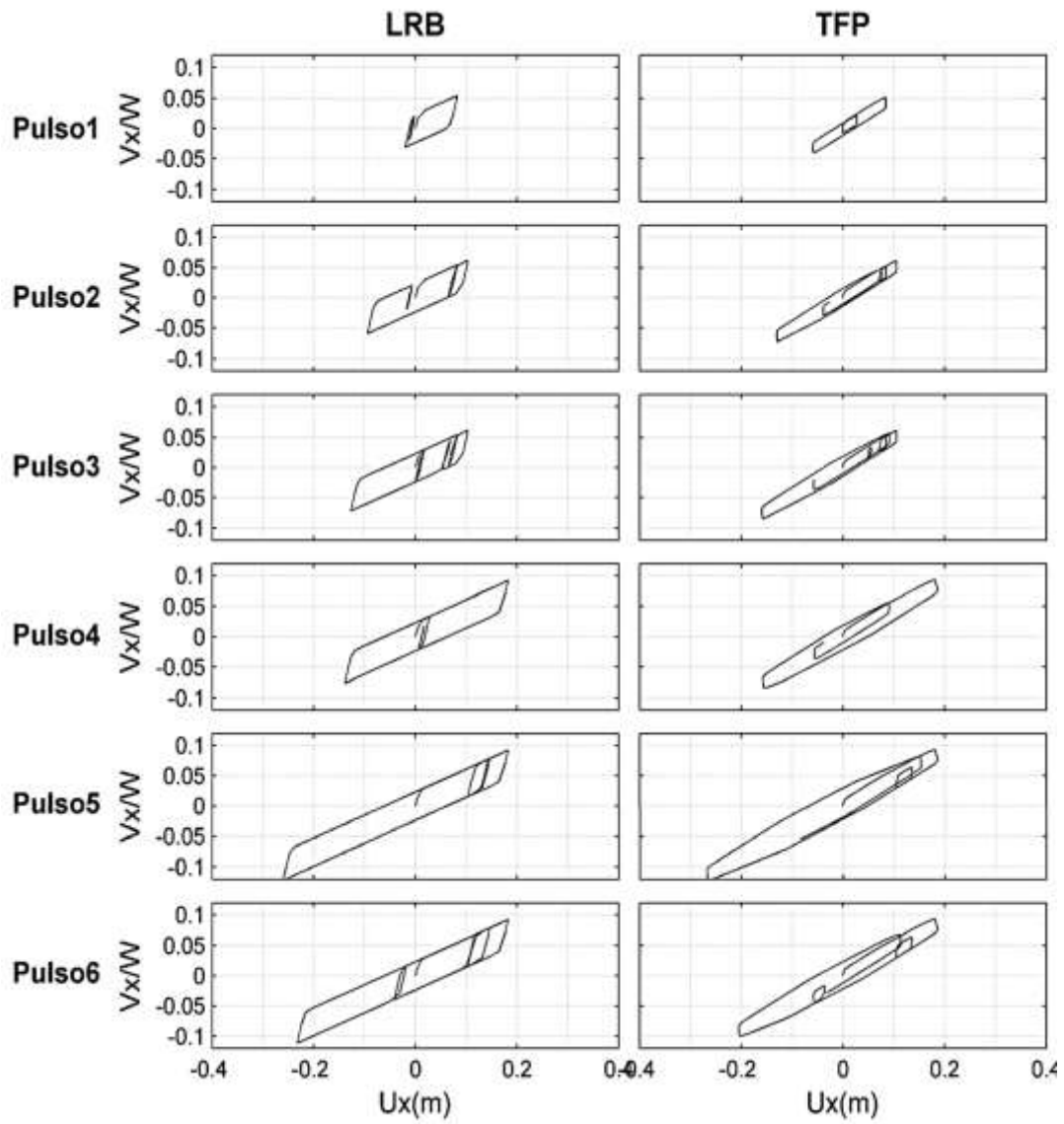


Figura A5.1: Diagramas de histéresis de aisladores LRB y TFP con $T_b= 3$ s y $\xi_b= 10$ % sometidos a pulsos triangulares en la dirección X.

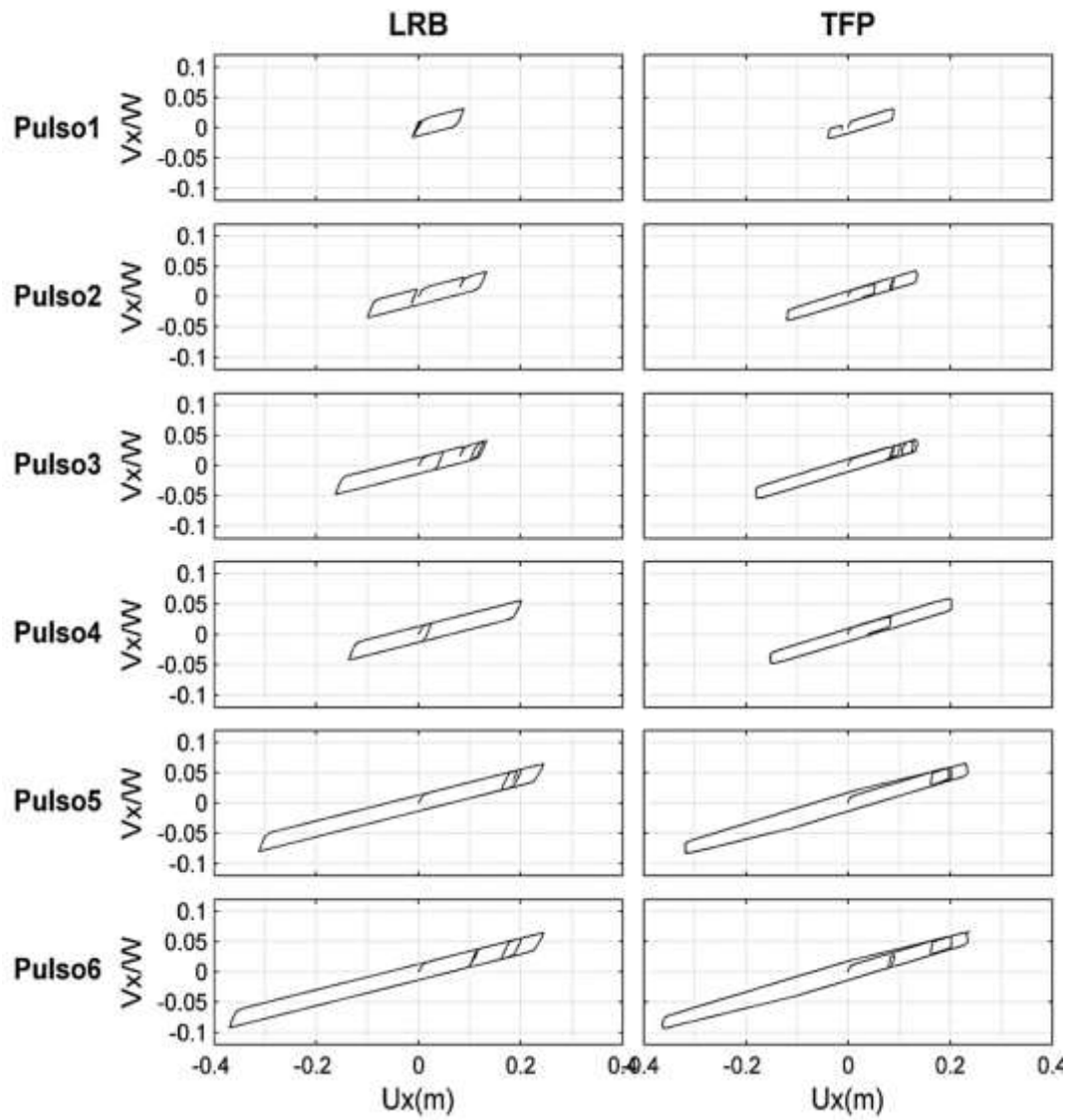


Figura A5.2: Diagramas de histéresis de aisladores LRB y TFP con $T_b=4$ s y $\xi_b=10\%$ sometidos a pulsos triangulares en la dirección X.

Las Figs. A5.3 a A5.6 muestran los diagramas de histéresis de los aisladores LRB y TFP cuando fueron sometidos a registros sísmicos de forma unidireccional. Mientras que en las Figs. A5.7 a A5.10, los correspondientes al análisis sísmico bidireccional.

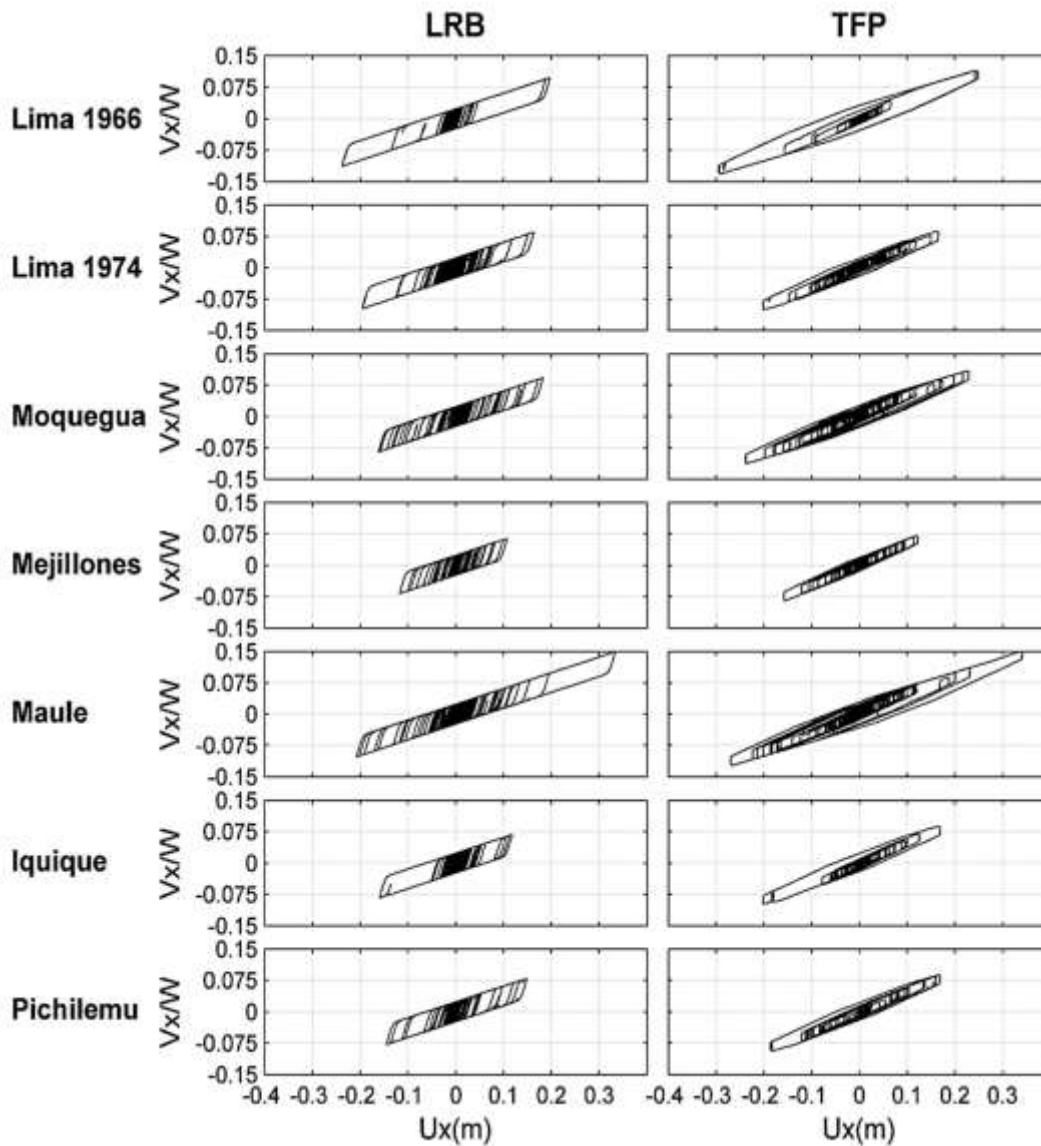


Figura A5.3: Diagramas de histéresis de aisladores LRB y TFP con $T_b= 3$ s y $\xi_b= 10$ % sometidos a registros uni-direccional X.

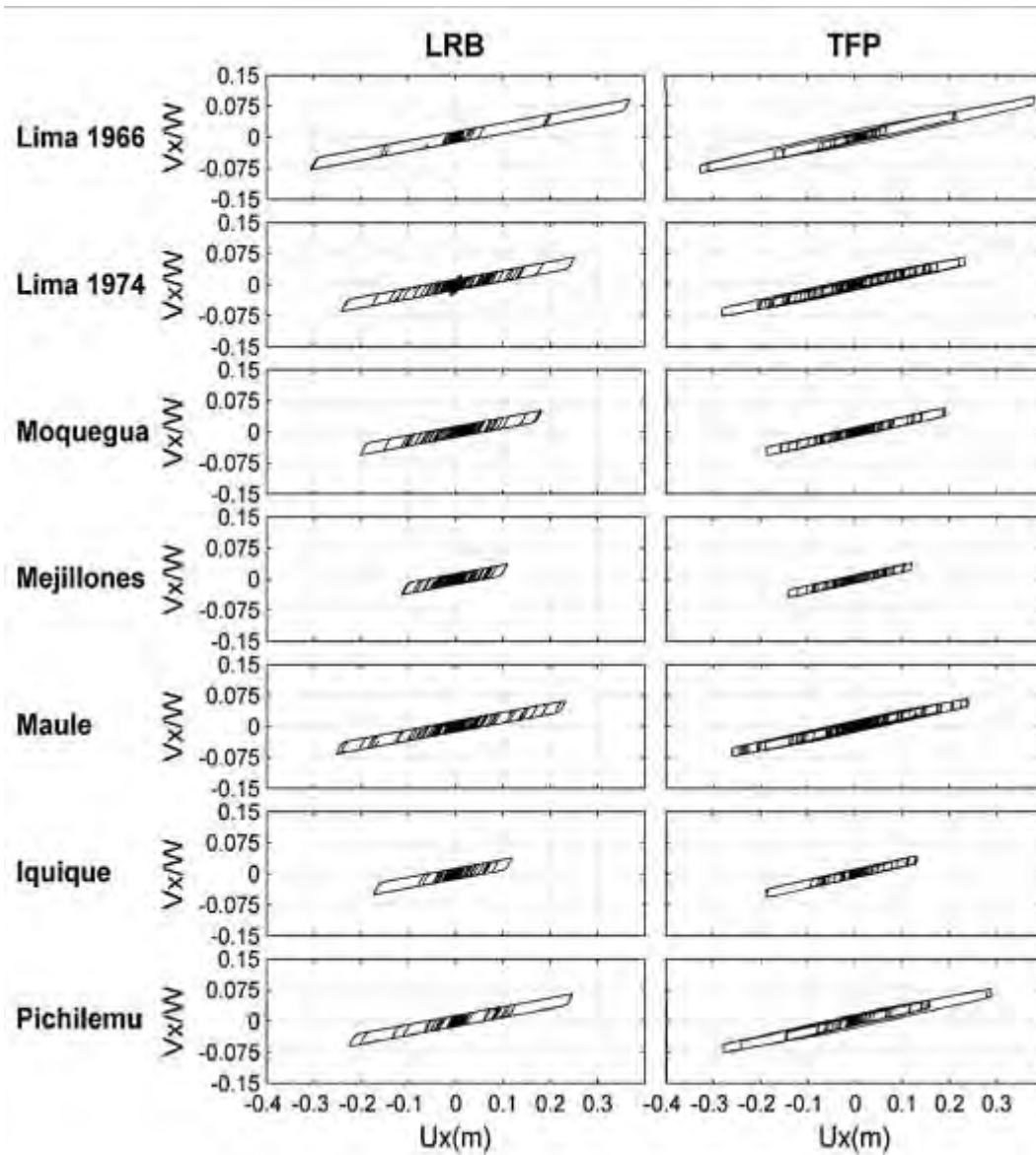


Figura A5.4: Diagramas de histéresis de aisladores LRB y TFP con $T_b = 4$ s y $\xi_b = 10\%$ sometidos a registros uni-direccional X.

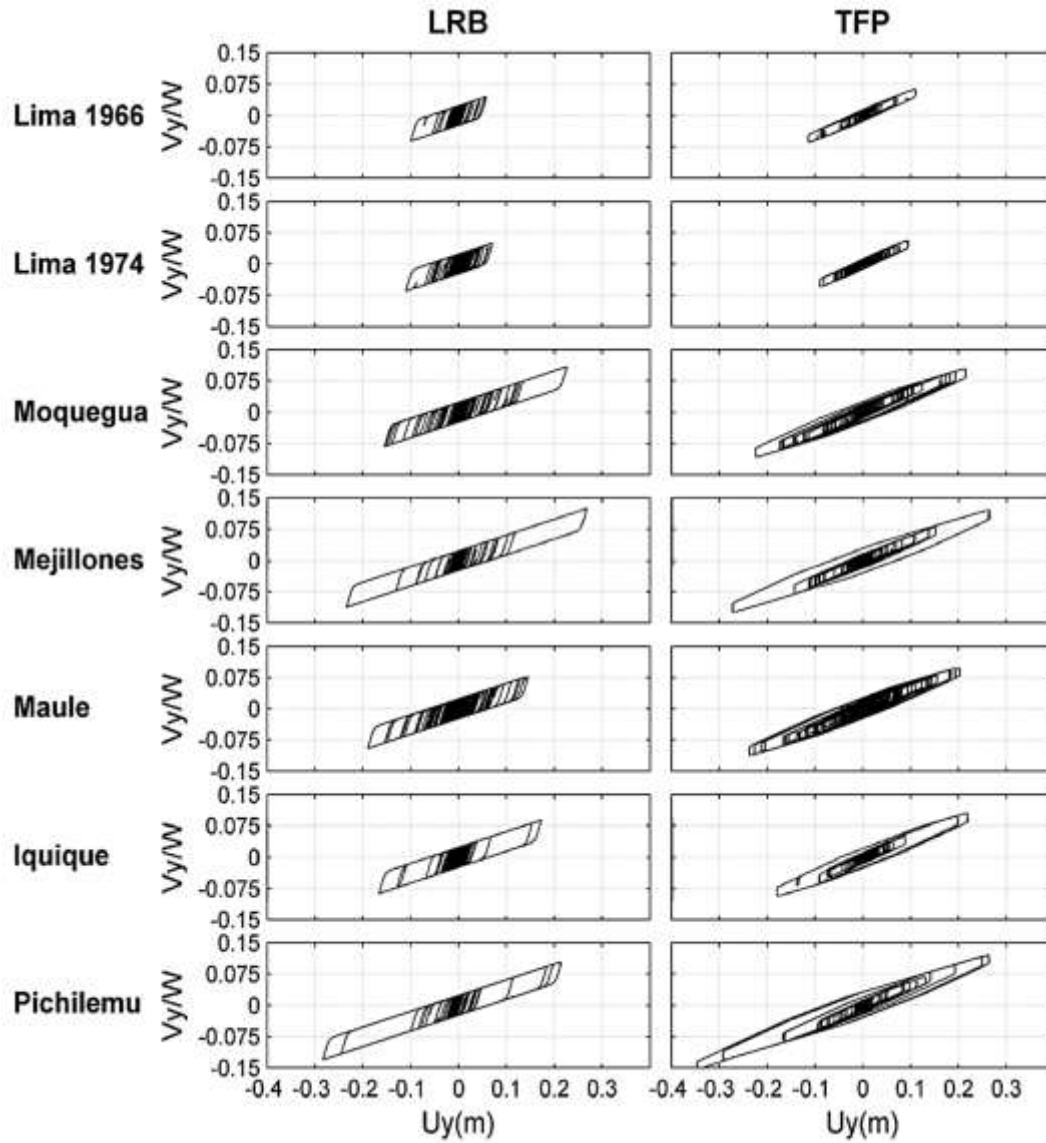


Figura A5.5: Diagramas de histéresis de aisladores LRB y TFP con $T_b = 3$ s y $\xi_b = 10\%$ sometidos a registros uni-direccional Y.

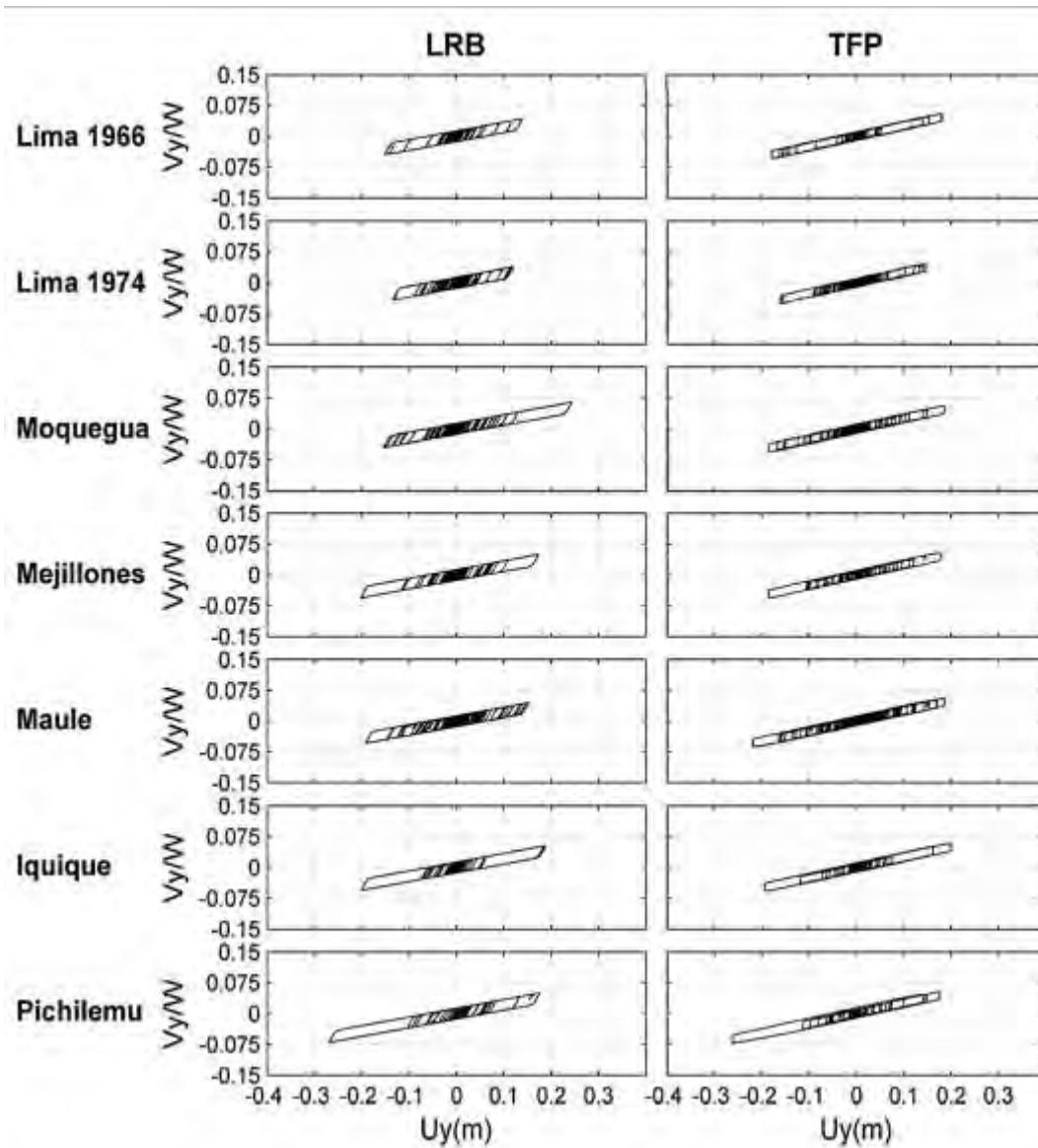


Figura A5.6: Diagramas de histéresis de aisladores LRB y TFP con $T_b=4$ s y $\xi_b=10\%$ sometidos a registros uni-direccional Y.

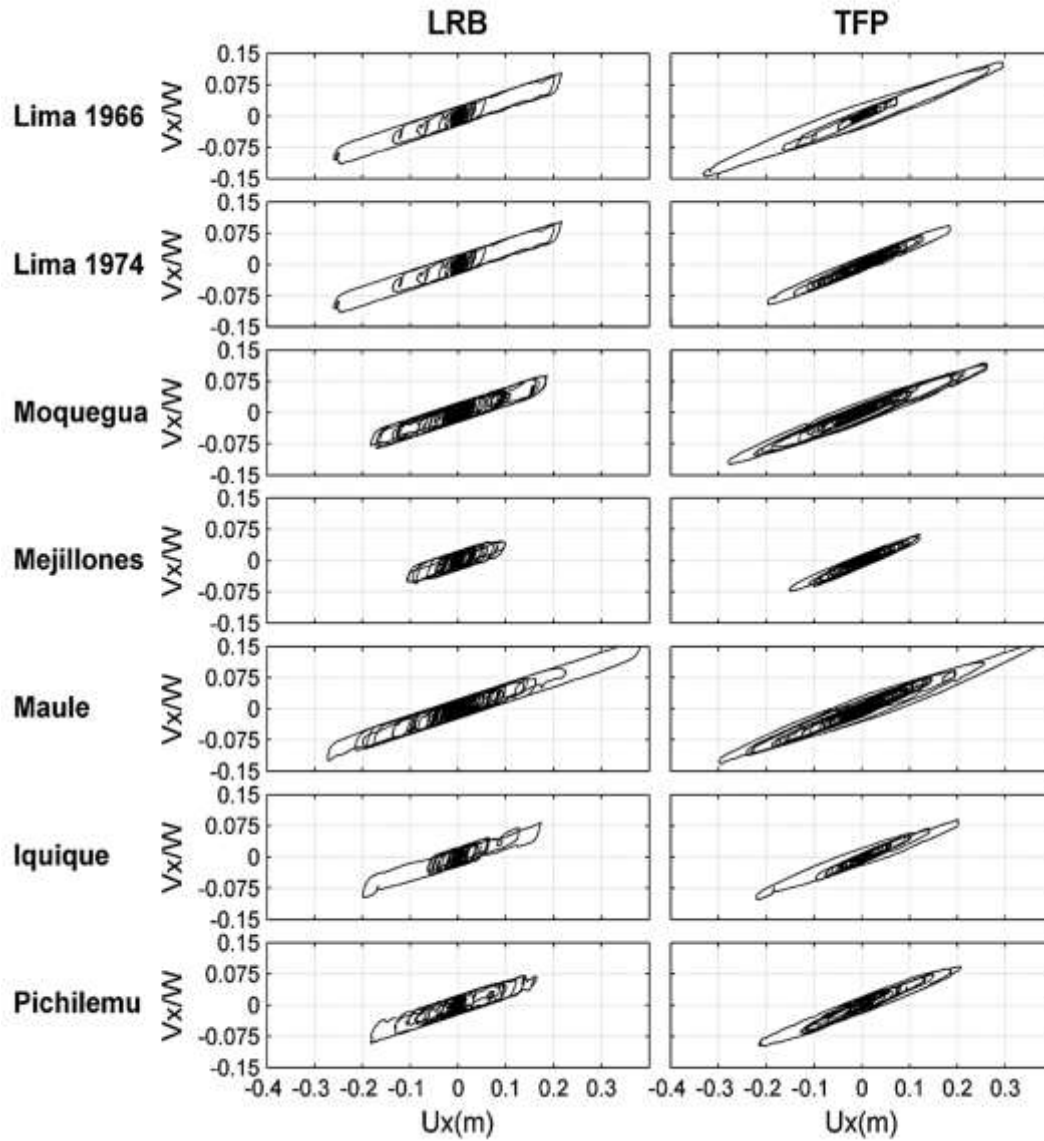


Figura A5.7: Diagramas de histéresis de aisladores LRB y TFP con $T_b= 3$ s y $\xi_b= 10$ % sometidos a registros bi-direccional X.

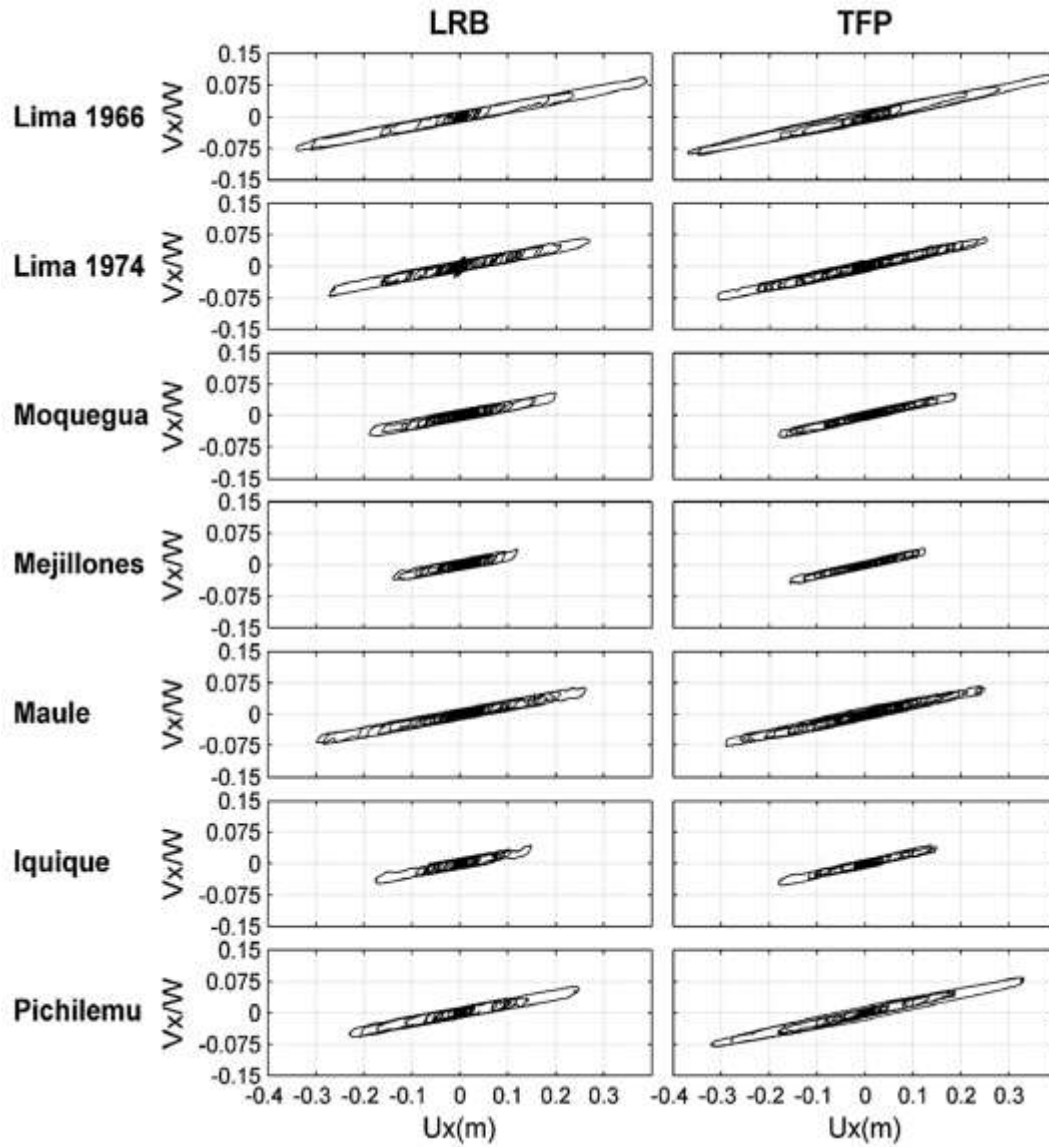


Figura A5.8: Diagramas de histéresis de aisladores LRB y TFP con $T_b=4$ s y $\xi_b=10\%$ sometidos a registros bi-direccional X.

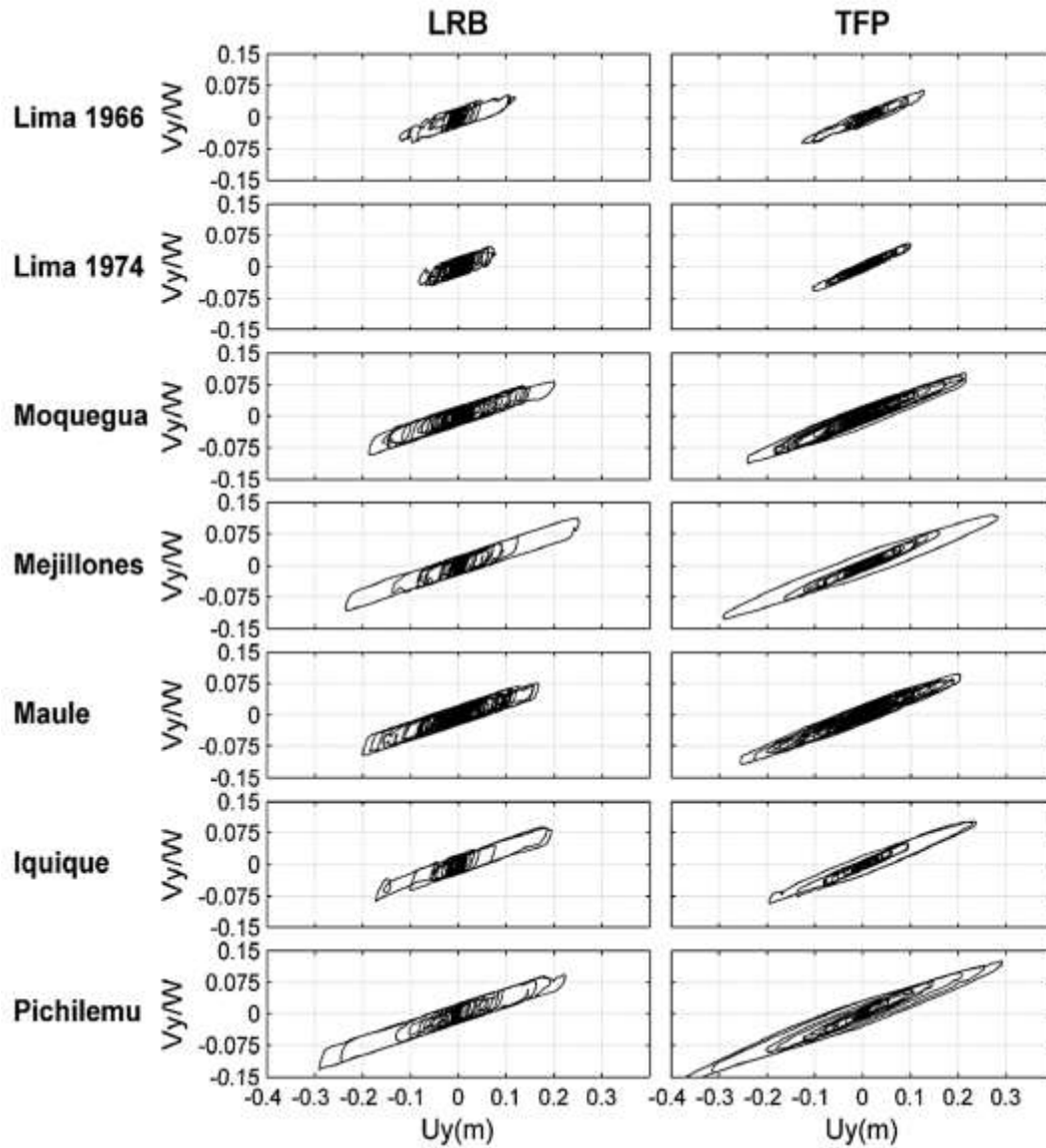


Figura A5.9: Diagramas de histéresis de aisladores LRB y TFP con $T_b= 3$ s y $\xi_b= 10$ % sometidos a registros bi-direccional Y.

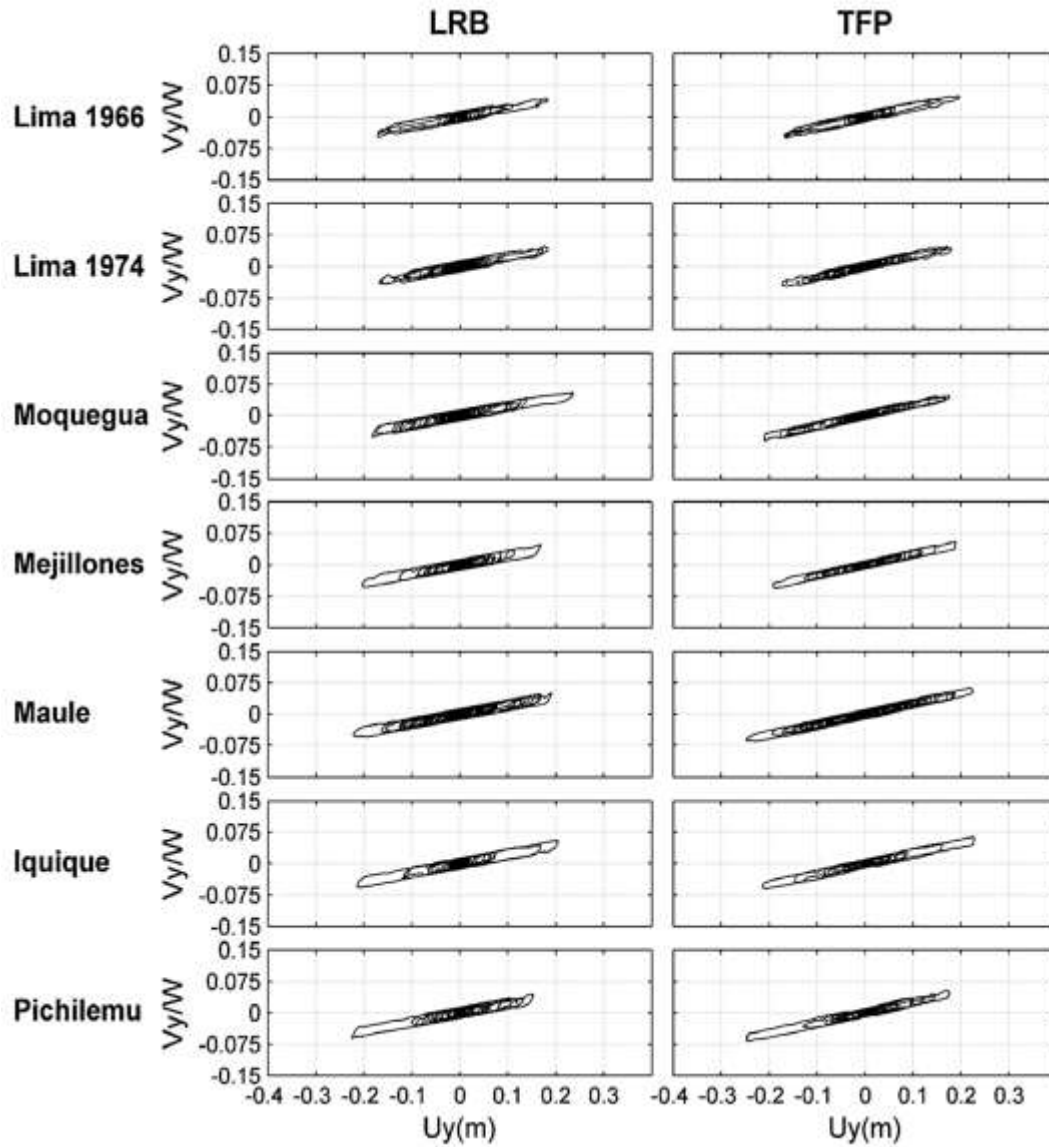


Figura A5.10: Diagramas de histéresis de aisladores LRB y TFP con $T_b = 4$ s y $\xi_b = 10$ % sometidos a registros bi-direccional Y.