

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**

**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**TESIS**

**“EVALUACIÓN DEL EFECTO DE LA SIMULTANEIDAD DE  
LAS COMPONENTES DE SISMO EN ESTRUCTURAS CON  
IRREGULARIDAD TORSIONAL”**

**PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL**

**ELABORADO POR**

**KEVIN ANTHONY ORTIZ GALINDO**

**ASESOR**

**Dr. HUGO V. L. SCALETTI FARINA**

**LIMA- PERÚ**

**2019**

© 2019, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados

**“El autor autoriza a la UNI a reproducir de la Tesis en su totalidad o en parte,  
con fines estrictamente académicos.”**

Ortiz Galindo, Kevin Anthony  
kevin.ortiz.g@uni.pe  
944641165 – 5407461

*A mis padres Leonidas y Tomasa,  
mis abuelos Concepción y Emilio, y  
mi tía Rosario por el apoyo,  
confianza, cariño y comprensión que  
siempre me brindaron.*

*A mis hermanos Jean Paul, Lesly y  
Dayana por darme la motivación de  
ser un ejemplo a seguir.*

## **AGRADECIMIENTOS**

A mí preciosa familia por el apoyo brindado durante los años de mi formación académica en la Universidad Nacional de Ingeniería. En especial a mi padre Leonidas por su ejemplo de responsabilidad siendo el sustento de mi familia y su pasión por el trabajo, y a mi madre Tomasa por su paciencia y cariño brindado en esta etapa de mi vida.

A mi asesor el Dr. Hugo Víctor Scaletti Farina, por su disponibilidad de tiempo, conocimiento y paciencia con mi persona durante el desarrollo de la presente tesis.

A los profesores de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería, que además de brindar una enseñanza de calidad en los distintos cursos de la especialidad de Ingeniería Civil, me enseñaron a ser un profesional al servicio del país.

## ÍNDICE

<b>RESUMEN</b>	<b>4</b>
<b>ABSTRACT</b>	<b>5</b>
<b>PRÓLOGO</b>	<b>6</b>
<b>LISTA DE TABLAS</b>	<b>7</b>
<b>LISTA DE FIGURAS</b>	<b>9</b>
<b>LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS</b>	<b>14</b>
<b>CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN</b>	<b>21</b>
1.1 ANTECEDENTES.	21
1.2 OBJETIVOS	22
1.3 HIPÓTESIS	22
1.4 CONTENIDO	22
<b>CAPITULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO</b>	<b>24</b>
2.1 MOVIMIENTO SÍSMICO	24
2.1.1 Registro de Aceleraciones	24
2.1.2 Espectro de Respuesta	24
2.1.3 Simultaneidad de las Componentes	27
2.2 IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL EN EDIFICACIONES	28
2.2.1 Irregularidad Torsional	29
2.2.2 Efecto de la bidireccionalidad en estructuras irregulares	30
2.3 ANÁLISIS ESTRUCTURAL	32
2.3.1 Procedimientos de Análisis	32
2.3.2 Aplicación de registros en el análisis dinámico tiempo historia	32
2.3.3 Modelo matemático	33
<b>CAPÍTULO III: REGISTROS SÍSMICOS UTILIZADOS EN ESTE ESTUDIO</b>	<b>34</b>
3.1 TERREMOTO DE MAULE 2010	34
3.1.1 Estación Angol	35

3.1.2 Estación Maipú	37
3.2 TERREMOTO DE ATICO 2001	40
3.2.1 Estación César Vizcarra Vargas (CVV)	40
3.3 TERREMOTO DE PISCO 2007	43
3.3.1 Estación UNICA	43
3.4 TERREMOTO DE HUACHO 1966	47
3.4.1 Estación Parque de la Reserva (PRQ)	47
3.5 REGISTROS ARTIFICIALES	50
<b>CAPÍTULO IV: SIMULTANEIDAD DE LAS COMPONENTES EN LOS ESTUDIOS DE PELIGRO SÍSMICO</b>	<b>55</b>
4.1 PELIGRO SÍSMICO	55
4.1.1 Leyes de atenuación empleadas en el estudio de Zonificación	55
4.1.2 Medida de intensidad	56
4.2 DEFINICIONES DE MOVIMIENTO DE SUELO BIDIRECCIONAL	58
4.3 COMPARACIÓN ENTRE DEFINICIONES DE COMPONENTES DE MOVIMIENTO DE SUELO BIDIRECCIONAL	60
4.3.1 Registro de Angol	60
4.3.2 Registro de Maipú	61
4.3.3 Registro de Cesar Vizcarra Vargas (CVV)	63
4.3.4 Registro de UNICA	65
4.3.5 Registro de Parque de Reserva (PRQ)	66
4.4 RELACIÓN DE BEYER Y BOMMER	68
<b>CAPITULO V: MODELOS SIMPLIFICADOS DE TRES GRADOS DE LIBERTAD</b>	<b>70</b>
5.1 PLANTEAMIENTO DEL MODELO	70
5.2 PROPIEDADES DEL MODELO	71
5.2.1 Masa	71
5.2.2 Momento de Inercia Torsional	71
5.2.3 Rigidez Lateral	72

5.2.4 Rigidez Torsional	72
5.3 PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL	74
5.3.1 Matriz de Masas	74
5.3.2 Matriz de Rigidez	74
5.3.3 Análisis Estático	75
5.3.4 Análisis lineal tiempo historia	76
5.4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LOS MODELOS SIMPLIFICADOS	80
5.4.1 Análisis de modelos con planta cuadrada	80
5.4.2 Análisis de modelos con planta rectangular	82
5.4.3 Influencia de la aplicación de registros artificiales en modelos simplificados de planta cuadrada	84
5.4.4 Influencia del número de niveles en la amplificación de la respuesta	85
<b>CAPITULO VI: ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS CON DISTINTOS GRADOS DE IRREGULARIDAD</b>	<b>89</b>
6.1 EDIFICIOS ANALIZADOS	89
6.1.1 Edificios de Oficinas	90
6.1.2 Edificios de Viviendas	95
6.1.3 Colegio	99
6.2 RESULTADOS DE ANÁLISIS CON REGISTROS REALES	100
6.3 RESULTADOS DE ANÁLISIS CON REGISTROS ARTIFICIALES	106
6.3.1 Cálculo de Respuestas de diseño en el análisis tiempo historia	107
6.3.2 Comparación de las respuestas calculadas con la NTE E.030	108
6.3.3 Comparación de las respuestas calculadas con otros criterios de combinación	109
<b>CONCLUSIONES</b>	<b>111</b>
<b>RECOMENDACIONES</b>	<b>115</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	<b>117</b>

## RESUMEN

El cálculo de las respuestas máximas de diseño en la norma técnica de edificaciones E.030 se realiza considerando la sollicitación sísmica de forma unidireccional. El parámetro de zonificación sísmica  $Z$  en la norma es el resultado de análisis de peligro sísmico basados en leyes de atenuación que usan la media geométrica de las componentes EW y NS como definición de componente horizontal. Sin embargo, la media geométrica de las dos componentes es siempre menor que la máxima de estas y por lo tanto el resultado no está del lado de la seguridad. Por otro lado, aun considerando la acción sísmica con la intensidad correcta, en la mayor parte de las estructuras la simultaneidad de las dos componentes horizontales puede resultar en mayores sollicitaciones que las que se obtienen al tratar la acción como unidireccional.

Las edificaciones que más se afectarían serían las que tienen irregularidad torsional. El tratamiento de la norma técnica de edificaciones E.030 para estos casos es la modificación del coeficiente de reducción sísmica  $R_0$  por un factor  $I_p$ , el cual depende del grado de irregularidad torsional del modelo estructural. Si bien este tratamiento es simple, está poco sustentado y resulta insuficiente.

En esta tesis se han estudiado las definiciones más utilizadas de componente sísmica horizontal, para registros sísmicos peruanos y chilenos correspondientes a eventos con mecanismo de falla tipo subducción de interfase. Luego, con los registros reales y artificiales, se analizaron modelos simplificados con distintos grados de irregularidad torsional, observándose una tendencia clara en la amplificación de la respuesta respecto a la rigidez torsional y la excentricidad relativa en planta. Se prosiguió con el análisis sísmico de modelos de edificaciones reales y se concluyó que el factor  $I_p$  no compensa el efecto de la simultaneidad de las componentes en estructuras con irregularidad torsional en planta. Por tal motivo, se proponen algunas recomendaciones para combinar los efectos de las dos componentes, distintas para estructuras clasificadas como regulares y para aquellas con irregularidad torsional.

## ABSTRACT

The estimation of the maximum design responses according to the Peruvian technical standard for buildings E.030 is carried out considering the seismic action as unidirectional. The zone parameter  $Z$  is the result of seismic hazard analyses based on attenuation laws which use the geometric mean of the EW and NS earthquake components to define the horizontal component of acceleration. However, the geometric mean of the two components is always less than the maximum of both; hence is on the unsafe side. Furthermore, even with the correct seismic intensity, the simultaneous action of both components may results in larger demands than those computed by considering only one component at a time.

The buildings that would be most affected would be those with torsional irregularity. The treatment in the E.030 standard for such cases is to modify the seismic reduction coefficient  $R_0$  by an irregularity factor  $I_p$ , which depends on the degree of torsional irregularity in the structural model. Although this treatment is simple, it has little supporting evidence and is probably insufficient.

In this work the most used definitions of horizontal seismic component have been studied, comparing Peruvian and Chilean seismic records of events from subduction sources. Then, using recorded motions and artificial records, simplified models with different degrees of torsional irregularity were analyzed, observing a clear trend in the amplification of the response regarding torsional stiffness and relative in-plan eccentricity. Following the seismic analysis of models of real buildings it was concluded that the factor  $I_p$  does not compensate the effect of the simultaneity of the components in structures with torsional irregularity. For this reason, this work gives some recommendations to combine the results of the analysis in each orthogonal direction, both for structures with regular configuration and for those categorized as torsionally irregular.

## PRÓLOGO

En la norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones se indica que “Para estructuras regulares el análisis sísmico podrá hacerse considerando que el total de la fuerza sísmica actúa independientemente en dos direcciones ortogonales predominantes”. Análogamente, “Para estructuras irregulares deberá suponerse que la acción sísmica ocurre en la dirección más desfavorable”. Esto contrasta con las disposiciones de diversas otras normas, en la que se especifica la aplicación simultánea de 100% de la acción sísmica en una dirección y una fracción de la misma en dirección transversal. Aun cuando podría pensarse que el tratar las dos componentes por separado pudiera por lo menos ser adecuado para estructuras muy regulares, esto no es así, ya que la definición de la acción sísmica se basa en la estimación de la media geométrica de las acciones máximas en dos direcciones ortogonales, por lo que incluso en este caso de perfecta regularidad la metodología de la norma E.030 debe cuestionarse. La importancia de considerar simultáneamente ambas componentes es aún mayor para estructuras con irregularidad torsional.

En este trabajo, Kevin Ortiz ha hecho un extenso estudio de los efectos de la simultaneidad de las componentes, con sismos reales y artificiales aplicados a modelos simples. El trabajo ha sido luego ampliado al estudio de un número limitado de edificios reales, con distinto grado de irregularidad, y aunque en estos no se llega a cuantificar tan claramente los efectos de la bidireccionalidad como en los modelos simples, si resulta evidente que es necesario modificar las disposiciones de la norma E.030. Creo que este trabajo constituye un aporte valioso para seguir mejorando la norma.

Hugo Scaletti Farina

Asesor de la tesis

## LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1 Tratamiento de la bidireccionalidad en los códigos sísmicos	30
Tabla 3.1 Cuadro resumen de clasificación de registros en base al perfil de suelo.	51
Tabla 5.1 Clasificación de los modelos simplificados con planta cuadrada y rigidez lateral igual en cada dirección.	80
Tabla 5.2 Amplificación de los modelos simplificados con planta cuadrada.	82
Tabla 5.3 Clasificación de los modelos simplificados con planta rectangular y rigidez lateral igual en las dos direcciones.	83
Tabla 5.4 Amplificación de los modelos simplificados con planta rectangular.	84
Tabla 5.5 Amplificación de los modelos simplificados considerando registros artificiales	85
Tabla 5.6 Cuadro resumen de valores que definen la configuración en planta para distintos factores de rigidez torsional	87
Tabla 5.7 Rangos de amplificaciones de modelos simplificados de 5, 10 y 20 niveles.	88
Tabla 6.1 Masa participativa y periodo de los modos de vibración de Oficinas-1	90
Tabla 6.2 Masa participativa y periodo de los modos de vibración de Oficinas-2	91
Tabla 6.3 Masa participativa y periodo de los modos de vibración de Oficinas-3	92
Tabla 6.4 Masa participativa y periodo de los modos de vibración de Oficinas-4	93
Tabla 6.5 Masa participativa y periodo de los modos de vibración de Oficinas-5	94

Tabla 6.6 Masa participativa y periodo de los modos de vibración de Viviendas-1	95
Tabla 6.7 Masa participativa y periodo de los modos de vibración de Viviendas-2	96
Tabla 6.8 Masa participativa y periodo de los modos de vibración de Viviendas-3	97
Tabla 6.9 Masa participativa y periodo de los modos de vibración de Viviendas-4	98
Tabla 6.10 Masa participativa y periodo de los modos de vibración de Colegio	99
Tabla 6.11 Cuadro resumen de propiedades dinámicas y grados de irregularidad torsional de edificaciones consideradas en el estudio.	100
Tabla 6.12 Cuadro resumen de relaciones máximas de simultaneidad	106
Tabla 6.13 Clasificación de modelos según NTE E.030	108
Tabla 6.14 Valores de amplificación en respuestas de diseño	108
Tabla 6.15 Valores de amplificación para los criterios de combinación tipo SRSS	110
Tabla 6.16 Valores de amplificación para los criterios de combinación tipo SUMA	110

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Registro de aceleraciones Terremoto de Maule, Estación ANGOL, Chile, 2010	25
Figura 2.2 Espectros de Pseudo-aceleración, Terremoto de Maule, Estación ANGOL, Chile, 2010	26
Figura 2.3 Orbita de aceleración de un oscilador de dos grados de libertad para el cálculo de la máxima demanda espectral.	28
Figura 3.1 Terremoto de Maule, Hipocentro e Intensidades	34
Figura 3.2 (a) Registro corregido de aceleración en la dirección EW y (b) Registro corregido de aceleración en la dirección NS, estación Angol, Terremoto de Maule 2010	35
Figura 3.3 (a) Espectro de pseudo-aceleración para la componente horizontal EW y (b) Espectro de pseudo-aceleración para la componente horizontal NS para distintas fracciones de amortiguamiento crítico, estación Angol, terremoto de Maule, 2010.	36
Figura 3.4 Comparación del espectro de pseudo-aceleración de cada componente horizontal con el espectro definido en la NTE E.030, estación Angol, terremoto de Maule, 2010.	37
Figura 3.5 (a) Registro corregido de aceleración en la dirección EW y (b) Registro corregido de aceleración en la dirección NS, estación Maipú, Terremoto de Maule 2010	38
Figura 3.6 Espectros de pseudo-aceleración para cada componente horizontal y distintas fracciones de amortiguamiento, estación Maipú, terremoto de Maule 2010.	39
Figura 3.7 Comparación del espectro de pseudo-aceleración de cada componente horizontal con el espectro definido en la NTE E.030, estación Maipú, terremoto de Maule 2010.	39
Figura 3.8 Mecanismo Focal y orientación del esfuerzo principal que dio origen al terremoto del 23 de Junio de 2001. Se indica la ubicación de 3 réplicas principales y los valores de magnitud en diferentes escalas.	40

Figura 3.9 (a) Registro corregido de aceleración en la dirección EW y (b) Registro corregido de aceleración en la dirección NS, estación Cesar Vizcarra Vargas, terremoto de Atico, 2001.	41
Figura 3.10 (a) Espectro de pseudo-aceleración para la componente horizontal EW y (b) Espectro de pseudo-aceleración para la componente horizontal NS para distintas fracciones de amortiguamiento crítico, estación Cesar Vizcarra Vargas, terremoto de Atico, 2001.	42
Figura 3.11 Comparación del espectro de pseudo-aceleración de cada componente horizontal con el espectro definido en la NTE E.030, estación Cesar Vizcarra Vargas, terremoto de Atico, 2001.	43
Figura 3.12 Epicentro del terremoto de Pisco y distribución espacial de sismicidad en la región central del Perú.	44
Figura 3.13 (a) Registro corregido de aceleración en la dirección EW y (b) Registro corregido de aceleración en la dirección NS, estación UNICA, terremoto de Pisco, 2007.	45
Figura 3.14 (a) Espectro de pseudo-aceleración para la componente horizontal EW y (b) Espectro de pseudo-aceleración para la componente horizontal NS para distintas fracciones de amortiguamiento crítico, estación UNICA, terremoto de Pisco 2007.	46
Figura 3.15 Comparación del espectro de pseudo-aceleración de cada componente horizontal con el espectro definido en la NTE E.030, estación UNICA, terremoto de Pisco, 2007.	46
Figura 3.16 Epicentro, réplicas y área de ruptura del terremoto de Huacho. 1966.	47
Figura 3.17 (a) Registro corregido de aceleración en la dirección EW y (b) Registro corregido de aceleración en la dirección NS, estación PRQ, terremoto de Huacho, 1966.	48
Figura 3.18 (a) Espectro de pseudo-aceleración para la componente horizontal EW y (b) Espectro de pseudo-aceleración para la componente horizontal NS para distintas fracciones de amortiguamiento crítico, estación PRQ, terremoto de Pisco 2007.	49

Figura 3.19 Comparación del espectro de pseudo-aceleración de cada componente horizontal con el espectro definido en la NTE E.030, estación PRQ, terremoto de Huacho, 1966.	50
Figura 3.20 Espectros elásticos de pseudo-aceleraciones para la zona 4 y los perfiles de suelo S1 y S2.	52
Figura 3.21 Comparación de espectros de respuesta de pseudo-aceleraciones de registros con el espectro objetivo del perfil de suelo S1.	52
Figura 3.22 Comparación de espectros de respuesta de pseudo-aceleraciones de registros con el espectro objetivo del perfil de suelo S2.	53
Figura 3.23 Comparación entre espectros de respuesta de pseudo-aceleraciones para registros artificiales de las estaciones CVV y PRQ, y el espectro objetivo Z4-S1.	53
Figura 3.24 Comparación entre espectros de respuesta de pseudo-aceleraciones para registros artificiales de las estaciones Maipú, Angol y UNICA, y el espectro objetivo Z4-S1.	54
Figura 4.1 Mapa de zonificación sísmica para 10% de excedencia en 50 años.	55
Figura 4.2 Predicción de la respuesta de una estructura de pórtico simple usando la aceleración espectral de la componente de movimiento de suelo arbitrario.	57
Figura 4.3 Predicción de la respuesta de una estructura de pórtico simple usando la aceleración espectral de la media geométrica de ambas componentes.	58
Figura 4.4 Comparación entre $SaGM - i$ y $SaGM$ , registro de Angol.	60
Figura 4.5 Comparación entre $SaSRSSi$ y $SaSRSS$ , registro de Angol.	61
Figura 4.6 Relaciones entre $SaEnv$ y $SaGM$ , registro de Angol.	61
Figura 4.7 Comparación entre $SaGM - i$ y $SaGM$ , registro de Maipú.	62
Figura 4.8 Comparación entre $SaSRSSi$ y $SaSRSS$ , registro de Maipú.	62
Figura 4.9 Relaciones entre $SaEnv$ y $SaGM$ , registro de Maipú.	63
Figura 4.10 Comparación entre $SaGM - i$ y $SaGM$ , registro de CVV.	63

Figura 4.11 Comparación entre $SaSRSS_i$ y $SaSRSS$ , registro de CVV.	64
Figura 4.12 Relaciones entre $SaEnv$ y $SaGM$ , registro de CVV.	64
Figura 4.13 Comparación entre $SaGM - i$ y $SaGM$ , registro de UNICA	65
Figura 4.14 Comparación entre $SaSRSS_i$ y $SaSRSS$ , registro de UNICA.	65
Figura 4.15 Relaciones entre $SaEnv$ y $SaGM$ , registro de UNICA.	66
Figura 4.16 Comparación entre $SaGM - i$ y $SaGM$ , registro de PRQ	67
Figura 4.17 Comparación entre $SaSRSS_i$ y $SaSRSS$ , registro de PRQ.	67
Figura 4.18 Relaciones entre $SaEnv$ y $SaGM$ , registro de PRQ.	68
Figura 4.19 Comparación de relaciones entre $SaEnv$ y $SaGM$ en esta tesis y con la relación de Beyer y Bommer (2006).	69
Figura 5.1 Modelo simplificado de tres grados de libertad.	71
Figura 5.2 Modelo de distribución de rigideces.	74
Figura 5.3 Análisis estático de modelo simplificado.	75
Figura 5.4 Esquema de análisis comparativo de la simultaneidad de componentes	81
Figura 5.5 Rotación del modelo simplificado	81
Figura 5.6 Configuración en planta de modelos simplificados de varios niveles	86
Figura 5.7 Modo de vibración lateral de modelo simplificado de factor de irregularidad torsional $f=0.3$ de 10 niveles.	87
Figura 6.1 Modelo Oficinas-1	90
Figura 6.2 Modelo Oficinas-2	91
Figura 6.3 Modelo Oficinas-3	92
Figura 6.4 Modelo Oficinas-4	93
Figura 6.5 Modelo Oficinas-5	94
Figura 6.6 Modelo Viviendas-1	95
Figura 6.7 Modelo Viviendas-2	96
Figura 6.8 Modelo Viviendas-3	97

Figura 6.9 Modelo Viviendas-4	98
Figura 6.10 Modelo Colegio	99
Figura 6.11 Distorsiones máximas de entrepiso para el modelo Viviendas-1 para el registro de UNICA en la dirección X.	102
Figura 6.12 Distorsiones máximas de entrepiso para el modelo Viviendas-1 para el registro de Angol en la dirección Y.	102
Figura 6.13 Distorsiones máximas de entrepiso para el modelo Oficinas-1 para el registro de Angol en la dirección X.	103
Figura 6.14 Distorsiones máximas de entrepiso para el modelo Oficinas-1 para el registro de UNICA en la dirección X.	103
Figura 6.15 Distorsiones máximas de entrepiso para el modelo Oficinas-5 para el registro de Angol en la dirección X.	104
Figura 6.16 Distorsiones máximas de entrepiso para el modelo Oficinas-5 para el registro de UNICA en la dirección X.	104
Figura 6.17 Comparación entre la relación de simultaneidad y el grado de irregularidad torsional en la dirección X.	105
Figura 6.18 Comparación entre la relación de simultaneidad y el grado de irregularidad torsional en la dirección Y.	105

## LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

## SÍMBOLOS

$a_i$	: Coordenada modal del modo de vibración $i$
$\dot{a}_i$	: Derivada respecto al tiempo de la coordenada modal del modo de vibración $i$
$\ddot{a}_i$	: Derivada de orden 2 respecto al tiempo de la coordenada modal del modo de vibración $i$
$A_x$	: Relación entre las respuestas del análisis lineal tiempo historia y las calculadas con criterios de combinación modal en la dirección X
$A_y$	: Relación entre las respuestas del análisis lineal tiempo historia y las calculadas con criterios de combinación modal en la dirección Y
$\alpha$	: Factor de acoplamiento torsional
$\alpha_p$	: Razón de lados en planta
$\alpha_k$	: Razón de rigideces laterales en planta
$\beta$	: Proporción de rigidez que posee la placa con menor sección orientada en dirección Y para el modelo simplificado de tres grados de libertad
$B$	: Longitud de lado en la dirección X para los modelos simplificados
$B_x$	: Dimensión de la planta típica en el eje X de los modelos de edificios reales
$B_y$	: Dimensión de la planta típica en el eje Y de los modelos de edificios reales
$\Gamma_x$	: Factor de participación en la dirección X
$\Gamma_y$	: Factor de participación en la dirección Y
$C$	: Factor de amplificación sísmica
$D_{rms}$	: Desviación cuadrática media
$\Delta_{max}$	: Desplazamiento relativo máximo de entrepiso

- $\Delta_{CM}$  : Desplazamiento relativo de centro de masa de entresuelo
- $\zeta$  : Fracción de amortiguamiento crítico
- $\zeta_i$  : Fracción de amortiguamiento crítico del modo de vibración  $i$
- $f$  : Factor de rigidez torsional
- $f_d$  : Factor de distribución
- $f_f$  : Factor de forma
- $F_{(t)}$  : Respuesta elástica calculada con las ecuaciones 6.3 y 6.4
- $F_U$  : Respuesta inelástica reducida de diseño
- $F_{UX}$  : Respuesta última de diseño en la dirección X.
- $F_{UY}$  : Respuesta última de diseño en la dirección Y.
- $F_{UX,X}$  : Respuesta inelástica reducida en la dirección X calculada del análisis unidireccional en la dirección X.
- $F_{UY,X}$  : Respuesta inelástica reducida en la dirección Y calculada del análisis unidireccional en la dirección X.
- $F_{UX,Y}$  : Respuesta inelástica reducida en la dirección X calculada del análisis unidireccional en la dirección Y.
- $F_{UY,Y}$  : Respuesta inelástica reducida en la dirección Y calculada del análisis unidireccional en la dirección Y.
- $F_{dX}$  : Respuesta en una dirección determinada debido al análisis en la dirección X considerando el factor de irregularidad en planta  $I_p$  de la NTE E.030.
- $F_{dY}$  : Respuesta en una dirección determinada debido al análisis en la dirección Y considerando el factor de irregularidad en planta  $I_p$  de la NTE E.030.
- $F_{X(t)}$  : Respuesta elástica en la dirección X para el instante de tiempo  $t$
- $F_{X,X(t)}$  : Respuesta elástica en la dirección X calculada del análisis en la dirección X para el instante de tiempo  $t$

- $F_{X,Y(t)}$  : Respuesta elástica en la dirección X calculada del análisis en la dirección Y para el instante de tiempo  $t$
- $F_Y(t)$  : Respuesta elástica en la dirección Y para el instante de tiempo  $t$
- $F_{Y,X(t)}$  : Respuesta elástica en la dirección Y calculada del análisis en la dirección X para el instante de tiempo  $t$
- $F_{Y,Y(t)}$  : Respuesta elástica en la dirección Y calculada del análisis en la dirección Y para el instante de tiempo  $t$
- $g$  : Aceleración de la gravedad
- $G_{it}$  : Grado de irregularidad torsional
- $H$  : Altura de los modelos de edificios reales calculada desde el nivel de empotramiento en la cimentación
- $\theta_{CM}$  : Giro del centro de masa alrededor del eje Z
- $\dot{\theta}_{CM}$  : Velocidad angular del centro de masa alrededor del eje Z
- $\ddot{\theta}_{CM}$  : Aceleración angular del centro de masa alrededor del eje Z
- $J$  : Momento de inercia torsional
- $K$  : Rigidez lateral de entrepiso para los modelos simplificados de varios niveles.
- $k_r$  : Rigidez torsional
- $k_x$  : Rigidez lateral en la dirección X
- $k_y$  : Rigidez lateral en la dirección Y
- $k_{l_i}$  : Rigidez lateral de cada pórtico
- $m$  : Masa del diafragma distribuida de manera uniforme en la planta
- $n$  : Número de pórticos en las dos direcciones
- $R$  : Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas
- $R_{0X}$  : Coeficiente de reducción básico de las fuerzas sísmicas en la dirección X
- $R_{0Y}$  : Coeficiente de reducción básico de las fuerzas sísmicas en la dirección Y

- $r_i$  : Distancia perpendicular medida desde el centro de masas al eje del pórtico  $i$
- $r_x$  : Distancia perpendicular medida desde el centro de masas al eje del pórtico  $i$
- $S$  : Factor de amplificación del suelo
- $S_a$  : Aceleración espectral
- $S_{a_{arb}}$  : Aceleración espectral para una dirección arbitraria
- $S_{a_d}$  : Ordenada espectral del espectro de diseño elástico de la NTE E.030
- $S_{a_{Env}}$  : Envoltente del espectro en las dos direcciones; en cada periodo de análisis se escoge la máxima ordenada espectral entre las dos direcciones
- $S_{a_{GM}}$  : Media geométrica de la aceleración espectral para las dos direcciones donde se tienen registro
- $S_{a_{GM-i}}$  : Máximo de la media geométrica de las respuestas en las dos direcciones en el mismo instante de tiempo
- $S_{a_{SRSS}}$  : Raíz cuadrada de la suma de los cuadrados para las dos direcciones donde se tienen registro
- $S_{a_{SRSS-i}}$  : Máximo de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas en las dos direcciones en el mismo instante de tiempo
- $\omega_n$  : Frecuencia circular natural de vibración
- $\omega_{ni}$  : Frecuencia natural circular del modo de vibración  $i$
- $t$  : Instante de tiempo
- $t_{y1}$  : Espesor de la placa con menor rigidez lateral orientada en la dirección Y del modelo simplificado de varios niveles.
- $t_{y2}$  : Espesor de la placa con mayor rigidez lateral orientada en la dirección Y del modelo simplificado de varios niveles.
- $T$  : Periodo de vibración
- $T_1$  : Periodo fundamental de la estructura

$T_{90\%}$	: Periodo del modo de vibración donde se alcanza más del 90% de masa efectiva en las dos direcciones horizontales.
$T_L$	: Periodo que define el inicio de la zona del factor $C$ con desplazamiento constante.
$T_p$	: Periodo que define la plataforma del factor $C$
$T_{sup}$	: Periodo del modo de vibración fundamental del modelo real.
$T_x$	: Periodo lateral de vibración en la dirección X
$T_y$	: Periodo lateral de vibración en la dirección Y
$\rho_a$	: Densidad de área
$U$	: Factor de uso o importancia.
$u$	: Desplazamiento en un grado de libertad
$\dot{u}$	: Velocidad en un grado de libertad
$\ddot{u}$	: Aceleración en un grado de libertad
$u_{CM}$	: Desplazamiento del centro de masa en la dirección X
$\dot{u}_{CM}$	: Velocidad del centro de masa en la dirección X
$\ddot{u}_{CM}$	: Aceleración del centro de masa en la dirección X
$\ddot{u}_g$	: Registro de aceleración del suelo
$\ddot{u}_{gx}$	: Registro de aceleración de suelo en la dirección X.
$\ddot{u}_{gy}$	: Registro de aceleración de suelo en la dirección Y.
$v_{CM}$	: Desplazamiento del centro de masa en la dirección Y
$\dot{v}_{CM}$	: Velocidad del centro de masa en la dirección Y
$\ddot{v}_{CM}$	: Aceleración del centro de masa en la dirección Y
$V_{s30}$	: Velocidad promedio de propagación de ondas de corte en 30m de profundidad.
$x_p$	: Distancia perpendicular medida desde el centro de masas al eje de la placa orientada en la dirección Y para los modelos simplificados de varios niveles.

- $y_p$  : Distancia perpendicular medida desde el centro de masas al eje de la placa orientada en la dirección X para los modelos simplificados de varios niveles.
- Z : Factor de zona.

## SIGLAS

- ASCE : Sociedad americana de ingenieros civiles (American Society of Civil Engineering)
- BSLJ : Ley estándar de edificaciones en Japón (Building Estándar Law of Japan)
- CM : Centro de masas
- CVV : Cesar Vizcarra Vargas
- GDL : Grado de libertad
- IBC : Código internacional de edificaciones (International Building Code)
- LRHA : Análisis lineal tiempo historia (Linear Response History Analysis)
- NTE : Norma técnica de edificaciones
- PGA : Aceleración máxima de suelo (Peak Ground Acceleration)
- PRQ : Parque de Reserva
- PSV : Espectro de Pseudo-Velocidad
- PSA : Espectro de Pseudo-Aceleración
- SD : Espectro de desplazamiento
- SRSS : Raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (Square Root of the Sum of Squares)

## CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

### 1.1 ANTECEDENTES.

Las ecuaciones de predicción de movimiento de suelo para respuestas máximas horizontales de aceleración y velocidad, y para ordenadas espectrales de la respuesta, han empleado una variedad de definiciones para la componente horizontal de movimiento, basadas en los diferentes tratamientos de las dos componentes horizontales de cada registro sísmico analizado. Estas definiciones se vuelven particularmente importantes cuando el análisis estructural es realizado considerando la sollicitación sísmica bidireccional (Beyer y Boomer, 2006).

En el análisis sísmico se busca obtener la máxima respuesta de una estructura frente a sollicitaciones externas y así poder diseñar el sistema resistente a estas. La aceleración que resulta de un estudio de zonificación sísmica viene dada por leyes de atenuación que se combinan por medio de un árbol lógico de decisiones, y típicamente toman como definición de componente horizontal la media geométrica de las componentes ortogonales horizontales como fueron registradas. Esta media geométrica es siempre menor en magnitud que la máxima componente horizontal registrada en una dirección; de esta forma se está subestimando la máxima respuesta de la estructura.

Por otro lado, la norma técnica E.030 permite tomar como respuesta máxima la que resulta del análisis en cada una de dos direcciones ortogonales de forma independiente, no considerando el efecto de la simultaneidad de las componentes. En estructuras con planta regular la simultaneidad de componentes no tiene mucha importancia (Moscoso, 2018); sin embargo este no es necesariamente el caso en edificaciones con planta irregular, tomando como variable la relación entre el cálculo de esta respuesta considerando la simultaneidad de las componentes y la acción independiente en una dirección (Hisada et al., 1988, Moscoso, 2018).

La excentricidad en la planta de una edificación, debida a la configuración del sistema resistente a fuerzas laterales, resulta en un momento de torsión que amplifica las respuestas en los elementos perimetrales. Esta amplificación aumenta con el grado de irregularidad torsional y la magnitud de la fuerza en dirección ortogonal a la excentricidad. Por lo tanto, existe mucha incertidumbre en

el cálculo de la respuesta máxima de una estructura con irregularidad torsional y sollicitación sísmica bidireccional.

Los códigos sísmicos en el mundo tratan la problemática de la simultaneidad de componentes realizando análisis unidireccionales y combinando los efectos en cada dirección con la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, superponiendo una fracción del efecto en la otra dirección ortogonal, o amplificando el máximo efecto en una dirección por un factor definido, entre otros. Diversos autores han comparado las distintas recomendaciones para combinar las componentes de las respuestas en direcciones ortogonales, y algunos concluyen que no hay una correspondencia válida entre la configuración estructural y la respuesta obtenida aplicando un movimiento sísmico bidireccional (Fernández et al., 2000).

En cualquier caso, se hace necesario revisar el tratamiento de la norma E.030 en relación a la simultaneidad de las componentes y proponer reglas simples que permitan tener estimaciones seguras de los posibles efectos.

## 1.2 OBJETIVOS

El objetivo de esta tesis es evaluar el efecto de la simultaneidad de componentes en estructuras con irregularidad torsional. Más específicamente, se busca relacionar los criterios que definen la irregularidad torsional en la Norma Técnica E.030 con el efecto de la simultaneidad de las componentes y proponer procedimientos para el análisis de estructuras con distintos grados de irregularidad torsional.

## 1.3 HIPÓTESIS

El diseño sísmico sin considerar los efectos de la simultaneidad de las componentes es inseguro para edificaciones con irregularidad torsional.

## 1.4 CONTENIDO

El capítulo II se refiere de manera general a los conceptos de registros sísmicos, simultaneidad de componentes en el análisis sísmico e irregularidad torsional.

En el capítulo III se analizan registros sísmicos reales y artificiales que fueron usados para calcular las respuestas en los modelos analizados en esta tesis.

El capítulo IV presenta un análisis detallado de los registros sísmicos reales presentados en el capítulo III respecto a las definiciones de componente de aceleración horizontal representativas empleadas en las leyes de atenuación.

En el capítulo V se definen y analizan modelos simplificados de plantas irregulares de tres grados de libertad, los análisis sísmicos realizados permitieron evaluar de forma detallada el efecto que podría tener la consideración de la simultaneidad de componentes en la respuesta sísmica máxima. Más adelante se extienden las conclusiones a estructuras de más niveles.

En el capítulo VI se analizan diez modelos de edificios reales considerando la aplicación de las componentes de sismo en forma simultánea. En este capítulo se comparan los criterios de combinación que emplean algunos códigos sísmicos con la máxima respuesta de los modelos analizados con registros artificiales, obteniéndose así una propuesta de análisis para estructuras con irregularidad torsional.

.

## CAPITULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO

### 2.1 MOVIMIENTO SÍSMICO

La tierra vibra casi continuamente en periodos que varían de milisegundos a días y amplitudes que varían de nanómetros a metros. La gran mayoría de estas vibraciones son débiles y no pueden ser sentidas o incluso detectadas con equipos especializados de medición. En la ingeniería sísmorresistente se tiene más interés en los movimientos fuertes de suelo, conocidos como movimientos sísmicos.

#### 2.1.1 Registro de Aceleraciones

El movimiento de suelo producido por un sismo puede ser algo complicado. En un punto dado se puede describir en base a tres componentes traslacionales y tres componentes rotacionales. En la práctica ingenieril las componentes rotacionales son ignoradas para el análisis sísmico de edificaciones. Los registros de movimiento de suelo más usados son los registros de aceleraciones (ver Figura 2.1) y los parámetros con más significancia para describir el movimiento sísmico con fines ingenieriles son: la amplitud, el contenido de frecuencias y la duración del movimiento. El efecto de los registros de movimientos de suelo en estructuras de diferentes características puede representarse de forma adecuada por los espectros de respuesta.

#### 2.1.2 Espectro de Respuesta

Un espectro de respuesta representa, en términos generales, las máximas respuestas en diferentes estructuras para un registro de aceleraciones determinado. Las estructuras de un grado de libertad (1GDL) se pueden definir por una frecuencia circular natural  $\omega_n$  o un periodo natural  $T_n$  y una fracción del amortiguamiento crítico  $\zeta$ . La ecuación 2.1 rige el movimiento de un sistema de 1GDL sometido a la aceleración del terreno  $\ddot{u}_g(t)$ .

$$\ddot{u} + 2\zeta\omega_n\dot{u} + \omega_n^2u = -\ddot{u}_g(t) \quad (2.1)$$

Esta ecuación se suele resolver con métodos numéricos de integración. El método usado en esta tesis es el basado en la interpolación lineal de la aceleración del

terreno (Chopra, 1996). Entonces para un sistema de 1GDL con un periodo natural  $T_n$  y fracción de amortiguamiento  $\zeta$  definidos se puede calcular la respuesta de este frente a una excitación sísmica representada por un registro de aceleraciones  $\ddot{u}_g(t)$ , escrito de manera formal,  $u \equiv u(t, T_n, \zeta)$ .

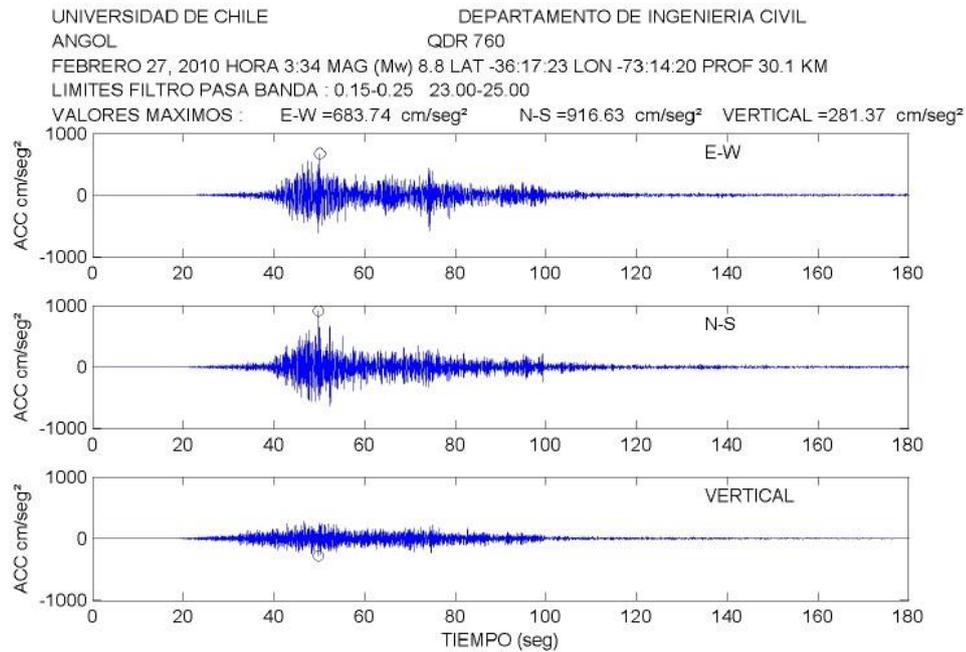


Figura 2.1 Registro de aceleraciones Terremoto de Maule, Estación ANGOL, Chile, 2010

Fuente: Boroschek et al, 2010.

El gráfico en el cual el valor de la máxima respuesta de desplazamiento es ubicado en la ordenada y el periodo natural en la abscisa, para una determinada fracción de amortiguamiento crítico, es llamado espectro de respuesta de desplazamiento. Gráficos similares para la máxima respuesta de velocidad y aceleración absoluta son llamados espectro de respuesta de velocidad y espectro de respuesta de aceleración, respectivamente. Para propósitos prácticos, los espectros de desplazamiento, velocidad y aceleración son definidos a partir de la máxima respuesta de desplazamiento.

$$SD(\zeta) = \max_t |u(t, T_n, \zeta)|, \text{ espectro de desplazamiento} \quad (2.2)$$

$$PSV(\zeta) = \omega_n SD(\zeta), \text{ espectro de pseudo-velocidad} \quad (2.3)$$

$$PSA(\zeta) = \omega_n^2 SD(\zeta), \text{ espectro de pseudo-aceleración} \quad (2.4)$$

Los espectros de pseudo-aceleración y aceleración son idénticos para los sistemas sin amortiguamiento. La pseudo-aceleración multiplicada por la masa es

igual al valor máximo de la fuerza resistente elástica y la aceleración absoluta multiplicada por la masa es igual al valor máximo de la suma de las fuerzas elásticas y de amortiguamiento. Por lo tanto, la pseudo-aceleración proporciona los valores exactos de las fuerzas requeridas para fines de diseño. En la Figura 2.2 se muestra el espectro de pseudo-aceleración del registro presentado en la Figura 2.1. El cálculo de espectros de respuesta solo se hace para la componente en una dirección determinada, el efecto de la aplicación simultánea de las componentes de un registro de aceleraciones en estructuras no queda del todo representada por los espectros de respuesta descritos.

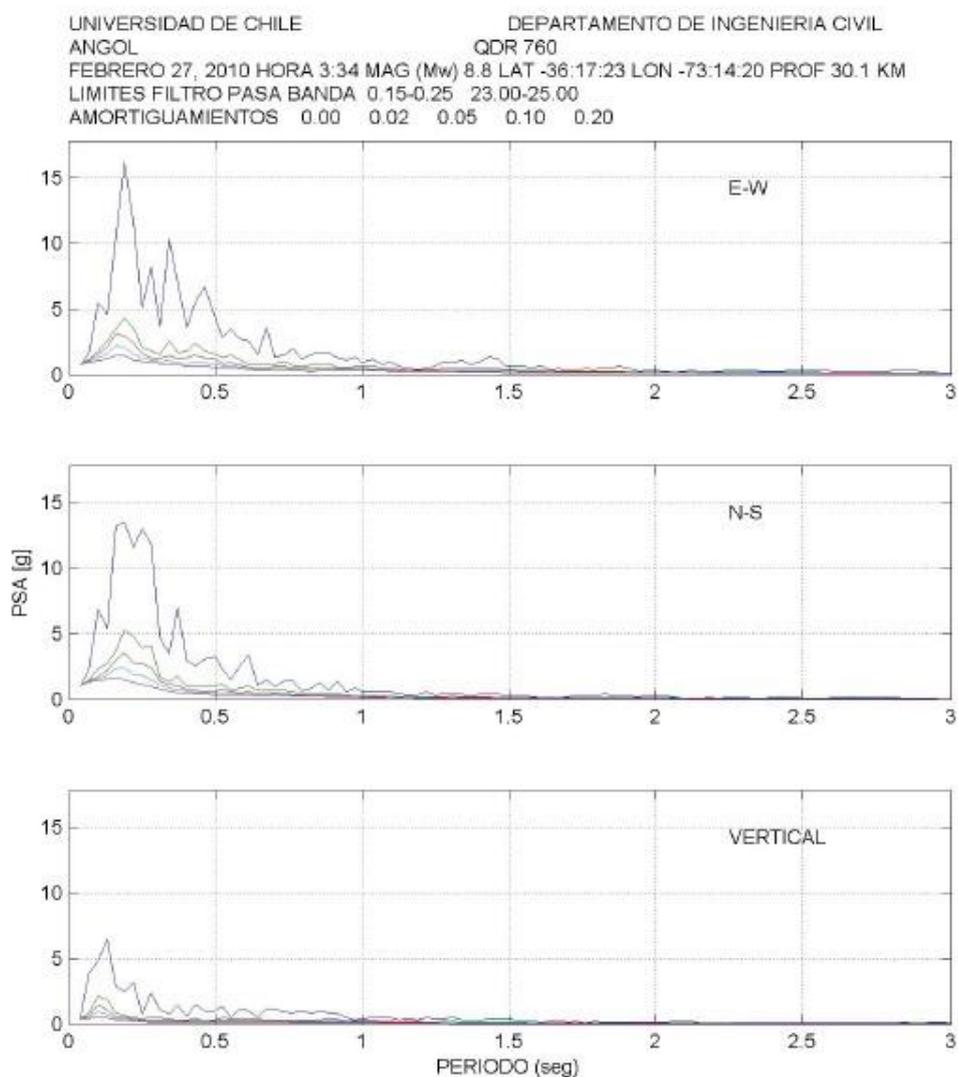


Figura 2.2 Espectros de Pseudo-aceleración, Terremoto de Maule, Estación ANGOL, Chile,2010

Fuente: Boroschek et al, 2010.

### 2.1.3 Simultaneidad de las Componentes

Las tres componentes de un registro de aceleraciones suceden en simultáneo. En esta tesis se analizará las dos componentes horizontales. Los azimuts de las componentes horizontales pueden ser arbitrarios, pero estas son consideradas como  $0^\circ$  (NS) y  $90^\circ$  (EW) en la mayoría de los casos.

Para el análisis de peligro sísmico se hacen uso de las leyes de atenuación (Kramer, 1966). Una ley de atenuación es una ecuación producto de un análisis de regresión de los parámetros que más influyen en la aceleración máxima del suelo (PGA por sus siglas en inglés) o respuesta espectral, el resultado de estas ecuación es un único valor que pretende representar el efecto de la simultaneidad de componentes mediante una definición de componente horizontal determinada. La definición de componente horizontal más usada en las leyes de atenuación es la media geométrica de las máximas respuestas de las dos direcciones registradas del movimiento sísmico, debido a que esta definición de componente horizontal se ajusta a una distribución lognormal (Beyer y Bommer, 2006). Sin embargo, la media geométrica no representa el valor máximo de la respuesta en una dirección y esto se contradice con la definición de espectro de respuesta (Baker y Cornell, 2006). Para abordar este problema se han propuesto relaciones entre nuevas definiciones de componente horizontal y la media geométrica (Beyer y Bommer, 2006); estas relaciones se revisarán en el capítulo IV.

Una de las definiciones usadas por el ASCE 7-16 es la demanda máxima espectral, la cual se define como la aceleración máxima producida en un oscilador de dos grados de libertad frente a la aplicación simultánea de las dos componentes horizontales de un registro de aceleraciones. Este oscilador tiene dos grados de libertad traslacionales y ortogonales entre sí, además tiene el mismo periodo natural y fracción de amortiguamiento en cada dirección.

En la Figura 2.6 se muestra el trazo orbital de la aceleración producida en un oscilador de dos grados de libertad. Los ejes X e Y representan las direcciones en el que el movimiento del suelo fue registrado; el ángulo  $\alpha$  representa la rotación de los ejes en las direcciones de la máxima y mínima respuesta.

La demanda máxima espectral es mayor que la media geométrica de las demandas espectrales en las dos direcciones como son registradas en un 20% a 30% (Huang et al, 2008).

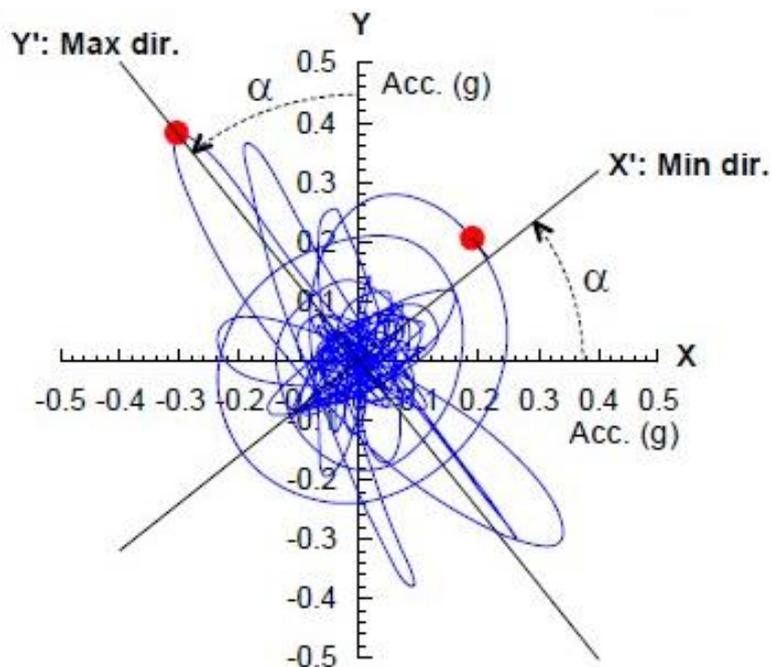


Figura 2.3 Órbita de aceleración de un oscilador de dos grados de libertad para el cálculo de la máxima demanda espectral.

Fuente: Huang et al, 2008.

El efecto de la simultaneidad de las componentes de sismo en estructuras no solo tendría que ver con la definición de componente horizontal si no también con la irregularidad de la estructura a analizar.

## 2.2 IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL EN EDIFICACIONES

En esta tesis, el efecto de la simultaneidad de componentes se evaluará en las estructuras irregulares debido a que su tratamiento en la norma técnica de edificaciones E.030-2018 (NTE E.030-2018) no está adecuadamente justificado.

Existen distintos tipos de irregularidades estructurales en edificaciones, dependiendo de su localización y alcance, pero principalmente estas son divididas en dos grupos: Irregularidades en Planta e Irregularidades en Altura. En las estructuras irregulares el comportamiento inelástico puede estar concentrado por las irregularidades existentes y esto resulta en una falla no anticipada en esas áreas. Los análisis elásticos no pueden predecir de una manera adecuada la demanda de los elementos en estructuras irregulares; por esta razón se restringe la irregularidad en edificaciones ubicadas en zonas donde se anticipa una mayor

actividad sísmica. En la Tabla N° 10 de NTE E.030 se restringe el nivel de irregularidad en base a la categoría de la edificación y la zona en la que se proyecta.

En esta tesis se dará énfasis a la irregularidad torsional, que es una irregularidad en planta.

### 2.2.1 Irregularidad Torsional

En la NTE E.030-2018 una edificación se clasifica con irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ( $\Delta_{max}$ ), es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga ( $\Delta_{CM}$ ). La relación  $\left(\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{CM}}\right)$  se denominará grado de irregularidad torsional  $G_{it}$ . La clasificación de irregularidad torsional en la NTE E.030 está definida de la siguiente manera:

$$1.3 < G_{it} \leq 1.5, \quad \text{irregularidad torsional}$$

$$G_{it} > 1.5, \quad \text{irregularidad torsional extrema}$$

Además, cabe resaltar que este análisis se limita a distorsiones de entrepiso inelásticas que excedan el 50% de los valores establecidos en la Tabla N° 11 de la NTE E.030, donde se presentan los límites de distorsión de entrepiso para cada tipo de material predominante en la dirección analizada.

El cálculo de  $G_{it}$  se realiza considerando la excentricidad accidental en las plantas de la estructura, la cual representa la incertidumbre en la ubicación del centro de masa. La mayoría de los códigos considera la aplicación de esta excentricidad en los análisis dinámicos y estáticos equivalentes para que los efectos en la edificación analizada sean mayores a los que resultarían si no se consideraran.

En los análisis de fuerzas estáticas equivalentes y dinámico modal espectral, la NTE E.030 especifica la aplicación de una excentricidad accidental en el análisis y una modificación del coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas por un factor de irregularidad. Este factor no ha sido calibrado y se tomó como referencia de otros códigos basándose en la opinión de expertos (Padilla, 2010); además es usado en los análisis dinámicos.

## 2.2.2 Efecto de la bidireccionalidad en estructuras irregulares

Diversos códigos como el IBC-2012, EuroCode8, GB50011-2010 tratan la bidireccionalidad del sismo con combinaciones de las respuestas en las dos direcciones principales de la estructura analizada. En la Tabla 2.1 se muestra algunas de las reglas utilizadas en el cálculo de la respuesta considerando bidireccionalidad.

Tabla 2.1 Tratamiento de la bidireccionalidad en los códigos sísmicos

Código o Estándar	Combinación de Respuestas	Comentario
IBC-2012	$\max\{F_{dX} + 0.3F_{dY}, F_{dY} + 0.3F_{dX}\}$ Regla de combinación 30%	Para estructuras de categoría sísmica de diseño C, D, E y F con irregularidad en planta de sistema no paralelo.
	$\max\{F_{dX}, F_{dY}\}$ Unidireccional	Para estructuras de categoría sísmica de diseño A y B.
EuroCode 8	$\max\{F_{dX}, F_{dY}\}$ Unidireccional	Combinación a)
	$\sqrt{F_{dX}^2 + F_{dY}^2}$	Combinación b)
	$\max\{F_{dX} + 0.3F_{dY}, F_{dY} + 0.3F_{dX}\}$ (Regla de combinación 30%)	Como alternativa de a) y b).
GB 50011-2010	$\max\left\{\sqrt{(0.85F_{dX})^2 + F_{dY}^2}, \sqrt{F_{dX}^2 + (0.85F_{dY})^2}\right\}$ (Regla de combinación SRSS 85%)	Efecto de acoplamiento torsional bajo la acción bidireccional horizontal del sismo.

Donde:

$F_{dX}$ : Respuesta en una dirección determinada debido al análisis en la dirección X.

$F_{dY}$ : Respuesta en una dirección determinada debido al análisis en la dirección Y.

SRSS: Raíz cuadrada de la suma de los cuadrados.

En el código japonés BSJL se define un factor de amplificación que depende de la excentricidad relativa de cada diafragma y puede llegar a tomar un valor de hasta 1.5.

Fernández et al. (2000) analizaron las diferentes metodologías para el cálculo de las respuestas máximas en el diseño de edificios, entre las cuales se encuentran las reglas de combinación 30% y SRSS, que consideran los efectos sísmicos bidireccionales, y la amplificación del 20% a la respuesta máxima unidireccional. Las metodologías mencionadas se compararon con el análisis lineal tiempo historia del registro de Llo-Leo, ocurrido el 3 de marzo de 1985 en la región central de Chile, en un ángulo de rotación del registro sísmico que produce las máximas respuestas en los modelos, empleados en dicho estudio. Se concluyó que las reglas de combinación 30% y SRSS subestimaban la respuesta máxima en 25% para modelos de pórticos de concreto armado con núcleo central, de distintas excentricidades en planta.

López et al. (2001) hicieron una comparación entre las reglas de combinación SRSS, 30%, 40% y el SRSS-simplificado con la respuesta crítica calculada con la combinación CQC3, la cual es una regla de combinación más elaborada que considera la direccionalidad del sismo y el ratio de los espectros de pseudo-aceleración de los registros en las dos direcciones ortogonales. En ese estudio se usó el análisis sísmico por superposición modal espectral para el cálculo de las respuestas y se concluyó que para los modelos analizados en ese estudio la regla de combinación SRSS subestima la máxima respuesta por más del 16% y las otras tres reglas de combinación sobreestiman la máxima respuesta por más del 18%.

Moscoso (2018), concluyó que las combinaciones típicas de bidireccionalidad subestiman en general los resultados obtenidos de la media más una desviación estándar del análisis tiempo historia de modelos de edificios de concreto armado con distintas excentricidades en planta.

El efecto de la bidireccionalidad en estructuras irregulares podría llegar a ser importante y los distintos estudios han demostrado que, para determinados modelos, no hay una regla de combinación de respuestas ortogonales que asegure el cálculo de las máximas respuestas de diseño.

## 2.3 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

### 2.3.1 Procedimientos de Análisis

En esta tesis se considera el grado de irregularidad torsional como una variable independiente, y este se mantiene constante solo para el análisis sísmico de tipo lineal. Por lo tanto, los procedimientos de análisis a utilizar serán lineales y estos son:

- Análisis estático de fuerzas laterales equivalentes.
- Análisis dinámico por superposición modal espectral.
- Análisis dinámico tiempo historia.

En el análisis dinámico tiempo historia la respuesta es variada debido a la complejidad de los registros sísmicos, sin embargo se realizará los tratamientos necesarios para su comparación con los procedimientos de diseño más utilizados.

### 2.3.2 Aplicación de registros en el análisis dinámico tiempo historia

Para hacer uso de los registros de aceleraciones en el análisis de estructuras, se recomienda que los eventos que representan estos registros correspondan a condiciones de sitio similares a los de la zona de estudio, así como el mismo mecanismo de falla. Los registros sísmicos que se ajustarán espectralmente a un espectro objetivo deben ser de campo lejano, ya que no es recomendable ajustar espectralmente registros polarizados (ASCE 7-16).

Los códigos de diseño sísmico establecen que los análisis tiempo historia deben utilizar registros sísmicos escalados de tal forma que el espectro de respuesta promedio sea cercano al espectro de diseño, con una tolerancia definida. Para cumplir la tolerancia se utiliza un amplio conjunto de registros. Si bien la envolvente de las respuestas de cada registro en la estructura analizada puede dar una estimación conservadora en el cálculo de las respuestas, la aplicación de estos procedimientos no es práctica para fines de diseño. En esta tesis se usarán cinco pares de registros sísmicos artificiales para obtener un mismo nivel de comparación entre las respuestas obtenidas de los análisis a realizar.

### 2.3.3 Modelo matemático

El modelo matemático será tridimensional y deberá considerar la distribución espacial de masas y rigideces que sean adecuadas para calcular los aspectos más significativos del comportamiento dinámico de la estructura como los son las formas y valores característicos de los modos de vibración. Se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total. Se supondrá un amortiguamiento de 5% del crítico para cada modo de vibración considerado. La torsión accidental no se considerará en el análisis tiempo historia, debido a que es poco práctico modificar el modelo en cada nivel para cumplir la excentricidad.

Además, se harán las hipótesis simplificadoras habituales en el análisis estructural lineal:

- Equilibrio referido a la geometría inicial y en general la no consideración de no linealidades geométricas.
- Comportamiento lineal esfuerzo-deformación, el centro de rigidez mantendrá una ubicación constante en cada instante de tiempo.
- No consideración de la flexibilidad de la cimentación, solo se considera el comportamiento no lineal del suelo por sus efectos en los registros sísmicos observados a nivel de terreno.

### CAPÍTULO III: REGISTROS SÍSMICOS UTILIZADOS EN ESTE ESTUDIO

Los registros sísmicos presentados en este capítulo se caracterizan por tener magnitudes que varían de 7.9 a 8.8Mw, profundidades hipocentrales de 24 a 40km y distancias epicentrales de 125 a 415km. El mecanismo de falla de los eventos sísmicos fue de subducción tipo interfase, producto de la convergencia entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana. El ASCE 7-16 define los registros de campo cercano como los que se registran a menos de 15km de la fuente (para magnitudes mayores a 7Mw); en esta tesis los registros utilizados serían de campo lejano. Los registros se revisaron y corrigieron por línea base y filtro pasabanda con el programa SeisSignal V4.3.0.

#### 3.1 TERREMOTO DE MAULE 2010

El 27 de febrero de 2010 ocurrió un terremoto de Magnitud 8.8 Mw en la zona centro sur de Chile; su epicentro fue ubicado a 43km al suroeste de la localidad de Biobío (VII Región), ver Figura 3.1.

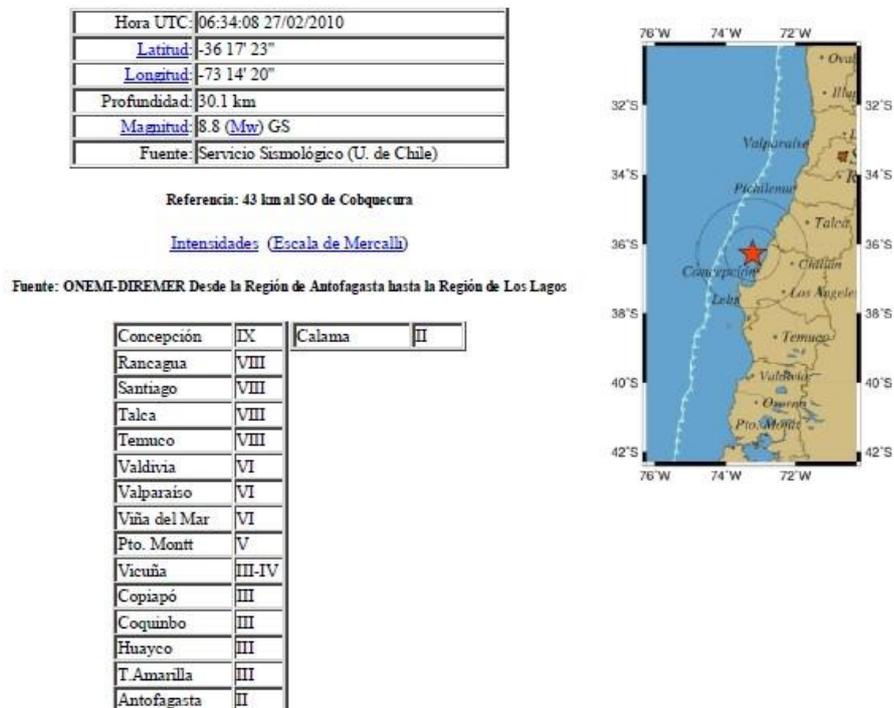
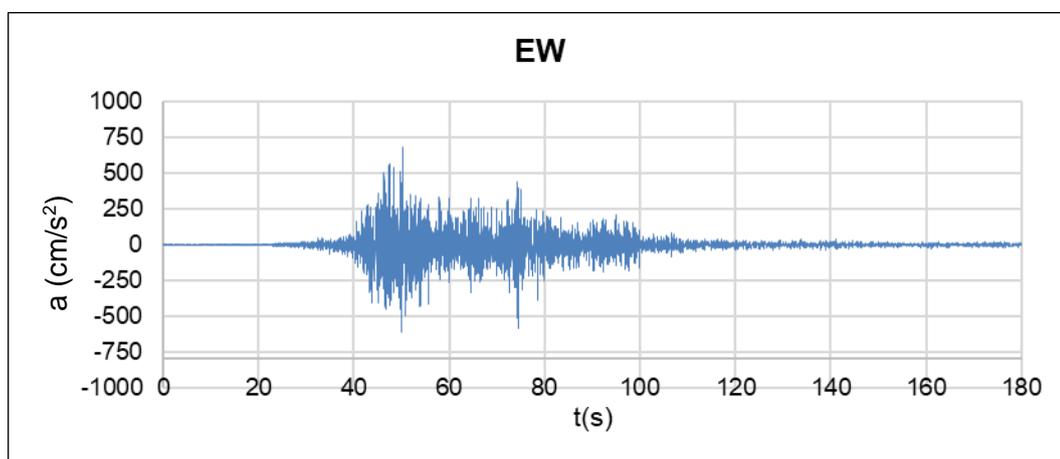


Figura 3.1 Terremoto de Maule, Hipocentro e Intensidades

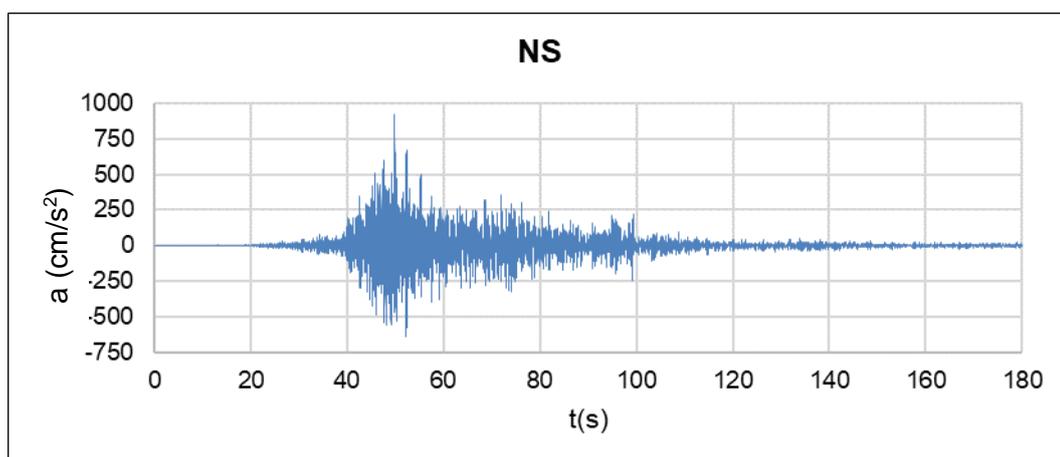
Fuente: Boroscchek et al, 2010

### 3.1.1 Estación Angol

La estación Angol se encuentra a 180 km del epicentro. Se registró una aceleración máxima de 0.93g en la dirección NS, 0.68g en la dirección EW y 0.28g en la dirección vertical, donde g representa la aceleración de la gravedad. La velocidad promedio de ondas de corte en 30m de profundidad es de 334m/s; el perfil de suelo se clasificaría como S2 según la NTE E.030-2018. En la Figura 3.2 se muestra los registros de aceleraciones de las componentes horizontales con una frecuencia de muestreo de 100Hz. Estos han sido corregidos por línea base y filtrados con un filtro pasa banda de 0.15-0.25 a 23.0-25.0 Hz.



(a)

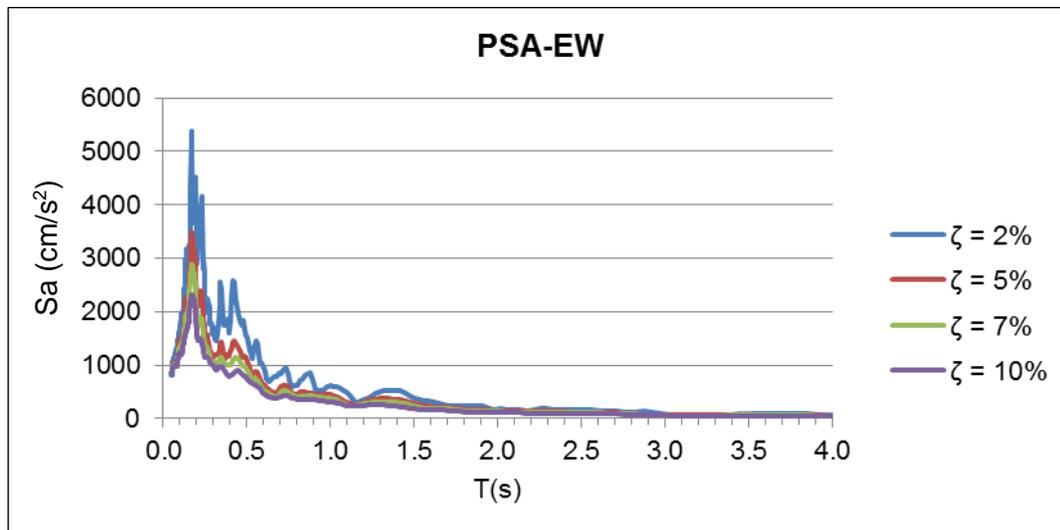


(b)

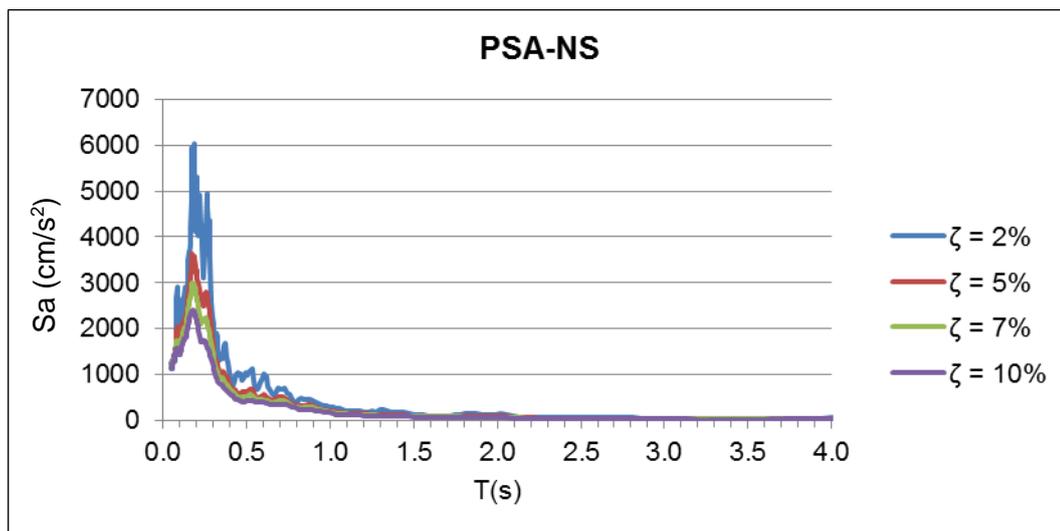
Figura 3.2 (a) Registro corregido de aceleración en la dirección EW y (b) Registro corregido de aceleración en la dirección NS, estación Angol, Terremoto de Maule 2010

Fuente: <http://terremotos.ing.uchile.cl/>

En la Figura 3.3 se muestra los espectros de pseudo-aceleración para fracciones de amortiguamiento de 2%, 5%, 7% y 10% del crítico, en cada dirección horizontal. Se observa que las máximas respuestas se encuentran en el rango de 0.1 - 0.3s.



(a)



(b)

Figura 3.3 (a) Espectro de pseudo-aceleración para la componente horizontal EW y (b) Espectro de pseudo-aceleración para la componente horizontal NS para distintas fracciones de amortiguamiento crítico, estación Angol, terremoto de Maule, 2010.

La Figura 3.4 compara los espectros de pseudo-aceleración horizontales para una fracción de amortiguamiento de 5% del crítico, con el espectro definido en la norma E.030 para la zona 4 ( $Z=0.45g$ ), uso común ( $U=1$ ), perfil de suelo S2 ( $S=1.05$ ,  $T_p=0.6s$  y  $T_l=2.0s$ ).

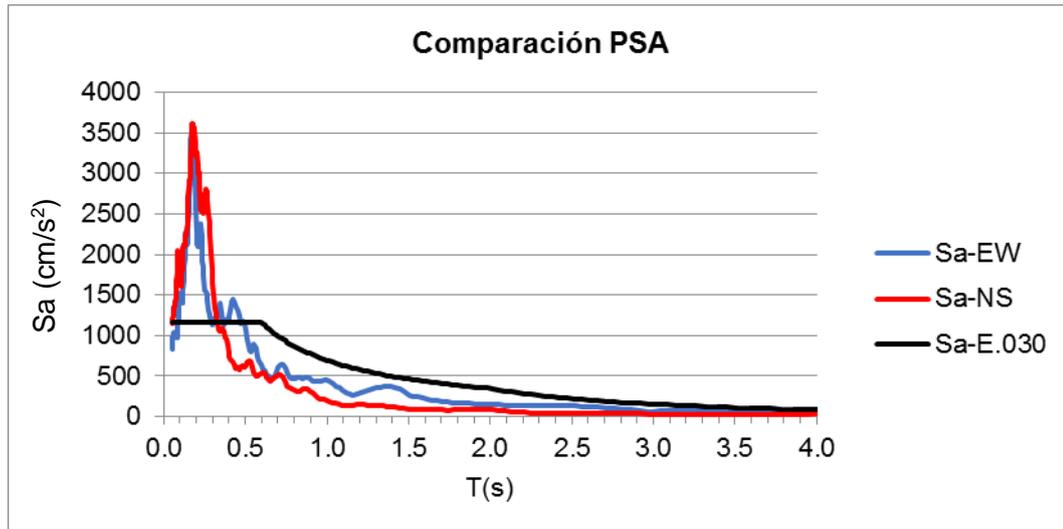
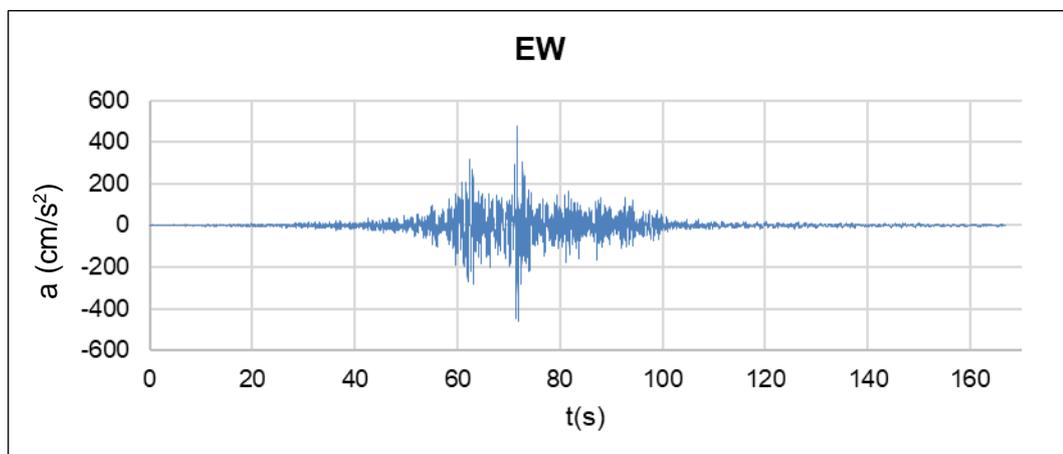


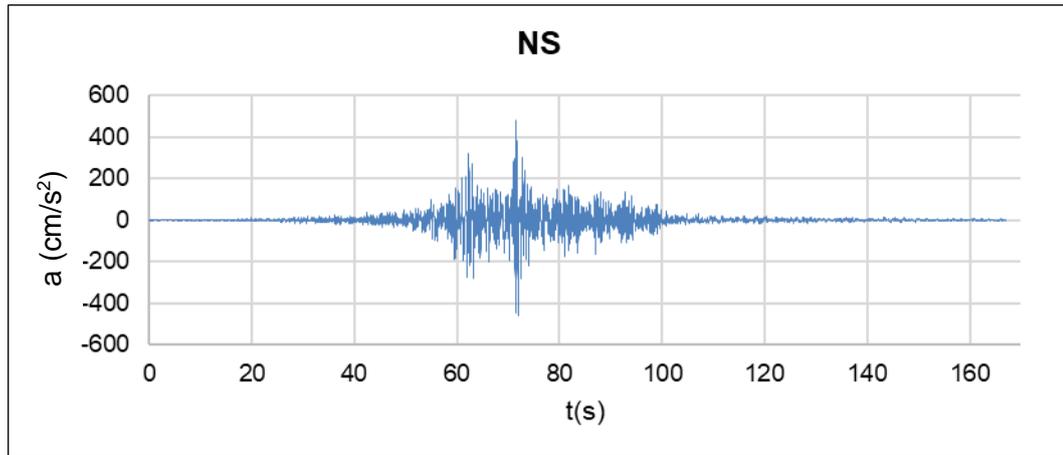
Figura 3.4 Comparación del espectro de pseudo-aceleración de cada componente horizontal con el espectro definido en la NTE E.030, estación Angol, terremoto de Maule, 2010.

### 3.1.2 Estación Maipú

La estación Maipú se encuentra a 415 km del epicentro. Se registró una aceleración máxima de 0.56g en la dirección NS, 0.48g en la dirección EW y 0.24g en la dirección vertical. La velocidad promedio de ondas de corte en 30m de profundidad es de 450 m/s; el perfil de suelo se clasificaría como S2 según la NTE E.030-2018. En la Figura 3.5 se muestra los registros de aceleraciones de las componentes horizontales con una frecuencia de muestreo de 100Hz. Estos han sido corregidos por línea base y filtrados con un filtro pasa banda de 0.15-0.25 a 23.0-25.0 Hz.



(a)



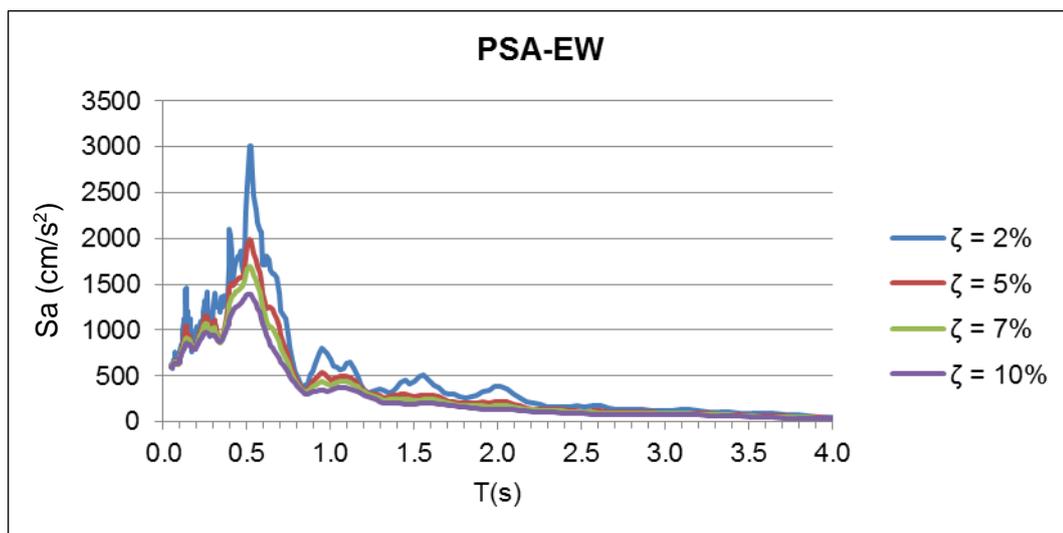
(b)

Figura 3.5 (a) Registro corregido de aceleración en la dirección EW y (b) Registro corregido de aceleración en la dirección NS, estación Maipú, Terremoto de Maule 2010

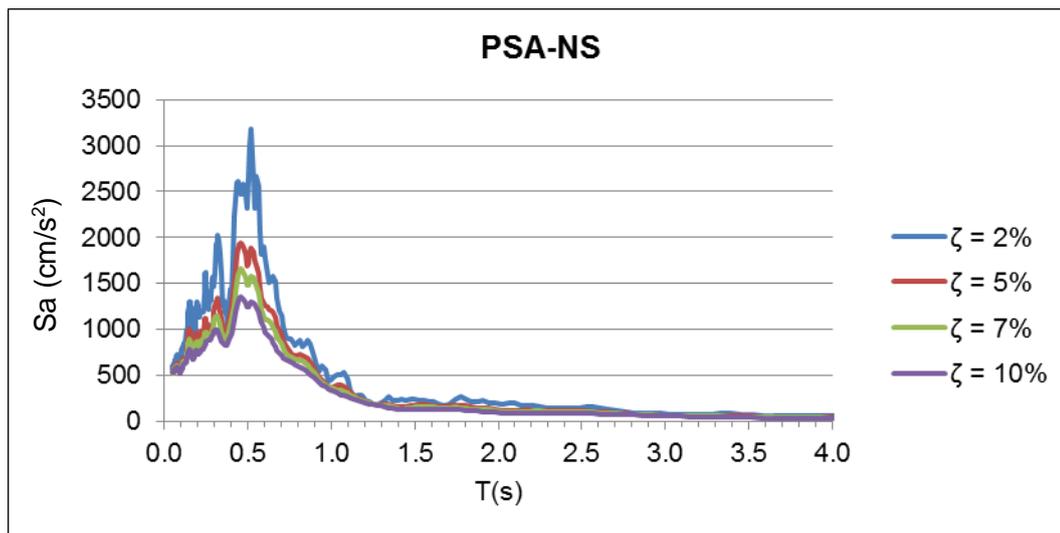
Fuente: <http://terremotos.ing.uchile.cl/>

En la Figura 3.6 se muestra los espectros de pseudo-aceleración para fracciones de amortiguamiento de 2%, 5%, 7% y 10% del crítico en cada dirección horizontal. Se observa que tienen una respuesta máxima en un periodo de 0.6 s.

En la Figura 3.7 se muestra la comparación de los espectros de pseudo-aceleración horizontales para un amortiguamiento de 5% del crítico, con el espectro definido en la norma E.030 para la zona 4 ( $Z=0.45g$ ), uso común ( $U=1$ ), perfil de suelo S2 ( $S=1.05$ ,  $T_p=0.6s$  y  $T_l=2.0s$ ).



(a)



(b)

Figura 3.6 Espectros de pseudo-aceleración para cada componente horizontal y distintas fracciones de amortiguamiento, estación Maipú, terremoto de Maule 2010.

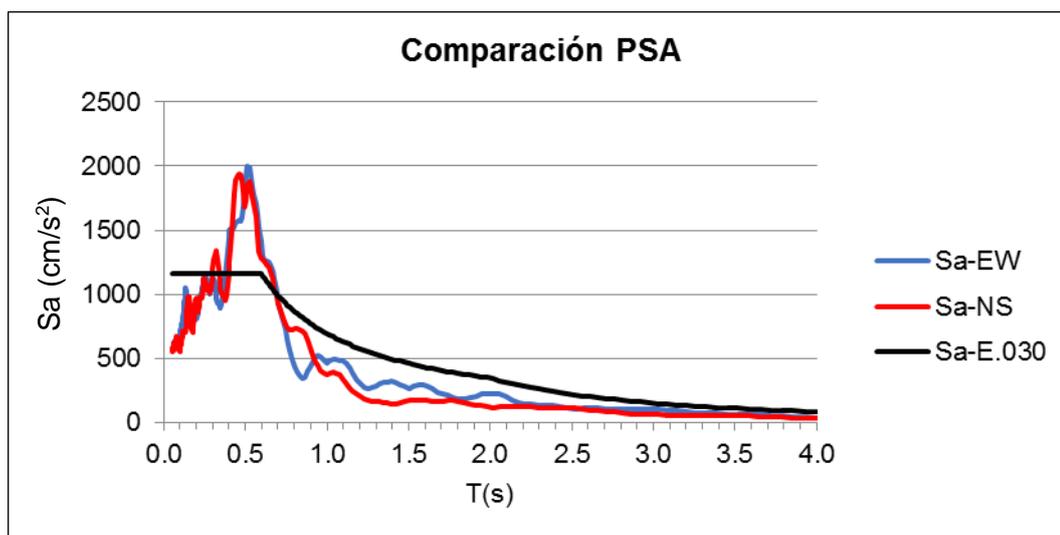


Figura 3.7 Comparación del espectro de pseudo-aceleración de cada componente horizontal con el espectro definido en la NTE E.030, estación Maipú, terremoto de Maule 2010.

Tanto en la Figura 3.4 como en la 3.7 se observan ordenadas espectrales para periodos cortos mayores que las de la norma E.030. El corrimiento de los espectros correspondientes a los registros de la estación de Maipú hacia periodos más largos podría explicarse por la mayor distancia epicentral y por la no uniformidad del suelo en las estaciones (Boroschek et al, 2010).

### 3.2 TERREMOTO DE ATICO 2001

El 23 de junio del 2001 ocurrió el terremoto de Atico, el epicentro se localizó a 83 km mar adentro de la ciudad de Atico, al norte de la ciudad de Arequipa (ver Figura 3.8). La magnitud momento fue de 8.4 Mw. La longitud de ruptura alcanzó 370 km aproximadamente.

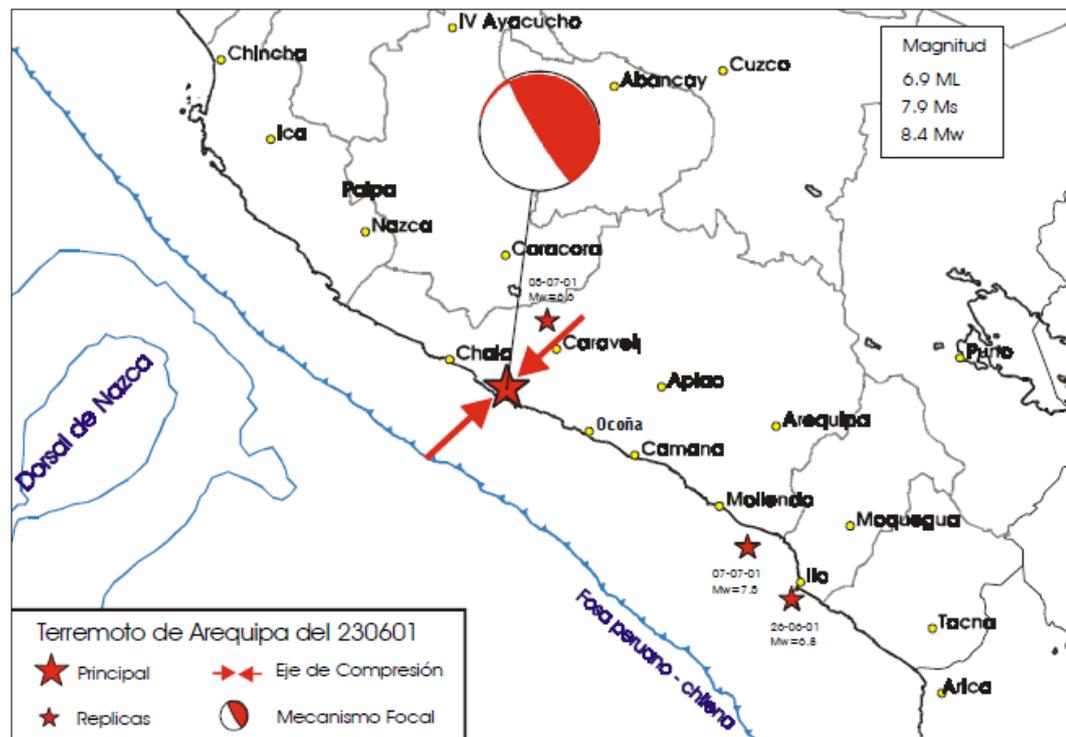


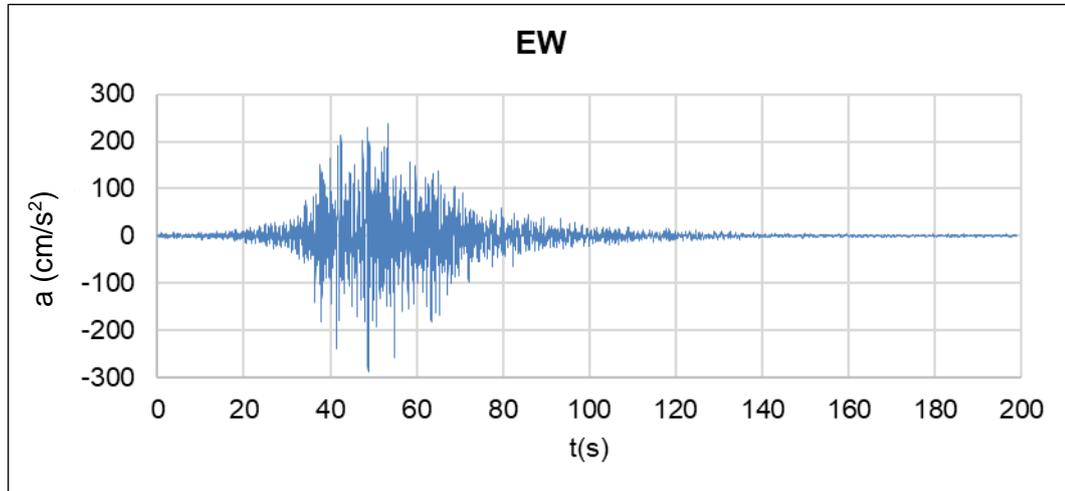
Figura 3.8 Mecanismo Focal y orientación del esfuerzo principal que dio origen al terremoto del 23 de Junio de 2001. Se indica la ubicación de 3 réplicas principales y los valores de magnitud en diferentes escalas.

Fuente: Tavera H., 2002

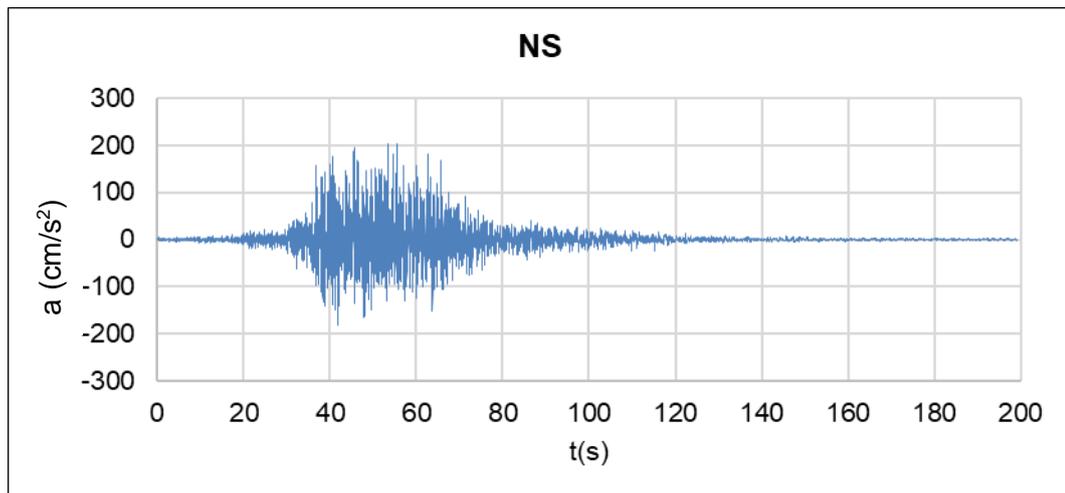
#### 3.2.1 Estación César Vizcarra Vargas (CVV)

La estación César Vizcarra Vargas se encuentra a 300 km del epicentro. Se registró una aceleración máxima de 0.30g en la dirección NS, 0.22g en la dirección EW y 0.16g en dirección vertical. La velocidad promedio de ondas de corte en 30m de profundidad es de 764 m/s; el perfil de suelo se clasificaría como S1 según la NTE E.030-2018. Sin embargo, cabe resaltar que el estrato inicial es material suelto de arenas con gravas hasta 0.50m de profundidad; seguido de un material arenoso con gravilla, poco consolidado hasta 1.63m de profundidad (Kosaka et al,

2001). En la Figura 3.9 se muestra los registros de aceleraciones de las componentes horizontales con una frecuencia de muestreo de 100Hz. Estos han sido corregidos por línea base y filtrados con un filtro pasa banda de 0.10 a 25.0 Hz.



(a)

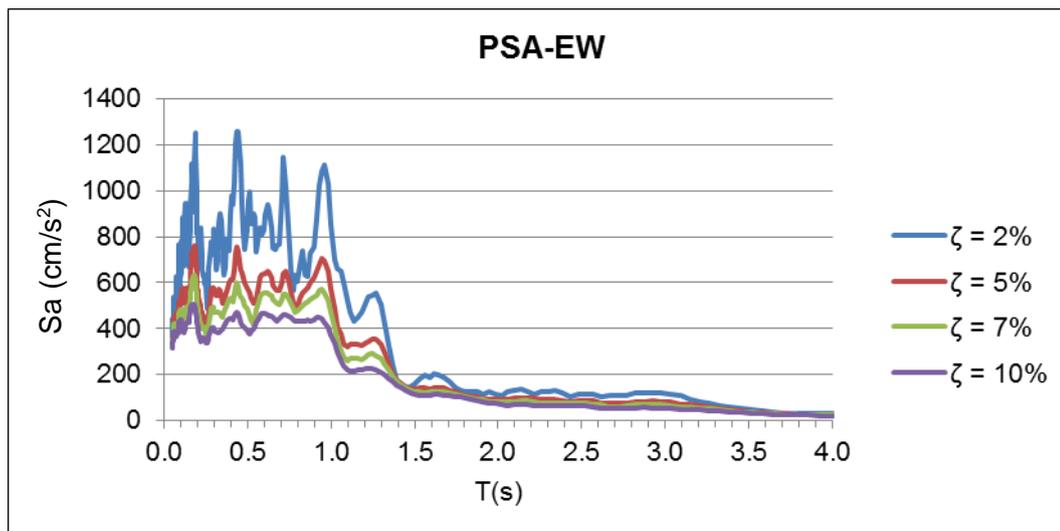


(b)

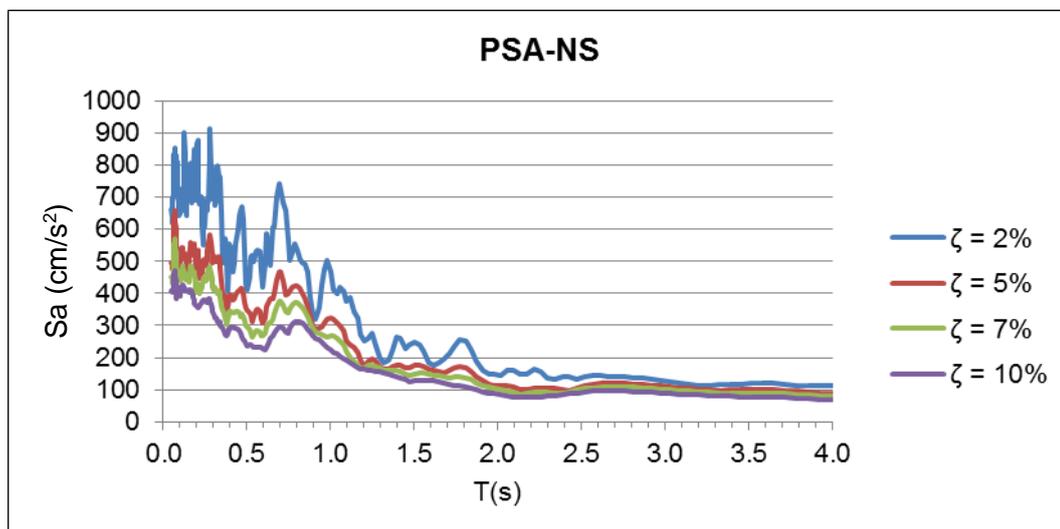
Figura 3.9 (a) Registro corregido de aceleración en la dirección EW y (b) Registro corregido de aceleración en la dirección NS, estación Cesar Vizcarra Vargas, terremoto de Atico, 2001.

Fuente: <http://ceois.cismid-uni.org/red/>

En la Figura 3.10 se muestra los espectros de pseudo-aceleración para fracciones de amortiguamiento de 2%, 5%, 7% y 10% del crítico, en cada dirección horizontal. Se observa que las máximas respuestas se encuentran entre 0.1 y 1 s.



(a)



(b)

Figura 3.10 (a) Espectro de pseudo-aceleración para la componente horizontal EW y (b) Espectro de pseudo-aceleración para la componente horizontal NS para distintas fracciones de amortiguamiento crítico, estación Cesar Vizcarra Vargas, terremoto de Atico, 2001.

La Figura 3.11 compara los espectros de pseudo-aceleración horizontales para una fracción de amortiguamiento de 5% del crítico, con el espectro definido en la norma E.030 para la zona 4 ( $Z=0.45g$ ), uso común ( $U=1$ ), perfil de suelo S1 ( $S=1.00$ ,  $T_p=0.4s$  y  $T_l=2.5s$ ). Se observa que las ordenadas espectrales en la dirección EW superan al espectro de diseño elástico en periodos cercanos a 1s y las ordenadas espectrales en la dirección NS superan ligeramente al espectro de diseño en periodos mayores a 2.8s.

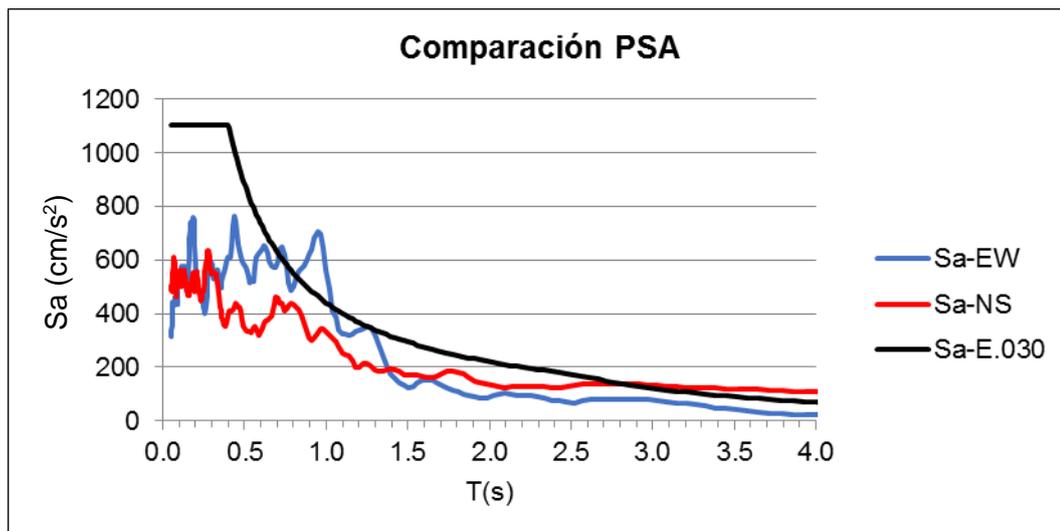


Figura 3.11 Comparación del espectro de pseudo-aceleración de cada componente horizontal con el espectro definido en la NTE E.030, estación Cesar Vizcarra Vargas, terremoto de Atico, 2001.

### 3.3 TERREMOTO DE PISCO 2007

Ocurrió el día 15 de agosto de 2007, con una magnitud de 7.0ML (escala de Richter) y 7.9 Mw (escala momento). Es denominado como el “Terremoto de Pisco”, debido a que su epicentro fue ubicado a 60km al Oeste de esa ciudad. La Figura 3.12 muestra la distribución espacial de la sismicidad ocurrida en la región central del Perú entre los años 1999 y 2006 (ML>4.0) clasificada en sismos con foco superficial (círculos= menor a 60km) e intermedios (cuadrado, entre 61 y 350 km). La estrella roja indica el epicentro del sismo del 15 de agosto y la negra el evento precursor del 11 de agosto.

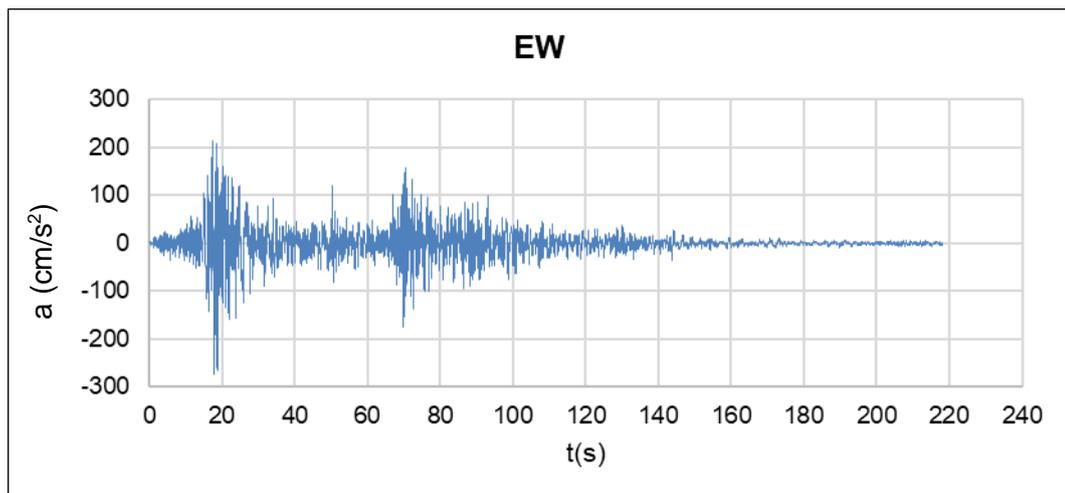
#### 3.3.1 Estación UNICA

La estación UNICA se encuentra a 125 km del epicentro, en la Universidad Nacional San Luis Gonzaga. Se registró una aceleración máxima de 0.34g en la dirección NS, 0.28g en la dirección EW y 0.20g en la dirección vertical. La velocidad promedio de ondas de corte en 30m de profundidad es de 250 m/s (Tavera et al., 2007); el perfil de suelo se clasificaría como S2 según la NTE E.030-2018. En la Figura 3.13 se muestra los registros de aceleraciones de las componentes horizontales con una frecuencia de muestreo de 100Hz. Estos han sido corregidos por línea base y filtrados con un filtro pasa banda de 0.01 a 25.0 Hz.

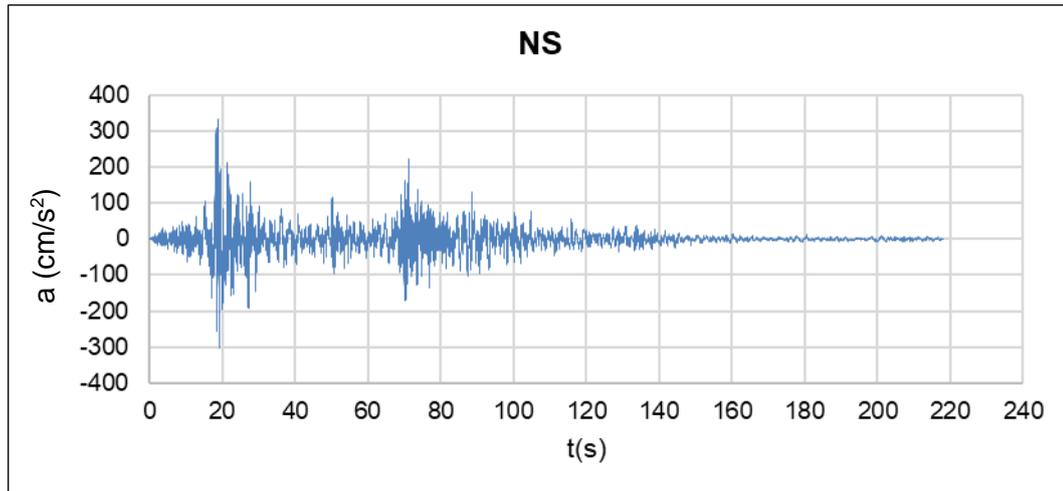


Figura 3.12 Epicentro del terremoto de Pisco y distribución espacial de sismicidad en la región central del Perú.

Fuente: Tavera et al, 2007



(a)

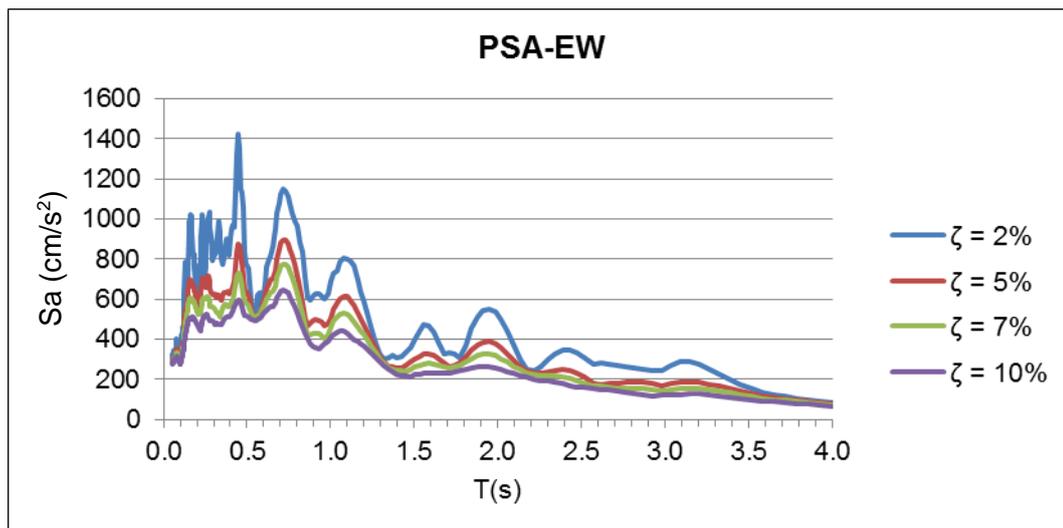


(b)

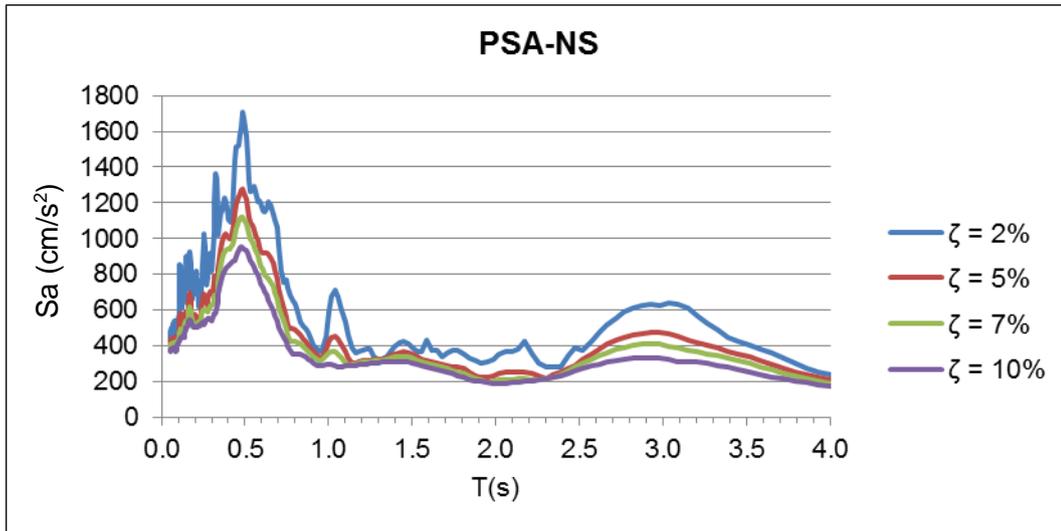
Figura 3.13 (a) Registro corregido de aceleración en la dirección EW y (b) Registro corregido de aceleración en la dirección NS, estación UNICA, terremoto de Pisco, 2007.

Fuente: <http://ceois.cismid-uni.org/red/>

En la Figura 3.14 se muestra los espectros de pseudo-aceleración, para fracciones de amortiguamiento de 2%, 5%, 7% y 10% del crítico en cada dirección horizontal. Se observa una respuesta mayor que la esperada para periodos entre 2.5 y 3.5 s en la componente horizontal de dirección NS.



(a)



(b)

Figura 3.14 (a) Espectro de pseudo-aceleración para la componente horizontal EW y (b) Espectro de pseudo-aceleración para la componente horizontal NS para distintas fracciones de amortiguamiento crítico, estación UNICA, terremoto de Pisco 2007.

La Figura 3.15 compara los espectros de pseudo-aceleración horizontales para una fracción de amortiguamiento de 5% del crítico, con el espectro definido en la norma E.030 para la zona 4 ( $Z=0.45g$ ), uso común ( $U=1$ ), perfil de suelo S2 ( $S=1.05$ ,  $T_p=0.6s$  y  $T_I=2.0s$ ). Se observa una diferencia considerable entre el espectro de respuesta de pseudo-aceleraciones en la dirección NS y el espectro de diseño elástico de la NTE E.030.

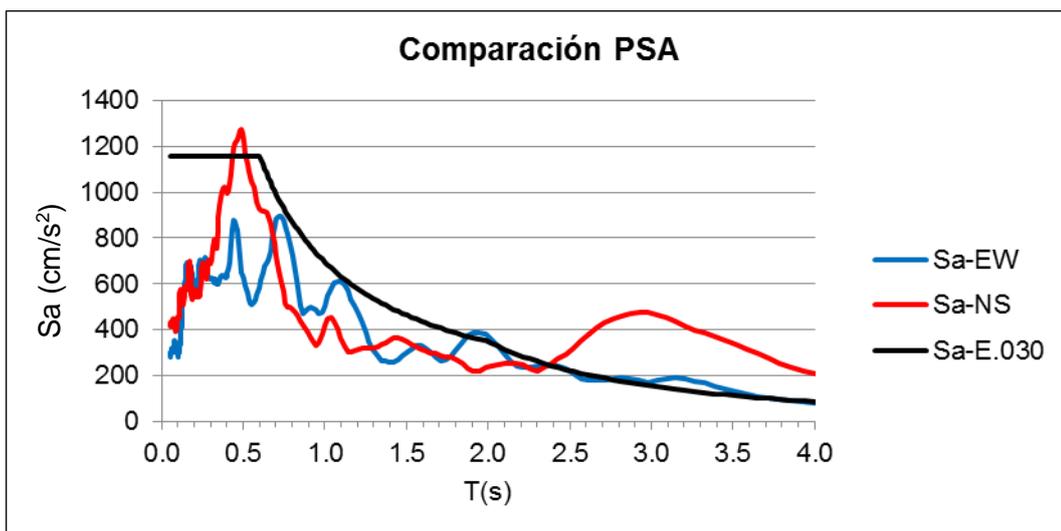


Figura 3.15 Comparación del espectro de pseudo-aceleración de cada componente horizontal con el espectro definido en la NTE E.030, estación UNICA, terremoto de Pisco, 2007.

### 3.4 TERREMOTO DE HUACHO 1966

El 17 de octubre de 1966 ocurrió el terremoto de Huacho. La magnitud del sismo fue de 8.1Mw. En la Figura 3.16 se muestra la ubicación del epicentro, las réplicas del terremoto y la geometría del área de ruptura de aproximadamente 200km de largo por 120km de ancho.

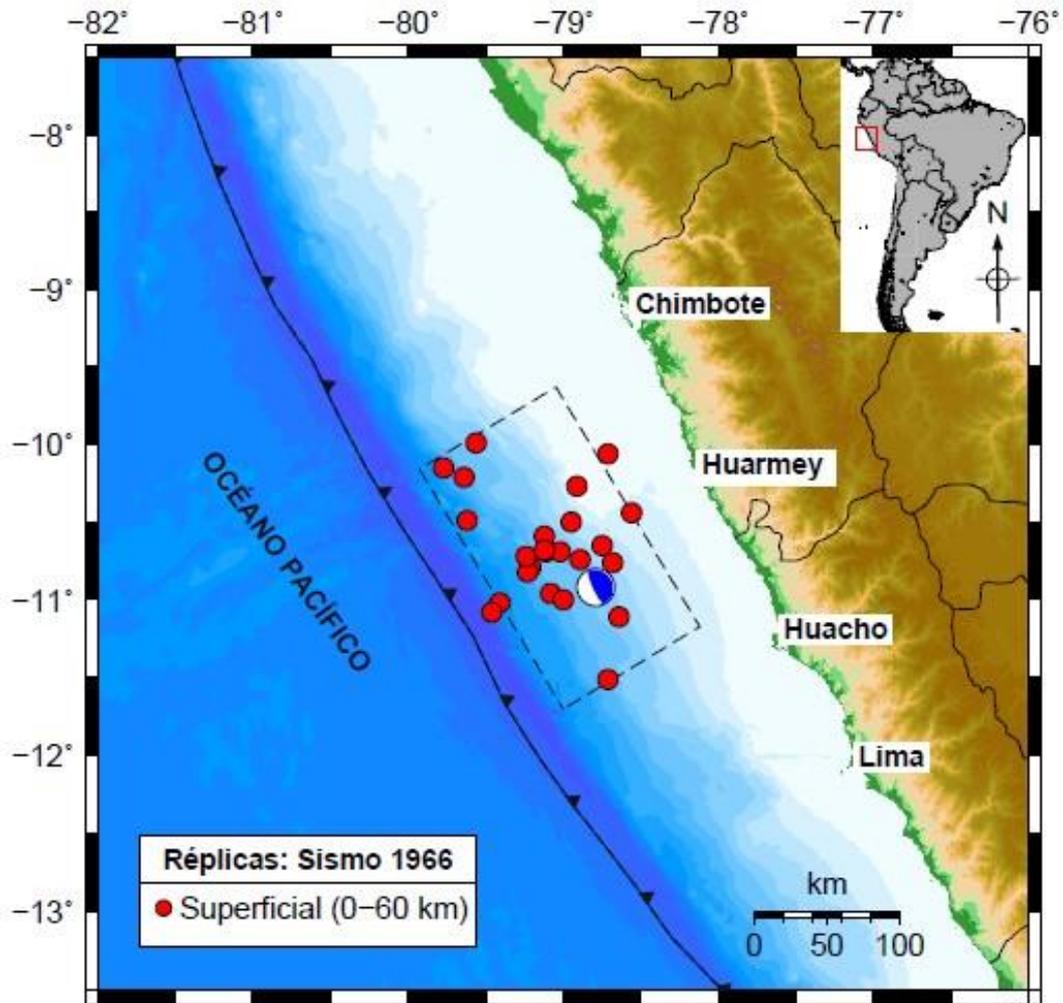


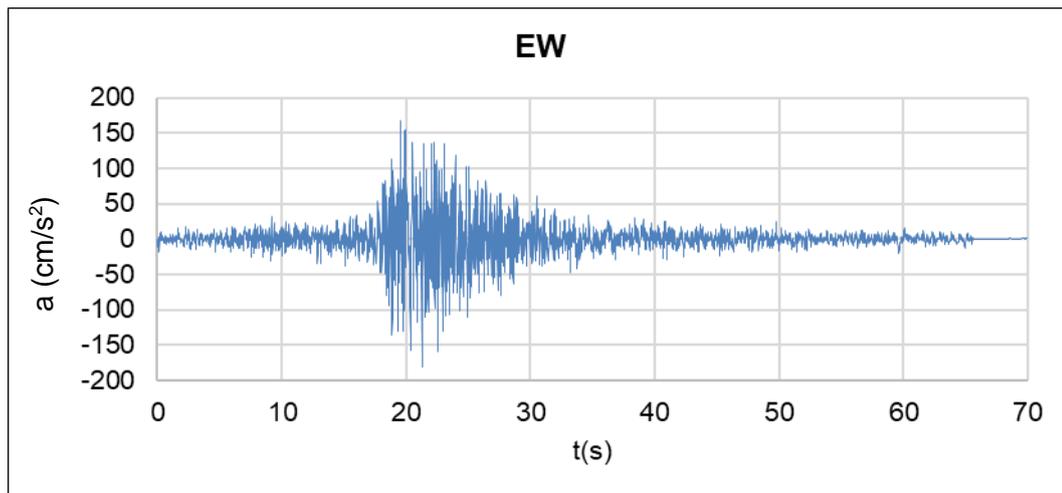
Figura 3.16 Epicentro, réplicas y área de ruptura del terremoto de Huacho. 1966.

Fuente: Jiménez et al, 2016

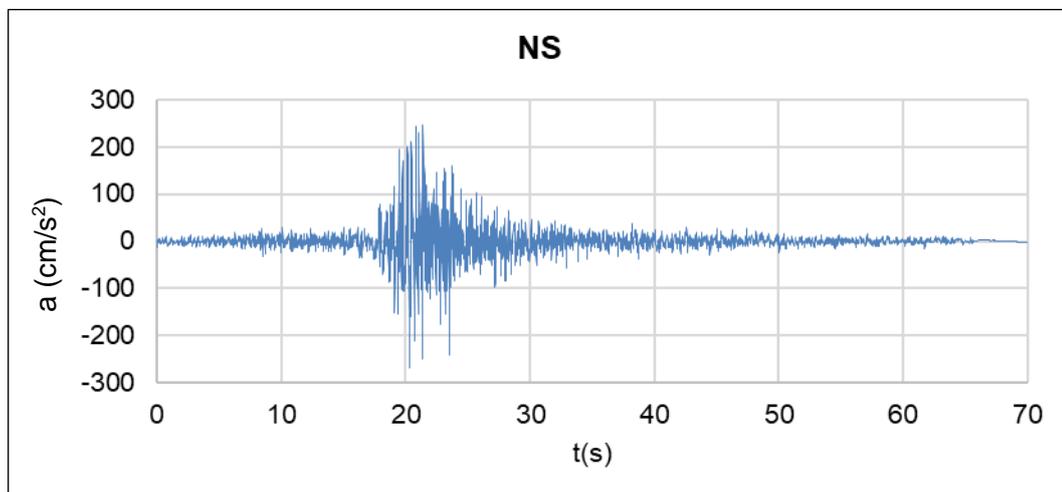
#### 3.4.1 Estación Parque de la Reserva (PRQ)

La estación Parque de la Reserva se encuentra a 230 km del epicentro, en el Cercado de Lima. Se registró una aceleración máxima de 0.27g en la dirección NS, 0.18g en la dirección EW y 0.10g en la dirección vertical. La velocidad promedio de ondas de corte en 30m de profundidad es de 857 m/s calculada con

el perfil de suelo presentado por Repetto et al. (1980); este se clasificaría como S1 según la NTE E.030-2018. En la Figura 3.17 se muestra los registros de aceleraciones de las componentes horizontales con una frecuencia de muestreo de 100Hz. Estos han sido corregidos por línea base y filtrados con un filtro pasa banda de 0.01 a 25.0 Hz.



(a)

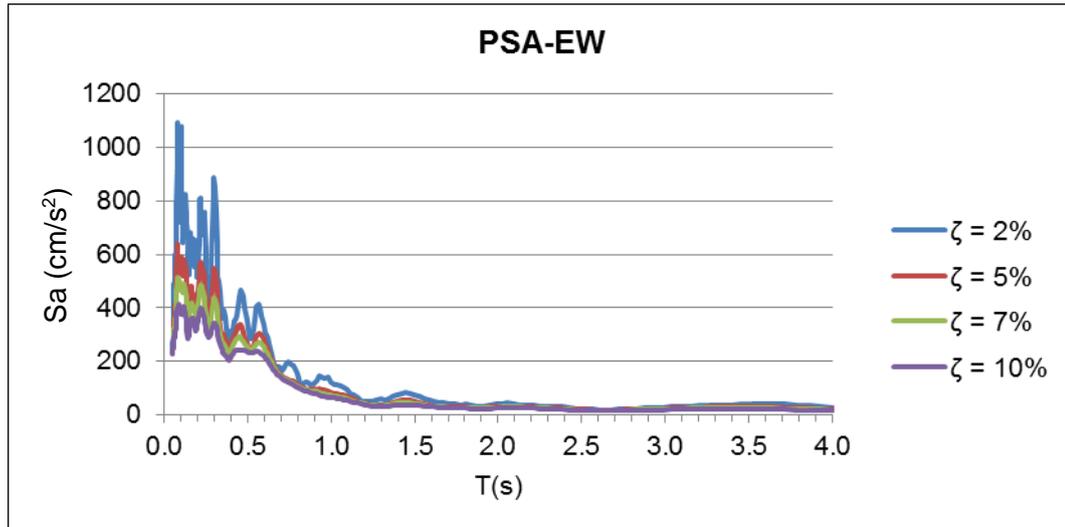


(b)

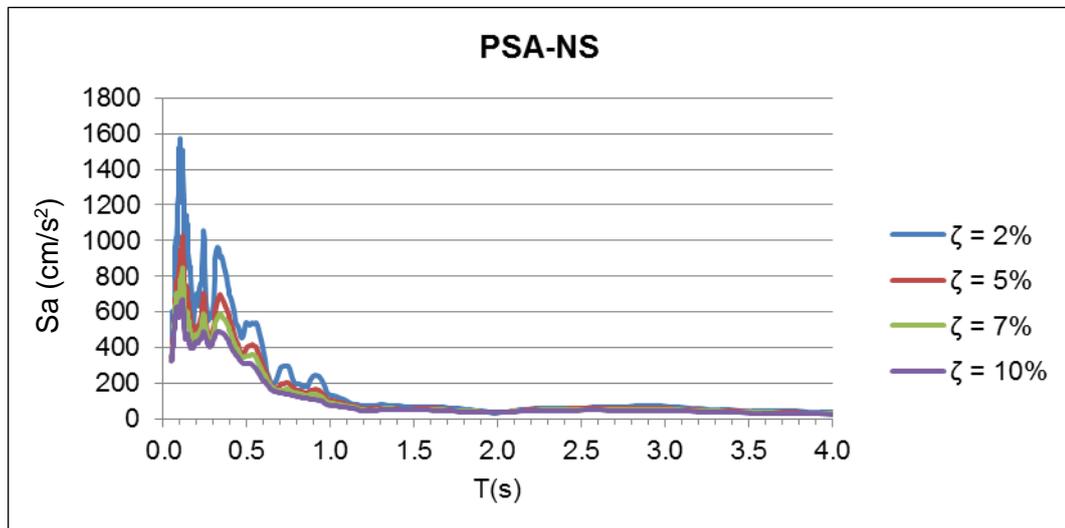
Figura 3.17 (a) Registro corregido de aceleración en la dirección EW y (b) Registro corregido de aceleración en la dirección NS, estación PRQ, terremoto de Huacho, 1966.

Fuente: <http://ceois.cismid-uni.org/red/>

En la Figura 3.18 se muestra los espectros de pseudo-aceleración para fracciones de amortiguamiento de 2%, 5%, 7% y 10% del crítico en cada dirección horizontal. Se observa que las máximas respuestas se dan en los periodos cortos, lo cual está relacionado con la alta velocidad de ondas de corte promedio en los 30m de profundidad.



(a)



(b)

Figura 3.18 (a) Espectro de pseudo-aceleración para la componente horizontal EW y (b) Espectro de pseudo-aceleración para la componente horizontal NS para distintas fracciones de amortiguamiento crítico, estación PRQ, terremoto de Pisco 2007.

La Figura 3.19 compara los espectros de pseudo-aceleración horizontales para una fracción de amortiguamiento de 5% del crítico, con el espectro definido en la norma E.030 para la zona 4 ( $Z=0.45g$ ), uso común ( $U=1$ ), perfil de suelo S1 ( $S=1.00$ ,  $T_p=0.4s$  y  $T_l=2.5s$ ). Se observa que el espectro de diseño elástico es mayor al espectro de respuesta del registro en las dos direcciones.

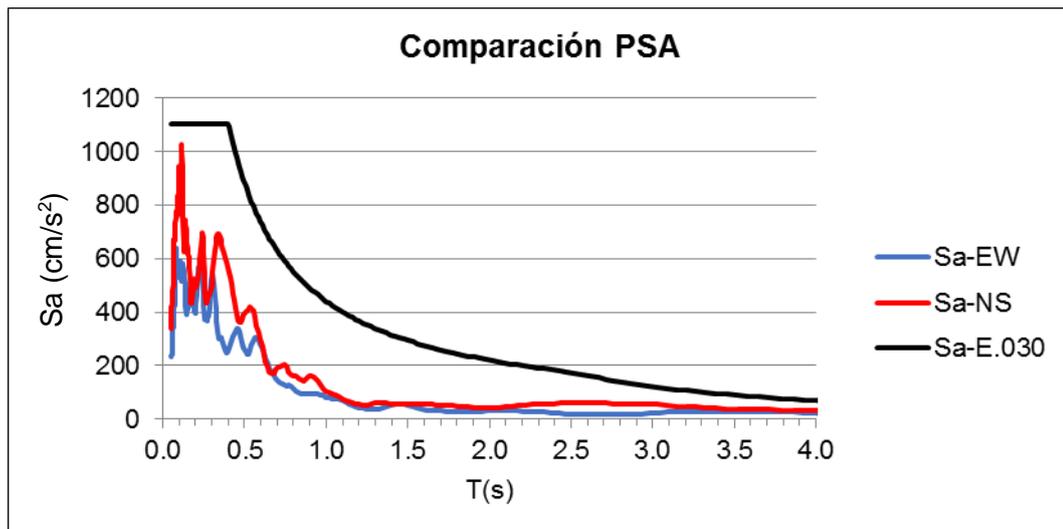


Figura 3.19 Comparación del espectro de pseudo-aceleración de cada componente horizontal con el espectro definido en la NTE E.030, estación PRQ, terremoto de Huacho, 1966.

### 3.5 REGISTROS ARTIFICIALES

En el diseño de estructuras se hace uso de los espectros de diseño, las cuales representan en general los movimientos del terreno registrados en el sitio de estudio (Chopra, 1995). Sin embargo, para realizar un análisis tiempo historia al mismo nivel del espectro de diseño se deben usar una gran cantidad de registros, tales que, el promedio de sus correspondientes espectros de respuesta de pseudo-aceleraciones sean comparables al espectro de diseño. Si solo se cuenta con un número pequeño de registros sísmicos de eventos registrados en condiciones similares a las del sitio de estudio, estos deben ser ajustados espectralmente para obtener un espectro cercano al objetivo (Boomer y Acevedo, 2004).

El ajuste espectral de registros de aceleraciones en el dominio del tiempo se realiza añadiendo ondículas (wavelets) al registro original con el proceso definido

por Hancock et al. 2006; el registro obtenido después de realizado el ajuste puede ser calificado como registro artificial.

En tal sentido, se obtuvieron registros artificiales compatibles con un espectro de respuesta objetivo usando el programa ETABS 2016 v2.1. Los registros que se presentan a continuación se ajustaron espectralmente en el dominio del tiempo a los espectros elásticos correspondientes al sitio donde se registraron (en el caso del sismo de Maule se consideró  $Z=0.45g$ ), en un rango de periodos de 0.01s a 2.5s con un número de recursiones de 5 y un factor de recursión igual a 2; el perfil de suelo es S1 o S2. Se modificó el espectro en los periodos muy cortos ( $T < 0.2 T_p$ ) como se recomienda en el artículo 30 de la NTE E.030-2018.

$$T < 0.2 T_p \quad C = 1 + 7.5 \left( \frac{T}{T_p} \right) \quad (3.1)$$

En la Tabla 3.1 se muestra la clasificación de los registros presentados en las secciones anteriores, en base a los perfiles de suelo de las estaciones donde se registraron.

Tabla 3.1 Cuadro resumen de clasificación de registros en base al perfil de suelo.

SISMO	Magnitud (Mw)	Registro	Vs30 (m/s)	Clasificación E.030	Youngs et al. (1997)
Maule	8.8	Angol	334	S2	Deep Soil
		Maipú	450	S2	Deep Soil
Atico	8.4	CVV	764	S1	Rock
Pisco	7.9	UNICA	250	S2	Deep Soil
Huacho	8.1	PRQ	857	S1	Rock

En la Figura 3.20 se muestra los espectros elásticos objetivo usados en este estudio.

La Figura 3.21 compara los espectros de pseudo-aceleraciones de los registros con el espectro de respuesta objetivo del perfil de suelo S1. Se observa que las ordenadas espectrales del espectro objetivo son menores para los registros de la estación César Vizcarra Vargas para la componente EW (CVV-EW) en periodos cercanos a 1s y para la componente NS (CVV-NS) en periodos mayores a 2.8s.

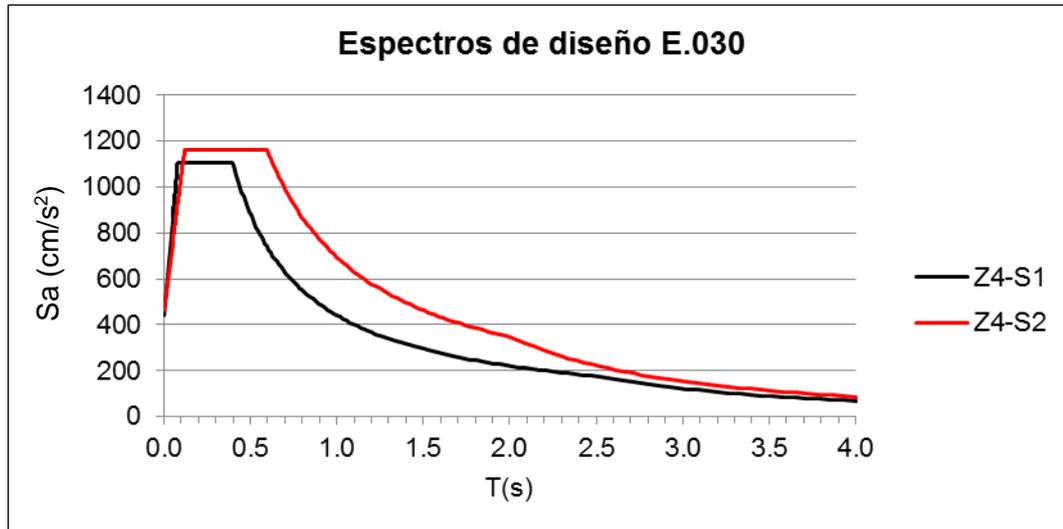


Figura 3.20 Espectros elásticos de pseudo-aceleraciones para la zona 4 y los perfiles de suelo S1 y S2.

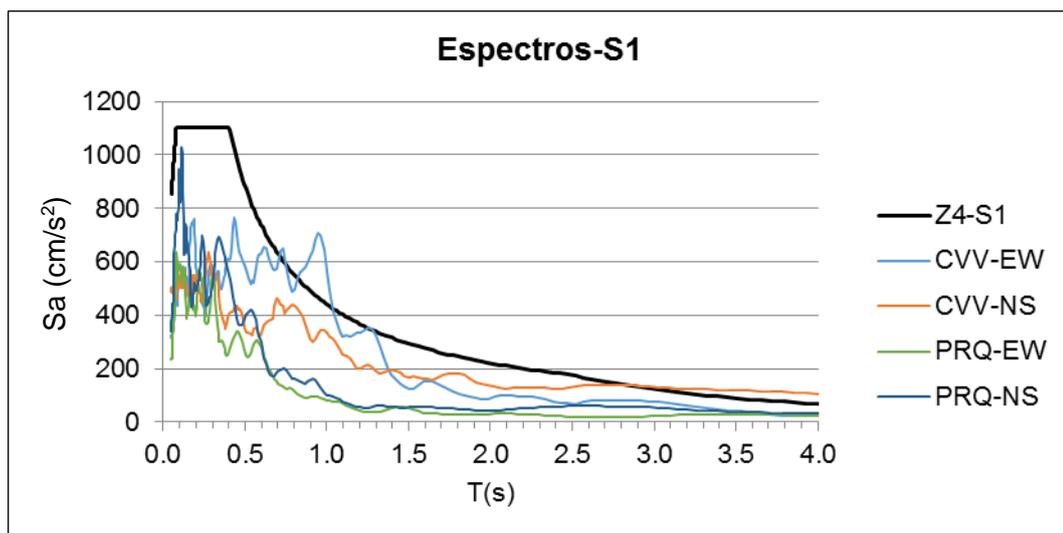


Figura 3.21 Comparación de espectros de respuesta de pseudo-aceleraciones de registros con el espectro objetivo del perfil de suelo S1.

En la Figura 3.22 se comparan los espectros de pseudo-aceleraciones de los registros con el espectro de respuesta objetivo del perfil de suelo S2. Se observa que los espectros de respuesta de los registros en las estaciones de Maipú y Angol superan de forma drástica el espectro objetivo de diseño para periodos menores que 0.7s. Las ordenadas espectrales de registro de la estación UNICA en la componente NS (UNICA-NS) son mayores al espectro objetivo en periodos mayores a 2.5s.

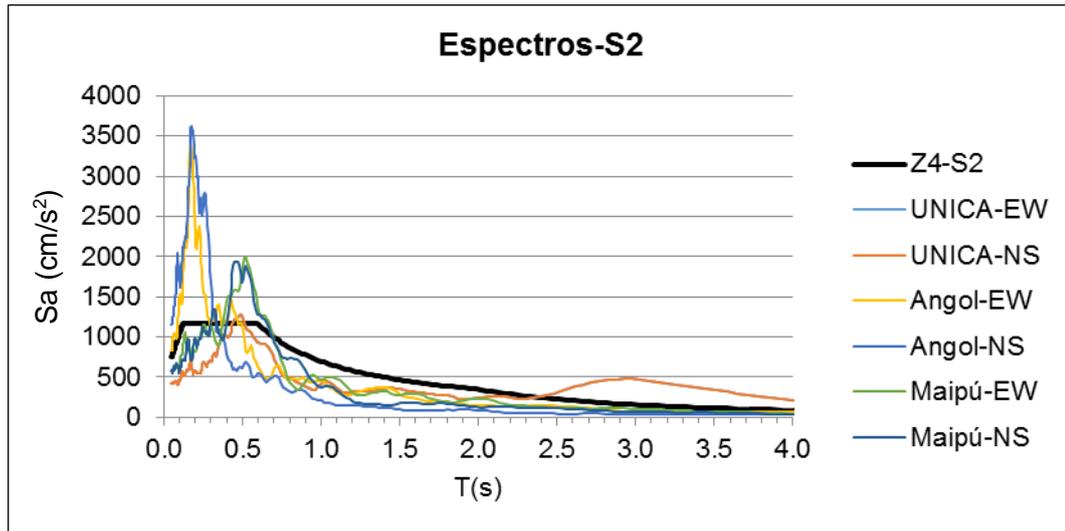


Figura 3.22 Comparación de espectros de respuesta de pseudo-aceleraciones de registros con el espectro objetivo del perfil de suelo S2.

La Figura 3.23 muestra los espectros de respuesta para los registros artificiales creados con los registros de aceleraciones de las estaciones CVV y PRQ.

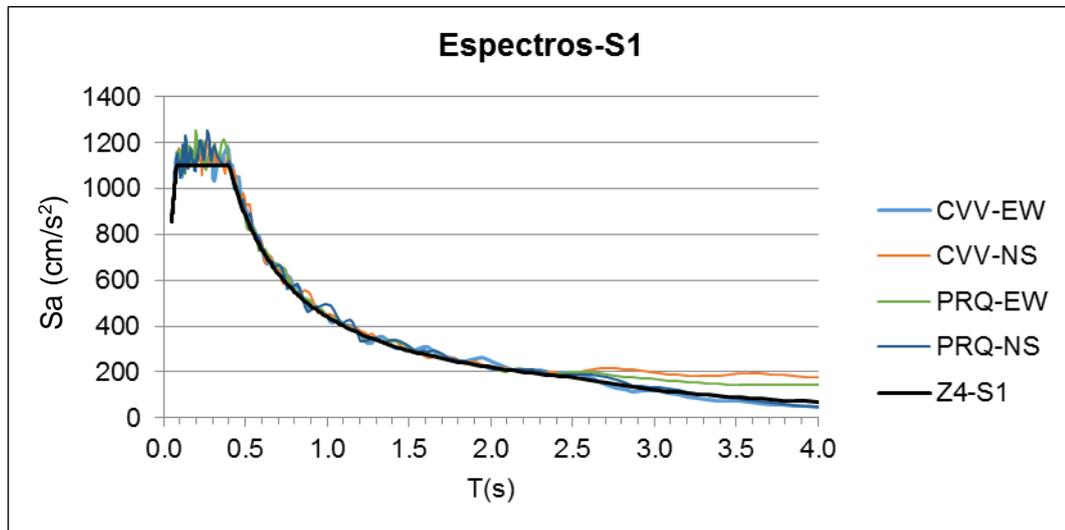


Figura 3.23 Comparación entre espectros de respuesta de pseudo-aceleraciones para registros artificiales de las estaciones CVV y PRQ, y el espectro objetivo Z4-S1.

En la Figura 3.24 se presenta los espectros de respuesta para los registros artificiales de las estaciones de Maipú, Angol y UNICA.

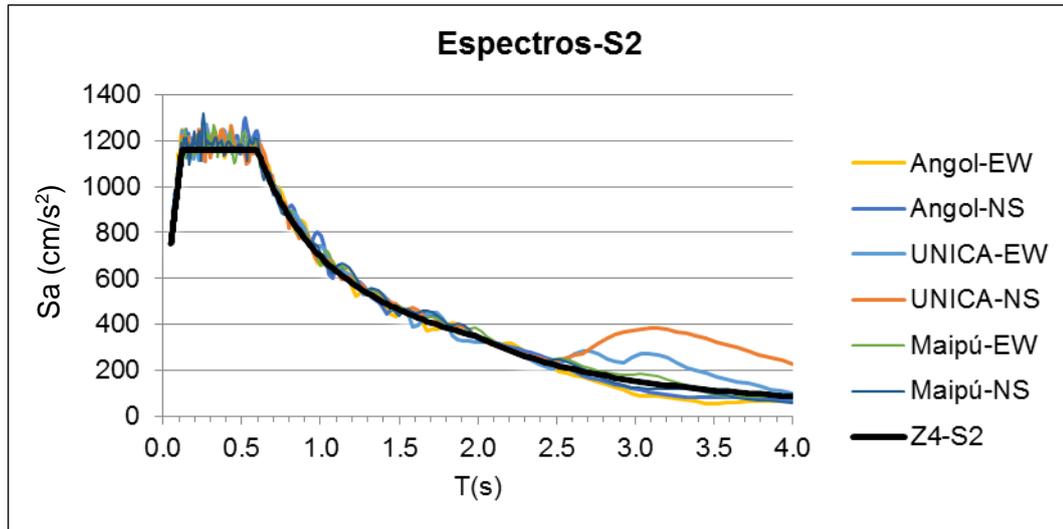


Figura 3.24 Comparación entre espectros de respuesta de pseudo-aceleraciones para registros artificiales de las estaciones Maipú, Angol y UNICA, y el espectro objetivo Z4-S2.

Los registros artificiales calculados son compatibles con los espectros de diseño de la NTE E.030; sin embargo no se ajustan con mucha precisión en la plataforma del espectro objetivo.

En el análisis tiempo historia, las dos componentes de los registros artificiales se aplicarán de forma simultánea en las dos direcciones horizontales principales. La ventaja de aplicar los registros artificiales en el análisis tiempo historia es que permitirá comparar los resultados de análisis con los realizados por el análisis dinámico por superposición modal espectral, realizado con el mismo espectro objetivo con el cual se realizó el ajuste de los registros reales.

## CAPÍTULO IV: SIMULTANEIDAD DE LAS COMPONENTES EN LOS ESTUDIOS DE PELIGRO SÍSMICO

### 4.1 PELIGRO SÍSMICO

#### 4.1.1 Leyes de atenuación empleadas en el estudio de Zonificación

En la NTE E.030-2018 el territorio nacional se divide en 4 zonas, como se muestra en la Figura 4.1. La zonificación propuesta se basa en la sismicidad observada. A cada zona se le asigna un factor  $Z$ ; este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido (suelo con velocidad de ondas de corte cercana a 750 m/s según Youngs et al., 1997) con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.  $Z$  se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.



Figura 4.1 Mapa de zonificación sísmica para 10% de excedencia en 50 años.

Fuente: NTE E.030 "Diseño Sismorresistente", 2016

El mapa de zonificación sísmica fue generado a partir del mapa de isoaceleraciones espectrales presentado por el Instituto Geofísico del Perú en cooperación con el Banco Mundial (Tavera et al, 2014). Se empleó un catálogo sísmico para el periodo 1960-2012. Las leyes de atenuación utilizadas fueron las de Youngs et al. (1997) y Sadigh et al. (1997) con la justificación que las demás leyes de atenuación existentes producen mayor variabilidad en los resultados respecto a los sismos históricos ocurridos en el Perú (Alva, 2011).

En este estudio de re-evaluación del peligro sísmico probabilístico para el Perú, se actualizó el mapa de isoaceleraciones propuesto por Castillo y Alva (1993); en el cual se utilizó las leyes de atenuación de Casaverde y Vargas (1980), para fuentes asociadas al mecanismo de subducción; y McGuire (1974), para fuentes asociadas a sismos continentales. El estudio se basó también en trabajos como los de Bolaños y Monroy (2004), que presentaron mapas de isoaceleraciones para roca; y Gamarra y Aguilar (2009), que presentaron mapas de isoaceleraciones para suelo rígido tipo D según la clasificación del IBC-2006. Estos trabajos definieron la geometría de sus fuentes sismogénicas en base a la actualización del catálogo sísmico. Las leyes de atenuación utilizadas fueron las de Youngs et al. (1997), para fuentes asociadas a mecanismos de subducción, y Sadigh et al. (1997) para fuentes asociadas a sismos continentales.

Las leyes de Youngs et al. (1997) y Sadigh et al. (1997) se desarrollaron en dos etapas: en la primera etapa se realizó un análisis de regresión de la aceleración máxima del suelo (PGA) y en la segunda etapa las relaciones de amplificación (PSA/PGA) fueron ajustadas al espectro de respuesta de pseudo-aceleraciones normalizado por el valor máximo de aceleración de suelo de los registros utilizados. El PGA y el PSA son representados por la media geométrica de las dos componentes horizontales (Sadigh et al, 1997).

Por lo tanto el factor Z es calculado en base a leyes de atenuación que utilizan la media geométrica como definición de componente horizontal, este factor está definido en la NTE E.030 como una medida de intensidad y es tomado erradamente como un valor máximo.

#### 4.1.2 Medida de intensidad

En la ingeniería geotécnica y la ingeniería estructural la medida de intensidad más usada es la aceleración espectral  $S_a$ , (en efecto, la verdadera medida es la

pseudo-aceleración espectral; como la diferencia es despreciable se suele llamar “aceleración espectral”). Sin embargo, mientras los ingenieros estructurales usan el  $Sa$  producido por un movimiento de suelo en una dirección ( $Sa_{arb}$ ), los ingenieros geotécnicos calculan el  $Sa$  para dos componentes horizontales perpendiculares de movimiento de suelo, en base a la media geométrica de los  $Sa$  calculados en cada dirección ( $Sa_{GM}$ ).

Las Figuras 4.2 y 4.3 presentan ajustes de regresión lineal para la media del logaritmo de la máxima distorsión de entrepiso, calculada con un análisis estructural probabilístico estudiado por Jalayer (2003), denotado por  $\ln(\theta)$ . Se realizaron análisis sísmicos no lineales probabilísticos para 60 registros no escalados en un modelo inelástico de una edificación aporcionada de concreto armado de siete niveles descrita por Jalayer (2003). Cada registro se clasificó según la aceleración espectral del registro para el periodo fundamental de vibración el cual fue de 0.8s. En el caso de la Figura 4.2 se usó como variable independiente la aceleración espectral de la componente de movimiento de suelo arbitrario y en la Figura 4.3 la aceleración espectral de la media geométrica de ambas componentes.

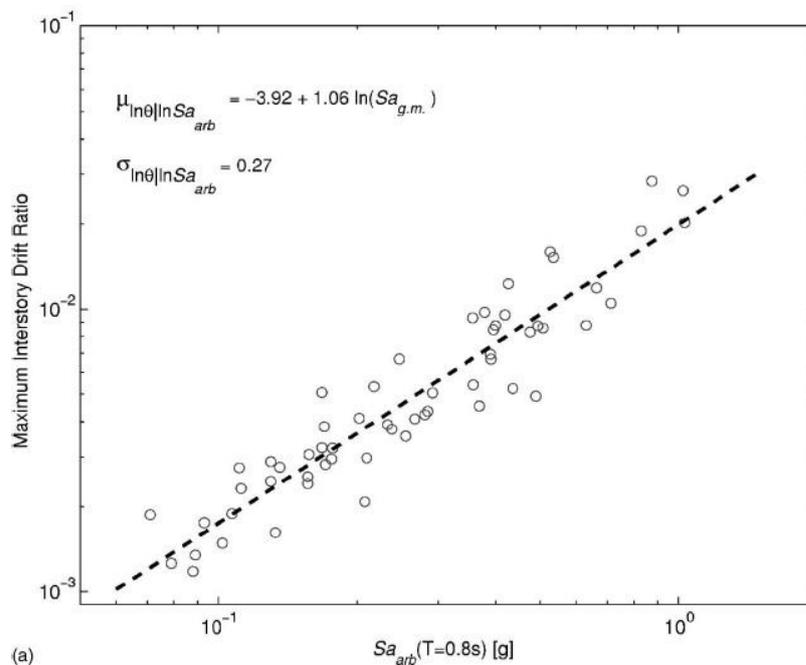


Figura 4.2 Predicción de la respuesta de una estructura de pórtico simple usando la aceleración espectral de la componente de movimiento de suelo arbitrario.  
Fuente: Jalayer F., 2003

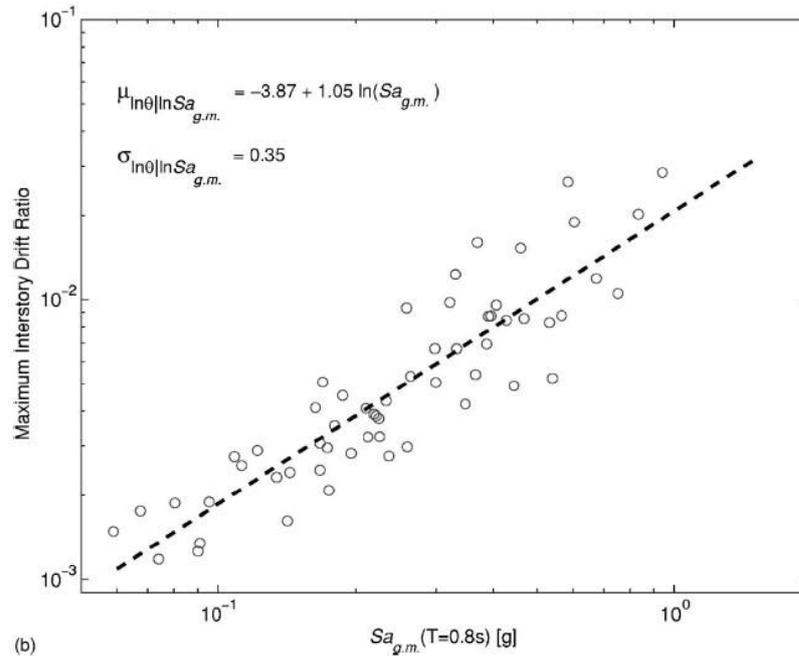


Figura 4.3 Predicción de la respuesta de una estructura de pórtico simple usando la aceleración espectral de la media geométrica de ambas componentes.  
Fuente: Jalayer F., 2003

Las medias de los valores de distorsión de entrepiso son similares para las dos definiciones de aceleración espectral, pero las desviaciones de los resultados obtenidos por la aplicación de la media geométrica son mayores (Baker y Cornell, 2006). Entonces, aunque  $Sa_{GM}$  presente menor dispersión en los resultados de análisis de peligro sísmico (Beyer y Bommer, 2006), presentan mayor dispersión en el análisis de respuesta máxima estructural. (Jalayer, 2003).

Puede concluirse que la definición de la componente horizontal usada por las leyes de atenuación en el análisis de peligro sísmico influye en el cálculo de la respuesta en el análisis estructural.

#### 4.2 DEFINICIONES DE MOVIMIENTO DE SUELO BIDIRECCIONAL

En el desarrollo de las leyes de atenuación, donde se calculan los valores máximos de aceleración y velocidad u ordenadas de respuesta espectral, se debe decidir cómo tratar las dos componentes horizontales que presentan los registros de aceleraciones. En esta tesis se estudian las siguientes definiciones:

- $Sa_{GM}$  : Media geométrica de las respuestas espectrales en las dos direcciones para las que se tienen registros.
- $Sa_{SRSS}$ : Raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas espectrales en las dos direcciones.
- $Sa_{GM-i}$  : Máximo de la media geométrica de las respuestas en las dos direcciones en el mismo instante de tiempo.
- $Sa_{SRSS-i}$ : Máximo de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas en las dos direcciones en el mismo instante de tiempo.
- $Sa_{Env}$ : Envoltura del espectro en las dos direcciones: En cada periodo de análisis se escoge la máxima ordenada espectral entre las dos direcciones.

El uso de la media geométrica como definición de componente horizontal (Azimut  $0^\circ$  y  $90^\circ$ ) ha sido preferido hacia finales del siglo XX por dos motivos:

- El proceso de regresión posee menos dispersión en los resultados para una distribución log-normal, en comparación con las demás definiciones de componente horizontal (Beyer y Bommer, 2006).
- Es una buena estimación del valor central de las orientaciones aleatorias de las componentes individuales (Stewart et al, 2011).

Sin embargo, la media geométrica de dos cantidades es menor al valor máximo de estas cantidades, solo siendo igual si ambas son iguales. Para registros de aceleraciones de campo cercano no sería una buena definición de componente horizontal, ya que el movimiento se encontraría polarizado en la dirección normal a la falla (Huang et al, 2008).

Reconociendo la dependencia de la media geométrica con la orientación de las componentes en las que son registradas, Boore et al. (2006) desarrollaron una definición de media geométrica representada por el parámetro  $GMRotI50$ . La nueva generación de leyes de atenuación (Power et al, 2008) usa el parámetro  $GMRotI50$ . En esta tesis se dará énfasis a la definición de media geométrica de las componentes de sismo como fueron registradas, debido a que el mapa de peligro sísmico de la NTE E.030-2018 fue desarrollado con leyes de atenuación que usan esa definición de componente horizontal.

### 4.3 COMPARACIÓN ENTRE DEFINICIONES DE COMPONENTES DE MOVIMIENTO DE SUELO BIDIRECCIONAL

Es este acápite se comparan los espectros de respuesta de los registros usados en esta tesis, con el fin de observar las diferencias entre las definiciones de componente horizontal para registros reales.

#### 4.3.1 Registro de Angol

La Figura 4.4 presenta resultados obtenidos para la máxima media geométrica de la pseudo-aceleración, en un caso comparando las medias geométricas en cada instante y en el otro combinando las ordenadas espectrales obtenidas separadamente en cada dirección. Se observa que no hay mucha diferencia entre estas definiciones de componente horizontal, los gráficos casi se superponen. En la figura siguiente se observan resultados análogos para la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las componentes de pseudo-aceleración.

La Figura 4.6 presenta las relaciones entre  $Sa_{Env}$  y  $Sa_{GM}$  para una fracción de amortiguamiento de 5% del crítico. Los valores máximos de las relaciones llegan hasta 1.8 en periodos largos y hasta 1.5 en periodos cortos. Para periodos largos el ratio mínimo es de 1.30.

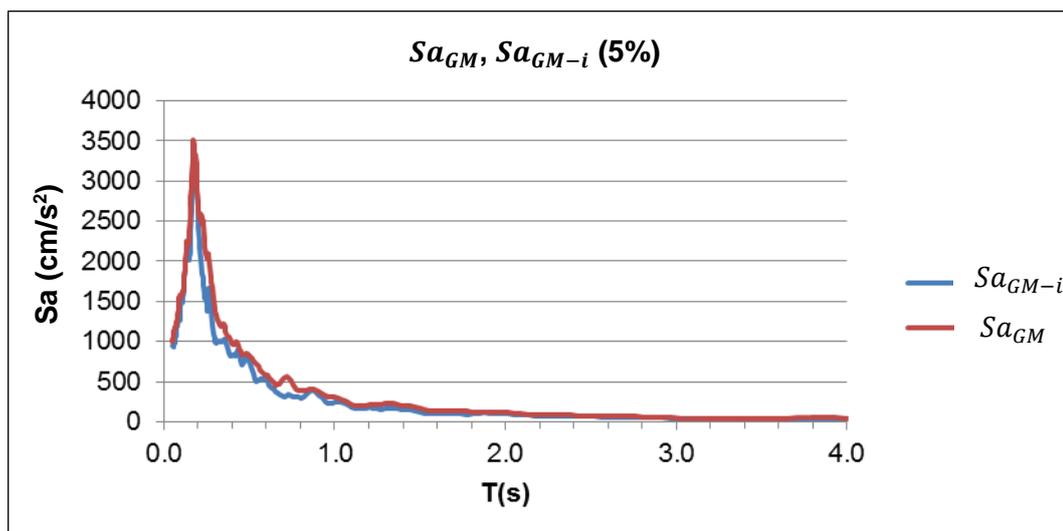


Figura 4.4 Comparación entre  $Sa_{GM-i}$  y  $Sa_{GM}$ , registro de Angol.

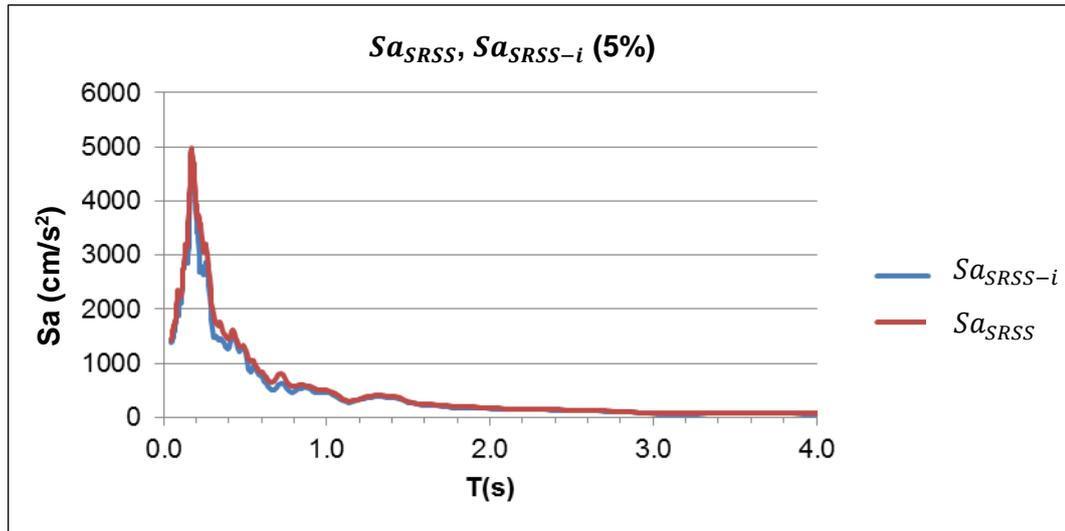


Figura 4.5 Comparación entre  $Sa_{SRSS-i}$  y  $Sa_{SRSS}$ , registro de Angol.

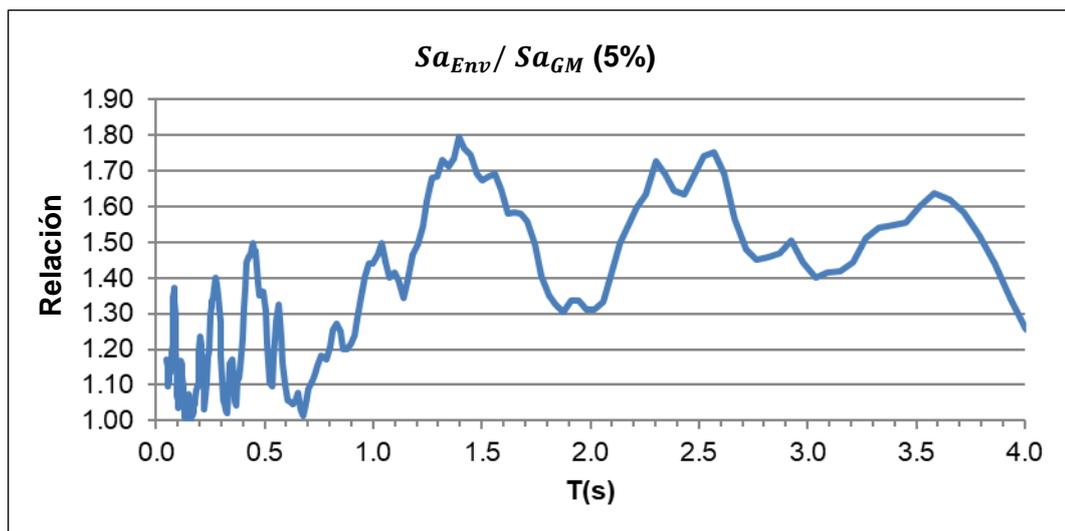


Figura 4.6 Relaciones entre  $Sa_{Env}$  y  $Sa_{GM}$ , registro de Angol.

#### 4.3.2 Registro de Maipú

La Figura 4.7 presenta resultados obtenidos para la máxima media geométrica de la pseudo-aceleración, en un caso comparando las medias geométricas en cada instante y en el otro combinando las ordenadas espectrales obtenidas separadamente en cada dirección; se observa una diferencia considerable para periodos de 0.25s.

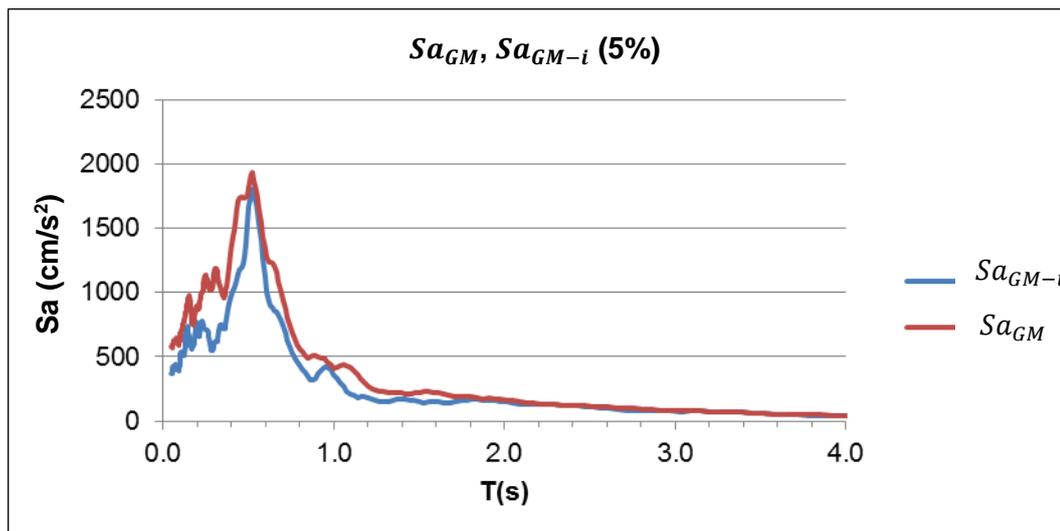


Figura 4.7 Comparación entre  $Sa_{GM-i}$  y  $Sa_{GM}$ , registro de Maipú.

En la figura siguiente se observan resultados análogos para la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las componentes de pseudo-aceleración.

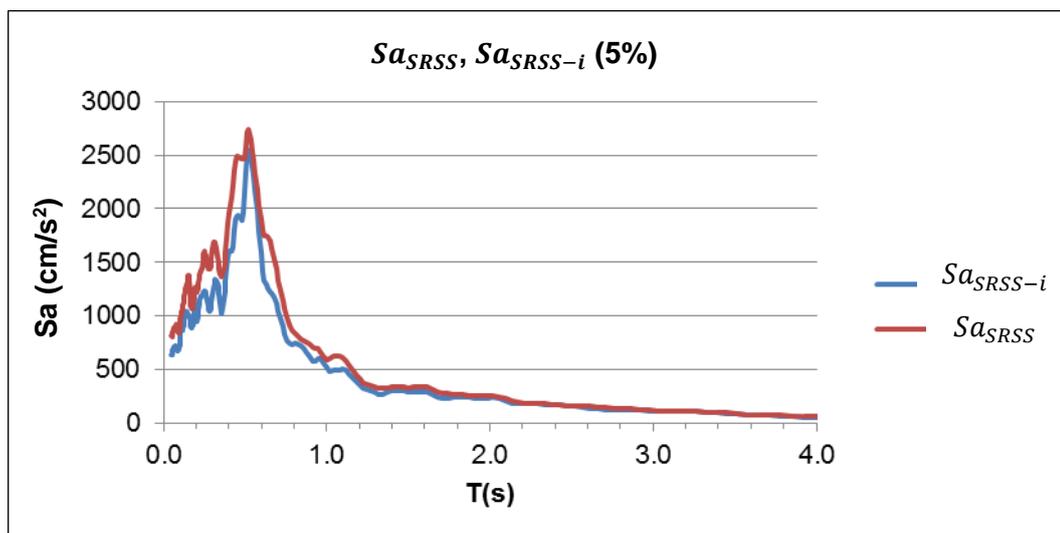


Figura 4.8 Comparación entre  $Sa_{SRSS-i}$  y  $Sa_{SRSS}$ , registro de Maipú.

La Figura 4.9 presenta las relaciones entre  $Sa_{Env}$  y  $Sa_{GM}$  para una fracción de amortiguamiento de 5% del crítico. Los valores máximos de las relaciones llegan hasta 1.45 en periodos largos y hasta 1.25 en periodos cortos. El ratio toma el valor de 1.03 en 2.5s.

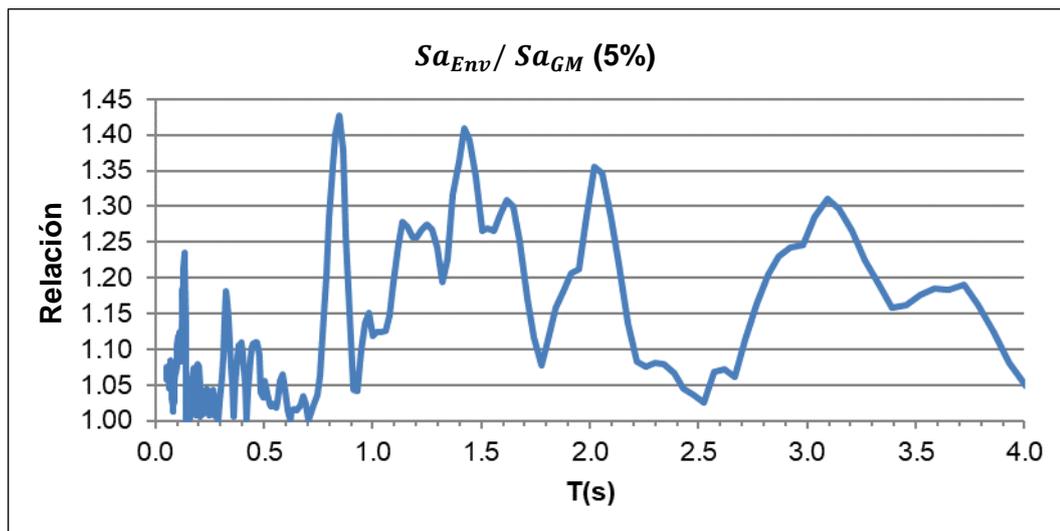


Figura 4.9 Relaciones entre  $Sa_{Env}$  y  $Sa_{GM}$ , registro de Maipú.

#### 4.3.3 Registro de Cesar Vizcarra Vargas (CVV)

La Figura 4.10 presenta resultados obtenidos para la máxima media geométrica de la pseudo-aceleración, en un caso comparando las medias geométricas en cada instante y en el otro combinando las ordenadas espectrales obtenidas separadamente en cada dirección; se observa que hay diferencias considerables en periodos de 0.5s hasta 0.8s. En la figura siguiente se observan resultados análogos para la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las componentes de pseudo-aceleración.

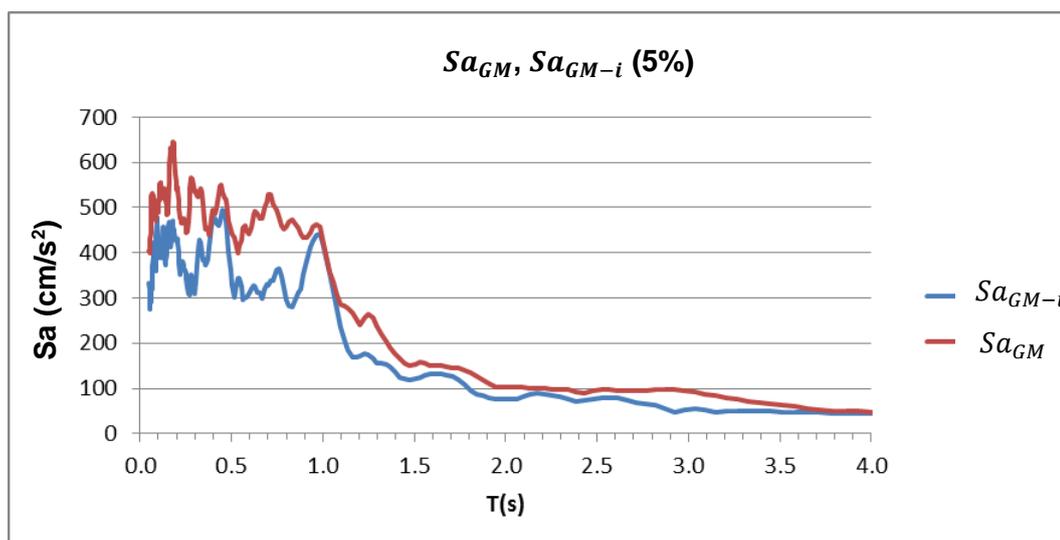


Figura 4.10 Comparación entre  $Sa_{GM-i}$  y  $Sa_{GM}$ , registro de CVV.

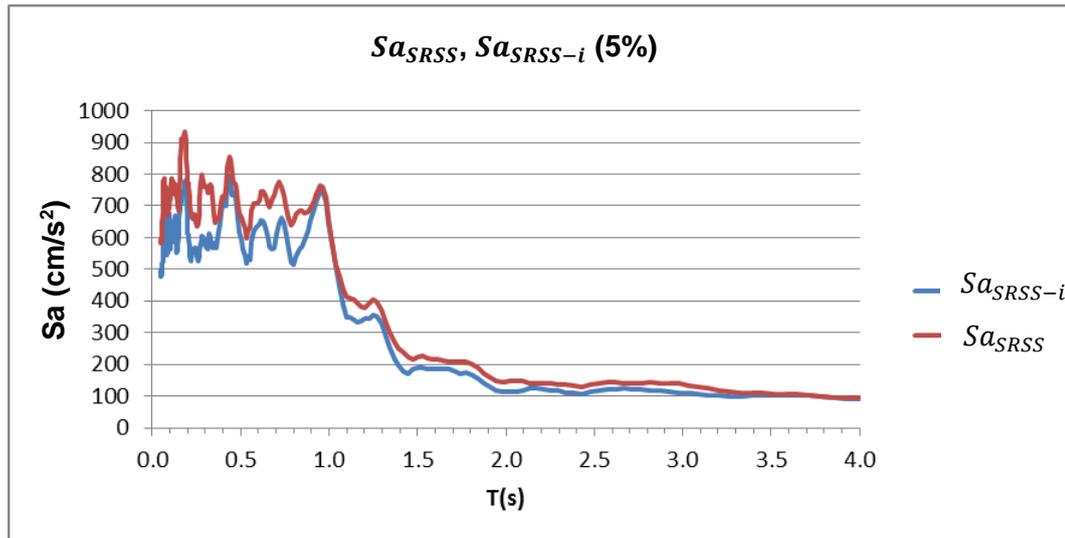


Figura 4.11 Comparación entre  $Sa_{SRSS-i}$  y  $Sa_{SRSS}$ , registro de CVV.

La Figura 4.12 presenta las relaciones entre  $Sa_{Env}$  y  $Sa_{GM}$  para una fracción de amortiguamiento de 5% del crítico. Los valores máximos de las relaciones llegan hasta 1.5 en periodos menores a 3.2s, a partir de este periodo se observa un incremento de hasta 1.9 en el ratio.

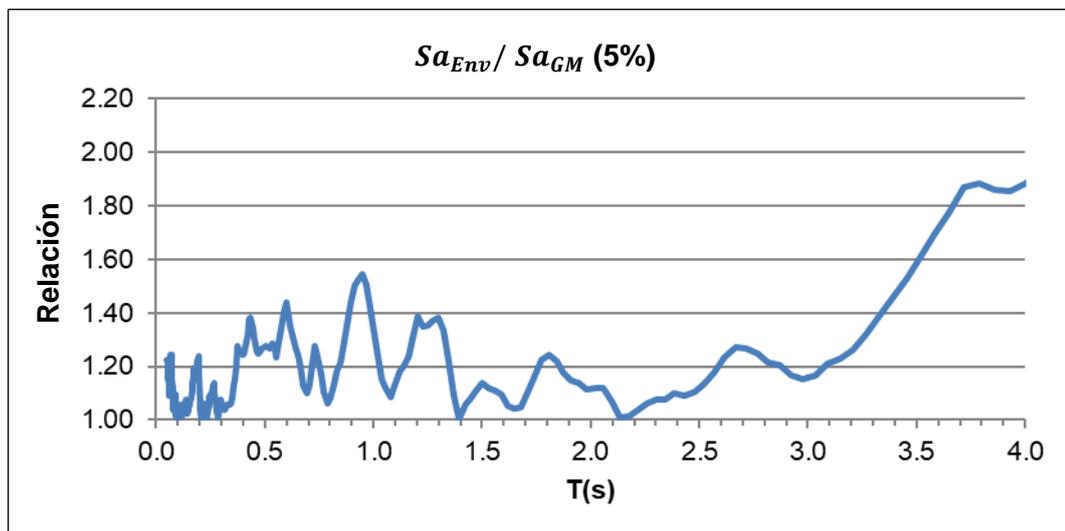


Figura 4.12 Relaciones entre  $Sa_{Env}$  y  $Sa_{GM}$ , registro de CVV.

#### 4.3.4 Registro de UNICA

La Figura 4.13 presenta resultados obtenidos para la máxima media geométrica de la pseudo-aceleración, en un caso comparando las medias geométricas en cada instante y en el otro combinando las ordenadas espectrales obtenidas separadamente en cada dirección; se observa que no hay mucha diferencia entre estas definiciones de componente horizontal. En la figura siguiente se observan resultados análogos para la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las componentes de pseudo-aceleración.

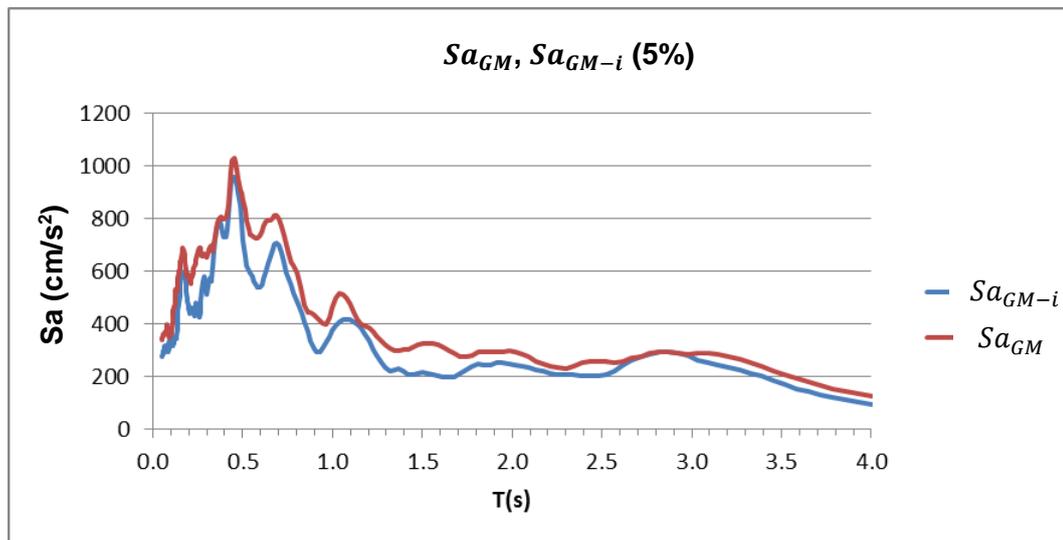


Figura 4.13 Comparación entre  $Sa_{GM-i}$  y  $Sa_{GM}$ , registro de UNICA

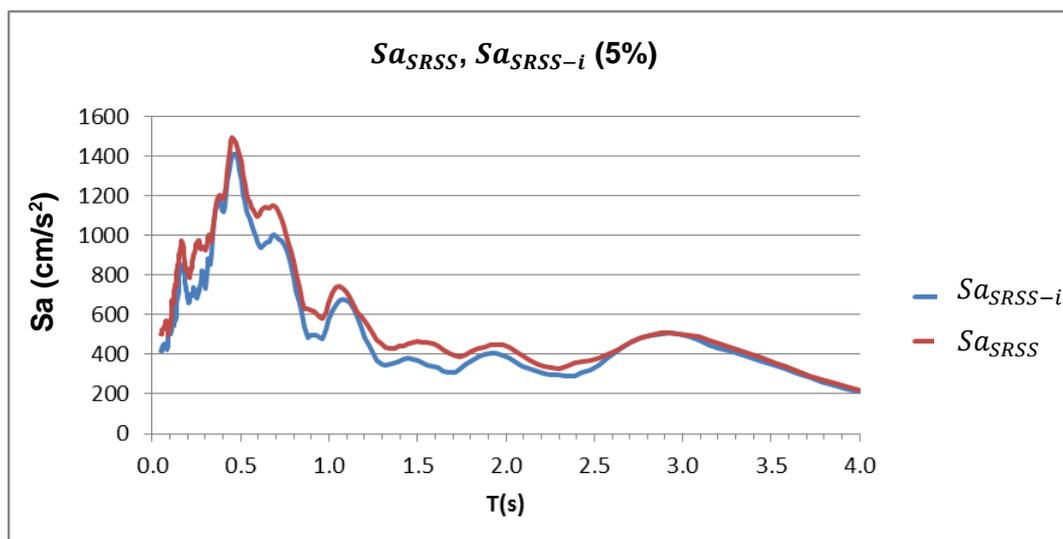


Figura 4.14 Comparación entre  $Sa_{SRSS-i}$  y  $Sa_{SRSS}$ , registro de UNICA.

La Figura 4.15 presenta las relaciones entre  $Sa_{Env}$  y  $Sa_{GM}$  para una fracción de amortiguamiento de 5% del crítico. Los valores máximos de las relaciones llegan hasta 1.4 en periodos menores a 2.6s, a partir de este periodo se observa un incremento de hasta 1.7 en el ratio.

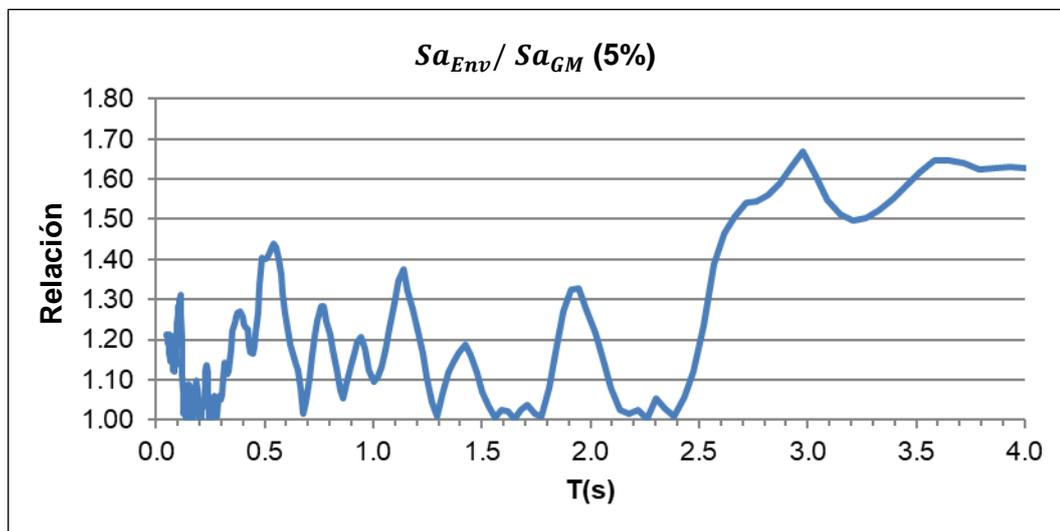


Figura 4.15 Relaciones entre  $Sa_{Env}$  y  $Sa_{GM}$ , registro de UNICA.

#### 4.3.5 Registro de Parque de Reserva (PRQ)

La Figura 4.16 presenta resultados obtenidos para la máxima media geométrica de la pseudo-aceleración, en un caso comparando las medias geométricas en cada instante y en el otro combinando las ordenadas espectrales obtenidas separadamente en cada dirección; se observa diferencia para periodos cercanos a 0.2s. En la figura siguiente se observan resultados análogos para la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las componentes de pseudo-aceleración.

La Figura 4.18 presenta las relaciones entre  $Sa_{Env}$  y  $Sa_{GM}$  para una fracción de amortiguamiento de 5% del crítico. Los valores máximos de las relaciones llegan hasta 1.5 en periodos menores a 2.4s, a partir de este periodo se observa un incremento de hasta 1.78 en el ratio para 2.6s y luego decrece hasta 1.10 en 3.7s.

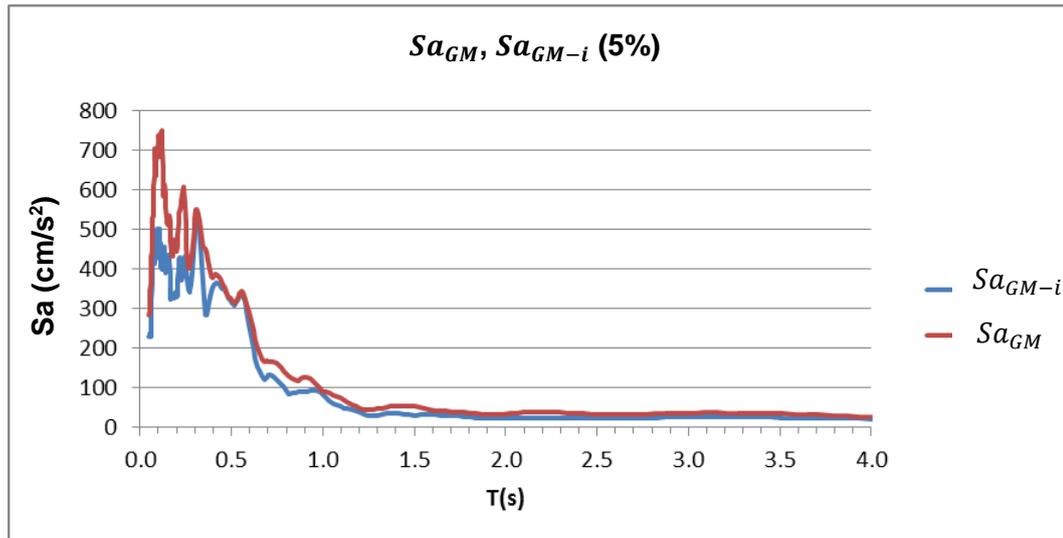


Figura 4.16 Comparación entre  $Sa_{GM-i}$  y  $Sa_{GM}$ , registro de PRQ

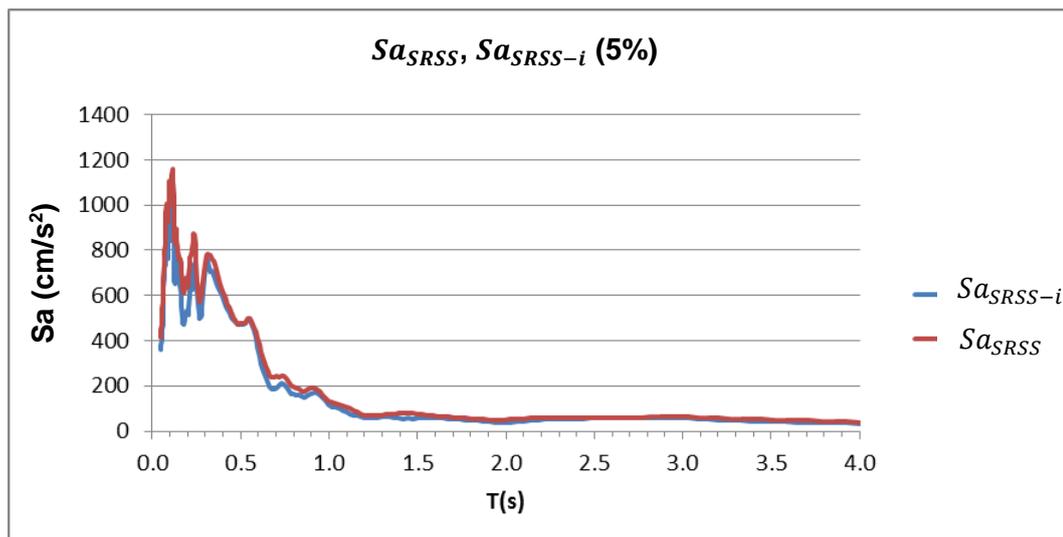


Figura 4.17 Comparación entre  $Sa_{SRSS-i}$  y  $Sa_{SRSS}$ , registro de PRQ.

Los valores de las relaciones para los registros estudiados presentan mucha variación con el periodo y no evidencian una tendencia definida; sin embargo, los valores máximos de los relaciones pueden llegar hasta valores de 1.8, por tal motivo se evaluará si se puede utilizar la relación de Beyer y Bommer (2006) para poder transformar los valores de  $Sa_{GM}$  a los valores de  $Sa_{Env}$  de una manera conservadora.

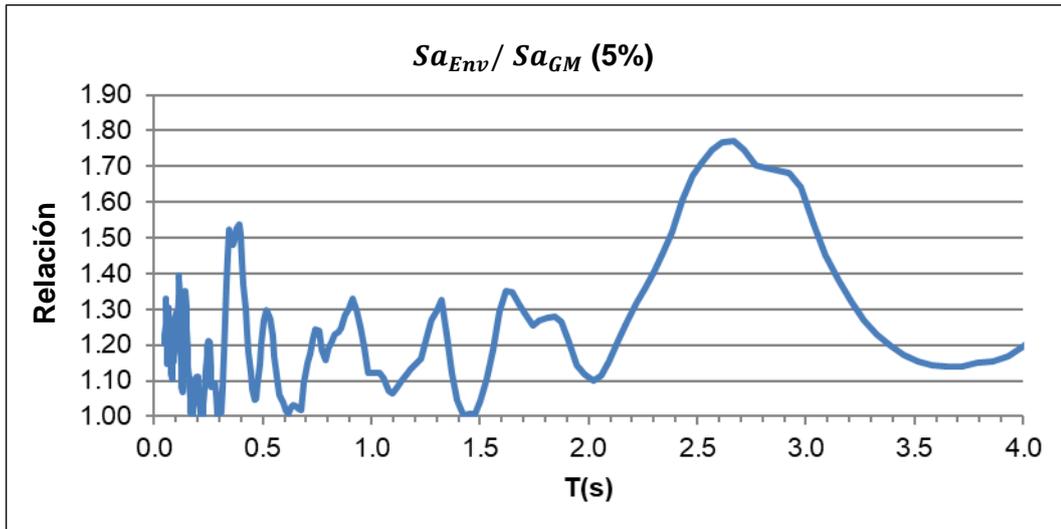


Figura 4.18 Relaciones entre  $Sa_{Env}$  y  $Sa_{GM}$ , registro de PRQ.

#### 4.4 RELACIÓN DE BEYER Y BOMMER

Beyer y Bommer (2006) emplearon 949 registros de la base de datos de la nueva generación de leyes de atenuación (PEER, 2005) para el análisis de la relación entre distintas definiciones de componente horizontal. Estos registros son del oeste de Estados Unidos y provienen de sismos continentales. La ecuación 4.1 muestra la relación de Beyer y Bommer (2006).

$$\left(\frac{Sa_{Env}(T)}{Sa_{GM}(T)}\right)_{median} = \begin{cases} 1.1, & T < 0.15 \text{ s} \\ 1.1 + 0.1 \frac{\log\left(\frac{T}{0.15}\right)}{\log\left(\frac{0.8}{0.15}\right)}, & 0.15 \text{ s} \leq T < 0.8 \text{ s} \\ 1.2, & 0.8 \text{ s} \leq T \leq 5 \text{ s} \end{cases} \quad (4.1)$$

Beyer y Bommer (2006) mencionan que se debe tener en cuenta que las relaciones entre  $Sa_{Env}$  y  $Sa_{GM}$  se ajusta mejor a una distribución gamma; sin embargo, la ecuación 4.1 fue desarrollada con una distribución lognormal. Respecto a la sismogénesis, Beyer y Bommer (2006) recomiendan comparar los valores calculados con la ecuación 4.1, con los valores calculados para registros de eventos de tipo subducción. La Figura 4.19 muestra la comparación entre el valor medio de los relaciones calculados por Beyer y Bommer (2006) con los

valores de los relaciones calculados en esta tesis, presentando los periodos en escala logarítmica.

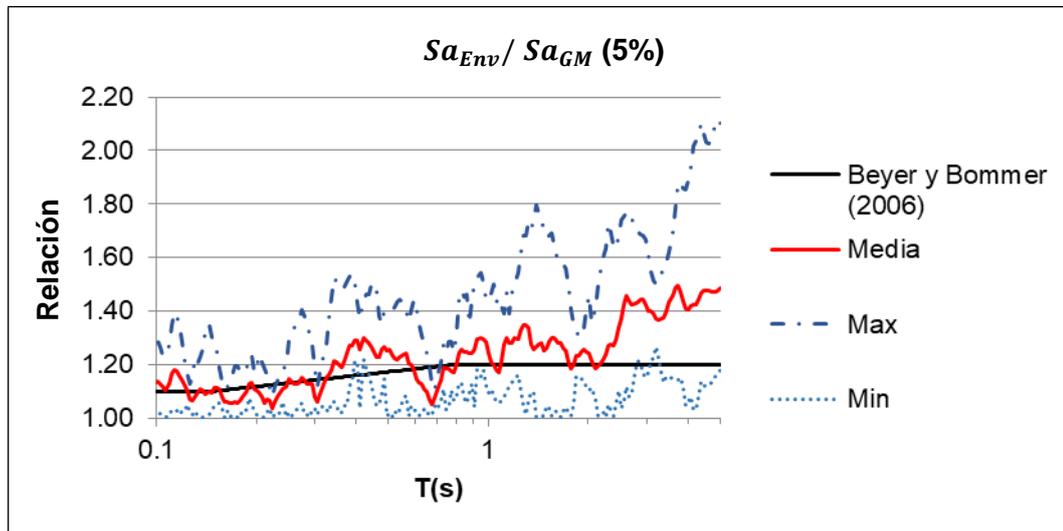


Figura 4.19 Comparación de relaciones entre  $Sa_{Env}$  y  $Sa_{GM}$  en esta tesis y con la relación de Beyer y Bommer (2006).

La relación de Beyer y Boomer (2006) obtiene en general valores menores a los valores promedio calculados con los registros de este estudio para periodos mayores que 0.8s. Para periodos menores que 0.8s es superior en pequeños intervalos de periodo. Sin embargo, existe mucha diferencia entre los valores máximos y promedio de las relaciones para los registros.

La conversión de la media geométrica, como definición de componente horizontal en el análisis de peligro sísmico, a la envolvente de las aceleraciones espectrales en las direcciones EW y NS usando la relación de Beyer y Boomer (2006) debería descartarse, debido a que en la Figura 4.19 se observa que los valores promedios de los factores de conversión son mayores a los calculados con la relación de Beyer y Boomer (2006) para los registros reales estudiados en esta tesis.

Por lo tanto, se propone usar el valor del factor  $Z$  como un nivel de intensidad bidireccional, considerando el mismo nivel de intensidad en las dos direcciones de forma simultánea.

## CAPITULO V: MODELOS SIMPLIFICADOS DE TRES GRADOS DE LIBERTAD

En este capítulo se estudiaron modelos simplificados de tres grados de libertad con excentricidad de rigideces en una dirección. El análisis consistió en la comparación de los desplazamientos máximos de los ejes extremos aplicando una acción sísmica en solo una dirección (sin excentricidad) y en las dos direcciones en simultáneo. Los modelos simplificados de tres grados de libertad permiten evaluar los efectos que puede producir la simultaneidad de los componentes en estructuras simples con irregularidad torsional.

### 5.1 PLANTEAMIENTO DEL MODELO

Los modelos numéricos de edificios reales son complejos y poseen muchos grados de libertad, lo cual requeriría mucho esfuerzo el realizar un análisis paramétrico que relacione el grado de irregularidad torsional de la estructura con el efecto de la simultaneidad de las componentes de sismo. Además, cada modelo tiene características de rigidez e irregularidades diferentes. Por tal motivo, como primera etapa del estudio, se plantean modelos de planta geométrica regular de un nivel. El modelo en planta tiene dos ejes principales X e Y, la excentricidad en planta del modelo se representa por una configuración de rigideces laterales, que producen el traslado del centro de rigidez (CR) a una distancia  $e_x$  del centro de masas (CM). Este modelo permite relacionar los efectos de la aplicación simultánea de las componentes de sismo con la excentricidad en planta, el cual define el grado de irregularidad torsional  $G_{it}$ .

El modelo simplificado tiene tres grados de libertad, dos traslacionales (en las direcciones X e Y), y uno rotacional (alrededor del eje Z). La excentricidad del modelo en planta se define como la distancia  $e_x$ . La representación gráfica del modelo se muestra en la Figura 5.1.

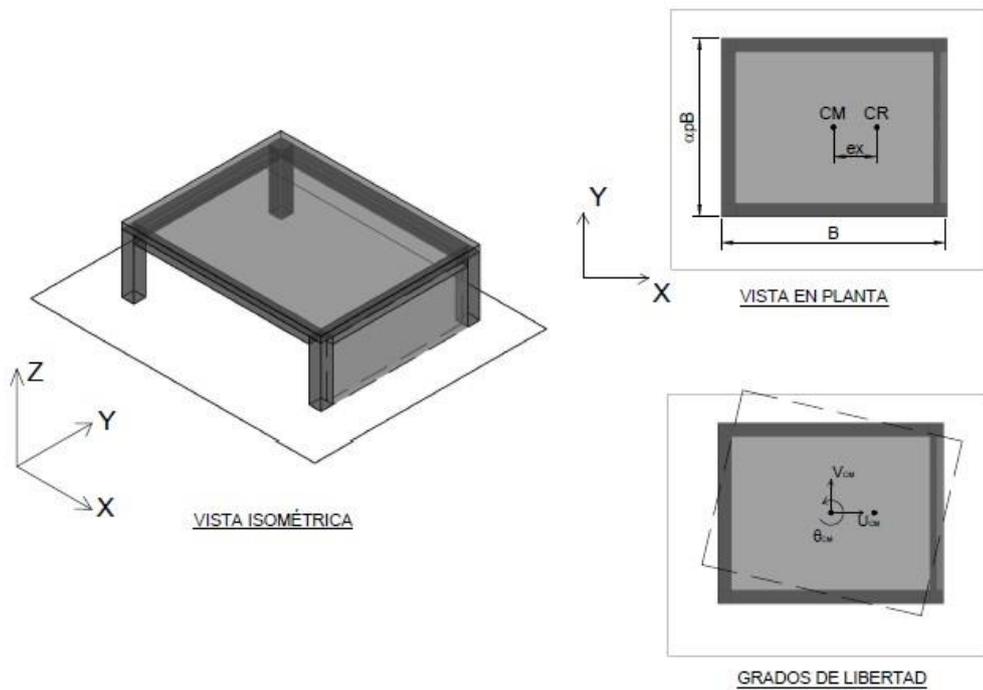


Figura 5.1 Modelo simplificado de tres grados de libertad.

## 5.2 PROPIEDADES DEL MODELO

### 5.2.1 Masa

La masa se define en base al peso distribuido por unidad de área y está dado por:

$$m = \alpha_p \rho_a B^2 \quad (5.1)$$

Donde:

- $\alpha_p$ : Razón de lados en planta (Longitud de lado en dirección Y/ Longitud de lado en la dirección X).
- $\rho_a$ : Densidad de área ( $\text{kg}/\text{m}^2$ ).
- $B$ : Longitud de lado en la dirección X (m).
- $m$ : Masa del diafragma distribuida de manera uniforme en la planta (kg).

### 5.2.2 Momento de Inercia Torsional

El momento de inercia torsional del diafragma alrededor del eje Z está dado por:

$$J = \frac{mB^2(1 + \alpha_p^2)}{12} \quad (5.2)$$

Donde:

- $J$ : Momento de inercia torsional (kg.m<sup>2</sup>)

### 5.2.3 Rigidez Lateral

La rigidez lateral en la dirección X se relaciona con el periodo lateral de vibración en la dirección X ( $T_x$ ) y está dado por:

$$k_x = \frac{4\pi^2 m}{T_x^2} \quad (5.3)$$

Donde:

- $T_x$ : Periodo de vibración en la dirección X (s).

La rigidez lateral en la dirección Y se determina multiplicando la razón de rigideces  $\alpha_k$  por  $k_x$  ( $k_y = \alpha_k k_x$ ).

### 5.2.4 Rigidez Torsional

La rigidez torsional está dada por:

$$k_r = \sum_{i=1}^n k_{l_i} r_i^2 \quad (5.4)$$

Donde:

- $k_r$ : Rigidez torsional (kN.m).
- $n$ : Número total de pórticos en las dos direcciones.
- $k_{l_i}$ : Rigidez lateral de cada pórtico (kN/m).
- $r_i$ : Distancia perpendicular medida desde el centro de masas al eje del pórtico i (m).

Esta propiedad depende de la distribución de las rigideces laterales de los pórticos en las dos direcciones. En este estudio se consideró que los pórticos están orientados en las direcciones X e Y.

Se define un factor de distribución  $f_d$  y un factor de forma  $f_f$ . Para analizar estos factores se presenta dos modelos de distribución de rigideces en la Figura 5.2. La rigidez torsional para el primer caso en que las rigideces están localizadas en los ejes extremos se determinó reemplazando las rigideces y distancias correspondientes en la ecuación (5.4):

$$k_r = k_x \left( \frac{\alpha_p B}{2} \right)^2 + k_y \left( \frac{B}{2} \right)^2$$

Obteniendo  $k_r$  en función de  $k_x B^2$ :

$$k_r = \left( \frac{1}{2} \right) \left( \frac{\alpha_p^2 + \alpha_k}{2} \right) k_x B^2$$

Una planta con el mismo valor de rigidez lateral en las dos direcciones ortogonales tiene un valor de  $\alpha_k$  igual a 1 y una planta cuadrada tiene un valor de  $\alpha_p$  igual 1. Para una planta de estas características,  $k_r$  resulta 0.5 veces  $k_x B^2$ , al factor 0.5 se le definió como factor de distribución  $f_d$  y a la cantidad que depende de la relación de lados y rigideces se le denominó factor de forma  $f_f$ . Entonces la rigidez torsional en el modelo simplificado está dada por la ecuación (5.5):

$$k_r = f_d f_f k_x B^2 = f k_x B^2 \quad (5.5)$$

Donde:

- $f_f$ : Factor de forma =  $\frac{\alpha_p^2 + \alpha_k}{2}$
- $f_d$ : Factor de distribución.
- $f$ : Factor de rigidez torsional =  $f_d f_f$

El factor de forma  $f_f$  en el modelo simplificado solo depende de las razones de lados y de rigideces. Considerando que el factor de forma toma un valor constante, el factor de distribución  $f_d$  para el caso extremo de mayor rigidez torsional, el cual es el primer caso mostrado en la Figura 5.2, toma el valor de 0.5. Sin embargo en el segundo caso tomaría un valor menor para un mismo valor de  $f_f$  y este valor se reduce dependiendo de la rigidez torsional de cada modelo simplificado. Por lo tanto, el parámetro adimensional  $f$  es el adecuado para definir la rigidez torsional de los modelos simplificados.

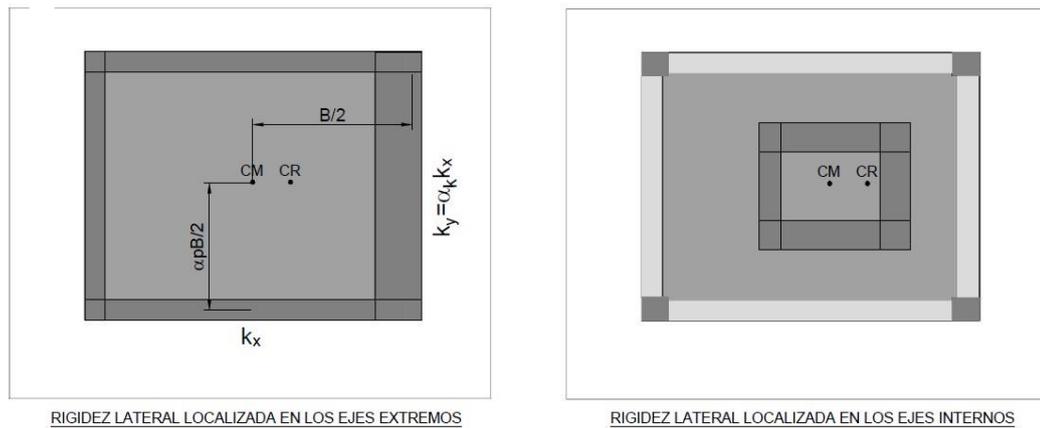


Figura 5.2 Modelo de distribución de rigideces.

### 5.3 PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El análisis estructural de los modelos simplificados se realizó como un análisis pseudo-tridimensional. Este análisis es respecto al centro de masas, el cual se consideró ubicado en el centro geométrico de la planta. La traslación del centro de masas del modelo en dirección X se definió como el GDL 1, la traslación del centro de masas del modelo en dirección Y como el GDL 2 y la rotación del diafragma del modelo alrededor del eje Z como el GDL 3.

#### 5.3.1 Matriz de Masas

Como el análisis se realizó con respecto al centro de masas, la matriz de masas resulta diagonal y está dada por:

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m & 0 & 0 \\ 0 & m & 0 \\ 0 & 0 & J \end{bmatrix} \quad (5.6)$$

#### 5.3.2 Matriz de Rigidez

La excentricidad en la dirección Y se ha supuesto nula ( $e_y = 0$ ) y está dada por:

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_x & 0 & 0 \\ 0 & k_y & k_y e_x \\ 0 & k_y e_x & k_r \end{bmatrix} \quad (5.7)$$

### 5.3.3 Análisis Estático

Para el cálculo del grado de irregularidad torsional  $G_{it}$  se realizó un análisis estático de fuerzas laterales como se muestra en la Figura 5.3.

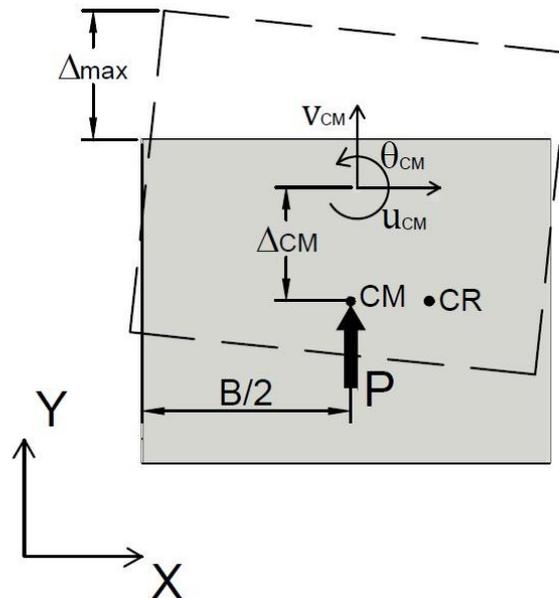


Figura 5.3 Análisis estático de modelo simplificado.

Sea el vector de fuerzas:

$$\mathbf{F} = [0 \quad P \quad 0]^T \quad (5.8)$$

Sea el vector de desplazamiento del centro de masa  $CM$ :

$$\mathbf{u} = [u_{CM} \quad v_{CM} \quad \theta_{CM}]^T \quad (5.9)$$

La ecuación de equilibrio es:

$$\mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{F} \quad (5.10)$$

Como el modelo tiene un diafragma rígido, el desplazamiento del extremo más alejado del centro de rigidez se calcula como:

$$\Delta_{max} = v_{CM} - \frac{B\theta_{CM}}{2} \quad (5.11)$$

El grado de irregularidad torsional  $G_{it}$  se puede reescribir como:

$$G_{it} = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{CM}} = \frac{v_{CM} - \frac{B\theta_{CM}}{2}}{v_{CM}} = 1 - \frac{B\theta_{CM}}{2v_{CM}} \quad (5.12)$$

Resolviendo la ecuación 5.10 para la fuerza en el GDL 3:

$$k_y e_x v_{CM} + k_r \theta_{CM} = 0$$

$$\frac{\theta_{CM}}{v_{CM}} = -\frac{k_y e_x}{k_r} = -\frac{k_y e_x}{f k_x B^2} = -\frac{\alpha_k e_x}{f B^2} \quad (5.13)$$

Reemplazando la 5.13 en 5.12:

$$G_{it} = 1 + \frac{\alpha_k \left(\frac{e_x}{B}\right)}{2f} \quad (5.14)$$

De la ecuación 5.14 se puede observar que el grado de irregularidad torsional depende solo de la excentricidad relativa  $\left(\frac{e_x}{B}\right)$  la razón de rigideces  $(\alpha_k)$  y el factor de rigidez torsional  $(f)$ .

#### 5.3.4 Análisis lineal tiempo historia

El análisis lineal tiempo historia se realizó como superposición de las respuestas de cada modo de vibración para cada instante de tiempo. La ecuación dinámica del movimiento con una aceleración de suelo bidireccional se presenta en la ecuación 5.15:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = -\mathbf{M}(\mathbf{1}_x \ddot{u}_{gx} + \mathbf{1}_y \ddot{u}_{gy}) \quad (5.15)$$

Donde:

- $\mathbf{C}$ : Matriz de amortiguamiento.
- $\mathbf{u}$ : Vector de desplazamiento de centro de masa =  $[u_{CM} \ v_{CM} \ \theta_{CM}]^T$
- $\dot{\mathbf{u}}$ : Vector de velocidad del centro de masa =  $[\dot{u}_{CM} \ \dot{v}_{CM} \ \dot{\theta}_{CM}]^T$
- $\ddot{\mathbf{u}}$ : Vector de aceleración del centro de masa =  $[\ddot{u}_{CM} \ \ddot{v}_{CM} \ \ddot{\theta}_{CM}]^T$
- $\mathbf{1}_x$ : Columna 1 de la matriz identidad de orden 3 =  $[1 \ 0 \ 0]^T$
- $\mathbf{1}_y$ : Columna 2 de la matriz identidad de orden 3 =  $[0 \ 1 \ 0]^T$
- $\ddot{u}_{gx}$ : Registro de aceleración de suelo en la dirección X.
- $\ddot{u}_{gy}$ : Registro de aceleración de suelo en la dirección Y.

El vector de desplazamiento se puede expresar como la superposición de tres modos de vibración.

$$\mathbf{u} = \sum_{i=1}^3 a_i \boldsymbol{\phi}_i \quad (5.16)$$

Donde:

- $a_i$ : Coordenada modal del modo de vibración  $i$ .
- $\boldsymbol{\phi}_i$ : Vector de forma del modo de vibración  $i$ .

Reemplazando la ecuación 5.16 en la ecuación 5.15 y multiplicando por  $\boldsymbol{\phi}_j^T$  en cada lado de la ecuación, por la propiedad de la ortogonalidad de modos se cancelan los productos a excepción de los términos en los que  $i = j$ , y se obtienen las ecuaciones desacopladas para cada modo de vibración.

$$\ddot{a}_i + 2\zeta_i \omega_{ni} \dot{a}_i + \omega_{ni}^2 a_i = -\Gamma_x \ddot{u}_{gx} - \Gamma_y \ddot{u}_{gy} \quad (5.17)$$

Donde:

- $\omega_{ni}$ : Frecuencia natural circular del modo de vibración  $i$ .
- $\zeta_i$ : Fracción de amortiguamiento crítico del modo de vibración  $i$ , se considerará igual a 5% para los 3 modos de vibración.
- $\dot{a}_i$ : Derivada respecto al tiempo de la coordenada modal del modo de vibración  $i$ .
- $\ddot{a}_i$ : Derivada de orden 2 respecto al tiempo de la coordenada modal del modo de vibración  $i$ .
- $\Gamma_x$ : Factor de participación en la dirección X =  $\frac{\boldsymbol{\phi}_i^T \mathbf{M} \mathbf{1}_x}{\boldsymbol{\phi}_i^T \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}_i}$
- $\Gamma_y$ : Factor de participación en la dirección Y =  $\frac{\boldsymbol{\phi}_i^T \mathbf{M} \mathbf{1}_y}{\boldsymbol{\phi}_i^T \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}_i}$

Las formas de modo del modelo simplificado corresponden a una forma solo traslacional en la dirección X y dos formas que son combinaciones de la traslación en el eje Y y rotación alrededor del eje Z.

Sea la forma de modo 1:

$$\boldsymbol{\phi}_1 = \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (5.18)$$

Calculando los factores de participación con la ecuación 5.6:

$$\Gamma_x = \frac{\phi_1^T \mathbf{M} \mathbf{1}_x}{\phi_1^T \mathbf{M} \phi_1} = 1$$

$$\Gamma_y = \frac{\phi_1^T \mathbf{M} \mathbf{1}_y}{\phi_1^T \mathbf{M} \phi_1} = 0$$

Se obtiene la ecuación para el modo 1:

$$\ddot{a}_1 + 2\zeta_1 \omega_{n1} \dot{a}_1 + \omega_{n1}^2 a_1 = -\ddot{u}_{gx} \quad (5.19)$$

Sean las formas de los modos de combinación traslacional en el eje Y y rotacional alrededor del eje Z:

$$\phi_{2,3} = \begin{bmatrix} 0 \\ 1 \\ s \end{bmatrix} \quad (5.20)$$

Resolviendo el problema de valores y vectores propios, se obtiene:

$$\mathbf{K} - \omega_n^2 \mathbf{M} = 0 \quad (5.21)$$

Reemplazando 5.6 y 5.7 en 5.21:

$$\begin{bmatrix} k_x - \omega_n^2 m & 0 & 0 \\ 0 & k_y - \omega_n^2 m & k_y e_x \\ 0 & k_y e_x & k_r - \omega_n^2 J \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0 \\ 1 \\ s \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Resolviendo para  $s$  :

$$(k_y - \omega_n^2 m) + k_y e_x s = 0$$

$$s = \frac{\omega_n^2 m - k_y}{k_y e_x}$$

Definiendo:  $\omega_y^2 = \frac{k_y}{m}$

$$s = \frac{\left(\frac{\omega_n}{\omega_y}\right)^2 - 1}{e_x} \quad (5.22)$$

Para cada valor de  $\omega_n$  se calcula un valor de  $s$ . Se procede a calcular los valores propios con la ecuación 5.21:

$$|\mathbf{K} - \omega_n^2 \mathbf{M}| = 0$$

Resolviendo el polinomio característico:

$$\omega_{n1}^2 = \omega_x^2 \quad (5.23)$$

$$\omega_{n2}^2 = \frac{\omega_r^2 + \omega_y^2 - \sqrt{\omega_r^4 + \omega_y^4 + 2\omega_y^2(\omega_r^2 - 2\omega_{ry}^2)}}{2} \quad (5.24)$$

$$\omega_{n3}^2 = \frac{\omega_r^2 + \omega_y^2 + \sqrt{\omega_r^4 + \omega_y^4 + 2\omega_y^2(\omega_r^2 - 2\omega_{ry}^2)}}{2} \quad (5.25)$$

Donde:

- $\omega_{ry}^2 = \frac{k_r - k_y e_x^2}{J}$
- $\omega_r^2 = \frac{k_r}{J}$
- $\omega_x^2 = \frac{k_x}{m}$

Calculando los factores de participación con la ecuación 5.6:

$$\Gamma_x = \frac{\boldsymbol{\phi}_{2,3}^T \mathbf{M} \mathbf{1}_x}{\boldsymbol{\phi}_{2,3}^T \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}_{2,3}} = 0$$

$$\Gamma_y = \frac{\boldsymbol{\phi}_{2,3}^T \mathbf{M} \mathbf{1}_y}{\boldsymbol{\phi}_{2,3}^T \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}_{2,3}} = \frac{m}{m + s_{2,3}^2 J}$$

Se obtiene la ecuación para los modos 2 y 3:

$$\ddot{a}_{2,3} + 2\zeta_{2,3}\omega_{n2,3}\dot{a}_{2,3} + \omega_{n2,3}^2 a_{2,3} = -\left(\frac{m}{m + s_{2,3}^2 J}\right)\ddot{u}_{gy} \quad (5.26)$$

Sean los cambios de variable:  $a_1 = d_1$  y  $a_{2,3} = \left(\frac{m}{m + s_{2,3}^2 J}\right) d_{2,3}$ , las ecuaciones 5.19 y 5.26 se reescriben como:

$$\ddot{d}_1 + 2\zeta_1\omega_{n1}\dot{d}_1 + \omega_{n1}^2 d_1 = -\ddot{u}_{gx} \quad (5.27)$$

$$\ddot{d}_{2,3} + 2\zeta_{2,3}\omega_{n2,3}\dot{d}_{2,3} + \omega_{n2,3}^2 d_{2,3} = -\ddot{u}_{gy} \quad (5.28)$$

Las ecuaciones 5.27 y 5.28 tienen la forma de la ecuación 2.1; por lo tanto, se pueden resolver con el método numérico de integración basado en la interpolación de la respuesta para cada  $d_i$ . La respuesta para cada instante  $t$  se obtuvo por superposición de los tres modos como se muestra en la ecuación 5.29.

$$\mathbf{u}(t) = d_1(t)\boldsymbol{\phi}_1 + \left(\frac{m}{m + s_2^2 J}\right)d_2(t)\boldsymbol{\phi}_2 + \left(\frac{m}{m + s_3^2 J}\right)d_3(t)\boldsymbol{\phi}_3 \quad (5.29)$$

#### 5.4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LOS MODELOS SIMPLIFICADOS

En este acápite se analizan los modelos simplificados de planta cuadrada y planta rectangular con relación de lados 1:2, para analizar la influencia del cálculo de las respuestas máximas del análisis considerando simultaneidad de componentes. Se consideró modelos con rigidez lateral igual en las dos direcciones.

##### 5.4.1 Análisis de modelos con planta cuadrada

Según la NTE E.030-2018 los valores límite que determinan el grado de irregularidad son 1.3 y 1.5. Para un modelo simplificado con  $\alpha_k = 1$  y  $\alpha_p = 1$ , es decir  $f_f = 1$ , se puede clasificar cada modelo según su excentricidad relativa  $\frac{e_x}{B}$  y su factor de rigidez torsional  $f = f_d$  según la ecuación 5.29. En la Tabla 5.1 se muestra la clasificación de cada modelo.

Tabla 5.1 Clasificación de los modelos simplificados con planta cuadrada y rigidez lateral igual en cada dirección.

ex/B	f								
	0.1	0.15	0.2	0.25	0.3	0.35	0.4	0.45	0.5
0.025	<div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;"> <div style="width: 20%; text-align: center;">Irregularidad Torsional Extrema</div> <div style="width: 40%; text-align: center;">Irregularidad Torsional</div> <div style="width: 40%; text-align: center;">No presenta irregularidad</div> </div>								
0.05									
0.075									
0.1									
0.125									
0.15									
0.175									
0.2									
0.225									
0.25									

Para evaluar los máximos efectos que podrían tener las estructuras, con grados de irregularidad equivalentes a los modelos simplificados, se usaron registros de aceleraciones como han sido registrados, estos se han descrito en el capítulo III. En la Figura 5.4 se presentan los casos de carga a analizar. La máxima razón entre los desplazamientos del caso 2 y el caso 1  $\left(\frac{\Delta_{x2}}{\Delta_{x1}}\right)$  se calcularon para cada

modelo definido en la tabla 5.1. Para evitar la incertidumbre de la orientación, el modelo se rotó de  $0^\circ$  a  $359^\circ$  en sentido anti horario como se muestra en la Figura 5.5.

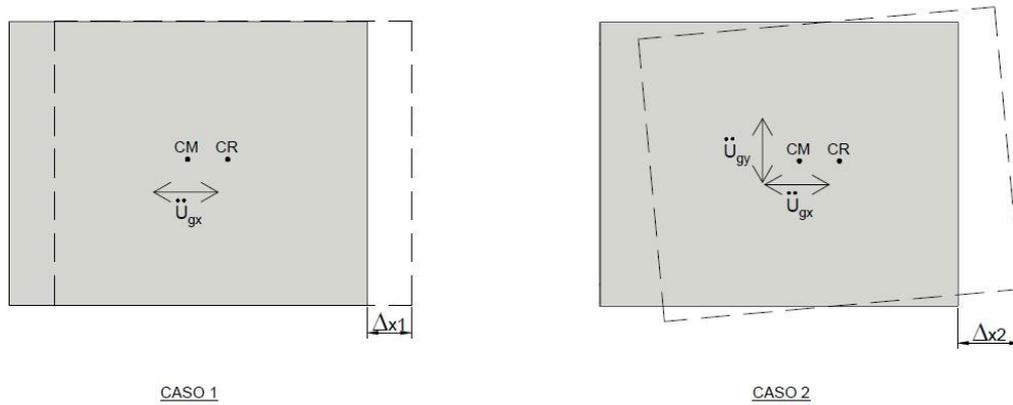


Figura 5.4 Esquema de análisis comparativo de la simultaneidad de componentes

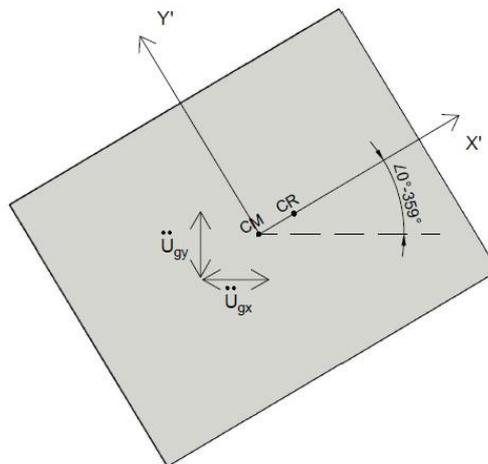


Figura 5.5 Rotación del modelo simplificado

Los valores de  $\frac{\Delta_{x2}}{\Delta_{x1}}$  fueron calculados como los máximos para el rango de periodos laterales de 0.1s a 1s, rango de rotaciones de  $0^\circ$  a  $359^\circ$  y registros de aceleraciones reales considerados en esta tesis. Estos valores se muestran en la Tabla 5.2., donde cada modelo está representado por un su excentricidad relativa

$\frac{e_x}{B}$  y su factor de rigidez torsional  $f$ , mostrándose el rango de valores de amplificación  $\left(\frac{\Delta_{x2}}{\Delta_{x1}}\right)$  que podría tener cada modelo.

Tabla 5.2 Amplificación de los modelos simplificados con planta cuadrada.

ex/B	f								
	0.1	0.15	0.2	0.25	0.3	0.35	0.4	0.45	0.5
0.025	<1.14,1.8>	<1.15,2.04>	<1.11,1.64>	<1.07,1.36>	<1.03,1.21>	<1.03,1.22>	<1.02,1.17>	<1.02,1.13>	<1.02,1.11>
0.05	<1.28,2.47>	<1.34,2.71>	<1.25,2.11>	<1.14,1.67>	<1.08,1.47>	<1.06,1.44>	<1.05,1.35>	<1.05,1.26>	<1.04,1.22>
0.075	<1.41,2.83>	<1.47,3.02>	<1.32,2.45>	<1.19,2.05>	<1.14,1.66>	<1.11,1.66>	<1.09,1.52>	<1.07,1.38>	<1.06,1.33>
0.1	<1.5,3.01>	<1.48,3.34>	<1.37,2.81>	<1.25,2.43>	<1.19,1.83>	<1.13,1.86>	<1.13,1.69>	<1.11,1.5>	<1.08,1.43>
0.125	<1.53,3.39>	<1.5,3.29>	<1.44,2.77>	<1.31,2.69>	<1.28,2.06>	<1.15,2.04>	<1.15,1.86>	<1.14,1.62>	<1.1,1.51>
0.15	<1.57,5.15>	<1.54,3.5>	<1.45,2.89>	<1.31,2.68>	<1.3,2.23>	<1.21,2.18>	<1.2,2.01>	<1.15,1.73>	<1.13,1.59>
0.175	<1.5,7.73>	<1.51,3.68>	<1.53,3.01>	<1.34,2.87>	<1.35,2.34>	<1.24,2.33>	<1.23,2.14>	<1.2,1.83>	<1.17,1.65>
0.2	<1.62,8.26>	<1.59,3.66>	<1.56,3.59>	<1.44,2.85>	<1.4,2.4>	<1.32,2.46>	<1.26,2.24>	<1.23,1.91>	<1.2,1.7>
0.225	<1.64,9.02>	<1.63,5.22>	<1.54,3.68>	<1.56,3.07>	<1.45,2.49>	<1.33,2.48>	<1.3,2.25>	<1.28,1.95>	<1.21,1.75>
0.25	<1.53,14.26>	<1.66,8.23>	<1.67,3.41>	<1.5,3.66>	<1.47,2.69>	<1.39,2.45>	<1.3,2.19>	<1.3,2>	<1.25,1.8>

Para los registros reales estudiados en esta tesis, los modelos simplificados analizados presentan amplificaciones máximas de 3.02 para modelos clasificados como regulares con los criterios de la NTE E.030-2018, y de 3.66 para modelos clasificados como estructuras con irregularidad torsional. En los modelos clasificados como estructuras con irregularidad torsional extrema se calculan amplificaciones de hasta 14.26 para el caso de la rigidez lateral concentrada cerca al centro de masas, en general se observan valores mayores de amplificación.

#### 5.4.2 Análisis de modelos con planta rectangular

Para un modelo simplificado de planta rectangular se consideró una razón de lados  $\alpha_p = 2$ , debido a que es una proporción frecuente en las edificaciones. Para el cálculo del grado de irregularidad torsional  $G_{it}$ , el desplazamiento máximo se daría en la dirección X. La ecuación 5.11 se reescribiría como:

$$G_{it} = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{CM}} = \frac{v_{CM} - \frac{\alpha_p B \theta_{CM}}{2}}{v_{CM}} = 1 - \frac{\alpha_p B \theta_{CM}}{2v_{CM}} \quad (5.30)$$

Reemplazando la ecuación 5.13 en 5.30 se obtiene:

$$G_{it} = 1 + \frac{\alpha_k \alpha_p \left(\frac{e_x}{B}\right)}{2f} \quad (5.31)$$

Para los modelos simplificados con  $\alpha_k = 1$  y  $\alpha_p = 2$  ( $f_f = \frac{2^2+1}{2} = 2.5$ ), se puede clasificar cada modelo según su excentricidad relativa  $\frac{e_x}{B}$  y su factor de rigidez torsional  $f = 2.5f_d$  con la ecuación 5.31. Como  $f_d$  puede tomar el valor máximo de 0.5,  $f$  puede tomar un valor de hasta 1.25. En la Tabla 5.3 se muestra la clasificación de cada modelo.

Tabla 5.3 Clasificación de los modelos simplificados con planta rectangular y rigidez lateral igual en las dos direcciones.

	f									
ex/B	0.2	0.35	0.5	0.65	0.8	0.95	1.1	1.25		
0.025	No presenta irregularidad									
0.05										
0.075										
0.1										
0.125									Irregularidad Torsional	
0.15										
0.175									Irregularidad Torsional Extrema	
0.2										
0.225										
0.25										

Análogamente a lo ya presentado para los modelos con  $\alpha_k = 1$  y  $\alpha_p = 1$  analizados, se calcularon los rangos de amplificaciones, estas se muestran en la Tabla 5.4. Los valores extremos de la Tabla 5.4 son del mismo orden de magnitud que los valores extremos de la Tabla 5.2.

Para modelos con  $\alpha_p > 2$  se puede suponer que los rangos de amplificación tendrán el mismo orden de magnitud. Por lo tanto, se observa que el efecto de la consideración de la simultaneidad de las componentes de sismo es importante incluso para estructuras que se clasifican como regulares y hay que reconsiderar los procedimientos establecidos en La NTE E.030.

Tabla 5.4 Amplificación de los modelos simplificados con planta rectangular.

ex/B	f							
	0.2	0.35	0.5	0.65	0.8	0.95	1.1	1.25
0.025	<1.07,1.49>	<1.14,1.82>	<1.08,1.52>	<1.05,1.26>	<1.02,1.16>	<1.02,1.15>	<1.02,1.11>	<1.01,1.09>
0.05	<1.15,1.97>	<1.27,2.53>	<1.17,1.99>	<1.1,1.51>	<1.05,1.34>	<1.04,1.31>	<1.04,1.22>	<1.03,1.18>
0.075	<1.23,2.38>	<1.34,3.07>	<1.3,2.39>	<1.15,1.75>	<1.09,1.51>	<1.06,1.46>	<1.06,1.33>	<1.05,1.27>
0.1	<1.32,2.84>	<1.51,3.59>	<1.44,2.75>	<1.2,2.03>	<1.13,1.69>	<1.09,1.61>	<1.08,1.44>	<1.06,1.36>
0.125	<1.39,3.48>	<1.69,4>	<1.48,3.11>	<1.25,2.34>	<1.18,1.88>	<1.12,1.76>	<1.1,1.55>	<1.08,1.44>
0.15	<1.44,4.53>	<1.61,4.11>	<1.53,3.44>	<1.3,2.64>	<1.2,2.07>	<1.16,1.9>	<1.13,1.65>	<1.1,1.52>
0.175	<1.5,6.36>	<1.62,4.08>	<1.54,3.53>	<1.38,2.97>	<1.26,2.25>	<1.18,2.03>	<1.16,1.75>	<1.11,1.59>
0.2	<1.54,8.33>	<1.73,4.18>	<1.61,3.34>	<1.41,3.14>	<1.32,2.42>	<1.19,2.18>	<1.18,1.85>	<1.13,1.65>
0.225	<1.6,8.71>	<1.73,4.28>	<1.63,3.48>	<1.41,3.1>	<1.39,2.57>	<1.23,2.33>	<1.2,1.94>	<1.16,1.72>
0.25	<1.64,9.42>	<1.78,4.54>	<1.66,3.56>	<1.41,3.22>	<1.44,2.68>	<1.27,2.47>	<1.23,2.03>	<1.18,1.77>

### 5.4.3 Influencia de la aplicación de registros artificiales en modelos simplificados de planta cuadrada

Los registros sísmicos reales tienen demandas sísmicas diferentes en las dos direcciones horizontales ortogonales. Para uniformizar estas demandas y evaluar su efecto en las amplificaciones, se analizaron los modelos simplificados con los registros artificiales presentados en el acápite 3.5, debido a que estos registros están ajustados espectralmente a un espectro de diseño igual en las direcciones EW y NS.

Análogamente a lo presentado para los modelos con  $\alpha_k = 1$  y  $\alpha_p = 1$  analizados, se calcularon las amplificaciones, estas se muestran en la Tabla 5.5.

Para los registros artificiales presentados en esta tesis, los modelos simplificados analizados presentan amplificaciones máximas de 2.59 para modelos clasificados como regulares con los criterios de la NTE E.030-2018, 2.61 para modelos clasificados como estructuras con irregularidad torsional y 5.66 para modelos clasificados como estructuras con irregularidad torsional extrema. Los valores de amplificación presentados en la Tabla 5.5 tienen valores de amplificación más uniformes y menores que los presentados en las Tablas 5.2 y 5.4 debido a que las componentes de los registros artificiales se ajustan espectralmente en el dominio en el tiempo a un mismo espectro de diseño.

Tabla 5.5 Amplificación de los modelos simplificados considerando registros artificiales

ex/B	f								
	0.1	0.15	0.2	0.25	0.3	0.35	0.4	0.45	0.5
0.025	<1.12,1.43>	<1.16,1.81>	<1.12,1.54>	<1.07,1.37>	<1.04,1.19>	<1.03,1.12>	<1.02,1.09>	<1.02,1.08>	<1.02,1.07>
0.05	<1.24,1.75>	<1.23,2.35>	<1.3,1.94>	<1.14,1.72>	<1.08,1.39>	<1.06,1.24>	<1.05,1.19>	<1.04,1.17>	<1.03,1.14>
0.075	<1.43,2.09>	<1.35,2.59>	<1.33,2.21>	<1.17,1.98>	<1.1,1.57>	<1.09,1.36>	<1.07,1.28>	<1.06,1.25>	<1.05,1.2>
0.1	<1.49,2.41>	<1.51,2.73>	<1.37,2.39>	<1.25,2.17>	<1.15,1.71>	<1.12,1.48>	<1.09,1.37>	<1.08,1.31>	<1.07,1.28>
0.125	<1.61,2.61>	<1.53,2.64>	<1.34,2.29>	<1.26,2.21>	<1.18,1.78>	<1.16,1.58>	<1.12,1.46>	<1.09,1.37>	<1.08,1.36>
0.15	<1.63,3.44>	<1.58,2.61>	<1.38,2.38>	<1.26,2.21>	<1.17,1.91>	<1.21,1.7>	<1.15,1.55>	<1.12,1.47>	<1.11,1.44>
0.175	<1.65,4.42>	<1.67,2.8>	<1.42,2.47>	<1.37,2.38>	<1.23,2.08>	<1.2,1.83>	<1.15,1.65>	<1.15,1.57>	<1.13,1.54>
0.2	<1.86,5.36>	<1.66,2.81>	<1.54,2.54>	<1.4,2.44>	<1.35,2.21>	<1.21,1.93>	<1.18,1.74>	<1.15,1.68>	<1.14,1.63>
0.225	<1.9,5.51>	<1.78,3.63>	<1.62,2.5>	<1.43,2.45>	<1.33,2.24>	<1.28,1.98>	<1.21,1.85>	<1.18,1.78>	<1.15,1.72>
0.25	<2.17,5.66>	<1.75,4.75>	<1.51,2.72>	<1.51,2.39>	<1.3,2.33>	<1.35,2.2>	<1.24,1.98>	<1.18,1.87>	<1.17,1.81>

Las respuestas máximas de desplazamiento de los modelos simplificados fueron calculadas como la superposición de las respuestas de sus tres modos de vibración, indistintamente de sus periodos de vibración lateral en la dirección X. Es de interés saber cómo podría influir el número de niveles de un modelo de edificaciones con la amplificación de respuesta máxima de desplazamiento en cada planta, debido a la irregularidad torsional en planta.

#### 5.4.4 Influencia del número de niveles en la amplificación de la respuesta

Para evaluar la influencia del número de niveles se plantearon nueve modelos de planta cuadrada con rigidez lateral igual en las dos direcciones X e Y. Todos los modelos tienen una excentricidad en planta en la dirección X de 0.25 para todos los niveles. En el análisis estructural no se consideró las deformaciones en el eje Z, las losas se consideraron como elementos tipo membrana y las placas se modelaron como elementos tipo "frame". La configuración de cada planta se presenta en la Figura 6.5.

Sea  $K$  la rigidez lateral de entrepiso, la cual es igual en las direcciones X y Y. Como la excentricidad en planta es en la dirección X, las placas orientadas en esta dirección poseen igual rigidez lateral de entrepiso ( $0.5K$ ) y son equidistantes del centro de masa (CM). El factor  $\beta$  define la proporción de rigidez que posee la placa con menor sección orientada en dirección Y. La planta tiene una longitud de lado  $B=10m$  en las dos direcciones, la masa se consideró concentrada en el CM y

según la ecuación 5.1, con una densidad de área de  $1000\text{kg/m}^2$ , se calculó una masa de 100 ton por nivel; el momento de inercia torsional se calculó con la ecuación 5.2, resultando el valor de  $J$  igual a  $1666.67\text{ ton.m}^2$  por nivel.

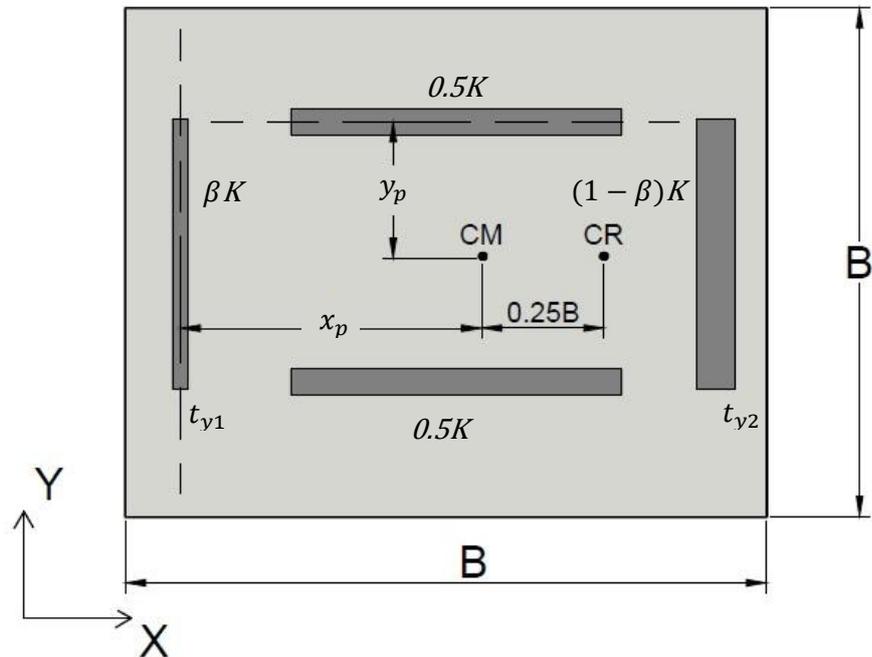


Figura 5.6 Configuración en planta de modelos simplificados de varios niveles

Calculando la rigidez torsional con la ecuación 5.4 se obtiene la siguiente expresión:

$$k_r = Kx_p^2 + Ky_p^2 \quad (5.40)$$

Relacionando la ecuación 5.30 con la ecuación 5.5 se obtiene:

$$fB^2 = x_p^2 + y_p^2 \quad (5.51)$$

Se escogieron relaciones  $y_p/x_p$  de 1, 2 y 3 para valores de  $f$  igual a 0.5, 0.3 y 0.1 respectivamente. El factor  $\beta$  se calculó de tal manera que se obtenga una excentricidad en planta de  $0.25B$ .

En el análisis de la rigidez lateral de las placas, solo se consideró la contribución de la rigidez por corte. La contribución de cada placa a la rigidez lateral quedaría definida con la relación entre sus espesores, siendo esta equivalente al factor  $\beta$ . Las cuatro placas tienen una longitud de 4m y una altura de 3m por nivel. Las

placas orientadas en la dirección X tienen un espesor de 30cm y los espesores  $t_{y1}$  y  $t_{y2}$  de las placas orientadas en la dirección Y deberán sumar 60cm y estar relacionadas con el factor  $\beta$ . La Tabla 5.6 presenta los valores que definen la configuración en planta de los modelos simplificados para cada valor de  $f$ .

Tabla 5.6 Cuadro resumen de valores que definen la configuración en planta para distintos factores de rigidez torsional

$f$	$x_p$ (m)	$y_p$ (m)	$\beta$	$t_{y1}$ (cm)	$t_{y2}$ (cm)
0.1	3.00	1.00	0.08	5	55
0.3	4.90	2.45	0.24	15	45
0.5	5.00	5.00	0.25	15	45

Se consideró que cada modelo tiene un periodo de vibración  $T_x = 0.08N$ , donde  $N$  es el número de niveles del modelo y  $T_x$  se expresa en segundos. El módulo de elasticidad del material de las placas se modificó de tal manera que los periodos del modo de vibración lateral de los modelos sean de 0.4s, 0.8s y 1.6s para los modelos de 5, 10 y 20 niveles respectivamente. En la Figura 5.7 se presenta el modo de vibración lateral del modelo simplificado de 10 niveles con un factor  $f = 0.3$  y un periodo de vibración de 0.795s.

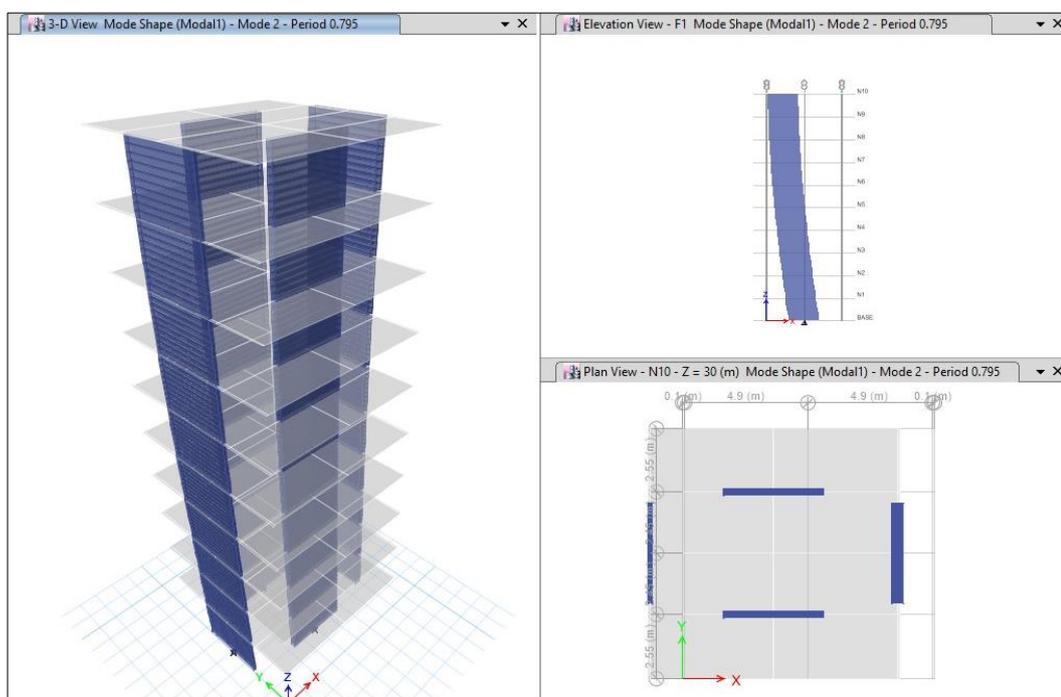


Figura 5.7 Modo de vibración lateral de modelo simplificado de factor de irregularidad torsional  $f=0.3$  de 10 niveles.

Análogamente al análisis realizado en los acápites anteriores, se realizaron análisis tiempo historia lineales con los registros de Angol y UNICA, con rotación cada  $30^\circ$  de  $0^\circ$  a  $90^\circ$ . Se calculó las distorsiones máximas en la dirección X. En la Tabla 5.7 se muestra el cuadro resumen de los rangos de amplificación para los 9 modelos simplificados.

Tabla 5.7 Rangos de amplificaciones de modelos simplificados de 5, 10 y 20 niveles.

$N$	$T_x(s)$	$f$		
		0.1	0.3	0.5
5	0.4	<1.03;2.85>	<1.06;1.56>	<1.08;1.26>
10	0.8	<1.07;2.58>	<1.01;1.7>	<1;1.38>
20	1.6	<1.03;3.37>	<1.04;1.83>	<1.01;1.25>

Comparando las Tablas 5.2 y 5.7, se concluye que las amplificaciones son menores para modelos de varios niveles. Para el caso de  $f = 0.1$  las amplificaciones son mucho menores, pasando de 14.26 a 2.85. Las amplificaciones siguen siendo importantes para factores de irregularidad torsional de 0.3 y 0.5.

## CAPITULO VI: ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS CON DISTINTOS GRADOS DE IRREGULARIDAD

Los casos analizados en este capítulo corresponden a estructuras de edificaciones reales. Se evaluó cómo afecta la consideración de la simultaneidad de componentes de sismo, tanto para registros reales como artificiales, en el cálculo de las respuestas máximas que se consideran en el diseño sísmico. Además, se revisaron los procedimientos usados en la NTE E.030-2018.

### 6.1 EDIFICIOS ANALIZADOS

Los edificios han sido escogidos con distintos grados de irregularidad torsional, de menores a mayores. Los sótanos y semisótanos se modelaron como pisos adicionales y el peso de la estructura se calculó como la suma del 100% de carga muerta y un porcentaje de carga viva que depende de la categoría sísmica de la estructura. Los modelos de edificios de oficinas y viviendas se clasifican como edificios de categoría C (edificaciones comunes) según la NTE E.030, donde se considera el 25% de carga viva para la estimación del peso de la estructura. El modelo de edificio Colegio se clasifica como edificio de categoría A (edificación esencial) según la NTE E.030, donde se considera el 50% de carga viva para la estimación del peso de la estructura. Los patrones de carga muerta y viva varían en cada edificación, pero son consistentes con la NTE E.020.

Cada modelo de edificio analizado se describe de forma breve en los siguientes acápite. Los parámetros que definirán las características geométricas son:

- Altura calculada desde el nivel de empotramiento en la cimentación:  $H$  (m)
- Dimensión de la planta típica en la dirección X :  $B_x$  (m)
- Dimensión de la planta típica en la dirección Y :  $B_y$  (m)

Para cada modelo de edificios se calculó el grado de irregularidad torsional  $G_{it}$  de cada diafragma con el análisis dinámico por superposición modal espectral con 5% de excentricidad accidental. Se tomó como el valor representativo de  $G_{it}$  para cada edificio el máximo de los calculados en cada diafragma.

### 6.1.1 Edificios de Oficinas

Oficinas-1 es una edificación de 7 pisos, 1 semisótano y 3 sótanos. El sistema estructural es de concreto armado de tipo Dual en las dos direcciones principales. El modelo para el análisis se presenta en la Figura 6.1. En la Tabla 6.1 se muestra la masa participativa y periodo de cada modo de vibración. Los modos 3 y 6 son modos de vibración de combinación torsional y traslacional.

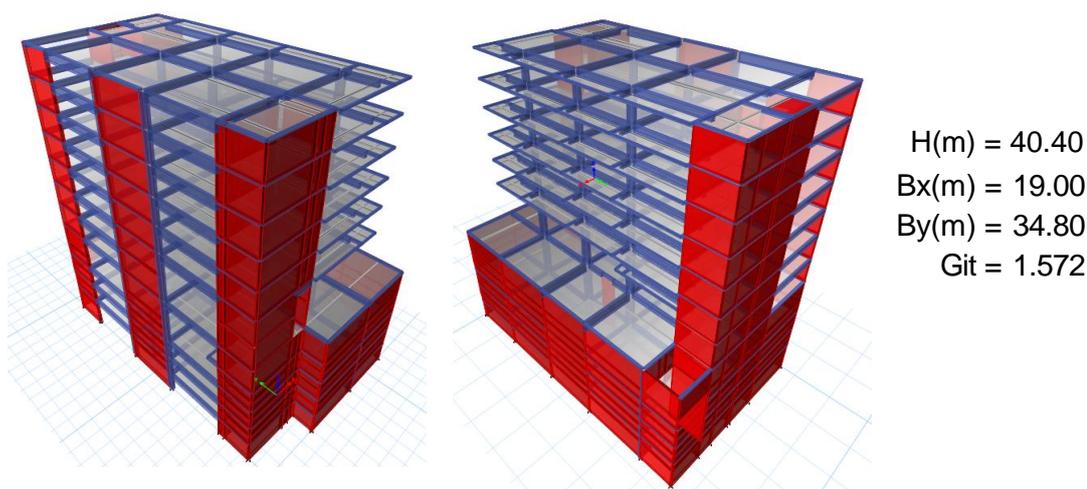


Figura 6.1 Modelo Oficinas-1

Tabla 6.1 Masa participativa y periodo de los modos de vibración de Oficinas-1

Modo de Vibración	T(s)	UX	UY	SUMX	SUMY	Observación
1	0.573	2.9%	49.3%	2.9%	49.3%	Vibración lateral predominante en la dirección Y.
2	0.469	48.8%	2.7%	51.7%	52.0%	Vibración lateral predominante en la dirección X y ligeramente torsional en la .
3	0.293	1.6%	0.2%	53.3%	52.2%	Vibración torsional.
4	0.138	1.2%	22.6%	54.5%	74.8%	Vibración lateral con una intersección predominante en la dirección Y.
5	0.130	27.6%	1.6%	82.1%	76.4%	Vibración lateral con una intersección predominante en la dirección X.
6	0.085	0.0%	0.1%	82.2%	76.5%	Vibración torsional con una intersección.
7	0.076	6.9%	0.1%	89.0%	76.5%	Vibración lateral con dos intersecciones predominante en la dirección X.
8	0.073	0.2%	12.0%	89.2%	88.5%	Vibración lateral con una intersección predominante en la dirección Y con deformación en el primer sótano.
9	0.068	2.8%	0.4%	92.0%	88.9%	Vibración lateral con una intersección predominante en la dirección X con mayor deformación en el sótano.
10	0.064	0.0%	2.0%	92.0%	90.8%	Vibración lateral con una intersección predominante en la dirección Y con mayor deformación en el primer sótano.

Oficinas-2 es una edificación de 3 pisos y 1 sótano. El sistema estructural es de concreto armado de tipo Dual en las dos direcciones principales. El modelo para el análisis se presenta en la Figura 6.2. En la Tabla 6.2 se muestra la masa participativa y periodo de cada modo de vibración. Los modos de vibración 2,3,4,5 y 7 son combinaciones de torsión y traslación.

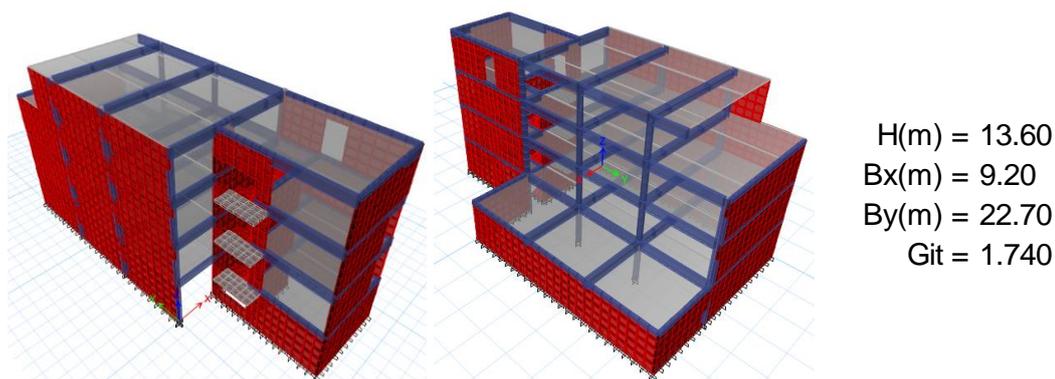


Figura 6.2 Modelo Oficinas-2

Tabla 6.2 Masa participativa y periodo de los modos de vibración de Oficinas-2

Modo de Vibración	T(s)	UX	UY	SUMX	SUMY	Observación
1	0.143	46.3%	1.3%	46.3%	1.3%	Vibración lateral predominante en la dirección X.
2	0.089	7.5%	28.2%	53.8%	29.5%	Vibración torsional predominante y lateral en Y.
3	0.074	5.0%	38.9%	58.7%	68.4%	Vibración torsional predominante y lateral en Y.
4	0.053	19.6%	2.6%	78.3%	71.0%	Vibración torsional predominante.
5	0.029	14.1%	0.5%	92.4%	71.5%	Vibración torsional con una intersección predominante.
6	0.028	1.0%	17.2%	93.4%	88.7%	Vibración lateral con una intersección predominante en la dirección Y con una ligera torsión.
7	0.023	5.0%	0.5%	98.4%	89.2%	Vibración torsional y lateral en la dirección X.
8	0.019	0.0%	8.5%	98.4%	97.7%	Vibración lateral con una intersección predominante en la dirección Y.

Oficinas-3 es una edificación de 9 pisos y 1 mezzanine. El sistema estructural es de concreto armado de tipo Dual en las dos direcciones principales. El modelo para el análisis se presenta en la Figura 6.3. En la Tabla 6.3 se muestra la masa participativa y periodo de cada modo de vibración. Los modos de vibración 1,2,3,4,5,8 y 9 son torsionales.

Oficinas-4 es una edificación de 2 pisos. El sistema estructural es de concreto armado de tipo Dual en las dos direcciones principales. El modelo de Oficinas-4 se presenta en la Figura 6.4. En la Tabla 6.4 se muestra la masa participativa y periodo de cada modo de vibración. El modo de vibración 3 es de combinación torsional y traslacional.

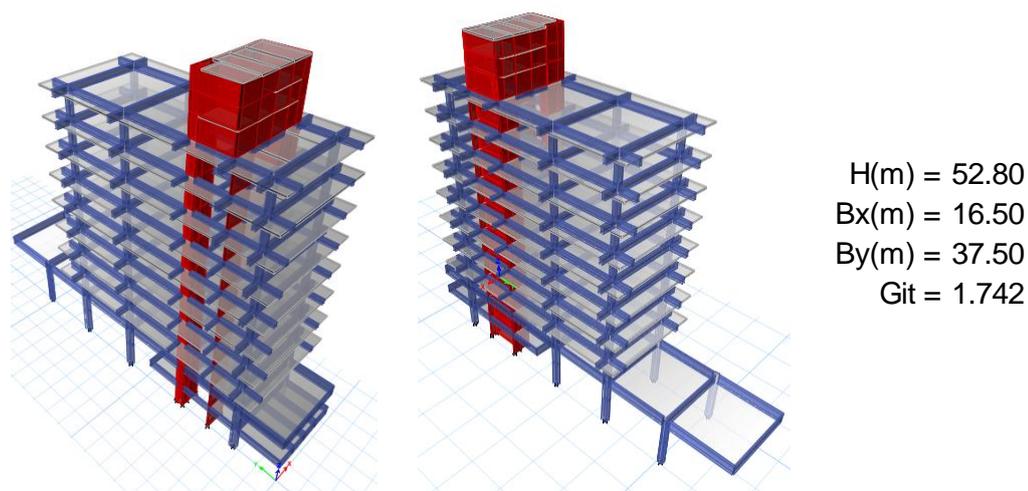


Figura 6.3 Modelo Oficinas-3

Tabla 6.3 Masa participativa y periodo de los modos de vibración de Oficinas-3

Modo de Vibración	T(s)	UX	UY	SUMX	SUMY	Observación
1	1.714	46.4%	3.2%	46.4%	3.2%	Vibración torsional predominante y lateral en X.
2	1.274	26.4%	12.4%	72.9%	15.6%	Vibración torsional predominante y lateral en X.
3	1.077	0.6%	54.3%	73.5%	69.9%	Vibración torsional predominante y lateral en Y.
4	0.581	5.7%	1.0%	79.1%	70.8%	Vibración torsional con una intersección predominante.
5	0.357	0.0%	0.0%	79.1%	70.8%	Vibración torsional con dos intersecciones predominante.
6	0.324	9.5%	2.3%	88.6%	73.1%	Vibración lateral con una intersección predominante en la dirección X con una ligera torsión.
7	0.275	0.7%	15.0%	89.3%	88.1%	Vibración lateral con una intersección predominante en la dirección Y con una ligera torsión.
8	0.228	0.0%	0.0%	89.3%	88.1%	Vibración torsional con tres intersecciones predominante. .
9	0.156	0.2%	0.1%	89.5%	88.2%	Vibración torsional con cuatro intersecciones predominante.
10	0.150	3.8%	0.9%	93.3%	89.1%	Vibración lateral con dos intersecciones predominante en la dirección X con una ligera torsión.
11	0.132	0.4%	5.3%	93.7%	94.4%	Vibración lateral con dos intersecciones predominante en la dirección Y con una ligera torsión.

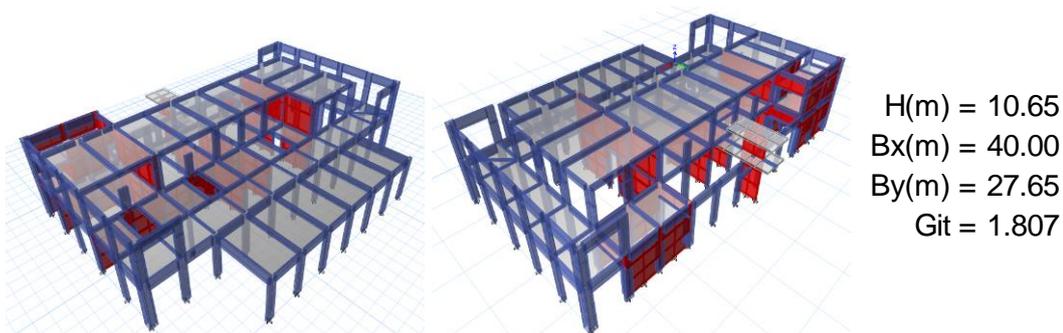


Figura 6.4 Modelo Oficinas-4

Tabla 6.4 Masa participativa y periodo de los modos de vibración de Oficinas-4

Modo de Vibración	T(s)	UX	UY	SUMX	SUMY	Observación
1	0.276	2.4%	0.0%	2.4%	0.0%	Vibración local en pórticos de segundo nivel.
2	0.190	2.1%	0.0%	4.4%	0.0%	Vibración local de muro aislado en el segundo nivel.
3	0.181	24.2%	19.8%	28.6%	19.8%	Vibración torsional predominante.
4	0.161	12.4%	1.9%	41.1%	21.8%	Vibración lateral predominante en la dirección X.
5	0.159	3.2%	39.6%	44.3%	61.3%	Vibración lateral predominante en la dirección Y.
6	0.153	0.2%	21.5%	44.5%	82.8%	Vibración lateral predominante en la dirección Y.
7	0.142	5.6%	10.9%	50.1%	93.7%	Vibración lateral en la dirección X y Y.
8	0.141	0.5%	0.6%	50.5%	94.2%	Vibración local en pórticos de segundo nivel.
9	0.129	10.8%	0.6%	61.3%	94.8%	Vibración lateral con una intersección predominante en la dirección X.
10	0.123	0.1%	0.1%	61.4%	94.9%	Vibración local en pórticos y muro aislado de segundo nivel.
11	0.123	0.8%	0.4%	62.2%	95.3%	Vibración local en pórticos y muro aislado de segundo nivel.
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
23	0.072	5.9%	0.5%	91.8%	96.9%	Vibración lateral predominante en la dirección X.

Oficinas-5 es una edificación de 15 pisos y 4 sótanos. El sistema estructural es de concreto armado de tipo Dual en las dos direcciones principales. El modelo para el análisis se presenta en la Figura 6.5. En la Tabla 6.5 se muestra la masa participativa y periodo de cada modo de vibración. Los modos de vibración 1,3,4,5,6,7,8,11,14,16 y 18 son combinación torsional y traslacional.

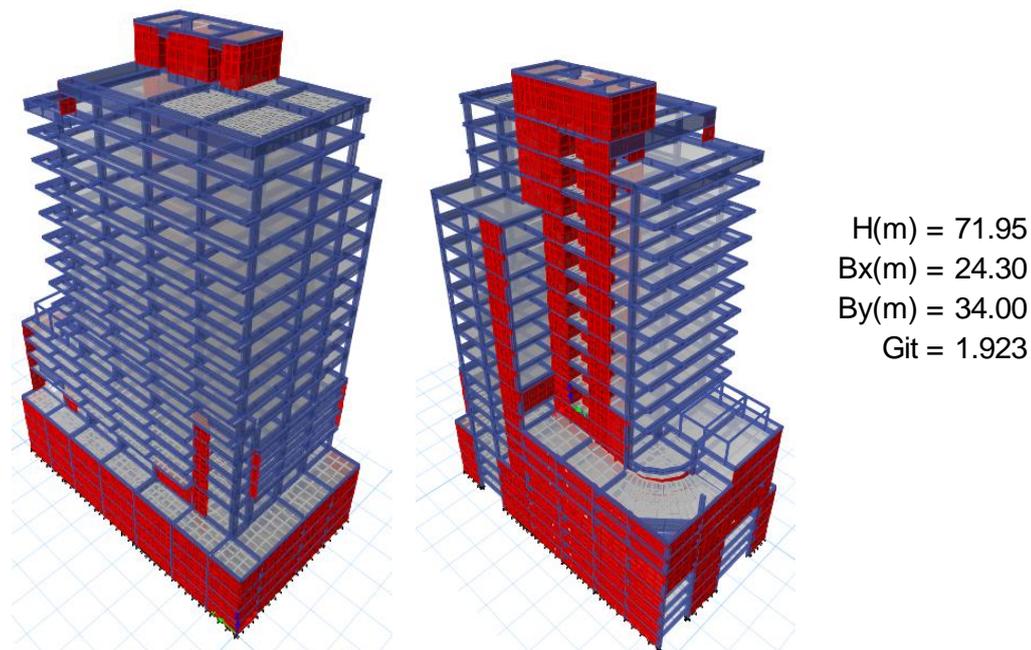


Figura 6.5 Modelo Oficinas-5

Tabla 6.5 Masa participativa y periodo de los modos de vibración de Oficinas-5

Modo de Vibración	T(s)	UX	UY	SUMX	SUMY	Observación
1	1.618	0.3%	20.9%	0.3%	20.9%	Vibración torsional predominante y lateral en Y.
2	1.571	46.7%	0.2%	46.9%	21.1%	Vibración lateral predominante en la dirección X.
3	1.046	0.1%	23.6%	47.0%	44.7%	Vibración torsional con una intersección predominante y lateral en Y.
4	0.489	6.1%	2.6%	53.1%	47.2%	Vibración torsional con una intersección predominante y lateral en X.
5	0.439	14.4%	0.9%	67.5%	48.2%	Vibración torsional con dos intersecciones predominante y lateral en X.
6	0.291	0.0%	17.6%	67.5%	65.8%	Vibración torsional con tres intersecciones predominante y lateral en Y.
7	0.256	3.0%	0.0%	70.4%	65.8%	Vibración torsional con tres intersecciones predominante y lateral en X.
8	0.228	11.2%	0.1%	81.7%	65.8%	Vibración torsional con dos intersección predominante y lateral en Y.
9	0.188	1.7%	0.2%	83.3%	66.1%	Vibración lateral con dos intersecciones predominante en la dirección X con una ligera torsión .
10	0.162	0.4%	9.3%	83.8%	75.4%	Vibración lateral con dos intersecciones predominante en la dirección Y con una ligera torsión .
11	0.143	1.3%	0.6%	85.0%	76.0%	Vibración torsional con cuatro intersecciones predominante en la y lateral en X.
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
18	0.074	0.0%	5.4%	93.9%	90.2%	Vibración torsional con siete intersecciones predominante y lateral en Y.

### 6.1.2 Edificios de Viviendas

Viviendas-1 es una edificación de 5 pisos. El sistema estructural es de muros de ductilidad limitada en las dos direcciones principales. El modelo para el análisis se presenta en la Figura 6.6. En la Tabla 6.6 se muestra la masa participativa y periodo de cada modo de vibración. Solo el modo de vibración 3 es torsional.

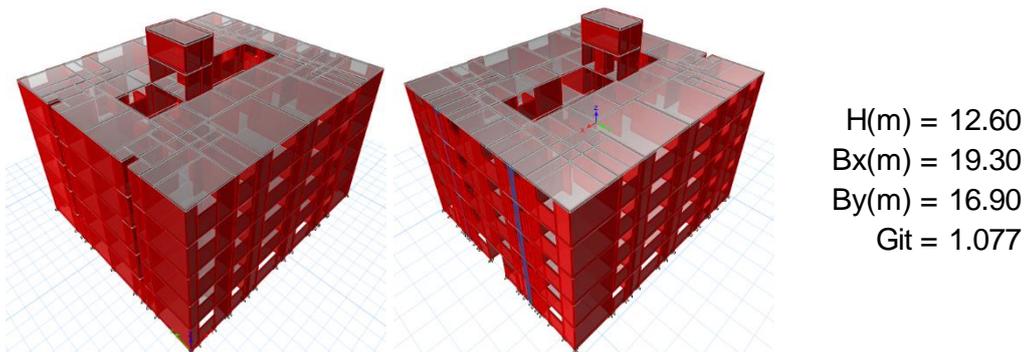


Figura 6.6 Modelo Viviendas-1

Tabla 6.6 Masa participativa y periodo de los modos de vibración de Viviendas-1

Modo de Vibración	T(s)	UX	UY	SUMX	SUMY	Observación
1	0.107	75.0%	0.0%	75.0%	0.0%	Vibración lateral predominante en la dirección X.
2	0.103	0.0%	73.6%	75.0%	73.7%	Vibración lateral predominante en la dirección Y.
3	0.073	0.0%	0.0%	75.0%	73.7%	Vibración torsional predominante.
4	0.060	0.0%	4.8%	75.0%	78.4%	Vibración lateral con una intersección predominante en la dirección Y.
5	0.052	4.6%	0.0%	79.6%	78.4%	Vibración lateral con una intersección predominante en la dirección X.
6	0.041	0.3%	0.0%	79.9%	78.4%	Vibraciones locales en muros.
7	0.041	0.0%	0.0%	79.9%	78.4%	Vibraciones locales en muros.
8	0.040	0.1%	0.0%	80.0%	78.4%	Vibraciones locales en muros.
9	0.040	0.0%	0.0%	80.0%	78.5%	Vibraciones locales en muros.
10	0.037	0.2%	0.0%	80.2%	78.5%	Vibraciones locales en muros.
11	0.037	0.0%	0.0%	80.2%	78.5%	Vibraciones locales en muros.
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
45	0.028	0.0%	0.0%	92.7%	92.5%	Vibraciones locales en muros.

Viviendas-2 es una edificación de 7 pisos y 2 sótanos. El sistema estructural es de concreto armado tipo Dual en las dos direcciones principales. El modelo para el análisis se presenta en la Figura 6.7. En la Tabla 6.7 se muestra la masa participativa y periodo de cada modo de vibración. Los modos de vibración 1,3,4,6,7,9 y 11 son combinación torsional y traslacional.

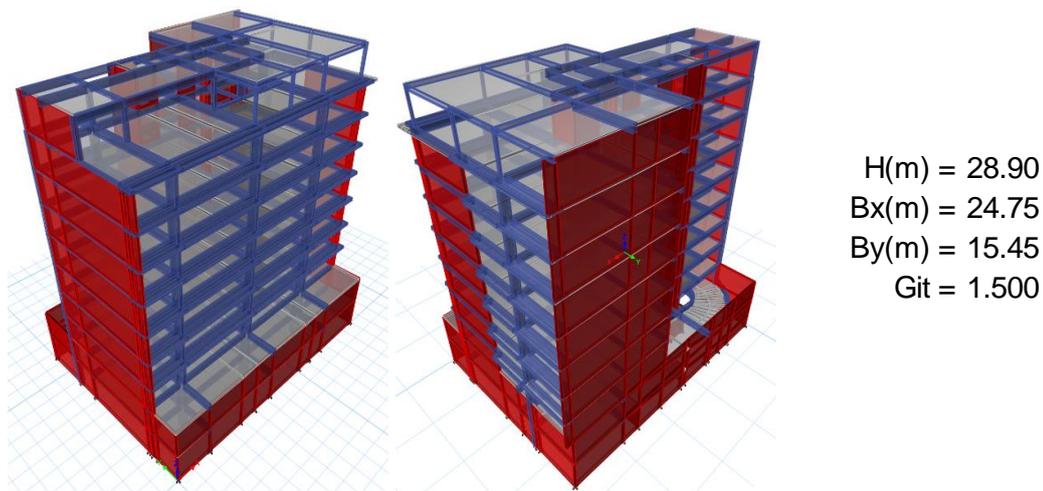


Figura 6.7 Modelo Viviendas-2

Tabla 6.7 Masa participativa y periodo de los modos de vibración de Viviendas-2

Modo de Vibración	T(s)	UX	UY	SUMX	SUMY	Observación
1	0.597	18.6%	27.3%	18.6%	27.3%	Vibración torsional predominante y lateral en Y.
2	0.445	35.1%	21.7%	53.7%	49.0%	Vibración lateral en la dirección X y Y.
3	0.259	3.8%	7.7%	57.5%	56.7%	Vibración torsional predominante.
4	0.144	6.5%	5.9%	64.0%	62.6%	Vibración torsional con una intersección predominante.
5	0.110	7.8%	10.2%	71.9%	72.8%	Vibración lateral con una intersección en la dirección X y Y.
6	0.071	2.9%	2.9%	74.8%	75.7%	Vibración torsional con dos intersecciones predominante.
7	0.064	1.2%	4.3%	75.9%	80.0%	Vibración torsional con dos intersecciones predominante y lateral en Y.
8	0.060	3.3%	2.3%	79.2%	82.3%	Vibración lateral con dos intersecciones en la dirección X y Y.
9	0.051	0.5%	1.9%	79.6%	84.1%	Vibración torsional predominante en el último nivel.
10	0.045	3.4%	2.8%	83.1%	86.9%	Vibración lateral con tres intersecciones en la dirección X y Y.
11	0.041	2.5%	1.7%	85.6%	88.6%	Vibración torsional predominante en el último nivel.
12	0.037	0.2%	3.6%	85.7%	92.1%	Vibración torsional predominante en el último nivel.
13	0.034	5.0%	0.8%	90.7%	92.9%	Vibración lateral con cuatro intersecciones en la dirección X y Y.

Viviendas-3 es una edificación de 5 pisos y 1 sótano. El sistema estructural es de concreto armado tipo Dual en las dos direcciones principales. El modelo para el análisis se presenta en la Figura 6.8. En la Tabla 6.8 se muestra la masa participativa y periodo de cada modo de vibración. Los modos de vibración 1,3,4,6,7,9 y 10 son combinación torsional y traslacional.

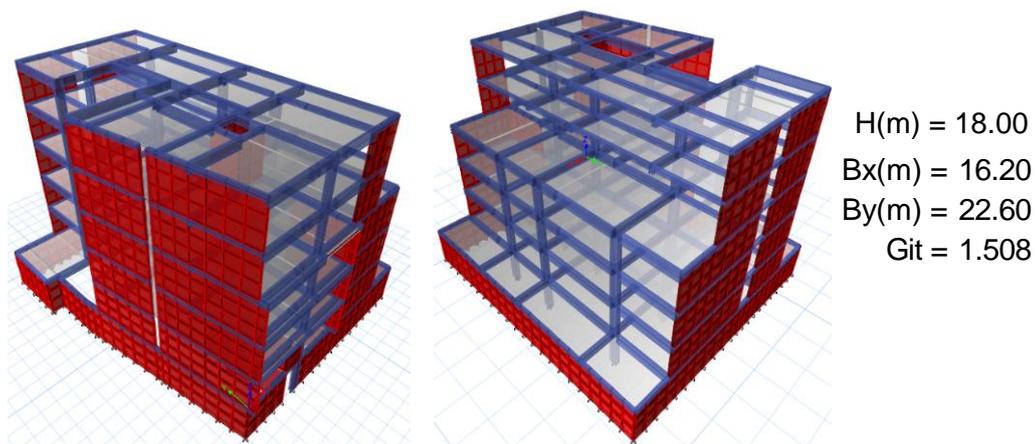


Figura 6.8 Modelo Viviendas-3

Tabla 6.8 Masa participativa y periodo de los modos de vibración de Viviendas-3

Modo de Vibración	T(s)	UX	UY	SUMX	SUMY	Observación
1	0.365	12.5%	39.9%	12.5%	39.9%	Vibración torsional predominante y lateral en Y.
2	0.271	45.9%	12.9%	58.4%	52.8%	Vibración lateral en la dirección X y Y.
3	0.186	1.0%	4.5%	59.3%	57.3%	Vibración torsional predominante.
4	0.114	4.6%	8.9%	63.9%	66.2%	Vibración torsional con una intersección predominante.
5	0.081	13.9%	6.2%	77.8%	72.4%	Vibración lateral con una intersección en la dirección X y Y.
6	0.055	3.4%	10.0%	81.2%	82.4%	Vibración torsional con dos intersecciones predominante.
7	0.049	0.6%	0.0%	81.7%	82.4%	Vibración torsional con dos intersecciones predominante.
8	0.040	9.1%	2.5%	90.9%	85.0%	Vibración lateral con dos intersecciones en la dirección X y Y.
9	0.036	1.1%	1.7%	91.9%	86.7%	Vibración torsional con dos intersecciones predominante.
10	0.028	1.5%	4.2%	93.4%	90.8%	Vibración torsional con tres intersecciones predominante.

Viviendas-4 es una edificación de 5 pisos y 1 sótano. El sistema estructural es de concreto armado tipo Dual en la dirección Y y de tipo aporticado en la dirección X.

El modelo para el análisis se presenta en la Figura 6.9. En la Tabla 6.9 se muestra la masa participativa y periodo de cada modo de vibración. Los modos de vibración 3,15 y 38 son combinación torsional y traslacional.

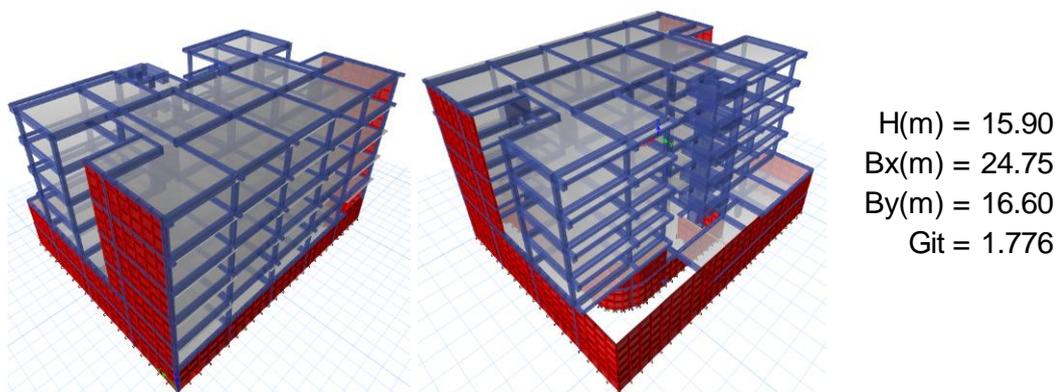


Figura 6.9 Modelo Viviendas-4

Tabla 6.9 Masa participativa y periodo de los modos de vibración de Viviendas-4

Modo de Vibración	T(s)	UX	UY	SUMX	SUMY	Observación
1	0.575	50.6%	0.0%	50.6%	0.0%	Vibración lateral predominante en la dirección X.
2	0.280	0.0%	50.6%	50.7%	50.7%	Vibración lateral predominante en la dirección Y.
3	0.213	0.2%	0.1%	50.9%	50.7%	Vibración torsional predominante.
4	0.194	0.0%	0.4%	50.9%	51.1%	Vibración local en muro de sótano.
5	0.148	13.1%	0.0%	64.0%	51.1%	Vibración lateral con una intersección predominante en la dirección X.
6	0.126	0.0%	0.0%	64.0%	51.2%	Vibración local en muro de sótano.
7	0.092	0.0%	0.1%	64.0%	51.3%	Vibración local en muro de sótano.
8	0.071	10.1%	1.6%	74.1%	52.8%	Vibración lateral con dos intersecciones predominante en la dirección X.
9	0.068	0.4%	11.2%	74.5%	64.0%	Vibración local en muro de sótano.
15	0.052	0.7%	0.0%	76.0%	73.9%	Vibración torsional con dos intersecciones predominante.
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
38	0.021	0.9%	0.5%	88.1%	97.4%	Vibración torsional con tres intersecciones predominante.
39	0.021	0.0%	0.0%	88.2%	97.4%	Vibración local en muro de sótano.
40	0.020	10.7%	0.1%	98.8%	97.5%	Vibración lateral predominante en la dirección X en el sótano.

### 6.1.3 Colegio

Colegio es una edificación de 2 pisos. El sistema estructural es de concreto armado tipo aporticado en la dirección X y muros de albañilería confinada en la dirección Y. El modelo para el análisis se presenta en la Figura 6.10. El modo de vibración 3 es torsional.

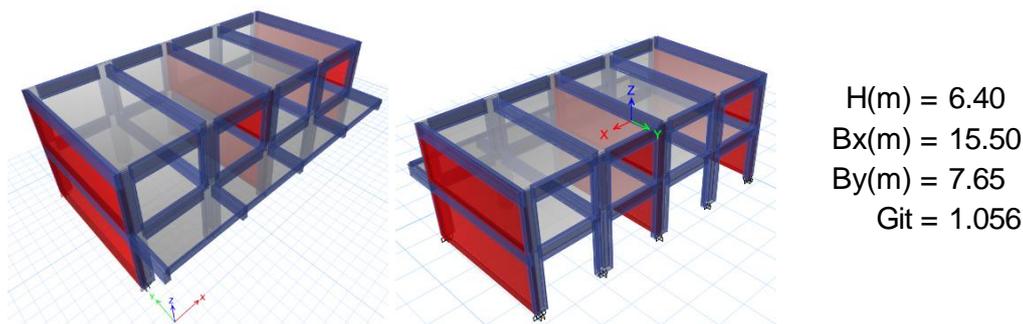


Figura 6.10 Modelo Colegio

Tabla 6.10 Masa participativa y periodo de los modos de vibración de Colegio

Modo de Vibración	T(s)	UX	UY	SUMX	SUMY	Observación
1	0.170	89.5%	0.0%	89.5%	0.0%	Vibración lateral predominante en la dirección X.
2	0.101	0.0%	92.7%	89.5%	92.7%	Vibración lateral predominante en la dirección Y.
3	0.098	0.0%	0.1%	89.5%	92.8%	Vibración torsional predominante.
4	0.056	8.0%	0.0%	97.5%	92.8%	Vibración lateral con una intersección predominante en la dirección X.

En la Tabla 6.11 se presenta un cuadro resumen de los modelos de edificios reales, ordenados de menor a mayor según su grado de irregularidad torsional. Para cada modelo se muestra el grado de irregularidad torsional, el periodo fundamental de vibración, el periodo de vibración que considera como mínimo un 90% de masa participativa acumulada en las direcciones X y Y, número de modos de vibración considerados y número de modos de vibración de combinación torsión y traslación, y torsionales.

Tabla 6.11 Cuadro resumen de propiedades dinámicas y grados de irregularidad torsional de edificaciones consideradas en el estudio.

<b>Modelos</b>	$G_{it}$	$T_1(s)$	$T_{90\%}(s)$	<b>N° Modos de Vibración</b>	<b>N° Modos de vibración que incluyen torsión</b>
Colegio	1.056	0.17	0.056	4	1
Viviendas-1	1.077	0.75	0.028	45	1
Viviendas-2	1.500	0.597	0.034	13	7
Viviendas-3	1.508	0.365	0.028	10	7
Oficinas-1	1.572	0.573	0.064	10	2
Oficinas-2	1.740	0.143	0.019	8	4
Oficinas-3	1.742	1.714	0.132	11	7
Viviendas-4	1.776	0.559	0.02	40	3
Oficinas-4	1.807	0.276	0.071	23	1
Oficinas-5	1.923	1.618	0.075	18	11

Los modelos de Colegio y Viviendas-1 poseen poca irregularidad torsional, mientras que los demás modelos de edificios reales poseen un grado de irregularidad torsional mayor o igual a 1.5, para evaluar el efecto de la simultaneidad de las componentes de sismo en estos modelos, se emplearon registros de aceleraciones como fueron registrados.

## 6.2 RESULTADOS DE ANÁLISIS CON REGISTROS REALES

Los modelos presentados en el acápite anterior fueron analizados con los registros de la estación Angol y UNICA descritos en el capítulo III. Para efectos de la evaluación de la simultaneidad de las componentes se analizaron tres casos de carga que se describen a continuación:

- Caso 1: Aplicación de las componentes de registro en simultáneo, donde la componente EW se aplica en la dirección X y la componente NS se aplica en la dirección Y.
- Caso 2: Aplicación de la componente EW del registro en la dirección X.
- Caso 3: Aplicación de la componente NS del registro en la dirección Y.

Para evaluar los efectos de la orientación de la edificación, los ejes X e Y se rotaron 30°, 60° y 90° y las aceleraciones de los registros se proyectaron en los ejes rotados.

Para cada modelo se hizo una comparación de las cortantes basales máximas; para el caso de distorsiones máximas de entrepiso, éstas fueron comparadas en todos los niveles para cada modelo y se calculó el máximo de las relaciones de simultaneidad en todos los niveles.

La relación entre las respuestas considerando simultaneidad de componente se representaron con las relaciones de simultaneidad  $r_X$  y  $r_Y$ , las cuales se definen a continuación:

$$r_X = \frac{F_{X,Sim}}{F_{X,Uni}} \quad (6.1)$$

$$r_Y = \frac{F_{Y,Sim}}{F_{Y,Uni}} \quad (6.2)$$

Donde:

- $F_{X,Uni}$ : Máxima respuesta elástica en la dirección X producida por una acción sísmica unidireccional.
- $F_{Y,Uni}$ : Máxima respuesta elástica en la dirección Y producida por una acción sísmica unidireccional.
- $F_{X,Sim}$ : Máxima respuesta elástica en la dirección X producida por una acción sísmica bidireccional (simultaneidad de componentes).
- $F_{Y,Sim}$ : Máxima respuesta elástica en la dirección Y producida por una acción sísmica bidireccional (simultaneidad de componentes).

Las relaciones de simultaneidad para estructuras muy regulares (con un grado de irregularidad torsional cercano a 1), como es el caso del modelo Viviendas-1 y Colegio, no presentan diferencia entre las respuestas calculadas considerando la simultaneidad de componentes y las respuestas considerando el sismo de forma unidireccional, como se observa en la Figura 6.11 y 6.12. Además, se observa que aplicar una componente de sismo en la dirección ortogonal a la dirección de análisis no contribuye al incremento de la respuesta máxima de distorsión máxima de entrepiso.

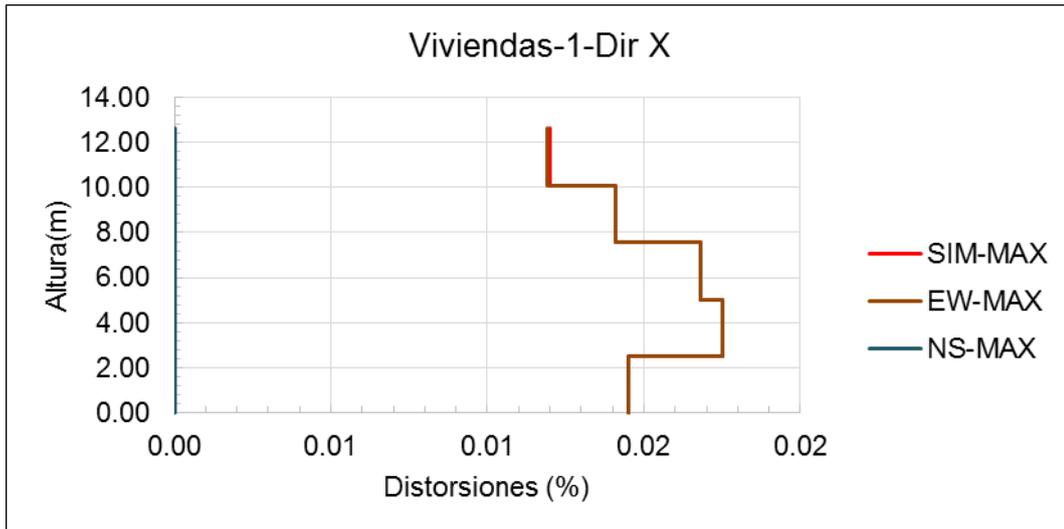


Figura 6.11 Distorsiones máximas de entrepiso para el modelo Viviendas-1 para el registro de UNICA en la dirección X.

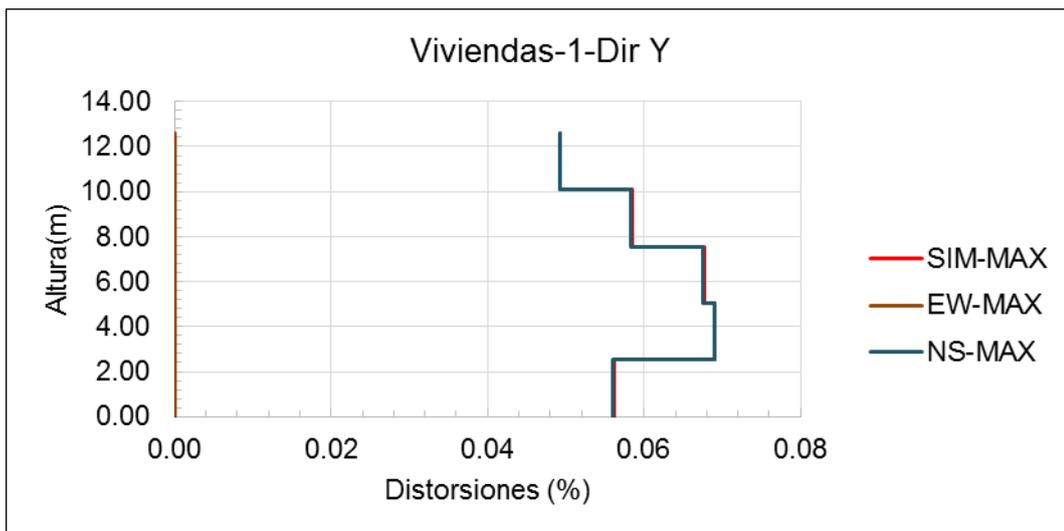


Figura 6.12 Distorsiones máximas de entrepiso para el modelo Viviendas-1 para el registro de Angol en la dirección Y.

En estructuras con un grado de irregularidad torsional mayor o igual a 1.5 se observa que el cálculo de las distorsiones máximas de entrepisos considerando la aplicación simultánea de las componentes de sismo no siempre es mayor que si se consideraran la aplicación unidireccional de una componente de sismo. En el caso del modelo de Oficinas-1 se observa que las respuestas máximas calculadas en la dirección X considerando la simultaneidad de las componentes del registro de Angol es mayor que las que si se considerara cada componente por separado

(ver Figura 6.13). Sin embargo, para el análisis usando el registro de UNICA sucede lo contrario, como se observa en la Figura 6.14.

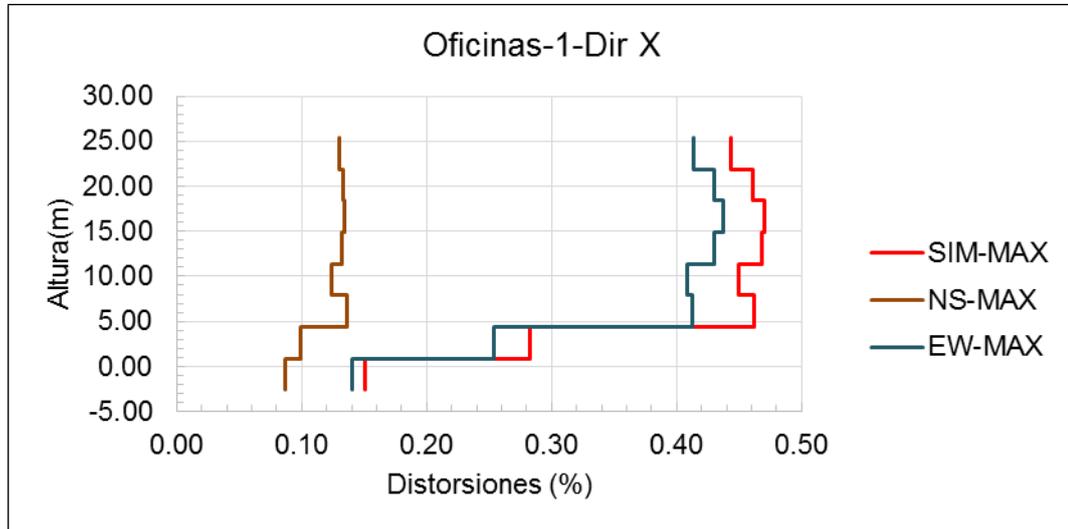


Figura 6.13 Distorsiones máximas de entrepiso para el modelo Oficinas-1 para el registro de Angol en la dirección X.

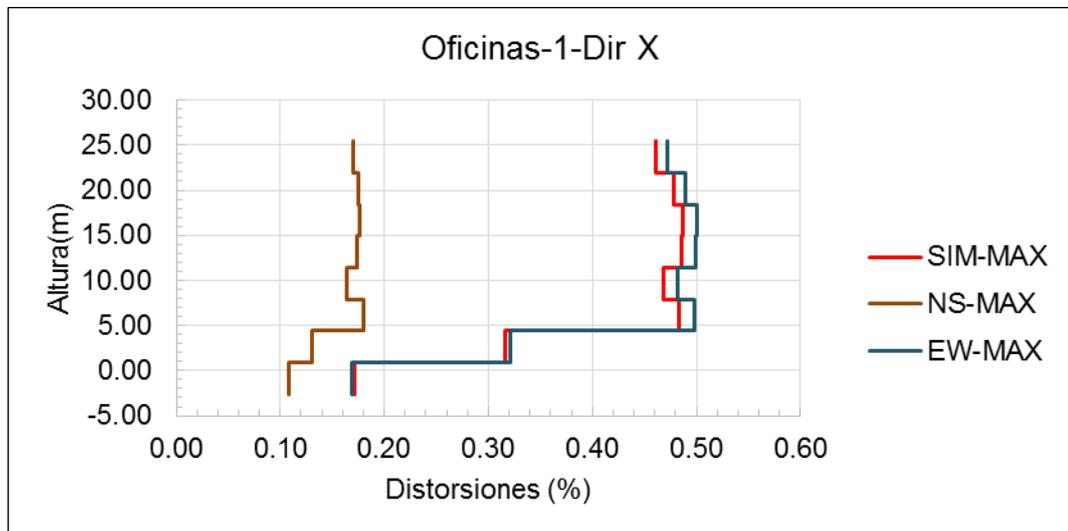


Figura 6.14 Distorsiones máximas de entrepiso para el modelo Oficinas-1 para el registro de UNICA en la dirección X.

En edificios de gran altura como el representado en el modelo de Oficinas-5 se observa que la diferencia entre el cálculo de las distorsiones máximas de entrepiso considerando la simultaneidad de componentes, usando el registro de Angol, es

menor que si se considerara la aplicación unidireccional del sismo en niveles intermedios, como se observa en la Figura 6.15. Para el análisis del modelo con el registro de UNICA se obtienen los resultados esperados de amplificación de las respuestas por la aplicación de las componentes de sismo en simultáneo (ver Figura 6.16).

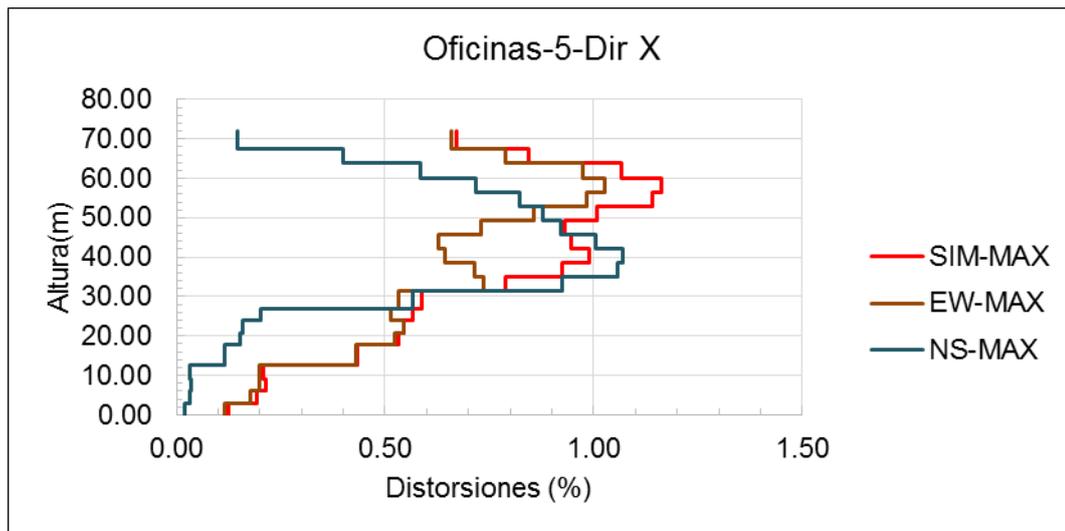


Figura 6.15 Distorsiones máximas de entrepiso para el modelo Oficinas-5 para el registro de Angol en la dirección X.

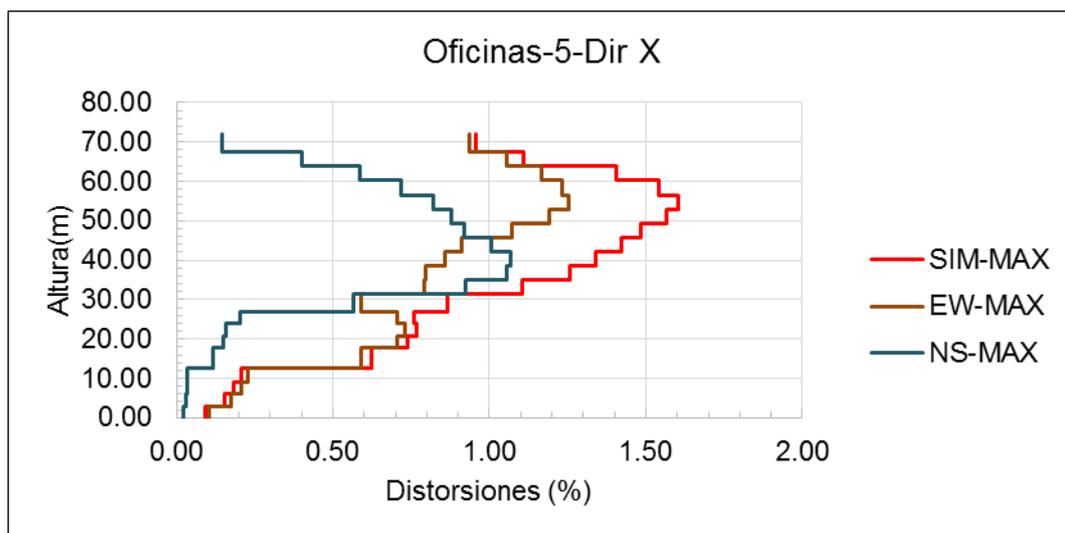


Figura 6.16 Distorsiones máximas de entrepiso para el modelo Oficinas-5 para el registro de UNICA en la dirección X.

El grado de irregularidad torsional calculado en cada diafragma considerando el análisis sísmico por superposición modal espectral en una dirección determinada ( $G_{itX}$  o  $G_{itY}$ ) no se relaciona directamente con la relación de simultaneidad en la dirección analizada ( $r_X$  o  $r_Y$ ), como se observa en las Figuras 6.17 y 6.18. En la Figura 6.18 se observa que los valores de  $G_{itY}$  y  $r_Y$  son casi iguales en los cuatro primeros niveles de sótano.

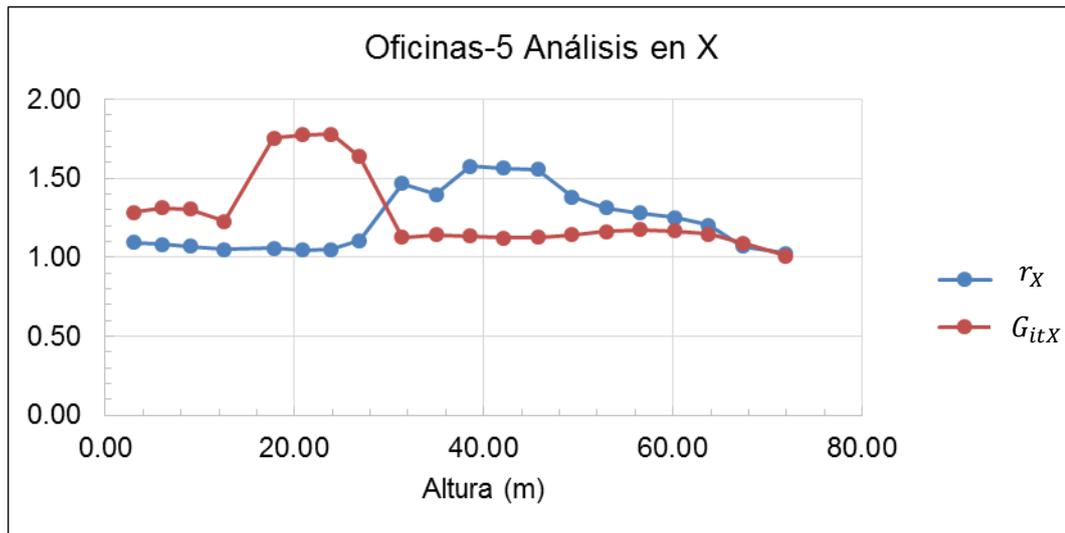


Figura 6.17 Comparación entre la relación de simultaneidad y el grado de irregularidad torsional en la dirección X.

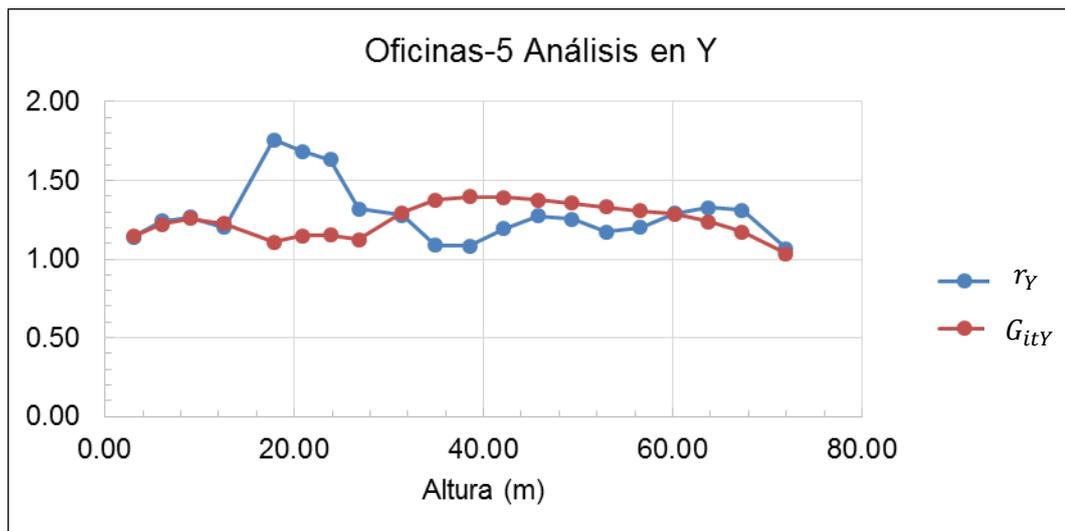


Figura 6.18 Comparación entre la relación de simultaneidad y el grado de irregularidad torsional en la dirección Y.

En la Tabla 6.12 se muestra un cuadro resumen de los valores de las relaciones de simultaneidad calculadas como los máximos de cada diafragma en cada modelo para los registros de Angol y UNICA.

Consistentemente con lo antes indicado. Se observa que los valores máximos de las relaciones de simultaneidad para distorsiones máximas y cortante basal, no se relacionan de una manera directa con el grado de irregularidad torsional de los modelos.

Tabla 6.12 Cuadro resumen de relaciones máximas de simultaneidad

MODELOS	$G_{it}$	Distorsión máxima		Cortante Basal	
		$\Gamma_X$	$\Gamma_Y$	$\Gamma_X$	$\Gamma_Y$
<b>Colegio</b>	1.06	1.00	1.07	1.00	1.00
<b>Viviendas-1</b>	1.08	1.03	1.10	1.00	1.01
<b>Viviendas-2</b>	1.50	1.86	2.01	1.79	2.33
<b>Viviendas-3</b>	1.51	1.36	1.38	1.61	1.95
<b>Oficinas-1</b>	1.57	1.12	1.10	1.21	1.58
<b>Oficinas-2</b>	1.74	1.11	2.99	1.20	1.15
<b>Oficinas-3</b>	1.74	1.28	1.58	1.44	1.22
<b>Viviendas-4</b>	1.78	1.01	1.65	1.03	1.01
<b>Oficinas-4</b>	1.81	1.50	1.68	1.43	1.34
<b>Oficinas-5</b>	1.92	1.58	1.75	1.08	1.21

Las relaciones de simultaneidad para los modelos de edificios reales analizados en este estudio presentan hasta valores del orden de 3. El efecto de la simultaneidad de componentes en el análisis sísmico de edificaciones con irregularidad torsional resulta importante. En el diseño sísmico de edificaciones debería considerarse este efecto de forma adecuada y conservadora.

### 6.3 RESULTADOS DE ANÁLISIS CON REGISTROS ARTIFICIALES

Para hacer la revisión de los procedimientos de la NTE E.030-2018 se usaron los registros artificiales descritos en el acápite 3.5, los cuales son compatibles con el espectro de respuesta de diseño del sitio de análisis.

### 6.3.1 Cálculo de Respuestas de diseño en el análisis tiempo historia

La respuesta máxima de diseño se calculó considerando la simultaneidad de las componentes de sismo; los efectos se superponen para cada instante de tiempo.

$$F_{X(t)} = F_{X,X(t)} + F_{X,Y(t)} \quad (6.3)$$

$$F_{Y(t)} = F_{Y,X(t)} + F_{Y,Y(t)} \quad (6.4)$$

Donde:

- $F_{X(t)}$ : Respuesta elástica en la dirección X para el instante de tiempo  $t$ .
- $F_{Y(t)}$ : Respuesta elástica en la dirección Y para el instante de tiempo  $t$ .
- $F_{X,X(t)}$ : Respuesta elástica en la dirección X calculada del análisis en la dirección X para el instante de tiempo  $t$ .
- $F_{Y,X(t)}$ : Respuesta elástica en la dirección Y calculada del análisis en la dirección X para el instante de tiempo  $t$ .
- $F_{X,Y(t)}$ : Respuesta elástica en la dirección X calculada del análisis en la dirección Y para el instante de tiempo  $t$ .
- $F_{Y,Y(t)}$ : Respuesta elástica en la dirección Y calculada del análisis en la dirección Y para el instante de tiempo  $t$ .

Las respuestas inelásticas de diseño (para el caso de fuerzas) se calcularon con la ecuación 6.5:

$$F_U = \frac{\max_t F_{(t)}}{R} \quad (6.5)$$

Donde:

- $F_U$ : Respuesta inelástica reducida de diseño.
- $F_{(t)}$ : Respuesta elástica calculada con las ecuaciones 6.3 y 6.4.
- $R = \min(R_{0X}, R_{0Y})$

Para el cálculo de los desplazamientos inelásticos de diseño se consideró lo establecido en la NTE E.030, donde para estructuras regulares se multiplicó el desplazamiento elástico reducido por  $0.75R$  y para estructuras irregulares se multiplicó el desplazamiento elástico reducido por  $0.85R$ .

### 6.3.2 Comparación de las respuestas calculadas con la NTE E.030

En la Tabla 6.13 se muestra la clasificación de los modelos estudiados según el procedimiento de la NTE E.030.

Tabla 6.13 Clasificación de modelos según NTE E.030

Modelo	$G_{it}$	Vmuros		Coeficiente de Reducción		Clasificación - NTE E.030			
		%X	%Y	$R_{0X}$	$R_{0Y}$	$Y_X$	$Y_Y$	¿Excede 50% de la distorsión admisible?	Clasificación
Colegio	1.06	3%	92%	8	3	0.14%	0.03%	NO	Regular
Viviendas-1	1.08	100%	100%	4	4	0.03%	0.03%	NO	Regular
Viviendas-2	1.50	93%	95%	6	6	0.28%	0.39%	SI	Irregular
Viviendas-3	1.51	97%	93%	6	6	0.26%	0.35%	NO	Regular
Oficinas-1	1.57	98%	94%	6	6	0.26%	0.28%	NO	Regular
Oficinas-2	1.74	99%	99%	6	6	0.20%	0.03%	NO	Regular
Oficinas-3	1.74	85%	88%	6	6	0.83%	0.37%	SI	Irregular Extrema
Viviendas-4	1.78	3%	85%	8	6	0.68%	0.25%	SI	Irregular Extrema
Oficinas-4	1.81	73%	72%	6	6	0.13%	0.08%	NO	Regular
Oficinas-5	1.92	70%	93%	6	6	0.74%	0.62%	SI	Irregular Extrema

En la Tabla 6.14 se muestra las relaciones entre las respuestas de distorsión máxima de entepiso calculadas con el procedimiento de la NTE E.030 y el procedimiento definido en el acápite 6.3.1. Se observa que para estructuras clasificadas como regulares se obtienen relaciones de hasta 2.08, y para estructuras clasificadas como irregular extrema se tienen valores de hasta 1.59.

Tabla 6.14 Valores de amplificación en respuestas de diseño

Modelo	$G_{it}$	Clasificación	MRSA - NTE E.030					LRHA		$\frac{Y_X(LRHA)}{Y_X(MRSA)}$	$\frac{Y_Y(LRHA)}{Y_Y(MRSA)}$
			$I_p$	$R_X$	$R_Y$	$Y_X$	$Y_Y$	$Y_X$	$Y_Y$		
Colegio	1.06	Regular	1	8	3	0.14%	0.03%	0.15%	0.05%	1.08	1.83
Viviendas-1	1.08	Regular	1	4	4	0.03%	0.03%	0.03%	0.03%	1.01	1.00
Viviendas-2	1.50	Irregular	0.75	4.5	4.5	0.42%	0.64%	0.81%	1.10%	1.91	1.72
Viviendas-3	1.51	Regular	1	6	6	0.26%	0.35%	0.50%	0.58%	1.94	1.67
Oficinas-1	1.57	Regular	1	6	6	0.26%	0.28%	0.40%	0.49%	1.56	1.75
Oficinas-2	1.74	Regular	1	6	6	0.20%	0.03%	0.20%	0.05%	1.01	2.08
Oficinas-3	1.74	Irregular Extrema	0.6	3.6	3.6	1.42%	0.62%	1.69%	0.79%	1.19	1.28
Viviendas-4	1.78	Irregular Extrema	0.6	4.8	3.6	1.14%	0.31%	1.25%	0.32%	1.10	1.03
Oficinas-4	1.81	Regular	1	6	6	0.13%	0.08%	0.14%	0.12%	1.09	1.46
Oficinas-5	1.92	Irregular Extrema	0.6	3.6	3.6	1.13%	1.04%	1.80%	1.20%	1.59	1.16

En el modelo de Colegio los valores de  $R$  en cada dirección de análisis tienen mucha diferencia, lo cual produce una relación de 1.83 para el análisis en la dirección Y.

El factor  $I_p$  da un margen de seguridad en el cálculo de la respuesta en estructuras con irregularidad torsional; sin embargo, se observa que no es suficiente, llegando a subestimar la respuesta de distorsión máxima de entrepiso en un 91% en la dirección X, para el modelo de Viviendas-2.

El efecto de la simultaneidad de componentes en estructuras con irregularidad torsional es importante incluso para estructuras clasificadas como regulares con los criterios de la NTE E.030.

### 6.3.3 Comparación de las respuestas calculadas con otros criterios de combinación

Se define el criterio de combinación de  $SUMA(F_{dX}, F_{dY}, \alpha)$  a la siguiente expresión:

$$SUMA(F_{dX}, F_{dY}, \alpha) = \max\{F_{dX} + \alpha F_{dY}, F_{dY} + \alpha F_{dX}\} \quad (6.6)$$

Donde:

- $F_{dX}$ : Respuesta en una dirección determinada debido al análisis en la dirección X considerando el factor de irregularidad en planta  $I_p$  de la NTE E.030.
- $F_{dY}$ : Respuesta en una dirección determinada debido al análisis en la dirección Y considerando el factor de irregularidad en planta  $I_p$  de la NTE E.030.
- $\alpha$  : Factor de acoplamiento torsional

Se define el criterio de combinación de  $SRSS(F_{dX}, F_{dY}, \alpha)$  a la siguiente expresión:

$$SRSS(F_{dX}, F_{dY}, \alpha) = \max\left\{\sqrt{(\alpha F_{dX})^2 + F_{dY}^2}, \sqrt{F_{dX}^2 + (\alpha F_{dY})^2}\right\} \quad (6.7)$$

Sea la relación entre respuestas definida como:

$$A = \frac{\text{Respuesta máxima calculada con LRHA}}{\text{Combinación de respuestas modales}} \quad (6.8)$$

La Tabla 6.15 presenta las relaciones entre las respuestas para las direcciones X y Y de las estructuras reales, calculadas con factores de acoplamiento torsional  $\alpha$

de 0.30, 0.85 y 1 con el criterio de combinación de respuestas modales de tipo *SRSS*. En el caso de la Tabla 6.16 se usó el criterio de combinación de respuestas modales de tipo *SUMA*.

Tabla 6.15 Valores de amplificación para los criterios de combinación tipo *SRSS*

Modelos	Clasificación	SRSS					
		0.30		0.85		1.00	
		$A_x$	$A_y$	$A_x$	$A_y$	$A_x$	$A_y$
Colegio	<b>Regular</b>	1.08	1.83	1.08	1.83	1.08	1.83
Viviendas-1	<b>Regular</b>	1.01	1.00	1.01	1.00	1.01	1.00
Viviendas-2	<b>Irregular</b>	1.83	1.67	1.44	1.42	1.33	1.34
Viviendas-3	<b>Regular</b>	1.83	1.64	1.36	1.47	1.24	1.41
Oficinas-1	<b>Regular</b>	1.55	1.74	1.49	1.69	1.46	1.67
Oficinas-2	<b>Regular</b>	1.01	1.81	0.95	1.10	0.93	0.98
Oficinas-3	<b>Irregular Extrema</b>	1.18	1.24	1.13	1.01	1.11	0.95
Viviendas-4	<b>Irregular Extrema</b>	1.10	1.03	1.10	1.03	1.10	1.03
Oficinas-4	<b>Regular</b>	1.09	1.41	1.05	1.17	1.04	1.10
Oficinas-5	<b>Irregular Extrema</b>	1.55	1.15	1.32	1.12	1.24	1.11

Tabla 6.16 Valores de amplificación para los criterios de combinación tipo *SUMA*

Modelos	Clasificación	SUMA					
		0.30		0.85		1.00	
		$A_x$	$A_y$	$A_x$	$A_y$	$A_x$	$A_y$
Colegio	<b>Regular</b>	1.08	1.83	1.08	1.83	1.08	1.83
Viviendas-1	<b>Regular</b>	1.01	1.00	1.01	1.00	1.01	1.00
Viviendas-2	<b>Irregular</b>	1.43	1.39	1.02	1.04	0.94	0.95
Viviendas-3	<b>Regular</b>	1.29	1.40	0.95	1.13	0.88	1.03
Oficinas-1	<b>Regular</b>	1.40	1.60	1.19	1.51	1.14	1.34
Oficinas-2	<b>Regular</b>	0.90	0.95	0.74	0.76	0.71	0.72
Oficinas-3	<b>Irregular Extrema</b>	1.06	1.01	0.89	0.73	0.85	0.67
Viviendas-4	<b>Irregular Extrema</b>	1.09	1.03	1.07	1.03	1.06	1.03
Oficinas-4	<b>Regular</b>	0.99	1.16	0.85	0.85	0.82	0.78
Oficinas-5	<b>Irregular Extrema</b>	1.28	1.06	0.95	1.00	0.88	0.89

Se observa que para estructuras clasificadas como regulares, los valores de la relación  $A$  son menores para el criterio de combinación tipo *SUMA* con factor de acoplamiento torsional  $\alpha = 1$ . Para estructuras clasificadas como regulares los valores de amplificación son de hasta 1.34 (a excepción del modelo Colegio, que tiene distintos valores de  $R$  en sus dos direcciones principales), y para estructuras clasificadas como irregulares tienen valores de amplificación de hasta 1.06.

## CONCLUSIONES

1. El factor de zona  $Z$ , interpretado en la NTE E.030-2018 como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años, es un valor obtenido del análisis probabilístico de peligro sísmico que usa como variable aleatoria la media geométrica de las aceleraciones máximas horizontales registradas en las direcciones EW y NS en suelo rígido. Esta variable aleatoria se ajusta a una distribución probabilística log-normal y su valor esperado es calculado con las leyes de atenuación descritas en el acápite 4.1.1. Por lo tanto la interpretación del factor de zona  $Z$  en la NTE E.030 no es correcta, debido a que la media geométrica no representa la aceleración máxima horizontal.
2. Para los registros reales usados en esta tesis, la razón entre la envolvente y la media geométrica de las aceleraciones espectrales en las direcciones EW y NS toma valores de hasta 1.5 para periodos menores a 1s y valores de hasta 1.9 para periodos mayores entre 1s y 4s.
3. La conversión de la media geométrica, como definición de componente horizontal en el análisis de peligro sísmico, a la envolvente de las aceleraciones espectrales en las direcciones EW y NS usando la relación de Beyer y Boomer (2006) debe también cuestionarse, debido a que se observa que los valores promedio de los factores de conversión son mayores a los calculados con esa relación para los registros reales estudiados en esta tesis.
4. Al considerar la simultaneidad de componentes en los modelos simplificados de tres grados de libertad, se observan amplificaciones que aumentan con la excentricidad relativa en planta y disminuyen con la rigidez torsional. Como el grado de irregularidad torsional aumenta con la excentricidad relativa en planta, las amplificaciones aumentan con el grado de irregularidad torsional, como se aprecia en los resultados obtenidos con registros reales presentados en el capítulo III.

5. Para los registros reales usados en esta tesis, los modelos simplificados analizados en el capítulo V presentan amplificaciones máximas del orden de 3 para modelos clasificados como regulares con los criterios de la NTE E.030, del orden de 4 para modelos con irregularidad torsional moderada. En los modelos con irregularidad torsional extrema se calculan amplificaciones mayores que 14 para el caso teórico de la rigidez lateral concentrada cerca al centro de masas. En general se observan valores mayores de amplificación. Los valores de amplificación calculados en estructuras de planta cuadrada, mantienen el orden de magnitud de amplificación para los calculados en modelos con una relación de lados de 1:2.
6. Para los registros artificiales considerados en esta tesis, los modelos simplificados analizados en el capítulo V presentan amplificaciones máximas del orden de 3 para modelos clasificados como regulares o con irregularidad torsional moderada según los criterios de la NTE E.030, y mayores a 5 para modelos clasificados como estructuras con irregularidad torsional extrema. Los valores de amplificación calculados con registros artificiales tienen valores de amplificación más uniformes que los calculados con registros reales, debido a que ambas componentes de los registros artificiales se ajustan espectralmente en el dominio en el tiempo a un mismo espectro de diseño.
7. Las amplificaciones de los modelos simplificados de varios niveles son menores que las amplificaciones de los modelos simplificados de 1 nivel. Para el caso de un factor de rigidez torsional  $f = 0.1$  las amplificaciones son mucho menores, pasando de 14.26 a 2.85. Las amplificaciones siguen siendo importantes para factores de rigidez torsional entre 0.3 y 0.5.
8. Las relaciones máximas de simultaneidad calculadas en estructuras clasificadas como regulares según la NTE E.030, con grado de irregularidad torsional cercano a 1, fueron de 1.07 para la distorsión máxima de entrepiso, y 1.01 para las fuerzas cortantes en la base para los registros reales de Angol y UNICA. Esto refuerza la idea de que el efecto de considerar la simultaneidad de componentes es despreciable en este tipo de estructuras.

9. Para estructuras reales las relaciones máximas de simultaneidad no tienen una tendencia tan clara con el grado de irregularidad torsional, obteniéndose una relación para la distorsión máxima de entrepiso, de hasta 2.99 en el modelo de Oficinas-2 que tiene un grado de irregularidad torsional de 1.74. Las estructuras con grados de irregularidad torsional mayores tienen relaciones de hasta 1.75. Las relaciones máximas de simultaneidad en estructuras reales mantienen el orden de magnitud que las amplificaciones calculadas con los modelos simplificados; sin embargo, su variación no está tan claramente relacionada con el grado de irregularidad torsional.
10. En estructuras con diferentes sistemas estructurales predominantes en las dos direcciones principales de análisis, se presentan diferencias significativas debido a la simplificación de la definición de  $R$ . Este es el caso del modelo Colegio que tiene sistemas estructurales de muros de albañilería confinada en una dirección principal y de pórticos de concreto armado en la otra dirección principal. La consideración del mismo valor de  $R$  en las dos direcciones de análisis para este tipo de estructuras es una deficiencia del procedimiento usado.
11. Al realizar el análisis sísmico en las estructuras clasificadas como regulares según la NTE E.030, con los registros artificiales considerados en esta tesis, se obtienen valores de distorsiones máximas de entrepiso de hasta 2.08 veces el valor de distorsión máxima de entrepiso calculado con el análisis dinámico por superposición modal espectral descrito en la NTE E.030, llegando incluso a tener distorsiones máximas de entrepiso mayores al 50% de la distorsión máxima admisible.
12. Al realizar el análisis sísmico en las estructuras clasificadas con irregularidad torsional extrema según la NTE E.030, con los registros artificiales, se obtienen valores de distorsiones máximas de entrepiso de hasta 1.59 veces el valor de distorsión máxima de entrepiso calculado con el análisis dinámico por superposición modal espectral descrito en la NTE E.030. Aun cuando el

uso del factor de irregularidad en planta  $I_p$  compensa en parte la subestimación de las máximas distorsiones en estructuras con irregularidad torsional, se observa que la aplicación de este factor no es suficiente.

13. Se observa que, para estructuras clasificadas como regulares, los valores de amplificación son menores para el criterio de combinación tipo SUMA. Para estructuras clasificadas como regulares los valores de amplificación son de hasta 1.34 (a excepción del modelo Colegio, que tiene distintos valores de R en sus dos direcciones principales), y para estructuras clasificadas como irregulares tienen valores de amplificación de hasta 1.06.

## RECOMENDACIONES

1. Se debe aclarar la interpretación del factor de zona  $Z$  en la NTE E.030-2018 para asegurar su uso adecuado en el diseño sísmo resistente de edificaciones. Una alternativa sería evaluar una relación de conversión entre las definiciones de componente horizontal de media geométrica (usado en el peligro sísmico) y la envolvente (valor máximo requerido para el diseño) de las respuestas espectrales en registros sísmicos peruanos de diferentes magnitudes.
2. Se recomienda considerar el efecto de la bidireccionalidad en el diseño sísmico de edificios, para compensar – por lo menos en parte - el error de interpretación del factor de zona  $Z$  como valor máximo y no como la media geométrica de los máximos en las direcciones EW y NS.
3. Se requiere justificar los factores de irregularidad torsional de la NTE E.030, e igualmente aclarar el tratamiento del coeficiente de reducción  $R$  al tratar estructuras con distintos sistemas estructurales en dos direcciones.
4. La clasificación de la irregularidad torsional en estructuras se debería realizar con el criterio de combinación tipo SRSS con un factor de acoplamiento torsional de 30%, es decir con los desplazamientos máximos y promedio de entrepiso calculados con la máxima raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de 100% de la respuesta en una dirección y 30% en la dirección ortogonal a esta, considerándose la excentricidad accidental.
5. Para las estructuras clasificadas como regulares se recomienda determinar la respuesta de diseño como la máxima raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de 100% de la respuesta en una dirección y 30% en la dirección ortogonal. Es decir:

$$F_U = \max \left\{ \sqrt{(F_X)^2 + (0.3 F_Y)^2}, \sqrt{(0.3 F_X)^2 + (F_Y)^2} \right\}$$

Donde:

- $F_U$ : Resultado para el diseño.
- $F_X$ : Respuesta inelástica reducida obtenida del análisis unidireccional en la dirección X.
- $F_Y$ : Respuesta inelástica reducida obtenida del análisis unidireccional en la dirección Y.

6. Para las estructuras clasificadas como con irregularidad torsional en planta debería considerarse como respuesta de diseño a la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de 100% de las respuestas en cada dirección ortogonal. Es decir:

$$F_U = \sqrt{(F_X)^2 + (F_Y)^2}$$

En tal caso, podría no considerarse el factor  $I_p$  para esta irregularidad.

7. Debe reconocerse que, a pesar de haberse realizado un gran número de análisis con modelos simplificados, se han estudiado relativamente pocos edificios reales, por lo que se recomienda seguir estudiando el tema en un mayor número de casos.

## BIBLIOGRAFÍA

1. Alva, J., "Actualización de los parámetros sísmológicos en la evaluación del peligro sísmico en el Perú", I Simposio Internacional ACI, Tacna, 2011.
2. Al Atik L. y Abrahamson N., "An Improved Method for Nonstationary Spectral Matching", *Earthquake Spectra*, Vol. 26 No. 3, pp 601-617, Agosto 2010.
3. American Society of Civil Engineers – ASCE, "Minimum design loads for buildings and other structures", ASCE/SEI 7-16, Reston, VA, 800 pp, 2017.
4. Baker J. y Cornell C., "Which spectral acceleration are you using?", *Earthquake Spectra* 22,293-312, 2006.
5. Beyer K. y Bommer J., "Relationships between Median Values and between Aleatory Variabilities for Different Definitions of the Horizontal Component of Motion", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 96, No. 4A, pp. 1512-1522, Agosto 2006.
6. Bolaños A. y Monroy O., "Espectros de peligro sísmico uniforme", Tesis de Posgrado, Escuela de graduados, Pontificia Universidad Católica del Perú, 2004.
7. Bommer J. y Acevedo A., "The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 8, Special Issue 1, pp 43-91, 2004.
8. Bommer J., Scherbaum F., Bungum H., Cotton F., Sabetta F. y Abrahamson N., "On the Use of Logic Trees for Ground-Motion Prediction Equations in Seismic-Hazard Analysis", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 95, No. 2, pp. 377-389, Abril 2005.
9. Boore D., Watson J. y Abrahamson N., "Orientation – Independent Measures of Ground Motion", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 96, No. 4A, pp. 1502-1511, Agosto 2006.
10. Boroscsek R., Soto P. y León R., "Registros del terremoto de Maule Mw=8.8 27 de febrero del 2010", Informe RENADIC 10/05 Rev. 2, octubre, 2010.
11. Castillo J. y Alva J., "Peligro sísmico en el Perú", Tesis para optar el título profesional de ingeniero civil, UNI, Lima, Perú, 1993.
12. Chopra A., "Dynamics of structures", Prentice-Hal, Inc, New Jersey, Estados Unidos de América, 1995.
13. Fernandez V., Cominetti S. y Cruz E., "Considering the bi-directional effects and the seismic angle variations in building design", 12th World Conference on Earthquake Engineering; Auckland, New Zeland, 2000.

14. Gamarra C. y Aguilar Z., "Nuevas fuentes sismogénicas para la evaluación de peligro sísmico y generación de espectros de peligro uniforme en el Perú", CISMID, UNI, Lima, Perú, 2009.
15. Haselton C., Baker J., Stewart J., Whittaker A., Luco N., Fry A., Hamburger R., Zimmerman R., Hooper J., Charney F. y Pekelnicky R., "Response History Analysis for the Design of New Buildings in the NEHRP Provisions and ASCE/SEI 7 Standard: Part I - Overview and Specification of Ground Motions", Earthquake Spectra (submitted as companion paper), 2015.
16. Hisada T., Miyamura M., Kan S. y Hirao Y., "Studies on the Orthogonal Effects in Seismic Analyses", Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. V pp 191-196, Tokyo- Kyoto, Japan, 1988.
17. Ishiyama Y., "Seismic Codes and Structural Dynamics (in Japanese)", Sanwa-shoseki, 2008.
18. Jalayer F., "Direct probabilistic seismic analysis: Implementing Non-Linear Dynamic Assessments", Stanford University, Stanford, CA, 244 pp, 2003.
19. Jiménez C., Moggiano N., Yauri S. y Calvo M., "Fuente sísmica del terremoto de Huacho-Perú 1966 de 8.1 Mw a partir de inversión de registros mareográficos", Revista de Investigación de Física 19, 6 de mayo, 2016.
20. Kosaka R., Gonzales E., Arias H., Minaya A., Farfán E. y Ticona J., "Evaluación de Peligros de la Ciudad de Moquegua", Convenio UNAS-INDECI, Arequipa, Setiembre 2001.
21. Kramer, S.L., "Geotechnical Earthquake Engineering", Prentice Hall, New York, 1996.
22. López O., Chopra A. y Hernández J., "Evaluation of combination rules for maximum response calculation in multicomponent seismic analysis", Earthquake Engng Struct. Dyn. 30:1379-1398, 2001.
23. Moscoso E., "Efecto de la bidireccionalidad y ángulo de incidencia del sismo en la respuesta de estructuras de concreto armado", Tesis de Posgrado, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, 2018.
24. Padilla G., "Propuesta para considerar la irregularidad estructural en la resistencia lateral de las estructuras en el Perú", Tesis de Pregrado, Facultad de Ciencias e Ingeniería, Pontificia Universidad Católica del Perú, 2010.
25. Power M., Chiou B., Abrahamson N., Bozorgnia Y., Shantz T. y Roblee C., "An overview of the NGA project", Earthquake Spectra 24, 3-21, 2008.
26. Ramírez A., "Estudios de pruebas de equipo sísmico para realizar microzonificación sísmica: Caso particular Huajuapán de León, OAXACA." Tesis de Posgrado, Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura, Instituto Politécnico Nacional, México D.F. agosto 2012.

27. Repetto P., Arango I. y Seed B., "Influence of Characteristics on Building Damage During October 3, 1974 Lima Earthquake", Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC-80/41, 1980.
28. Roncal M., "Determinación del Peligro Sísmico en el Territorio Nacional y Elaboración de Aplicativo Web" Tesis de Pregrado, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, 2017.
29. Sadigh K., Chang C., Egan J., Makdisi F., Youngs R.R., "Attenuation Relationship for Crustal Earthquakes Based on California Strong Motion Data", Seismological Research Letters, Volume 68, Number 1, Enero/Febrero 1997.
30. Servicio Nacional de Capacitación para la industria de la Construcción – SENCICO, "Reglamento Nacional de Edificaciones – Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente", Lima, Perú, 2018.
31. Stone W., Yokel F., Celebi M., Hanks T. y Leyendecker E., "Engineering Aspects of the September 19, 1985 Mexico Earthquake", Publication NBS/BSS-165, Mayo, 1987.
32. Tavera H., Bernal I. y Salas H., "El Sismo de Pisco del 15 de agosto, 2007 (7.9Mw) Departamento de Ica-Perú", CNDG, IGP, Lima Perú, 2007.
33. Tavera H., "Informe del Terremoto de Arequipa del 23 de junio del 2001", IGP, 2002.
34. Tavera H., Bernal I., Condori C., Ordaz M., Zevallos A. y Ishizawa O., "Re-evaluación del peligro sísmico probabilístico para el Perú", Proyecto en Cooperación con el Banco Mundial, Lima. Perú, 2014.
35. Youngs R.R., Chiou S.J., Silva W.J., Humphrey J.R., "Strong Ground Motion Attenuation Relationship for Subduction Zone Earthquakes", Seismological Research Letters, Volume 68, Number 1, Enero/Febrero 1997.