

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**

**ESCUELA DE POSGRADO**



**UNIDAD DE POSGRADO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA**

**PROGRAMA DE MAESTRÍA EN CIENCIAS**

**TESIS:**

**SISMOS SUCESIVOS Y SU INFLUENCIA EN LA ESTIMACIÓN DE  
PROBABILIDAD DE DAÑO POR MEDIO CURVAS DE FRAGILIDAD  
PARA EL EDIFICIO “4F” DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE  
CAJAMARCA**

Para optar el Grado Académico de

**MAESTRO EN CIENCIAS**

**MENCIÓN: INGENIERÍA CIVIL**

Presentada por:

**EMERSSON BALTAZAR AGUILAR HUAMÁN**

Asesor:

**Dr. MIGUEL ÁNGEL MOSQUEIRA MORENO**

Cajamarca, Perú


2024

## CONSTANCIA DE INFORME DE ORIGINALIDAD

1. Investigador: Ing. Emersson Baltazar Aguilar Huamán  
DNI: 73058791  
Escuela Profesional/Unidad de Posgrado de la Facultad de Ingeniería. Programa de Maestría en Ciencias. Mención: Ingeniería Civil.
2. Asesor:  
**Dr. Miguel Angel Mosqueira Moreno**
3. Grado académico o título profesional  
 Bachiller  Título profesional  Segunda especialidad  
 Maestro  Doctor
4. Tipo de Investigación:  
 Tesis  Trabajo de investigación  Trabajo de suficiencia profesional  
 Trabajo académico
5. Título de Trabajo de Investigación:  
**SISMOS SUCESIVOS Y SU INFLUENCIA EN LA ESTIMACIÓN DE PROBABILIDAD DE DAÑO POR MEDIO CURVAS DE FRAGILIDAD PARA EL EDIFICIO "4F" DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**
6. Fecha de evaluación: **02/10/2024**
7. Software antiplagio:  TURNITIN  URKUND (OURIGINAL) (\*)
8. Porcentaje de Informe de Similitud: **23%**
9. Código Documento: **oid:3117:387787001**
10. Resultado de la Evaluación de Similitud:

**APROBADO**  **PARA LEVANTAMIENTO DE OBSERVACIONES O DESAPROBADO**

Fecha Emisión: 28/11/2024

<i>Firma y/o Sello Emisor Constancia</i>
 <b>Dr. Miguel Angel Mosqueira Moreno</b> DNI:26733060

\* En caso se realizó la evaluación hasta setiembre de 2023

COPYRIGHT © 2024 by  
**EMERSSON BALTAZAR AGUILAR HUAMÁN**  
Todos los derechos reservados



**Universidad Nacional de Cajamarca**  
LICENCIADA CON RESOLUCIÓN DE CONSEJO DIRECTIVO N° 080-2018-SUNEDU/CD  
**Escuela de Posgrado**  
CAJAMARCA - PERU



**PROGRAMA DE MAESTRÍA EN CIENCIAS**

**ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS**

Siendo las *10:00* horas, del día 20 de Agosto de dos mil veinticuatro, reunidos en el Centro de Idiomas de la Universidad Nacional de Cajamarca, el Jurado Evaluador presidido por el **Dr. Mauro Augusto Centurión Vargas**, M. Cs. **José Luis Marchena Araujo**, M. Cs. **Manuel Lincoln Minchan Pajares**, y en calidad de Asesor el **Dr. Miguel Ángel Mosqueira Moreno**. Actuando de conformidad con el Reglamento Interno y el Reglamento de Tesis de Maestría de la Escuela de Posgrado de la Universidad Nacional de Cajamarca, se inició la Sustentación de la Tesis titulada “**SISMOS SUCESIVOS Y SU INFLUENCIA EN LA ESTIMACIÓN DE PROBABILIDAD DE DAÑO POR MEDIO CURVAS DE FRAGILIDAD PARA EL EDIFICIO "4F" DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**”, presentada por el Ingeniero **Emersson Baltazar Aguilar Huamán**


Realizada la exposición de la Tesis y absueltas las preguntas formuladas por el Jurado Evaluador, y luego de la deliberación, se acordó... *APROBADA*... con la calificación de *17. (Satisfactorio)*.....la mencionada Tesis; en tal virtud, el Ingeniero **Emersson Baltazar Aguilar Huamán**, se encuentra en aptitud para recibir en ceremonia especial el Diploma que la acredita como **MAESTRO EN CIENCIAS**, de la Unidad de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, con Mención en **Ingeniería Civil**.

Siendo las *11:00* horas del mismo día, se dio por concluido el acto.

  
.....  
**Dr. Miguel Ángel Mosqueira Moreno**  
Asesor(a)

  
.....  
**Dr. Mauro Augusto Centurión Vargas**  
Jurado Evaluador

  
.....  
**M. Cs. José Luis Marchena Araujo**  
Jurado Evaluador

  
.....  
**M. Cs. Manuel Lincoln Minchan Pajares**  
Jurado Evaluador

## **AGRADECIMIENTO**

A mi familia, por cada día que compartimos y por su apoyo inquebrantable.

## **ΕΠΙΓΡΑΦΕ**

“A government of laws, and not of men.”  
—John Adams

## ÍNDICE GENERAL

<b>AGRADECIMIENTO</b> .....	v
<b>EPÍGRAFE</b> .....	vi
<b>ÍNDICE GENERAL</b> .....	vii
<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b> .....	ix
<b>ÍNDICE DE TABLAS</b> .....	xiii
<b>RESUMEN</b> .....	xiv
<b>ABSTRACT</b> .....	xv
<b>CAPÍTULO I</b> .....	1
<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	1
1.01 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	1
1.01.01 Contextualización .....	1
1.01.02 Descripción del problema .....	3
1.01.03 Formulación del problema .....	3
1.02 JUSTIFICACIÓN Y APORTE SOCIAL.....	4
1.03 DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN .....	4
1.04 LIMITACIONES .....	5
1.05 OBJETIVOS .....	6
<b>CAPÍTULO II</b> .....	7
<b>MARCO TEÓRICO</b> .....	7
2.01 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN O MARCO REFERENCIAL .....	7
2.02 MARCO DOCTRINAL DE LAS TEORIAS PARTICULARES EN EL CAMPO DE LA CIENCIA EN LA QUE SE UBICA EL OBJETO DE ESTUDIO (BASES TEÓRICAS).....	9
2.02.01 Condiciones sísmicas de la región peruana.....	9
2.02.01.01 Distribución en el espacio de la sismicidad .....	10
2.02.02 Sismos sucesivos o réplicas .....	14
2.02.02.01 Mecanismos de ocurrencia de sismos sucesivos o réplicas.....	14
2.02.02.02 Modelos de comportamiento temporal de sismos sucesivos o réplicas..	16
2.02.02.03 Características de los sismos sucesivos o réplicas.....	18
2.02.03 Ajuste espectral de registros sísmicos y condiciones de sitio .....	19
2.02.04 Propiedades no lineales de estructuras de concreto armado.....	23
2.02.05 Factores principales para la predicción de respuesta sísmica .....	28
2.02.06 Análisis dinámico incremental.....	29
2.02.07 Análisis estático no lineal y definición de estados límite .....	34
2.02.08 Evaluaciones de riesgo sísmico y curvas de fragilidad .....	36

2.03 DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS .....	44
<b>CAPÍTULO III</b> .....	48
<b>PLANTEAMIENTO DE LA HIPÓTESIS Y VARIABLES</b> .....	48
3.01 HIPÓTESIS .....	48
3.02 VARIABLES/CATEGORIAS .....	48
3.03 OPERACIONALIZACIÓN DE LOS COMPONENTES DE LAS HIPÓTESIS ....	48
<b>CAPÍTULO IV</b> .....	50
<b>MARCO METODOLÓGICO</b> .....	50
4.01 UBICACIÓN GEOGRÁFICA.....	50
4.02 DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN.....	51
4.03 MÉTODOS DE INVESTIGACIÓN.....	64
4.04 POBLACIÓN, MUESTRA, UNIDAD DE ANÁLISIS Y UNIDAD DE OBSERVACIÓN.....	64
4.05 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN ....	64
4.06 EQUIPOS, MATERIALES E INSUMOS.....	67
4.07 MATRIZ DE CONSISTENCIA METODOLÓGICA.....	67
<b>CAPÍTULO V</b> .....	69
<b>RESULTADOS Y DISCUSIÓN</b> .....	69
5.01 PRESENTACIÓN DE RESULTADOS .....	69
5.01.01 Ajuste espectral de sismos principales .....	70
5.01.02 Ajuste espectral sismos sucesivos o réplicas.....	73
5.01.03 Curva de capacidad de edificio 4F y estados límite .....	76
5.01.03 Curvas de fragilidad para edificio 4F.....	81
5.02 ANÁLISIS, INTERPRETACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS .....	86
5.02.01 Ajuste espectral de sismos a peligro sísmico.....	86
5.02.02 Curva de capacidad de edificio 4F.....	87
5.02.05 Curvas de fragilidad para edificio 4F.....	88
<b>CAPÍTULO VI</b> .....	93
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	93
<b>REFERENCIAS</b> .....	95



## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1</b> Mapa sísmico del Perú para el periodo 1960 y 2019.	10
<b>Figura 2</b> Esquema que muestra los principales rasgos tectónicos presentes en la placa de Nazca y en el borde occidental de Sudamérica.	11
<b>Figura 3</b> Esquema 3D del proceso de subducción frente al borde oeste del Perú.	12
<b>Figura 4</b> Esquema que muestra los dos tipos de subducción en el Perú.	13
<b>Figura 5</b> Modelo esquemático de falla adaptado por Dieterich (1972).	14
<b>Figura 6</b> Registro de sismo principal y posterior réplica del sismo del 2001 en Arequipa, Perú.	15
<b>Figura 7</b> Representación teórica de uno de los modelos del campo de esfuerzos asociados a una falla.	16
<b>Figura 8:</b> Representación esquemática de la clasificación de las réplicas del sismo de Nepal	19
<b>Figura 9:</b> Modelos idealizados para análisis no lineales en elementos viga-columna	24
<b>Figura 10</b> Relaciones de fuerza (en KN) y deformación (en mm) para un elemento de concreto reforzado.	25
<b>Figura 11</b> Modelos básicos de histéresis. (a) Modelo elastoplástico (b) Modelo de degradación de energía	26
<b>Figura 12:</b> Comportamiento histerético con degradación y sin degradación de rigidez	27
<b>Figura 13</b> Definición de disipación de energía	28
<b>Figura 14</b> Ilustración de los problemas y factores envueltos en la predicción de la respuesta sísmica de un edificio	29
<b>Figura 15</b> Curvas IDA de $T_1=1.8s$ de un edificio de acero de 05 niveles sujeto a cuatro registros sísmicos	32
<b>Figura 16</b> Estudio IDA para 30 registros de $T_1=1.8s$ de un edificio de acero de 05 pisos, mostrando (a) las 30 curvas individuales y (b) su resumen (16, 50 y 80%) fractiles (en escala log-log)	33
<b>Figura 17</b> Esquema del proceso de pushover.	35
<b>Figura 18</b> Proceso de pushover y conversión a un sistema SDF	35
<b>Figura 19</b> Sectorización de curva de capacidad propuesta por SEAOC	36
<b>Figura 20</b> Representación esquemática de funciones de fragilidad típicas	38
<b>Figura 21</b> Curvas de fragilidad de un pórtico de concreto armado bajo secuencias de sismos	44
<b>Figura 22</b> Ubicación del área de estudio en la ciudad de Cajamarca (Perú) respecto al mapa de zonificación sísmica	50
<b>Figura 23</b> Vista satelital del edificio 4F en la ciudad universitaria de la Universidad Nacional de Cajamarca UTM WGS 84 776426E 9206998N	51
<b>Figura 24</b> Esquema del diseño de la presente investigación	53
<b>Figura 25</b> Fotografía frontal del edificio 4F Facultad de Derecho y Ciencias Políticas de la Universidad Nacional de Cajamarca	54

<b>Figura 26</b> Fotografía frontal del edificio 4F Facultad de Derecho y Ciencias Políticas de la Universidad Nacional de Cajamarca _____	54
<b>Figura 27</b> Elevación lateral y frontal de pórticos del edificio 4F _____	56
<b>Figura 28</b> Modelo analítico de columnas _____	58
<b>Figura 29</b> Modelo analítico de vigas _____	58
<b>Figura 30</b> Definición de viga de 30x65cm en PERFORM 3D a partir de 02 zonas rígidas en sus extremos, 02 rótulas plásticas y dos elementos elásticos. _____	59
<b>Figura 31:</b> Espectro de respuesta de sismo raro definido según la norma E030 Diseño Sismoresistente _____	60
<b>Figura 32</b> Espectro de respuesta de frecuente definido según los criterios de Aguiar _____	61
<b>Figura 33</b> Direcciones ortogonales de análisis en edificio 4F _____	62
<b>Figura 34</b> Esquema de secuencias de sismos conformados para análisis dinámico incremental _____	63
<b>Figura 35</b> Modelo de análisis en Perform 3D y deformación para el sismo de Arequipa 2001 _____	69
<b>Figura 36</b> Dirección X-X. Comparación de los espectros de respuesta de cada registro sísmico seleccionado con el espectro objetivo (sismo frecuente) _____	70
<b>Figura 37</b> Dirección X-X. Espectros de respuesta de los registros sísmicos ajustados espectralmente al espectro objetivo (sismo frecuente) _____	70
<b>Figura 38</b> Dirección X-X. Sismo promedio ajustados espectralmente al nivel de peligro sísmico de sismo raro _____	71
<b>Figura 39</b> Dirección Y-Y. Comparación de los espectros de respuesta de cada registro sísmico seleccionado con el espectro objetivo (sismo frecuente) _____	71
<b>Figura 40</b> Dirección Y-Y. Espectros de respuesta de los registros sísmicos ajustados espectralmente al espectro objetivo (sismo frecuente) _____	72
<b>Figura 41</b> Dirección Y-Y. Sismo promedio ajustados espectralmente al nivel de peligro sísmico de sismo raro. _____	73
<b>Figura 42</b> Dirección X-X. Comparación de los espectros de respuesta de cada registro sísmico seleccionado (sismo posterior) con el espectro objetivo (sismo frecuente) _____	73
<b>Figura 43</b> Dirección X-X. Espectros de respuesta de los registros sísmicos (sismos posteriores) ajustados espectralmente al espectro objetivo (sismo frecuente) _____	74
<b>Figura 44</b> Dirección X-X. Sismo promedio (sismos posteriores) ajustados espectralmente al nivel de peligro sísmico de sismo raro. _____	74
<b>Figura 45</b> Dirección Y-Y. Comparación de los espectros de respuesta de cada registro sísmico seleccionado (sismo posterior) con el espectro objetivo (sismo frecuente) _____	75
<b>Figura 46</b> Dirección Y-Y. Espectros de respuesta de los registros sísmicos (sismos posteriores) ajustados espectralmente al espectro objetivo (sismo frecuente) _____	75
<b>Figura 47:</b> Dirección Y-Y. Sismo promedio (sismos posteriores) ajustados espectralmente al nivel de peligro sísmico de sismo raro. _____	76
<b>Figura 48</b> Sectorización de curva de capacidad para edificio 4F en la dirección X-X _____	76
<b>Figura 49</b> Sectorización de curva de capacidad para edificio 4F en la dirección Y-Y _____	77

<b>Figura 50</b> Resultados de análisis dinámico incremental (dirección X-X). Se grafican los estados límite en función del desplazamiento de entrepiso. _____	78
<b>Figura 51:</b> Resultados de análisis dinámico incremental (dirección Y-Y). Se grafican los estados límite en función del desplazamiento de entrepiso. _____	79
<b>Figura 52</b> Resultados promedio de análisis dinámico incremental (dirección X-X) bajo condiciones iniciales de daño en la estructura (estados límite) ND: Totalmente operacional, IO: ocupación inmediata, LS: seguridad de vida y CP: Prevención del colapso _____	80
<b>Figura 53</b> Resultados promedio de análisis dinámico incremental (dirección Y-Y) bajo condiciones iniciales de daño en la estructura (estados límite) ND: Totalmente operacional, IO: ocupación inmediata, LS: seguridad de vida y CP: Prevención del colapso _____	80
<b>Figura 54</b> Dirección X-X. Curvas de fragilidad para los diferentes estados límite ND: Totalmente operacional, IO: Ocupación inmediata, LS: Seguridad de vida y CP: Prevención del colapso. Además, se muestran los resultados obtenidos para sismos sucesivos (probabilidad condicional) _____	81
<b>Figura 55</b> Dirección X-X. Desglose de curvas de fragilidad para los estados límite ND: Totalmente operacional e IO: Ocupación inmediata. Además, se muestran los resultados obtenidos para sismos sucesivos (probabilidad condicional) IO ND: Ocupación inmediata dado que Totalmente operacional _____	82
<b>Figura 56</b> Dirección X-X. Desglose de curvas de fragilidad para los estados límite LS: Seguridad de vida y CP: Prevención del colapso. Además, se muestran los resultados obtenidos para sismos sucesivos (probabilidad condicional) LS ND: Seguridad de vida dado que totalmente operacional, LS IO: Seguridad de vida dado que ocupación inmediata, CP ND: Prevención del colapso dado que totalmente operacional, CP IO: Prevención del colapso dado que ocupación inmediata y CP LS: Prevención del colapso dado que seguridad de vida. _____	83
<b>Figura 57</b> Dirección Y-Y. Curvas de fragilidad para los diferentes estados límite ND: Totalmente operacional, IO: Ocupación inmediata, LS: Seguridad de vida y CP: Prevención del colapso. Además, se muestran los resultados obtenidos para sismos sucesivos (probabilidad condicional) _____	84
<b>Figura 58</b> Dirección Y-Y. Desglose de curvas de fragilidad para los estados límite ND: Totalmente operacional e IO: Ocupación inmediata. Además, se muestran los resultados obtenidos para sismos sucesivos (probabilidad condicional) IO ND: Ocupación inmediata dado que Totalmente operacional _____	85
<b>Figura 59</b> Dirección Y-Y. Desglose de curvas de fragilidad para los estados límite LS: Seguridad de vida y CP: Prevención del colapso. Además, se muestran los resultados obtenidos para sismos sucesivos (probabilidad condicional) LS ND: Seguridad de vida dado que totalmente operacional, LS IO: Seguridad de vida dado que ocupación inmediata, CP ND: Prevención del colapso dado que totalmente operacional, CP IO: Prevención del colapso dado que ocupación inmediata y CP LS: Prevención del colapso dado que seguridad de vida. _____	86
<b>Figura 60</b> Cambio en la forma de curva de fragilidad _____	90

**Figura 61** Análisis dinámico incremental con sismos posteriores. Desplazamiento residual evidenciado en uno de los nodos del primer entrepiso del edificio 4F para la secuencia de sismos de Arequipa 2001. \_\_\_\_\_ 91

**Figura 62** Esquema gráfico del comportamiento del edificio 4F respecto a un sismo principal y la ocurrencia de un sismo posterior \_\_\_\_\_ 92

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1</b> Tipos de enfoques para generar curvas de fragilidad _____	40
<b>Tabla 2</b> Operacionalización de los componentes de las hipótesis _____	49
<b>Tabla 3</b> Propiedades de materiales del edificio 4F _____	55
<b>Tabla 4</b> Parámetros de caracterización de peligro sísmico del edificio 4F _____	57
<b>Tabla 5</b> Registros sísmicos seleccionados para esta investigación _____	66
<b>Tabla 6</b> Matriz de consistencia metodológica _____	68
<b>Tabla 7</b> Dirección X-X. Estados límite de desplazamiento en edificio 4F _____	77
<b>Tabla 8</b> Dirección Y-Y. Estados límite de desplazamiento en edificio 4F _____	78
<b>Tabla 9</b> Dirección X-X. Incremento en probabilidad de daño para sismos posteriores a un estado de daño inicial _____	90
<b>Tabla 10</b> Dirección Y-Y. Incremento en probabilidad de daño para sismos posteriores a un estado de daño inicial. _____	91

## RESUMEN

Las edificaciones en el Perú están expuestas a la ocurrencia de sismos debido a la interacción de placas tectónicas en el continente sudamericano. Las investigaciones en el campo de la ingeniería sísmica continuamente se encuentran evolucionando en el intento de comprender los efectos de las cargas sísmicas en las estructuras de concreto armado. Dado que, en la realidad, un sismo es seguido de múltiples sismos, no solo basta con estimar el comportamiento esperado para un único evento sísmico, sino también para los posteriores, que pueden ocurrir minutos, horas o incluso semanas después. Esta investigación ha estudiado el comportamiento sísmico del edificio 4F de la Universidad Nacional de Cajamarca frente a cargas sísmicas, comparando los efectos de un sismo y sus efectos más la ocurrencia de sismos posteriores. La forma elegida para realizar esta comparación es por medio de curvas de fragilidad, que son la probabilidad de que un edificio experimente un cierto estado de daño como una función de la intensidad del movimiento sísmico. De esta forma, se ha estimado curvas de fragilidad para el edificio 4F bajo diferentes condiciones iniciales de daño y sismos posteriores. Los resultados concluyen en un incremento en la fragilidad debido a que la probabilidad de alcanzar un estado límite bajo un sismo posterior, dado un nivel de aceleración específico de un sismo principal, se incrementa para todos los estados límite en el rango completo de aceleraciones.

*Palabras clave:* sismo, sismos posteriores, curvas de fragilidad, edificios de concreto armado,

## **ABSTRACT**

Buildings in Peru are exposed to the occurrence of earthquakes due to the interaction of tectonic plates in the South American continent. Research in the field of seismic engineering is continually evolving in an attempt to understand the effects of seismic loads on reinforced concrete structures. Given that in reality, an earthquake is followed by multiple aftershocks, it is not only enough to estimate an expected behavior for a single seismic event, but also for subsequent ones, which may occur minutes, hours or even weeks later. This research has studied the seismic behavior of the 4F building of the National University of Cajamarca against seismic loads, comparing the effects of an earthquake and its effects plus the occurrence of aftershocks. The way chosen to make this comparison is by means of fragility curves, which are the probability that a building experiences a certain state of damage as a function of the intensity of the seismic movement. In this way, fragility curves have been estimated for building 4F under different initial damage conditions and subsequent earthquakes. The results conclude in an increase in fragility because the probability of reaching a limit state under a subsequent earthquake, given a specific acceleration level of a mainshock, increases for all limit states in the full range of accelerations.

*Key words:* earthquake, aftershock, fragility curves, reinforced concrete buildings.

# CAPÍTULO I

## INTRODUCCIÓN

### 1.01 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

#### 1.01.01 Contextualización

Después de ocurrir un movimiento sísmico generado por la liberación de energía en la zona de ruptura inicial, este es seguido por múltiples sismos sucesivos o réplicas en las zonas adyacentes. De acuerdo con los registros históricos, los sismos sucesivos generan mayores daños en las edificaciones. Por ejemplo, en Estados Unidos se registraron casos de réplicas que amplificaron el deterioro de edificios ya dañados por los sismos principales, como Northridge 1994 con una magnitud  $M_w=6.7$  y Kern County 1952 con una magnitud  $M_w=7.3$  (Raghunandan et al., 2014), también se han registrado daños por múltiples sismos en Tohoku (Japón, 2011), Christchurch (Nueva Zelanda, 2010–2011), Chile (2010), Chile (2014), Chile (2015), y Nepal (2015) (Hosseinpour y Abdelnaby, 2017). En Italia el sismo ocurrido el 24 de agosto de 2016 en la ciudad de Accumoli con  $M_w=6.1$  fue seguido por dos eventos sísmicos en octubre del mismo año con una magnitud  $M_w=5.9$  y  $6.5$  respectivamente. Después del evento de agosto, el 72% de los edificios mostraron un desempeño aceptable y se mostraron sin daño, el 24% tuvieron daños y el 4% colapsaron. Después de los sismos de octubre, el porcentaje de edificios que colapsaron subió a 65% (Aljawhari et al., 2020)

Estos ejemplos muestran el potencial de daño que tienen sismos sucesivos sucesivos. En el Perú ocurrieron sismos que han generado réplicas importantes, como el sismo ocurrido el 24 de mayo de 1940 ( $M=8$ ) con réplicas diversas distribuidas, la mayor el mismo día ( $M=7$ ) (Ruff y Beck, 1989); el sismo del 03 de octubre de 1974 ( $M_w=8.1$ ) con múltiples réplicas, la mayor el 09 de noviembre ( $M_s=7.1$ ) (Spence y Langer 1995); el sismo del 23 de junio del 2001 ( $M_w=8.4$ ) seguido por múltiples réplicas como el 26 de junio ( $M_w=6.7$ ) y el 7 de julio ( $M_w=7.5$ ) (Bilek y Ruff 2002); y el sismo del 15 de agosto del 2007 ( $M_w=7.9$ ) seguido por un total de 355 réplicas (Alarcón et al., 2008).

El Perú se ubica en una de las regiones con mayor actividad sísmica en el mundo, conocida como cinturón de fuego del pacífico. La ocurrencia de sismos a lo largo de la historia en esta región ha generado miles de pérdidas económicas y humanas. Los mayores desastres generados por sismos en el Perú fueron los ocurridos el 20 de octubre de 1687 en Lima, el 13 de agosto de 1868 en Tacna, el 31 de mayo de 1970 en Ancash y el 15 de agosto del 2007 en Ica (Muñoz et al., 2017).



Las estructuras civiles son diseñadas para soportar el sismo de diseño manteniendo un comportamiento dúctil previniendo el colapso. Sin embargo, a pesar de que los sismos sucesivos o réplicas sean sismos con menor intensidad que los sismos principales, la resistencia y rigidez de la estructura se ve comprometida con el primer sismo, y los sismos posteriores generan más acumulación de daño. Los ciclos de fuerza deformación impuestos por el sismo principal ocasionan degradación de su resistencia haciéndolos más propensos al colapso ante sismos posteriores, además las deformaciones ocurridas en el primer sismo como resultado de alcanzar el rango plástico, amplifican luego los momentos de segundo orden, y por tanto, su potencial de colapso (Shafaei y Naderpour, 2020).

Para conocer el comportamiento sísmico de infraestructura civil se realizan evaluaciones de riesgo y desempeño sísmico, que normalmente, suelen considerar un único evento sísmico. Sin embargo, en la realidad ocurre que después de un sismo principal ocurren múltiples sismos posteriores. Por tanto, las estimaciones de daño en estructuras de concreto armado que se realicen utilizando un único sismo conllevan a resultados que no reflejan su comportamiento real en un evento sísmico. Como respuesta a este problema, en los últimos años diferentes metodologías se han propuesto para estudiar la vulnerabilidad de edificios dañados, desarrollando así el concepto de fragilidad. Estas metodologías están basadas en la simulación del daño por el sismo principal y la evaluación de su capacidad posterior (Gaetani et al., 2017).

La estimación de la fragilidad se realiza mediante curvas de fragilidad que relacionan la intensidad sísmica con la probabilidad de alcanzar cierto nivel de daño (Crowley et al., 2014). Estas son expresadas mediante gráficos y configuran una herramienta importante para la evaluación estructural y la toma de decisiones por parte de los involucrados. Así, es posible entender el comportamiento sísmico que tendría una edificación ubicada en zonas propensas a la ocurrencia de múltiples sismos como en el Perú.

La alta actividad sísmica en Perú lo hace un país donde las consecuencias de los sismos han generado daños importantes a las edificaciones, sobre todo las que tienen configuraciones estructurales porticadas y de albañilería previas a las actualizaciones de la normativa peruana sismorresistente. La estimación de los daños antes de su ocurrencia es una tarea primordial. Esto permite tener datos indispensables para los planes de prevención y manejo de respuesta ante eventos sísmicos.

### **1.01.02 Descripción del problema**

Las edificaciones de porticadas de concreto armado históricamente han evidenciado mayores daños ante eventos sísmicos que otros edificios de concreto armado. En el Perú, antes de la actualización de la norma de diseño sismo resistente en el 2016, la mayor cantidad de las edificaciones construidas tuvieron esta configuración porticada. En Cajamarca, es posible observar este sistema estructural, sobre todo, en edificios de tipo educacional como colegios o universidades.

En la Universidad Nacional de Cajamarca el 80% de sus edificios son de pórticos de concreto armado. El edificio 4F de la facultad de Derecho y Ciencias Políticas tiene una configuración estructural (compuesta de pórticos resistentes a momento en las dos direcciones con aligerados de 20 cm de espesor) que es típica de edificios educacionales en el Perú, diseñados bajo la norma E.030 Diseño sismorresistente en el 2003.

Este edificio llega a albergar alrededor de 500 personas durante sus horas de funcionamiento, entre estudiantes, docentes y personal administrativo. Además, debido a que es una edificación educacional, es posible que sea usada como refugio frente a desastres naturales.

El estudio del comportamiento de este edificio frente a eventos sísmicos únicos y sucesivos es un paso más hacia mejorar la estimación del daño probable. De esta forma, la presente investigación plantea estimar la variación en la cuantificación del daño en el edificio 4F de la Universidad Nacional de Cajamarca, afectados por sismos únicos y por sismos sucesivos utilizando curvas de fragilidad.

### **1.01.03 Formulación del problema**

- ¿Cuál es el efecto de sismos sucesivos en la estimación de probabilidad de daño por medio de curvas de fragilidad para el edificio 4F de la Universidad Nacional de Cajamarca?

## **1.02 JUSTIFICACIÓN Y APORTE SOCIAL**

Estimar y comparar la probabilidad de daño para diferentes niveles de sismos únicos y sismos sucesivos en el edificio 4F de la Universidad Nacional de Cajamarca va a permitir obtener resultados más reales respecto a otros estudios sobre el comportamiento esperado de edificaciones de concreto armado frente a acciones sísmicas. De esta forma es posible dar un paso más hacia la comprensión del efecto que tienen los sismos en las estructuras civiles.

Asimismo, con la información obtenida, es posible desarrollar mejores escenarios respecto al comportamiento del edificio 4F frente a eventos sísmicos. Así, se tendrá información más completa para elaborar planes de prevención y acción coherentes con la realidad, que permitan responder de forma efectiva ante los efectos de los sismos producidos en el Perú.

Finalmente, esta investigación forma parte de las primeras investigaciones que se realizan respecto al efecto de sismos sucesivos en edificios de concreto armado en el Perú. Actualmente la norma E.060 Diseño Sismorresistente, si bien, permite desarrollar estructuras con parámetros de resistencia ante acciones sísmicas, está limitada por las simplificaciones de análisis y consideración de sismos únicos. En este sentido, la presente tesis espera aportar con bases teóricas para el continuo desarrollo de la normativa sismorresistente.

## **1.03 DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN**

En esta investigación se ha estimado la probabilidad de daño usando curvas de fragilidad analíticas de una edificación educacional siendo sometida a eventos sísmicos únicos y sucesivos. La investigación se ha delimitado bajo las siguientes consideraciones:

- El efecto de la interacción suelo estructura no será considerado en esta investigación.
- El efecto de las losas en la capacidad de carga (sección T) de los pórticos no será considerado.
- Se ha considerado el estado de los edificios en condiciones actuales de funcionamiento bajo los resultados experimentales de resistencia a la compresión del concreto. No se ha tomado en cuenta para la evaluación posibles daños en los elementos estructurales, pues incluirían variables que no son representativas para este estudio.

- Los sismos que se usarán en esta investigación corresponden a sismos de fuentes sismogénicas de subducción.
- Los modelos de análisis de los elementos estructurales, vigas y columnas, han sido desarrollados a partir de rotulas plásticas y elementos “frame” (elemento tridimensional que incluye los efectos de flexión biaxial, torsión, deformación axial y deformaciones de corte). Esto con el fin de simplificar el análisis y el tiempo computacional requerido para su ejecución.
- Solo se han considerado los elementos estructurales que componen los pórticos de concreto armado. Los elementos no estructurales como los muros divisorios de los ambientes no han sido considerados.

#### **1.04 LIMITACIONES**

Esta investigación ha desarrollado una metodología para el estudio de probabilidad de daño de sismos únicos y sismos sucesivos en edificaciones porticadas de concreto armado. Esta metodología no es aplicable a otro tipo de estructuras que suponen consideraciones de diseño diferentes.

Por otro lado, es importante recalcar que los registros sísmicos utilizados han sido seleccionados considerando la relevancia histórica que ha tenido su ocurrencia tanto en Perú como en Chile, sobre todo por los mecanismos de subducción que los han desencadenado. Debido a que, esta investigación tiene el fin de comparar los efectos de análisis de sismos únicos y sismos sucesivos, no se ha considerado conveniente utilizar sismos que hayan ocurrido necesariamente en la zona de estudio.

Finalmente, una limitación secundaria en este estudio que ha complicado la obtención de resultados, corresponde al tiempo computacional requerido para ejecutar los procesos de análisis no lineales en los modelos matemáticos del software utilizado. Se ha tratado de equilibrar la calidad de los resultados necesarios para poder responder las hipótesis de la presente investigación, con el tiempo requerido para obtenerlos.

## **1.05 OBJETIVOS**

### **1.05.01 Objetivo General**

- Determinar el efecto de sismos sucesivos en la estimación de probabilidad de daño por medio de curvas de fragilidad para el edificio 4F de la Universidad Nacional de Cajamarca.

### **1.05.02 Objetivo Específico**

- Realizar el ajuste espectral de los sismos seleccionados, para representar el nivel de peligro sísmico del área de estudio.
- Estimar la curva de capacidad del edificio 4F y sus estados límite.
- Estimar curvas de probabilidad de daño producido por sismos sucesivos en el edificio 4F de la Universidad Nacional de Cajamarca.
- Comparar los resultados respecto a usar un sismo único en el análisis y sismos sucesivos.

## **CAPÍTULO II**

### **MARCO TEÓRICO**

#### **2.01 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN O MARCO REFERENCIAL**

Jeon et al. (2012) en su investigación presentada en Portugal, “Curvas de fragilidad de réplicas o sismos posteriores para edificios dañados no dúctiles de concreto armado” investigaron el potencial daño sísmico que se acumula en edificios no dúctiles de concreto armado cuando se incorpora el efecto de múltiples sismos en la evaluación de su desempeño y vulnerabilidad. Se desarrolló un modelo experimental del edificio en un software especializado y el análisis se llevó a cabo mediante evaluaciones estáticas no lineales para simular el daño estructural generado por el sismo principal y posteriormente análisis tiempo historia para estimar el daño producido por las réplicas. Sus resultados que fueron expresados por medio de curvas de fragilidad para sismos con diferentes estados de daño inicial, mostraron que mientras el daño inicial que tenga la estructura sea mayor, la demanda sísmica se incrementa por acción de réplicas posteriores.

Gaetani et al. (2017) en su estudio “Curvas de fragilidad de colapso con réplicas sísmicas para edificios de concreto armado no dúctiles: una evaluación basada en escenarios” (original en inglés) realizaron una evaluación de curvas de fragilidad de colapso ante sismos sucesivos o réplicas sísmicas condicionadas con varios periodos de retorno de los eventos sísmicos principales. El modelo de análisis se realizó a través de un refinado modelo de múltiples grados de libertad de un edificio de concreto armado no dúctil de siete pisos, que incluye simulaciones de fallas frágiles y la evaluación del mecanismo de colapso. Los resultados de las curvas de fragilidad obtenidas muestran que la probabilidad de colapso incrementa significativamente para grandes periodos de retorno del sismo principal.

Hosseinpour y Abdelnaby (2017) en su investigación “Curvas de fragilidad para pórticos de concreto armado bajo múltiples sismos” (original en inglés) evaluaron el comportamiento de curvas de fragilidad generadas para pórticos de concreto armado bajo múltiples secuencias sísmicas, tomando en cuenta el efecto de diferentes parámetros que incluyen: el daño por un evento previo, el componente vertical de los sismos, la región sísmica, número de pisos, y la intensidad de los sismos. Sus resultados mostraron que las curvas de fragilidad de réplicas muestran la mayor probabilidad de daño para todos los estados límite e intensidades sísmicas. Además, evidenciaron que la vulnerabilidad estructural incrementa con la cantidad de pisos de la edificación.

También mostraron que las curvas de fragilidad se ven altamente afectadas por la región sísmica.

Aljawhari et al. (2020) en su investigación “Efectos de secuencias de movimientos sísmicos en la fragilidad y vulnerabilidad en pórticos de concreto armado (original en inglés) estudiaron el efecto de las secuencias de movimientos sísmicos en la fragilidad y la vulnerabilidad en dos edificios de pórticos de concreto armado representativos de la región mediterránea. El primero de ellos es un edificio dúctil diseñado de acuerdo con el Eurocode 8, mientras el segundo es un edificio no dúctil diseñado solo para resistir cargas verticales. Los resultados de su estudio mostraron la importancia de considerar los efectos de la acumulación de daño en edificios no resistentes a cargas de sismos.

Di Sarno y Pugliese (2021) en su investigación “Efectos de secuencias de sismo-réplica en el análisis de fragilidad de edificios de concreto armado con envejecimiento” realizaron la evaluación de vulnerabilidad de edificios de concreto armado diseñados de acuerdo con antiguos códigos no sísmicos, expuestos a diferentes niveles de corrosión y secuencias de sismos. Los resultados mostraron indicadores de la respuesta no lineal de edificios existentes corroídos bajo múltiples excitaciones sísmicas evidenciando daños adicionales e irreparables.

Mahat, P. et al., (2022) en su investigación “Vulnerabilidad ante secuencias sísmicas de edificios bajos con pórticos resistentes a momento con divisiones de ladrillo” estudiaron los efectos de las secuencias de pre sismo-sismo principal-sismo posterior en edificios bajos de pórticos resistentes a momento en una de las regiones altamente sísmicas del Himalaya. Su metodología consistió en desarrollar curvas de fragilidad para los escenarios de secuencias sísmicas y compararlos. Los resultados obtenidos mostraron un incremento en la vulnerabilidad de las edificaciones al considerar sismos sucesivos en el análisis.

Massumi, A. et al. (2024) en su estudio “Efectos de las características de réplicas sísmicas en las curvas de fragilidad de pórticos de concreto armado después de un sismo principal” investigaron los efectos de las réplicas sísmicas en la capacidad de colapso de edificios en escenarios posteriores a un sismo principal. Los resultados mostraron que, en contenidos de frecuencia con periodos largos, la probabilidad de colapso es mayor. Además, la alta duración significativa de las réplicas incrementa la probabilidad de colapso de las estructuras. También, la evaluación de las características de sitio muestra diferencias en las capacidades de colapso para los mismos pórticos en diferentes lugares. Debido a esto, los efectos de las características de las réplicas en la

capacidad de las estructuras son significantes y es necesario determinar cuidadosamente las secuencias de sismo usadas para la evaluación del comportamiento de estructuras.

En cuanto a investigaciones nacionales, Velásquez (2018) desarrolló una metodología probabilística que predice las pérdidas por sismo en edificaciones peruanas. Esto, a partir de la generación de curvas de fragilidad analíticas que representan la vulnerabilidad de la estructura a ante la acción de distintos niveles de intensidad sísmica. Dicha metodología fue aplicada en dos edificios universitarios en la ciudad de Cusco, donde se evidenció grandes porcentajes de daño ante un evento sísmico cuya probabilidad de excedencia es de 10% en 50 años, Con estos datos, se llegó a la conclusión de que construir un edificio nuevo sería más razonable que realizar las reparaciones a los daños causados.

Los efectos de incorporar réplicas en la evaluación del comportamiento sísmico de edificios de concreto armado fue estudiado por Aguilar (2019). En su investigación se desarrolló una metodología para comparar el desempeño de dos edificios de concreto armado en Cajamarca ante demandas sísmicas únicas y demandas sísmicas que incorporaron réplicas. Los resultados mostraron que los efectos de réplicas se hacen evidentes ante sismos con periodo de retorno mayor o igual a 475 años.

## **2.02 MARCO DOCTRINAL DE LAS TEORIAS PARTICULARES EN EL CAMPO DE LA CIENCIA EN LA QUE SE UBICA EL OBJETO DE ESTUDIO (BASES TEÓRICAS)**

### **2.02.01 Condiciones sísmicas de la región peruana**

De acuerdo con Tavera (2014), las causas de los eventos sísmicos en el Perú tienen tres fuentes principales. La más importante, la superficie de fricción generada entre las placas de Nazca y Sudamericana (subducción), genera los sismos con mayor magnitud e intensidad; sismos como los ocurridos en Arequipa 2001 y Pisco 2007. La segunda fuente corresponde a la deformación de la corteza continental (sismos corticales) a partir de fallas geológicas de diversas geometrías y dimensiones; sus efectos producen sismos en áreas reducidas, pero con altos niveles de intensidad. La tercera fuente responde a los sismos que se producen por la deformación interna de la placa de Nazca a una profundidad mayor a los 100Km.



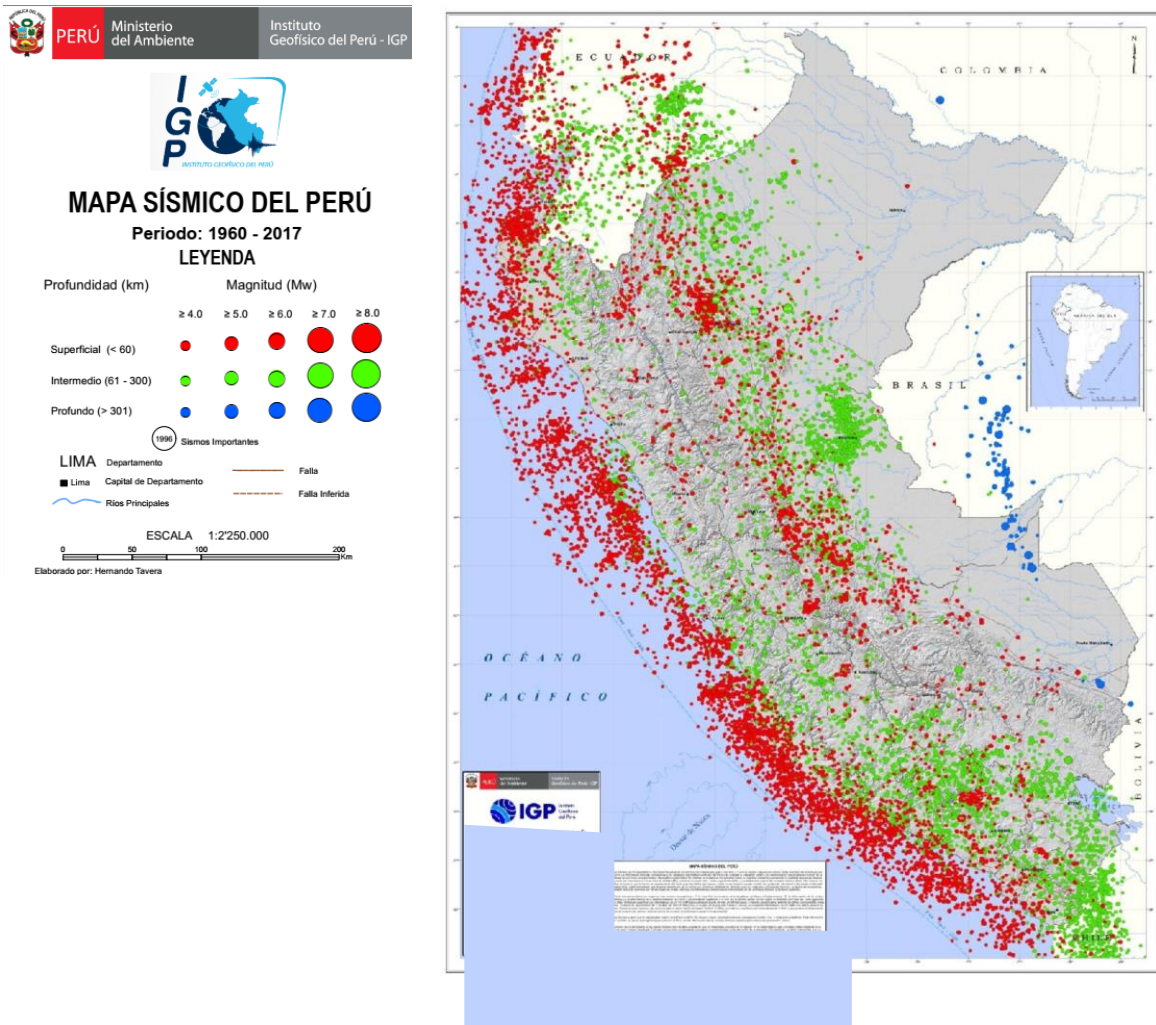
### 2.02.01.01 Distribución en el espacio de la sismicidad

La ubicación y magnitud de ocurrencia de los sismos en el Perú ha sido registrada a lo largo de los años. En la figura 01 se muestra el mapa de la distribución espacial de los sismos entre 1960 y 2019. En este, se representan con círculos rojos los sismos de foco superficial con círculos verdes los de foco intermedio y con círculos azules los sismos de foco profundo (Tavera, 2020).

Los sismos de foco superficial están distribuidos entre la costa y la fosa peruano – chilena. Los sismos de foco intermedio muestran su ocurrencia a lo largo de todo el territorio peruano, pero aparecen con mayor frecuencia en la región sur del Perú. Esto es, la mayor concentración se da en el extremo norte de Pucallpa, aunque también en el borde oriental de las regiones San Martín y Amazonas. Por último, los sismos de foco profundo se distribuyen en el horizonte del límite Perú-Brasil, desde la región Puno hasta Loreto.

**Figura 1**

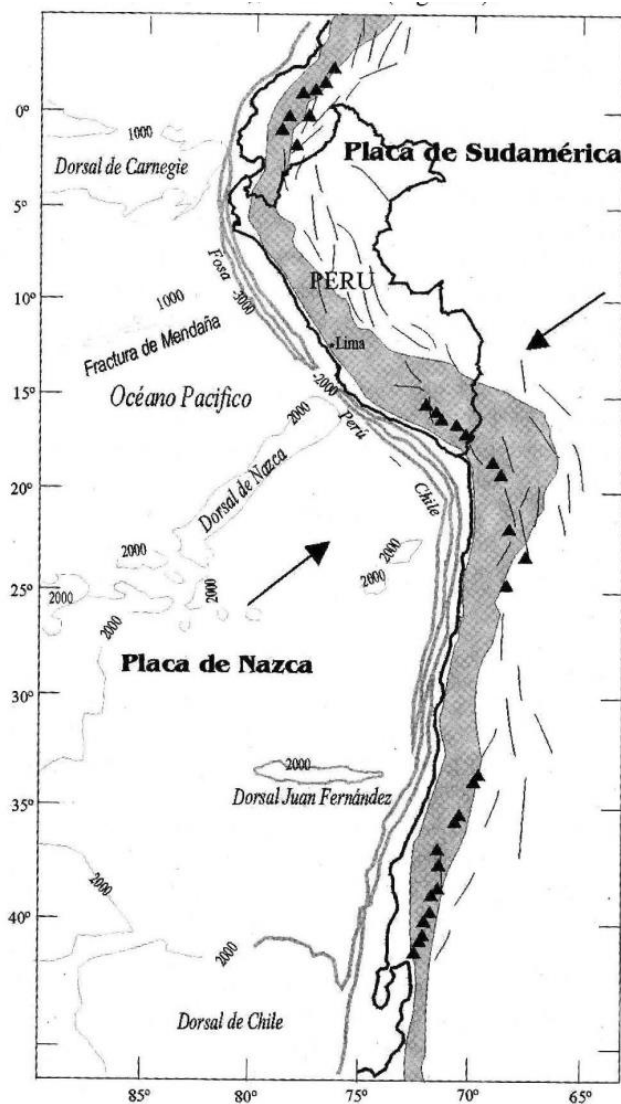
*Mapa sísmico del Perú para el periodo 1960 y 2019.*



*Nota:* Los colores y tamaños de los círculos indican los rangos de profundidad y magnitudes de los sismos. Fuente: Tavera 2020.

## Figura 2

*Esquema que muestra los principales rasgos tectónicos presentes en la placa de Nazca y en el borde occidental de Sudamérica.*



*Nota:* Los triángulos indican la localización de los volcanes y las líneas representan los principales sistemas de fallas. El área sombreada corresponde a la Cordillera de los Andes y las flechas, la dirección de convergencia de las placas. Fuente: Tavera et al. (2003).

### 2.02.01.02 Subducción de la placa de Nazca

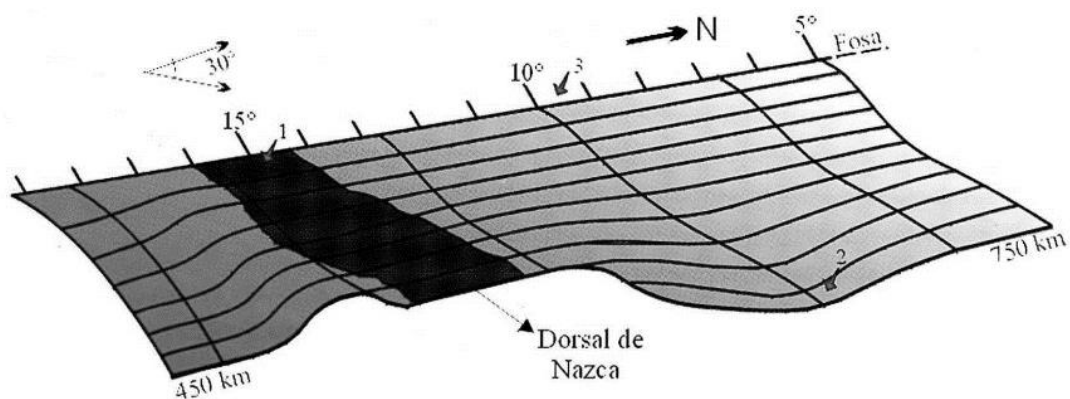
Las zonas de subducción en la tectónica mundial refieren al proceso en el cual las placas litosféricas regresan al manto (Manea et al., 2017). El proceso de subducción

de la placa de Nazca constituye una de las fuentes sismogénicas más importantes en el mundo debido a que converge con la placa Sudamericana a una velocidad de 8 cm/año (Tavera y Bernal, 2005). Este proceso se realiza acompañado elementos tectónicos que controlan toda la geodinámica del borde Oeste de Sudamérica. Estos elementos son la Dorsal de Nazca, la Fractura de Mendaña, la Fosa Peruano-Chilena, la Cordillera Andina, la Cadena Volcánica y los diferentes sistemas de Fallas distribuidas en el interior del continente (Tavera y Bernal, 2005).

Bufo y Tavera (2001) investigaron los mecanismos sísmicos en el Perú a partir del estudio de 19 sismos ocurridos en el país entre 1990 y 1996. Su estudio propone un esquema del proceso de subducción en el cual se identifican dos tipos de mecanismos de subducción: subducción plana o subhorizontal en el norte y centro, y subducción normal en el sur del Perú. En la subducción plana, la placa subduce de norte a sur con un ángulo medio de  $30^\circ$  hasta una profundidad de 100 a 120 km a partir de la cual en la región Norte y Centro continúa de forma horizontal hasta distancias de aproximadamente 700 km desde la línea de la fosa. Por otro lado, en la región sur, el ángulo de inclinación de la placa es continuo hasta una profundidad de 300km. (Tavera y Bernal, 2005).

### Figura 3

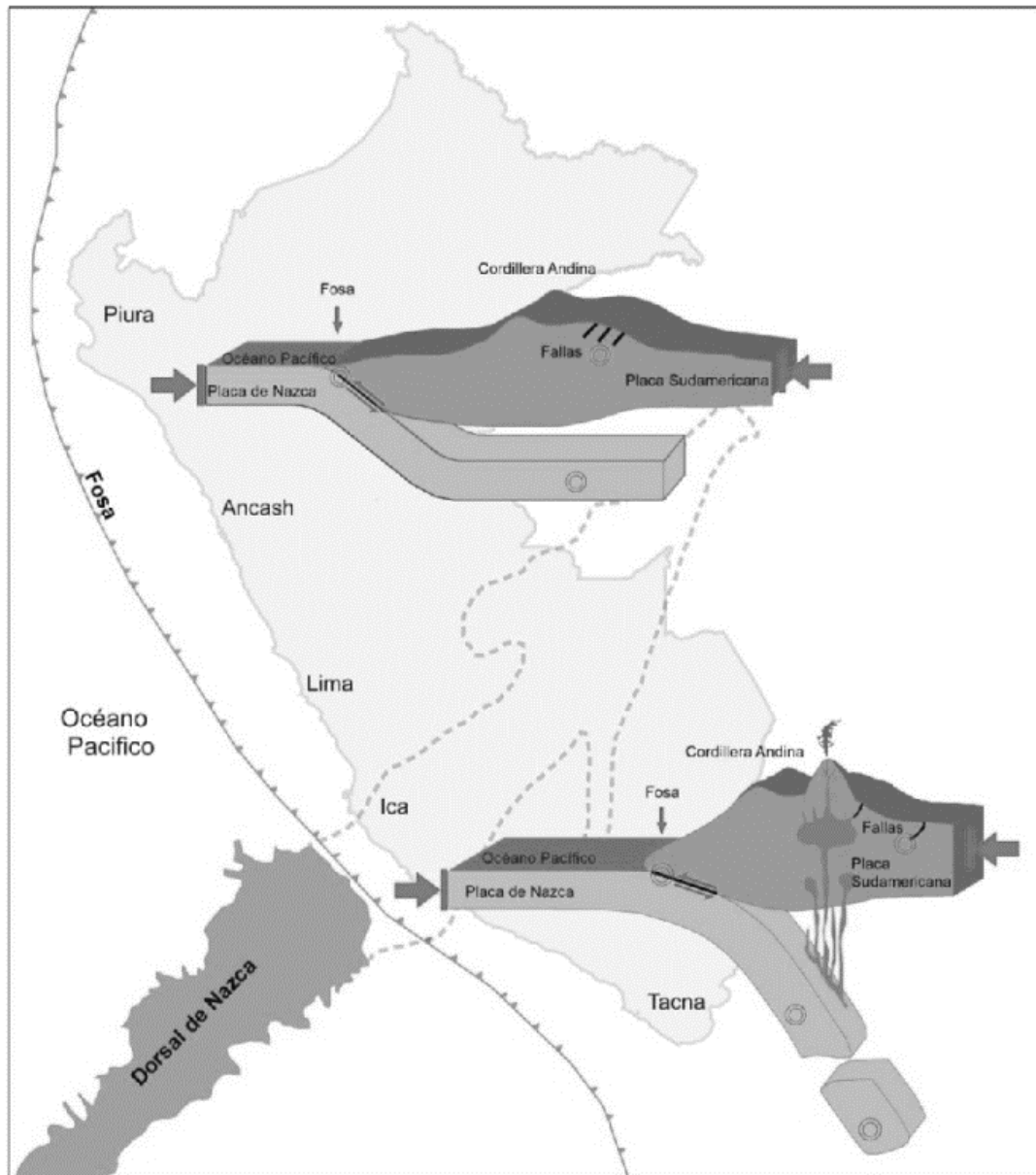
*Esquema 3D del proceso de subducción frente al borde oeste del Perú*



*Nota:* Los números 1 y 3 indican las áreas de mayor deformación debido a la mayor ocurrencia de sismos. Fuente: Tavera y Bernal (2005).

**Figura 4**

*Esquema que muestra los dos tipos de subducción en el Perú.*



*Nota: La figura también muestra el dorsal de Nazca, componente importante de los rasgos tectónicos en el Perú. Fuente: Tavera (2020).*

En la zona sur, de acuerdo con Tavera (2014), la forma en que se produce la subducción genera la ocurrencia de volcanes. Esto es, la placa de Nazca lleva agua en su interior que, debido a las temperaturas del interior, se vaporiza mezclándose con los minerales presentes y luego asciende a la superficie para formar los volcanes.

De esta forma, la distribución espacial de los sismos en el borde occidental de Sudamérica se desarrolla de forma heterogénea. Así, los sismos de foco superficial ( $h < 60 \text{ km}$ ) se distribuyen en dos grupos: el primero entre la línea de fosa y la costa,

siendo mayor el número de sismos sobre el territorio chileno y menor en Colombia y Ecuador. El proceso de subducción en sus primeros niveles de profundidad genera estos sismos. Por otro lado, un segundo grupo de sismos se localiza en el continente y tiene su origen en los principales sistemas de fallas activas que se distribuyen paralelas y sobre la cordillera de los andes. Los sismos con foco intermedio ( $60 < h < 300 \text{Km}$ ) están relacionados con el proceso de deformación interna de la placa de nazca por debajo del continente y su distribución heterogénea supone que la placa está sujeta a diferentes regímenes de esfuerzo. (Tavera et al., 2003).

### 2.02.02 Sismos sucesivos o réplicas

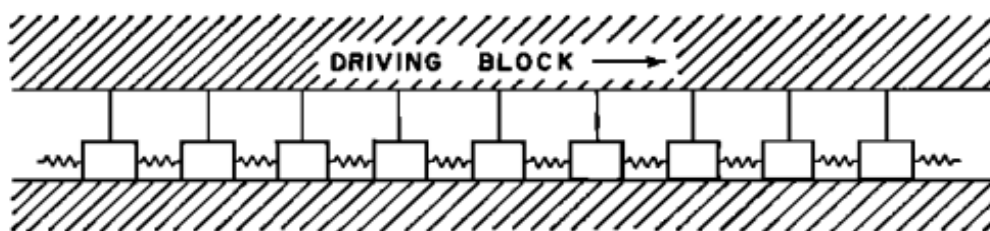
Las réplicas de sismos son la evidencia interacciones físicas dentro de un fenómeno complejo después de la ocurrencia de un sismo principal. De esta forma, pueden ser consideradas como sismos sucesivos al primer sismo dado que, su ocurrencia y distribución guardan relación con la ocurrencia del sismo principal. El mecanismo de generación de las réplicas ha sido continuamente estudiado y las hipótesis que las definen concluyen que estas son una respuesta compleja a la perturbación por estrés en su medio inicial.

#### 2.02.02.01 Mecanismos de ocurrencia de sismos sucesivos o réplicas

Dieterich (1972) realizó un estudio denominado "*Time-Dependent friction as a possible mechanism for aftershocks*" (Fricción dependiente del tiempo como un posible mecanismo para réplicas) donde presentó una teoría basada en la fuerza friccionante de una falla activa que puede, con el tiempo, generar eventos de deslizamiento en la falla y la respuesta viscoelástica de rocas cercanas a la falla. Demostró su teoría a partir de un modelo determinístico simple de una falla sísmica.

#### Figura 5

Modelo esquemático de falla adaptado por Dieterich (1972).

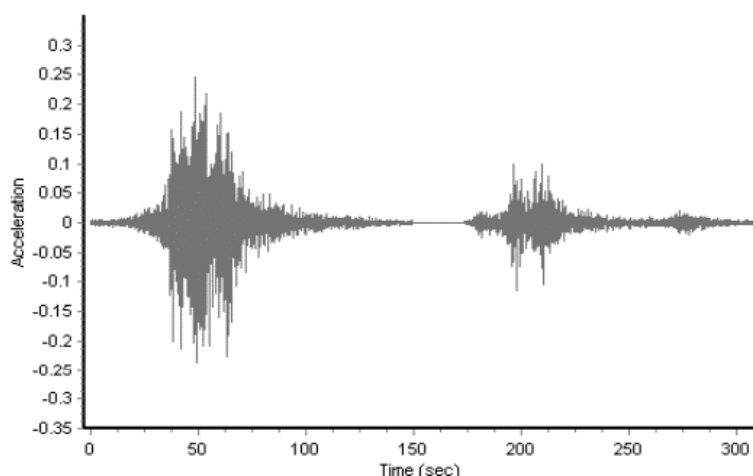


Nota: Los bloques representan la fricción de los elementos en contacto con la falla.

Fuente: Dieterich (1972).

## Figura 6

*Registro de sismo principal y posterior réplica del sismo del 2001 en Arequipa, Perú.*



El significado de la dependencia en el tiempo es que, inmediatamente después de ocurrir un sismo sobre una falla, la cara de deslizamiento es luego más susceptible a réplicas de lo que fue antes del evento. Las réplicas pueden ocurrir en la superficie de deslizamiento si hay un mecanismo que parcialmente restaura la caída de tensión asociada con el sismo principal (Dieterich, 1972)

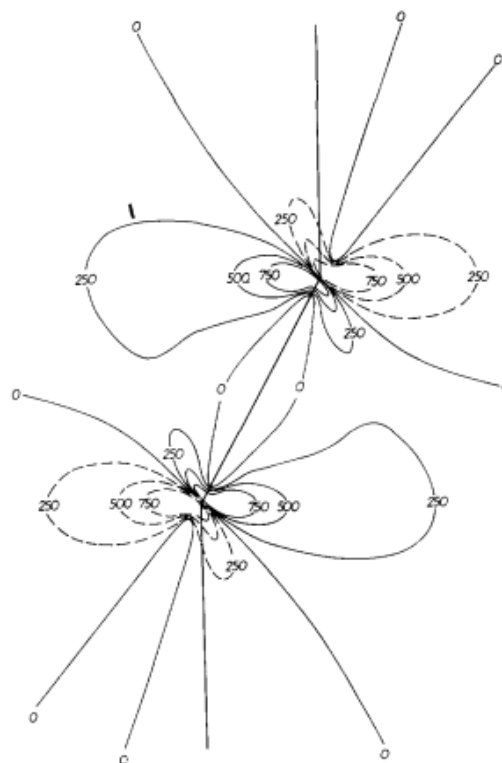
Otro planteamiento para explicar el mecanismo de ocurrencia de sismos posteriores fue realizado por Rybicki (1973) quien desarrolló un análisis de la ocurrencia de réplicas enmarcado en la teoría geofísica de la dislocación. De acuerdo con su hipótesis, el sismo principal genera esfuerzos en el medio, estas concentraciones de esfuerzos actúan sobre las heterogeneidades existentes produciendo las réplicas. De esta forma, las réplicas corresponderían al proceso de transición de la ruptura del medio perfectamente elástico a un nuevo sistema de equilibrio post sismo principal.

Rybicki (1973) presentó cuatro modelos físico-matemáticos para describir los patrones de esfuerzos asociados a la ruptura de un sismo principal. El estado de esfuerzos en el medio después de la ruptura principal puede entenderse como la suma de esfuerzos que existían antes de la ocurrencia del sismo principal y los esfuerzos producidos por la ruptura principal. Los esfuerzos se reducen abruptamente en la mayor parte del área focal después de que la falla principal se haya formado. Sin embargo, en algunas áreas los esfuerzos se incrementan, la liberación de estos esfuerzos es acompañado de réplicas (Rybicki, 1973).

Las descripciones teóricas realizadas por Rybicki (1973) fueron comparadas con observaciones y datos de eventos sísmicos ocurridos. Así según su estudio, los datos teóricos se acercan bastante al comportamiento real de las réplicas. Aunque, esto es muy dependiente, como menciona Rybick, de la magnitud y profundidad del evento principal.

### Figura 7

*Representación teórica de uno de los modelos del campo de esfuerzos asociados a una falla.*



Nota: Se observan las curvas de nivel teóricas de las concentraciones de esfuerzos asociadas al sismo principal. Fuente: Rybicki (1973).

#### **2.02.02.02 Modelos de comportamiento temporal de sismos sucesivos o réplicas**

El comportamiento de las réplicas posteriores a un sismo no solamente tiene una dimensión espacial (como se describió en la sección anterior), también desarrolla un comportamiento en el tiempo. Es decir, en qué tiempo van a ocurrir las réplicas y cuánto van a durar.

A partir de observaciones estadísticas se han establecido tres relaciones empíricas de ajuste del comportamiento temporal de las réplicas: Gutenberg-Richter ajuste de frecuencia-magnitud, la ley de Bath para la magnitud de la réplica más grande, y la ley modificada de Omori para decadencia temporal de réplicas (Shcherbakov et al., 2005).

### A. Ley modificada de Omori

De acuerdo con Tahir (2011), los cambios de sismicidad producida en el tiempo después de un sismo principal pueden representarse mediante:

$$N(t) = \frac{K}{(t+c)^p} \quad (1)$$

Donde:

$N(t)$  es la tasa de sismicidad,  $t$  es el tiempo desde el inicio del sismo principal,  $p$ ,  $c$  y  $K$  son constantes. Un valor promedio de  $p \approx 1.1$  es estimado para secuencias de réplicas en diferentes lugares del mundo, con un rango entre  $\approx 0.6 - 2.5$ .  $K$  representa la generación promedio de sismos sucesivos. Debido a esto, el valor  $K$  es una función del tamaño del sismo principal. De esta forma,  $K$  puede definirse mediante:

$$K^* = \frac{K}{10^{\alpha(m_m - m_c)}} \quad (2)$$

### B. Gutenberg-Richter (GR) magnitud-frecuencia

La magnitud-frecuencia estadística de sismos se aproxima de forma muy cercana por la relación de Gutenberg-Richter:

$$\log_{10} N(\geq m) = a - bm \quad (3)$$

Donde:

$N(\geq m)$  es el numero acumulado de sismos en una región en específica y en una ventana de tiempo con magnitudes mayores que  $m$ . La constante  $b$  varía de región en región, pero está generalmente en el rango de  $0.8 < b < 1.2$ . La constante  $a$  es una medida del nivel regional de sismicidad y da el logaritmo del número de sismos con magnitudes mayores a cero (Shcherbakov et al., 2005).

### C. Ley de Bath

Esta ley establece que es una buena aproximación asumir que la diferencia en magnitud entre el sismo principal y la réplica más larga es constante, independientemente de la magnitud del sismo principal:



$$\Delta m = m_{ms} - m_{as}^{max} \quad (4)$$

Donde:

$m_{ms}$  es la magnitud del sismo principal,  $m_{as}^{max}$  es la magnitud de la réplica más grande, y  $\Delta m$  es aproximadamente constante típicamente tomada como  $\Delta m \approx 1.2$  (Shcherbakov et al., 2005).

### **2.02.02.03 Características de los sismos sucesivos o réplicas**

De acuerdo con Balochi y Riga (2017), mediante una clasificación cualitativa, es posible establecer tres tipos de réplicas:

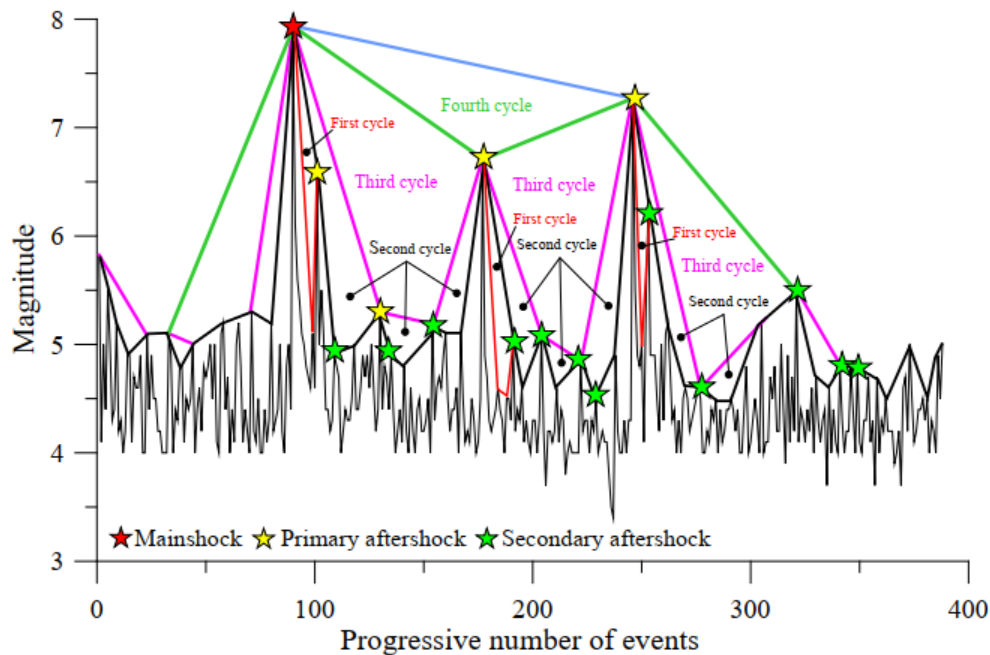
- a) Clase I: eventos que ocurren en el área de ruptura del plano de falla.
- b) Clase II: eventos que ocurren en la misma falla pero fuera del área de ruptura
- c) Clase III: eventos que ocurren en lugares aleatorios en lugares que son diferentes a la falla que ha generado el sismo principal.

Por otro lado, analizando diferentes sismos sucesivos, es posible entender la forma en la que los eventos principales pueden desencadenar dos tipos de réplicas (Balochi y Riga, 2017):

- 1) Primarias o réplicas directas, que son desencadenadas por los sismos principales. Su tiempo de ocurrencia y magnitud dependen de las variaciones de esfuerzos generados por las réplicas.
- 2) Secundaria o réplicas indirectas, que están relacionadas a variaciones de esfuerzos de las réplicas principales. No están conectadas directamente con el sismo principal.

**Figura 8**

*Representación esquemática de la clasificación de las réplicas del sismo de Nepal*



Fuente: Balochi y Riga (2017).

### 2.02.03 Ajuste espectral de registros sísmicos y condiciones de sitio

Este procedimiento es descrito como un método alternativo para generar registros sísmicos que sean compatibles con el peligro sísmico del área estudiada en ASCE 41-17: "Evaluación Sísmica y Reforzamiento de Edificios Existentes" y ASCE 7-16: "Cargas de diseño mínimas y criterios asociados para edificios y otras estructuras". Es importante indicar que en la normativa peruana este procedimiento no se encuentra indicado (Aguilar 2019).

El procedimiento consiste en modificar el contenido de frecuencia de un registro sísmico para alcanzar el espectro de diseño indicado en todos los periodos espectrales (Abrahamson y Atik 2010). De esta forma, a partir de un espectro de diseño obtenido mediante un estudio de peligro sísmico es posible ajustar registros sísmicos que sean consistentes y que permitan realizar análisis dinámicos no lineales complejos.

De acuerdo con Abrahamson y Atik (2010), la ventaja de usar registros sísmicos obtenidos mediante ajuste espectral es reducir el número de estos necesarios para ejecutar análisis dinámicos en ingeniería. Esto es, se necesita alrededor de nueve análisis no lineales para obtener un 20% de precisión en la respuesta estructural

promedio, mientras que solo se necesita el análisis de tres registros sísmicos ajustados espectralmente para obtener la misma precisión.

### 2.02.03.01 Metodología de ajuste espectral con dominio en el tiempo

Para esta investigación, se empleará la metodología de ajuste espectral con dominio en el tiempo propuesta por Abrahamson y Atik (2010), que además está implementada en el software Seismomatch<sup>1</sup>. La formulación teórica de esta metodología se basa en el uso de fragmentos de funciones de onda que modifican el registro sísmico inicial de tal forma que su espectro de respuesta sea compatible con el espectro de diseño:

Si  $a(t)$  es la aceleración inicial del registro sísmico, el objetivo es modificar  $a(t)$  de tal forma que su espectro de respuesta calculado alcance el espectro objetivo a lo largo de todo el rango de frecuencias mientras mantiene de forma realista los registros de velocidad y desplazamiento.

La diferencia entre el espectro objetivo y el espectro del registro sísmico a una frecuencia dada  $\omega_i$  y un amortiguamiento dado  $\beta_i$ , es llamado desajuste espectral, y está dado por:

$$\Delta R_i = (Q_i - R_i)P_i \quad (5)$$

Donde  $Q_i$  es el valor del espectro objetivo,  $R_i$  es el valor espectral del registro sísmico, y  $P_i$  es la polaridad de la respuesta pico del oscilador.  $P_i$  es igual a 1 si la máxima respuesta del oscilador es positiva y  $P_i$  es igual a -1 si la máxima respuesta del oscilador es negativa.

Asumiendo que el tiempo de la respuesta pico del oscilador  $t_i$ , no va a ser perturbada al añadir un ajuste pequeño a  $a(t)$ , el método básico consiste en determinar una serie de ajuste en el tiempo  $\delta a(t)$ , de tal forma que la respuesta del oscilador de  $\delta a(t)$  en el tiempo  $t_i$  es igual a  $\Delta R_i$  para todos los  $i$ .  $\delta a(t)$  puede ser escrita como:

---

<sup>1</sup> Seismomatch es un software capaz de ajustar el acelerograma de un sismo para alcanzar un espectro específico de respuesta objetivo, usando los algoritmos propuestos por Abrahamson (1992) y Hancock et al. (2010), y Al Atik y Abrahamson (2010). Seismosoft SeismoMatch - Response Spectrum Matching - Seismosoft

$$\delta a(t) = \sum_{j=1}^N b_j f_j(t) \quad (6)$$

Donde  $f_j(t)$  es un conjunto de funciones de ajuste,  $b_j$  es el conjunto de amplitudes de las funciones de ajuste (coeficientes a ser determinados), y  $N$  es el número total de puntos espectrales (pares de frecuencia y amortiguamiento) para ajustar. La respuesta de aceleración de  $\delta a(t)$  para una frecuencia  $\omega_i$  y amortiguamiento  $\beta_i$  en el tiempo  $t_i$  está dado por:

$$\delta R_i = \sum_{j=1}^N b_j \int_0^{\infty} \delta a(\tau) h_i(t_i - \tau) d\tau \quad (7)$$

Donde  $h_i$  es la función respuesta de la aceleración de impulso para una oscilador de un grado de libertad con frecuencia  $\omega_i$ , amortiguamiento  $\beta_i$ , y  $\tau$  es el parámetro de integración del tiempo.

$$\delta R_i = \sum_{j=1}^N b_j \int_0^{\infty} f_j(\tau) h_i(t_i - \tau) d\tau \quad (8)$$

La función respuesta de la aceleración de impulso está dada por:

$$h_i = \frac{-\omega_i}{\sqrt{1 - \beta_i^2}} e^{(-\omega_i \beta_i t) [(2 - \beta_i^2 - 1) \sin(\omega'_i t) - 2\beta_i \sqrt{1 - \beta_i^2} \cos(\omega'_i t)]} \quad (9)$$

Donde:

$$\omega'_i = \omega_i \sqrt{1 - \beta_i^2} \quad (10)$$

Y  $h_i(t) = 0$  para  $t < 0$ . Sea  $c_{ij}$  la respuesta en el tiempo  $t_i$  para la  $i^{\text{ésima}}$  frecuencia y amortiguamiento resultantes de la función de ajuste  $f_j(t)$ , luego:

$$c_{ij} = \int_0^{t_i} f_j(\tau) (h_i)(t_i - \tau) d\tau \quad (11)$$

Sustituyendo la ecuación anterior:

$$\delta R_I = \sum_{j=1}^N b_j c_{ij} \quad (12)$$

Si la respuesta del registro sísmico ajustado  $\delta R_I$ , es igual al desajuste espectral  $\Delta R_I$ , entonces:

$$\Delta R_I = \sum_{j=1}^N b_j c_{ij} \quad (13)$$

La amplitud de cada fragmento de onda usada en el ajuste está determinada por:

$$b = C^{-1} \delta R \quad (14)$$

Donde  $C$  es una matriz cuadrada con elementos que describen la amplitud de cada respuesta de un grado de libertad en el tiempo que esta necesita ser ajustada, bajo la acción de cada fragmento de onda.

Dado  $b_j$ , la función de ajuste del registro sísmico,  $\delta a(t)$ , puede calcularse usando la ecuación 06. El nuevo registro sísmico ajustado para la primera iteración está dada por:

$$a_1(t) = a(t) + \gamma \delta a(t) \quad (15)$$

Donde  $\gamma$  es el parámetro de relajación (entre 0 y 1) para amortiguar los ajustes. En la segunda iteración, el algoritmo es repetido usando la serie de tiempo ajustada,  $a_1(t)$  en lugar de  $a(t)$ . Las iteraciones continúan hasta la precisión deseada del ajuste espectral es alcanzada.

### **2.02.03.01.01 Espectros objetivo**

Para el desarrollo del ajuste espectral es necesario definir los espectros objetivo que caractericen el nivel de peligro sísmico del área de estudio. Un espectro objetivo es una relación de aceleraciones espectrales y periodos que sirven de base para ajustar espectralmente registros de aceleraciones (tiempo historia). En esta investigación se usarán los criterios para definir espectros de peligro uniforme para países sudamericanos definidos por Aguiar (2004).

De acuerdo con Aguiar (2004), el sismo frecuente está definido como el sismo por el cual una estructura se comporta totalmente en el rango elástico. A partir de su propuesta, el espectro de sismo frecuente se obtiene con un factor de amortiguamiento  $\xi$  del 2%, empleando la misma forma del espectro elástico indicado según la normativa sísmica vigente, pero con un valor de aceleración máxima del suelo del sismo raro dividido entre tres.

Aguiar (2004) recomienda el uso de las ecuaciones de Newmark y Hall para encontrar espectros con cualquier amortiguamiento:

$$\alpha_a = 3.21 - 0.68 \ln \xi \quad (16)$$

#### **2.02.04 Propiedades no lineales de estructuras de concreto armado**

Las estructuras de concreto armado se obtienen mediante la combinación de dos materiales básicamente, concreto y acero. Estos se combinan para producir un compuesto que se comporta como un material elastoplástico que responde de forma diferente tanto a cargas de tensión como de compresión (Anam y Shoma 2002).

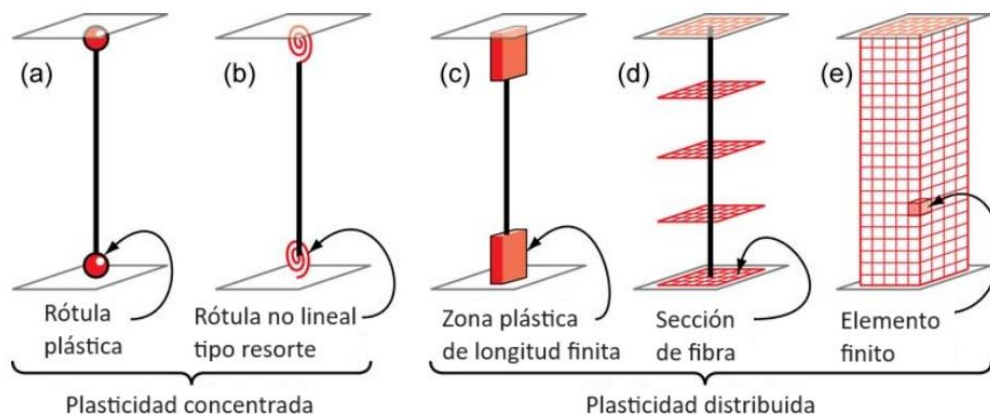
##### **2.02.04.02 Modelos no lineales de elementos estructurales**

En los análisis dinámicos no lineales, las columnas, vigas y otros elementos estructurales se modelan de manera idealizada para facilitar los cálculos matemáticos y de esta forma, obtener información sobre su comportamiento no lineal. Estos modelos varían según el grado de idealización en la distribución de la plasticidad, tanto en la sección como a lo largo del elemento, permitiendo que la plasticidad se distribuya a lo largo del elemento o se concentre en puntos específicos (Aguilar 2019).

Los elementos estructurales como vigas y columnas pueden ser modelados usando los conceptos que se muestran en la figura:

**Figura 9:**

*Modelos idealizados para análisis no lineales en elementos viga-columna*



Fuente: Deierlein et al. (2010).

Los modelos más simples (figura a y b) concentran las deformaciones inelásticas al final de cada elemento, a través de rótulas plásticas o resortes inelásticos con comportamiento histerético. Este tipo de modelo matemático que concentra la plasticidad posee parámetros de momento rotación que condensan formulaciones numéricas eficientes (Deierlein et al., 2010). Por su parte, el modelo de zonas plásticas de longitud finita (figura c) es una formulación eficiente de plasticidad distribuida, que son caracterizadas a través de relaciones no lineales de momento curvatura o integraciones explícitas de secciones de fibras. La integración de las deformaciones a lo largo de la longitud de la rótula captura el desarrollo de la fluencia de forma más realista que las rótulas concentradas. La formulación del tipo fibra (figura d) distribuye la plasticidad mediante integración numérica a través de la sección transversal del miembro y a lo largo del mismo. Por último, el modelo más complejo (figura e) discretiza la continuidad a lo largo de la longitud del miembro y a través de la sección transversal en pequeños elementos finitos con propiedades constitutivas no lineales de histéresis, que tienen diversos parámetros de entrada. Este tipo de modelo representa la mayor versatilidad en resultados, pero también, mayores dificultades en términos de calibración del modelo y recursos computacionales. (Deierlein et al., 2010)

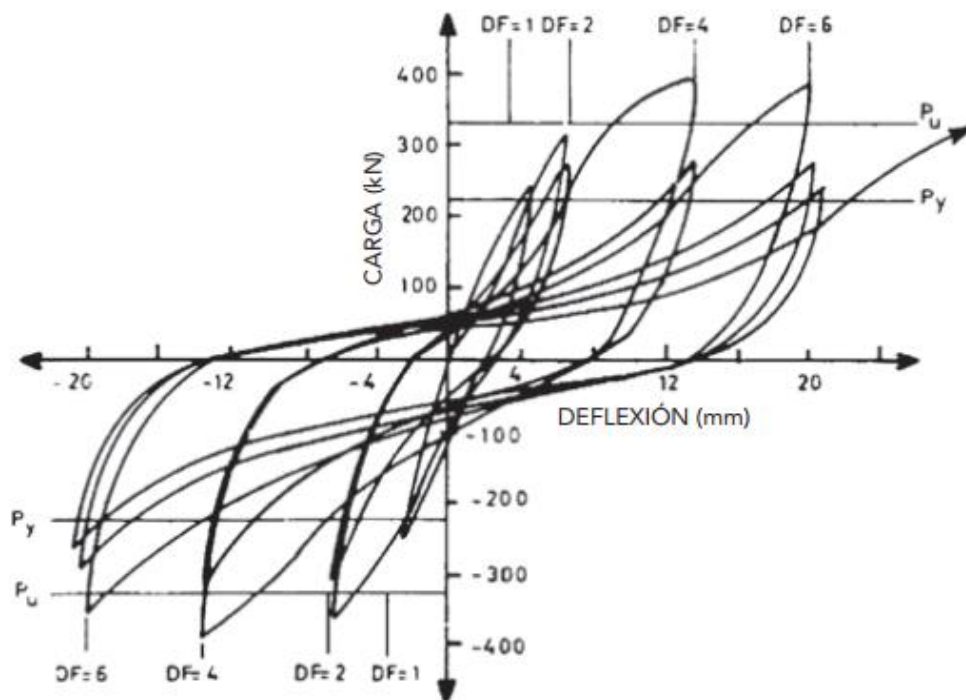
### **2.02.04.03 Relaciones fuerza deformación bajo cargas cíclicas**

Los efectos de un sismo inducen a los componentes de un sistema estructural a ser sometidos a movimientos con deformaciones cíclicas. Para entender su comportamiento, múltiples investigaciones han llevado a cabo diversos ensayos que

simulan estas condiciones en elementos estructurales con modelos de estructuras a escala reducida y pequeñas estructuras a escala real. Así, los resultados muestran que las relaciones fuerza deformación dependen del material y del sistema estructural (Chopra, 2014). Su comportamiento puede ser definido mediante relaciones de histéresis, una serie de reglas en las cuales la variación de la fuerza es definida en términos de la historia de variación del desplazamiento durante ciclos de carga y descarga (Sucuogluo y Akkar 2014). Los gráficos que muestran este comportamiento son denominados gráficos de fuerza-deformación y muestran las relaciones de histéresis bajo deformaciones cíclicas debidas a un comportamiento inelástico (Chopra, 2014).

**Figura 10**

*Relaciones de fuerza (en KN) y deformación (en mm) para un elemento de concreto reforzado.*



Fuente: Chopra (2014).

#### **2.02.04.03.01 Modelos básicos de histéresis**

Se han definido dos modelos básicos de histéresis para describir el comportamiento en ciclos de carga y descarga de estructuras, estos son el modelo elastoplástico y el modelo de degradación de rigidez (Sucuogluo y Akkar, 2014).



### A. Modelo elastoplástico

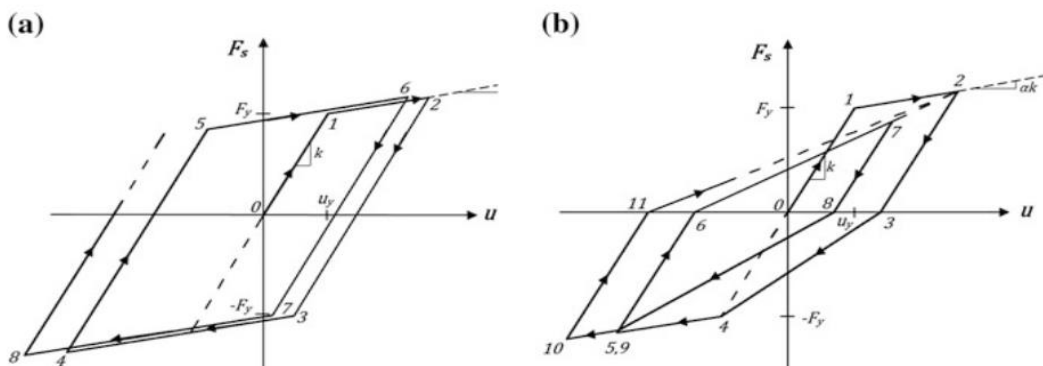
En el modelo elastoplástico la fuerza de fluencia es la misma en las dos direcciones de deformación. La descarga desde el punto de máxima deformación toma lugar a lo largo de un camino paralelo a la rama inicial elástica (Chopra, 2014). Es decir, los ciclos de carga y descarga toman lugar con la misma rigidez inicial, cuando la dirección de la carga cambia la rigidez no cambia (Sucuogluo y Akkar, 2014). Este modelo es comúnmente usado en estructuras metálicas.

### B. Modelo de degradación de rigidez

En este modelo las rigideces para carga y descarga son diferentes. Ocurre una disminución de la rigidez a partir de la fluencia inicial, desde el punto de completa descarga hasta el punto de máxima deformación en la misma dirección que ocurrido en los ciclos anteriores (Sucuogluo y Akkar 2014). Este modelo es comúnmente usado en estructuras de concreto armado.

**Figura 11**

*Modelos básicos de histéresis. (a) Modelo elastoplástico (b) Modelo de degradación de energía*



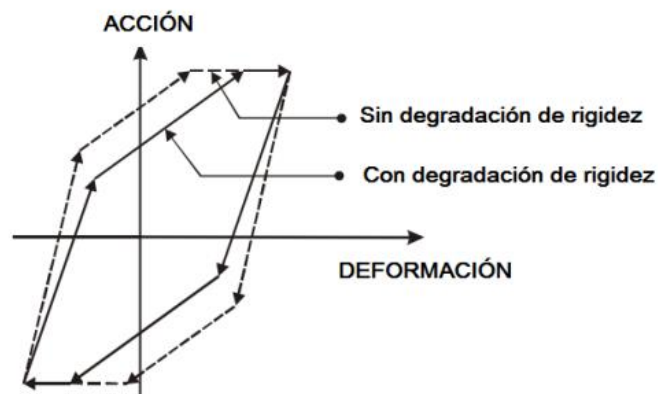
Fuente: Sucuogluo y Akkar (2014).

Bajo cargas cíclicas en el rango inelástico la resistencia de una estructura tiende a deteriorarse. Es decir, la estructura no es capaz de resistir la misma carga en un nivel de deformación dado. La degradación de la rigidez de los elementos estructurales ante ciclos de carga y descarga están relacionados la energía que disipan. De esta forma, por medio de factores de degradación de energía, que se definen a partir de la relación entre un lazo de histéresis degradado y el área de un lazo no degradado, es posible simular el comportamiento de degradación de rigidez en modelos matemáticos (Aguilar, 2019).

Para poder caracterizar un modelo de degradación de energía es importante entender que su proceso es progresivo. Es decir, un componente tendrá una relación fuerza-deformación inicial que aplica para el primer ciclo de carga. A medida que los ciclos de carga continúan, la relación efectiva de fuerza-deformación tiende a degradarse, con menor rigidez, resistencia y ductilidad (CSI, 2011).

**Figura 12:**

*Comportamiento histerético con degradación y sin degradación de rigidez*



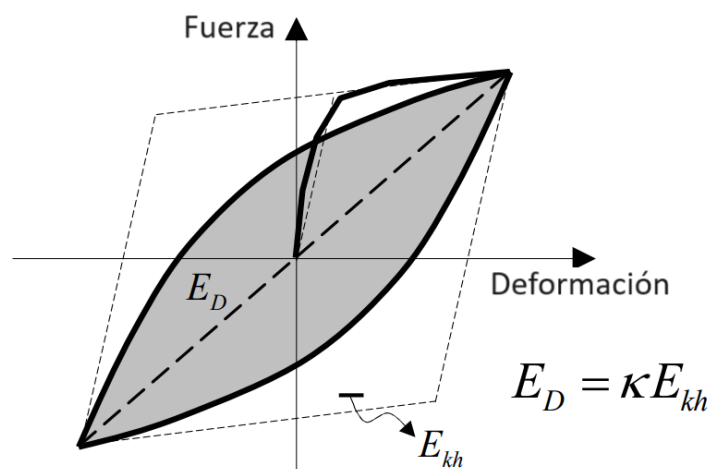
Fuente: Computers and Structures CSI (2011).

#### **2.02.04.03.02 Energía disipada por elementos de concreto armado**

La energía de entrada por un sismo que actúa sobre un sistema inelástico de concreto armado es disipada mediante el comportamiento inelástico de sus miembros durante los ciclos de carga. Debido a que, un elemento de concreto armado está compuesto de concreto y acero de refuerzo, su energía disipada puede ser definida por la suma de la energía que disipa el concreto y el acero (Honggun y Taesung, 2004).

**Figura 13**

*Definición de disipación de energía*



Fuente: Honggun y Taesung (2004).

$$E_D = E_{concreto} + E_{acero}$$

Donde  $E_D$  es la energía total disipada por el elemento de concreto armado durante los ciclos de carga,  $E_{concreto}$  y  $E_{acero}$  son la energía disipada por el concreto y acero respectivamente.

Debido a que el concreto por sí solo es un material frágil, en ciclos constantes de carga y descarga la energía que disipa es considerablemente menor que la energía disipada por el acero que alcanza un comportamiento plástico. De esta forma, la energía total disipada es aproximadamente igual a la energía total disipada por las barras de acero de refuerzo distribuidas en la sección (Honggun y Taesung, 2004).

$$E_D \cong E_{acero} \quad (17)$$

### 2.02.05 Factores principales para la predicción de respuesta sísmica

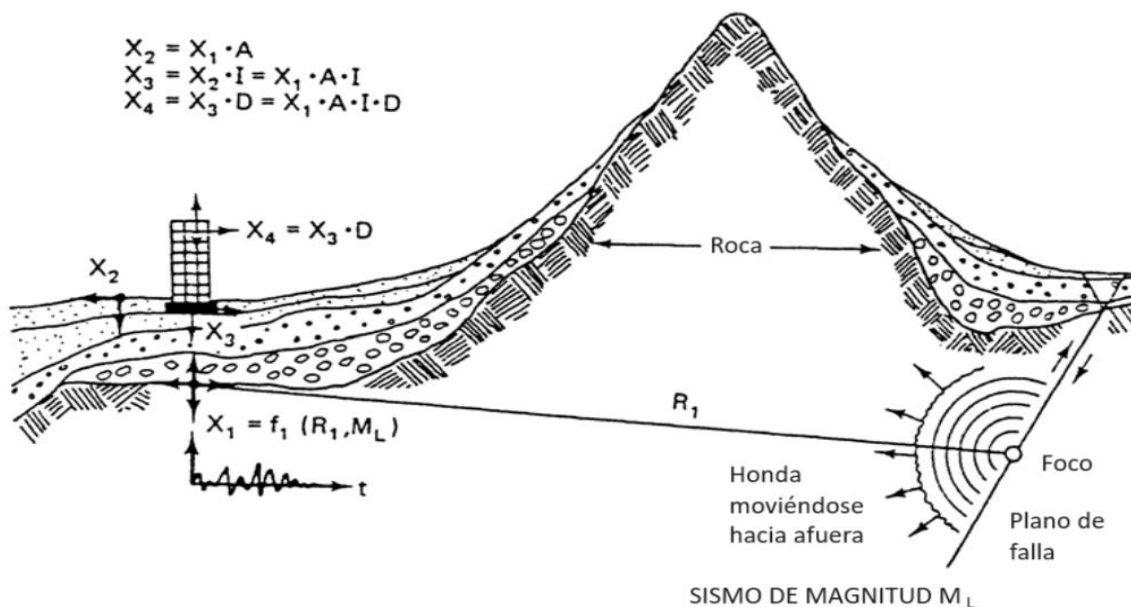
El problema general relacionado a la predicción de la respuesta sísmica de una edificación tiene diversas variables. El primer problema es la estimación del sismo en la base de la edificación, podríamos definirlo como una variable  $X_3$ . Es decir, para un sismo de una magnitud específica  $M_L$  y distancia focal  $R_1$ , es posible estimar de forma analítica el movimiento en la base rocosa en el sitio de la edificación,  $X_1$ . La estimación de  $X_3$  debe tener en cuenta las características dinámicas de las diferentes capas de suelo

durante el recorrido de  $X_1$ , por medio del factor de atenuación  $A$  [ $X_2 = AX_1$ ]; y además, la interacción con el suelo de fundación  $I$  (Bertero, 1992).

Por otro lado, el problema siguiente es predecir la deformación  $X_4$ , debido al movimiento en la fundación  $X_3$ , mediante un operador dinámico  $D$ . La evaluación de  $X_4$  en cualquier punto de la estructura, requiere que sus tres componentes traslacionales y rotacionales sean establecidas.

**Figura 14**

*Ilustración de los problemas y factores envueltos en la predicción de la respuesta sísmica de un edificio*



Fuente: Bertero (1992).

### 2.02.06 Análisis dinámico incremental

El análisis dinámico incremental es un método paramétrico de análisis que permite estimar de forma más exhaustiva el comportamiento estructural frente a cargas sísmicas. Este implica cargar uno o más registros sísmicos a un modelo estructural y escalar sus intensidades a la vez que se evalúa el comportamiento del modelo. Mediante este análisis es posible evidenciar el proceso de respuesta dinámica de estructuras que están sujetas a diferentes niveles de movimientos sísmicos mientras sus respuestas estructurales cambian desde el rango elástico al rango plástico hasta llegar al colapso (Huang et al., 2016).

Cornell y Vamvatsikos (2002) realizaron una descripción muy completa sobre el análisis dinámico incremental (IDA por sus siglas en inglés). En su estudio<sup>2</sup> mencionaron los objetivos del IDA como los principales:

- Un completo entendimiento del rango de respuestas o “demandas” versus el rango de niveles potenciales de un registro de movimiento sísmico.
- Un mejor entendimiento de las implicaciones estructurales de niveles de movimientos sísmicos más severos.
- Un mejor entendimiento de los cambios intrínsecos de la respuesta estructural cuando la intensidad del movimiento sísmico se incrementa.
- Proporciona una estimación de la capacidad dinámica estructural de todo el sistema.
- Finalmente, dado un estudio de múltiples registros IDA, de qué tan estables o variable son los ítems mencionados respecto de un sismo a otro.

El análisis dinámico incremental parte del concepto del escalamiento de registros tiempo historia. De acuerdo con Cornell y Vamvatsikos (2002), dado un registro de aceleración tiempo historia original:

$$a_1(t_i), t_i = 0, t_1, \dots, t_{n-1} \quad (18)$$

Para considerar registros más severos o leves, una transformación simple es generada a partir de escalar uniformemente las amplitudes del vector  $a_1$  con un escalar o factor de escala:

$$\lambda \in [0, +\infty): a_\lambda = \lambda * a_1 \quad (19)$$

Se definen los siguientes conceptos relacionados:

#### **a. Factor de escala**

El factor de escala (SF por sus siglas en inglés) de un acelerograma denotado por  $a_\lambda$ , es un escalar no negativo  $\lambda \in [0, +\infty >$  que genera  $a_\lambda$ , cuando multiplica la aceleración tiempo historia de un acelerograma natural  $a_1$ . Un valor de  $\lambda=1$  implica el acelerograma natural,  $\lambda < 1$  implica escalar hacia abajo el acelerograma, mientras que  $\lambda > 1$  implica un acelerograma escalado hacia arriba (Cornell y Vamvatsikos, 2002).

---

<sup>2</sup> Cornell y Vamvatsikos (2002) presentaron en su estudio Incremental dynamic analysis. Earthquake engineering and structural dynamics, el procedimiento a seguir y los términos para entender el análisis dinámico incremental.

### **b. Intensidad de movimiento sísmico monótonamente escalable**

La medida de intensidad (IM por sus siglas en inglés) de un acelerograma escalado  $a_\lambda$ , es un escalar no negativo  $IM \in [0, +\infty >$ , que constituye una función  $IM = f_{a_1}(\lambda)$ , que depende del acelerograma no escalado  $a_1$ , y es incrementado monótonamente con el factor de escala  $\lambda$  (Cornell y Vamvatsikos, 2002).

### **c. Medida de daño**

La medida de daño (DM por sus siglas en inglés) llamado también *variable de daño estructural*, es un escalar no negativo  $DM \in [0, +\infty >$ , que caracteriza la respuesta adicional de un modelo estructural debido a cargas sísmicas. De esta forma,  $DM$  es una cantidad observable que es parte de (o puede ser deducida) de los resultados de un análisis dinámico no lineal. Esta variable puede ser considerada como el máximo cortante en la base, rotaciones en los nodos, algunos índices de daño propuestos, derivas máximas de entrepiso, etc. La selección de un  $DM$  adecuado depende del tipo de estructura siendo posible usar uno o más  $DM$  (Cornell y Vamvatsikos, 2002).

### **d. Estudio IDA de registro único**

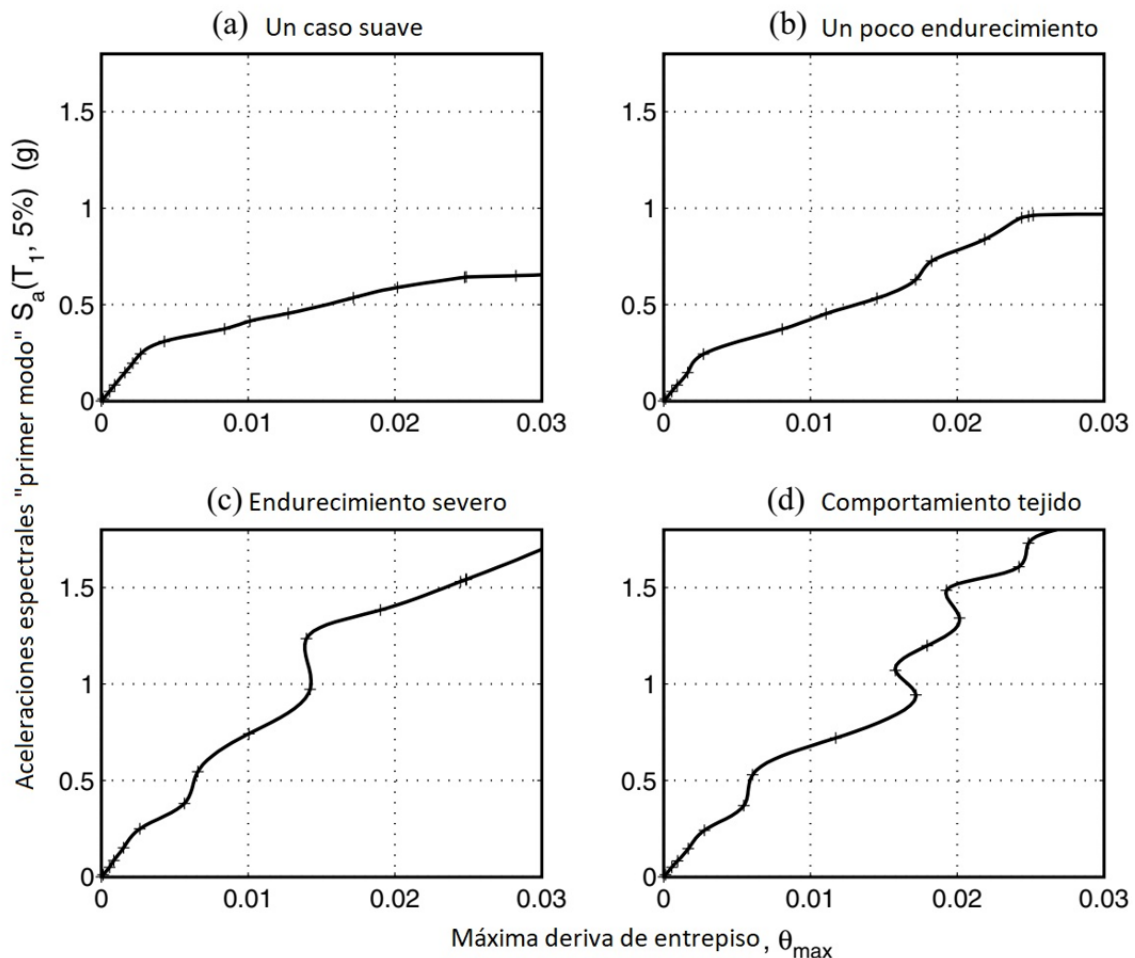
Es un estudio de un modelo estructural dado, parametrizado por el factor de escala del registro del movimiento sísmico. Este análisis, también conocido como pushover dinámico, involucra una serie de análisis dinámicos no lineales realizados para secuencias escaladas del acelerograma original, en los cuales sus  $IMs$  cubren idealmente el rango estructural completo desde elástico a no lineal hasta finalmente llegar al colapso de la edificación (Cornell y Vamvatsikos, 2002).

### **e. Curva IDA**

Una curva IDA es una gráfica de la variable de estado ( $DM$ ) registrada en un estudio IDA versus uno o más  $IMs$  que caracterizan el acelerograma escalado aplicado. Las curvas IDA pueden representarse en dos o más dimensiones dependiendo del número de  $IMs$ .

**Figura 15**

Curvas IDA de  $T_1=1.8s$  de un edificio de acero de 05 niveles sujeto a cuatro registros sísmicos



Fuente: Cornell y Vamvatsikos (2002).

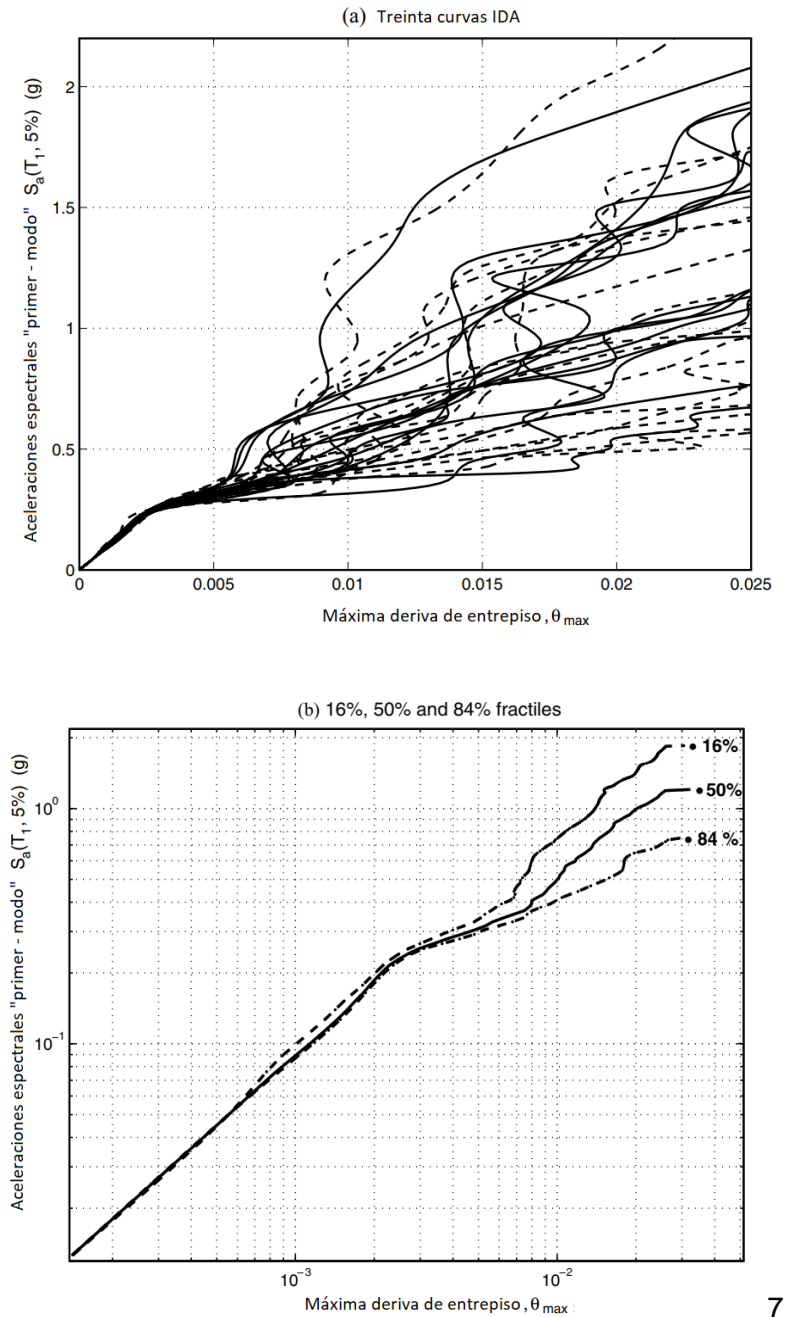
### a. Curva IDA de múltiples registros

Una curva IDA de múltiples registros es una colección de registros únicos de análisis dinámicos incrementales del mismo modelo estructural bajo diferentes acelerogramas, donde todos están parametrizados por los mismos Ims y DMs.

Cada curva es una entidad determinística completamente diferente, dadas las características únicas de cada registro sísmico. Si deseamos tener en cuenta la inherente aleatoriedad respecto a qué registro va a experimentar la edificación, se debe realizar una caracterización probabilística. De esta forma, dado el modelo estructural y la población estadística de registros sísmicos, los estudios IDA se vuelven funciones aleatorias  $DM = f(IM)$ . Luego, es posible definir la media, mediana y 16%, 84% en las curvas IDA (Cornell y Vamvatsikos, 2002), como se muestra en la figura:

## Figura 16

Estudio IDA para 30 registros de  $T_1=1.8s$  de un edificio de acero de 05 pisos, mostrando (a) las 30 curvas individuales y (b) su resumen (16, 50 y 80%) fractiles (en escala log-log)



7

Fuente: Cornell y Vamvatsikos (2002).

De acuerdo con Di Sarno y Elnashai (2008), las curvas IDA resultantes muestran el desempeño del sistema para todos los niveles de excitación de carga, de forma similar a una curva de fuerza-desplazamiento de un análisis estático.



### 2.02.07 Análisis estático no lineal y definición de estados límite

El análisis estático no lineal, conocido como “pushover” es un tipo de evaluación que tiene el objetivo de examinar la deformación global por cargas laterales de modelos analíticos de edificaciones. Todos los análisis dinámicos de este tipo son llevados a cabo usando el patrón de cargas laterales recomendados por el ASCE 7-05:

$$C_x = \frac{w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \quad (20)$$

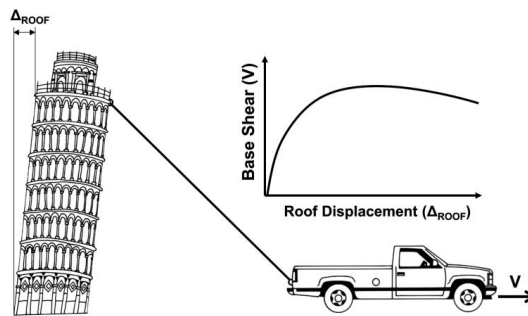
Donde  $C_x$  es la carga normalizada del entrepiso en el nivel  $x$ ,  $w_i$  y  $w_x$  son la proporción del peso total sísmico efectivo de la estructura  $W$  asignando a cada nivel  $i$  y  $x$ , respectivamente.

El principio básico de este tipo de análisis es someter a los entrepisos de un modelo inelástico de edificación, después de ser cargado con cargas de gravedad, a un patrón de fuerzas laterales constantemente incrementadas que representan una distribución simplificada de las fuerzas inducidas por un sismo. De esta forma, la resistencia y la rigidez de cada componente estructural son actualizados con cada incremento de carga para tomar en cuenta la reducción de la fluencia de estos componentes. Este proceso continua hasta que la estructura se vuelve inestable o se ha alcanzado un desplazamiento objetivo. (Fawad, 2018).

De acuerdo con Fawad (2018), muchos de los análisis estáticos no lineales están basados en la idea de que los modelos estructurales no lineales de edificios pueden ser idealizados como sistemas equivalentes de un grado de libertad.

**Figura 17**

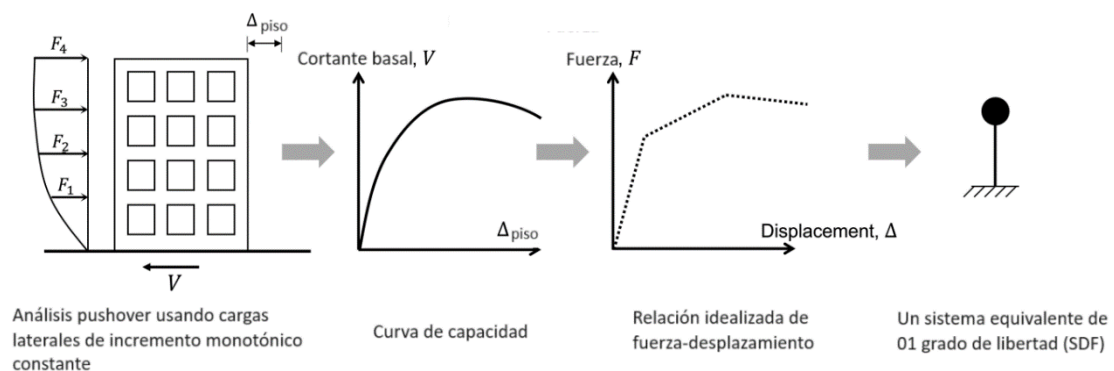
*Esquema del proceso de pushover*



Fuente: Fawad (2018).

**Figura 18**

*Proceso de pushover y conversión a un sistema SDF*

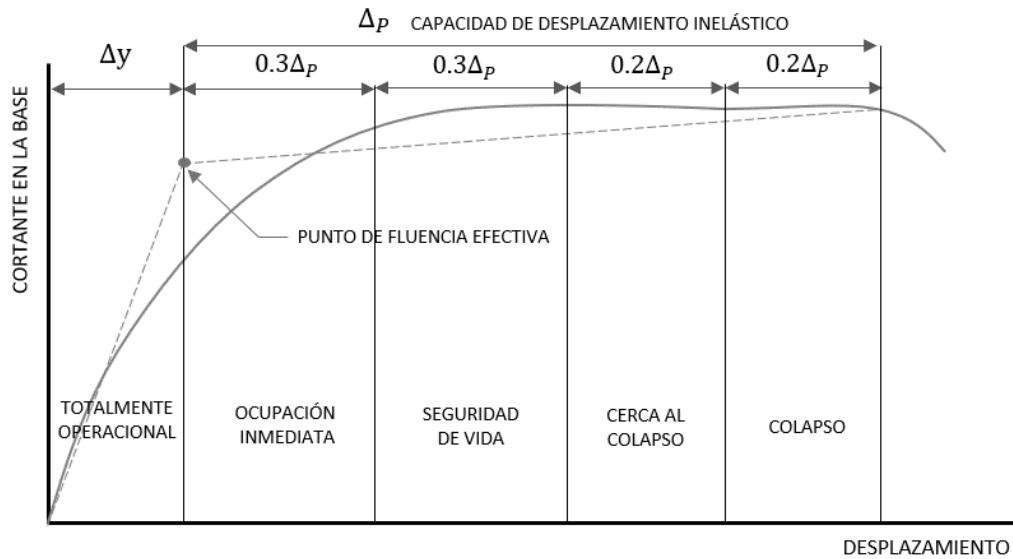


Fuente: Fawad (2018).

Los estados límite de se pueden asociar a los desplazamientos laterales máximos en la estructura, múltiples estudios como los de Borda y Pastor (2007), Quiroz (2017), Bendezú y Guevara (2021), entre otros, toman como referencia lo propuesto por SEAOC (1995) donde cada estado límite está definido por una fracción de la capacidad de desplazamiento inelástico  $\Delta_p$ . Esto es, ocupacional es el 100% de la capacidad de desplazamiento elástico, funcional es el 30% de la capacidad de desplazamiento inelástico, resguardo de vida es el 30% de la capacidad de desplazamiento inelástico, cerca al colapso es el 20% de la capacidad de desplazamiento inelástico y colapso es el 20% de la capacidad de desplazamiento inelástica.

**Figura 19**

*Sectorización de curva de capacidad propuesta por SEAOC*



Fuente: Guevara y BendeZú (2021).

Por su parte, otros estudios como Shafaei y Naderpour (2020) definen los estados límite a partir de un valor alcanzado de deriva de entrepiso, 0.7% para la condición operacional, 2.5% para la condición seguridad de vida y 5% para prevención de colapso. Otro enfoque lo realizan estudios como los de Wang et al. (2022), quienes emplearon el índice de daño, que relaciona energía disipada y desplazamiento, como parámetro que define el estado límite o nivel de daño.

#### **2.02.08 Evaluaciones de riesgo sísmico y curvas de fragilidad**

El riesgo es un resultado potencial con consecuencias severas y severidad incierta. Una evaluación de riesgo es el proceso de obtener una distribución de probabilidades sobre potenciales resultados (Schultz et al., 2010). En el campo de la ingeniería estructural y sísmica, las evaluaciones de riesgo sísmico suponen un reto constante para estimar el comportamiento de estructuras civiles frente a sismos.

Las evaluaciones de riesgo sísmico pueden definirse entonces como la estimación de la probabilidad de pérdidas y daños esperados debido a amenazas sísmicas (Crowley et al., 2014). La importancia de la elaboración de planes de prevención y acción frente a la ocurrencia de sismos hace necesario contar con información relevante respecto al probable daño en las edificaciones. De acuerdo con Di Sarno y Elnashai (2008), los principales objetivos de las evaluaciones de vulnerabilidad sísmica son:

- Antes de un sismo, vislumbrar planes de mitigación y respuesta a emergencia, intervención rápida, almacenamiento de equipo y materiales, y ayuda financiera.
- Después de un sismo, determinar prioridades de reparación y estimar los requerimientos para respuesta y recuperación a mediano y largo plazo.

Sin embargo, las evaluaciones sísmicas estructurales son significativamente más complejas que realizar nuevos diseños, debido a que cada sistema existente tiene sus propios problemas y requiere consideraciones especiales (Di Sarno y Elnashai, 2008). Al respecto, los métodos de evaluación de la vulnerabilidad constantemente han evolucionado para hacer frente a este problema, teniendo como una de sus herramientas principales a las curvas de fragilidad.

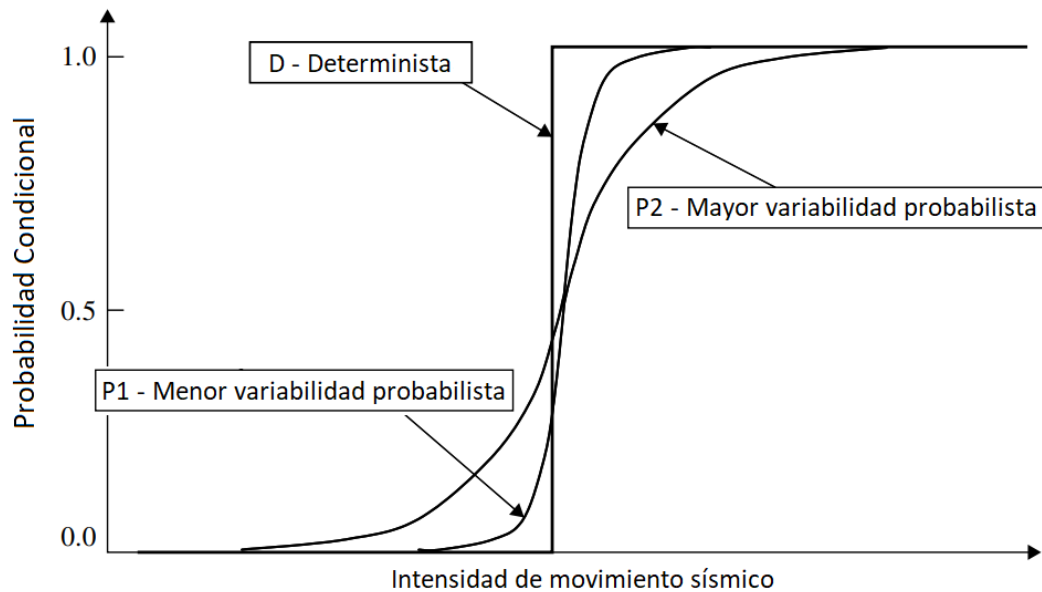
Las curvas de fragilidad relacionan la intensidad sísmica con la probabilidad de alcanzar cierto nivel de daño. El nivel del movimiento sísmico puede ser cuantificado usando diferentes parámetros sísmicos de intensidad, incluyendo la aceleración/velocidad/desplazamiento pico, aceleración espectral, velocidad y desplazamiento espectrales (Crowley et al., 2014).

Es decir, las curvas de fragilidad son funciones que describen la probabilidad de falla condicionada a la carga, dentro de todas las cargas que un sistema está expuesto (Shultz et al., 2010).

Las curvas de fragilidad pueden describirse como la relación entre el nivel de intensidad sísmica y la probabilidad condicional de que un sistema alcance o exceda un determinado estado límite. Estas curvas dependen de la capacidad del sistema frente a cada estado límite así como la incertidumbre en la capacidad (Di Sarno y Elnashai, 2008).

**Figura 20**

*Representación esquemática de funciones de fragilidad típicas*



Fuente: Di Sarno y Elnashai (2008).

Las curvas de fragilidad son usualmente representadas de forma gráfica, de tal forma que los involucrados, ingenieros, operadores, etc., puedan entender la vulnerabilidad de los diferentes sistemas estructurales (Di-Sarno, 2021). La forma de las curvas de fragilidad describe la incertidumbre en la capacidad del sistema para soportar una carga, o en su defecto, la incertidumbre de qué tipo de carga causará que el sistema falle (Shultz et al., 2010). Para sistemas con una respuesta determinista (sin incertidumbre), la función de fragilidad tomará una forma de función paso y, de acuerdo con el grado de incertidumbre la función tomará otra forma.

### **2.02.08.01 Fuentes de incertidumbre para curvas de fragilidad**

La fragilidad expresada a partir de la ecuación 24, de acuerdo con Bakalis y Vamvatsikos (2018) está sujeta a múltiples fuentes de incertidumbre, tanto del tipo epistémica como aleatoria, estas se resumen en:

- Variabilidad de registro a registro sísmico debido a las características propias y naturales de los sismos.
- Incertidumbre en el tipo de modelo, debido a las simplificaciones de los modelos para aumentar la eficiencia computacional.
- Incertidumbre en los parámetros del modelo, debido a conocimiento incompleto y verdadera aleatoriedad de los parámetros que definen el comportamiento del modelo, como resistencia, ductilidad y rigidez.

- Incertidumbre en el tipo de método
- Incertidumbre en los estados límite de capacidad, debido a la inexactitud de los límites definidos a partir de los parámetros de demanda.

### **2.02.08.02 Enfoques para generar curvas de fragilidad**

Existen diferentes enfoques para poder abordar y estimar curvas de fragilidad, estos difieren en el nivel de esfuerzo y recursos requeridos para implementarlos; y la precisión asociada con sus resultados (Schultz et al., 2010).

#### **A. Enfoques críticos**

Mediante este enfoque se obtienen curvas de fragilidad a partir de la opinión de expertos. Este tipo de enfoque tiene limitaciones en cuanto a la disponibilidad de modelos e información observables (Schultz et al., 2010).

#### **B. Enfoques empíricos**

Mediante este enfoque, las curvas de fragilidad se basan en información observable documentada del desempeño de estructuras bajo ciertas cargas. La información es obtenida sistemáticamente a partir de experimentos controlados o de forma no controlada a partir de la observación de eventos ocurridos. Debido a esto, este tipo de enfoques está limitado a situaciones en las cuales una suficiente cantidad de información pueda ser recolectada (Schultz et al., 2010).

#### **C. Enfoques analíticos**

Los enfoques analíticos están basados en modelos estructurales que caracterizan el estado límite de desempeño de la estructura. Su desempeño es una función de algún vector de variable base  $X$ . Estas variables determinan tanto la capacidad de la estructura para resistir cargas así como su demanda (Schultz et al., 2010). De esta forma, las curvas de fragilidad son construidas a través de modelos matemáticos y pueden adaptarse a diferentes configuraciones estructurales, ambientes de construcción y características geotécnicas y sismotectónicas de un área específica (Di-Sarno, 2021).

#### **D. Enfoques híbridos**

Los enfoques híbridos usan una combinación de los enfoques mencionados anteriormente para compensar de alguna forma las dificultades en su formulación

**Tabla 1***Tipos de enfoques para generar curvas de fragilidad*

<b>Tipo</b>	<b>Ventaja</b>	<b>Desventaja</b>
Críticas	Basada en opiniones de expertos	La calidad de la información no puede ser revisada fácilmente Experiencia necesaria en diferentes configuraciones estructurales
Empíricas	Más realista Información sistemática y controlada	Tipos estructurales específicos, geotécnicos, medio ambiente y sismotectónica Datos escasos que tienden a acotarse en rango de baja intensidad sísmica
Analíticas	Diferentes y complejas configuraciones estructurales Toma en cuenta el modelo y sus variables aleatorias.	No todos los tipos de modelos están incluidos en los softwares. Tiempo para realizar los análisis.
Híbridas	Contrapeso de escasez y subjetividad de los datos observacionales Eficiencia en el tiempo para grupos de estructuras	La confiabilidad de las funciones requiere recolectar información de múltiples fuentes.

---

Fuente: Di Sarno y Elnashai (2021).

### **2.02.08.03 Curvas de fragilidad analíticas**

#### **2.02.08.03.01 Derivación de curvas de fragilidad**

De acuerdo con Di Sarno y Elnashai (2008), generar curvas de fragilidad requiere la definición de estados límite (LS) definidos ya en el contexto de las evaluaciones por riesgo sísmico.

El tipo de estructura a evaluar direcciona la elección del software de análisis a elegir para modelar los parámetros representativos, materiales, geometría, plasticidad.

## A. Curvas de fragilidad de sismos principales

De acuerdo con Ryu et al. (2011), la curva de fragilidad de un edificio intacto define la probabilidad de que este experimente un cierto estado de daño como una función de la intensidad del movimiento sísmico. Es decir, una función de fragilidad puede ser expresada como una probabilidad condicional. En esta investigación emplearemos la formulación teórica presentada por Wen et al. (2017):

$$F_{ms}(x) = P[EDP_{ms} \geq EDP_{LSi} | IM_{ms} = x] \quad (21)$$

Donde  $EDP_{ms}$  es el parámetro de demanda de la estructura bajo el sismo principal,  $LSi$  es de  $i$ -ésimo estado límite de la estructura,  $EDP_{LSi}$  es el umbral del parámetro de demanda para  $LSi$ .

Para obtener la función de fragilidad, el modelo de demanda sísmica probabilista ( $PSDM$ ) que relaciona la media del  $EDP$  de la estructura con  $IM$  ha sido ampliamente utilizado en el análisis de fragilidad. Para el caso de los sismos principales, la relación entre  $EDP$  y  $IM$  puede expresarse como:

$$\lambda(EDP_{ms} | IM_{ms}) = a \cdot IM_{ms}^b \quad (22)$$

Donde  $\lambda(EDP_{ms} | IM_{ms})$  es el valor medio de  $EDP_{ms}$  de la estructura como función de una  $IM_{ms}$ , los coeficientes de regresión  $a$  y  $b$  pueden ser calculados mediante un análisis de regresión lineal de  $\ln(EDP_{ms})$  sobre  $\ln(IM_{ms})$  mediante simulaciones numéricas. La dispersión  $\beta(EDP_{ms} | IM_{ms})$  que toma en cuenta la incertidumbre en la relación es estimada:

$$\beta(EDP_{ms} | IM_{ms}) = \sqrt{\frac{\sum [\ln(edp_{ms,i}) - \ln(\lambda(EDP_{ms} | IM_{ms}))]^2}{N - 2}} \quad (23)$$

Donde  $N$  es el número de simulaciones y  $edp_{ms,i}$  es la demanda del sismo principal a la  $i$ -ésima simulación.

Asumiendo una distribución lognormal de la respuesta estructural, la probabilidad de que  $EDP_{ms}$  exceda  $EDP_{LSi}$  condicionada sobre  $IM_{ms}$  puede ser estimada como:



$$P(EDP_{ms} \geq EDP_{LSi} | IM_{ms}) = 1 - \Phi \left[ \frac{\ln(edp_{ms,i}) - \ln(\lambda(EDP_{ms} | IM_{ms}))}{\beta(EDP_{ms} | IM_{ms})} \right] \quad (24)$$

Donde  $\Phi[\cdot]$  es la función de distribución normal acumulada.

## B. Curvas de fragilidad para sismos sucesivos

El hecho de que los actuales códigos de diseño sísmico permitan a las estructuras experimentar daño durante el sismo de diseño, genera que los sismos posteriores causen un daño adicional a la estructura ya dañada, incluso si estos son más pequeños (Wen et al., 2017).

Recientemente se ha mostrado interés en el desarrollo de procedimientos para cuantificar el incremento de la fragilidad en edificios previamente dañados por un sismo. Desde una perspectiva de seguridad, la evaluación rápida de la capacidad residual de un edificio para resistir futuros sismos es de vital importancia para las decisiones de reocupación, así como las posibilidades de reparación y reforzamiento (Gaetani, 2017). Las curvas de fragilidad se han convertido en herramientas importantes para evaluar los efectos de múltiples sismos en el comportamiento de estructuras.

De igual forma que en la sección anterior, usaremos las formulaciones indicadas por Wen et al. (2017) respecto a la metodología de análisis para la fragilidad de secuencias de sismos principales y réplicas:

Una función de fragilidad de sismo principal-réplica denominada  $F_{seq}(x_1, x_2)$  puede calcularse con la siguiente ecuación.

$$F_{seq}(x_1, x_2) = P[EDP_{seq} \geq EDP_{LSi} | IM_{ms} = x_1, IM_{as} = x_2] \quad (25)$$

Donde  $EDP_{seq}$  es el parámetro de demanda de ingeniería de la estructura bajo la secuencia sismo principal-réplica,  $IM_{as}$  es la medida de intensidad de la réplica.

Para la respuesta de la estructura bajo las secuencias de sismo principal-réplica, el  $EDP$  es dependiente de la intensidad  $IM_s$  del sismo principal ( $IM_s$ ) y de la intensidad de la réplica ( $IM_{as}$ ). Para desarrollar el modelo de demanda sísmica, de acuerdo con la metodología de análisis de fragilidad de los sismos principales, sismos sucesivos principales-réplicas pueden ser consideradas como casos discretos que incluyen el movimiento sísmico posterior con una

intensidad relativa dada. La medida de intensidad relativa de un movimiento sísmico posterior  $\nabla IM$  es definido como:

$$\nabla IM = IM_{as}/IM_{ms} \quad (26)$$

Para las secuencias sísmicas que incluyen movimientos sísmicos posteriores con un  $\nabla IM$ , las curvas de fragilidad  $F_{seq(x_1, x_2)}$  puede simplificarse en:

$$F(x_1, \nabla IM) = P[EDP_{seq} \geq EDP_{Lsi} | IM_{ms} = x_1, \nabla IM] \quad (27)$$

Donde  $\nabla IM$  es una constante.

La relación entre  $EDP_{seq}$  y  $IM_{ms}$  puede ser expresada como:

$$\lambda(EDP_{seq} | IM_{ms}, \nabla IM = i) = a \cdot IM_{ms}^b \quad (28)$$

Donde  $\lambda(EDP_{seq} | IM_{ms}, \nabla IM = i)$  es el valor promedio de  $EDP_{seq}$  de la estructura como función de un  $IM_{ms}$ , los coeficientes de regresión  $a$  y  $b$  pueden ser estimados por análisis de regresión lineal del  $\ln(EDP_{seq})$  sobre  $\ln(IM_{ms})$  calculado mediante simulaciones numéricas. El parámetro de dispersión  $\beta(EDP_{seq} | IM_{ms}, \nabla IM = i)$  que toma en cuenta la incertidumbre en esta relación estimada:

$$\beta(EDP_{seq} | IM_{ms}, \nabla IM = i) = \sqrt{\frac{\sum [\ln(EDP_{seq}) - \ln(\lambda(EDP_{seq} | IM_{ms}, \nabla IM = i))]^2}{N - 2}} \quad (29)$$

Donde  $N$  es el número de simulaciones y  $edp_{seq,i}$  es la demanda de la secuencia sismo principal-réplica a la  $i$ ésima simulación.

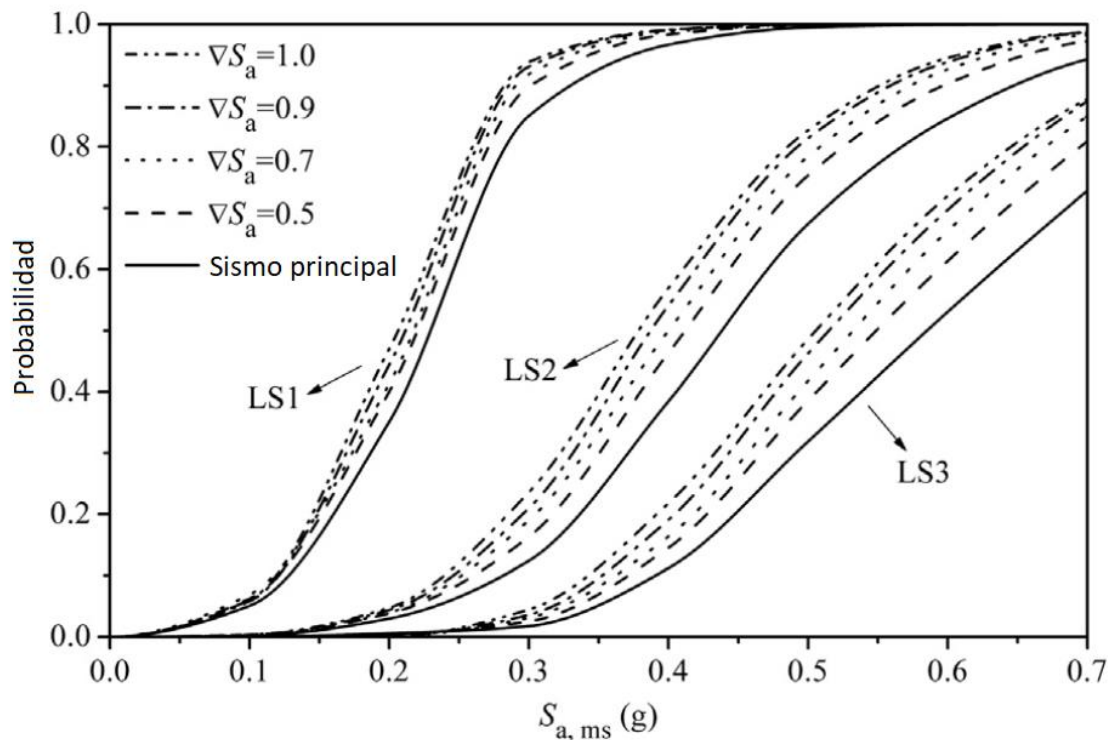
Asumiendo una distribución lognormal de la respuesta estructural bajo la secuencia sismo principal-sSS, la probabilidad de que  $EDP_{seq}$  exceda  $EDP_{Lsi}$  condicionada sobre  $IM_{ms}$  puede ser estimada como:

$$P(EDP_{seq} \geq EDP_{Lsi} | IM_{ms}, \nabla IM = i) = 1 - \Phi \left[ \frac{\ln(EDP_{Lsi}) - \ln(\lambda(EDP_{seq} | IM_{ms}, \nabla IM = i))}{\beta(EDP_{seq} | IM_{ms}, \nabla IM = i)} \right] \quad (30)$$

Donde  $\Phi[\cdot]$  es la función de distribución normal acumulada.

**Figura 21**

*Curvas de fragilidad de un pórtico de concreto armado bajo sismos sucesivos*



Fuente: Wen et al. (2017).

### 2.03 DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS

- **Secuencias de sismos, sismos sucesivos o réplicas**

Sismos sucesivos pueden definirse como sismos secundarios que ocurren después de un sismo más grande “mainshock” y que guardan una relación directa con este último. Aunque la explicación de mecanismos internos es compleja, estas se producen en gran medida por transferencias de esfuerzos y tensiones en zonas adyacentes a los sismos principales. (Dieterich, 1972).

- **Registros Sísmicos**

El movimiento del suelo durante un sismo no es en una sola dirección. Más bien ocurre en múltiples direcciones. Los acelerómetros permiten simplificar este comportamiento y registran un sismo en tres componentes de movimiento mutuamente perpendiculares: dirección nortesur, este-oeste y vertical.

- **Aceleración máxima del suelo**

La aceleración máxima del suelo PGA (peak ground acceleration) es el máximo valor de la aceleración registrada en un acelerograma. En ingeniería sísmica es tomada en su componente horizontal, denominada aceleración máxima horizontal PHA (peak horizontal acceleration). Esta es usualmente usada para describir los movimientos sísmicos debido a su relación con las fuerzas de inercia, pues producen las máximas fuerzas dinámicas en las estructuras (Kramer, 1996) en comparación con la componente de aceleración vertical

- **Velocidad máxima del suelo**

La velocidad máxima del suelo PGV (peak ground velocity) es la velocidad máxima que registra el movimiento sísmico en la superficie. De igual forma que la aceleración, la componente horizontal PHV (peak horizontal velocity) es el parámetro usado en ingeniería sísmica. Dado que la velocidad es menos sensitiva a los componentes de alta frecuencia del movimiento, la PHV caracteriza de mejor manera su amplitud en frecuencias intermedias (Kramer, 1996)

- **Método de espectro de capacidad**

Es un procedimiento gráfico, se compara la capacidad estructural con la demanda del movimiento sísmico sobre la estructura. La representación gráfica hace posible una evaluación visual de cómo la estructura se comporta cuando está sujeta a un terremoto (ATC-40, 1996).

- **Análisis estático no lineal**

Se basa en el análisis estático considerando la respuesta no lineal de los materiales. Dicho análisis se realiza sometiendo la estructura a un patrón de cargas laterales  $F_i$  que se incrementan de manera monótonica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima. Con este procedimiento, es posible identificar la secuencia del agrietamiento, fluencia y fallo de los componentes, los estados límites de servicio y la historia de deformaciones. (ATC-40, 1996).

- **Relación momento curvatura**

La relación momento curvatura proporciona puntos de momento resistente interno y su curvatura correspondiente para un diagrama de deformaciones que cumpla con la compatibilidad y equilibrio de fuerzas internas. Los puntos más importantes de la gráfica son aquellos donde los materiales del elemento fallan o fluyen.

- **Diagrama momento giro**

Es una representación de los valores obtenidos de la relación Momento Curvatura de un elemento, en la que el giro está representado por la multiplicación del valor de la curvatura por la longitud (LP) de la rótula plástica. (Bolaños, 2015).

- **Curva de capacidad**

Es un gráfico que representa el desplazamiento vs el cortante general que estima la respuesta máxima esperada de la estructura para una determinada demanda. El modelo de capacidad se desarrolla para representar la primera respuesta del modo del edificio asumiendo que es el modo de vibración predominante.

- **Espectro de capacidad**

Es la gráfica de aceleración espectral (SA) frente a la relación de desplazamiento espectral (SD) basado en la curva de capacidad. (FEMA, 2012).

- **Demanda**

Cantidad de fuerza o deformación impuesta en un elemento o componente. (FEMA, 2012).

- **Degradación cíclica de resistencia**

Reducción de la resistencia medido en un desplazamiento cíclico de carga debido a la reducción de la resistencia a la fluencia y la rigidez que ocurre durante los ciclos de carga.

- **Espectro de demanda.**

Es el espectro de respuesta reducido utilizado para representar el movimiento del suelo en un sismo en el método de espectro de capacidad. (ATC 40, 1996).

- **Punto de desempeño**

Es la intersección del espectro de capacidad con el apropiado espectro de demanda en el método de espectro de capacidad (el desplazamiento del punto de desempeño es equivalente al desplazamiento tope en el método de coeficientes) (ATC 40, 1996).

- **Nivel de desempeño**

Es el estado límite de daños o condición descrita por el daño físico dentro de la edificación, la amenaza a la seguridad de vida de los ocupantes debido a los daños del edificio, y del servicio post sismo de este. El nivel de desempeño de un edificio es la combinación del nivel de desempeño estructural y el nivel de desempeño no estructural (ATC 40, 1996).

- **Rotula plástica**

Es una zona previamente elegida que forma parte de los componentes estructurales, diseñada y detallada de manera adecuada para que pueda experimentar deformaciones inelásticas y disipar energía sin una pérdida significativa de resistencia.

- **Curvas de fragilidad**

Es la representación en forma gráfica de la función de probabilidad acumulada de alcanzar o exceder un estado límite dado, de una determinada respuesta estructural, ante una acción sísmica (Shultz et al., 2010).

- **Matrices de probabilidad de daño**

Son tablas que muestran las probabilidades de que se excedan los umbrales de daño, y estos valores se obtienen a partir de las curvas de fragilidad, calculadas para una media específica, como el desplazamiento en el punto de capacidad por demanda.

## **CAPÍTULO III**

### **PLANTEAMIENTO DE LA HIPÓTESIS Y VARIABLES**

#### **3.01 HIPÓTESIS**

##### **3.01.01 Hipótesis general**

- Las curvas de fragilidad generadas a partir de sismos sucesivos en el edificio 4F de la Universidad Nacional de Cajamarca, muestran mayor probabilidad de daño para un mismo PGA, respecto a curvas de fragilidad a partir de un sismo único.

#### **3.02 VARIABLES/CATEGORIAS**

##### **3.02.01 Variable independiente**

- Sismos sucesivos
- Configuración estructural del edificio 4F de la Universidad Nacional de Cajamarca

##### **3.02.02 Variable dependiente**

- Probabilidad de daño

#### **3.03 OPERACIONALIZACIÓN DE LOS COMPONENTES DE LAS HIPÓTESIS**

**Tabla 2**

*Operacionalización de los componentes de las hipótesis*

Hipótesis	Definición Conceptual de variables	Definición operacional de las variables			Fuente o instrumento de recolección de datos
		Variables	Dimensiones	Indicadores	
Los sismos sucesivos incrementan la probabilidad de daño para diferentes niveles de sismos en edificio 4F de la Universidad Nacional de Cajamarca.	Eventos sísmicos secundarios que ocurren después de un evento sísmico principal. Se puede caracterizar por acelerogramas espectralmente ajustados y escalados al peligro sísmico de la zona.	Sismos sucesivos (réplicas)	-	PGA (Aceleración máxima)	Registros sísmicos de bases de datos
	Tipo de sistema estructural predominante en la edificación	Configuración estructural	-	Sección transversal de los elementos estructurales, propiedades mecánicas de los materiales	Expediente técnico de la edificación Investigaciones Previas
	Parámetro que define la probabilidad de que una edificación pueda alcanzar <u>cuierto</u> nivel de daño durante un evento sísmico.	Probabilidad de daño	[0-1]	Probabilidad de ocurrencia	Cálculo estructural



## CAPÍTULO IV

### MARCO METODOLÓGICO

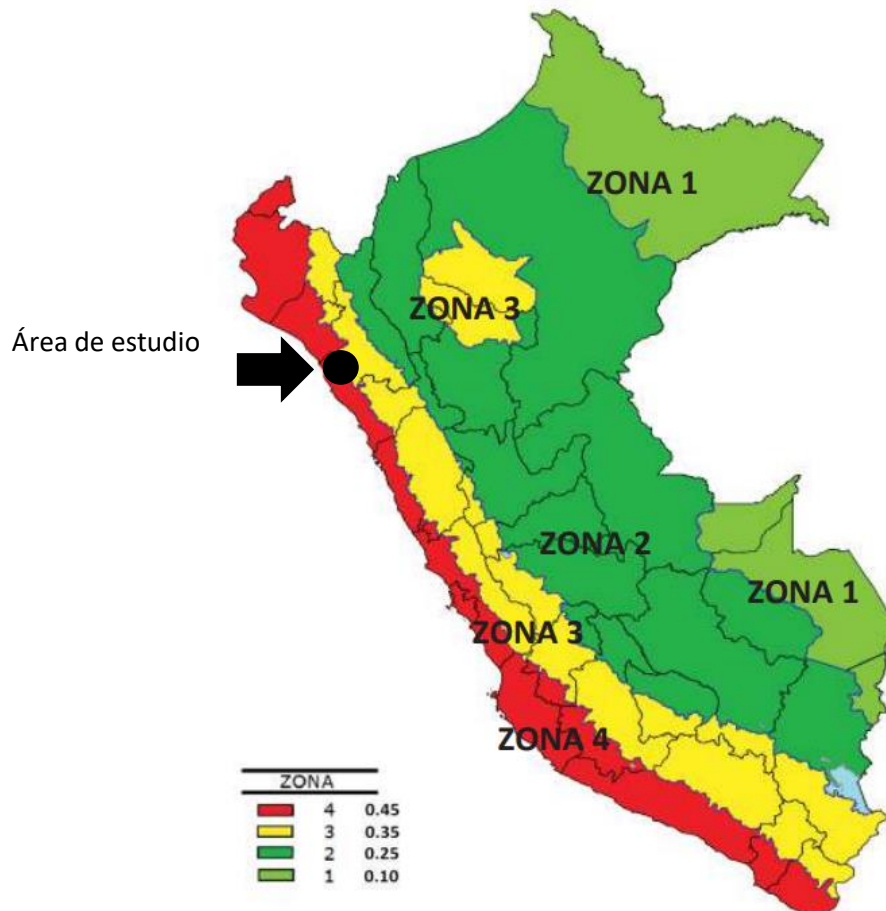
#### 4.01 UBICACIÓN GEOGRÁFICA

La presente investigación está ubicada en:

- País: Perú
- Departamento: Cajamarca
- Provincia: Cajamarca
- Distrito: Cajamarca
- Coordenadas UTM WGS84: E 776426  
N 9206998

**Figura 22**

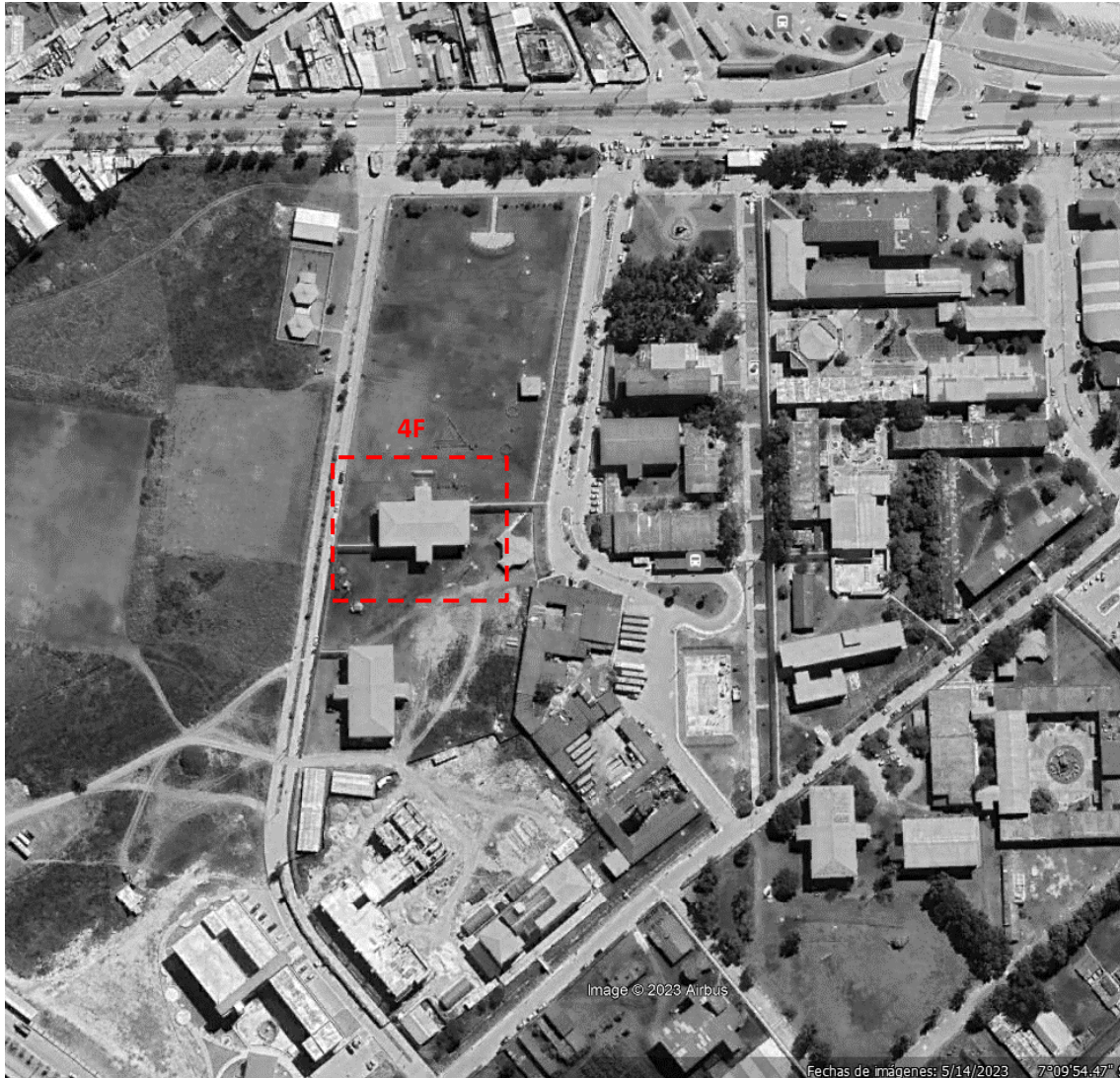
*Ubicación del área de estudio en la ciudad de Cajamarca (Perú) respecto al mapa de zonificación sísmica*



Fuente: Instituto de la Construcción y Gerencia (ICG) (2018).

## Figura 23

Vista satelital del edificio 4F en la ciudad universitaria de la Universidad Nacional de Cajamarca UTM WGS 84 776426E 9206998N



Fuente: Google Earth (2023).

### 4.02 DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

La investigación se ha realizado de acuerdo con los siguientes pasos:

1. Identificación de las características geométricas, características de los materiales y detallado de la edificación en estudio, el edificio 4F de la Universidad Nacional de Cajamarca.

2. Desarrollo del modelo de análisis en el software PERFORM 3D para simular el comportamiento no lineal de la edificación en estudio frente a secuencias sísmicas.

3. Definición de los límites de desempeño para describir las condiciones de daño de la edificación en términos de la deriva máxima de entrepiso. Se han considerado tres estados límite para tomar en cuenta el incremento del nivel de daño. Los límites de estos estados de daño han sido estimados a partir de un análisis Pushover en la edificación de estudio.

4. Definición y ajuste espectral de los registros sísmicos seleccionados al nivel de peligro sísmico seleccionado. Primero se define el espectro objetivo como el sismo frecuente esperado para las mismas condiciones de sitio del sismo raro. Luego los registros sísmicos principales y las réplicas son ajustados espectralmente al espectro objetivo.

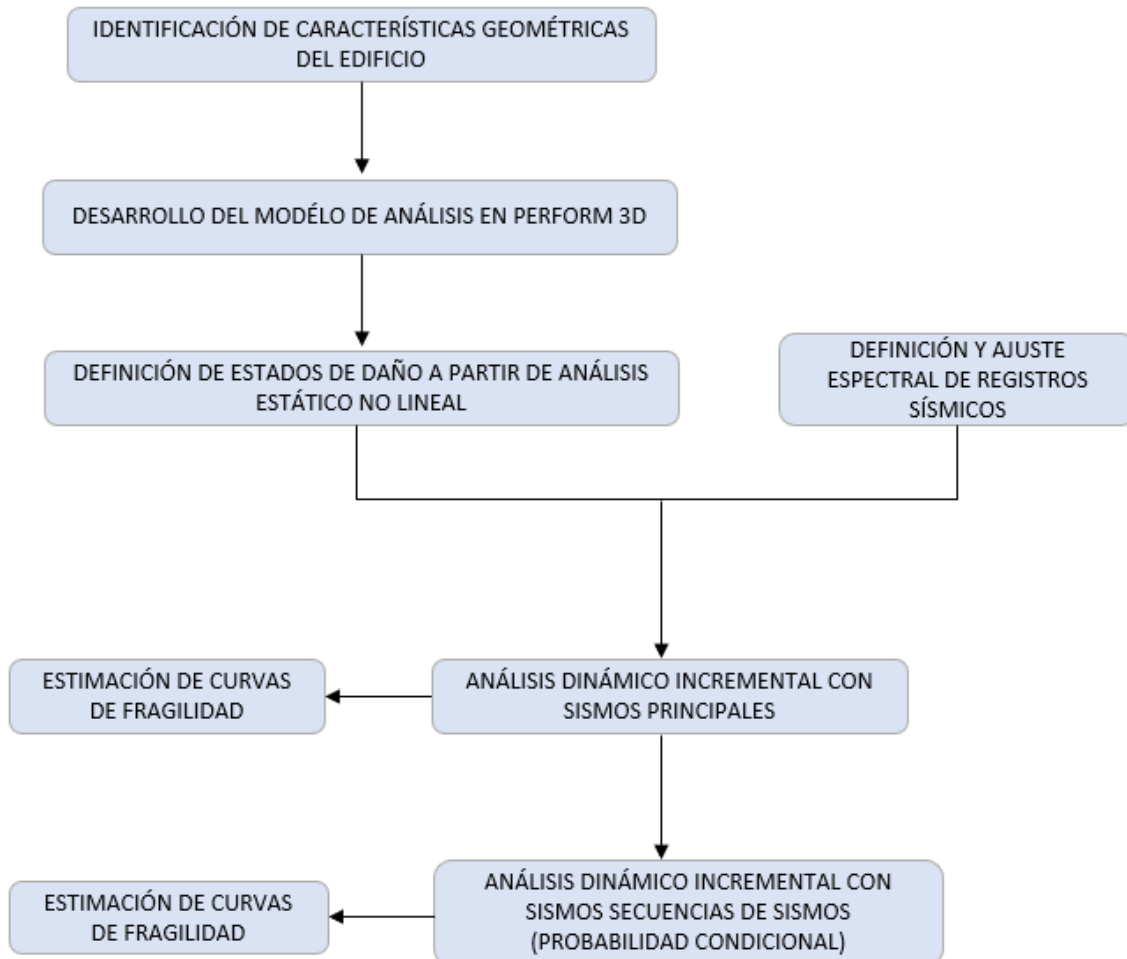
5. Análisis dinámico incremental. Con los registros sísmicos de sismos principales ajustados espectralmente, se realiza el análisis dinámico incremental escalando progresivamente cada sismo.

6. Análisis dinámico incremental con umbrales de daño definidos y configuración de secuencias de sismos. A partir del primer análisis dinámico incremental se identifican los sismos escalados para los cuales se han alcanzado cada estado de daño definido. Luego, se conforman sismos sucesivos uniendo cada sismo (con umbral de daño definido) con su respectiva réplica. La secuencia se mantiene y para ejecutar el análisis dinámico incremental se escala paulatinamente la réplica hasta alcanzar nuevamente los umbrales de daño definidos.

7. Cálculo de curvas de fragilidad. Se estiman de acuerdo con las ecuaciones presentadas para sismos únicos y sismos sucesivos.

**Figura 24**

*Esquema del diseño de la presente investigación*



#### **4.02.01 IDENTIFICACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS Y MATERIALES DE LA EDIFICACIÓN DE ESTUDIO**

##### **4.02.01.01 Descripción general de la edificación**

El edificio 4F de la Universidad Nacional de Cajamarca fue construido en el año 2009 y su sistema estructural consta de pórticos de concreto armado en las dos direcciones ortogonales con aligerados de 20cm de espesor. Posee tres niveles con un área de  $840m^2$  cubierto con una estructura liviana de teja andina.

Su distribución es la siguiente:

- Primer nivel: 04 aulas, 03 oficinas y 01 servicio higiénico.

- Segundo nivel: 05 aulas, 02 oficinas y 01 servicio higiénico.
- Tercer nivel: 03 aulas, 02 oficinas, 01 auditorio y 01 servicio higiénico

**Figura 25**

*Fotografía frontal del edificio 4F Facultad de Derecho y Ciencias Políticas de la Universidad Nacional de Cajamarca*



**Figura 26**

*Fotografía frontal del edificio 4F Facultad de Derecho y Ciencias Políticas de la Universidad Nacional de Cajamarca*



La información de la geometría, así como las propiedades de los materiales que constituyen el edificio 4F han sido obtenidas de la revisión de los planos del proyecto y las investigaciones realizadas por Bolaños (2015) y Aguilar (2019) en este edificio.

#### 4.02.01.02 Propiedades de los materiales y características geométricas

Las propiedades principales de los materiales que conforman los elementos de concreto armado del edificio 4F se muestran en la siguiente tabla:

**Tabla 3**

*Propiedades de materiales Edificio 4F*

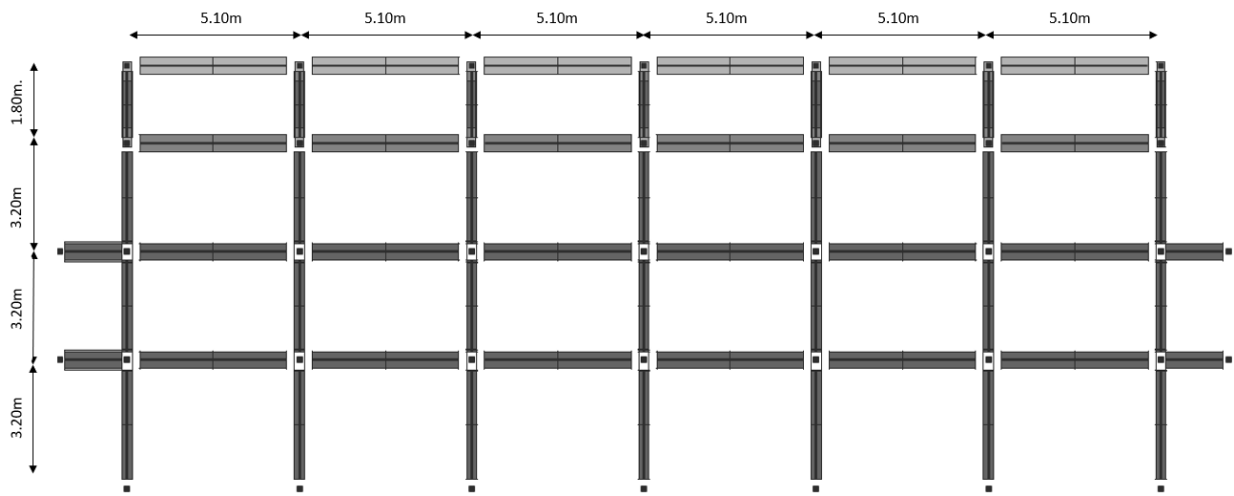
<b>Propiedades</b>	<b>Valor</b>
Resistencia a la compresión	
Vigas	165 <u>Kg/cm<sup>2</sup></u> *
Columnas	194 <u>Kg/cm<sup>2</sup></u> *
Módulo de elasticidad	
Vigas	198 431.53 Kg/cm <sup>2</sup>
Columnas	192 678.49 Kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de Poisson	0.2
Esfuerzo de fluencia del acero	7850 <u>Kg/cm<sup>2</sup></u>
Módulo de elasticidad del acero	2 100 000 <u>Kg/cm<sup>2</sup></u>

*Nota:* \*Los valores estimados de resistencia a la compresión del concreto en vigas y columnas fueron estimados por Bolaños (2015) mediante ensayos de esclerometría realizados en 17 puntos de muestreo en todo el edificio. Fuente: Bolaños (2015).

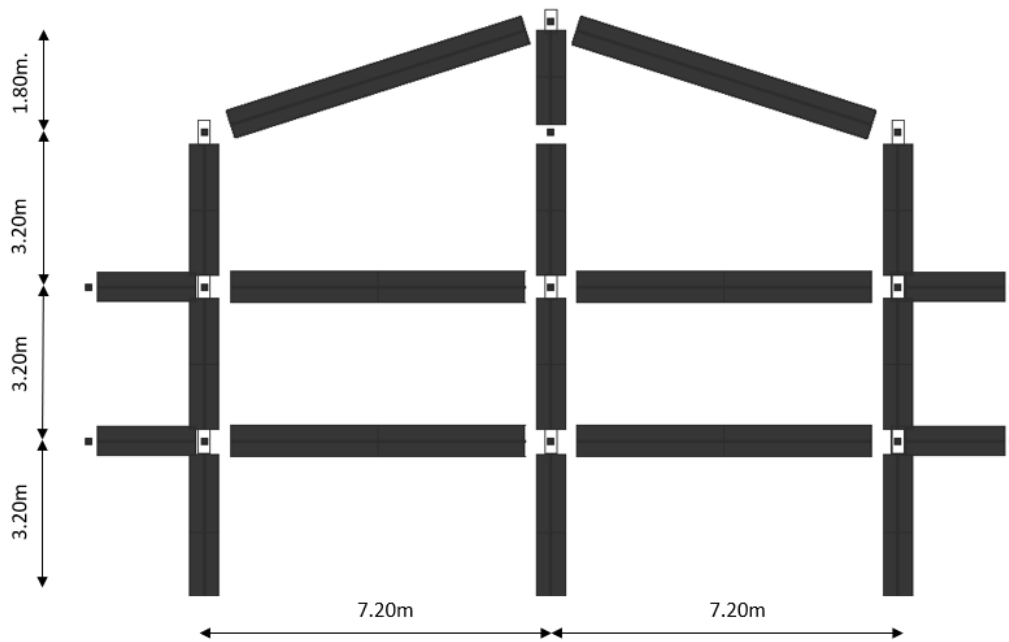
Las características geométricas propias de la estructura del edificio 4F han sido obtenidas a partir de los planos del proyecto (ver anexos). Se muestra a continuación un esquema de las dimensiones globales de la estructura.

**Figura 27**

*Elevación lateral y frontal de pórticos del edificio 4F*



(a)



(b)

#### 4.02.01.03 Parámetros para caracterización del peligro sísmico

El peligro sísmico en el área de estudio está definido a partir del espectro de respuesta inelástico definido en la norma E030 Diseño Sismoresistente, construido a partir de parámetros que caracterizan a la edificación.

**Tabla 4**

*Parámetros de caracterización del peligro sísmico del edificio 4F*

Ítem	Descripción	Parámetro
Categoría	Edificación esencial	A
Sistema estructural	Sistema de pórticos	Pórticos
Configuración estructural	Sin irregularidades en planta y en altura	Regular
Factor de zona	Distrito de Cajamarca	Z=0.35
Factor de uso	Categoría A	U=1.5
Tipo de suelo	Suelo blando	S3
Periodo que define la plataforma de respuesta		$T_p=1$
Peso de la edificación		CP+50%CV
Factor de amplificación sísmica		$C=2.5T_p/T$

*Nota:* Los valores del tipo de suelo han sido obtenidos del estudio de Bolaños (2015).

Fuente: Bolaños (2015) y Aguilar (2019).

#### 4.02.02 Desarrollo de modelo de análisis en Perform 3D

El modelo en PERFORM 3D se ha construido a partir de la representación de elementos estructurales (vigas y columnas) con plasticidad concentrada. Para el desarrollo de este modelo no se han considerado los efectos de los elementos no estructurales.

Las columnas de la edificación han sido modeladas mediante componentes “columna FEMA”, definidos a partir de relaciones cuerda-rotación indicados en el documento FEMA 356<sup>3</sup> (Al Mamun y Saatcioglu 2017). Estos están compuestos de una

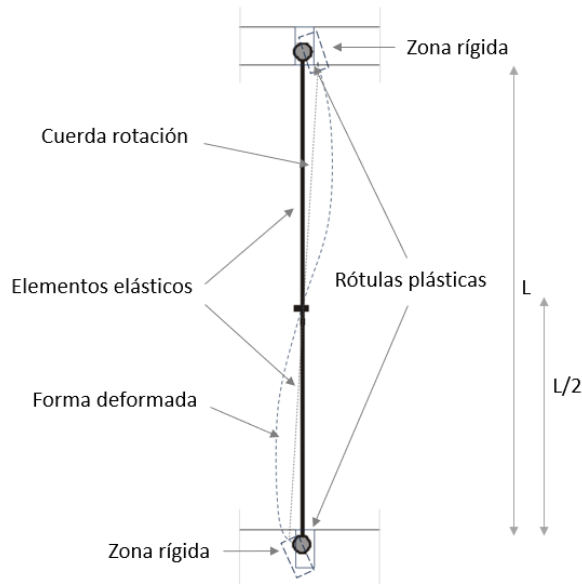
<sup>3</sup> ASCE 2002. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. FEMA 356. Federal Emergency Management Agency.



rótula plástica y de un segmento elástico definido por la sección del elemento, además de tomar la interacción fuerza axial-flexión en las dos direcciones ortogonales.

**Figura 28**

*Modelo analítico de columnas*

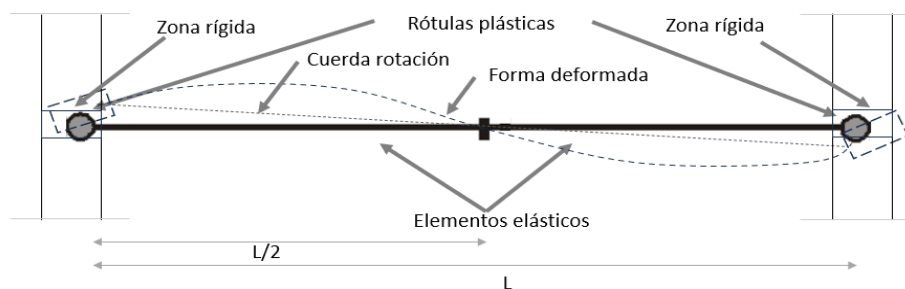


Fuente: CSI PERFORM 3D (2011).

Las vigas por otro lado se han modelado a partir de dos rótulas plásticas, dos elementos elásticos y zonas rígidas en sus extremos.

**Figura 29**

*Modelo analítico de vigas*



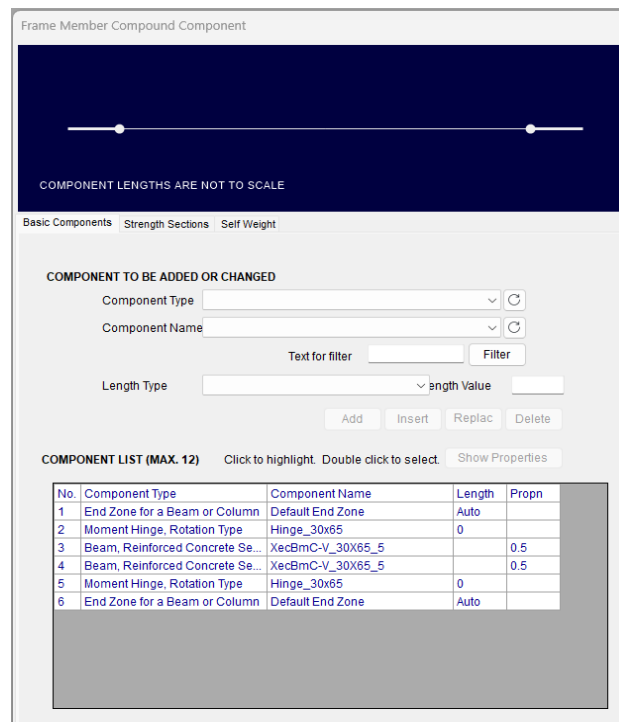
Fuente: CSI PERFORM 3D (2011).

Las rótulas plásticas en ambos componentes han sido definidas mediante formas histeréticas que simplifican y modelan el comportamiento de la flexión de los elementos

para los ciclos de carga y descarga de las acciones sísmicas. Asimismo, la degradación de la rigidez que ocurre durante las acciones sísmicas ha sido modelados mediante factores de degradación de energía (Al Mamum y Saatcioglu, 2017). Las relaciones momento-rotación que definen el comportamiento de las rótulas plásticas se han calculado mediante análisis seccional y se muestran en el Anexo E, donde se ha determinado las fuerzas axiales en tensión y compresión, la fuerza de balance con sus correspondientes momentos actuantes en las dos direcciones de análisis y las deformaciones máximas

**Figura 30**

*Definición de viga de 30x65cm en PERFORM 3D a partir de 02 zonas rígidas en sus extremos, 02 rótulas plásticas y dos elementos elásticos.*



#### 4.02.03 Curva de capacidad y estimación de estados límite

A partir del modelo analítico de la estructura, se han realizado análisis estáticos no lineales para estimar el comportamiento no lineal de la edificación, es decir la curva de capacidad en cada dirección ortogonal. De esta forma se definen los estados límite indicados en el desarrollo tórico del SEAOC 2000.

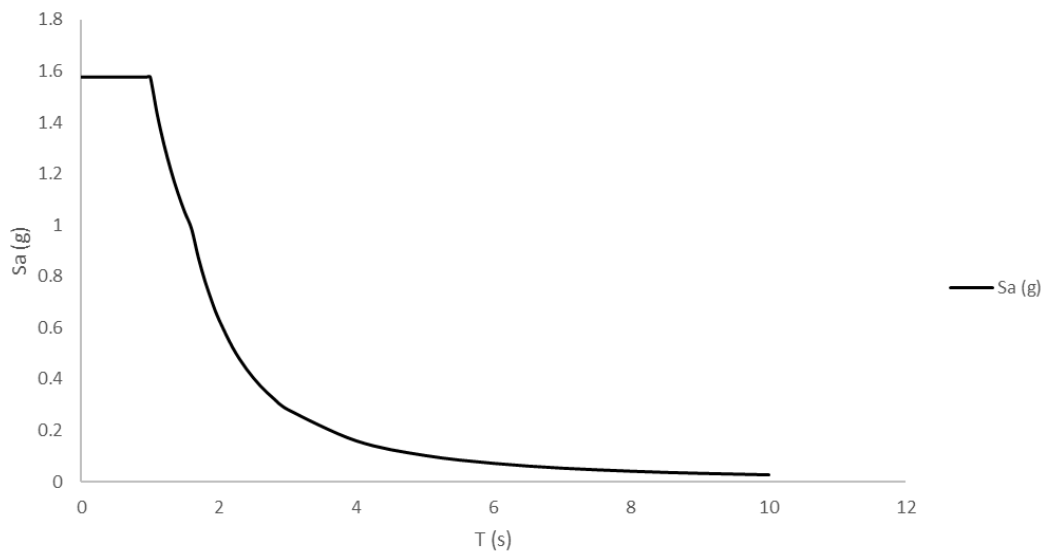
#### 4.02.04 Ajuste espectral de los sismos principales y sismos posteriores al peligro sísmico del área de estudio.

Para esta investigación se ha propuesto relacionar el inicio o punto de partida del registro sísmico de cada análisis dinámico incremental con un nivel de sismo frecuente. Para tal fin, se ha definido primero el espectro elástico de respuesta según la normativa vigente Norma 0.30 Diseño sismorresistente, de acuerdo con los parámetros de sitio del área de estudio.

De esta forma, el espectro de respuesta se define para una probabilidad de aceleración de 10% de ser excedida en 50 años, o un sismo raro según la propuesta de Aguiar (2004).

**Figura 31**

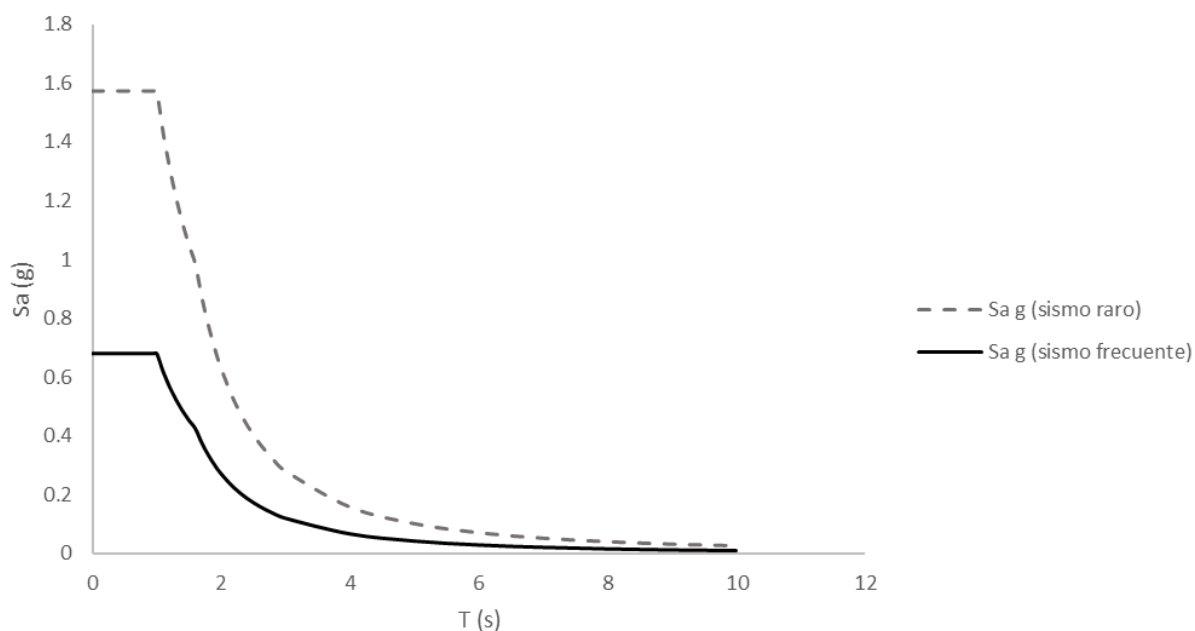
*Espectro de respuesta de sismo raro definido según la norma E030 Diseño Sismoresistente*



Para definir el espectro objetivo de sismo frecuente, se sigue el criterio de Aguiar (2004) y la ecuación (69):

**Figura 32**

*Espectro de respuesta de frecuente definido según los criterios de Aguiar*



Con el espectro objetivo definido, luego se realiza el ajuste espectral a partir de la ecuación (15). Para la validez de las estimaciones, se verifica que el espectro promedio de los registros ajustados cumpla con lo indicado Estándar ASCE-41, es decir que en el rango de periodos entre  $0.2T$  y  $1.5T$  ( $T$ , periodo fundamental) el promedio de los valores espectrales obtenidos para los distintos juegos de registros no sea menor que la ordenada correspondiente al espectro objetivo.

#### **4.02.05 Análisis dinámico incremental**

Para esta investigación se han ejecutado análisis dinámicos incrementales según lo indicado por Cornell y Vamvatsikos (2002). Como parámetro de demanda se ha empleado el desplazamiento de entrepiso (en centímetros) y como medida de intensidad PGA (en g). De acuerdo con el estudio de Hosseinpour y Abdelnaby (2017) emplear el PGA como medida de intensidad para la generación de curvas de fragilidad funciona bien para edificios de hasta 03 pisos.

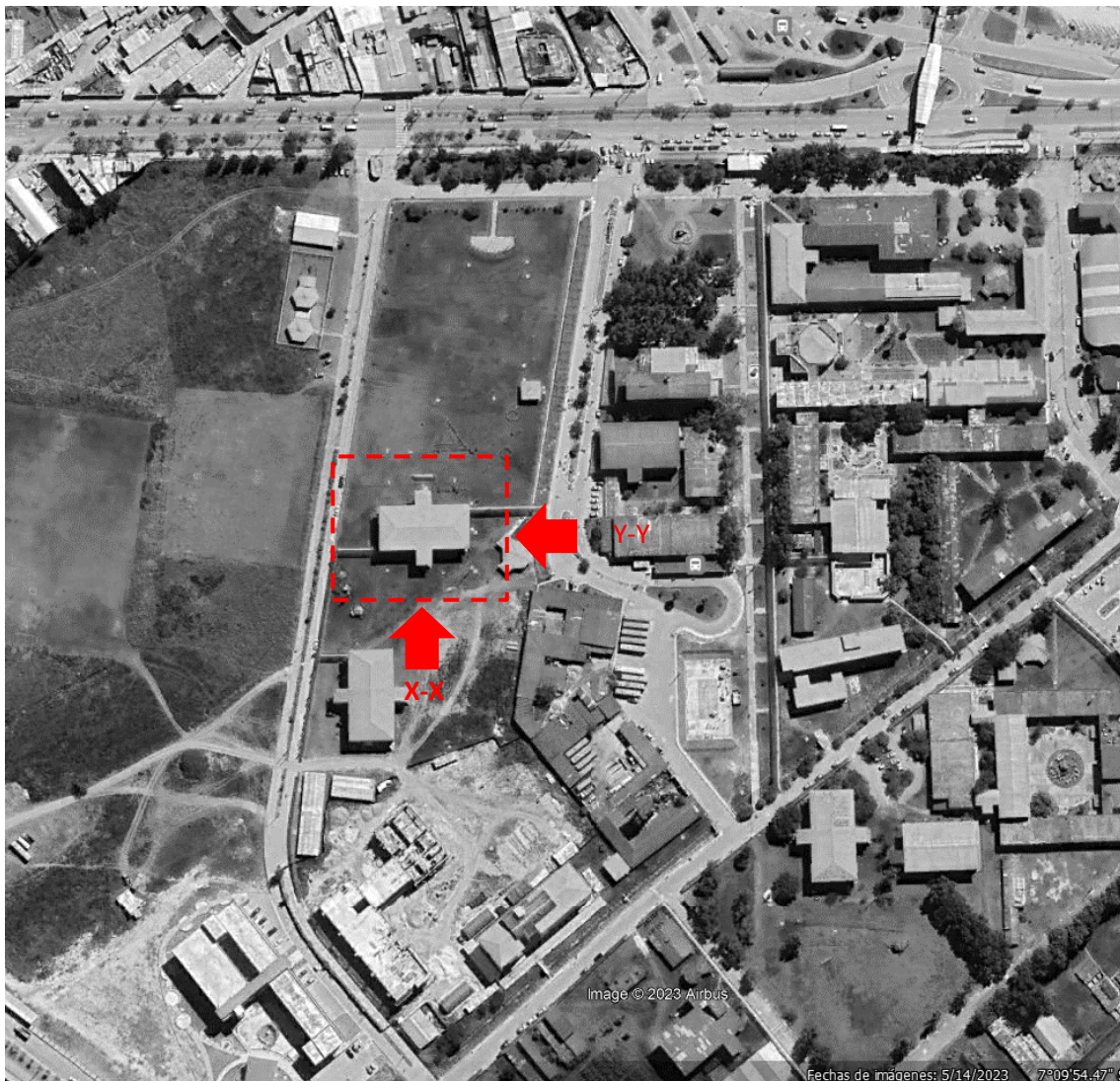
El amortiguamiento fue tomado como 5% del amortiguamiento crítico para todos los modos de vibración, del mismo modo 0.2% de amortiguamiento de Rayleigh fue asignado para asegurar que los modos altos no dominen la respuesta (Al Mamum y Saatciolu 2017). La masa asociada con el peso propio de la estructura, la sobrecarga permanente y la carga viva fueron aplicadas a cada nodo de la estructura.

#### 4.02.05.01 Análisis dinámico incremental con sismos principales

Se han ejecutado análisis dinámicos incrementales para los 07 registros sísmicos principales seleccionados ajustados espectralmente al nivel de peligro sísmico de la zona de estudio. Para cada registro se ha realizado 20 análisis obteniendo un total de 140 análisis. El parámetro de intensidad PGA ha sido escalado, en promedio, en un rango de 0.18g a 0.92g.

**Figura 33**

*Direcciones ortogonales de análisis en edificio 4F*



Fuente: Google Earth (2023).

#### 4.02.05.02 Análisis dinámico incremental con sismos sucesivos

Con los resultados obtenidos de los análisis dinámicos en sismos principales se identifican las intensidades en PGA (g) para las cuales se han alcanzado cada estado

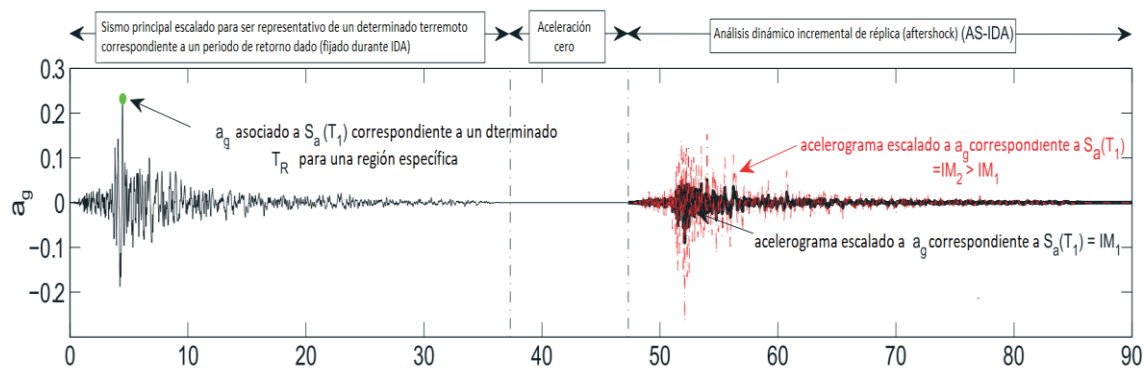
de daño definidos por la curva de capacidad de la edificación en cada dirección de análisis, esto es ND: Totalmente operacional, IO: ocupación inmediata, LS: seguridad de vida y CP: prevención del colapso.

Luego, en cada registro sísmica indicado para el nivel de daño identificado, se conforma la secuencia de sismos adicionándole el registro de la réplica (ajustada espectralmente al nivel de peligro sísmico). Cada registro de sismo posterior es escalado para ejecutar los análisis dinámicos incrementales que permitan asociar las nuevas intensidades con los niveles de daño establecidos.

El proceso en forma esquemática para conformar sismos sucesivos sucesivos es el siguiente:

**Figura 34**

*Esquema de secuencias de sismos sucesivos conformados para análisis dinámico incremental*



Fuente: Gaetani et al. (2017).

#### 4.02.07 Estimación de curvas de fragilidad

A partir de los análisis dinámicos incrementales efectuados en sismos principales y con secuencias de sismos se han construido las curvas de fragilidad a partir de las ecuaciones (24) y (30).

Como parámetro de demanda se ha definido el desplazamiento de entrepiso asociado a los niveles de daño identificados en el análisis estático no lineal. Como parámetro de intensidad (relacionado a la probabilidad de la estimación) se ha escogido el PGA en g correspondiente a cada registro sísmico usado en el análisis.

#### **4.03 MÉTODOS DE INVESTIGACIÓN**

La presente investigación tiene una finalidad descriptiva. La estrategia o enfoque utilizado ha sido cuantitativo, es decir, se cuantificó la respuesta estructural en función a las variables definidas.

#### **4.04 POBLACIÓN, MUESTRA, UNIDAD DE ANÁLISIS Y UNIDAD DE OBSERVACIÓN**

**Población:** Edificios porticados de concreto armado de la Universidad Nacional de Cajamarca.

**Muestra:** Muestreo no probabilístico, intencional. Edificio 4F de la Universidad Nacional de Cajamarca.

**Unidad de análisis:** Infraestructura del edificio 4F de la Universidad Nacional de Cajamarca.

**Unidad de observación:** Probabilidad de daño frente a sismos del edificio 4F de la Universidad Nacional de Cajamarca.

#### **4.05 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN**

##### **4.05.01 Obtención de registros sísmicos**

La elección de la cantidad suficiente de registros sísmicos para estimar la variabilidad de la respuesta sísmica es un punto importante en este tipo de estudios, sobre todo en enfoque analíticos definidos por intervalos de intensidades sísmicas.

De acuerdo con el ASCE 41-17 el número requerido de registros de aceleración para procedimientos dinámicos no lineales en zonas alejadas en más de 5Km al punto de falla es de 3 a 9 registros sísmicos. Por su parte, el reglamento nacional de edificaciones, Norma E.030 Diseño Sismoresistente, aunque no especifica la cantidad de registros para la evaluación de estructuras, sí indica un mínimo de 03 registros sísmicos cada uno con dos componentes ortogonales, para la ejecución de análisis dinámicos complementarios a los métodos especificados de diseño. Por otro lado, el documento FEMA P58 (2018) indica, independientemente de la similitud que tengan los sismos, un mínimo de 07 registros sísmicos debe considerarse para análisis no lineales. Para esta investigación se han empleado 07 registros sísmicos cada uno con un registro de réplica ocurrido posteriormente.

Los 07 registros sísmicos usados en esta investigación fueron empleados por Aguilar (2019) y han sido obtenidos directamente de las bases de datos del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID), la Red Nacional de Acelerógrafos de la Universidad de Chile (REDANIC) y el Centro Sismológico Nacional de la Universidad de Chile (CSN). Es decir, sismos ocurridos a lo largo de la costa de Perú y Chile. El proceso para su obtención ha sido iterativo y se han empleado los siguientes criterios según Aguilar (2019):

- Eventos principales moderados  $M_w > 6$  que representativos de la sismicidad histórica de cada país.
- Profundidad de ruptura  $< 60\text{Km}$  (sismos superficiales)
- Información histórica de registro de réplicas.
- Promedio de aceleración máxima del suelo mayor a  $0.05g$ .
- Los sismos principales y réplicas se han registrado en la misma estación sísmica.
- En sismos que tengan múltiples réplicas se ha seleccionado la de mayor magnitud.

Por otro lado, el ASCE 41-17 también permite la generación de registros artificiales para la ejecución de análisis dinámicos no lineales. Investigaciones como los de Han et al. (2014) desarrollaron una metodología para sintetizar registros de sismos posteriores o réplicas tomando como referencia la información disponible respecto a los registros sísmicos principales y las incertidumbres asociadas. Sus resultados, a partir de sismos artificiales, fueron estadísticamente cercanos a los obtenidos con registros reales.



**Tabla 5***Registros sísmicos seleccionados para esta investigación*

Nº	Nombre	Tipo	Ubicación		Magnitud Mw	Fecha	Hora	Base de datos
			LAT	LONG				
1	Terremoto de Tocopilla	Sismo principal	-22.42	-70.13	7.7	14/11/2007	15:40:48	RENADIC
		Réplica	-23.13	-70.52	6.8	15/11/2007	15:05:57	RENADIC
2	Terremoto de Maule	Sismo principal	-36.29	-73.24	8.8	27/02/2010	03:24:08	RENADIC
		Réplica	-36.29	-73.24	6.1	27/02/2010	07:30:30	RENADIC
3	Terremoto de Iquique	Sismo principal	-19.57	-70.91	8.2	1/04/2014	23:46:45	CSN
		Réplica	-20.52	-70.44	7.6	3/04/2014	02:43:15	CSN
4	Terremoto de Coquimbo	Sismo principal	-31.51	-71.86	8.4	16/09/2015	22:54:28	CSN
		Réplica	-31.62	-71.75	7.1	16/09/2015	22:59:15	CSN
5	Terremoto de Valparaíso	Sismo principal	-33.14	-71.87	7.8	3/03/1985	22:47:07	CESMD
		Réplica	-34.13	-71.62	7.2	9/04/1985	01:56:59	CESMD
6	Terremoto de Lima	Sismo principal	-75.97	-14.44	6.9	28/10/2011	13:54:34	CISMID
		Réplica	-76.05	-14.54	5.8	28/10/2011	18:46:00	CISMID
7	Terremoto de Arequipa	Sismo principal	-18.02	-70.25	4.8	13/07/2005	07:06:08	CISMID
		Réplica	-18.02	-70.25	4.8	13/07/2005	17:41:18	CISMID

*Nota:* La magnitud de los eventos sísmicos se ha homogenizado según las fórmulas empleadas en Bernal et al. (2014):  $M_s = 1.644m_b - 3.753$   $m_b < 5.9$ ,  $M_s = 2.763m_b - 10.301$   $m_b > 5.9$ ,  $M_w = 0.67 M_s + 2.07$   $3.0 < M_s < 6.1$ , y  $M_w = 0.99M_s + 0.08$   $6.2 < M_s < 8.2$ .

#### **4.06 EQUIPOS, MATERIALES E INSUMOS**

##### Recursos humanos

- Tesista
- Docente asesor

##### Materiales

- Libreta de notas
- Planos del expediente del proyecto.
- Reglamento Nacional de edificaciones
- Eurocode 8
- Software Perform 3D

##### Equipos

- Computadora

#### **4.07 MATRIZ DE CONSISTENCIA METODOLÓGICA**

**Tabla 6**

*Matriz de consistencia metodológica del proyecto*

Formulación del problema	Objetivos	Hipótesis	Variables	Dimensiones	Indicadores	Fuente de datos	Metodología	Población /Muestra
¿Cuál es el efecto de sismos sucesivos en la estimación de probabilidad de daño por medio de curvas de fragilidad para el edificio 4F de la Universidad Nacional de Cajamarca?	Realizar el ajuste espectral de los sismos seleccionados, para representar el nivel de peligro sísmico del área de estudio.	Las curvas de fragilidad generadas a partir de sismos sucesivos en el edificio 4F de la Universidad Nacional de Cajamarca, muestran mayor probabilidad de daño para un mismo PGA, respecto a curvas de fragilidad a partir de un sismo único.	Configuración estructural del edificio 4F	-	Mediciones	Edificio existente	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Identificación de las características geométricas, características de los materiales y detallado de la edificación en estudio</li> <li>2. Desarrollo del modelo de análisis en el software PERFORM 3D</li> <li>3. Definición de los límites de desempeño para describir las condiciones de daño de la edificación en términos de la deriva máxima de entrepiso.</li> <li>4. Definición y ajuste espectral de los registros sísmicos seleccionados al nivel de peligro sísmico seleccionado.</li> <li>5. Análisis dinámico incremental.</li> <li>5. Análisis dinámico incremental con umbrales de daño definidos y configuración de sismos sucesivos.</li> <li>6. Cálculo de curvas de fragilidad. Se estiman de acuerdo a las ecuaciones presentadas para sismos únicos y secuencias de sismos.</li> </ol>	Edificio 4F
	Estimar la curva de capacidad del edificio 4F y sus estados límite.		Sismos sucesivos	Tiempo	Duración Aceleración	Bases de datos de registros sísmicos		
	Estimar curvas de probabilidad de daño producido por sismos sucesivos en el edificio 4F de la Universidad Nacional de Cajamarca.		Probabilidad de daño	%	Desplazamientos	Cálculo estructural		

**CAPÍTULO V**  
**RESULTADOS Y DISCUSIÓN**

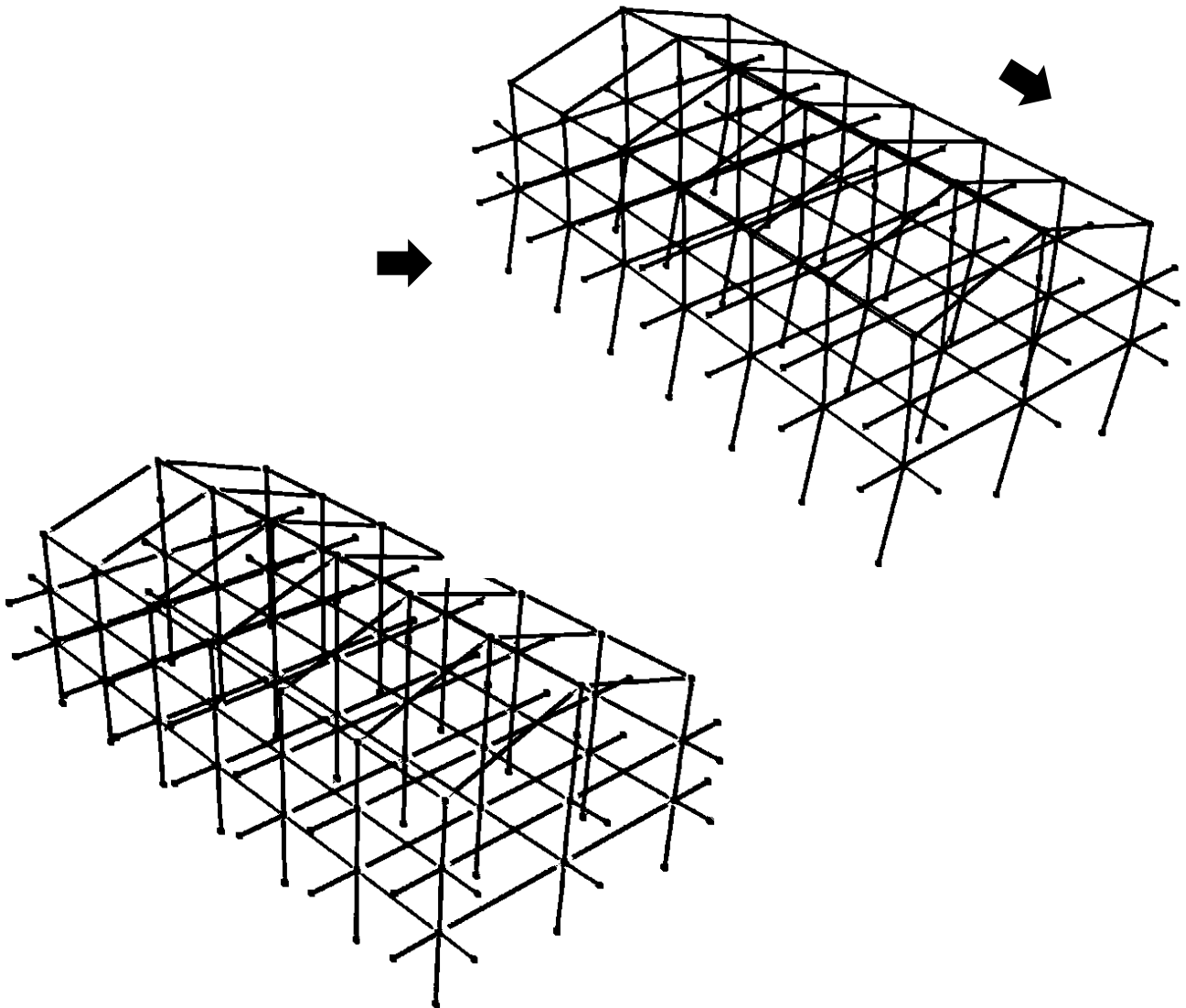
**5.01 PRESENTACIÓN DE RESULTADOS**

**5.01.01 Modelo de análisis en Perform 3D**

A partir de las características geométricas y de los modelos matemáticos para definir los elementos estructurales se ha ejecutado el modelo de análisis en Perform 3D:

**Figura 35**

*Modelo de análisis en Perform 3D y deformación para el sismo de Arequipa 2001*



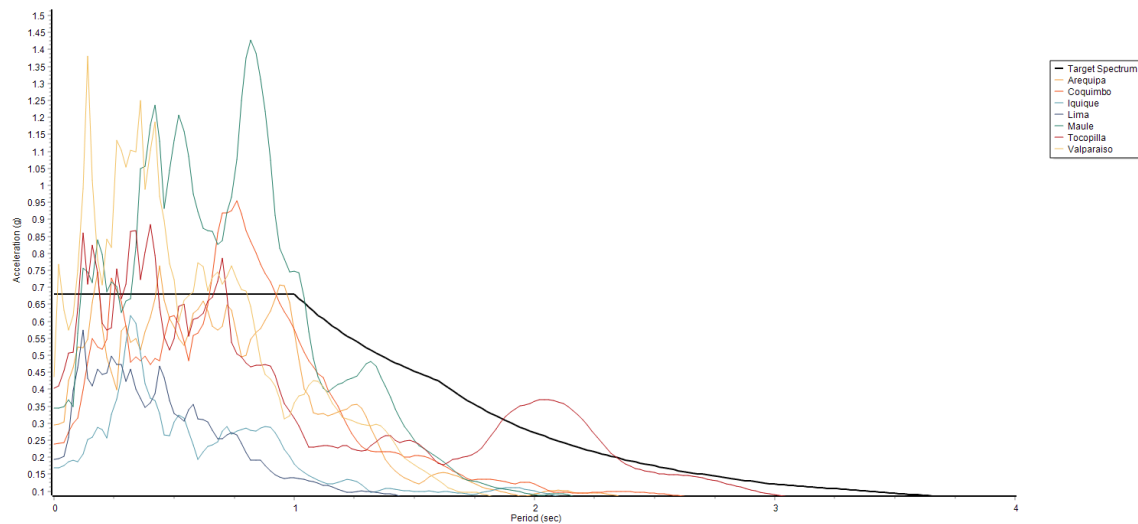
### 5.01.01 Ajuste espectral de sismos principales

El conjunto de los siete sismos seleccionados en la Tabla 05 se han escalado al nivel de peligro sísmico frecuente. Para tal fin, se ha usado el software Seismomatch mediante el método de ajuste espectral a partir del algoritmo de Atik y Abrahamson (2010). La caracterización del peligro sísmico en la zona de estudio se ha realizado a partir de la norma E.060 Diseño sismorresistente visto en el apartado anterior.

#### 5.01.01.01 Ajuste espectral dirección X-X

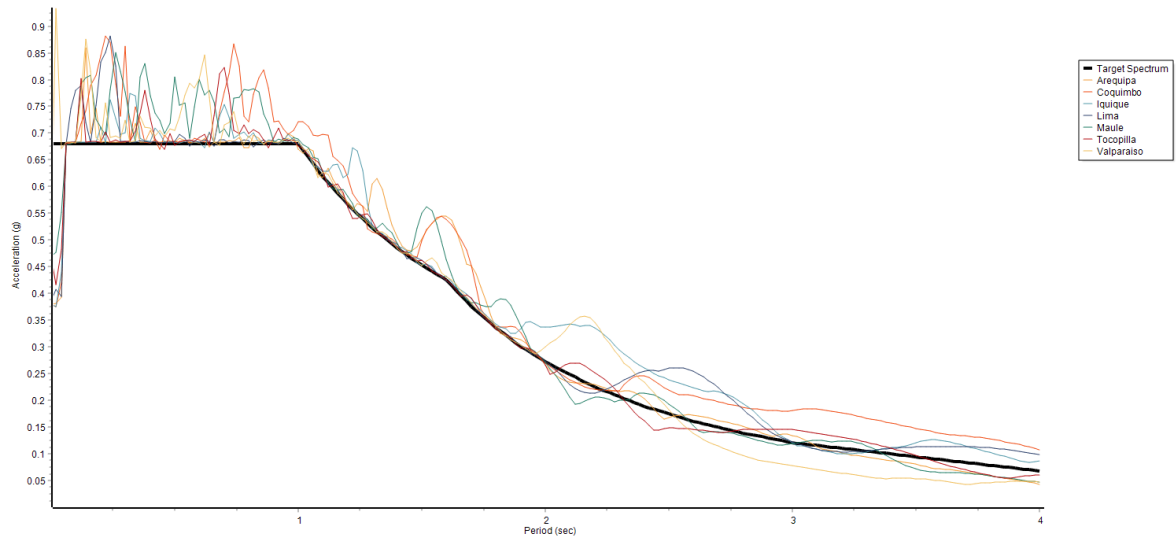
**Figura 36**

*Dirección X-X. Comparación de los espectros de respuesta de cada registro sísmico seleccionado con el espectro objetivo (sismo frecuente)*



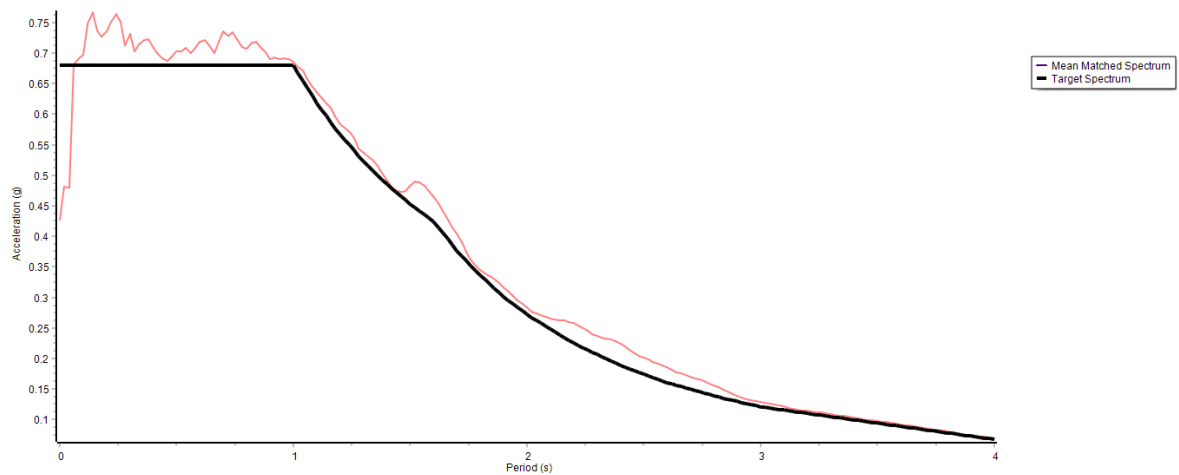
**Figura 37**

*Dirección X-X. Espectros de respuesta de los registros sísmicos ajustados espectralmente al espectro objetivo (sismo frecuente)*



**Figura 38**

*Dirección X-X. Sismo promedio ajustados espectralmente al nivel de peligro sísmico de sismo raro*

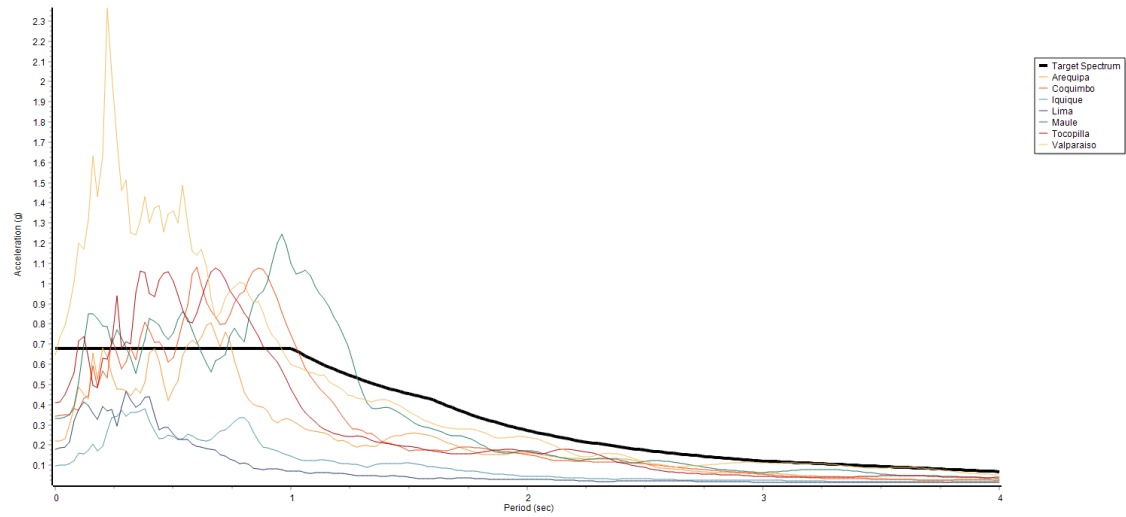


**5.01.01.01 Ajuste espectral dirección Y-Y**

**Dirección Y-Y**

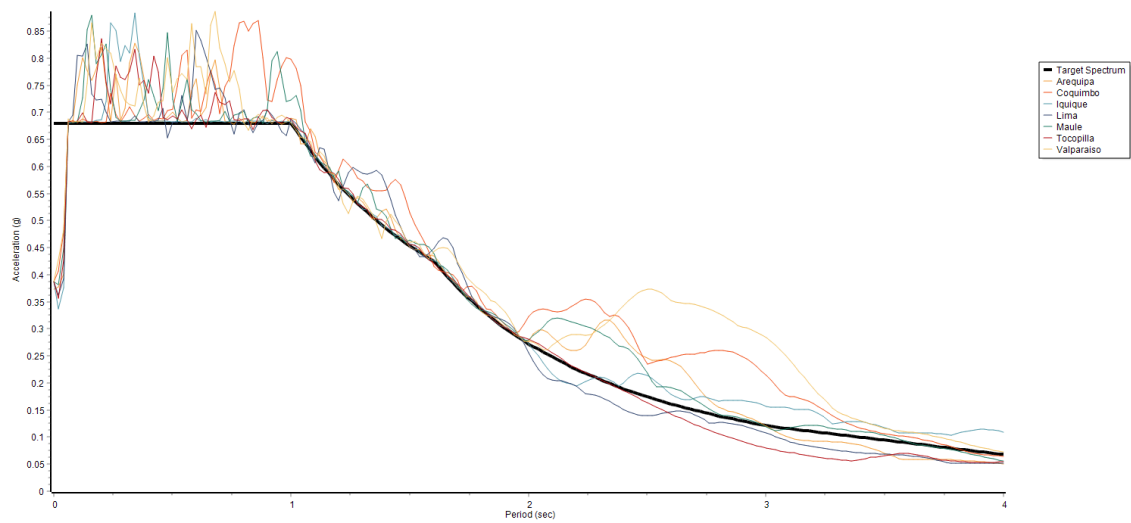
**Figura 39**

*Dirección Y-Y. Comparación de los espectros de respuesta de cada registro sísmico seleccionado con el espectro objetivo (sismo frecuente)*



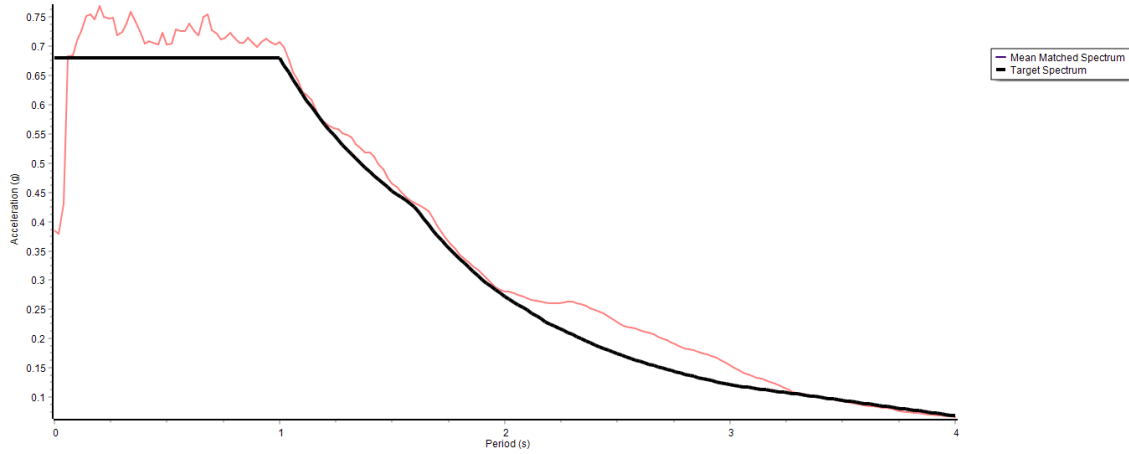
**Figura 40**

*Dirección Y-Y. Espectros de respuesta de los registros sísmicos ajustados espectralmente al espectro objetivo (sismo frecuente)*



**Figura 41**

*Dirección Y-Y. Sismo promedio ajustados espectralmente al nivel de peligro sísmico de sismo raro.*

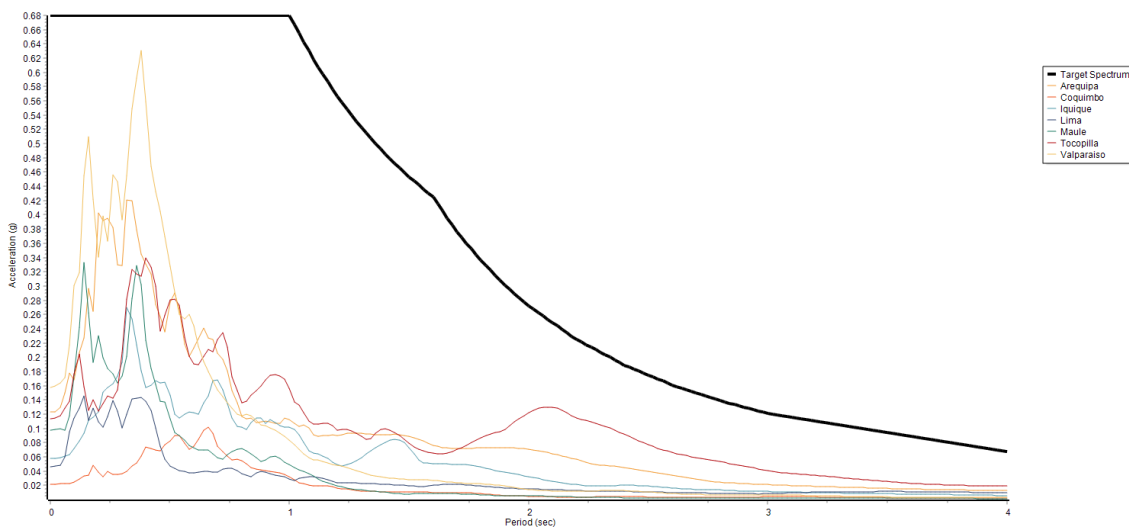


**5.01.02 Ajuste espectral sismos sucesivos o réplicas**

De igual forma que con los sismos principales, los sismos posteriores (réplicas) identificados para cada sismo principal han sido ajustados espectralmente para representar el peligro sísmico del área de estudio.

**Figura 42**

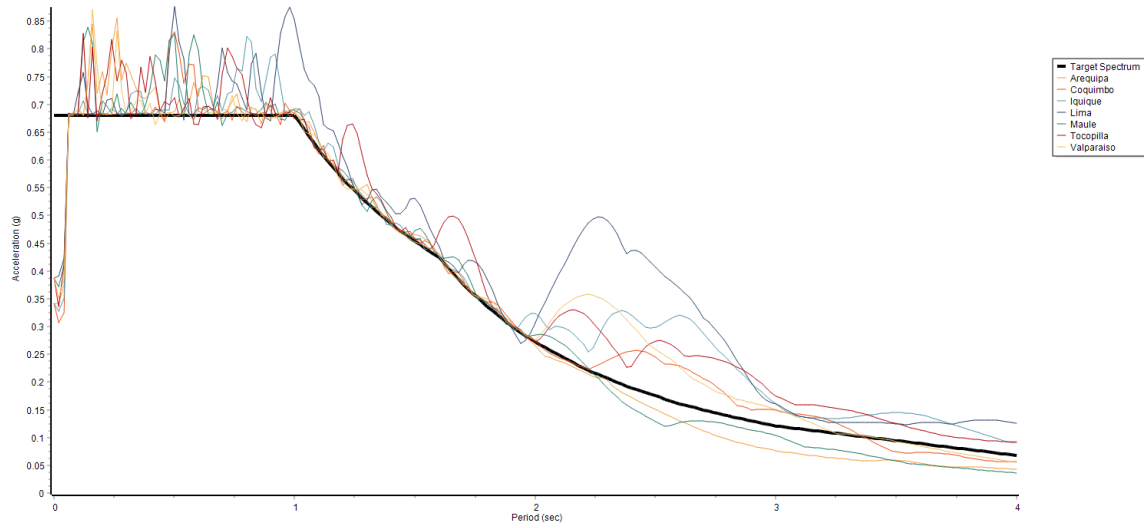
*Dirección X-X. Comparación de los espectros de respuesta de cada registro sísmico seleccionado (sismo posterior) con el espectro objetivo (sismo frecuente)*



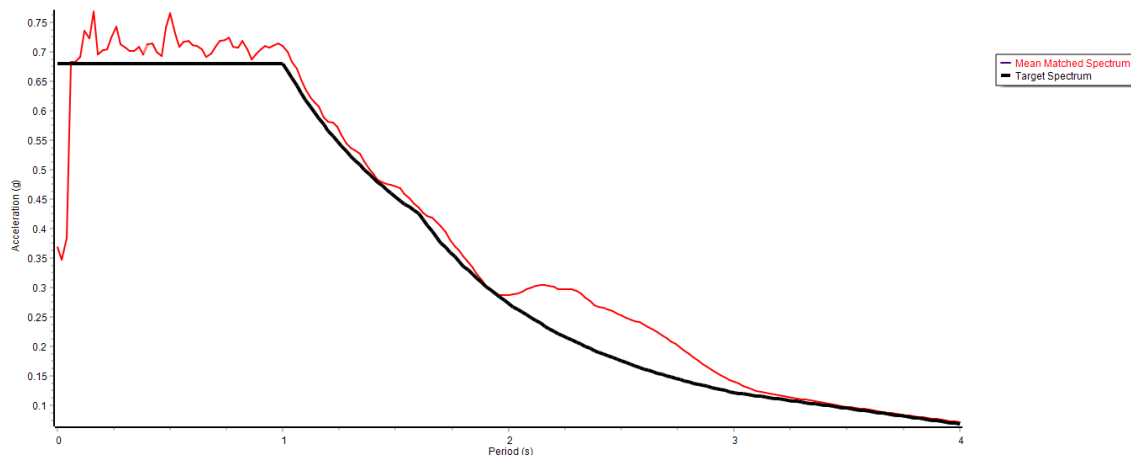


**Figura 43**

*Dirección X-X. Espectros de respuesta de los registros sísmicos (sismos posteriores) ajustados espectralmente al espectro objetivo (sismo frecuente)*

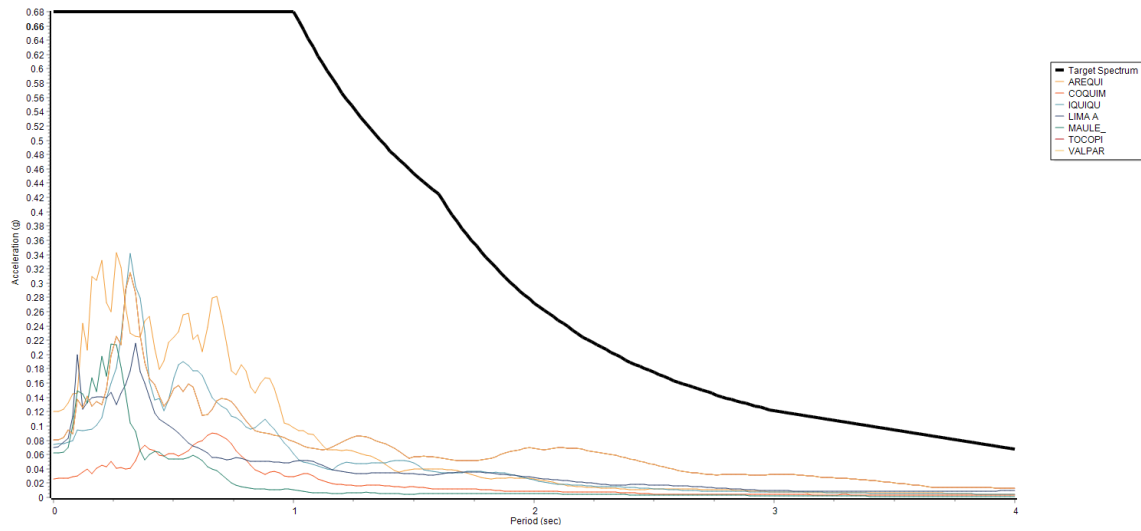


**Figura 44** *Dirección X-X. Sismo promedio (sismos posteriores) ajustados espectralmente al nivel de peligro sísmico de sismo raro.*



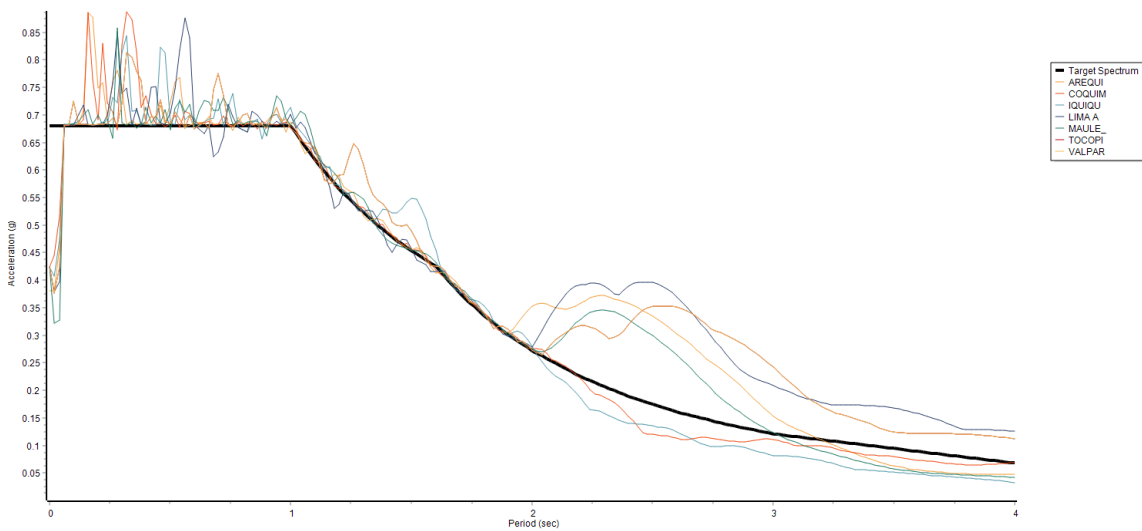
**Figura 45**

*Dirección Y-Y. Comparación de los espectros de respuesta de cada registro sísmico seleccionado (sismo posterior) con el espectro objetivo (sismo frecuente)*



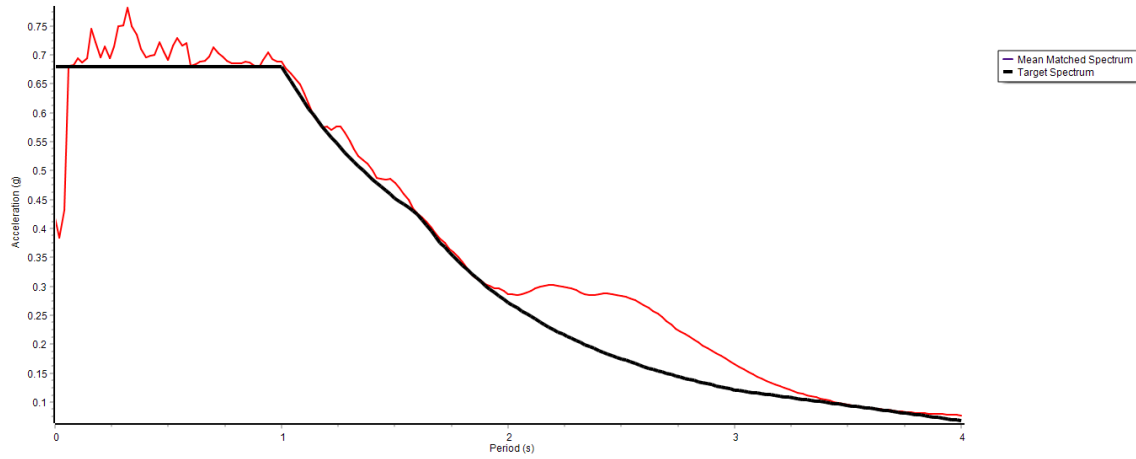
**Figura 46**

*Dirección Y-Y. Espectros de respuesta de los registros sísmicos (sismos posteriores) ajustados espectralmente al espectro objetivo (sismo frecuente)*



**Figura 47:**

*Dirección Y-Y. Sismo promedio (sismos posteriores) ajustados espectralmente al nivel de peligro sísmico de sismo raro.*

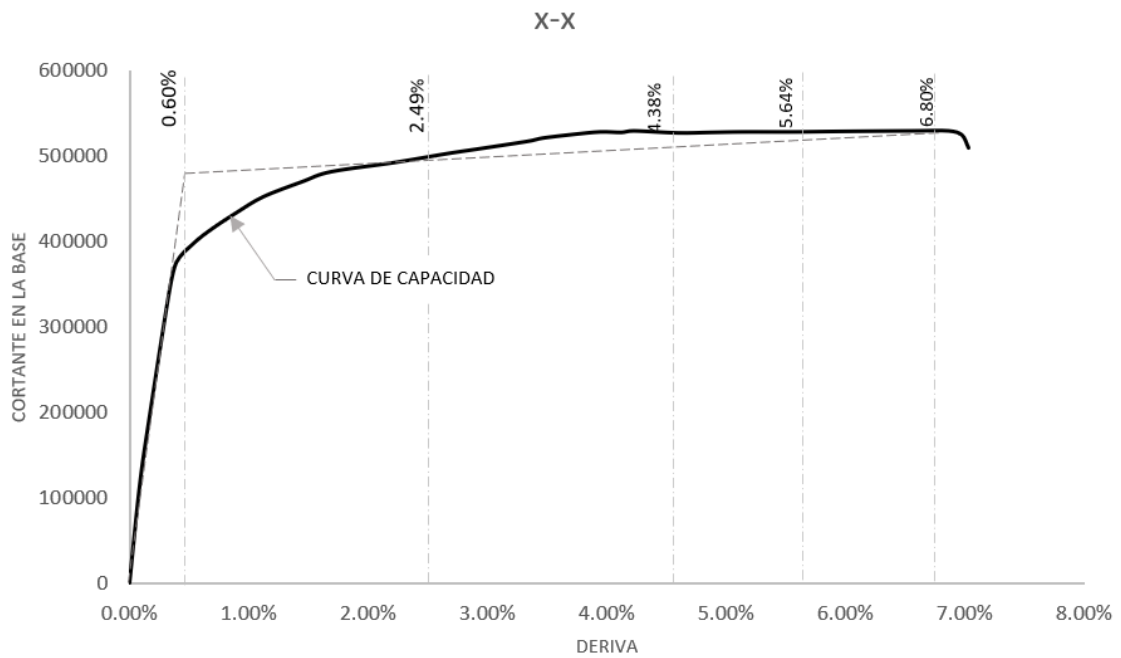


### 5.01.03 Curva de capacidad de edificio 4F y estados límite

Por medio de un análisis estático no lineal se han identificado los estados límite del edificio 4F. En la dirección X-X, la sectorización se muestra a continuación:

**Figura 48**

*Sectorización de curva de capacidad para edificio 4F en la dirección X-X*



A partir del gráfico, los estados límite para esta dirección X-X son los siguientes:

**Tabla 7**

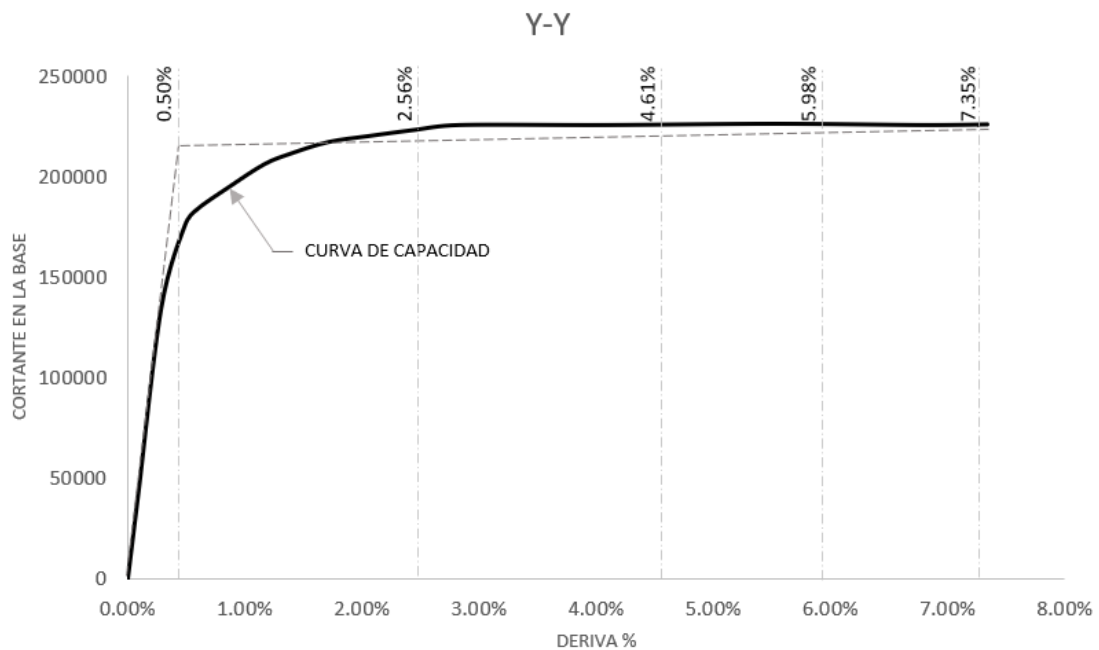
*Dirección X-X. Estados límite de desplazamiento en Edificio 4F*

<b>Estado Límite</b>	<b>Deriva</b>
Totalmente operacional (ND)	0.60%
Ocupación inmediata (IO)	2.49%
Seguridad de vida (LS)	4.38%
Prevención del colapso (CP)	5.64%
Colapso	6.80%

De igual forma, se muestra el gráfico obtenido para la sectorización de la curva de capacidad en la dirección Y-Y:

**Figura 49**

*Sectorización de curva de capacidad para edificio 4F en la dirección Y-Y*



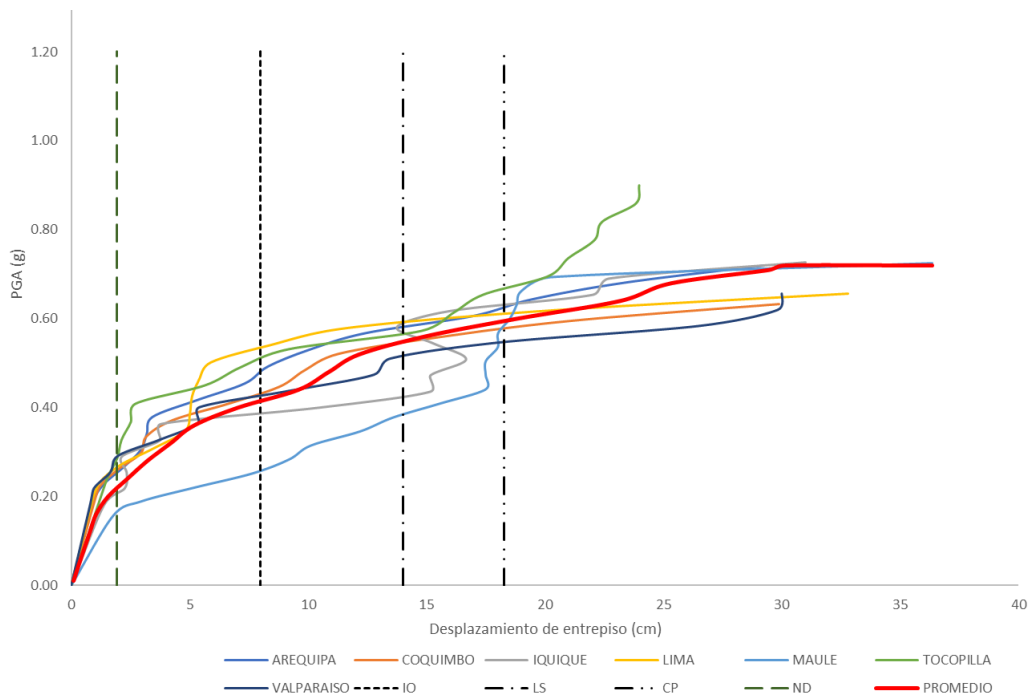
A partir del gráfico, los estados límite para esta dirección X-X son los siguientes:

**Tabla 8***Dirección Y-Y. Estados límite de desplazamiento en Edificio 4F*

Estado Límite	Deriva
Totalmente operacional (ND)	0.50%
Ocupación inmediata (IO)	2.56%
Seguridad de vida (LS)	4.61%
Prevención del colapso (CP)	5.98%
Colapso	7.35%

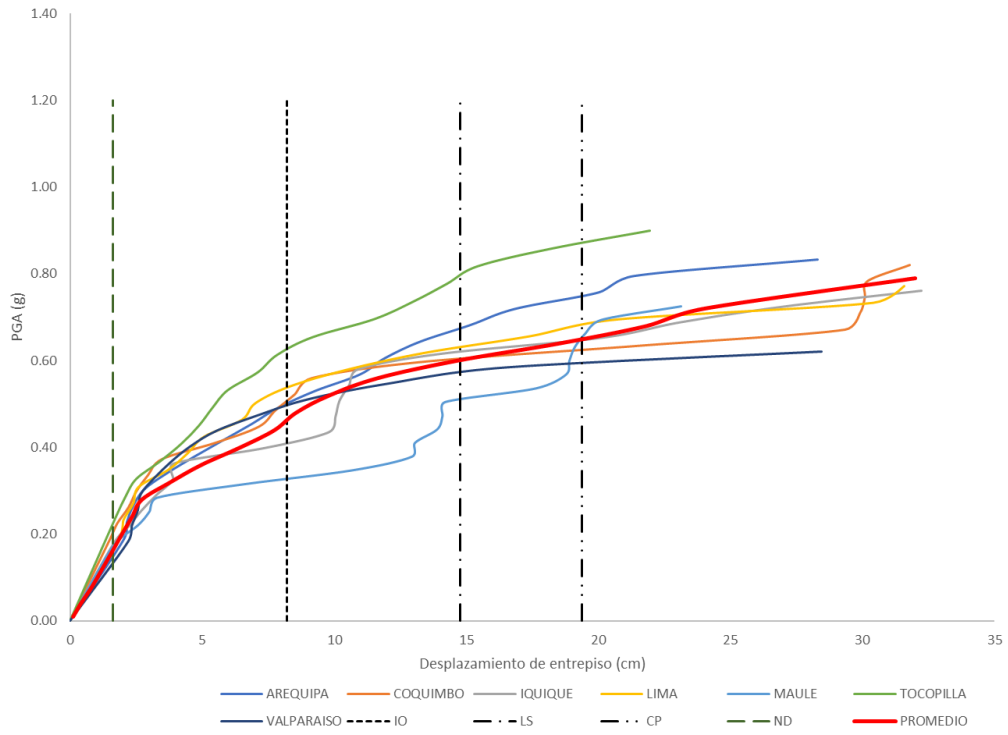
**5.01.04 Análisis dinámico incremental con sismos principales****Figura 50**

Resultados de análisis dinámico incremental (dirección X-X). Se grafican los estados límite en función del desplazamiento de entrepiso.



**Figura 51**

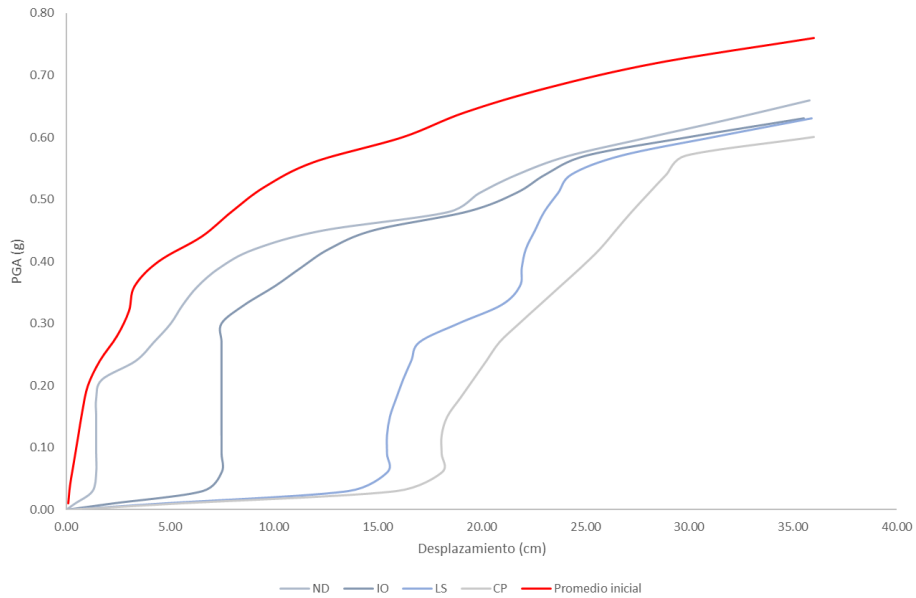
Resultados de análisis dinámico incremental (dirección Y-Y). Se grafican los estados límite en función del desplazamiento de entrepiso.



### 5.01.05 Análisis dinámico incremental con sismos posteriores

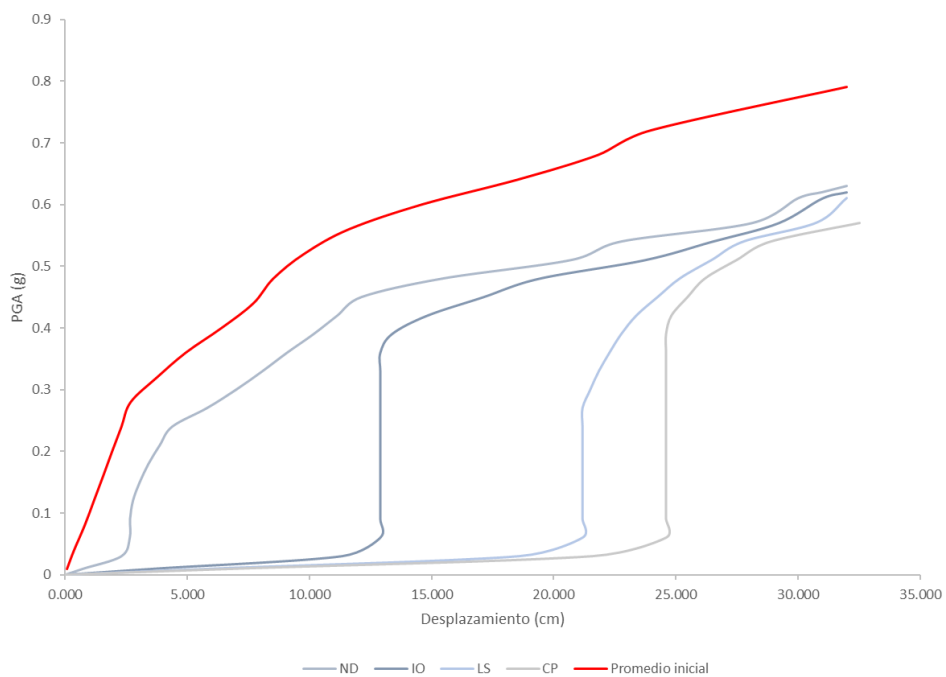
**Figura 52**

Resultados promedio de análisis dinámico incremental (dirección X-X) bajo condiciones iniciales de daño en la estructura (estados límite) ND: Totalmente operacional, IO: ocupación inmediata, LS: seguridad de vida y CP: Prevención del colapso



**Figura 53**

Resultados promedio de análisis dinámico incremental (dirección Y-Y) bajo condiciones iniciales de daño en la estructura (estados límite) ND: Totalmente operacional, IO: ocupación inmediata, LS: seguridad de vida y CP: Prevención del colapso

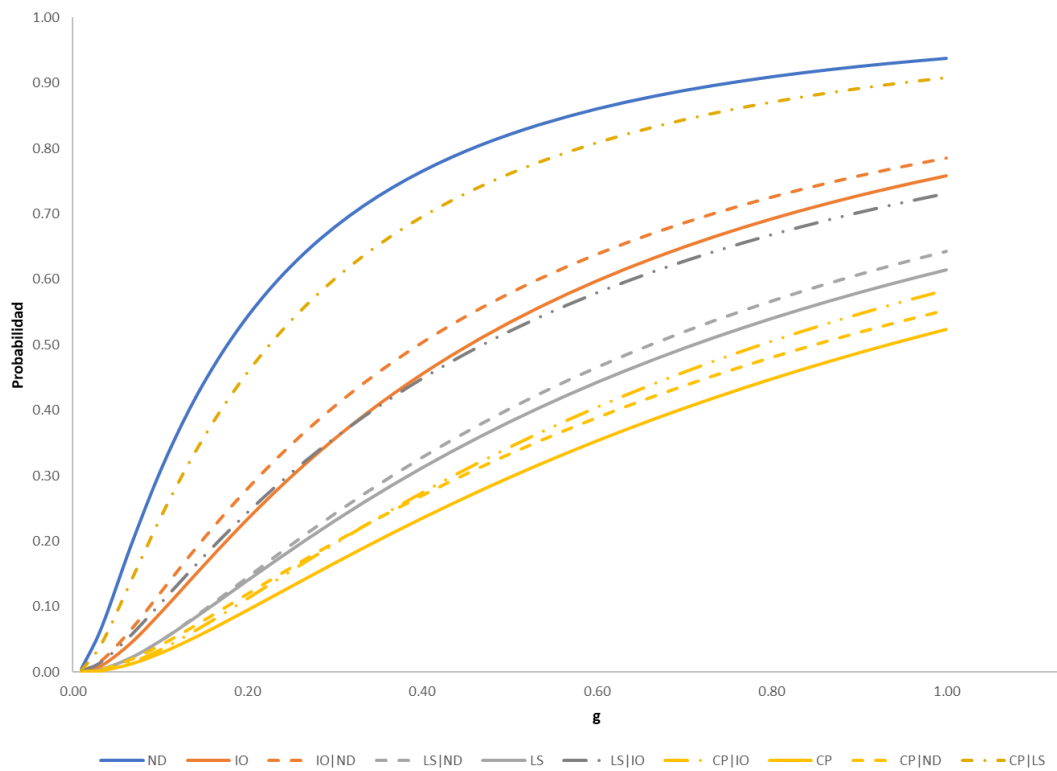


### 5.01.03 Curvas de fragilidad para edificio 4F

A partir de los resultados anteriores se ha estimado las curvas de fragilidad para el edificio 4F en las direcciones X-X y Y-Y a partir de las ecuaciones (24) y (30) presentadas en el marco teórico:

**Figura 54**

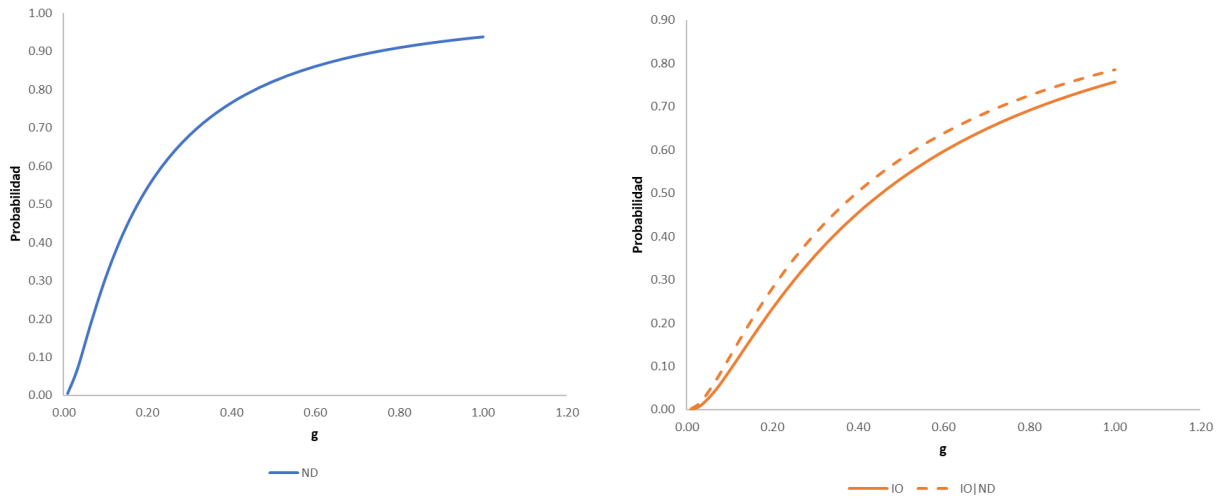
*Dirección X-X. Curvas de fragilidad para los diferentes estados límite ND: Totalmente operacional, IO: Ocupación inmediata, LS: Seguridad de vida y CP: Prevención del colapso. Además, se muestran los resultados obtenidos para sismos sucesivos (probabilidad condicional)*





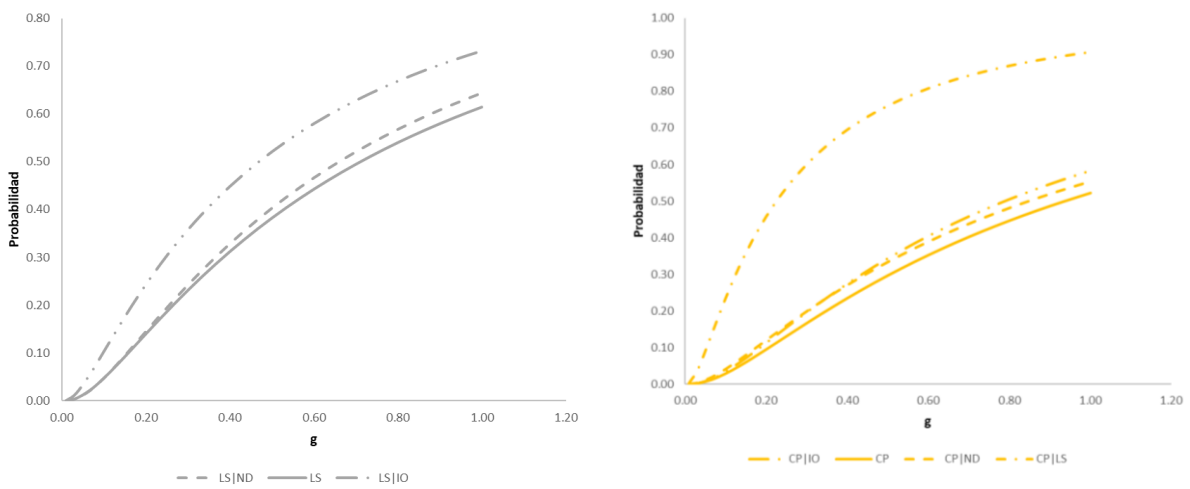
### Figura 55

Dirección X-X. Desglose de curvas de fragilidad para los estados límite ND: Totalmente operacional e IO: Ocupación inmediata. Además, se muestran los resultados obtenidos para sismos sucesivos (probabilidad condicional) IO|ND: Ocupación inmediata dado que Totalmente operacional



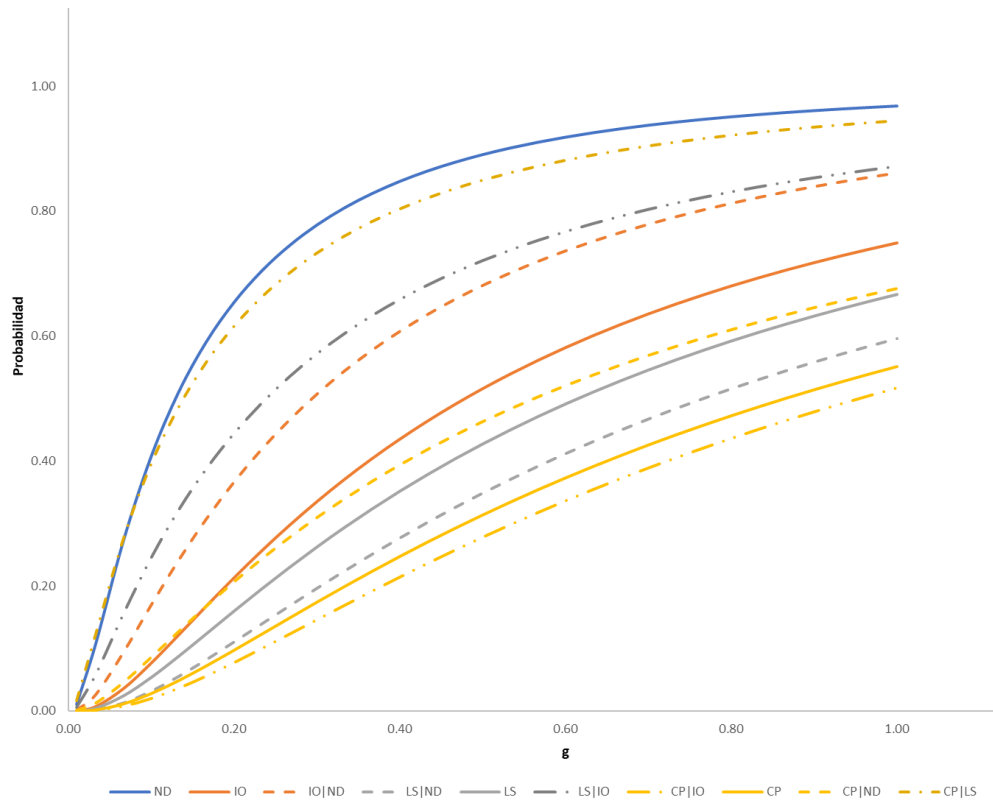
**Figura 56**

*Dirección X-X. Desglose de curvas de fragilidad para los estados límite LS: Seguridad de vida y CP: Prevención del colapso. Además, se muestran los resultados obtenidos para sismos sucesivos (probabilidad condicional) LS|ND: Seguridad de vida dado que totalmente operacional, LS|IO: Seguridad de vida dado que ocupación inmediata, CP|ND: Prevención del colapso dado que totalmente operacional, CP|IO: Prevención del colapso dado que ocupación inmediata y CP|LS: Prevención del colapso dado que seguridad de vida.*



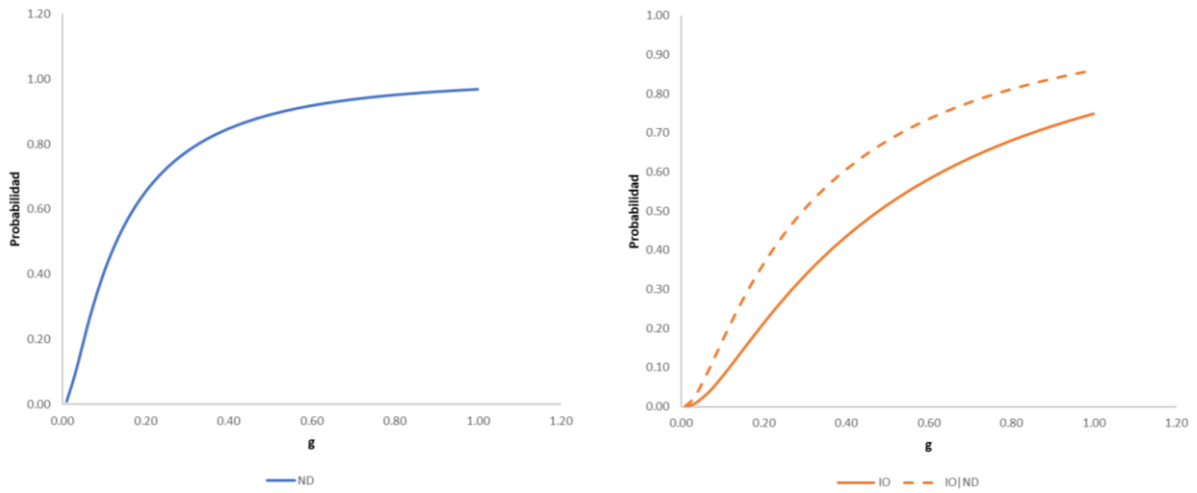
**Figura 57**

*Dirección Y-Y. Curvas de fragilidad para los diferentes estados límite ND: Totalmente operacional, IO: Ocupación inmediata, LS: Seguridad de vida y CP: Prevención del colapso. Además, se muestran los resultados obtenidos para sismos sucesivos (probabilidad condicional)*



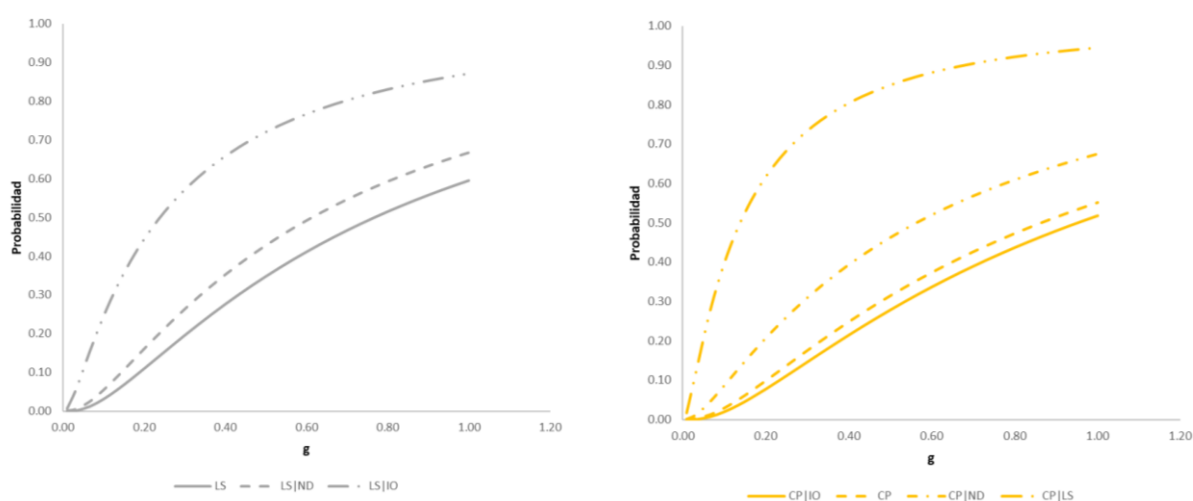
### Figura 58

*Dirección Y-Y. Desglose de curvas de fragilidad para los estados límite ND: Totalmente operacional e IO: Ocupación inmediata. Además, se muestran los resultados obtenidos para sismos sucesivos (probabilidad condicional) IO|ND: Ocupación inmediata dado que Totalmente operacional*



**Figura 59**

*Dirección Y-Y. Desglose de curvas de fragilidad para los estados límite LS: Seguridad de vida y CP: Prevención del colapso. Además, se muestran los resultados obtenidos para sismos sucesivos (probabilidad condicional) LS|ND: Seguridad de vida dado que totalmente operacional, LS|IO: Seguridad de vida dado que ocupación inmediata, CP|ND: Prevención del colapso dado que totalmente operacional, CP|IO: Prevención del colapso dado que ocupación inmediata y CP|LS: Prevención del colapso dado que seguridad de vida.*



## 5.02 ANÁLISIS, INTERPRETACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

### 5.02.01 Ajuste espectral de sismos a peligro sísmico

Las figuras 36,37 y 38 corresponden al proceso de ajuste espectral de los sismos seleccionados en la dirección X-X para escalarlos al nivel de peligro sísmico de un sismo “frecuente” en la zona de estudio. De acuerdo con lo indicado en el apartado **4.02.04**, el espectro de respuesta obtenido para cada sismo es congruente con el espectro de respuesta objetivo.

Las figuras 39,40 y 41 corresponden al proceso de ajuste espectral de los sismos seleccionados en la dirección Y-Y para escalarlos al nivel de peligro sísmico de un sismo “frecuente” en la zona de estudio. De acuerdo con lo indicado en el apartado **4.02.04**, el espectro de respuesta obtenido para cada sismo es congruente con el espectro de respuesta objetivo.

Las figuras 42,43 y 44 corresponden al proceso de ajuste espectral de los sismos sucesivos (réplicas) seleccionados en la dirección X-X para escalarlos al nivel de peligro sísmico de un “frecuente” en la zona de estudio. De acuerdo con lo indicado en el apartado **4.02.04**, el espectro de respuesta obtenido para cada sismo es congruente con el espectro de respuesta objetivo.

Las figuras 45,46 y 47 corresponden al proceso de ajuste espectral de los sismos sucesivos (réplicas) seleccionados en la dirección Y-Y para escalarlos al nivel de peligro sísmico de un “frecuente” en la zona de estudio. De acuerdo con lo indicado en el apartado **4.02.04**, el espectro de respuesta obtenido para cada sismo es congruente con el espectro de respuesta objetivo.

#### **5.02.02 Curva de capacidad de edificio 4F**

La figura 48 muestra la sectorización de la curva de capacidad obtenida en la dirección X-X para el edificio 4F mediante análisis estático no lineal (pushover) siguiendo lo indicado en el apartado **4.02.03**. Esta curva muestra la cortante basal alcanzada por la edificación en la dirección X-X de análisis, para un rango incremental de valores deriva de entrepiso. En la Tabla 07 se presentan los estados de daño obtenidos, en términos de deriva de entrepiso, antes de alcanzar el colapso, siendo estos: totalmente operacional (0.60%), ocupación inmediata (2.49%), seguridad de vida (4.38%), prevención del colapso (5.64%) y colapso (6.80%).

La figura 49 muestra la sectorización de la curva de capacidad obtenida en la dirección Y-Y para el edificio 4F mediante análisis estático no lineal (pushover) siguiendo lo indicado en el apartado **4.02.03**. Esta curva muestra la cortante basal alcanzada por la edificación en la dirección X-X de análisis, para un rango incremental de valores deriva de entrepiso. En la Tabla 08 se presentan los estados de daño obtenidos antes de alcanzar el colapso, siendo estos: totalmente operacional (0.50%), ocupación inmediata (2.56%), seguridad de vida (4.61%), prevención del colapso (5.98%) y colapso (7.35%).

Estos valores serán los parámetros de entrada para las estimaciones de fragilidad en sismos sucesivos a partir de estados de daño iniciales (probabilidad condicional) según con la ecuación (30).

#### **5.02.03 Análisis dinámico incremental con sismos principales**

Las figuras 50 y 51 muestran las curvas (IDA) obtenidas a partir de los análisis dinámicos incrementales efectuados en el edificio 4F en las direcciones X-X y Y-Y

respectivamente. Los gráficos muestran la relación del desplazamiento de entrepiso (cm) vs PGA (g) para los siete registros sísmicos seleccionados tomados en el nodo de control del tercer entrepiso.

En ambas direcciones se aprecia un comportamiento inicial elástico con una relación directa entre PGA y desplazamiento, hasta aproximadamente 5cm; y luego un desarrollo inelástico que evidencia el comportamiento no lineal de la estructura y su posterior pérdida de capacidad. Los desplazamientos máximos alcanzados en promedio son de 36cm en la dirección X-X y 33cm en la dirección Y-Y. Se observa, además, que el rango inelástico de las dos direcciones de análisis supera el estado límite de prevención del colapso establecido a partir del análisis estático no lineal y discutido en el apartado anterior.

#### **5.02.04 Análisis dinámico incremental con sismos posteriores**

Las figuras 52 y 53 muestran las curvas (IDA) promedio obtenidas a partir de los análisis dinámicos incrementales efectuados en el edificio 4F en las direcciones X-X y Y-Y respectivamente. Los gráficos exponen la relación promedio del desplazamiento de entrepiso (cm) vs PGA (g) para condiciones iniciales de daño tomadas en los estados límite definidos en el apartado **5.02.02**. Se observa que las curvas se van desplazando hacia la derecha conforme las condiciones iniciales cambian desde ND: Totalmente operacional hasta CP: prevención del colapso, esto es, mayores desplazamientos para un mismo PGA a medida que el estado límite inicial se acerca al colapso.

Estos resultados evidencian que la acumulación del daño en el edificio 4F producido por un sismo inicial lo hace más susceptible a sufrir mayores desplazamientos al soportar posteriormente un sismo sucesivo o réplica.

#### **5.02.05 Curvas de fragilidad para edificio 4F**

De acuerdo con las figuras 54 y 57, se muestra los resultados obtenidos para la estimación de curvas de fragilidad en la dirección X-X y Y-Y respectivamente en el edificio 4F. Se aprecia en líneas continuas las curvas de fragilidad iniciales, y en líneas discontinuas las curvas de fragilidad condicionales, para los estados límite ND: Totalmente operacional, IO: Ocupación inmediata, LS: seguridad de vida y CP: prevención del colapso.

Estas curvas relacionan la intensidad sísmica (descrita en términos de PGA del registro sísmico) y la probabilidad de alcanzar el nivel o estado de daño indicado. Como se observa en los gráficos, mientras mayor sea el desplazamiento necesario para

alcanzar el estado límite definido en el apartado **5.02.02**, menor es la probabilidad de alcanzarlo para un mismo PGA. Estas curvas corresponderían a un sismo único, es decir, bajo condiciones de daño inicial nulo.

Sin embargo, en las mismas figuras 54 y 57 se aprecia, en líneas discontinuas, las curvas de fragilidad obtenidas para condiciones de daño establecidas, es decir para sismos posteriores. En ambas figuras es notable el cambio de forma que tienen las curvas de fragilidad cuando son estimadas a partir de una condición de daño establecida (o un sismo posterior), ocurre un desplazamiento vertical según se muestra en la figura 60, indicando mayor probabilidad de daño para un mismo PGA.

En las figuras 55 y 56, 58 y 59 se muestra el desglose de las curvas de fragilidad obtenidas para niveles establecidos de daño las direcciones X-X y Y-Y. Las curvas punteadas muestran (según la leyenda) la condición de daño inicial para cada caso y comprueban un cambio en su forma respecto a la curva inicial. De esta manera, este cambio en la forma de la curva de fragilidad evidencia un incremento de la probabilidad de daño para un mismo valor de aceleración PGA. Esto es, dado un estado límite inicial alcanzado por un sismo principal único, un sismo posterior tiene mayor probabilidad de alcanzar el siguiente estado límite que si fuera un único sismo. El esquema de lo descrito se muestra en la figura 60





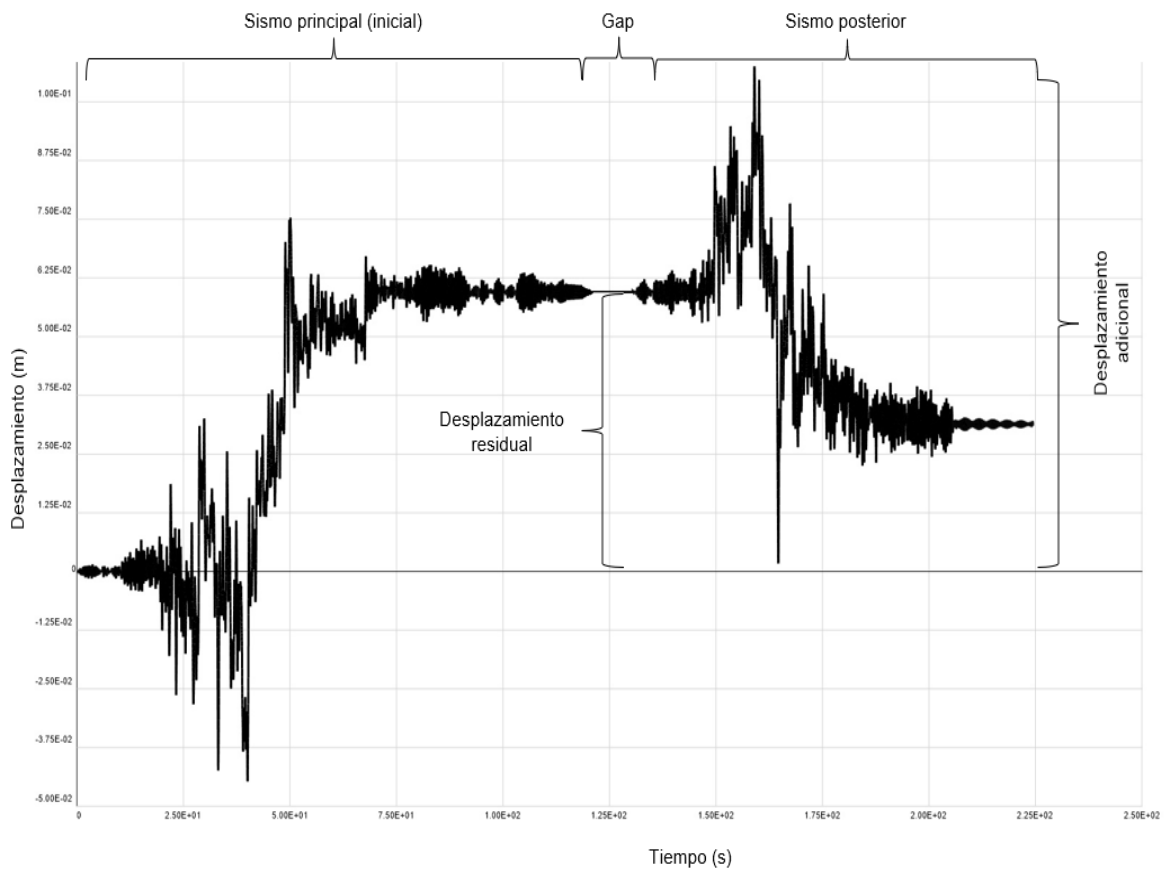
**Tabla 10**

*Dirección Y-Y. Incremento en probabilidad de daño para niveles de daño posteriores a un daño inicial (sismo posterior a un sismo inicial)*

	ND	IO	LS	CP
ND		17%	7%	4%
IO			36%	18%
LS				59%
CP				

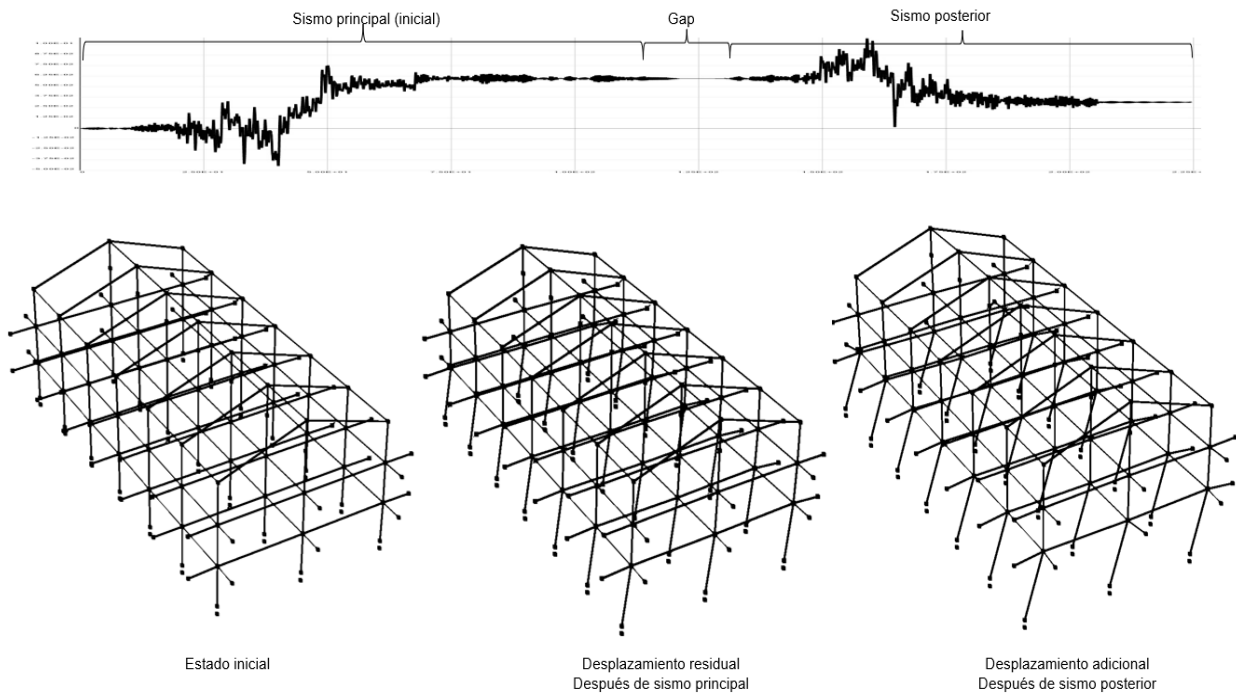
**Figura 61**

*Análisis dinámico incremental con sismos posteriores. Desplazamiento residual evidenciado en uno de los nodos del primer entrepiso del edificio 4F para la secuencia de sismos sucesivos de Arequipa 2001.*



## Figura 62

*Esquema gráfico del comportamiento del edificio 4F respecto a un sismo principal y la ocurrencia de un sismo posterior*



El incremento de la probabilidad de alcanzar cierto estado límite para un mismo PGA, en sismos posteriores, está relacionado a la acumulación del daño que asume la estructura y esta a su vez con el desplazamiento residual que queda como resultado del primer sismo.

Esto se muestra en la figura 61 y 62 con resultados gráficos del desplazamiento vs el tiempo, de uno de los registros ejecutados para efectos del análisis dinámico incremental efectuado en uno de los nodos del primer entrepiso del edificio 4F. Se evidencia que el primer sismo deja un desplazamiento residual inicial, es decir un daño acumulado. Debido a esto, la degradación de rigidez y disipación de energía efectuados con el primer sismo, generan que el daño posterior se amplifique con un sismo sucesivo alcanzando un desplazamiento mayor luego de su ocurrencia.

## CAPÍTULO VI CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 6.01 CONCLUSIONES

- Los resultados discutidos en el apartado anterior muestran que los sismos posteriores incrementan la probabilidad de daño estimada para el edificio 4F para diferentes niveles de aceleración. Existe un desplazamiento residual que evidencia la acumulación del daño en el edificio a partir del primer sismo y estado límite inicial, bajo estas condiciones, al ocurrir un sismo posterior la probabilidad de daño se incrementa, es decir el daño extendido por los sismos posteriores es más severo mientras el estado límite alcanzado con los sismos principales tiende al colapso. Según esta investigación, desde 5% hasta 35% partiendo desde “ND” Totalmente Operacional hasta “LS” Seguridad de vida, respectivamente; y de igual manera, en la dirección Y-Y, la probabilidad se incrementa desde 17% hasta 59% partiendo desde “ND” Totalmente Operacional hasta “LS” Seguridad de vida, respectivamente.
  
- Se realizó el ajuste espectral de los sismos seleccionados para representar el nivel de peligro sísmico del área de estudio. Fueron seleccionados un total de siete registros sísmicos principales los cuales se ajustaron espectralmente a un nivel de sismo “frecuente”. De igual forma, los sismos posteriores seleccionados también fueron ajustados al mismo nivel de peligro sísmico
  
- Se ha estimado la curva de capacidad del edificio 4F por medio de análisis estático no lineal. En ambas direcciones, tanto en X-X como en Y-Y se estimaron los estados límite en función de la deriva de entrepiso siendo estos: totalmente operacional (0.60%), ocupación inmediata (2.49%), seguridad de vida (4.38%), prevención del colapso (5.64%) y colapso (6.80%); y totalmente operacional (0.50%), ocupación inmediata (2.56%), seguridad de vida (4.61%), prevención del colapso (5.98%) y colapso (7.35%), respectivamente.

## 6.02 RECOMENDACIONES

- Considerar un único evento sísmico para el diseño y las evaluaciones de vulnerabilidad no es suficiente, debido a que en zonas altamente sísmicas las estructuras civiles suelen estar expuestas a múltiples sismos de forma rápida sin tiempo para efectuar reparaciones. De acuerdo con esta investigación, después del primer sismo, los sismos siguientes generan más daño.
- Esta investigación si bien sigue un procedimiento para estudiar los efectos de sismos posteriores en edificios de concreto armado, se sugiere realizar investigaciones sobre la fragilidad de otras infraestructuras civiles como infraestructura vial, infraestructura de suministro de agua, infraestructura de saneamiento, infraestructura de telecomunicaciones, etc. De esta forma, es posible elaborar procedimientos para la evaluación sísmica de estructuras específicas y a su vez comprender el efecto que tendrían estas secuencias de sismos.
- Por otro lado, es importante introducir con mayor profundidad el estudio de las variables aleatorias y de las fuentes de incertidumbre que definen la caracterización del peligro sísmico y el modelo de análisis.
- Asimismo, los elementos no estructurales y su interacción con la rigidez del sistema estructural principal es una variable que debe tomarse en cuenta en futuras investigaciones.
- Finalmente, el proceso de estimación de las funciones de fragilidad requiere un considerable esfuerzo computacional al realizar los análisis dinámicos no lineales, por lo que los estudios posteriores deben enfocar parte de sus desarrollos en la simplificación de estructuras por medio de sistemas de menos de grados de libertad correlacionados coherentemente mediante análisis estáticos no lineales.

## REFERENCIAS

- Abrahamson, N., y Atik, L. (2010). *An improved method for nonstationary spectral matching*. Earthquake Spectra. 26, 601-617.
- Aguilar, F. (2004). *Espectros sísmicos de peligro uniforme para verificar desempeño estructural en países sudamericanos*. Caracas.
- Aguilar, E. (2019). *Incorporación de réplicas en el desempeño sísmico de los edificios 2H y 4F de la Universidad Nacional de Cajamarca*. [Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Cajamarca].
- Alarcón, J., Taucer, F., y So, E. (2008). *The 15 august 2007 Pisco, Peru, Earthquake-Postearthquake field survey*. The 14th World Conference on Earthquake Engineering.
- Aljawhari, K., Gentile, R., Freddi, F., y Galasso, C. (2020). *Effects of ground-motion sequences on fragility and vulnerability of case-study reinforced concrete frames*. *Bulletin of Earthquake Engineering*. 19, 6329-6359. <https://doi.org/10.1007/s10518-020-01006-8>
- Al Mamum, A., y Saatcioglu, M. (2017). *Seismic performance evaluation of moderately ductile RC frame structures using PERFORM 3D*. 16<sup>th</sup> World conference on earthquake. Chile, Santiago.
- Anam, I., y Shoma, Z. (2002). *Nonlinear properties of reinforced concrete structures*. 2<sup>nd</sup> Canadian Conference on Nonlinear Solid Mechanics.
- ATC (Applied Technology Council). (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. ATC-40. California. Estados Unidos.
- ASCE (American Society of Civil Engineer). (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. ACSE 41-17 Standard. Virginia. Estados Unidos.
- ASCE (American Society of Civil Engineer). (2002). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. FEMA 356. Federal Emergency Management Agency.

- Bakalis, K., y Vamvatsikos, D. (2018). *Seismic fragility functions via nonlinear response history analysis*. Journal of Structural Engineering. 144 (10),
- Balochi, P. y Riga, G. (2017). *Aftershocks, identification and classification*. Open journal of earthquake research. 6, 135-157.
- Tavera, H., y Bernal, I. (2014). Re-evaluación del peligro sísmico probabilístico para el Perú. Lima, Perú.
- Bilek, S. y Ruff, L. (2002). Analysis of 23 June 2001 Mw=8.4 underthrusting earthquake and its aftershocks. Geophysical research letters. Vol. 29. No 20.
- Bolaños, M. (2015). *Desempeño sismoresistente del edificio 4F de la Universidad Nacional de Cajamarca*. [Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Cajamarca].
- Borda, L. y Pastor, A. (2007). *Desempeño sísmico de un edificio aporticado peruano de seis pisos*. [Tesis de pregrado, Pontificia Universidad Católica del Perú].
- Bertero, V. (1992). *Issues and future directions in the use of an energy approach for seismic-resistant design of structures*. Taylor and Francis Group.
- Crowley, H., Pitilakis, K., y Kaynia A. (2014). *SNYER-G: Typology definition and fragility functions for physical elements at seismic risk*. Springer. 27, 385-403
- Cornell, A. y Vamvatsikos, D. (2002). *Incremental dynamic analysis*. Earthquake engineering and structural dynamics. 31, 491-514.
- CSI. (2011). Perform 3D: *Nonlinear Analysis and Performance 96dynamic96m96 for 3Dstructures*. Version 7. Computers and Structures. Berkley. California.
- Dieterich, J. (1972). *Time-dependent friction as a dynamics mechanism for aftershocks*. National Center for Earthquake Research. 77 (20).
- Di Sarno, L., y Puglieses, F. (2021). *Effects of mainshock-aftershock sequences on fragility analysis of RC buildings with ageing*. Elsevier. 232, 141-296.
- Di Sarno, L., y Elnashai, A. (2008). *Fundamentals of earthquake engineering, from source to fragility*. John Wiley & Sons.

- Dierlein, G., Reinhorn, A. y Willford, M. (2010). *Nonlinear structural analysis for seismic design. A guide for practicing engineers*. NEHRP Seismic Design Technical Brief.
- Duerr, K. (2010). *Seismic Vulnerability Assessment and Retrofit Optimization of Non-Code Conforming Buildings with Consideration of Mainshock-Aftershock Earthquake*. The University of British Columbia.
- Fawad, A. (2018). *Nonlinear static analysis procedures for seismic performance evaluation of existing buildings – evolution and issues*. Asian Institute of Technology. Thailand.
- Federal Emergency Management Agency FEMA. (2012). *Seismic performance assessment of buildings. Volume I – Methodology*. Second Edition. Applied Technology Council. Washington, D.C.
- Federal Emergency Management Agency FEMA 440. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Applied Technology Council. Washington, D.C.
- Gaetani d'Aragona, M., Polese, M., Elwood, K. J., Baradaran Shoraka, M., and Prota, A (2017). *Aftershock collapse fragility curves for non-ductile RC buildings: a scenario-based assessment*. Earthquake engineering and structural dynamics. 46, 2083-2102.
- Guevara, J. y Bendezú, L. (2021). *Seismic performance and damage state of reinforced concrete frame buildings using fragility curves in Lima 2021*. [Tesis de doctorado, Universidad Nacional Federico Villarreal].
- Han, R., Li, Y., y Lindt, J. (2014). Assessment of Seismic Performance of Buildings with Incorporation of Aftershocks. Journal of Seismic Performance of Constructed Facilities. 10.10641/(ACSE)CF.1943-5509.0000596
- Hatzigeorgiou, G., Liolios, A. (2010). *Nonlinear behaviour of RC frames under repeated strong ground motions*. Elsevier. 30 (10), 1010-1025.
- Hosseinpour, F., y Abdelnaby, A.E. (2017). *Fragility curves for RC frames under multiple earthquakes*. Soil dynamics and earthquake engineering. Elsevier. 98, 222-234.
- Honggun, P., y Taesung, E. (2004). *Energy dissipation capacity of reinforced concrete members*. Seoul National University.



- ICG (Instituto de la Construcción y Gerencia). (2018). *Diseño Sismoresistente*. Norma E.030. Lima. Perú.
- Jeon, E. et al. (2012). *Aftershock fragility curves for damaged non-ductile reinforced concrete buildings*. World Conference on Earthquake Engineering. International Association for Earthquake Engineering IAEE. Tokyo, Japan.
- Jeon, E. et al. (2013). *Aftershock fragility curves of damaged reinforced concrete buildings in California*. Georgia Insitute of Techonology.
- Kramer, S. (1996). *Geotechnical Eartquake Engineering*. Ney Jersey. USA. Prentice Hall.
- Manea, C., Manea, M., Ferrari, L., Orozco-Esquivel, R., Valenzuela, R., Husker, A., Kostoglodov, V. (2017). *A review of the geodynamic evolution of flat slab subduction in Mexico, Peru, and Chile*. Tectonophysics. 695, 27-52.
- Masumi, A., Sadeghi, K., Ghojoghi, O., y Karimzade, O. (2024). *Effect of aftershock characteristic on the fragility curve of post-mainshock RC frames*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 178. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2024.108451>
- Mahat, P.; Pradhan, P.; Adhikari, R.; Furtado, A.; Gautam, D.; Rupakhety, R; Manea, V. et al. (2022). *Seismic Sequence Vulnerability of Low-Rise Special Moment-Resisting Frame Buildings with Brick Infills*. 12, 8231. <https://doi.org/10.3390/app12168231>
- Muñoz, A., Quiun, D., Speicher, L., y Tinman, M. (2017). *Seismic protection of buildings in Peru using energy dissipation and base isolation*. 16<sup>th</sup> World conference on earthquake. Chile, Santiago.
- PEER/ATC (Pacific Earthquake Engineering Research Center/ Applied Technology Council). (2010). *Modelling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings*. PEER/ATC 72-1 Report. California, Estados Unidos.
- Quiroz, E. (2017). *Vulnerabilidad sísmica de una edificación escolar típica módulo 780 Pre-NDSR-1997 mediante modelos no lineales*. [Tesis de maestría, Pontificia Universidad Católica del Perú].
- Raghuanandan, M., Abbie, B., y Luco, N. (2014). *Aftershock collapse vulnerability assessment of reinforced*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1-21.

- Rybicki, K. (1973). *Analysis of aftershocks on the basis of dislocation theory. Physics of the earth and planetary interiors.* 7, 409-421.
- Ryu, H., et. Al. (2011). *Developing fragilities for mainshock-damaged structures through incremental dynamic analysis.* NZSEE. Auckland, New Zealand. 14-16.
- Ruff, L. y Beck, S. (1989). *Great earthquakes and subduction along the Peru trench. Physics of earth and Planetary Interiors.* 57, 199-224.
- Schultz, M., Gouldby, B., y Simm, J. (2010). *Beyond the factor of safety: developing fragility curves to characterize system reliability.* Water Resources Infrastructure Program.
- Shafaei, H., y Naderpour, H. (2020). *Seismic fragility evaluation of FRP-retrofitted RC frames subjected to mainshock-aftershock records.* Structures. 27, 950-961.
- Spence, W. y Langer, C. (1995). The 1994 earthquake series. Bulletin of Seismological Society of America. Vol. 85. No. 3, pp. 665-687.
- Sucuogluo, H., Akkar, S. (2014). *Basic Earthquake Engineering. From Seismology to Analysis and Design.* Switzerland. Springer.
- Tahir, M. (2011). *Aftershocks properties and its triggering Dynamics.* Universit e de Grenoble.
- Tavera, H. (2014). *Evaluación del peligro asociado a los sismos y efectos secundarios en el Perú.* Instituto Geofísico del Perú. Lima.
- Tavera, H. (2020). *Análisis y evaluación de los patrones de sismicidad y escenarios sísmicos en el borde occidental del Perú.* Informe técnico N 004-2020/IGP. Instituto Geofísico del Perú. Lima.
- Tavera, H., Bernal, I., y Quispe, R. (2003). *Geometría de la placa de Nazca en el borde occidental de Sudamérica a partir de las tendencias medias de la sismicidad. Centro Nacional de Datos Geofísicos. Boletín de la sociedad geológica del Perú.* Instituto Geofísico del Perú. Lima.
- Vamvatsikos, D. y Cornell, C. (2002). *Incremental Dynamic Analysis.* Earthquake and structural dynamics. 31,491-514.

- Velasquez, J. (2018). *Estimación de pérdidas por sismo en edificios peruanos mediante curvas de fragilidad analíticas*. [Tesis de maestría, Pontificia Universidad Católica del Perú]
- Wang, T., Han, Q., Wen, J., Wang, L (2022). *Analysis of the effect of mainshock-aftershock sequences on the fragility of RC bridge columns*. Buildings. 12 (10), 1681.
- Wen, W., Zhai, C., Ji, D., Li, S., Xie, L. (2017). *Framework for the vulnerability assessment of structure under mainshock-aftershock sequences*. Soil dynamics and earthquake engineering. 101, 41-52.