

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE  
HUAMANGA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS, GEOLOGÍA Y CIVIL**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**Obtención de las curvas de fragilidad analíticas por sismo del bloque “D1”  
del nuevo Hospital Regional de Ayacucho Miguel Ángel Mariscal Llerena  
tipo III-1 mediante el empleo del análisis dinámico incremental**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:  
INGENIERO CIVIL**

**PRESENTADO POR:**

**Bach. Edder Guillen Calderon**

**ASESOR:**

**Ing. Rubén Américo Yachapa Condeña**

**Ayacucho - Perú**

**2023**

A Dios que bendice mi vida..

A mis padres Víctor Guillén y Magdalena Calderón, por su apoyo y por formarme con los valores de la honestidad y la responsabilidad, las cuales practico en mí vida.

A mis hermanos Víctor y Janeth, para que realicen sus proyectos de vida con pasión y ahínco.

# Agradecimientos

Quiero agradecer al Ing. Julio Rivera, gerente general de Seintec s.a.c., por sus enseñanzas y consejos mientras trabajábamos juntos.

Así mismo al Ing. Rubén Yachapa y al Ing. Christian Castro, por el apoyo para realizar esta investigación.

Y por último pero no menos importante, a mis amigos de Seintec s.a.c, ahora Equilibrio 3, que compartimos y aprendimos mucho mientras nos desenvolvíamos en el trabajo.

# Resumen

El objetivo de diseño sísmico de la norma peruana para edificios esenciales, como es el nuevo Hospital Mariscal Llerena, es que después de un evento sísmico severo, el hospital y su contenido deben seguir dando servicios y prestar refugio a las personas. Sin embargo cuantificar los daños en los elementos estructurales y no estructurales frente a un tiempo de exposición de sismos característicos de la zona, es una tarea difícil de predecir y la necesidad de metodologías de estimación de pérdidas por sismo son necesarias para garantizar no solo el resguardo a la vida después de un sismo severo sino de garantizar la continuidad en el funcionamiento del hospital.

La presente tesis desarrolla la metodología del IDA (Análisis Dinámico Incremental) para calcular las curvas de fragilidad para los estados de daño leve, moderado y severo para elementos estructurales y los estados de daño en moderado (daño en las instalaciones sanitarias) y colapso del muro de drywall. Las curvas de fragilidad son funciones que representan la vulnerabilidad de una estructura cuando está sometida a diversos niveles de intensidad sísmica. Al final del capítulo 4 se muestra la aplicación de las curvas de fragilidad en la estimación del riesgo sísmico del Bloque D1 del Hospital.

# Abstract

The seismic design objective of the Peruvian standard for essential buildings, such as the new Mariscal Llerena Hospital, is that after a severe seismic event, the hospital and its contents must continue to provide services and provide shelter to people. However, quantifying the damage to structural and non-structural elements against a time of exposure to characteristic earthquakes in the area is a difficult task to predict and the need for earthquake loss estimation methodologies is necessary to guarantee not only the protection to life after a severe earthquake but to guarantee the continuity of the hospital's operation.

This thesis develops the IDA (Incremental Dynamic Analysis) methodology to calculate the fragility curves for the states of mild, moderate and severe damage for structural elements and the states of moderate damage (damage to health facilities) and collapse of the wall. . drywall. Fragility curves are functions that represent the vulnerability of a structure when it is subjected to various levels of seismic intensity. At the end of chapter 4, the application of fragility curves in estimating the seismic risk of Block D1 of the Hospital is shown.

# Índice general

|   |              |
|---|--------------|
| <b>Portada</b>                                  | <b>I</b>     |
| <b>Dedicatoria</b>                              | <b>I</b>     |
| <b>Agradecimientos</b>                          | <b>II</b>    |
| <b>Resumen</b>                                  | <b>III</b>   |
| <b>Índice general</b>                           | <b>v</b>     |
| <b>Índice de figuras</b>                        | <b>XI</b>    |
| <b>Índice de cuadros</b>                        | <b>XVIII</b> |
| <b>1. Introducción</b>                          | <b>1</b>     |
| 1.1. Descripción del Problema . . . . .         | 1            |
| 1.2. Formulación del Problema . . . . .         | 3            |
| 1.2.1. Problema Principal . . . . .             | 3            |
| 1.2.2. Problemas Específicos . . . . .          | 3            |
| 1.3. Objetivos de la Tesis . . . . .            | 3            |
| 1.3.1. Objetivo General . . . . .               | 3            |
| 1.3.2. Objetivos Específicos . . . . .          | 4            |
| 1.4. Antecedentes de la investigación . . . . . | 4            |
| 1.5. Justificación . . . . .                    | 5            |
| 1.6. Importancia . . . . .                      | 5            |
| 1.7. Hipótesis . . . . .                        | 5            |
| 1.7.1. Hipótesis General . . . . .              | 5            |

|            |  |          |
|------------|--|----------|
| 1.7.2.     | Hipótesis Específicas . . . . .  | 6        |
| 1.8.       | Metodología de la investigación . . . . .  | 6        |
| 1.8.1.     | Alcance de la investigación . . . . .  | 6        |
| 1.8.2.     | Tipo y nivel de investigación . . . . .  | 6        |
| 1.8.3.     | Diseño de la investigación . . . . .   | 7        |
| 1.9.       | Instrumentos de recolección de datos . . . . .   | 7        |
| 1.10.      | Herramientas de análisis . . . . .   | 8        |
| <b>2.</b>  | <b>Estado del Arte</b>   | <b>9</b> |
| 2.1.       | Antecedentes Generales . . . . .   | 9        |
| 2.2.       | Peligro sísmico . . . . .  | 10       |
| 2.2.1.     | Metodología para determinar el peligro sísmico . . . . .                                 | 12       |
| 2.2.1.1.   | Fuentes sismogénicas . . . . .   | 12       |
| 2.2.1.2.   | Recurrencia sísmica . . . . .  | 15       |
| 2.2.1.3.   | Atenuación sísmica . . . . .   | 16       |
| 2.2.1.4.   | Tasa de excedencia anual de la intensidad . . . . .                                      | 19       |
| 2.2.1.5.   | Espectro de Peligro Uniforme . . . . .   | 20       |
| 2.2.1.6.   | Mapa de Isoaceleraciones Espectrales . . . . .   | 22       |
| 2.2.2.     | Acelerogramas . . . . .  | 22       |
| 2.2.3.     | Acelerogramas sintéticos . . . . .   | 24       |
| 2.3.       | Fundamentos para el análisis dinámico no lineal . . . . .                                | 25       |
| 2.3.1.     | Modelos idealizados para el análisis dinámico no lineal . . . . .                        | 25       |
| 2.3.2.     | El Modelo de plasticidad concentrada . . . . .   | 26       |
| 2.3.3.     | Análisis seccional para el modelo de fibras. . . . .                                     | 30       |
| 2.3.3.1.   | Relación constitutiva del acero de refuerzo. . . . .                                     | 30       |
| 2.3.3.2.   | Relación constitutiva del concreto propuesta por<br>Mander. . . . .                      | 33       |
| 2.3.3.2.1. | Secciones rectangulares confinadas. . . . .  | 38       |
| 2.3.3.2.2. | Esfuerzos de confinamiento en el concreto<br>armado. . . . .                             | 39       |
| 2.3.3.2.3. | Criterio de Resistencia Multiaxial para con-<br>creto confinado. <sup>25</sup> . . . . . | 40       |

|            |  |    |
|------------|--|----|
| 2.3.3.2.4. | Resistencia de confinamiento del concreto armado-procedimiento numérico. <sup>25</sup> . . . . . | 43 |
| 2.3.3.2.5. | Modelo uniaxial de Esfuerzo-Deformación. <sup>25</sup>   | 46 |
| 2.3.3.2.6. | Predicción de la deformación última del concreto <sup>25</sup> . . . . .                         | 49 |
| 2.3.3.3.   | Relación constitutiva del concreto propuesta por Scott et al. <sup>37</sup> . . . . .            | 53 |
| 2.3.4.     | La matriz de rigidez del Elemento columna y muro. <sup>22</sup> . . . . .                        | 55 |
| 2.3.5.     | La matriz de rigidez del Elemento viga. <sup>22</sup> . . . . .                                  | 58 |
| 2.3.6.     | Inclusión de la deformación por corte. <sup>22</sup> . . . . .                                   | 60 |
| 2.3.7.     | Modelo en tres y dos dimensiones. <sup>20</sup> . . . . .  | 62 |
| 2.3.7.1.   | Momento torsional total. . . . .   | 62 |
| 2.3.7.2.   | Consideraciones para los efectos torsionales . . . . .   | 62 |
| 2.3.8.     | La Matriz de Rigidez del sistema estructural. . . . .  | 63 |
| 2.3.8.1.   | Matriz de Rigidez del elemento en coordenadas locales  | 63 |
| 2.3.8.2.   | Ensamblaje de la matriz de rigidez global con la matriz A. <sup>48</sup> . . . . .               | 64 |
| 2.3.8.3.   | Condensación de la matriz de rigidez global en coordenadas laterales. <sup>48</sup> . . . . .    | 65 |
| 2.3.8.4.   | Matriz de rigidez global en coordenadas de piso <sup>48</sup> . . . . .                          | 67 |
| 2.3.9.     | El modelo de amortiguamiento. . . . .  | 68 |
| 2.3.10.    | La ecuación del movimiento. <sup>49</sup> . . . . .  | 69 |
| 2.3.11.    | El método de Newmark. <sup>22</sup> . . . . .  | 72 |
| 2.3.12.    | Criterios para asegurar la calidad del análisis dinámico no lineal . . . . .                     | 76 |
| 2.3.13.    | El análisis dinámico incremental-IDA. <sup>7</sup> . . . . .                                     | 77 |
| 2.3.13.1.  | Introducción . . . . .   | 77 |
| 2.3.13.2.  | Fundamentos de un simple registro IDA's. . . . .   | 78 |
| 2.4.       | Curvas de Fragilidad. . . . .  | 81 |
| 2.4.1.     | Vulnerabilidad Sísmica . . . . .   | 81 |
| 2.4.2.     | Metodologías para generar curvas de fragilidad . . . . .   | 81 |
| 2.4.2.1.   | Métodos basados en observaciones de campo . . . . .  | 81 |

|          |   |    |
|----------|---|----|
| 2.4.2.2. | Métodos experimentales . . . . .  | 83 |
| 2.4.2.3. | Métodos a partir de la opinión de expertos . . . . .  | 84 |
| 2.4.2.4. | Métodos analíticos . . . . .  | 86 |
| 2.4.3.   | Curvas de Fragilidad analíticas usando los resultados del análisis dinámico no lineal (IDA) . . . . . | 87 |

**3. Metodología para la Obtención de las Curvas de Fragilidad Analíticas y mitigación de pérdidas por sismo 90**

|        |  |    |
|--------|--|----|
| 3.1.   | Características principales del edificio . . . . .   | 90 |
| 3.1.1. | Paso 1: Definir si el análisis es en tres o dos dimensiones. . . . .   | 90 |
| 3.1.2. | Paso 2: Seleccionar el tipo de amortiguamiento Viscoso. . . . .  | 90 |
| 3.1.3. | Paso 3: Definir las propiedades mecánicas y dinámicas del suelo. . . . .   | 91 |
| 3.1.4. | Paso 4: Selección de los modelos de plasticidad en los elementos estructurales . . . . .                                   | 91 |
| 3.2.   | Calibración de la plasticidad de elementos estructurales con ensayos de laboratorio . . . . .                              | 91 |
| 3.2.1. | Paso 1: Calibración de la plasticidad concentrada por corte. . . . .   | 91 |
| 3.2.2. | Paso 2: Calibración de la plasticidad por flexión y carga axial. . . . .   | 92 |
| 3.3.   | Análisis Dinámico Incremental . . . . .  | 92 |
| 3.3.1. | Paso 1: Selección de registros sísmicos. . . . .   | 92 |
| 3.3.2. | Paso 2: Escalar los registros sísmicos. . . . .  | 93 |
| 3.3.3. | Paso 3: Selección de los parámetros de demanda para el Hospital. . . . .   | 93 |
| 3.3.4. | Paso 4: Selección de los parámetros de demanda para los tabiques de drywall. . . . .                                       | 93 |
| 3.3.5. | Paso 5: Análisis Dinámico No Lineal del Hospital. . . . .  | 93 |
| 3.3.6. | Paso 6: Análisis Dinámico No Lineal del hospital con apoyo elástico. . . . .   | 93 |
| 3.3.7. | Paso 7: Validación del Análisis Dinámico No Lineal con la comparación de las Curvas IDA's y Pushover del hospital. . . . . | 94 |
| 3.3.8. | Paso 8: Construcción de las Curvas IDA's para las estructuras del Hospital. . . . .  | 94 |

|           |   |            |
|-----------|---|------------|
| 3.3.9.    | Paso 9: Construcción de las Curvas IDA para los tabiques de drywall. . . . .                  | 94         |
| 3.4.      | Curvas de Fragilidad Analíticas . . . . .   | 95         |
| 3.4.1.    | Paso 1: Construcción de las Curvas de Fragilidad Analíticas del Hospital. . . . .             | 95         |
| 3.4.2.    | Paso 2: Construcción de las Curvas de Fragilidad para los tabiques de drywall. . . . .        | 95         |
| <b>4.</b> | <b>Curvas de Fragilidad Analíticas del Hospital</b>   | <b>96</b>  |
| 4.1.      | Características principales del edificio . . . . .  | 96         |
| 4.1.1.    | Análisis en tres dimensiones y dos dimensiones. . . . .                                       | 96         |
| 4.1.2.    | El amortiguamiento Viscoso. . . . .   | 98         |
| 4.1.3.    | Propiedades mecánicas y dinámicas del suelo. . . . .  | 98         |
| 4.1.4.    | Los modelos de plasticidad en los elementos estructurales. . . . .                            | 99         |
| 4.2.      | Calibración de la plasticidad de elementos estructurales con ensayos de laboratorio . . . . . | 100        |
| 4.2.1.    | Calibración de la plasticidad concentrada por corte. . . . .                                  | 100        |
| 4.2.2.    | Calibración de la plasticidad por flexión y carga axial. . . . .                              | 105        |
| 4.3.      | Análisis Dinámico Incremental. . . . .  | 111        |
| 4.3.1.    | Selección de registros sísmicos. . . . .  | 111        |
| 4.3.2.    | Vector de escala para los acelerogramas. . . . .  | 112        |
| 4.3.3.    | Análisis Dinámico No Lineal. . . . .  | 113        |
| 4.4.      | Curvas de Fragilidad Analíticas. . . . .  | 133        |
| 4.4.1.    | Construcción de curvas curvas de fragilidad para elementos estructurales. . . . .             | 133        |
| 4.4.2.    | Construcción de curvas curvas de fragilidad para tabiques de drywall. . . . .                 | 135        |
| 4.4.3.    | Aplicación de las curvas de fragilidad para la estimación del riesgo sísmico. . . . .         | 143        |
| <b>5.</b> | <b>Conclusiones</b>   | <b>156</b> |
|           | <b>Referencias Bibliográficas</b>   | <b>159</b> |

|  |     |
|--|-----|
| Apéndices  | 165 |
| A. Registros sísmicos sintéticos por NTP:E-030 para suelo intermedio.  | 166 |
| B. Archivo .Dat para calibrar la plasticidad concentrada por corte de una sección de concreto armado al espécimen propuesto por Kelly T. <sup>38</sup> | 170 |
| C. Archivo .Dat para calibrar la plasticidad por flexión y carga axial al espécimen <i>L2</i> de Ohno et al. <sup>46</sup>                             | 174 |
| D. Archivo .Dat del modelo estructural del bloque D1X23. <sup>8</sup>  | 177 |
| E. Planos de estructuras del bloque D1. <sup>44</sup>  | 178 |

# Índice de figuras

|  |    |
|--|----|
| 1.1. Hospitales peruanos afectados por desastres naturales entre los años de 1970 al 2011. <sup>1</sup> . . . . .  | 1  |
| 1.2. Cantidad de hospitales y establecimientos de salud afectados por los sismos entre los años de 1970 al 2011. <sup>1</sup> . . . . .                      | 2  |
| 2.1. Placas tectónicas y bordes de interacción. <sup>11</sup> . . . . .  | 10 |
| 2.2. Distribución de Hipocentros en el Mundo en los años 1900-2013. <sup>11</sup> . . . . .  | 11 |
| 2.3. Tipos de borde de placas tectónicas. <sup>11</sup> . . . . .  | 11 |
| 2.4. Fuentes sismogénicas de subducción de interfase y de corteza superficial. . . . .   | 13 |
| 2.5. Fuentes sismogénicas de subducción de intraplaca. . . . .   | 14 |
| 2.6. Tasa de excedencia anual de la aceleración espectral en roca para el nuevo hospital de Ayacucho Miguel Ángel Mariscal Llerena. . . . .                  | 21 |
| 2.7. Espectro de peligro uniforme contra el espectro de respuesta de la norma NTP:E-030. . . . .   | 21 |
| 2.8. Mapa de isoaceleraciones espectrales del Perú en roca para un periodo de retorno de 475 años . . . . .  | 22 |
| 2.9. Mapa de isoaceleraciones espectrales del Perú en roca que tienen la probabilidad de ser excedida en 10 % en un tiempo de exposición de 50 años. . . . . | 23 |
| 2.10. Modelos idealizados para elementos estructurales. <sup>21</sup> . . . . .  | 26 |
| 2.11. Modelos de plasticidad concentrada para vigas, columnas y muros de concreto armado. <sup>22</sup> . . . . .  | 28 |

|  |    |
|--|----|
| 2.12. Diagramas momentos curvaturas de una sección rectangular con cuantía de refuerzo longitudinal de 2 % sometida a diferentes cargas axiales estudiada por Ottazzi G. <sup>35</sup> . . . . . | 29 |
| 2.13. Curva envolvente de esfuerzo deformación por corte propuesto por Kelly T. <sup>38</sup> . . . . .  | 29 |
| 2.14. Curva esfuerzo-deformación monotónica del acero. <sup>25</sup> . . . . .   | 31 |
| 2.15. Curvas esfuerzo-deformación obtenidos de ensayos de laboratorio para acero ASTM A615 de grado 60. <sup>28</sup> . . . . .  | 33 |
| 2.16. Curvas esfuerzo-deformación representativas para acero ASTM A615 de grado 60. <sup>28</sup> . . . . .  | 34 |
| 2.17. Regla de histéresis propuesta por Kang-Ning L. para el acero de refuerzo. <sup>22</sup> . . . . .  | 34 |
| 2.18. Fuerzas de confinamiento en el concreto por el refuerzo transversal circular. <sup>25</sup> . . . . .  | 35 |
| 2.19. Fuerzas de confinamiento en el concreto por estribo rectangular y ramales rectilíneos. <sup>25</sup> . . . . .   | 35 |
| 2.20. Mecanismo de arco en columnas circulares. <sup>25</sup> . . . . .  | 37 |
| 2.21. Mecanismo de arco en columnas rectangulares. <sup>25</sup> . . . . .   | 38 |
| 2.22. Superficie de resistencia última en el plano Octahédrico. <sup>30</sup> . . . . .  | 42 |
| 2.23. Función de interpolación elíptica de William y Warnke <sup>31</sup> . . . . .  | 43 |
| 2.24. Resistencia de confinamiento determinado por los esfuerzos de confinamiento. . . . .   | 46 |
| 2.25. Relación esfuerzo-deformación del concreto confinado y sin confinar propuesta por Popovics para carga monotónica. <sup>32</sup> . . . . .  | 48 |
| 2.26. Modelo de Kent y Park Modificado para concreto en compresión. . .  | 53 |
| 2.27. Modelo CE4 propuesto por Kang-Ning L. <sup>22</sup> . . . . .  | 55 |
| 2.28. Sección transversal y modelo de múltiples resortes. <sup>22</sup> . . . . .  | 55 |
| 2.29. Grados de libertad del sistema 0. . . . .  | 56 |
| 2.30. Extremos del elemento y relación fuerza deformación en la sección. <sup>22</sup> .   | 57 |
| 2.31. Rotación en el extremo del muro bajo la deformación por corte. <sup>22</sup> . .   | 61 |
| 2.32. Sistema 0 y Sistema 1 . . . . .  | 63 |
| 2.33. Sistema 1 y Sistema 2 . . . . .  | 64 |

|  |    |
|--|----|
| 2.34. Estructura sistema P-p y sistema Q-q. <sup>48</sup> . . . . .  | 65 |
| 2.35. Coordenadas a y b, de un pórtico plano. <sup>48</sup> . . . . .  | 66 |
| 2.36. Sistema de coordenadas de piso Q-q. <sup>48</sup> . . . . .  | 67 |
| 2.37. Variación de los porcentajes de amortiguamiento con la frecuencia natural: (a) Amortiguamiento Proporcional a la masa y amortiguamiento proporcional a la rigidez; (b) Amortiguamiento de Rayleigh . <sup>49</sup> . . . . . | 69 |
| 2.38. Grados de libertad de un piso con diafragma rígido . <sup>49</sup> . . . . .   | 70 |
| 2.39. (a) Pórtico de edificio; (b) Modelo simplificado . <sup>49</sup> . . . . .   | 70 |
| 2.40. Iteración en rigidez renovada (Método de Newton-Raphson). <sup>22</sup> . . . . .  | 75 |
| 2.41. Esquema para escalar un acelerograma. <sup>7</sup> . . . . .   | 78 |
| 2.42. a)Medida de intensidad mediante el PGA del acelerograma b)Medida de intensidad mediante la seudo aceleración espectral con amortiguamiento asociado al periodo fundamental $T_1$ . . . . .                                   | 79 |
| 2.43. a)Distorsión angular en altura total de edificio. b)Distorsión angular de entrepiso. c)Energía histerética acumulada. . . . .  | 79 |
| 2.44. Esquema para la obtención de una curva IDA. . . . .  | 80 |
| 2.45. Capacidad y estado límite de una curva IDA. . . . .  | 80 |
| 2.46. Curvas IDA's para 30 acelerogramas. . . . .  | 81 |
| 2.47. Curvas de fragilidad para edificios japoneses de concreto armado, generado mediante observaciones de campo (Yamazaki y Murao 2000) .   | 83 |
| 2.48. Ejemplo de curvas de fragilidad experimentales para un desplazamiento relativo máximo de 1 pulgada (Chong y Soong, 2000). . . . .  | 84 |
| 2.49. Ejemplo de curvas de fragilidad obtenidas a partir de la opinión de expertos para un edificio de mampostería de elevación media (Anagnos et al., 1995). df es el factor de daño o "damage factor". . . . .                   | 86 |
| 2.50. Un ejemplo de curvas IDA desarrollado usando 44 registros sísmicos de corteza para un puente de 4 tramos, son mostrados en líneas gruesas los percentiles 16 %, 50 % y 84 % <sup>51</sup> . . . . .                          | 88 |
| 2.51. Desarrollo de curvas de fragilidad para diferentes estados límites usando resultados del IDA <sup>51</sup> . . . . .   | 89 |

|   |     |
|---|-----|
| 4.1. Imagen panorámica del nuevo Hospital Miguel Ángel Mariscal Llerena de Ayacucho, el bloque $D$ está enmarcado en líneas de color rojo. <sup>44</sup>            | 97  |
| 4.2. Modelo del Bloque $D1$ .   | 97  |
| 4.3. Modelo del suelo mediante resortes desacoplados y amortiguados. <sup>21</sup>  | 98  |
| 4.4. Curva envolvente de esfuerzo deformación por corte propuesto por Kelly T. <sup>38</sup>  | 103 |
| 4.5. Curva de histéresis por cortante de una sección hipotética para una resistencia residual de 40 % de la resistencia máxima propuesto por Kelly T. <sup>38</sup> | 103 |
| 4.6. Envolvente y ciclos de histéresis de la sección asumida. <sup>38</sup>   | 104 |
| 4.7. Historia de desplazamientos aplicado a la sección asumida. <sup>38</sup>   | 104 |
| 4.8. Primera Calibración con $e = 0$ y $u = 0.5$ . <sup>22</sup>  | 105 |
| 4.9. Segunda Calibración con $e = 0$ y $u = 1.0$ . <sup>22</sup>  | 105 |
| 4.10. Tercera Calibración con $e = 0$ y $u = 0.70$ . <sup>22</sup>  | 106 |
| 4.11. Sección típica de columna del Hospital. <sup>44</sup>   | 106 |
| 4.12. Curvas esfuerzo deformación del concreto.   | 107 |
| 4.13. Modelo de concreto confinado y sin confinamiento. <sup>37</sup>   | 108 |
| 4.14. Curva 5, curva 6 <sup>28</sup> y la curva promedio de esfuerzo deformación del acero.   | 108 |
| 4.15. Calibración final del modelo $SR4$ al espécimen $L2$ ensayado por Ohno et al. <sup>46</sup>   | 111 |
| 4.16. Parámetro $\phi$ del modelo $SR4$ , cuyo promedio es $\bar{\phi} = 0.115$ .   | 111 |
| 4.17. Parámetro $\lambda$ del modelo $SR4$ , cuyo promedio es $\bar{\lambda} = 3.600$ .   | 112 |
| 4.18. Aceleración, Pisco, Ica [Pisco]. <sup>9</sup>   | 113 |
| 4.19. Factor de escala SF aplicado a cada uno de los 7 registros sísmicos.  | 114 |
| 4.20. Acelerograma sintético E-W de Pisco 2007, escalado con el vector SF.  | 115 |
| 4.21. Pseudo aceleraciones espectrales para el periodo fundamental $T1=0.48$ seg.   | 116 |
| 4.22. Encofrado de techo típico Bloque $D1$ (S/C=200 y 400 kg/m <sup>2</sup> )  | 117 |
| 4.23. Pórticos representados en el plano, nótese que cada pórtico están enlazados entre sí por bielas. <sup>8</sup>   | 118 |

|   |     |
|---|-----|
| 4.24. Coordenadas para nudos y pisos del bloque D1 para ingresar en el programa CANNY. . . . .  | 118 |
| 4.25. Área tributaria para cada viga y muro por la ley de sobres. . . . .   | 119 |
| 4.26. Cargas típicas en vigas según el programa CANNY, se muestra un ejemplo para las cargas en el techo del primer piso. . . . .     | 120 |
| 4.27. Propiedades del acero etiquetado con S-12 y el concreto con S-12 y el área de acero y diámetro de barra de acero con U. . . . . | 121 |
| 4.28. Geometría y detalles de refuerzo para secciones de las vigas en CANNY.  | 121 |
| 4.29. Plasticidad concentrada por corte para vigas según el programa CANNY. . . . .   | 121 |
| 4.30. Geometría y detalles de refuerzo para secciones tipo columnas. . . . .  | 122 |
| 4.31. Plasticidad concentrada por corte para columnas. . . . .  | 122 |
| 4.32. Geometría y detalles de refuerzo para el muro tipo 1. . . . .   | 122 |
| 4.33. Plasticidad concentrada por corte para muros. . . . .   | 123 |
| 4.34. Gráfica muestra esquema de resultados del análisis dinámico no lineal en el programa Canny 3D <sup>8</sup> . . . . .            | 123 |
| 4.35. Resultados análisis dinámico no lineal 1 y 2-Acelerograma Pisco 2007 <sup>8</sup>   | 125 |
| 4.36. Resultados análisis dinámico no lineal 3 y 4-Acelerograma Pisco 2007 <sup>8</sup>   | 126 |
| 4.37. Resultados análisis dinámico no lineal 5 y 6-Acelerograma Pisco 2007 <sup>8</sup>   | 127 |
| 4.38. Resultados análisis dinámico no lineal 7 y 8-Acelerograma Pisco 2007 <sup>8</sup>   | 128 |
| 4.39. Resultados análisis dinámico no lineal 9 a 15-Acelerograma Pisco 2007 <sup>8</sup>  | 129 |
| 4.40. Resultados análisis dinámico no lineal 16 y 17-Acelerograma Pisco 2007 <sup>8</sup> . . . . .                                   | 130 |
| 4.41. Resultados análisis dinámico no lineal 18 y 19-Acelerograma Pisco 2007 <sup>8</sup> . . . . .                                   | 131 |
| 4.42. Resultados análisis dinámico no lineal 20 y 21-Acelerograma Pisco 2007 <sup>8</sup> . . . . .                                   | 132 |
| 4.43. Resultados análisis dinámico no lineal 22 y 23-Acelerograma Pisco 2007 <sup>8</sup> . . . . .                                   | 133 |
| 4.44. Resultados análisis dinámico no lineal 24-Acelerograma Pisco 2007 <sup>8</sup> .  | 134 |
| 4.45. Resultados del IDA versus Pushover Estático . . . . .   | 134 |
| 4.46. Resultado promedio del IDA versus Pushover estático . . . . .   | 135 |

|  |     |
|--|-----|
| 4.47. Resultado promedio del IDA, Pushover estático y resultados según norma E.030 . . . . .   | 137 |
| 4.48. Curva IDA para el registro sísmico de Pisco 2007 . . . . .   | 137 |
| 4.49. Curvas IDA para los elementos estructurales . . . . .  | 138 |
| 4.50. Resultados análisis dinámico no lineal 1 y 2-Aceleraciones y Velocidades de entrepiso-Acelerograma Pisco 2007 <sup>8</sup> . . . . .   | 139 |
| 4.51. Resultados análisis dinámico no lineal 3 y 4-Aceleraciones y Velocidades de entrepiso-Acelerograma Pisco 2007 <sup>8</sup> . . . . .   | 140 |
| 4.52. Resultados análisis dinámico no lineal 5 y 6-Aceleraciones y Velocidades de entrepiso-Acelerograma Pisco 2007 <sup>8</sup> . . . . .   | 141 |
| 4.53. Resultados análisis dinámico no lineal 7 y 8-Aceleraciones y Velocidades de entrepiso-Acelerograma Pisco 2007 <sup>8</sup> . . . . .   | 142 |
| 4.54. Resultados análisis dinámico no lineal 9 a 15-Aceleraciones y Velocidades de entrepiso-Acelerograma Pisco 2007 <sup>8</sup> . . . . .  | 143 |
| 4.55. Resultados análisis dinámico no lineal 16 y 17-Aceleraciones y Velocidades de entrepiso-Acelerograma Pisco 2007 <sup>8</sup> . . . . . | 144 |
| 4.56. Resultados análisis dinámico no lineal 18 y 19-Aceleraciones y Velocidades de entrepiso-Acelerograma Pisco 2007 <sup>8</sup> . . . . . | 145 |
| 4.57. Resultados análisis dinámico no lineal 20 y 21-Aceleraciones y Velocidades de entrepiso-Acelerograma Pisco 2007 <sup>8</sup> . . . . . | 146 |
| 4.58. Resultados análisis dinámico no lineal 22 y 23-Aceleraciones y Velocidades de entrepiso-Acelerograma Pisco 2007 <sup>8</sup> . . . . . | 147 |
| 4.59. Resultados análisis dinámico no lineal 24-Aceleraciones y Velocidades de entrepiso-Acelerograma Pisco 2007 <sup>8</sup> . . . . .      | 148 |
| 4.60. Curvas IDA para los tabiques de Drywall . . . . .  | 150 |
| 4.61. Estados de Daño para elementos estructurales . . . . .   | 151 |
| 4.62. Resumen de resultados IDA al 16 %, 50 % y 84 % para elementos estructurales . . . . .  | 152 |
| 4.63. Curva de fragilidad para elementos estructurales . . . . .   | 152 |
| 4.64. Resumen de resultados IDA al 16 %, 50 % y 84 % para tabiquería de drywall . . . . .  | 153 |
| 4.65. Curva de fragilidad para tabiques de drywall . . . . .   | 153 |

|  |     |
|--|-----|
| 4.66. Desempeño sísmico en las curvas de fragilidad, según Norma E.030 | 154 |
| 4.67. Desempeño sísmico en las curvas de fragilidad, según Norma E.030 | 154 |
| 4.68. Curva de Peligro Sísmico   | 155 |
| A.1. Aceleración, Villa el Salvador, Lima [VSV]. <sup>9</sup>          | 167 |
| A.2. Aceleración, Parque de la Reserva, Lima [PQR]. <sup>9</sup>       | 168 |
| A.3. Aceleración, La Molina, Lima [EMO]. <sup>9</sup>                  | 168 |
| A.4. Aceleración, La Punta, Callao [DHN]. <sup>9</sup>                 | 169 |
| A.5. Aceleración, CISMID, Lima [CMD]. <sup>9</sup>                     | 169 |
| A.6. Aceleración, Pisco, Ica [Pisco]. <sup>9</sup>                     | 170 |
| A.7. Aceleración, Moquegua, Arequipa [Arequipa]. <sup>9</sup>          | 170 |

# Índice de cuadros

|   |    |
|---|----|
| 2.1. Principales antecedentes de la investigación. . . . .  | 9  |
| 2.2. Parámetros sísmicos calculados en base a la magnitud momento $M_w$ . <sup>16</sup>   | 16 |
| 2.3. Parámetros del sismo característico. <sup>16</sup> . . . . .   | 16 |
| 2.4. Coeficientes de Youngs para la relación de atenuación de respuesta<br>espectral (5 % de amortiguamiento). <sup>17</sup> . . . . .                            | 17 |
| 2.5. Coeficientes de Sadigh para la relación de atenuación de respuesta<br>espectral (5 % de amortiguamiento) para eventos con $M_w \leq 6.5$ . <sup>18</sup> . . | 18 |
| 2.6. Coeficientes de Sadigh para la relación de atenuación de respuesta<br>espectral (5 % de amortiguamiento) para eventos con $M_w > 6.5$ . <sup>18</sup> . .    | 18 |
| 2.7. Relación de dispersión de las ordenadas espectrales. <sup>18</sup> . . . . .   | 19 |
| 2.8. Fuentes sismogénicas con sus respectivas relaciones de atenuación <sup>16</sup> .  | 19 |
| 2.9. Deformaciones predominantes en cada elemento estructural de acuer-<br>do a la hipótesis de diafragma rígido. . . . .   | 27 |
| 2.10. Cinco parámetros para definir las superficies $C$ y $T$ . <sup>30</sup> . . . . .   | 42 |
| 2.11. Energía de deformación requerida para la falla del concreto simple<br>por compresión . . . . .  | 50 |
| 2.12. Energía de deformación requerida para la falla del acero en tensión. .  | 52 |
| 2.13. Estados discretos de daño e intervalos de variación del factor de daño<br>(ATC, 1985). . . . .  | 86 |
| 4.1. Incremento de fuerzas cortantes en el muro más esforzado y despla-<br>zamientos en el 1er Piso y último piso. . . . .  | 98 |
| 4.2. Propiedades mecánicas del suelo. <sup>40</sup> . . . . .   | 99 |
| 4.3. Propiedades geométricas y factores de forma de la zapata típica. <sup>40</sup> . .   | 99 |

|   |     |
|---|-----|
| 4.4. Rigidez horizontal ( $x$ ), Vertical ( $z$ ) y rotacional ( $\theta$ ) con coeficientes de amortiguamientos viscoso respectivos. <sup>40</sup> . . . . .   | 99  |
| 4.5. Características geométricas de la sección hipotética. . . . .  | 101 |
| 4.6. Propiedades del acero de refuerzo. <sup>29</sup> . . . . .   | 101 |
| 4.7. Propiedades del concreto. <sup>29</sup> . . . . .  | 102 |
| 4.8. Puntos de la envolvente de los ciclos histéricos. . . . .  | 102 |
| 4.9. Datos para representar la envolvente de ciclos de histéresis del modelo <i>CA7</i> . <sup>22</sup> . . . . .   | 102 |
| 4.10. Calibración de los parámetros $e$ y $u$ de la curva de histéresis <i>CA7</i> . <sup>22</sup> . . . . .  | 103 |
| 4.11. Características de la sección típica de columna de concreto del Hospital. <sup>44</sup> . . . . .   | 106 |
| 4.12. Datos para la envolvente del modelo <i>CE4</i> según curva esfuerzo deformación propuesta por Scott <sup>37</sup> et al y Yassin. <sup>33</sup> . . . . . | 107 |
| 4.13. Datos para la envolvente del modelo <i>SR4</i> según curvas promedio de esfuerzo deformación del acero. <sup>22</sup> . . . . .                           | 109 |
| 4.14. Detalles de los especímenes de Park et al., <sup>45</sup> Ohno et al. <sup>46</sup> y Mo et al. <sup>47</sup>   | 110 |
| 4.15. Propiedades del acero de refuerzo en los especímenes de Park et al., <sup>45</sup> Ohno et al. <sup>46</sup> y Mo et al. <sup>47</sup> . . . . .          | 110 |
| 4.16. Masa y peso de la estructura del bloque D1 . . . . .  | 124 |
| 4.17. Resultados del análisis estático según norma E.030 . . . . .  | 124 |
| 4.18. Curva de Fragilidad para el estado de Daño Severo en elementos estructurales . . . . .  | 136 |
| 4.19. Desempeño sísmico para elementos estructurales, según norma E.030   | 148 |
| 4.20. Desempeño sísmico para muros de drywall, según norma E.030 . . . . .  | 149 |
| 4.21. Frecuencia anual de excedencia, periodo de retorno, probabilidad de excedencia en 50 años para elementos estructurales. . . . .                           | 149 |
| 4.22. Frecuencia anual de excedencia, periodo de retorno, probabilidad de excedencia en 50 años para muros de drywall. . . . .                                  | 149 |
| 4.23. Factores de daño para cada estado de daño . . . . .   | 149 |
| 4.24. Pérdida por sismo para elementos estructurales . . . . .  | 151 |
| 4.25. Pérdida por sismo para muros de drywall . . . . .   | 154 |

# Capítulo 1

## Introducción

### 1.1. Descripción del Problema

En el Perú desde los años de 1970 hasta la actualidad, se tienen datos estadísticos que muestran el impacto negativo de los desastres naturales en la sociedad, la economía y el medio ambiente.<sup>1</sup> Los hospitales y centros de salud deben prestar servicio ininterumpido antes y más aún durante y después de ocurrido éstos siniestros.<sup>2</sup> Sin embargo el colapso parcial o total de su infraestructura dificultan el normal desarrollo de sus funciones.<sup>3</sup> Según la figura 1.1<sup>1</sup> los sismos son la causa principal de colapso de los establecimientos de salud peruanos.

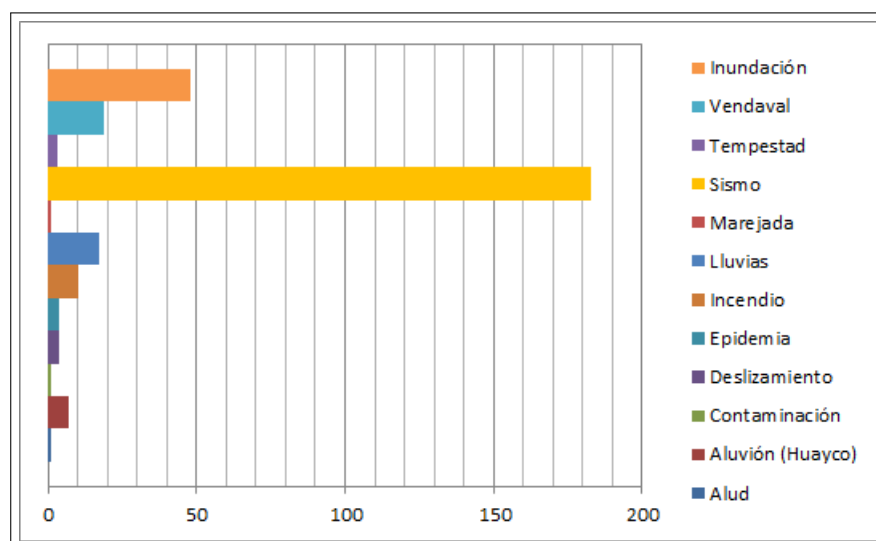


Figura 1.1: Hospitales peruanos afectados por desastres naturales entre los años de 1970 al 2011.<sup>1</sup>

### 1.1. Descripción del Problema

En el departamento de Ayacucho se han presentado por lo menos dieciocho infraestructuras de salud, entre hospitales y centros de salud, afectados por los sismos en los últimos 45 años, ver figura 1.2.<sup>1</sup> El estado peruano a través del Ministerio de Vivienda y Saneamiento ha convocado a las universidades e institutos para el desarrollo de la norma sismoresistente con el objetivo de reducir el riesgo de colapso de las nuevas infraestructuras de salud y otras obras civiles. En la última actualización de dicha normativa se plantea como filosofía de diseño sismoresistente que se debe evitar pérdidas de vidas, asegurar la continuidad de los servicios básicos y minimizar los daños a la propiedad.<sup>4</sup> Sin embargo los daños parciales o totales en los elementos estructurales y no estructurales de la infraestructura hospitalaria dificultan la atención médica.<sup>5</sup> Es por ello que en un hospital se debe tener mayor atención en determinar ciertos indicadores de daños más precisos para conocer a ciencia cierta el estado del hospital no solamente para el caso de sismo severo sino también para los moderados y leves.

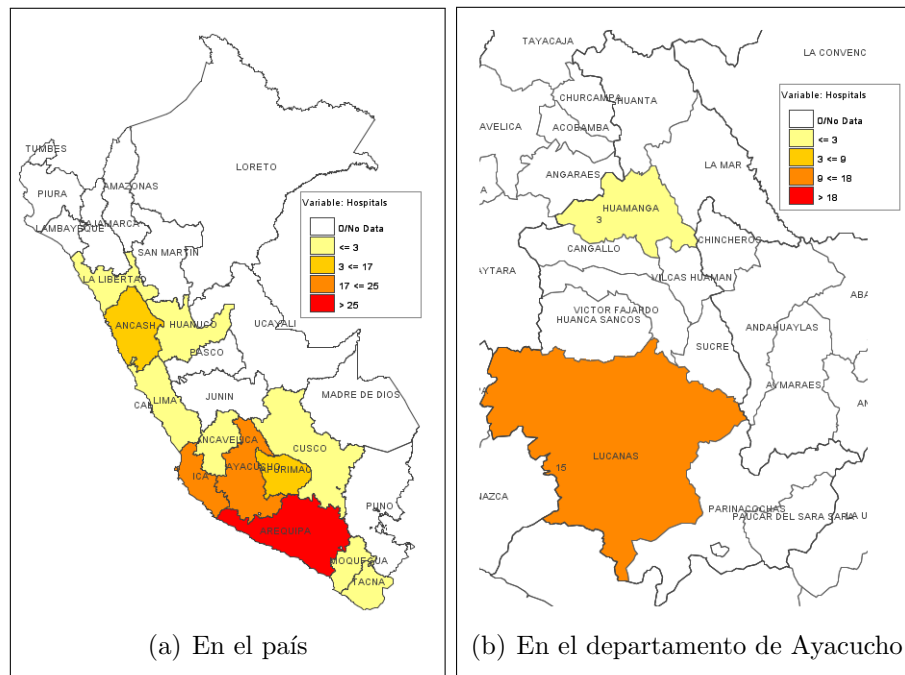


Figura 1.2: Cantidad de hospitales y establecimientos de salud afectados por los sismos entre los años de 1970 al 2011.<sup>1</sup>

## **1.2. Formulación del Problema**

### **1.2.1. Problema Principal**

- ¿Será posible obtener las curvas de fragilidad analíticas por sismo del Hospital Regional de Ayacucho Miguel Ángel Mariscal Llerena Tipo III-1, mediante el análisis dinámico incremental para estimar los daños por sismo de manera más amplia y precisa para diferentes niveles de solicitaciones sísmicas antes de que éstos ocurran?.

### **1.2.2. Problemas Específicos**

- ¿Es posible obtener registros sísmicos sintéticos adecuados para el uso en el análisis dinámico incremental (IDA) del hospital?.
- ¿Son necesarios definir los índices de demanda sísmica en los elementos estructurales y contenidos para el uso adecuado del análisis dinámico incremental (IDA) del hospital?.
- ¿Es posible construir curvas IDA de los elementos estructurales y contenidos del Hospital a partir de las demandas sísmicas obtenidas del modelo estructural?.
- ¿Es aceptable aplicar metodologías probadas en otros países que establecen los estados límites de daños en elementos estructurales y contenidos en edificios de configuración estructural semejante?.
- ¿Es posible construir las curvas de fragilidad analíticas por sismo de la componente estructural y contenidos del hospital, con las curvas IDA y las metodologías aplicadas?.

## **1.3. Objetivos de la Tesis**

### **1.3.1. Objetivo General**

- Contribuir a conocer las curvas de fragilidad analíticas por sismo del hospital.

### 1.3.2. Objetivos Específicos

- Obtener registros sísmicos sintéticos adecuados para el uso en el análisis dinámico incremental (IDA) del hospital.
- Definir los índices de demanda sísmica en los elementos estructurales y contenidos del hospital que se van a usar en el IDA.
- Construir curvas IDA de los elementos estructurales y contenidos a partir de las demandas sísmicas obtenidas del modelo estructural.
- Aplicar metodologías probadas en otros países que establecen los estados límites de daño en elementos estructurales y contenidos en edificios de configuración estructural semejante.
- Construir las curvas de fragilidad analíticas por sismo, de la componente estructural y contenidos del hospital, con las curvas IDA y las metodologías aplicadas.

## 1.4. Antecedentes de la investigación

Se han hecho variados esfuerzos para obtener la descripción cada vez más amplia y precisa de la vulnerabilidad sísmica en hospitales desde tablas ilustrativas<sup>6</sup> hasta análisis sofisticados hechos por computadora.<sup>7</sup> En éste último se han planteado el uso de registros sísmicos pasados escalados a diferentes niveles de intensidad para obtener una variedad de respuestas estructurales y no estructurales en el edificio también llamado análisis dinámico incremental (IDA).<sup>7</sup> A partir de ello se generan curvas IDA la cual describe la naturaleza aleatoria del comportamiento del edificio frente a diferentes intensidades sísmicas.<sup>7</sup> Con estos resultados se puede dar un enfoque probabilístico de la vulnerabilidad sísmica del hospital como son las curvas de fragilidad analíticas.

## 1.5. Justificación

Principalmente el nivel de daño en las componentes estructurales o no estructurales del hospital durante o después del sismo, indican el grado de impacto en la funcionalidad del mismo.<sup>3</sup> El inadecuado desempeño de los hospitales en los últimos siglos se debe al desconocimiento del nivel de daño esperado frente a eventos sísmicos severos, moderados y leves. Las consecuencias directas del deterioro de los hospitales se reflejan en cuantiosas pérdidas económicas, sociales y ambientales que pueden evitarse. Es necesario entonces conocer los daños esperados y realizar un diagnóstico preciso en un determinado escenario sísmico probable. Una de las herramientas más utilizadas hoy en día en el mundo es el análisis dinámico incremental<sup>7</sup> con el cual se puede dar un diagnóstico más detallado del hospital en diferentes escenarios sísmicos mediante el uso de las curvas de fragilidad analíticas.

## 1.6. Importancia

La importancia de esta investigación es que se podrá conocer las curvas de fragilidad analíticas del nuevo Hospital Regional Miguel Ángel Mariscal Llerena, las cuales describen el nivel de daño esperado en el mismo para variadas intensidades sísmicas a la que estará expuesto en su vida útil.

## 1.7. Hipótesis

### 1.7.1. Hipótesis General

- Empleando las curvas IDA existe la posibilidad de conocer el nivel de daño que puede sufrir la estructura y los contenidos del hospital ante un evento sísmico de cualquier intensidad, antes de que éste ocurra.

### 1.7.2. Hipótesis Específicas

- Los registros sísmicos sintéticos obtenidos son los adecuados para el IDA.
- Los índices de demanda sísmica definidos en los elementos estructurales y contenidos del hospital son los adecuados para el IDA.
- Las curvas IDA de los elementos estructurales y contenidos se obtienen a partir de la respuesta sísmica del modelo estructural del hospital.
- Es aceptable aplicar metodologías probadas en otros países para establecer los estados límites de daño en elementos estructurales y contenidos en edificios de configuración estructural semejante.
- Las curvas de fragilidad analíticas por sismo, de la componente estructural y contenidos del hospital, se construye con las curvas IDA y las metodologías aplicadas.

## 1.8. Metodología de la investigación

### 1.8.1. Alcance de la investigación

Para el análisis dinámico no lineal del nuevo hospital Miguel Ángel Mariscal Llerena se optó por escoger los acelerogramas sintéticos generados por el CISMID<sup>9</sup> para las costas del Perú en suelo intermedio. Esto porque los registros de acelerogramas intensos en la sierra no tienen la cantidad mínima de siete para realizar un análisis dinámico no lineal.<sup>20</sup> Para la obtención de las curvas de fragilidad por sismo se ha considerado el estudio de las componentes estructurales y el contenido del hospital. En éste último se va a considerar sólo los tabiques de albañilería.

### 1.8.2. Tipo y nivel de investigación

La presente investigación es del tipo analítico, porque se basa en el análisis numérico para describir el estado de daño de los hospitales a falta de observaciones e insuficientes datos experimentales. Es una investigación cuantitativa porque los resultados

obtenidos se pueden medir. Es una investigación cualitativa porque se asignan estados límites de daños como son el daño leve, moderado, severo y extremo.

### 1.8.3. Diseño de la investigación

La presente investigación se divide en tres fases. a) La primera fase consta de metodologías y técnicas necesarias para poder comprender el análisis dinámico incremental y las curvas de fragilidad analíticas; b) la segunda se detallará los resultados del análisis dinámico incremental hasta la construcción de las curvas IDA, luego se obtendrá los estados de daños; c) en la tercera fase se construirá las curvas de fragilidad por sismo para los elementos estructurales y contenidos del hospital.

## 1.9. Instrumentos de recolección de datos

En la Pontificia Universidad Católica del Perú se tiene acceso libre a las principales bibliotecas virtuales del mundo donde se publican “papers” reconocidas en la comunidad científica tales como: Science Direct y el Google Scholar. Es decir que al momento de la búsqueda de información se puede ahorrar el tiempo que toma en verificar la confiabilidad, la objetividad, precisión e importancia de la misma. También es importante mencionar las bibliotecas virtuales gratuitas:

- Repositorio de Tesis Digital PUCP
- Repositorio de Tesis Digital UNI
- Biblioteca Virtual SENCICO
- Biblioteca Virtual del CISMID
- Otros
- Libros impresos
- Sitios Web, principalmente el sitio Web del programa CANNY 2010.<sup>8</sup>

## 1.10. Herramientas de análisis

Para el procesamiento de los datos recogidos y la obtención de resultados, se utilizaron los siguientes softwares:

- Hojas de Cálculo en Excel
- Degtra V.5.4
- CANNY 2010
- CRISIS 2007
- ArcMap 10.3
- AutoCad 2014

# Capítulo 2

## Estado del Arte

### 2.1. Antecedentes Generales

En el cuadro 2.1 se muestran las principales antecedentes de la investigación.

| <b>Autor</b>                  | <b>Investigación</b>   | <b>País</b> |
|-------------------------------|--|-------------|
| M. Fragiadakis, et al. (2013) | Seismic assessment of structures and lifelines.  | Grecia      |
| P. Tehrani, et al. (2013)     | Incremental dynamic analysis (IDA) applied to seismic risk assessment of bridges.                                | Canadá      |
| NIBS, et al. (2013)           | Earthquake loss estimation methodology-HAZUS-MH 2.1.   | EE.UU       |
| Santana R. (2012)             | Diseño sísmico por desempeño de estructuras de albañilería confinada.  | Perú        |
| Gálvez A. (2009)              | El análisis no lineal dinámico y su aplicación en la simulación de respuestas estructurales.                     | Perú        |
| Baker J., et al. (2006)       | Uncertainty propagation in probabilistic seismic loss estimation.  | EE.UU       |
| Velásquez J. (2006)           | Estimación de pérdidas por sismo en edificios peruanos mediante Curvas de Fragilidad analíticas.                 | Perú        |
| Bonett R. (2003)              | Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada. | España      |

Cuadro 2.1: Principales antecedentes de la investigación.

## 2.2. Peligro sísmico

La teoría actual de placas tectónicas explica que la capa superficial del planeta, de 100 km. de espesor, denominada litósfera descansa en un manto semifundido llamado astenósfera. Donde debido a la gradiente de temperatura que existe en el interior del planeta parte de éste material se expande hacia la litósfera para luego dispersarse horizontalmente generando corrientes de convección en la astenósfera.<sup>12</sup> Dichas corrientes producen el movimiento de grandes porciones de litósfera llamados placas tectónicas, ver figura 2.1.<sup>11</sup> Las placas interactúan en sus bordes donde por una concentración de esfuerzos se alcanza el límite elástico del material y se forma un contorno local de falla liberando energía hacia la superficie dando origen a la mayor cantidad de sismos en el mundo.

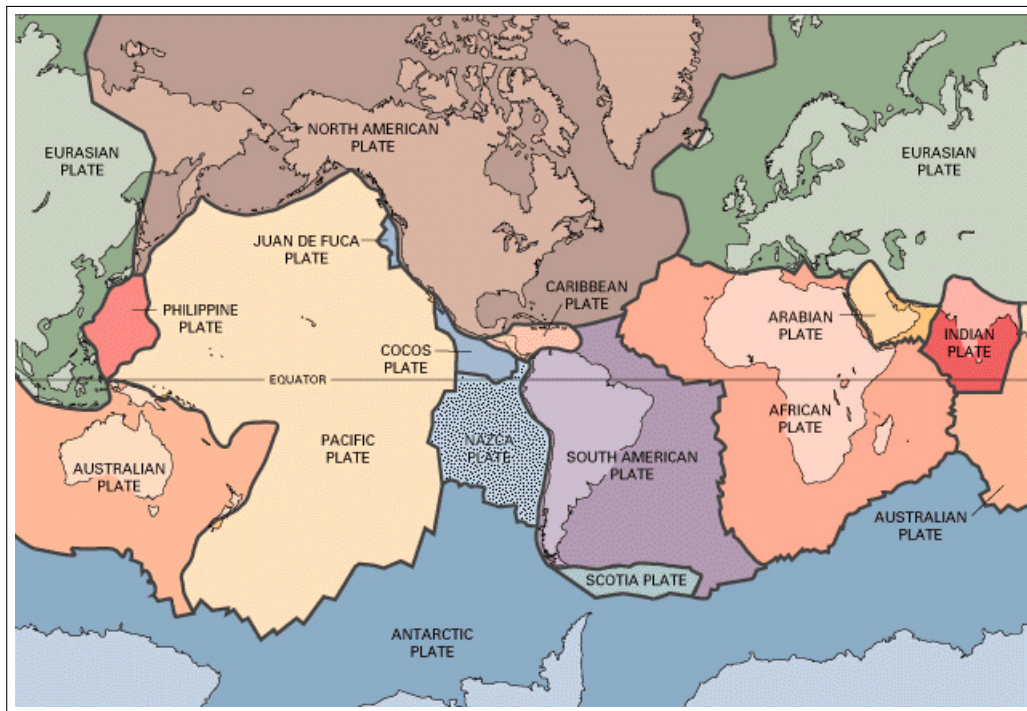


Figura 2.1: Placas tectónicas y bordes de interacción.<sup>11</sup>

## 2.2. Peligro sísmico

Se denomina hipocentro a la profundidad donde ha ocurrido la superficie local de falla, ver figura 2.2<sup>11</sup> y epicentro a la proyección de la misma en la superficie. Los sismos son más destructivos cuando el hipocentro está más cerca de la superficie.

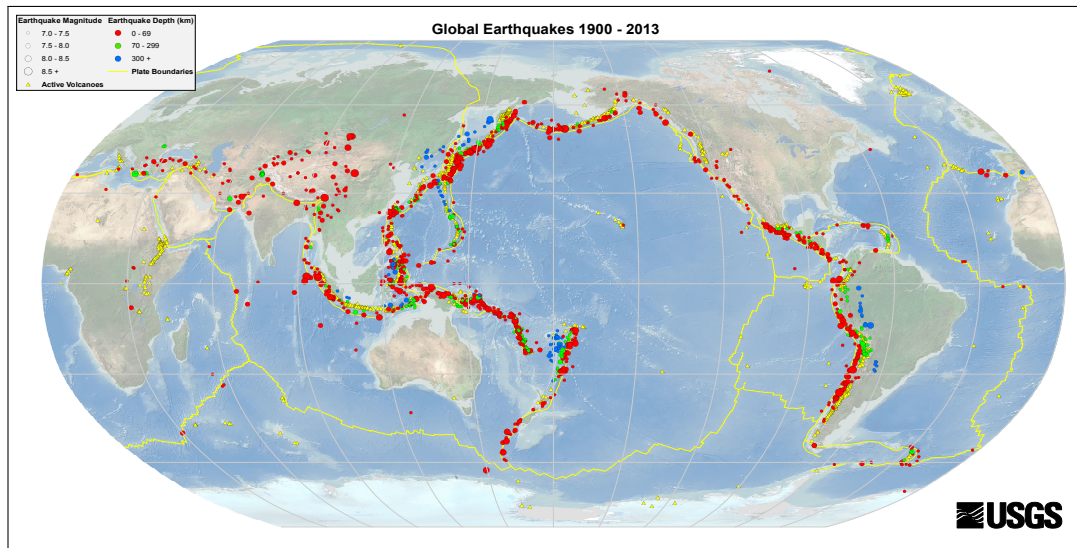


Figura 2.2: Distribución de Hipocentros en el Mundo en los años 1900-2013.<sup>11</sup>

La mayor actividad sísmica en el Perú se atribuye a la subducción de la placa de Nazca hacia la placa Sudamericana y las contorsiones corticales de la placa Sudamericana como se observa al lado derecho en la figura 2.3.<sup>11</sup>

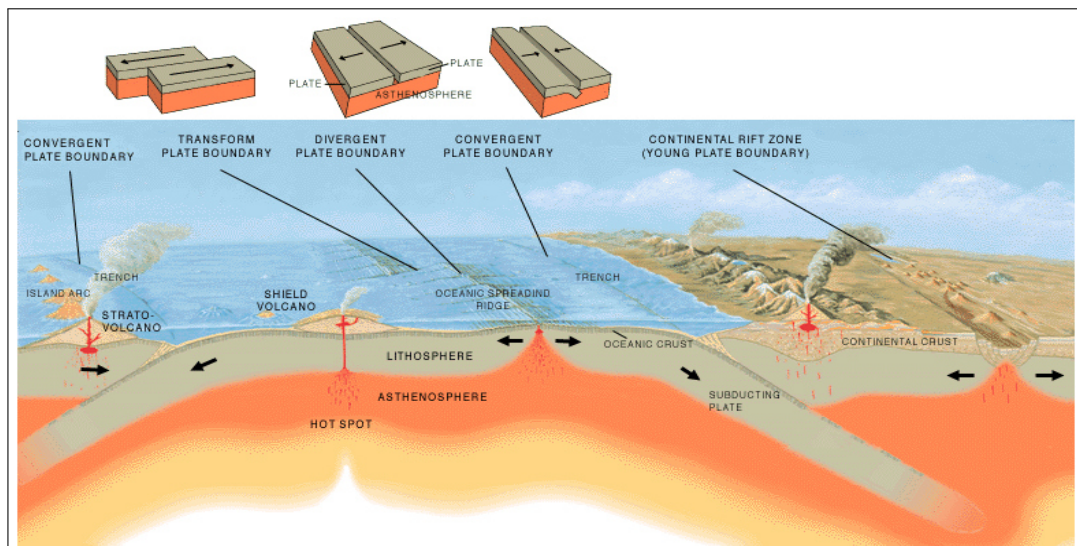


Figura 2.3: Tipos de borde de placas tectónicas.<sup>11</sup>

El peligro sísmico puede ser determinado mediante un enfoque determinístico o probabilístico. El primero cuantifica el peligro mediante la mayor intensidad sísmica

(desplazamiento, velocidad o aceleración del suelo) registrada en la zona donde se emplazará la obra civil en un intervalo de tiempo que es mucho mayor a la vida útil de la misma. El segundo considera la probabilidad de que en la vida útil de la obra civil pueda ser alcanzada por una intensidad sísmica que a su vez es igualada o excedida en un periodo de retorno específico. El enfoque determinístico suele sobrestimar el peligro sísmico porque se basa en la mayor intensidad sísmica que se registró en la zona considerando un periodo de retorno bastante amplio. Por lo tanto el enfoque probabilístico es el más adecuado para determinar el peligro sísmico.

### 2.2.1. Metodología para determinar el peligro sísmico

El peligro sísmico probabilístico es expresado en curvas de probabilidad de excedencia anual de un grupo de aceleraciones espectrales en roca o suelo firme. También se suele expresar en espectros de peligro uniforme. A continuación se muestra el procedimiento para determinar ambas expresiones del peligro sísmico aplicado en el Perú para la zona donde se emplazará el nuevo hospital regional de Ayacucho Miguel Ángel Mariscal Llerena.

#### 2.2.1.1. Fuentes sismogénicas

La fuente sismogénica es un grupo de volúmenes corticales con similar densidad de hipocentros y características homogéneas de sismicidad.<sup>12</sup> La sismicidad de cada fuente queda definida por su ecuación de recurrencia, por la magnitud máxima y mínima asociadas y por el promedio anual de sismos.<sup>12</sup> La ubicación de cada fuente se hace mediante las coordenadas de sus vértices y las profundidades máximas y mínimas.<sup>12</sup> El Perú cuenta con 20 fuentes sismogénicas con profundidades constantes.<sup>13</sup> Las fuentes 1 hasta la 5 representan a los sismos de subducción de interfase donde sus hipocentros están distribuidos en el borde costanero.<sup>13</sup> Las fuentes 6 hasta la 12 y las fuentes desde la 13 hasta la 20 constituyen los sismos superficiales de corteza y los sismo de subducción de intraplaca distribuidos en la placa sudamericana,<sup>13</sup> respectivamente. En las figuras 2.4 y 2.5 se muestran las fuentes sismogénicas en el Perú con la distribución de hipocentros de acuerdo al catálogo sísmico del Instituto Geofísico del Perú-IGP<sup>14</sup> y el National Earthquake Information Center-NEIC.<sup>15</sup>

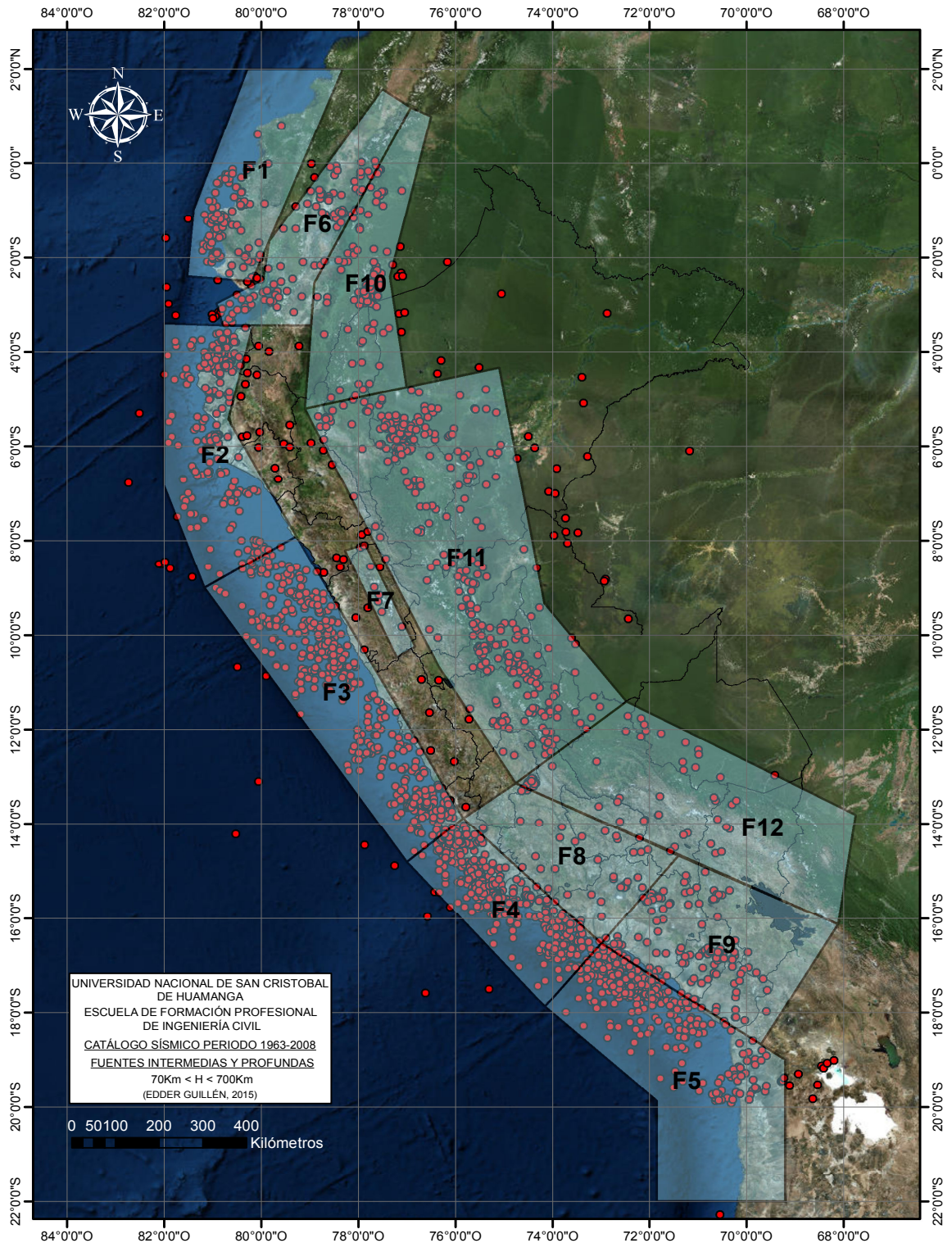


Figura 2.4: Fuentes sismogénicas de subducción de interfase y de corteza superficial (Elaboración Propia).

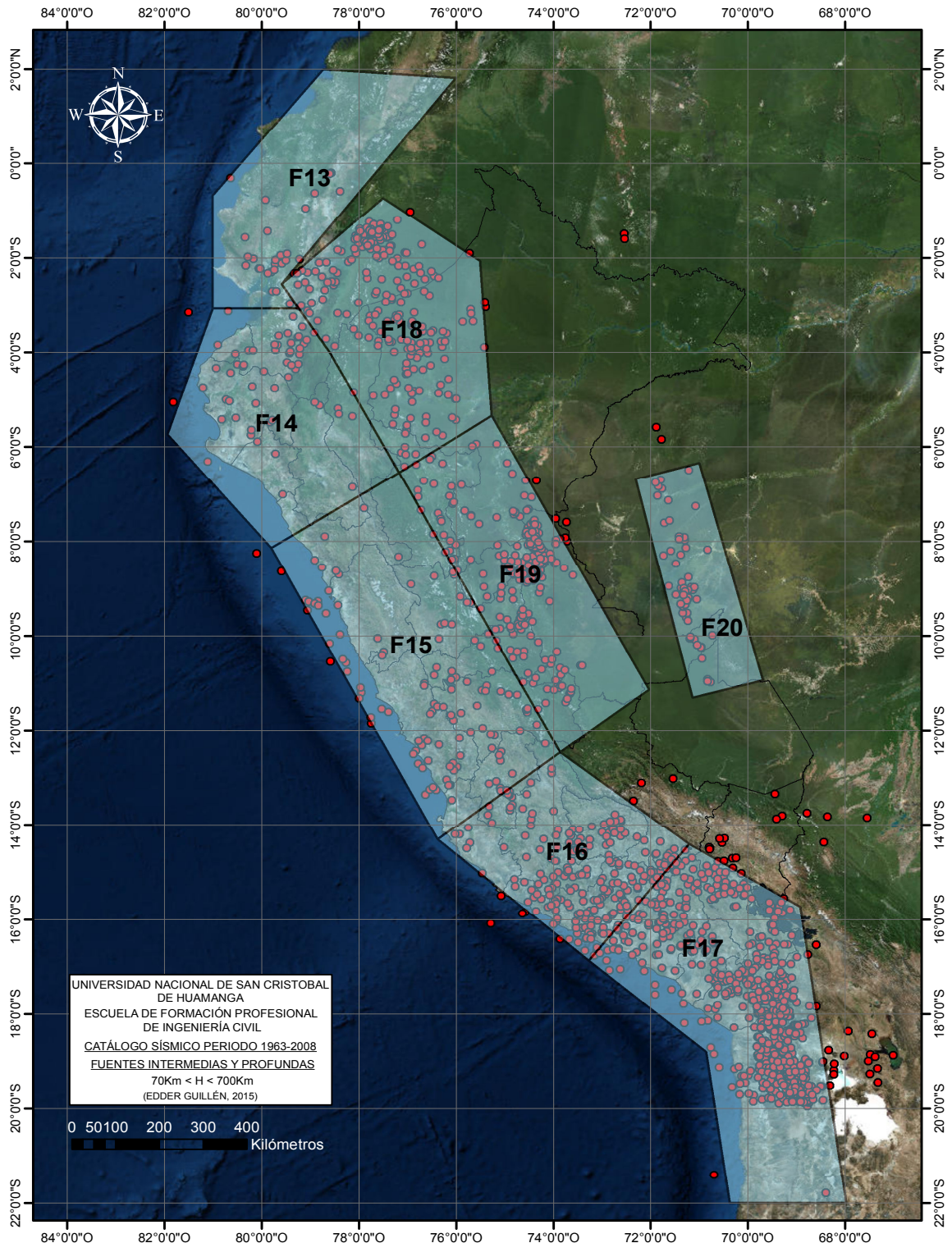


Figura 2.5: Fuentes sismogénicas de subducción de intraplaca (Elaboración Propia).

**2.2.1.2. Recurrencia sísmica**

Cada fuente sismogénica tiene una sismicidad particular que son caracterizados por las leyes de recurrencia. Entre las más importantes se tiene la ley de recurrencia de Gutenberg y Richter modificado que viene dada por:

$$\lambda(M) = \lambda_0 \frac{e^{-\beta M} - e^{-\beta M_u}}{e^{-\beta M_0} - e^{-\beta M_u}} \quad (2.2.1)$$

Donde:

$M_0$ : Mínima magnitud relevante.

$\lambda_0 = e^{(\alpha - \beta M_{min})}$ : Razón media anual de excedencia.

$M_u$ : Magnitud máxima o última.

$M_{min}$ : Magnitud mínima.

$\beta = b \ln 10$ , constante referida al nivel de actividad sísmica.

$\alpha = a \ln 10$ , indica la proporción de terremotos pequeños en relación a los grandes.

Las fuentes sismogénicas están representadas por la ley de recurrencia de Gutenberg y Richter modificado, ver cuadro 2.2.<sup>16</sup>

Según el estudio de Martinez, et al<sup>16</sup> se ha agregado una nueva fuente sismogénica con magnitudes momento Mw mayores a 7 y menores a 9 con la misma geometría de la fuente 3. Esto porque en esta fuente, según el catálogo sísmico se han encontrado magnitudes mayores a 7. Como la ley de Gutenberg y Richter muestra valores muy altos de sismicidad para magnitudes mayores a 7, se optó por utilizar la ley de recurrencia del sismo característico, la cual se expresa de la siguiente manera:<sup>16</sup>

$$\lambda(M) = \lambda(7) \frac{1 - \phi(M - EM)}{\sigma_M}, \quad \text{si } M > 7 \quad (2.2.2)$$

Donde:

$\lambda(7)$ : Tasa de exdencia anual para magnitudes mayores a 7.

EM: Valor medio de la magnitud.

$\sigma_M$ : Desviación estándar de la magnitud.

$\phi$ : Función de distribución normal.

| <b>Fuente</b> | <b>Mmin</b> | <b>Mu</b> | $\beta$ | $\lambda_0$ | <b>Prof. (km)</b> |
|---------------|-------------|-----------|---------|-------------|-------------------|
| F1            | 4.50        | 7.33      | 1.248   | 0.939       | 40                |
| F2            | 4.00        | 8.00      | 1.142   | 4.050       | 40                |
| F3            | 4.30        | 8.20      | 1.570   | 7.570       | 40                |
| F4            | 3.60        | 8.80      | 1.098   | 6.832       | 40                |
| F6            | 3.60        | 7.16      | 1.091   | 2.215       | 40                |
| F7            | 4.30        | 7.90      | 1.950   | 0.288       | 40                |
| F8            | 4.30        | 6.80      | 2.190   | 0.552       | 40                |
| F9            | 3.80        | 7.20      | 1.087   | 1.143       | 40                |
| F10           | 3.80        | 7.33      | 1.032   | 2.087       | 40                |
| F11           | 4.50        | 8.15      | 1.881   | 3.940       | 40                |
| F12           | 4.10        | 6.90      | 1.295   | 0.808       | 45                |
| F13           | 3.80        | 7.00      | 1.637   | 1.259       | 125               |
| F14           | 3.80        | 7.10      | 1.506   | 2.435       | 130               |
| F15           | 3.60        | 8.20      | 1.289   | 5.319       | 130               |
| F16           | 3.60        | 7.90      | 1.059   | 6.249       | 115               |
| F17           | 4.50        | 8.40      | 1.628   | 10.480      | 130               |
| F18           | 3.30        | 7.33      | 1.038   | 9.850       | 155               |
| F19           | 3.40        | 7.00      | 1.013   | 8.240       | 160               |
| F20           | 4.30        | 7.10      | 0.764   | 0.987       | 580               |

Cuadro 2.2: Parámetros sísmicos calculados en base a la magnitud momento Mw.<sup>16</sup>

En el cuadro 2.3 se muestra los valores de los parámetros sísmicos para el sismo característico.<sup>16</sup>

| <b>F3</b>      |       |
|----------------|-------|
| $\lambda(7) =$ | 0.105 |
| EM =           | 7.85  |
| $\sigma_M =$   | 0.3   |

Cuadro 2.3: Parámetros del sismo característico.<sup>16</sup>

### 2.2.1.3. Atenuación sísmica

Las relaciones de atenuación usadas en las investigaciones peruanas de peligro sísmico es la relación de Youngs, para sismo de subducción de interfase e intraplaca<sup>17</sup> y la relación de Sadigh, para sismos en corteza superficial.<sup>18</sup>

La relación de Youngs considera en su estudio los eventos sísmicos más importantes del siglo XX en el Perú. Youngs plantea la atenuación de las ordenadas espectrales

en roca,<sup>17</sup> de acuerdo a lo siguiente :

$$\begin{aligned} \ln(Sa) &= 0.2418 + 1.414.M + C1 + C2.(10 - M)^3 + C3.Ln(R + 1.7818.e^{0.554.M}) \\ &\quad + 0.0067.H + 0.3846.Z_t \\ \sigma_{\ln(Sa)} &= C4 + C5.M \end{aligned} \tag{2.2.3}$$

Donde:

Sa: Aceleración espectral en g.

M: Magnitud Momento Mw.

R: Distancia más cerca a la ruptura en Kilómetros.

h: Profundidad en Kilómetros.

Z<sub>t</sub>: 0 para interfase, 1 para intraplaca.

Los coeficientes se detallan en el cuadro 2.4:<sup>17</sup>

| Periodo(s) | C1     | C2      | C3     | C4   | C5   |
|------------|--------|---------|--------|------|------|
| PGA        | 0      | 0       | -2.552 | 1.45 | -0.1 |
| 0.075      | 1.275  | 0.0000  | -2.707 | 1.45 | -0.1 |
| 0.100      | 1.188  | -0.0011 | -2.655 | 1.45 | -0.1 |
| 0.200      | 0.722  | -0.0027 | -2.528 | 1.45 | -0.1 |
| 0.300      | 0.246  | -0.0036 | -2.454 | 1.45 | -0.1 |
| 0.400      | -0.115 | -0.0043 | -2.401 | 1.45 | -0.1 |
| 0.500      | -0.400 | -0.0048 | -2.36  | 1.45 | -0.1 |
| 0.750      | -1.149 | -0.0057 | -2.286 | 1.45 | -0.1 |
| 1.000      | -1.736 | -0.0064 | -2.234 | 1.45 | -0.1 |
| 1.500      | -2.634 | -0.0073 | -2.16  | 1.50 | -0.1 |
| 2.000      | -3.328 | -0.0080 | -2.107 | 1.55 | -0.1 |
| 3.000      | -4.511 | -0.0089 | -2.033 | 1.65 | -0.1 |

Cuadro 2.4: Coeficientes de Youngs para la relación de atenuación de respuesta espectral (5 % de amortiguamiento).<sup>17</sup>

La relación de Sadigh se muestra como sigue:

$$\ln(Sa) = C1 + C2.M + C3.8.5M^{2.5} + C4.Ln(R + e^{C5+C6.M}) + C7.Ln(R + 2) \tag{2.2.4}$$

Los coeficientes se muestran en el cuadro 2.5 y 2.6:<sup>18</sup>

| <b>Periodo<br/>(s)</b> | <b>C1</b> | <b>C2</b> | <b>C3</b> | <b>C4</b> | <b>C5</b> | <b>C6</b> | <b>C7</b> |
|------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| PGA                    | -0.7488   | 1.2       | 0         | -2.520    | 1.5558    | 0.3       | 0         |
| 0.070                  | 0.132     | 1.2       | 0.0072    | -2.554    | 1.5558    | 0.3       | -0.0989   |
| 0.100                  | 0.330     | 1.2       | 0.0072    | -2.578    | 1.5558    | 0.3       | -0.0492   |
| 0.200                  | 0.184     | 1.2       | -0.0048   | -2.496    | 1.5558    | 0.3       | 0         |
| 0.300                  | -0.068    | 1.2       | -0.0204   | -2.434    | 1.5558    | 0.3       | 0         |
| 0.400                  | -0.358    | 1.2       | -0.0336   | -2.388    | 1.5558    | 0.3       | 0         |
| 0.500                  | -0.706    | 1.2       | -0.0480   | -2.334    | 1.5558    | 0.3       | 0         |
| 0.750                  | -1.450    | 1.2       | -0.0600   | -2.238    | 1.5558    | 0.3       | 0         |
| 1.000                  | -2.046    | 1.2       | -0.0660   | -2.160    | 1.5558    | 0.3       | 0         |
| 1.500                  | -2.888    | 1.2       | -0.0780   | -2.070    | 1.5558    | 0.3       | 0         |
| 2.000                  | -3.534    | 1.2       | -0.0840   | -2.004    | 1.5558    | 0.3       | 0         |
| 3.000                  | -4.440    | 1.2       | -0.0960   | -1.932    | 1.5558    | 0.3       | 0         |

Cuadro 2.5: Coeficientes de Sadigh para la relación de atenuación de respuesta espectral (5 % de amortiguamiento) para eventos con  $M_w \leq 6.5$ .<sup>18</sup>

| <b>Periodo<br/>(s)</b> | <b>C1</b> | <b>C2</b> | <b>C3</b> | <b>C4</b> | <b>C5</b> | <b>C6</b> | <b>C7</b> |
|------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| PGA                    | -1.5288   | 1.32      | 0         | -2.52     | -0.5814   | 0.6288    | 0         |
| 0.070                  | -0.6480   | 1.32      | 0.0072    | -2.5536   | -0.5814   | 0.6288    | -0.0984   |
| 0.100                  | -0.4500   | 1.32      | 0.0072    | -2.5776   | -0.5814   | 0.6288    | -0.0492   |
| 0.200                  | -0.5964   | 1.32      | -0.0048   | -2.4960   | -0.5814   | 0.6288    | 0         |
| 0.300                  | -0.8484   | 1.32      | -0.0204   | -2.4330   | -0.5814   | 0.6288    | 0         |
| 0.400                  | -1.1376   | 1.32      | -0.0336   | -2.3880   | -0.5814   | 0.6288    | 0         |
| 0.500                  | -1.4856   | 1.32      | -0.0480   | -2.3340   | -0.5814   | 0.6288    | 0         |
| 0.750                  | -2.2296   | 1.32      | -0.0600   | -2.2380   | -0.5814   | 0.6288    | 0         |
| 1.000                  | -2.8260   | 1.32      | -0.0660   | -2.1600   | -0.5814   | 0.6288    | 0         |
| 1.500                  | -3.6684   | 1.32      | -0.0780   | -2.0700   | -0.5814   | 0.6288    | 0         |
| 2.000                  | -4.3140   | 1.32      | -0.0840   | -2.0040   | -0.5814   | 0.6288    | 0         |
| 3.000                  | -5.2200   | 1.32      | -0.0960   | -1.9320   | -0.5814   | 0.6288    | 0         |

Cuadro 2.6: Coeficientes de Sadigh para la relación de atenuación de respuesta espectral (5 % de amortiguamiento) para eventos con  $M_w > 6.5$ .<sup>18</sup>

Las desviaciones estándar del logaritmo natural de las ordenadas espectrales para cada periodo están dadas en el cuadro 2.7.<sup>18</sup>

En el cuadro 2.8,<sup>16</sup> se muestra la relación de atenuación aplicada para cada fuente sísmogénica.

| Periodo | $\sigma_{Ln(Sa)}$                   |
|---------|-------------------------------------|
| 0.070   | 1.40-0.14M; 0.39 para M $\geq$ 7.21 |
| 0.100   | 1.41-0.14M; 0.40 para M $\geq$ 7.21 |
| 0.200   | 1.43-0.14M; 0.42 para M $\geq$ 7.21 |
| 0.300   | 1.45-0.14M; 0.44 para M $\geq$ 7.21 |
| 0.400   | 1.48-0.14M; 0.47 para M $\geq$ 7.21 |
| 0.500   | 1.50-0.14M; 0.49 para M $\geq$ 7.21 |
| 0.750   | 1.52-0.14M; 0.51 para M $\geq$ 7.21 |
| 1.000   | 1.53-0.14M; 0.52 para M $\geq$ 7.21 |

Cuadro 2.7: Relación de dispersión de las ordenadas espectrales.<sup>18</sup>

| Fuentes                        | Ley          |
|--------------------------------|--------------|
| F6, F7, F8, F9, F10, F11 y F12 | Sadigh       |
| F1, F2, F3, F4, F5 y F21       | Youngs 40Km  |
| F16                            | Youngs 115Km |
| F13                            | Youngs 125Km |
| F14, F15, F17                  | Youngs 130Km |
| F18                            | Youngs 155Km |
| F19                            | Youngs 160Km |
| F20                            | Youngs 580Km |

Cuadro 2.8: Fuentes sismogénicas con sus respectivas relaciones de atenuación<sup>16</sup>

#### 2.2.1.4. Tasa de excedencia anual de la intensidad<sup>19</sup>

La tasa de excedencia anual es el número de veces que una intensidad ( $S_a$ ) es excedida en un año. Esta intensidad está asociada a un periodo de retorno ( $Tr$ ), que viene a ser el tiempo en que regrese dicha intensidad con las mismas características. La siguiente fórmula de probabilidad condicional debe ser desarrollada para obtener la tasa de excedencia anual de la intensidad ( $S_a$ ):

$$v(a|R_0, p) = \sum_{n=1}^{n=N} \int_{M_0}^{M_U} -\frac{\partial \lambda}{\partial M} P_r(A > a|M, R_0) dM \quad (2.2.5)$$

Donde:

N: número total de fuentes sísmicas.  $P_r(A > a|M, R_i)$ : Probabilidad que la intensidad exceda cierto valor dada una magnitud de sismo M, y la distancia entre la  $i$ -ésima

fuente y el sitio R.

$$P_r(A > a|M, R_0) = \phi \left( \frac{1}{\sigma_{Lna}} \text{Ln} \frac{E(A|M, R_i)}{a} \right) \quad (2.2.6)$$

Donde:

$\phi ()$ : Distribución normal estándar.

$E(A|M, R_i)$ : Valor medio del logaritmo de la intensidad.

$\sigma_{Lna}$ : Desviación estándar de la distribución.

$\lambda_i(M)$ : Tasa de actividad sísmica de la fuente.

$M_u$ : Magnitud máxima de cada fuente.

$M_0$ : Magnitud mínima de cada fuente.

El programa CRISIS 2007<sup>19</sup> desarrolla internamente la ecuación 2.2.5 con los datos de los parámetros sismológicos y la geometría de las fuentes sismogénicas, las relaciones de atenuación aplicadas a cada fuente y por último las ordenadas espectrales que se desean imprimir en los resultados. En esta investigación se optará por la ordenada espectral asociada al PGA (Peak Ground Acceleration) en roca.

En la figura 2.6 se muestra la tasa de excedencia anual para la coordenadas geográficas 74.198° Oeste y 13.160° Sur, donde se emplazará el nuevo hospital regional de Ayacucho Miguel Ángel Mariscal Llerena.

### 2.2.1.5. Espectro de Peligro Uniforme<sup>19</sup>

CRISIS 2007<sup>19</sup> también desarrolla el espectro de peligro uniforme para los periodos de vibrar en cada ordenada espectral, definida por el usuario, en este caso se optó por 11 periodos de vibración: 0.005, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.75, 1.0, 1.5, 2.0 y 3.0 segundos. En la figura 2.7 se muestra la comparación del espectro de peligro de peligro uniforme para la zona donde se emplazará el nuevo hospital regional de Ayacucho Miguel Ángel Mariscal Llerena con el espectro de respuesta de la NTP:E-030.<sup>4</sup>

Se observa que el espectro de peligro uniforme (EPU) basado en las relación de atenuación de Sadigh<sup>18</sup> y Young<sup>17</sup> se ajustan bastante bien al espectro de respuesta

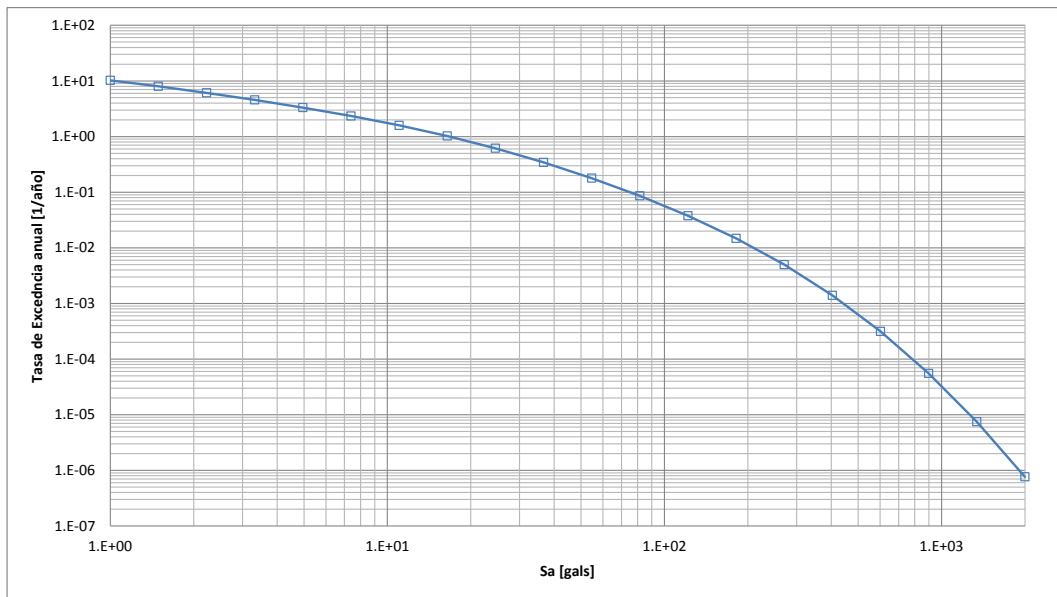


Figura 2.6: Tasa de excedencia anual de la aceleración espectral en roca para el nuevo hospital de Ayacucho Miguel Ángel Mariscal Llerena (Elaboración Propia).

de la NTP:E-030. Esto fue posible porque las relaciones de atenuación de Young<sup>17</sup> basó su estudio en sismos peruanos y la relación de Sadigh<sup>18</sup> considera mecanismos de generación de sismos de cortesa superficial similares a los que se generan en el Perú.

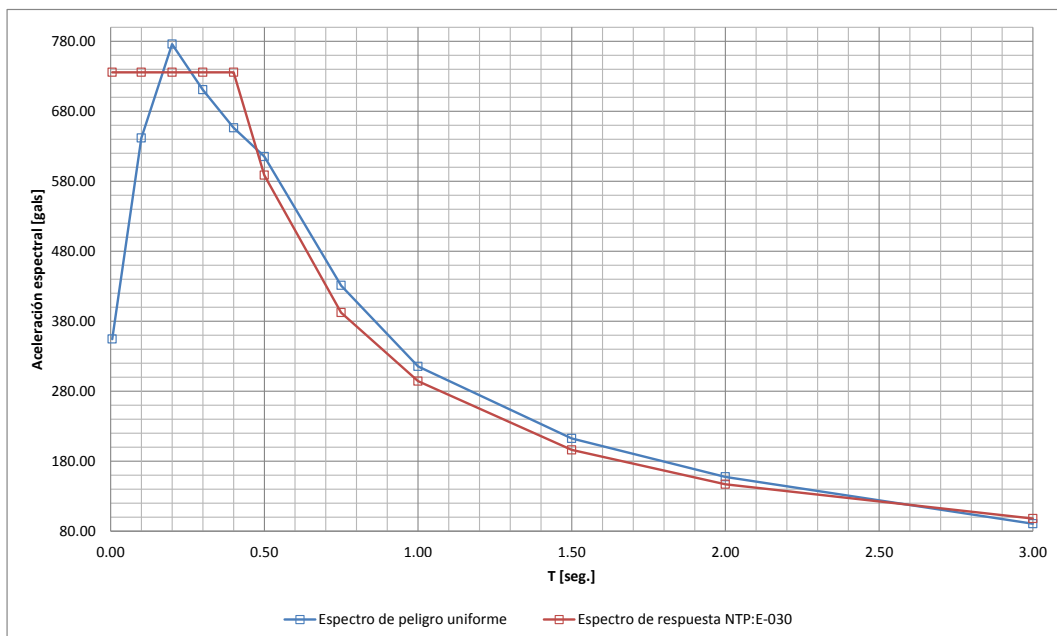


Figura 2.7: Espectro de peligro uniforme contra el espectro de respuesta de la norma NTP:E-030 (Elaboración Propia).

### 2.2.1.6. Mapa de Isoaceleraciones Espectrales

En la figura 2.8 se muestra el mapa de isoaceleraciones obtenida de CRISIS 2007.<sup>19</sup> En la figura 2.9 se desarrolló el mapa de isoaceleraciones espectrales para el Perú, que pueden ser superado en un periodo de retorno de 475 años (o con una probabilidad de ser excedida en 10 % en un tiempo de exposición de 50 años).

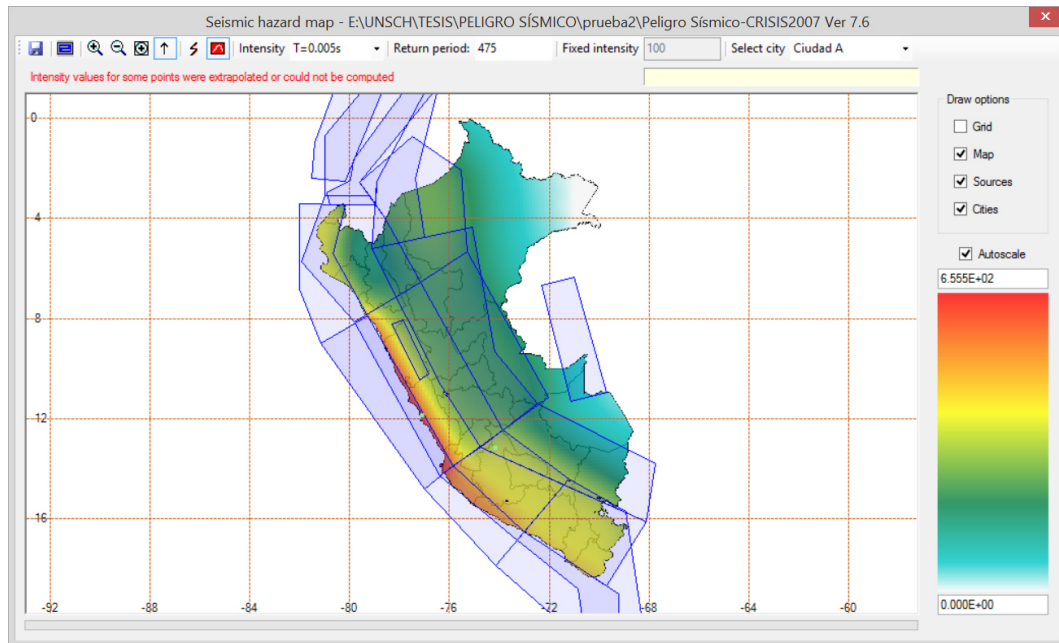


Figura 2.8: Mapa de isoaceleraciones espectrales del Perú en roca para un periodo de retorno de 475 años (Elaboración Propia).

## 2.2.2. Acelerogramas

El conocimiento de las fuerzas que actúan sobre un emplazamiento debido a los terremotos, el análisis de sus efectos sobre las estructuras, el desarrollo de normas de construcción y los métodos para determinar el riesgo sísmico sobre las construcciones son algunas de las principales motivaciones para el estudio de los acelerogramas.<sup>9</sup> En ellos, el parámetro de mayor interés para la ingeniería civil es la aceleración del movimiento del suelo, aunque también son importantes la velocidad y el desplazamiento.<sup>9</sup> Estos registros se denominan de campo cercano, ya que el estudio se realiza en la región epicentral, en la que los movimientos en superficie al paso de las ondas sísmicas son más intensos (movimientos fuertes del suelo), produciéndose desplazamientos, velocidades y aceleraciones elevadas, aunque dependiendo fundamentalmente de la

## 2.2. Peligro sísmico

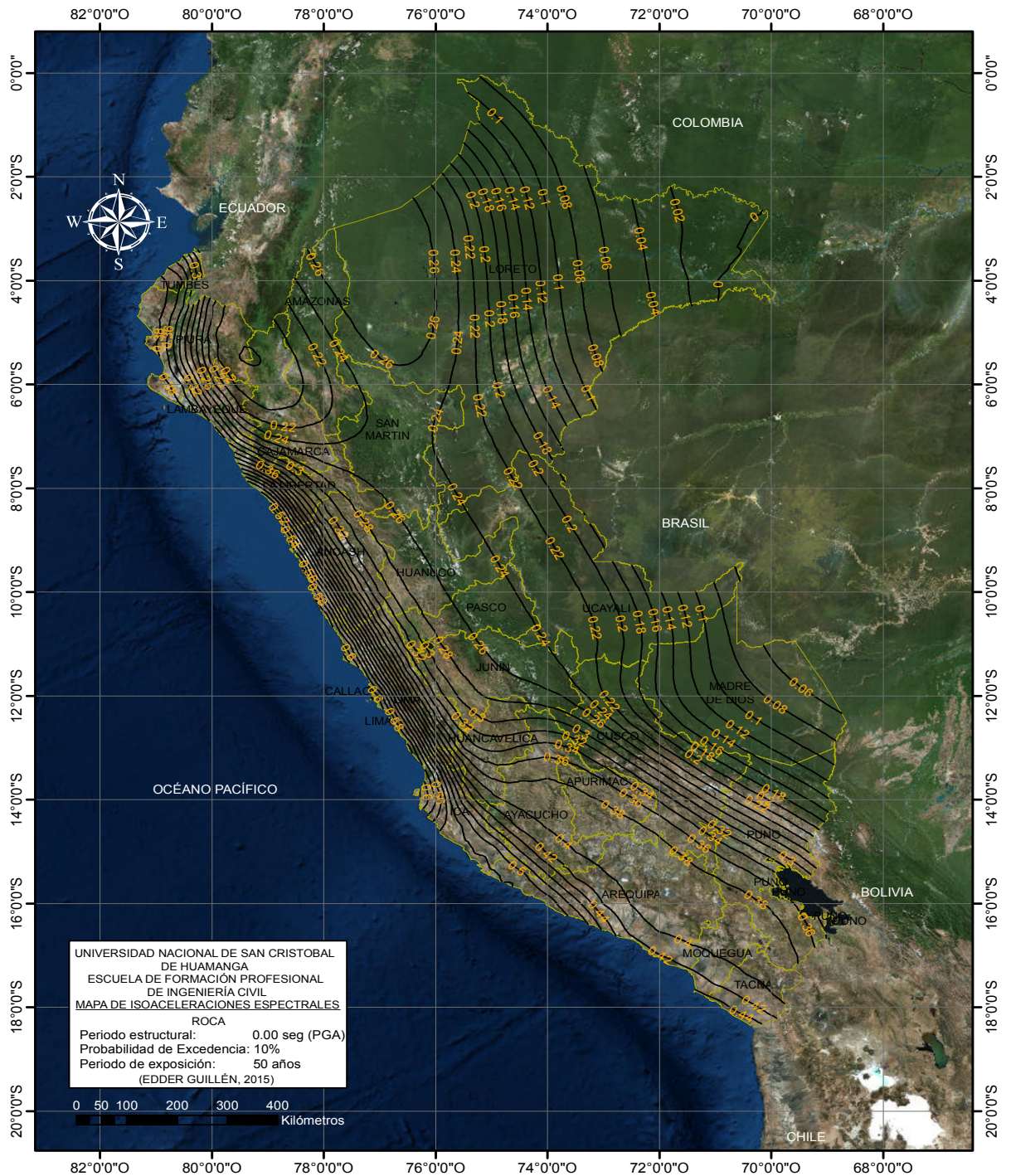


Figura 2.9: Mapa de isoaceleraciones espectrales del Perú en roca que tienen la probabilidad de ser excedida en 10% en un tiempo de exposición de 50 años (Elaboración Propia).

magnitud del sismo y de su distancia al epicentro.<sup>10</sup>

### 2.2.3. Acelerogramas sintéticos

Existen diversos procedimientos desarrollados para la generación de acelerogramas para su uso en el análisis de respuesta sísmica de las estructuras, partiendo desde la metodología más simple y comúnmente utilizada, que es la de escalar los valores de aceleración pico de un registro seleccionado al valor de la aceleración de diseño, hasta métodos más elaborados que consisten en modificar el espectro de respuesta del registro seleccionado para representar la forma espectral de un espectro de diseño objetivo.<sup>9</sup> Los métodos de escalamiento de la aceleración pico tienen serios cuestionamientos al no cumplir con los principios teóricos de la geofísica, por lo cual su uso es cada vez menos frecuente.<sup>9</sup> Por el contrario, los métodos de ajuste espectral han tomado mayor fuerza, debido a su simplicidad y practicidad en su aplicación a la ingeniería sismorresistente; por lo que son de uso más frecuente en la práctica de la ingeniería sísmica.<sup>9</sup> Para el análisis dinámico no lineal del nuevo hospital se optará por elegir los acelerogramas sintéticos en suelo intermedio para una ubicación hipotética en las costas del Perú ya que no se cuenta con la cantidad mínima de registros de acelerogramas intensos para la sierra.<sup>20</sup> En el apéndice A se encuentran los doce acelerogramas sintéticos elegidos para suelos intermedios<sup>9</sup> según el espectro de la NTP:E-030<sup>4</sup> que se van a usar en el análisis dinámico no lineal.

## 2.3. Fundamentos para el análisis dinámico no lineal

### 2.3.1. Modelos idealizados para el análisis dinámico no lineal

Los modelos idealizados son caracterizados de acuerdo al grado de distribución de plasticidad que se desee modelar en la sección transversal y a lo largo del elemento estructural.<sup>21</sup>

La respuesta no lineal del elemento viga, columna y muro pueden ser representados por uno de los cinco modelos mostrados en la figura 2.10. En la figura 2.10a se tiene el modelo de rótula plástica rígida en los extremos del elemento. En la figura 2.10b el modelo con rótula plástica que puede ser representado por un resorte con comportamiento histerético o por un diagrama momento-rotación concentrado en el extremo de las barras sin una longitud fija.<sup>21</sup> Ambos modelos tienen una relativa formulación eficiente de condensación numérica.<sup>21</sup>

El modelo con rótula plástica de longitud finita es la mostrada en la figura 2.10c donde la plasticidad se representa con el relación momento-curvatura o con un comportamiento de histéresis la cual está distribuida en una longitud fija en los extremos de la barra.

En la figura 2.10d y 2.10e se tienen los modelos de fibras y el de elementos finitos.<sup>21</sup> En el modelo de fibras la matriz de flexibilidad de la sección transversal es definido por la relación unidimensional del comportamiento histerético de los materiales que la compone.<sup>22</sup> Luego se integra a lo largo de la barra asumiendo una distribución de la plasticidad de extremo a extremo de la barra para finalmente obtener la matriz de flexibilidad y con su respectiva inversa la matriz de rigidez de la barra.<sup>22</sup>

El modelo más complejo discretiza el miembro continuo en elementos finitos tanto la sección transversal como a lo largo de la barra, ver figura 2.10e, con propiedades constitutivas histeréticas que tienen numerosos parámetros que se tienen que ingresar. Este modelo es más versátil pero presenta un reto calibrar los

### 2.3. Fundamentos para el análisis dinámico no lineal

parámetros y requiere más recursos computacionales. Las deformaciones calculadas por los modelos de fibra y el método de los elementos finitos pueden dificultar la interpretación de los criterios aceptables que usualmente son expresados en términos de rotación de rótulas y desplazamientos.<sup>21</sup> Sin embargo estos modelos capturan muy bien la interacción de las deformaciones por carga axial y momento flector a diferencia de los modelos de plasticidad concentrada donde la relación de momento rotación debe ser dada para cada carga axial producto del análisis.<sup>21</sup> Lo más recomendable es tomar la relación momento rotación de la carga axial promedio que se espera del análisis.<sup>21</sup>

En los ensayos de laboratorio es más práctico hacer mediciones de desplazamientos y rotaciones en los especímenes de concreto armado. Por lo tanto un modelo con rótulas de plasticidad concentrada es el más ideal para calibrar los resultados de los ensayos y validar el análisis no lineal.<sup>21</sup>

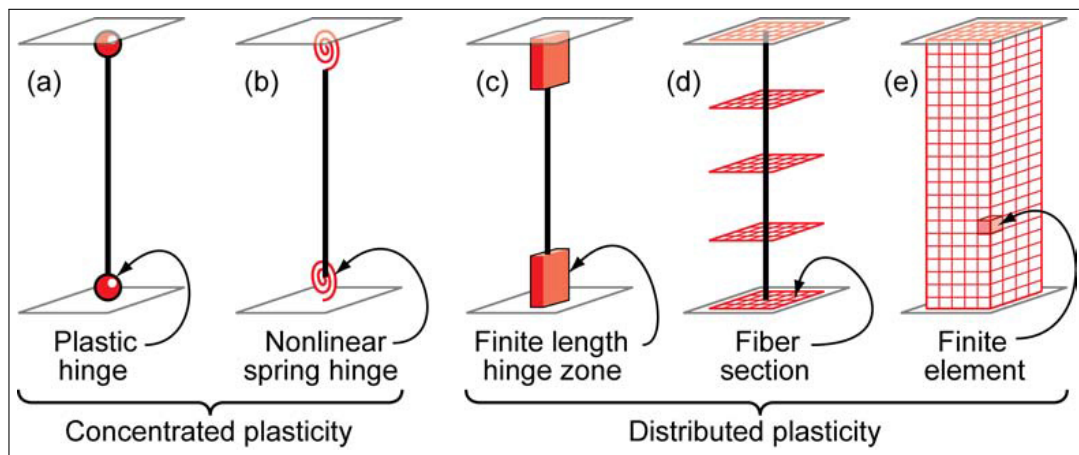


Figura 2.10: Modelos idealizados para elementos estructurales.<sup>21</sup>

#### 2.3.2. El Modelo de plasticidad concentrada

De acuerdo a la hipótesis que las losas de concreto armado tienen un comportamiento de diafragma rígido en su plano y son flexibles en la dirección perpendicular a este, las vigas no se deforman axialmente, tampoco presenta deformación por torsión ni por flexión en el eje perpendicular a la losa. Por lo tanto las vigas solo presentan deformaciones por corte uniaxial en el plano perpendicular al diafragma

### 2.3. Fundamentos para el análisis dinámico no lineal

y flexión uniaxial paralelo al plano del diafragma.

Las columnas y muros no presentan deformaciones por torsión debido a que el diafragma rígido reparte las fuerzas inerciales directamente a los pórticos. Por tanto las columnas solo presentan deformación por cargas axiales, corte biaxial y flexión biaxial, estas dos últimas aplicadas paralelos al plano del diafragma. De manera similar los muros presentan deformaciones por carga axial sin embargo son más rígidos en su plano que en la dirección perpendicular del mismo por lo tanto las deformaciones principalmente son por corte y flexión uniaxial, en la tabla 2.9 se muestra un resumen de lo mencionado líneas arriba.

Las componente de desplazamiento por flexión, axial o corte de una viga, columna o muro puede ser idealizado por resortes uniaxiales sin interacción entre ellos,<sup>22,23</sup> ver figura 2.11.<sup>22</sup> Un elemento estructural puede ser modelado por uno o mas resortes uniaxiales no lineales de flexión, axial y corte.<sup>22,23</sup>

| Elemento estructural | $\delta$ axial | $\delta$ torsión | $\delta$ flexión uniaxial | $\delta$ flexión biaxial | $\delta$ corte uniaxial | $\delta$ corte biaxial |
|----------------------|----------------|------------------|---------------------------|--------------------------|-------------------------|------------------------|
| Viga                 | -              | -                | X                         | -                        | X                       | -                      |
| Columna              | X              | -                | X                         | X                        | X                       | X                      |
| Muro                 | X              | -                | X                         | -                        | X                       | -                      |
| Losa                 | -              | -                | X                         | X                        | -                       | -                      |

Cuadro 2.9: Deformaciones predominantes en cada elemento estructural de acuerdo a la hipótesis de diafragma rígido.

Sin embargo la deformación por flexión está relacionada con la deformación axial como se puede observar en la figura 2.12. Donde la capacidad de momento flector aumenta y ductilidad de curvatura de la sección disminuye considerablemente con el incremento de la carga axial por compresión. El modelo de fibras es el más adecuado para capturar dicha interacción. El caso más general es la interacción de la flexión biaxial con la carga axial pero como se verá más adelante es posible reducir el problema a la interacción momento flector uniaxial y carga axial solo si se tiene un modelo en dos dimensiones. Para definir el modelo de fibras es necesario contar con las curvas envolventes y de histéresis del concreto y el acero de refuerzo

las cuales se describen en la sección 2.3.3.

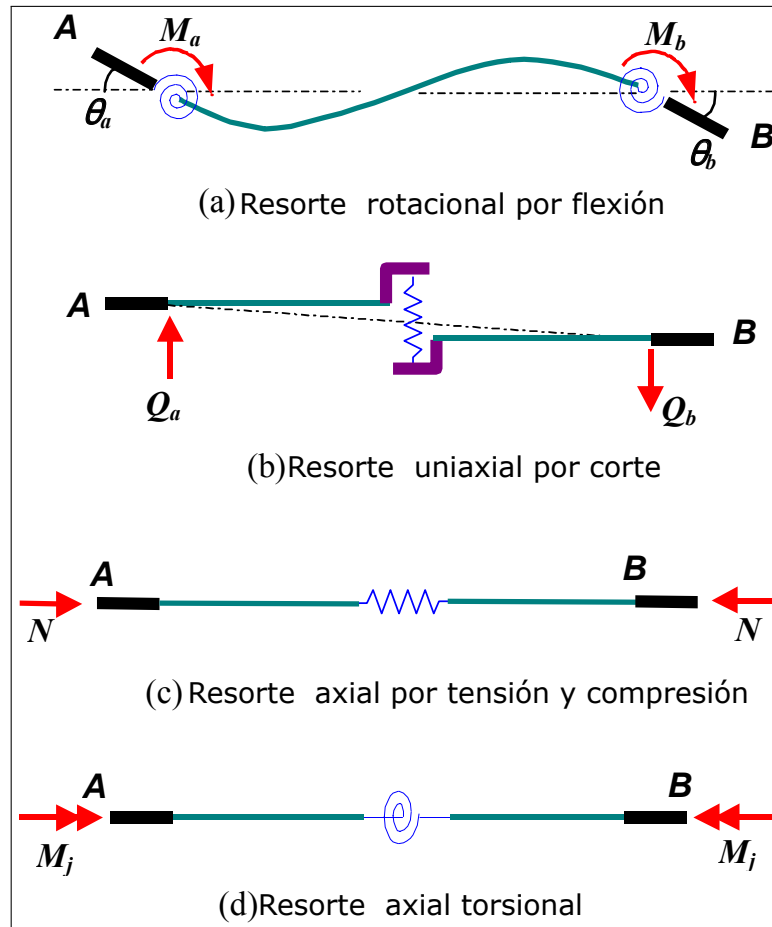


Figura 2.11: Modelos de plasticidad concentrada para vigas, columnas y muros de concreto armado.<sup>22</sup>

La deformación por corte será capturado mediante un resorte uniaxial como se observa en la figura 2.11b. Se hace uso de resultados experimentales de muros de concreto con esbeltez reducida y con una disminuida capacidad por corte, las cuales fueron sintetizados en una curva de esfuerzo deformación con lasos de histéresis propuesto por Kelly.<sup>38</sup> La envolvente de los lasos histeréticos es la mostrada en la figura 2.13.

### 2.3.3. Análisis seccional para el modelo de fibras.

El análisis seccional determina la plasticidad de la sección transversal de un elemento estructural donde se representa el refuerzo y el concreto por resortes uniaxiales con

### 2.3. Fundamentos para el análisis dinámico no lineal

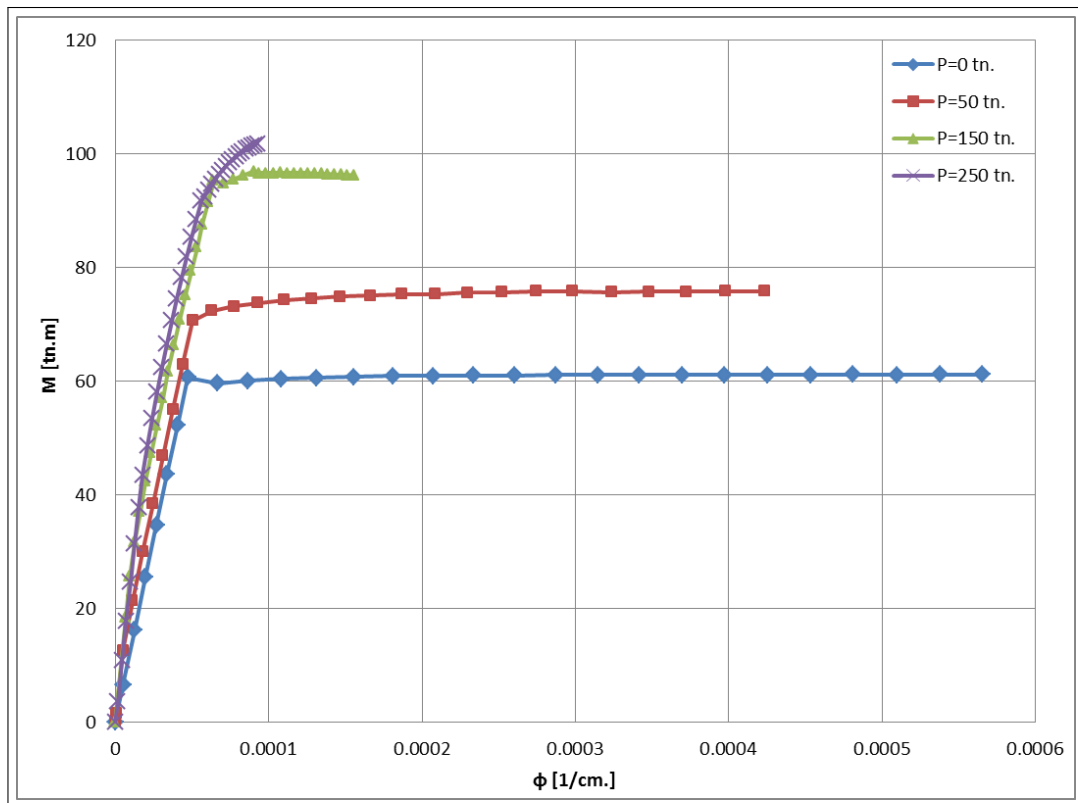


Figura 2.12: Diagramas momentos curvaturas de una sección rectangular con cuantía de refuerzo longitudinal de 2% sometida a diferentes cargas axiales estudiada por Ottazzi G.<sup>35</sup>

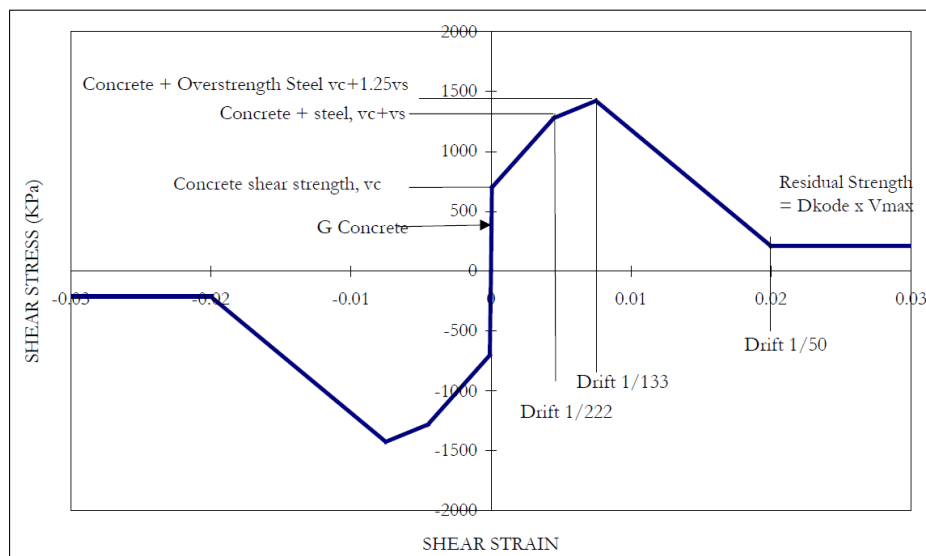


Figura 2.13: Curva envolvente de esfuerzo deformación por corte propuesta por Kelly T.<sup>38</sup>

propiedades histeréticas particulares. En un modelo de fibras es posible la interacción de las deformaciones por carga axial y momento flector, es decir están acopladas.

### 2.3. Fundamentos para el análisis dinámico no lineal

Para realizar un análisis seccional se debe cumplir: 1) El equilibrio en la sección transversal para cualquier caso de carga, 2) la hipótesis de Navier es correcta (la superficie de la sección transversal permanece plana aún después de la deformación) y 3) se debe mantener las relaciones constitutivas de los materiales que compone la sección transversal. En la secciones 2.3.5 y 2.3.4 se describe el procedimiento para determinar la matriz de rigidez de los elementos estructurales en base al modelo de las fibras.

#### 2.3.3.1. Relación constitutiva del acero de refuerzo.

Existen variados modelos que representan la curva esfuerzo deformación del acero de refuerzo sometido a cargas estáticas y dinámicas las cuales han sido validados por observaciones hechas en laboratorio. Por lo tanto es necesario elegir el modelo que mejor pueda ajustarse a la mayor cantidad de resultados de los ensayos al acero de refuerzo.

Mander ha desarrollado investigaciones sobre el comportamiento esfuerzo-deformación del acero de refuerzo sometido a cargas cíclicas las cuales fueron observados en ensayos de acero dúctil y de alta resistencia.<sup>25</sup> Se ha intentado que el modelo esfuerzo-deformación del acero sea el adecuado para todos los grados de acero de refuerzo en la cual se pueda definir fácilmente la relación monótonica de esfuerzo-deformación para las ramas de tensión y compresión.<sup>25</sup>

La curva principal es definida por la envolvente de las ramas de carga reversiva. La forma de la curva esfuerzo-deformación monótonica se muestra en la figura 2.14.

a. **Carga elástica:**  $0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_y$

$$f_s = E_s \varepsilon_s \quad (2.3.1)$$

Siendo:

$$E_t = E_s \quad y \quad \varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$

Donde:

$E_s$ : Módulo de elasticidad del acero de refuerzo.

### 2.3. Fundamentos para el análisis dinámico no lineal

$\epsilon_y$ : Deformación en el rango elástico en la curva esfuerzo-deformación.

$E_t$ : Módulo de elasticidad tangente.

$f_y$ : Esfuerzo de fluencia.

$\epsilon_y$ : Deformación asociada al inicio del esfuerzo de fluencia.

b. **Plataforma de fluencia:**  $\epsilon_y < \epsilon_s \leq \epsilon_{sh}$

$$f_s = f_y \quad (2.3.2)$$

$$E_t = 0.0 \quad (2.3.3)$$

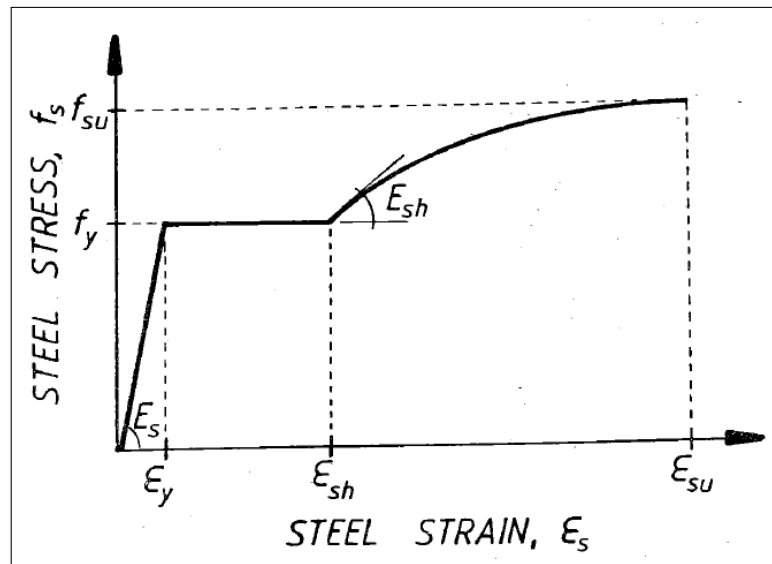


Figura 2.14: Curva esfuerzo-deformación monotónica del acero.<sup>25</sup>

c. **Curva de endurecimiento-deformación:**  $\epsilon_{sh} < \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$

Se propone la curva de endurecimiento-deformación como una simple función que puede ser usada entre la deformación  $\epsilon_{sh}$  y la deformación última,  $\epsilon_{su}$ .<sup>25</sup>

Además de las coordenadas de inicio y fin de la curva de endurecimiento-deformación  $(\epsilon_{sh}, f_y)$  y  $(\epsilon_{su}, f_{su})$  respectivamente, es necesario encontrar el módulo de elasticidad de la relación endurecimiento-deformación,  $E_{sh}$ . La expresión de la curva tiene como origen de coordenadas al esfuerzo-deformación último,<sup>25</sup> ver ecuación 2.3.4.

### 2.3. Fundamentos para el análisis dinámico no lineal

$$\left(\frac{f_{su} - f_s}{f_{su} - f_y}\right) = \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}\right)^P \quad (2.3.4)$$

En términos de deformación el esfuerzo es:<sup>25</sup>

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}\right)^P \quad (2.3.5)$$

El parámetro  $P$  es expresado por:<sup>25</sup>

$$P = E_{sh} \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}{f_{su} - f_y}\right) \quad (2.3.6)$$

Y el módulo tangente  $E_t$  en cada punto de la curva endurecimiento-deformación como:<sup>25</sup>

$$E_t = E_{sh} \left(\frac{f_{su} - f_s}{f_{su} - f_y}\right)^{1-\frac{1}{P}} \quad (2.3.7)$$

Por lo tanto es necesario contar con los parámetros  $f_y$ ,  $\varepsilon_y$ ,  $\varepsilon_{sh}$ ,  $f_{su}$ ,  $\varepsilon_{su}$  y  $E_{sh}$ , para definir la curva de endurecimiento-deformación del acero de refuerzo. Sin embargo es complicado conseguir el valor de  $E_{sh}$  en un ensayo de laboratorio. Restrepo-Posada propone expresar  $P$  a partir de un punto dentro de la curva endurecimiento-deformación  $(\varepsilon_{sh,1}, f_{sh,1})$  en lugar de  $E_{sh}$ , tal como sigue:<sup>27</sup>

$$P = \frac{\log(f_{su} - f_{sh,1})}{\log\left((f_{su} - f_y) \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh,1}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}\right)\right)} \quad (2.3.8)$$

En la figura 2.16 se muestra las cuatro curvas representativas de esfuerzo-deformación para acero ASTM A615 de grado 60, la cual su uso ha sido ampliamente difundido en el sector construcción peruano, obtenidas por Abbasi et al.<sup>28</sup> Las curvas 5, 6 son los extremos de las curvas esfuerzo-deformación de los ensayos realizados a este tipo de acero, ver figura 2.15, la curva 8 tiene un comportamiento parecido al acero cuadrado británico donde no tiene el punto de fluencia definido, la curva 7 es la expresión de esfuerzo-deformación propuesta por el American Concrete Institute.<sup>29</sup>

### 2.3. Fundamentos para el análisis dinámico no lineal

De estas curvas se puede extraer los valores de los parámetros necesarios para definir la curva teórica esfuerzo-deformación de la ecuaciones 2.3.1, 2.3.2, 2.3.5 y 2.3.8.

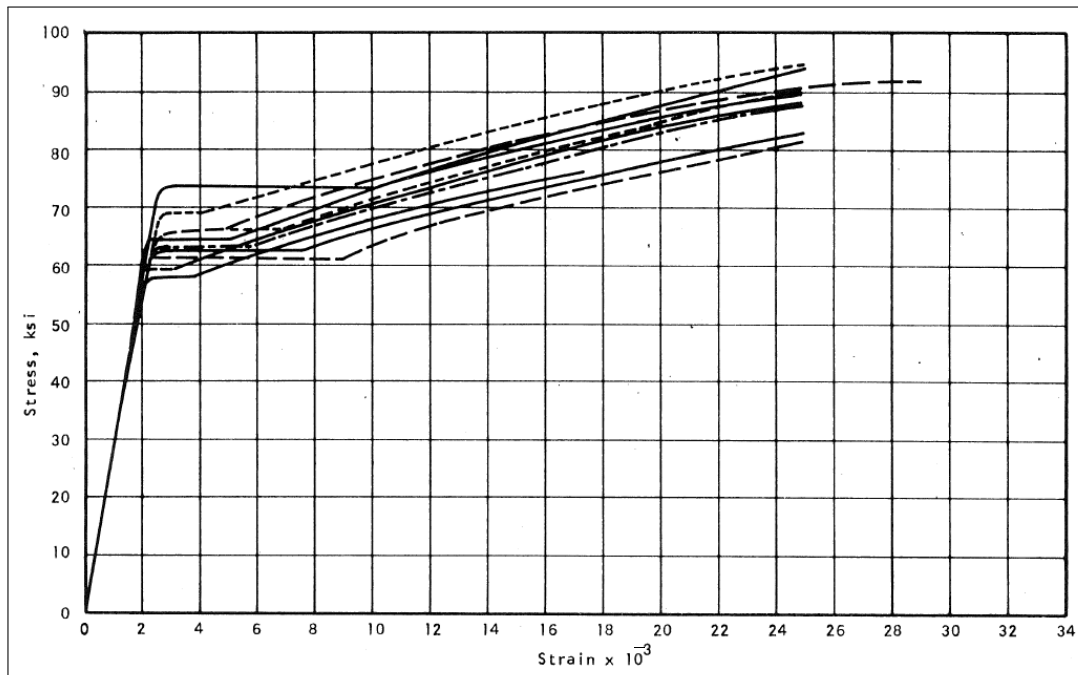


Figura 2.15: Curvas esfuerzo-deformación obtenidos de ensayos de laboratorio para acero ASTM A615 de grado 60.<sup>28</sup>

Para la regla de histéresis por cargas cíclicas se asumirá el modelo propuesto por Ramber-Osgood y modificado por Kang-Ning L.<sup>22</sup> tal como se muestra en la figura 2.17

#### 2.3.3.2. Relación constitutiva del concreto propuesta por Mander.

El concreto puede ser confinado por varios arreglos de refuerzo transversal en la forma de estribos rectangulares o espirales poco espaciadas entre sí, con o sin ramales suplementarios.<sup>25</sup> En niveles bajos de esfuerzo axial la deformación del concreto es baja y el refuerzo transversal solo está esforzado levemente, por lo tanto la sección se comportará como un concreto sin confinamiento.<sup>25</sup> El concreto es confinado cuando el esfuerzo se aproxima a su resistencia uniaxial.<sup>25</sup> Porque se forman progresivamente fisuras internas en el concreto que producen deformaciones grandes en el refuerzo transversal.<sup>25</sup> Por lo tanto existe una reacción de confinamiento aplica-

### 2.3. Fundamentos para el análisis dinámico no lineal

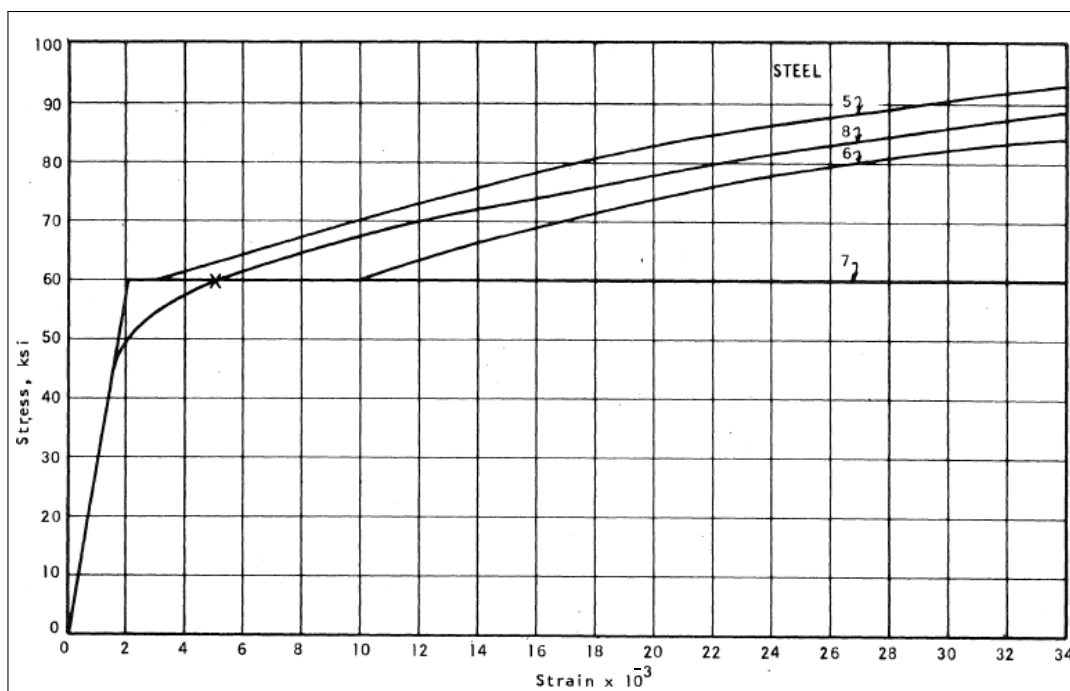


Figura 2.16: Curvas esfuerzo-deformación representativas para acero ASTM A615 de grado 60.<sup>28</sup>

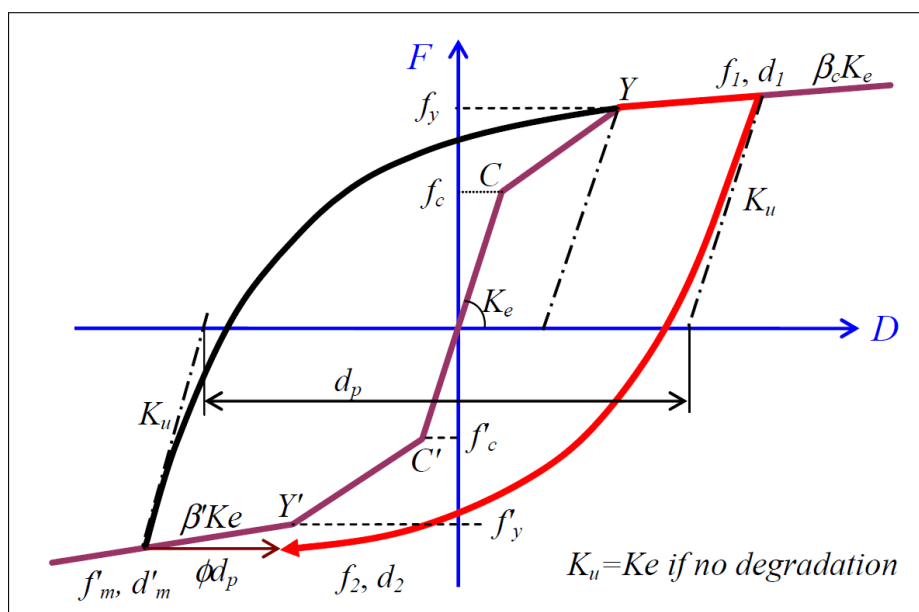


Figura 2.17: Regla de histéresis propuesta por Kang-Ning L. para el acero de refuerzo.<sup>22</sup>

do al concreto. Esto es un confinamiento pasivo provisto por el refuerzo transversal.<sup>25</sup>

Ensayos muestran que el concreto confinado por espirales circulares son más efectivos que los estribos rectangulares o cuadrados.<sup>25</sup> Las espirales circulares proveen una

### 2.3. Fundamentos para el análisis dinámico no lineal

presión de confinamiento continuo a lo largo de la circunferencia como lo mostrado en la figura 2.18. Sin embargo los estribos rectangulares pueden solo aplicar fuerzas de confinamiento cerca de sus dobleces porque la expansión lateral del concreto en la cara de los estribos tiende a doblar hacia afuera al mismo. Por lo tanto una importante proporción del núcleo de concreto puede ser confinado ineffectivamente.<sup>25</sup> Sólo el concreto es confinado efectivamente en el arco interno entre las esquinas, ver figura 2.19.

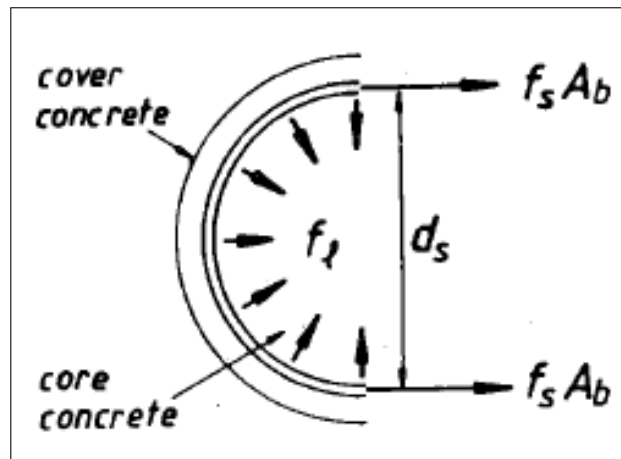


Figura 2.18: Fuerzas de confinamiento en el concreto por el refuerzo transversal circular.<sup>25</sup>

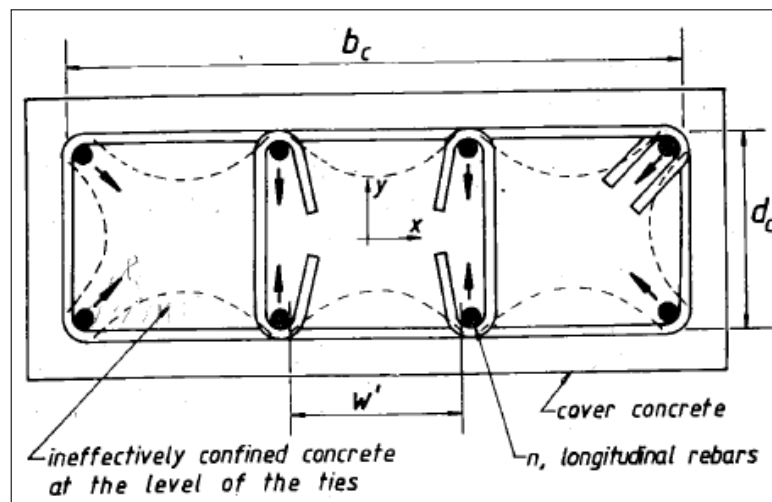


Figura 2.19: Fuerzas de confinamiento en el concreto por estribo rectangular y ramales rectilíneos.<sup>25</sup>

Es evidente que de las figuras 2.18 y 2.19 la presión de confinamiento,  $f_l$ , debido al refuerzo transversal es una función de muchas variables. La principal de ellas es la mostrada en la ecuación 2.3.9.

### 2.3. Fundamentos para el análisis dinámico no lineal

$$f_l = f(\rho_s, f_s, \rho_{cc}, n, s', w') \quad (2.3.9)$$

Donde:

$\rho_s$ : ratio volumétrico del refuerzo transversal de acero que confina al núcleo de concreto. Esto es:

$$\rho_s = \frac{4A_b}{s \cdot d_s} \quad \text{para refuerzo en espiral.} \quad (2.3.10)$$

Donde:

$A_b$ : Área de la barra espiral.

$s$ : Espaciamiento de la espiral.

$d_s$ : Diámetro de la espiral.

Además,

$$\rho_s = \rho_x + \rho_y \quad \text{para sección rectangular.} \quad (2.3.11)$$

Donde:

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{s \cdot d_c} \quad (2.3.12)$$

Donde:  $A_{sx}$ : Área total del refuerzo transversal paralelo al eje  $x$ .

$s$ : Espaciamiento de los estribos.

$d_c$ : dimensión del núcleo en la dirección  $y$ .

y

$$\rho_y = \frac{A_{sy}}{s \cdot b_c} \quad (2.3.13)$$

Donde:

$A_{sy}$ : Área total del refuerzo transversal paralelo al eje  $y$ .

$b_c$ : dimensión del núcleo en la dirección  $x$ .

$f_s$ : Esfuerzo en el acero transversal que corresponde a la deformación transversal del concreto.

$\rho_{cc}$ : Ratio volumétrico del refuerzo longitudinal de acero en el núcleo de concreto.

### 2.3. Fundamentos para el análisis dinámico no lineal

$n$ : Número de barras longitudinales.

$s'$ : Espacio longitudinal entre los estribos o espirales en el cual actúa el arco a lo largo del concreto, ver figura 2.20

$w'$ : Espaciamiento transversal entre las barras longitudinales del cual actúa el arco en una sección no circular, ver figura 2.21

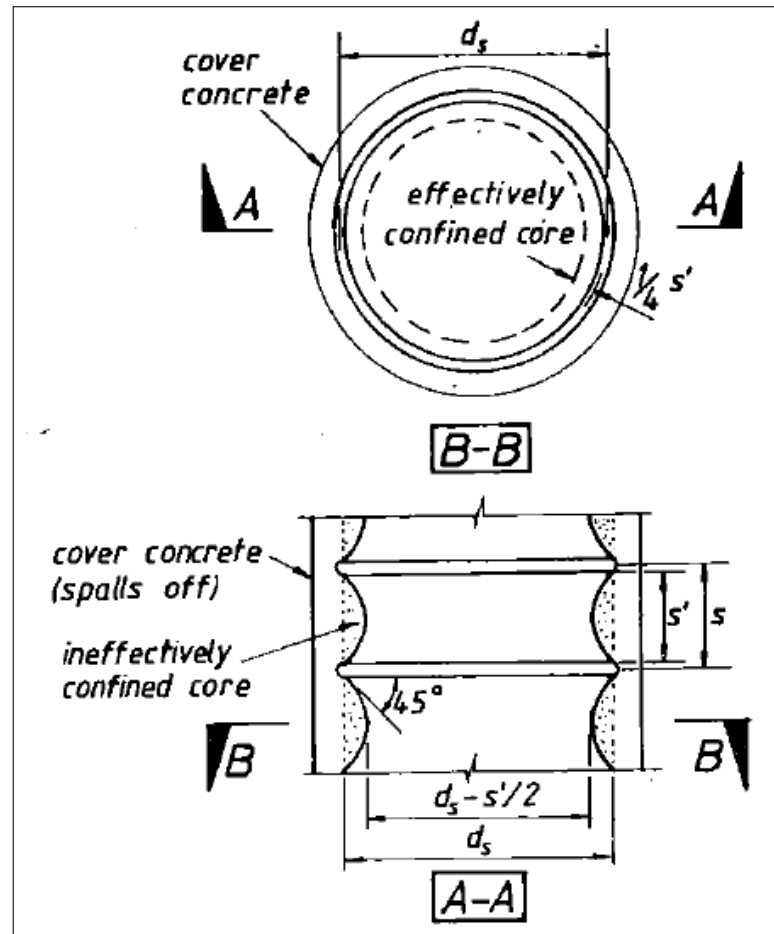


Figura 2.20: Mecanismo de arco en columnas circulares.<sup>25</sup>

La máxima presión transversal por el confinamiento del acero solo puede ejercerse efectivamente en las parte del núcleo del concreto donde el esfuerzo de confinamiento ha sido desarrollado entre los niveles de refuerzo bajo la acción de arco.<sup>25</sup> A continuación se desarrolla la teoría para definir el esfuerzo de confinamiento en secciones rectangulares.

**2.3.3.2.1. Secciones rectangulares confinadas.** La presión de confinamiento es aplicada por una fuerza nodal interior la cual ocurre en el ángulo de doblez del

### 2.3. Fundamentos para el análisis dinámico no lineal

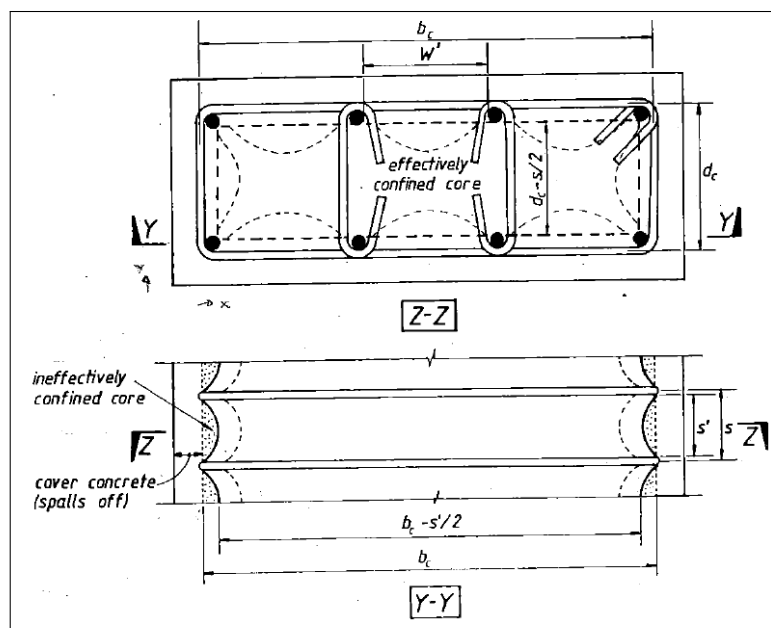


Figura 2.21: Mecanismo de arco en columnas rectangulares.<sup>25</sup>

refuerzo transversal.<sup>25</sup> El coeficiente efectivo  $K_e$  será pequeño si la narutaleza del ramal del estribo es poco eficiente la cual produce un distribución no uniforme de los esfuerzos laterales a través de la sección.<sup>25</sup>

Desde que ocurre la cedencia hacia el exterior del acero transversal entre las barras longitudinales. la acción de arco se desarrolla entre las barras longitudinales que están apoyadas en la posición donde está el ángulo de doblez del refuerzo transversal como se muestra en la figura 2.19 y 2.21. Se asume que la acción de arco tiene forma de una parábola de segundo grado con una pendiente inicial de  $45^\circ$ . El área neta reducida en el nivel del estribo es igual a sustraer el área que contiene la parábola como concreto con confinamiento inefectivo.<sup>25</sup> Para una parábola el área es  $\frac{(w'_i)^2}{6}$ , donde  $w'_i$  es la epsacio libre que existe entre las barras longitudinales. El área total de concreto inefectivo para  $n$  barras longitudinales apoyadas en las esquinas del refuerzo transversal es:<sup>25</sup>

$$\sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6} \quad (2.3.14)$$

Usando la ecuación 2.3.14 el área confinada efectiva del núcleo de concreto es:<sup>25</sup>

### 2.3. Fundamentos para el análisis dinámico no lineal

$$A_e = \left[ b_c \cdot d_c - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6} \right] \left( 1 - 0.5 \frac{s'}{b_c} \right) \left( 1 - 0.5 \frac{s'}{d_c} \right) \quad (2.3.15)$$

El área del núcleo de concreto de la sección es:<sup>25</sup>

$$A_{cc} = b_c \cdot d_c (1 - \rho_{cc}) \quad (2.3.16)$$

Por lo tanto el coeficiente de confinamiento efectivos es:<sup>25</sup>

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} = \left[ 1 - \frac{\sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6}}{b_c \cdot d_c} \right] \frac{\left( 1 - 0.5 \frac{s'}{b_c} \right) \left( 1 - 0.5 \frac{s'}{d_c} \right)}{(1 - \rho_{cc})} \quad (2.3.17)$$

Donde  $(1 - \rho_{cc})$  remueve la presencia de las barras longitudinales del área del núcleo confinado.<sup>25</sup>

**2.3.3.2.2. Esfuerzos de confinamiento en el concreto armado.** El esfuerzos principales grande, intermedio y menor en el concreto son definidos como  $\sigma_3$ ,  $\sigma_2$ ,  $\sigma_1$  respectivamente. Esto es  $\sigma_3 \leq \sigma_2 \leq \sigma_1$ , con la convención de signos que la tensión es positiva.

Es posible que que los miembros de concreto armado tengan refuerzo rectangular con diferente cantidades de acero de confinamiento lateral,  $\rho_x$  y  $\rho_y$  paralelos a los ejes  $x$  e  $y$  respectivamente, dados en las ecuaciones 2.3.30 y 2.3.31. Una sección bajo carga de compresión concéntrica tendrá esfuerzos de confinamiento efectivo  $f_{lx}$  y  $f_{ly}$  dados por:

$$f_{lx} = k_e \rho_x f_s \quad (2.3.18)$$

$$f_{ly} = k_e \rho_y f_s \quad (2.3.19)$$

De estas ecuaciones se puede notar que la presión lateral en el nivel de los estribos es dado por  $\rho_x f_s$  y  $\rho_y f_s$  paralelos a los ejes  $x$  e  $y$  respectivamente, pero se tiene un esfuerzo de confinamiento que se asume ocurre en medio entre

### 2.3. Fundamentos para el análisis dinámico no lineal

los estribos por lo que es necesario multiplicar por un coeficiente de confinamiento  $k_e$ .

La presión lateral efectiva de fluencia,  $f'_l$ , es definida como el promedio de las dos componentes de esfuerzo de confinamiento transversal  $f_{lx}$  y  $f_{ly}$  en fluencia de los estribos. Esto es:

$$f'_l = \frac{f_{lx} + f_{ly}}{2} \quad (2.3.20)$$

ó

$$f'_l = \frac{k_e \rho_s f_{yh}}{2} \quad (2.3.21)$$

Donde:

$$\rho_s = \rho_x + \rho_y \quad (2.3.22)$$

Para miembros de concreto reforzados simétricamente como las secciones circulares y cuadradas  $\rho_x = \rho_y$ . Sin embargo las secciones rectangulares pueden tener diferentes cantidades de acero en  $\rho_x$  y  $\rho_y$  lo que resulta en esfuerzo de confinamiento desiguales. Por lo cual es necesario usar una aproximación usando un modelo de estado de esfuerzos multiaxiales que determine la resistencia del concreto confinado.<sup>25</sup>

**2.3.3.2.3. Criterio de Resistencia Multiaxial para concreto confinado.**<sup>25</sup> Las siguientes convenciones son usadas para describir al concreto sometido a un estado de esfuerzo multiaxiales:

1.  $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$  son el menor, intermedio y mayor de los esfuerzos principales.

La convención de signo es que la tensión es positiva.

2. Las tres invariantes de esfuerzo tensor pueden escribirse como:

- a. Los esfuerzos normales octaédricos,  $\sigma_{oct}$ :

$$\sigma_{oct} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (2.3.23)$$

- b. Los esfuerzos cortantes octaédricos,  $\tau_{oct}$ :

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3} \cdot \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \quad (2.3.24)$$

### 2.3. Fundamentos para el análisis dinámico no lineal

c. El ángulo de Lode,  $\theta$ :

$$\cos \theta = \left[ \frac{\sigma_1 - \sigma_{oct}}{\sqrt{2}\tau_{oct}} \right] \quad (2.3.25)$$

Donde  $0^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$

De estas expresiones se puede notar que para el caso de compresión triaxial con  $\sigma_1 = \sigma_2 = f_t$  el ángulo  $\theta = 60^\circ$ , y para compresión biaxial el ángulo puede variar de  $\theta = 60^\circ$  de compresión equi-biaxial con  $f_{cb} = \sigma_3 = \sigma_2, \sigma_1 = 0$  a  $\theta = 0^\circ$  por compresión uniaxial con  $\sigma_3 = f_{co}, \sigma_2 = \sigma_1 = 0$ .

La superficie de resistencia última para concreto es definido en términos de superficies de compresión y tensión,  $C$  y  $T$  respectivamente, las cuales son función del esfuerzo normal octahédrico,  $\sigma_{oct}$ . Una función de interpolación en  $\theta$  se usa para estados de esfuerzos donde no recaen en estos meridianos de compresión y tensión. La superficie de resistencia última son definidos como sigue:

1. Superficie de compresión  $\theta = 60^\circ$ :

$$C = f_1(\bar{\sigma}_{oct}) \quad (2.3.26)$$

2. Superficie de tensión  $\theta = 0^\circ$ :

$$T = f_2(\bar{\sigma}_{oct}) \quad (2.3.27)$$

3. Superficie de falla de interpolación  $0 < \theta < 60^\circ$ :

$$\bar{\tau}_{oct} = f_3(C, T, \theta) \quad (2.3.28)$$

Donde:

$$\bar{\sigma}_{oct} = \frac{\sigma_{oct}}{f_{co}}, \bar{\tau}_{oct} = \frac{\tau_{oct}}{f_{co}} \quad (2.3.29)$$

$f_{co}$ : Resistencia a la compresión del concreto sin confinamiento.

$f_1, f_2$  y  $f_3$ : son funciones empíricas.

### 2.3. Fundamentos para el análisis dinámico no lineal

Las funciones  $f_1$  y  $f_2$  son propuestas por Elwi et al<sup>30</sup> con las ecuaciones 2.3.30 y 2.3.31 respectivamente, las ecuaciones pueden ser ploteadas como se observa en la figura 2.22. En la tabla 2.10 se muestra los valores de los cinco parámetros necesarios para construir las superficies de compresión  $C$  y tensión  $T$ . La función  $f_3$  queda definida por William et al como la ecuación 2.3.32,<sup>31</sup> ver figura 2.23.

| Parámetros de control    | $\bar{\sigma}_{oct}$   | $\bar{\tau}_{oct}$           |
|--------------------------|------------------------|------------------------------|
| $f_{co}$ :               | $\frac{-1}{3}$         | $\frac{\sqrt{2}}{3}$         |
| $f_t$ :                  | $\frac{\alpha_t}{3}$   | $\frac{\sqrt{2}\alpha_t}{3}$ |
| $f'_{cb}$ :              | $\frac{-2\alpha_c}{3}$ | $\frac{\sqrt{2}\alpha_c}{3}$ |
| Definido por el usuario: | $\xi$                  | $\rho_c$                     |
| Definido por el usuario: | $\xi$                  | $\rho_t$                     |

Cuadro 2.10: Cinco parámetros para definir las superficies  $C$  y  $T$ .<sup>30</sup>

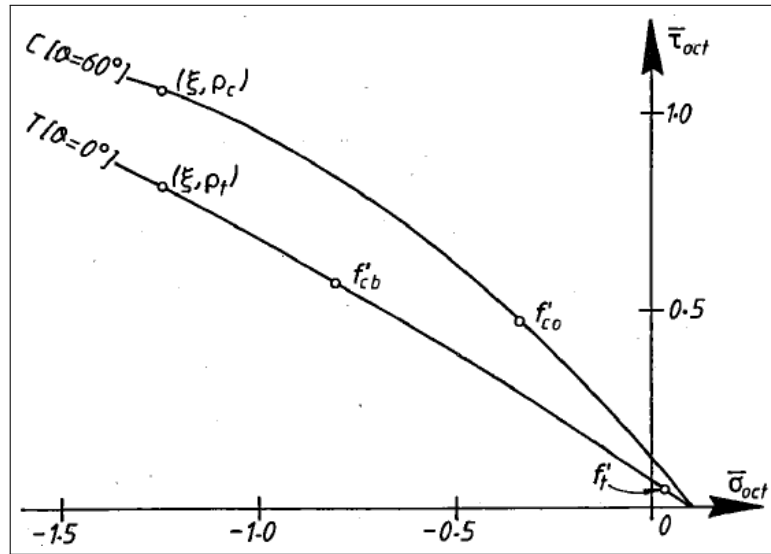


Figura 2.22: Superficie de resistencia última en el plano Octahédrico.<sup>30</sup>

$$T = 0.069232 - 0.661091\bar{\sigma}_{oct} - 0.049350\bar{\sigma}_{oct}^2 \quad (2.3.30)$$

$$C = 0.122965 - 1.150502\bar{\sigma}_{oct} - 0.315545\bar{\sigma}_{oct}^2 \quad (2.3.31)$$

$$\bar{\tau}_{oct} = C \cdot \frac{0.5D}{\cos\theta} + (2T - C) \frac{\sqrt{D + 5T^2 - 4TC}}{D + (2T - C)^2} \quad (2.3.32)$$

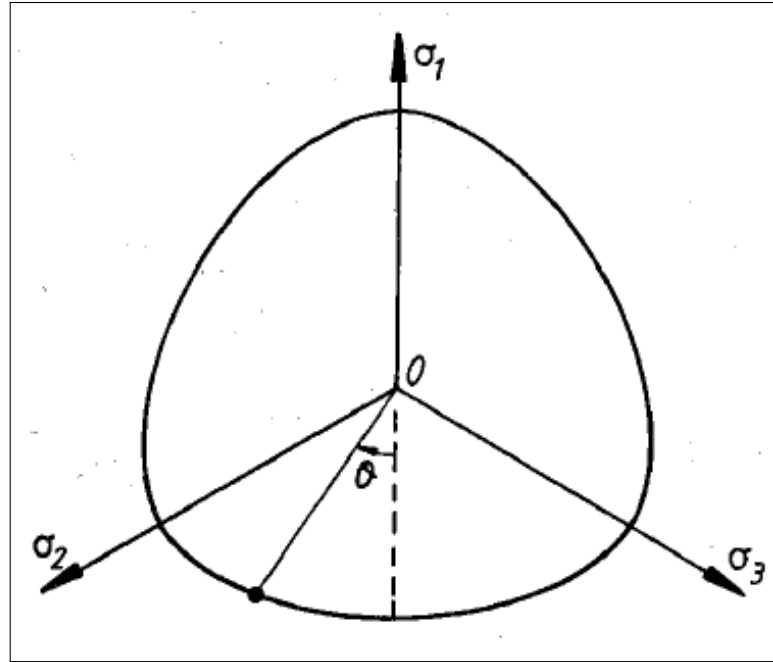


Figura 2.23: Función de interpolación elíptica de William y Warnke<sup>31</sup>.

Donde:

$$D = 4(C^2 - T^2) \cos^2 \theta \quad (2.3.33)$$

**2.3.3.2.4. Resistencia de confinamiento del concreto armado-procedimiento numérico.**<sup>25</sup> Los siguientes seis pasos dan un procedimiento numérico para determinar la resistencia de confinamiento  $f'_{cc}$  de una sección de concreto reforzada.

1. Usando las ecuaciones 2.3.18 y 2.3.19 se determina los esfuerzo de confinamiento  $f'_{lx}$ ,  $f'_{ly}$  impuestas en el concreto donde el refuerzo transversal de confinamiento fluye.

a)

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} = \left[ 1 - \frac{\sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6}}{b_c \cdot d_c} \right] \frac{\left(1 - 0.5 \frac{s'_x}{b_c}\right) \left(1 - 0.5 \frac{s'_y}{d_c}\right)}{(1 - \rho_{cc})} \quad (2.3.34)$$

b)

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{s \cdot d_c} \quad (2.3.35)$$

c)

$$\rho_y = \frac{A_{sy}}{s \cdot b_c} \quad (2.3.36)$$

### 2.3. Fundamentos para el análisis dinámico no lineal

d)

$$f_{lx} = k_e \rho_x f_s \quad (2.3.37)$$

e)

$$f_{ly} = k_e \rho_y f_s \quad (2.3.38)$$

Los esfuerzos calculados usando d) y e) son positivos. Estos esfuerzos deben ser convertidos en el menor e intermedio de los esfuerzos principales como sigue:

$$\sigma_1 = -f'_{lx} \quad \text{ó} \quad \sigma_1 = -f'_{ly} \quad (2.3.39)$$

$$\sigma_2 = -f'_{ly} \quad \text{ó} \quad \sigma_2 = -f'_{lx} \quad (2.3.40)$$

Con  $\sigma_1 > \sigma_2$ .

2. Estimar la resistencia de confinamiento  $\sigma_3$ . A partir de esto se puede estimar el esfuerzo normal octaédrico,  $\sigma_{oct}$ , el esfuerzo de corte octaédrico,  $\tau_{oct}$ , y el ángulo de lode,  $\theta$ , las cuales son determinados por las ecuaciones 2.3.23, 2.3.24 y 2.3.25 respectivamente.

$$\sigma_{oct} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$$

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3} \cdot \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}$$

$$\cos \theta = \left[ \frac{\sigma_1 - \sigma_{oct}}{\sqrt{2}\tau_{oct}} \right]$$

3. Determine las dos superficies de resistencia última (T,C) de las ecuaciones 2.3.30 y 2.3.31 respectivamente, usando los ratios de esfuerzo octaédrico. Se puede observar que éste valor puede ser negativo.

$$\bar{\sigma}_{oct} = \frac{\sigma_{oct}}{f_{co}}$$

Donde  $f_{co}$  es la resistencia del concreto simple sin confinamiento.

$$T = 0.069232 - 0.661091\bar{\sigma}_{oct} - 0.049350\bar{\sigma}_{oct}^2$$

$$C = 0.122965 - 1.150502\bar{\sigma}_{oct} - 0.315545\bar{\sigma}_{oct}^2$$

### 2.3. Fundamentos para el análisis dinámico no lineal

4. El esfuerzo de corte octaédrico,  $\tau_{oct}$ , en la superficie de resistencia última es determinado de usar la función de interpolación de las ecuaciones 2.3.32 y 2.3.33.

$$D = 4(C^2 - T^2) \cos^2 \theta$$

$$\bar{\tau}_{oct} = C \cdot \frac{\frac{0.5D}{\cos \theta} + (2T - C) \sqrt{D + 5T^2 - 4TC}}{D + (2T - C)^2}$$

$$\tau_{oct} = f_{co} \bar{\tau}_{oct}$$

El valor de  $\tau_{oct}$  debe ser positivo.

5. El valor de esfuerzo de corte octaédrico es usado junto con los esfuerzo de confinamiento vistos en el paso 1. Las cuales sirve para recalculer el esfuerzo principal mayor  $\sigma_3$ . Resolviendo la ecuación cuadrática se determina  $\sigma_3$  como sigue:

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} - \sqrt{4.5\tau_{oct}^2 - 0.75(\sigma_1 - \sigma_2)^2} \quad (2.3.41)$$

6. El valor del esfuerzo principal mayor  $\sigma_3$  calculado por el paso 5 es comparado con el valor estimado en el paso 2. Si los valores están muy cercanos entre sí, la solución converge y se toma la resistencia de confinamiento como  $f_{cc} = \sigma_3$ . Sino fuese así el valor aproximado encontrado en 5 es usado como una nueva estimación y el análisis numérico es repetido desde el paso 2 hasta que se halla alcanzado la convergencia.

Usando el procedimiento analítico mostrado arriba, se puede plotear el ratio de confinamiento  $\frac{f_{cc}}{f_{co}}$  como función de los esfuerzos de confinamiento  $\frac{f'_{l1}}{f_{co}}$  y  $\frac{f'_{l2}}{f_{co}}$ , ver figura 2.24. Donde:

$$\frac{f'_{l1}}{f_{co}} < \frac{f'_{l2}}{f_{co}} \quad (2.3.42)$$

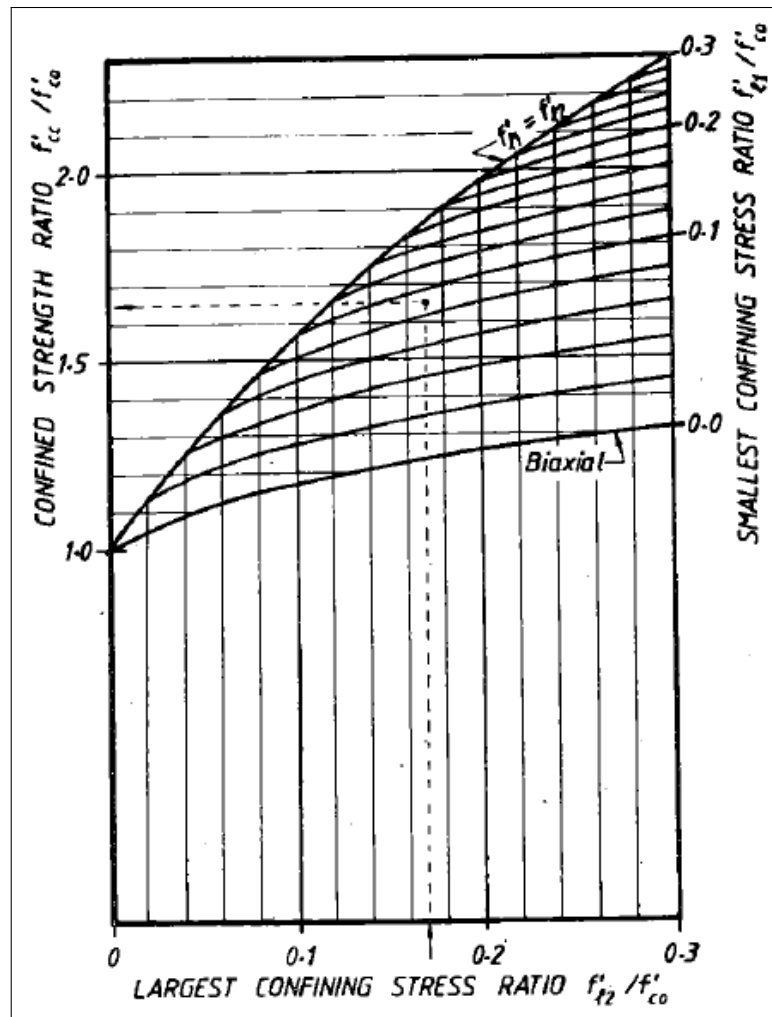


Figura 2.24: Resistencia de confinamiento determinado por los esfuerzos de confinamiento.<sup>25</sup>

**2.3.3.2.5. Modelo uniaxial de Esfuerzo-Deformación.**<sup>25</sup> El modelo de esfuerzo-deformación propuesto es adecuado para concreto confinado y sin confinamiento bajo cargas cíclicas o monotónicas y es definido por los siguientes parámetros de control:

$f_{cc}$ : Resistencia pico del concreto confinado ( $f_{cc} = f_{co}$  para concreto sin confinamiento).

$\epsilon_{cc}$ : Deformación asociado a la resistencia de confinamiento ( $\epsilon_{cc} = \epsilon_{co}$  para concreto sin confinamiento).

$E_c$ : Módulo tangente inicial de elasticidad.

$f'_t$ : Resistencia a la tensión.

### 2.3. Fundamentos para el análisis dinámico no lineal

$\epsilon_{spall}$ : Deformación del concreto sin confinamiento que se ha desprendido y deja de resistir para cualquier tipo de carga.

La relación completa de esfuerzo-deformación son definidos de la envolvente de las curvas de descarga y recarga cíclica.

1. **Carga de Compresión,  $\epsilon < 0$ :** La forma de la relación esfuerzo-deformación del ramal principal en compresión es el mostrado en la figura 2.25 para concreto confinado y sin confinar. La ecuación correspondiente es la propuesta por Popovics:<sup>32</sup>

$$f_c = \frac{f_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \quad (2.3.43)$$

En la cual:

$$x = \frac{\epsilon}{\epsilon_{cc}} \quad (2.3.44)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.3.45)$$

$$E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad (2.3.46)$$

$$R = \frac{\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{co}} - 1}{\frac{f_{cc}}{f_{co}} - 1} \quad (2.3.47)$$

Donde:

$f_c$ : Esfuerzo del concreto.

$\epsilon$ : Deformación uniaxial.

$f_{cc}$ : Resistencia del concreto confinado determinado por el método dado en la sección anterior.

$\epsilon_{cc}$ : Deformación en la resistencia pico del concreto, dado por la ecuación 2.3.47, normalmente puede asumirse un valor de  $R = 5$ .

$E_c$ : Módulo de elasticidad tangente inicial, la cual es expresado como

### 2.3. Fundamentos para el análisis dinámico no lineal

$$15000\sqrt{f'_c\left(\frac{Kg}{cm^2}\right)}.^{29}$$

Para definir el comportamiento del esfuerzo-deformación del recubrimiento del concreto se asume una línea recta que alcanza el esfuerzo cero en la deformación de desprendimiento,  $\varepsilon_{spall}$ , en la zona donde el ramal decae donde  $|\varepsilon| > |2\varepsilon_{co}|$ , ver figura 2.25.

La ventaja de usar la ecuación 2.3.43 en lugar de otras relaciones empíricas es que éstas proponen los ramales de falla separados del ramal principal. Lo más adecuado es definir una curva que represente el ramal principal y de falla en una sola curva, tal como se indica en la ecuación 2.3.43.

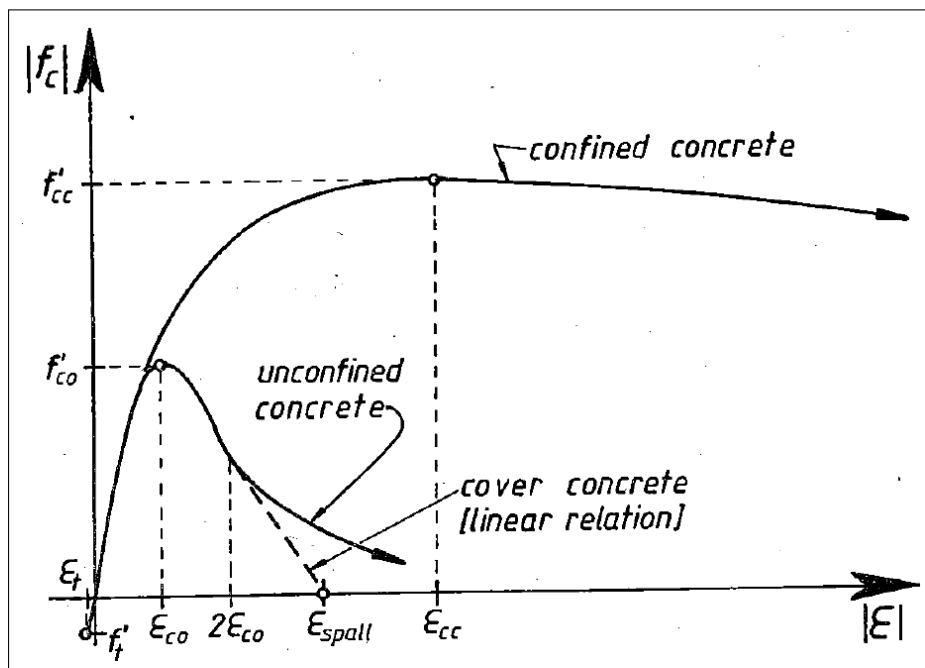


Figura 2.25: Relación esfuerzo-deformación del concreto confinado y sin confinar propuesta por Popovics para carga monotónica.<sup>32</sup>

2. **Carga de tensión,  $\varepsilon > 0$**  : Se asume una relación esfuerzo-deformación lineal hasta que la resistencia,  $f'_t$ , no sea excedida.

$$f_c = E_c\varepsilon, \quad f_c < f'_t \quad (2.3.48)$$

Sino fuese el caso, entonces:

$$f_c = 0 \quad (2.3.49)$$

**2.3.3.2.6. Predicción de la deformación última del concreto**<sup>25</sup> Los miembros dúctiles tienen una prolongada carga-deformación lo que significa que son capaces de disipar, en cantidades significantes, energía de deformación antes de la falla. La ductilidad adicional disponible en el concreto confinado puede ser considerado como el resultado de la energía de deformación almacenada por el refuerzo transversal. Por lo tanto en el caso de una columna con refuerzo transversal la energía de deformación interna disponible del estribo,  $U_{sh}$ , puede ser considerado equivalente al trabajo externo realizado en la columna hasta la fractura del estribo,  $U_g$ , menos el trabajo realizado a causa de la falla de una columna equivalente de concreto sin confinar,  $U_{co}$ . Esta ecuación de energía de deformación volumétrica puede ser escrita como:

$$U_{sh} = U_g - U_{co} \quad (2.3.50)$$

La energía de deformación disponible del refuerzo transversal antes de la fractura del primer estribo es:

$$U_{sh} = \rho_s A_{cc} \int_0^{\varepsilon_{sf}} f_s d\varepsilon \quad (2.3.51)$$

ó

$$U_{sh} = \left( \int_0^{\varepsilon_{sf}} f_s d\varepsilon \right) \frac{A_b L_s}{s} \quad (2.3.52)$$

Donde:

$U_{sh} = \rho_s A_{cc} \int_0^{\varepsilon_{sf}} f_s d\varepsilon$ : área debajo de la curva esfuerzo deformación del refuerzo transversal entre la deformación cero y la deformación de fractura,  $\varepsilon_{sf}$ .

$A_b$ : Área de una barra de acero transversal.

$L_s$ : Longitud del refuerzo transversal en el cual ocurre la fractura del primer estribo.

El trabajo total realizado en la columna,  $U_g$ , es igual al área bajo la curva de la relación esfuerzo deformación del núcleo de concreto confinado,  $U_{cc}$ , y el refuerzo longitudinal,  $U_s$ , esto es:

$$U_g = U_{cc} + U_s \quad (2.3.53)$$

### 2.3. Fundamentos para el análisis dinámico no lineal

ó

$$U_g = \int_0^{\varepsilon_{cu}} A_{cc} f_{cc} d\varepsilon + \int_0^{\varepsilon_{cu}} A_{st} f_s d\varepsilon \quad (2.3.54)$$

La energía de deformación del concreto sin confinar,  $U_{co}$ , es dado por:

$$U_{co} = A_{cc} \int_0^{\varepsilon_{spall}} f_c d\varepsilon \quad (2.3.55)$$

En la tabla 2.11 se muestra que una buena aproximación del trabajo realizado hasta la falla del concreto simple sin confinar es:

$$\int_0^{\varepsilon_{spall}} f_c d\varepsilon = 0.017 \sqrt{f'_c} MPa \quad \text{en unidades de } \frac{MJ}{m^3} \quad (2.3.56)$$

| Especimen    | Resistencia del cilindro, $f'_c$ en MPa | Trabajo realizado hasta la falla, $\frac{MJ}{m^3}$ , $\int_0^{\varepsilon_{cu}} f_c d\varepsilon$ | $\frac{\int_0^{\varepsilon_{cu}} f_c d\varepsilon}{\sqrt{f'_c}}$ |
|--------------|---|---|--|
| Cilindro 1   | 28                                      | 0.0877  | 0.0170   |
| Cilindro 2   | 31                                      | 0.0875  | 0.0157   |
| Muro 8       | 28                                      | 0.0916  | 0.0173   |
| Muro 15      | 41                                      | 0.1100  | 0.0172   |
| Muro 16      | 41                                      | 0.1060  | 0.0166   |
| <b>Media</b> | -                                       | -   | <b>0.0170</b>  |

Cuadro 2.11: Energía de deformación requerida para la falla del concreto simple por compresión .

La ecuación 2.3.56 se puede escribir como:

$$U_{co} = A_{cc} 0.017 \sqrt{f'_c} MPa \quad (2.3.57)$$

Donde  $A_{cc}$  es el área del núcleo de concreto confinado en  $m^2$  y  $U_{co}$  es la energía a la falla en  $\frac{MJ}{m}$ .

De manera similar la energía de deformación requerida para la fractura del acero transversal de refuerzo es el área debajo de la relación analítica esfuerzo deformación. La energía de deformación a la deformación última,  $\varepsilon_{su}$  del acero es definido como:

### 2.3. Fundamentos para el análisis dinámico no lineal

$$U_{su} = \int_0^{\varepsilon_{su}} f_s d\varepsilon \quad (2.3.58)$$

Usando la relación analítica para el acero de la sección 2.3.3.1 :

$$U_{su} = f_y \varepsilon_{su} - \frac{f_y^2}{2E_s} + \frac{p}{p+1} (f_{su} - f_y) (\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}) \quad (2.3.59)$$

En la cual:

$$p = E_{sh} \left( \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}{f_{su} - f_y} \right) \quad (2.3.60)$$

Sin embargo se puede notar que la deformación de fractura ,  $\varepsilon_{sf}$ , excede la deformación última ,  $\varepsilon_{su}$ , en alrededor de 0.08. Por esta razón el esfuerzo promedio,  $\bar{f}_s$ , a la deformación última fue calculada como:

$$\bar{f}_s = f_y - \frac{f_y^2}{2E_s \varepsilon_{su}} + \frac{p}{p+1} (f_{su} - f_y) \left( 1 - \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{su}} \right) \quad (2.3.61)$$

Ahora se asumirá que el esfuerzo promedio a la deformación última será la misma sobre la rango total de deformación hasta la fractura. Por lo tanto la energía de deformación a la fractura es:

$$U_{sf} = \int_0^{\varepsilon_{sf}} f_s d\varepsilon = \bar{f}_s \varepsilon_{sf} \quad (2.3.62)$$

Los parámetros mencionados líneas arriba fueron medidos en ensayos de acero, procedidos en Nueva Zelanda, a tensión. Los resultados de la energía de deformación a la fractura del acero fueron calculados a partir de las ecuaciones 2.3.61 y 2.3.62. Resultados de este análisis son presentado en la tabla 2.12. De estas observaciones se nota que la energía de deformación a la fractura tanto para el acero dúctil y de alta resistencia es aproximadamente constante. Esto es:

$$U_{sf} = \int_0^{\varepsilon_{sf}} f_s d\varepsilon = 110 \frac{MJ}{m^3} (\pm 10\%) \quad (2.3.63)$$

Se verificó estos resultados planteando de manera inversa el problema de la teoría propuesta, a partir de especímenes de columnas de concreto armado circulares, rectangulares y cuadradas. Para establecer la energía de deformación introducida por

### 2.3. Fundamentos para el análisis dinámico no lineal

| Diámetro de la barra(mm.) | $f_y$ (MPa) | $E_s$ (GPa) | $E_{sh}$ (MPa) | $\varepsilon_{sh}$ | $\varepsilon_{su}$ | $f_{su}$ (MPa) | $\varepsilon_{sf}$ | $\bar{f}_s$ (MPa) | $\bar{f}_s \varepsilon_{sf}$ ( $\frac{MJ}{m^3}$ ) |
|---------------------------|-------------|-------------|----------------|--------------------|--------------------|----------------|--------------------|-------------------|---|
| 16                        | 295         | 200         | 3500           | 0.025              | 0.19               | 433            | 0.25               | 391               | 98  |
| 20                        | 286         | 200         | 4000           | 0.023              | 0.18               | 446            | 0.28               | 396               | 111   |
| 24                        | 260         | 195         | 4500           | 0.018              | 0.18               | 429            | 0.29               | 383               | 111   |
| 16                        | 360         | 200         | 6000           | 0.016              | 0.15               | 567            | 0.24               | 505               | 121   |

Cuadro 2.12: Energía de deformación requerida para la falla del acero en tensión.

el refuerzo transversal antes de la fractura del primer estribo, se utilizaron datos experimentales de varias columnas sometidos a compresión. De las ecuaciones 2.3.50 y 2.3.51:

$$U_{sf} = \int_0^{\varepsilon_{sf}} f_s d\varepsilon = \frac{U_g - U_{co}}{A_b \frac{L_s}{s}} \quad (2.3.64)$$

Donde  $U_g$  fue determinado de medir el área bajo la curva esfuerzo deformación del concreto y el acero y  $U_{co}$  fue calculado usando la ecuación 2.3.57. Los resultados obtenidos fueron:

$$\text{Columnas circulares: } U_{sf} = 111 \frac{MJ}{m^3}$$

$$\text{Muros rectangulares: } U_{sf} = 104 \frac{MJ}{m^3}$$

$$\text{Columnas Cuadradas: } U_{sf} = 104 \frac{MJ}{m^3}$$

De reordenar las ecuaciones 2.3.50 y 2.3.53 la energía de deformación,  $SE$ , la cual es almacenado en una sección y puede ser disipado antes de la fractura del primer estribo es:

$$SE = 105 \frac{A_b L_s}{s} + A_{cc} 0.017 \sqrt{f'_c} MPa \quad (2.3.65)$$

Para el cálculo numérico del diagrama momento-curvatura o análisis fuerzas-deflecciones, en cada incremento de deformación, el trabajo realizado por el acero en compresión longitudinal y el núcleo de concreto puede ser calculada y agregada al previo trabajo total realizado en la sección transversal, esto es:

$$U_g = \int_A A_{cc}(y) f_c(y) d\varepsilon + \int_A A_{st}(y) f_s(y) d\varepsilon \quad (2.3.66)$$

### 2.3. Fundamentos para el análisis dinámico no lineal

Si el trabajo total,  $U_g$ , excede la cantidad de deformación disponible,  $SE$ , entonces se ha alcanzado tanto la deformación última del concreto y la fractura del refuerzo transversal. Sin embargo el procedimiento propuesto por Mander pierde consistencia en secciones que no tienen un confinamiento considerable y se puede identificar si no hay una sobrerresistencia importante en la resistencia a la compresión del concreto.<sup>26</sup>

#### 2.3.3.3. Relación constitutiva del concreto propuesta por Scott et al.<sup>37</sup>

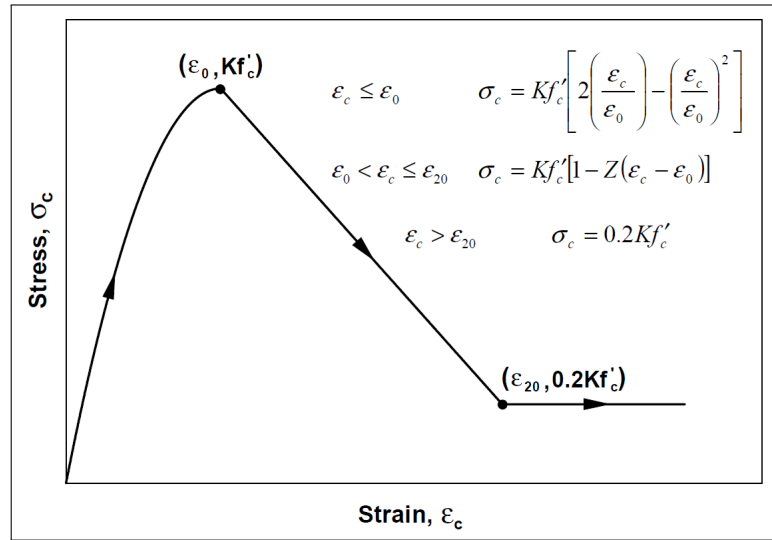


Figura 2.26: Modelo de Kent y Park Modificado para concreto en compresión.<sup>37</sup>

La curva envolvente de las curvas de histéresis para concreto en compresión siguen la relación esfuerzo-deformación de Kent y Park que luego fue modificado por Scott et al. El modelo modificado de Kent y Park ofrece buen balance entre simplicidad y aproximación y es ampliamente usado.

En el modelo de Kent y Park modificado, ver figura 2.26, la relación monotónica esfuerzo deformación del concreto es descrito en tres regiones:

1. Región OA:  $\varepsilon_c \leq \varepsilon_0$

$$\sigma_c = K f'_c \left[ 2 \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right) - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad (2.3.67)$$

2. Región AB:  $\varepsilon_0 < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20}$

$$\sigma_c = K f'_c [1 - Z(\varepsilon_c - \varepsilon_0)] \quad (2.3.68)$$

### 2.3. Fundamentos para el análisis dinámico no lineal

3. Región BC:  $\varepsilon_c > \varepsilon_{20}$

$$\sigma_c = 0.2Kf'_c \quad (2.3.69)$$

El correspondiente módulo tangente,  $E_t$ , son dados por las siguientes expresiones:

$$\varepsilon_c \leq \varepsilon_0 \quad E_t = \frac{2Kf'_c}{\varepsilon_0} \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0}\right) \quad (2.3.70)$$

$$\varepsilon_0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20} \quad E_t = ZKf'_c \quad (2.3.71)$$

$$\varepsilon_c \leq \varepsilon_0 \quad E_t = 0 \quad (2.3.72)$$

Donde:

$$\varepsilon_0 = 0.002K \quad (2.3.73)$$

$$K = 1 + \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c} \quad (2.3.74)$$

$$Z = \frac{0.5}{\frac{3+0.29f'_c}{145f'_c-1000} + 0.75\rho_s\sqrt{\frac{h'}{s_h}} - 0.002K} \quad (2.3.75)$$

La relación esfuerzo deformación del concreto en tracción consta de dos ramas rectas, una ascendente desde el punto de origen hasta alcanzar el esfuerzo máximo en tracción del concreto y a continuación otra rama descendente hasta alcanzar el esfuerzo cero.

El máximo esfuerzo por tracción del concreto es propuesto por Yassin.<sup>33</sup> Donde  $f'_c$  y  $f'_t$  son expresados en MPa:

$$f_t = 0.623\sqrt{f'_c} \quad (2.3.76)$$

El módulo de elasticidad de la rama ascendente es igual al módulo de elasticidad del concreto en compresión,  $E_c$ . La rama descendente tiene un módulo de elasticidad equivalente a un 5 %  $E_c$ .<sup>33</sup>

Se asumirá que la regla de histéresis es la correspondiente al modelo *CE4* propuesta por Kang-Ning L.,<sup>22</sup> la cual tiene un comportamiento elástico sin disipación de energía por deformación, tal como se muestra en la figura 2.27. Esta curva es similar a la curva esfuerzo-deformación de Scott<sup>37</sup> en compresión y a la relación esfuerzo

deformación de Yassin<sup>33</sup> en tensión.

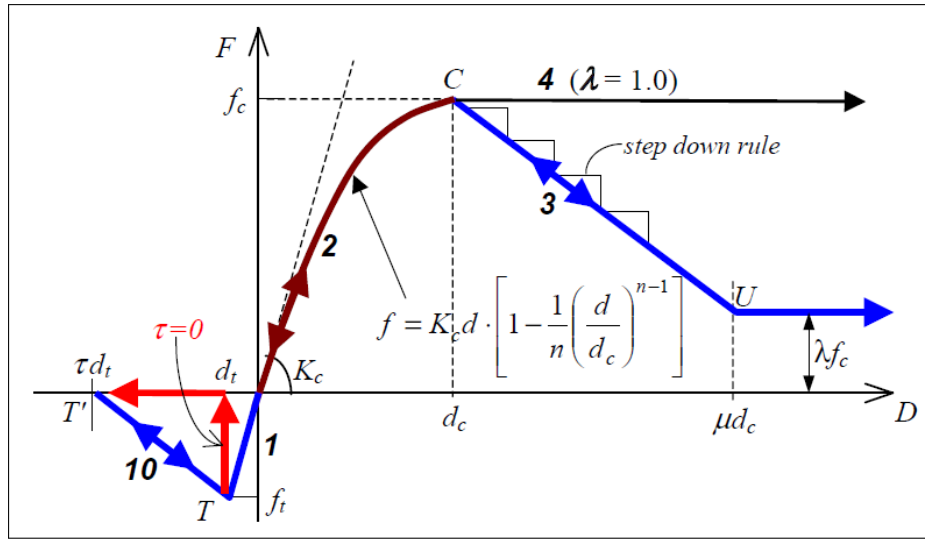


Figura 2.27: Modelo CE4 propuesto por Kang-Ning L..<sup>22</sup>

### 2.3.4. La matriz de rigidez del Elemento columna y muro.<sup>22</sup>

De acuerdo a lo comentado en el capítulo 2.3.3, los materiales presentes en la sección transversal de la columna o muro se representan por resortes con su propiedad esfuerzo-deformación característica. Los múltiples resortes representan a una sección en el extremo del elemento estructural como se muestra en la figura 2.28. Esto es similar al método de las fibras.

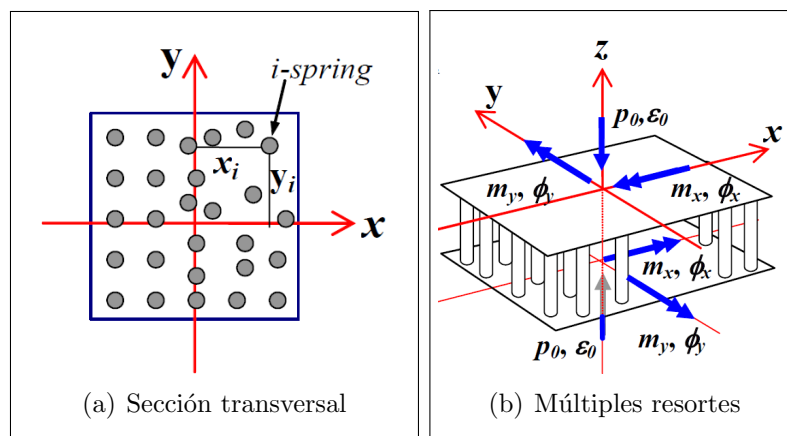


Figura 2.28: Sección transversal y modelo de múltiples resortes.<sup>22</sup>

Dado la la curvatura del elemento  $\phi_x$ ,  $\phi_y$  y deformación axial  $\epsilon_0$ , las deformaciones

### 2.3. Fundamentos para el análisis dinámico no lineal

$\varepsilon_i$  y los esfuerzos  $\sigma_i$  (positivo en compresión) en el  $i$ -ésimo resorte es calculado con las ecuaciones 2.3.77 y 2.3.78

$$\varepsilon_i = \varepsilon_0 + y_i \cdot \phi_x + x_i \cdot \phi_y \quad (2.3.77)$$

$$\sigma_i = E_i \varepsilon_0 + E_i y_i \cdot \phi_x + E_i x_i \cdot \phi_y \quad (2.3.78)$$

Donde  $E_i$  es el módulo de Young del  $i$ -ésimo resorte. Luego la relación esfuerzo deformación del elemento MS (múltiples resortes) viene a ser:

$$\{p\} = [K_f] \{d\} \quad (2.3.79)$$

$$\{p\} = \{m_x, m_y, p_0\}^T \quad (2.3.80)$$

$$\{d\} = \{\phi_x, \phi_y, \varepsilon_0\}^T \quad (2.3.81)$$

$$\text{La matriz de rigidez } [K_f] = \begin{bmatrix} k_{yy} & k_{xy} & k_y \\ & k_{xx} & k_x \\ \text{Sym.} & & k_0 \end{bmatrix} \quad (2.3.82)$$

$$k_{yy} = \sum E_i A_i \cdot y_i^2, \quad k_y = \sum E_i A_i \cdot y_i, \quad k_{xy} = \sum E_i A_i \cdot x_i \cdot y_i,$$

$$k_{xx} = \sum E_i A_i \cdot x_i^2, \quad k_x = \sum E_i A_i \cdot x_i, \quad k_0 = \sum E_i A_i$$

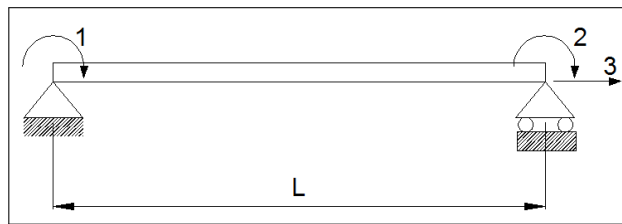


Figura 2.29: Grados de libertad del sistema 0. (Elaboración Propia)

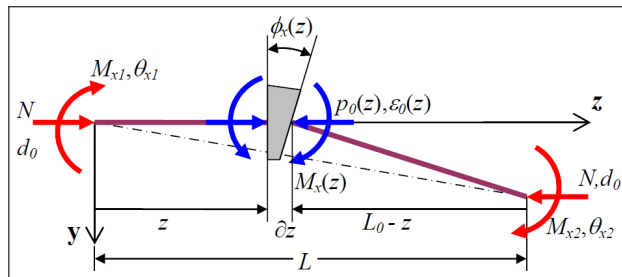


Figura 2.30: Extremos del elemento y relación fuerza deformación en la sección.<sup>22</sup>

### 2.3. Fundamentos para el análisis dinámico no lineal

La figura 2.29 muestra los grados de libertad del elemento la cual se denomina sistema 0. De la figura 2.30 en una sección localizada en una distancia  $z$  del extremo del elemento, las fuerzas son expresadas como:

$$\{p(z)\} = [T_z] \{F\} \quad (2.3.83)$$

$$\{p(z)\} = \{m_x(z), m_y(z), p_0(z)\}^T \quad (2.3.84)$$

$$\{F\} = \{M_{x1}, M_{x2}, M_{y1}, M_{y2}, N\}^T \quad (2.3.85)$$

Donde la matriz de transformación es:

$$T_z = \begin{bmatrix} -(1 - z/L_0) & z/L_0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -(1 - z/L_0) & z/L_0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (2.3.86)$$

La contribución de la deformación en el desplazamiento en el extremo es:

$$\begin{aligned} \partial\theta_{x1} &= -(1 - z/L_0) \cdot \phi_x(z) \cdot \partial z \\ \partial\theta_{x2} &= -z/L_0 \cdot \phi_x(z) \cdot \partial z \\ \partial\theta_{y1} &= -(1 - z/L_0) \cdot \phi_y(z) \cdot \partial z \\ \partial\theta_{y2} &= z/L_0 \cdot \phi_y(z) \cdot \partial z \\ \partial d_0 &= \varepsilon_0(z) \cdot \partial z \end{aligned} \quad (2.3.87)$$

Por lo tanto el desplazamiento en el extremo es expresado como

$$\{D\} = \int_0^{L_0} [T_z]^T \{d(z)\} \cdot \partial z \quad (2.3.88)$$

$$\{D\} = \{\theta_{x1}, \theta_{x2}, \theta_{y1}, \theta_{y2}, d_0\}^T \quad (2.3.89)$$

$$\{d(z)\} = \{\phi_x(z), \phi_y(z), \varepsilon_0(z)\}^T \quad (2.3.90)$$

De la ecuación 2.3.79, la deformación  $\{d(z)\}$  puede ser expresado por la matriz de flexibilidad  $[f(z)]$ :

$$\{d(z)\} = [f(z)] \{p(z)\} \quad (2.3.91)$$

### 2.3. Fundamentos para el análisis dinámico no lineal

$$[f(z)] = [K_f(z)]^{-1} = \begin{bmatrix} f_{yy} & f_{xy} & f_y \\ & f_{xx} & f_x \\ Sym. & & f_0 \end{bmatrix} \quad (2.3.92)$$

Substituyendo la ecuación 2.3.83 y 2.3.92 en 2.3.88, la relación fuerza desplazamiento en el extremo del elemento es como sigue:

$$\{D\} = \int_0^{L_0} [T_z]^T [f(z)] [T_z] \partial z \cdot \{F\} \quad (2.3.93)$$

o

$$\{D\} = [\delta] \{F\} \quad (2.3.94)$$

$$[\delta] = \int_0^{L_0} [T_z]^T [f(z)] [T_z] \partial z \quad (2.3.95)$$

Para la distribución de la plasticidad a lo largo del elemento, se asume una distribución lineal de la matriz de flexibilidad  $[f(z)]$  a lo largo del elemento, tal como sigue:

$$[f(z)] = \left(1 - \frac{z}{L_0}\right) \cdot [f_1] + \frac{z}{L_0} \cdot [f_2] \quad (2.3.96)$$

La matriz de rigidez  $[K] = [\delta]^{-1}$ , donde  $[\delta]$  es la matriz de flexibilidad de la ecuación 2.3.95. La matriz de flexibilidad es calculado como sigue:

$$[\delta] = \int_0^{L_0} \left(1 - \frac{z}{L_0}\right) [T_z]^T [f_1] [T_z] \cdot \partial z + \int_0^{L_0} \frac{z}{L_0} \cdot [T_z]^T [f_2] [T_z] \cdot \partial z \quad (2.3.97)$$

$$[\delta] = \frac{L_0}{12} \cdot \begin{bmatrix} 3f_{yy}^1 + f_{yy}^2 & -f_{yy}^1 - f_{yy}^2 & 3f_{xy}^1 + f_{xy}^2 & -f_{xy}^1 - f_{xy}^2 & -4f_y^1 - f_y^2 \\ & f_{yy}^1 + 3f_{yy}^2 & -f_{xy}^1 - f_{xy}^2 & f_{xy}^1 + 3f_{xy}^2 & 2f_y^1 + 4f_y^2 \\ & & 3f_{xx}^1 + f_{xx}^2 & -f_{xx}^1 - f_{xx}^2 & -4f_x^1 - 2f_x^2 \\ & & & f_{xx}^1 + 3f_{xx}^2 & 2f_x^1 + 4f_x^2 \\ Sym. & & & & 6f_0^1 + f_0^2 \end{bmatrix} \quad (2.3.98)$$

#### 2.3.5. La matriz de rigidez del Elemento viga.<sup>22</sup>

El modelo basado en la relación seccional de momento curvatura desprecia la interacción con la carga axial y los momentos flectores biaxiales. Por lo tanto la matriz

### 2.3. Fundamentos para el análisis dinámico no lineal

de flexibilidad es diagonal.

$$[f_1] = \begin{bmatrix} f_{yy}^1 & 0 & 0 \\ 0 & f_{xx}^1 & 0 \\ 0 & 0 & f_z \end{bmatrix}, \quad [f_2] = \begin{bmatrix} f_{yy}^2 & 0 & 0 \\ 0 & f_{xx}^2 & 0 \\ 0 & 0 & f_z \end{bmatrix} \quad (2.3.99)$$

Se asume una distribución multilinear para la matriz de flexibilidad:

$$[f(z)] = \frac{1}{\chi} \left[ \left( \chi - \frac{z}{L_0} \right) \cdot [f_1] + \frac{z}{L_0} \cdot [f_e] \right] \quad (0 \leq z \leq z_i) \quad (2.3.100)$$

$$[f(z)] = \frac{1}{1-\chi} \left[ \left( 1 - \frac{z}{L_0} \right) \cdot [f_e] + \left( \frac{z}{L_0} - \chi \right) \cdot [f_2] \right] \quad (z_i \leq z \leq L_0) \quad (2.3.101)$$

Donde el parámetro de punto de inflexión  $\chi = \frac{z_i}{L_0}$  ( $0 < z_i < L_0$ ), con esta expresión el punto de inflexión está limitado dentro del tramo de la viga y:

$$[f_e] = \begin{bmatrix} \frac{1}{EI_x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{EI_y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{EA} \end{bmatrix} \quad (2.3.102)$$

La matriz de flexibilidad queda como:

$$[\delta] = \begin{bmatrix} f_0 & f_1 & 0 & 0 & 0 \\ & f_2 & 0 & 0 & 0 \\ & & f_3 & f_4 & 0 \\ & & & f_5 & 0 \\ [Sym. & & & & 12f_z] \end{bmatrix} \quad (2.3.103)$$

Donde  $f_0, f_1, f_2$  está dado en el plano  $x - z$  y  $f_3, f_4, f_5$  en el plano  $y - z$  los cuales son calculados como sigue:

$$f_0 = a_1 f_{yy}^1 + (1 - \chi)^3 f_{yy}^2 + a_0 \cdot \frac{1}{EI_x} \quad (2.3.104)$$

$$f_1 = -b_1 f_{yy}^1 - b_2 f_{yy}^2 - b_0 \cdot \frac{1}{EI_x} \quad (2.3.105)$$

$$f_2 = \chi^3 f_{yy}^1 + a_2 f_{yy}^2 + c_0 \cdot \frac{1}{EI_x} \quad (2.3.106)$$

### 2.3. Fundamentos para el análisis dinámico no lineal

$$f_3 = a_1 f_{xx}^1 + (1 - \chi)^3 f_{xx}^2 + a_0 \cdot \frac{1}{EI_y} \quad (2.3.107)$$

$$f_4 = b_1 f_{xx}^1 - b_2 f_{xx}^2 - b_0 \cdot \frac{1}{EI_y} \quad (2.3.108)$$

$$f_5 = \chi^3 f_{xx}^1 + a_2 f_{xx}^2 + c_0 \cdot \frac{1}{EI_y} \quad (2.3.109)$$

Donde los parámetros  $a_1$ ,  $a_2$ ,  $a_0$ ,  $b_1$ ,  $b_2$ ,  $b_0$ ,  $c_0$ , son calculados como sigue:  $a_1 = \chi [3 + 2(1 - \chi) + (1 - \chi)^2]$ ,  $a_2 = (1 - \chi)(3 + 2\chi + \chi^2)$ ,  $a_0 = 1 + (1 - \chi) + (1 - \chi)^2$ ,  $b_1 = \chi^2 [1 + (1 - \chi)]$ ,  $b_2 = (1 - \chi)^2(1 + \chi)$ ,  $b_0 = 1 + \chi - \chi^2$ ,  $c_0 = 1 + \chi + \chi^2$

#### 2.3.6. Inclusión de la deformación por corte.<sup>22</sup>

En elementos a flexión se debe incluir la deformación por corte especialmente en la matriz de rigidez de los muros de concreto. La relación cortante-deformación es expresado por:

$$\{\Delta S\} = [\delta_s] \{\Delta Q\} \quad (2.3.110)$$

$$[\delta_s] = \begin{bmatrix} \delta_{sy} & \delta_{syx} \\ \delta_{syx} & \delta_{sx} \end{bmatrix}, \quad \{\Delta S\} = \begin{Bmatrix} \Delta S_y \\ \Delta S_x \end{Bmatrix}, \quad \{\Delta Q\} = \begin{Bmatrix} \Delta Q_y \\ \Delta Q_x \end{Bmatrix} \quad (2.3.111)$$

Donde:

$$[\delta_{sy}] = \frac{L}{GA_y}, \quad [\delta_{sx}] = \frac{L}{GA_x}, \quad [\delta_{syx}] = 0 \quad (2.3.112)$$

El balance de la fuerza de corte y momento y la relación de ángulo de rotación con la deformación de corte son:

$$\{\Delta Q\} = [B_s] \{\Delta M\}, \quad \{\Delta \theta_s\} = [B_s]^T \{\Delta S\} \quad (2.3.113)$$

Donde la matriz de transformación es:

$$[B_s] = \begin{bmatrix} 1/L & 1/L & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1/L & 1/L \end{bmatrix} \quad (2.3.114)$$

### 2.3. Fundamentos para el análisis dinámico no lineal

y

$$\{\Delta M\} = \{\Delta M_{x1}, \Delta M_{x2}, \Delta M_{y1}, \Delta M_{y2}\}^T \quad (2.3.115)$$

$$\{\Delta \theta_s\} = \{\Delta \theta_{sx1}, \Delta \theta_{sx2}, \Delta \theta_{sy1}, \Delta \theta_{sy2}\}^T \quad (2.3.116)$$

De la ecuación 2.3.110, 2.3.111 y 2.3.113, la relación momento y ángulo de rotación en el extremo del muro bajo la deformación por corte es:

$$\{\Delta \theta_s\} = [B_s]^T [\delta_s] [B_s] \{\Delta M\} = [\tilde{\delta}_s] \{\Delta M\} \quad (2.3.117)$$

La matriz de flexibilidad por deformación por corte es:

$$[\tilde{\delta}_s] = [B_s]^T [\delta_s] [B_s] = \begin{bmatrix} \frac{\delta_{sy}}{L^2} & \frac{\delta_{sy}}{L^2} & \frac{\delta_{syx}}{L^2} & \frac{\delta_{syx}}{L^2} \\ & \frac{\delta_{sy}}{L^2} & \frac{\delta_{syx}}{L^2} & \frac{\delta_{syx}}{L^2} \\ & & \frac{\delta_{sx}}{L^2} & \frac{\delta_{syx}}{L^2} \\ Sym. & & & \frac{\delta_{sx}}{L^2} \end{bmatrix} \quad (2.3.118)$$

Para incluir la deformación por corte, la matriz de flexibilidad  $[\tilde{\delta}_s]$  se suma a la matriz de flexibilidad del muro en la ecuación 2.3.98.

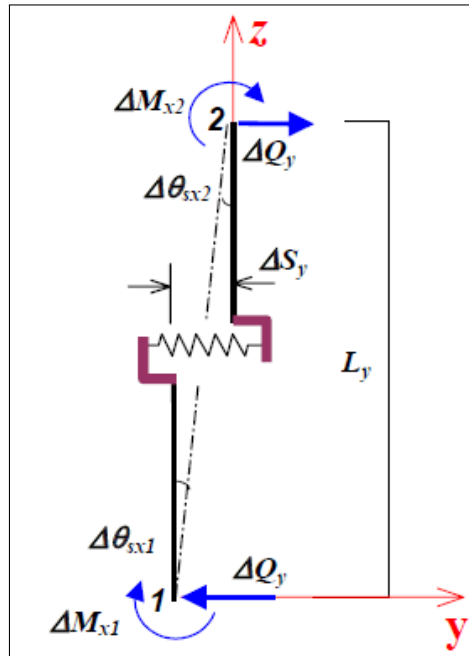


Figura 2.31: Rotación en el extremo del muro bajo la deformación por corte.<sup>22</sup>

### 2.3.7. Modelo en tres y dos dimensiones.<sup>20</sup>

Un edificio deberá ser modelado, analizado y evaluado en tres dimensiones. Alternativamente se puede usar un modelo en dos dimensiones si se cumple una de las siguientes condiciones:

1. Si el edificio tiene diafragma rígido y los efectos de la torsión no exceden los límites especificados en la sección 2.3.7.2 o se incluyen de acuerdo a la sección 2.3.7.2.
2. Si el edificio tiene diafragma flexible.

#### 2.3.7.1. Momento torsional total.

El momento torsional en un piso es igual a la suma de momento torsor actual y el momento torsor accidental calculado como sigue:

1. El momento torsional actual en un piso es calculado de multiplicar el cortante sísmico de entrepiso por la excentricidad entre el centro de masa y el de rigidez medido perpendicularmente en la dirección de la fuerza aplicada.
2. El momento torsor accidental de un entrepiso debe ser calculado como la fuerza sísmica multiplicado por la distancia igual al 5 % de la dimensión horizontal en el nivel de piso considerado medido perpendicularmente en la dirección de la fuerza aplicada.

#### 2.3.7.2. Consideraciones para los efectos torsionales .

1. El amplificador de desplazamiento , $n$ , calculado para cada nivel debe ser el ratio del máximo desplazamiento en cualquier punto al promedio de desplazamiento en el mismo piso,  $n = \frac{\delta_{m\acute{a}x.}}{\delta_{prom.}}$ .
2. Incremento de fuerzas y desplazamientos por torsión accidental no son considerados si una de las siguientes condiciones es satisfecha: a)El momento torsor accidental es menor que el 25 % del momento torsor actual o b)el ratio  $n$  causado por la torsión total y el ratio  $n$  causado por la torsión actual es menor que 1.1 en todos los pisos.

3. Para incluir el efecto de la torsión se debe amplificar la amplitud del registro de aceleraciones en la base por el máximo valor de  $n$ .

### 2.3.8. La Matriz de Rigidez del sistema estructural.

#### 2.3.8.1. Matriz de Rigidez del elemento en coordenadas locales

De la matriz de flexibilidad 2.3.98 se extrae sólo tres coordenadas generalizadas, giro en cada extremo y un desplazamiento tal como se muestra en la figura 2.29 (sistema 0), tal que la matriz de flexibilidad queda de la siguiente manera:

$$[\delta]_{3 \times 3} = \frac{L}{12} \cdot \begin{bmatrix} 3f_{xx}^1 + f_{xx}^2 & -f_{xx}^1 - f_{xx}^2 & -4f_x^1 - 2f_x^2 \\ & f_{xx}^1 + 3f_{xx}^2 & 2f_{xx}^1 + 4f_{xx}^2 \\ Sym. & & 6f_0^1 + 6f_0^2 \end{bmatrix} \quad (2.3.119)$$

Luego la matriz de rigidez del sistema 0 es:

$$[k]_{3 \times 3} = [\delta]_{3 \times 3}^{-1} \quad (2.3.120)$$

Asumiendo que todas las conexiones entre elementos estructurales son rígidas, el modelo queda determinado como el sistema 1, ver figura 2.32.

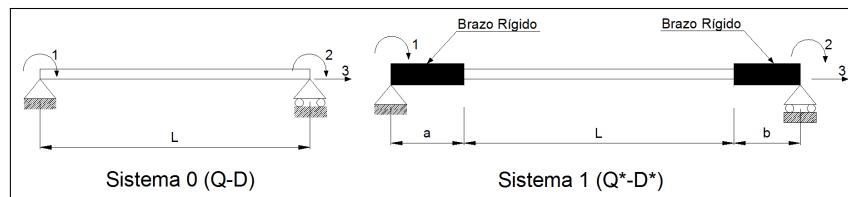


Figura 2.32: Sistema 0 y Sistema 1 (Elaboración Propia).

La matriz de transformación para pasar del sistema 0 al sistema 1 es:

$$[T]_{0-1} = \begin{bmatrix} 1 + \frac{a}{L} & \frac{b}{L} & 0 \\ \frac{a}{L} & 1 + \frac{b}{L} & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (2.3.121)$$

La matriz de rigidez en el sistema 1 es:

$$[k]_1 = [T]_{0-1}^T \cdot [k] \cdot [T]_{0-1} \quad (2.3.122)$$

### 2.3. Fundamentos para el análisis dinámico no lineal

Al eliminar los desplazamientos de cuerpo rígido<sup>48</sup> el sistema 1 pasa al sistema 2, ver figura 2.33, con la matriz de transformación siguiente:

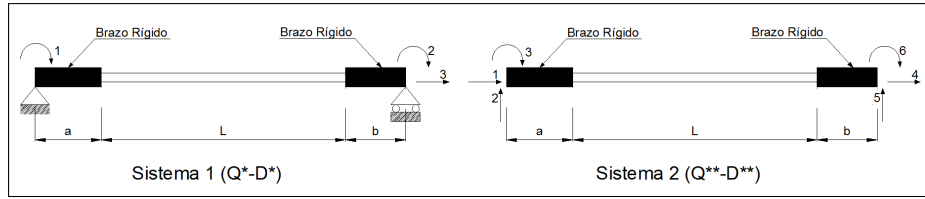


Figura 2.33: Sistema 1 y Sistema 2 (Elaboración Propia).

$$[T]_{1-2} = \begin{bmatrix} 0 & \frac{1}{L+a+b} & 1 & 0 & \frac{-1}{L+a+b} & 0 \\ 0 & \frac{1}{L+a+b} & 0 & 0 & \frac{-1}{L+a+b} & 1 \\ -1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (2.3.123)$$

La matriz de rigidez en el sistema 2 es el siguiente:

$$[k]_2 = [T]_{1-2}^T \cdot [k]_1 \cdot [T]_{1-2} \quad (2.3.124)$$

En los siguientes capítulos la matriz de rigidez del elemento  $[k]_2$  se denominará como  $k$ .

#### 2.3.8.2. Ensamblaje de la matriz de rigidez global con la matriz A.<sup>48</sup>

A la derecha de la figura 2.34, se indica el sistema de coordenadas  $Q - q$  para el pórtico. Se quiere establecer una relación entre los desplazamientos  $q$  y las deformaciones  $p$ . Esto se consigue por medio de la matriz  $A$ , definida de la siguiente manera:

$$p = A \cdot q \quad (2.3.125)$$

Donde  $A$  es la matriz de compatibilidad que transforma los desplazamientos de una estructura en deformaciones, en general será de orden  $m \times n$ . Siendo  $m$  el número de filas que es igual a las coordenadas  $p$  y  $n$  el número de columnas que es igual a las coordenadas  $q$ .

De la definición de la matriz  $A$  se puede ver que un término  $A_{ij}$  no es más que el

2.3. Fundamentos para el análisis dinámico no lineal

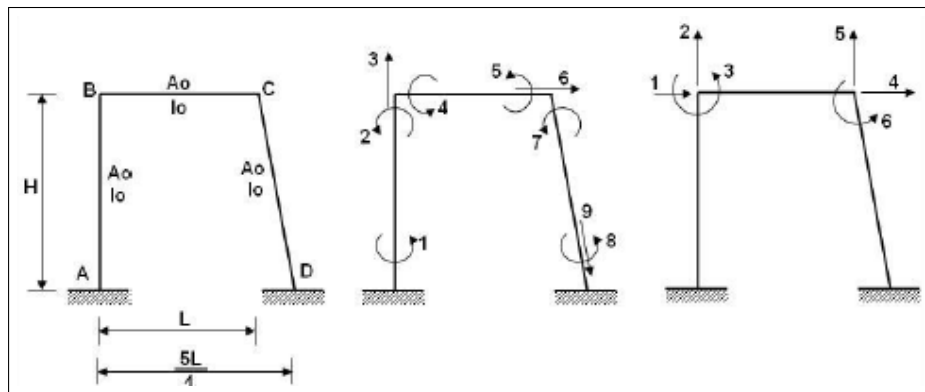


Figura 2.34: Estructura sistema P-p y sistema Q-q.<sup>48</sup>

valor de la deformación  $p_i$  correspondiente a la deformada elemental  $q_j = 1$  y las demás nulas. En consecuencia se obtiene utilizando exclusivamente la geometría de deformación. Finalmente cada elemento  $A_{ij}$  representa el coeficiente de influencia de las deformaciones para los desplazamientos.

La matriz A es particionada, está compuesta por sub matrices, tantas como elementos tenga la estructura.

$$A = \begin{bmatrix} A^{(1)} \\ A^{(2)} \\ \dots \\ A^{(i)} \\ \dots \\ A^{(ne)} \end{bmatrix} \quad (2.3.126)$$

Donde ne: número de elementos de la estructura.

La matriz de rigidez global de la estructura queda definida como:

$$K = \sum_{i=1}^{ne} A^{i(t)} \cdot k^i \cdot A^i \quad (2.3.127)$$

**2.3.8.3. Condensación de la matriz de rigidez global en coordenadas laterales.<sup>48</sup>**

Generalmente las cargas sísmicas impuestas al edificio son cargas laterales por lo que no es necesario utilizar todas las coordenadas generalizadas de la estructura mas solo las coordenadas laterales.

### 2.3. Fundamentos para el análisis dinámico no lineal

En el sistema de coordenadas de una estructura, se puede diferenciar un grupo de coordenadas a las que se denomina coordenadas a, que en el ejemplo de la figura 2.35 es la uno y las restantes, a las que se denomina coordenadas b. La matriz de rigidez de la estructura estará particionada de la siguiente forma:

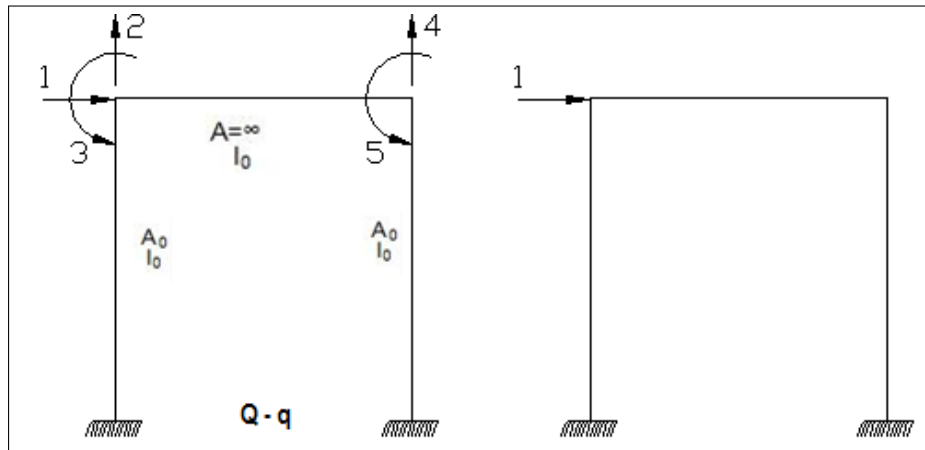


Figura 2.35: Coordenadas a y b, de un pórtico plano.<sup>48</sup>

$$\begin{pmatrix} Q_a \\ Q_b \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} K_{aa} & K_{ab} \\ K_{ba} & K_{bb} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} q_a \\ q_b \end{pmatrix} \quad (2.3.128)$$

La condensación estática de la matriz de rigidez se da cuando  $Q_b = 0$ :

$$\begin{pmatrix} Q_a \\ 0 \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} K_{aa} & K_{ab} \\ K_{ba} & K_{bb} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} q_a \\ q_b \end{pmatrix} \quad (2.3.129)$$

Donde:

$$\begin{aligned} Q_a &= k_{aa}q_a + k_{ab}q_b \\ 0 &= k_{ba}q_a + k_{bb}q_b \end{aligned}$$

Luego:

$$q_b = -k_{bb}^{-1} \cdot k_{ba} \cdot q_a$$

Al sustituir  $q_b$  en la primera ecuación y luego de factorar se obtiene.

### 2.3. Fundamentos para el análisis dinámico no lineal

$$Q_a = (k_{aa} - k_{ab} \cdot k_{bb}^{-1} \cdot k_{ba}) \cdot q_a$$

Sea  $K^*$  la matriz de rigidez condensada a las coordenadas a.

$$K^* = k_{aa} - k_{ab} \cdot k_{bb}^{-1} \cdot k_{ba} \quad (2.3.130)$$

#### 2.3.8.4. Matriz de rigidez global en coordenadas de piso<sup>48</sup>.

En la figura 2.36 se presenta una estructura de un piso que tiene cuatro pórticos, dos en sentido X, y dos en sentido Y. Se indica los grados de libertad, ubicadas en el C.M, los mismo que se han identificado con la letra  $q$  y el vector que contiene, a todos estos grados de libertad se denomina vector de cargas generalizadas  $q$ .

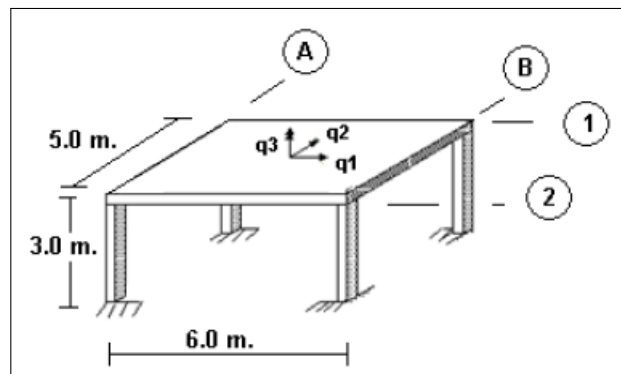


Figura 2.36: Sistema de coordenadas de piso Q-q.<sup>48</sup>

Todos los puntos tendrán el mismo desplazamiento horizontal  $q_i$ , lo propio con el desplazamiento  $q_2$  y con la rotación  $q_3$ .

La relación entre las coordenadas de piso  $q$  y las coordenadas de pórtico  $p$  viene dada por la matriz de compatibilidad de deformaciones  $A$ , definida de la siguiente manera:

$$p = A \cdot q \quad (2.3.131)$$

La matriz  $A$  de cada pórtico tiene una fila debido a que la estructura es de 1 piso y tiene 3 columnas. Para el caso general la matriz de compatibilidad  $A$  tendrá  $NP$  filas y 3 por  $NP$  columnas, siendo  $NP$  el número de pisos y la forma de esta matriz es:

### 2.3. Fundamentos para el análisis dinámico no lineal

$$A^{(i)} = \begin{bmatrix} \text{Cosa} & & \text{Sen}\alpha & & r_1 & & \\ & \dots & & \dots & & \dots & \\ & & \text{Cosa} & & \text{Sen}\alpha & & \\ & & & & & & r_n \end{bmatrix}$$

Donde  $\alpha$  es el ángulo que forma la orientación positiva del pórtico con respecto al eje X,  $r_1$  es la distancia desde el origen de coordenadas  $CM$  hasta el pórtico (i) en el piso uno,  $r_n$  es la distancia medida en el último piso desde el origen de coordenadas hasta el pórtico. Los valores de  $r$ , tienen signo, serán positivas si la orientación positiva del pórtico rota con respecto al  $CM$  en forma antihorario.

La matriz de rigidez en coordenadas de piso es como sigue:

$$K_E = \sum_{i=1}^{NP} A^{(i)t} \cdot K_L^{(i)} \cdot A^{(i)}$$

Donde  $K_L^{(i)}$  es la matriz de rigidez condensada para un pórtico plano calculado en el capítulo anterior, luego  $K_E$  queda de la siguiente manera:

$$K_E = \begin{bmatrix} \sum \cos^2_\alpha \cdot K_L^{(i)} & \sum \text{sen}\alpha \cdot \text{Cosa} \cdot K_L^{(i)} & \sum \text{Cosa} \cdot K_L^{(i)} \cdot r^{(i)} \\ & \sum \text{sen}^2_\alpha \cdot K_L^{(i)} & \sum \text{Sen}\alpha \cdot K_L^{(i)} \cdot r^{(i)} \\ \text{Sym.} & & \sum K_L^{(i)} \cdot (r^{(i)})^2 \end{bmatrix} \quad (2.3.132)$$

La sumatoria se extiende a todos los pórticos de la estructura. La matriz de rigidez  $K_E$  es de orden  $3NP$  por  $3NP$  y es simétrica con respecto a la diagonal principal.

#### 2.3.9. El modelo de amortiguamiento.

Existen muy pocas investigaciones sobre la cantidad de amortiguamiento a utilizar en los modelo numéricos, sin embargo las normativas internacionales indican el uso de la formulación del amortiguamiento de Rayleigh, donde la matriz  $[C]$  es calculado como la combinación lineal de la masa y la matriz de rigidez  $[C] = \alpha_0 [M] + \alpha_1 [K]$ , siendo los factores de proporcionalidad  $\alpha_0$  y  $\alpha_1$  definidos como el porcentaje del amortiguamiento crítico para dos periodos fundamentales de vibración.<sup>21</sup> Siendo:

### 2.3. Fundamentos para el análisis dinámico no lineal

$$\alpha_0 = \zeta \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad \alpha_1 = \zeta \frac{2}{\omega_i + \omega_j}$$

Donde,  $\zeta$ : Porcentaje de amortiguamiento crítico,  $\omega_i$ : Frecuencia natural de vibración del primer modo,  $\omega_j$ : Frecuencia natural de vibración del segundo modo. Con  $\omega_i < \omega_j$ .

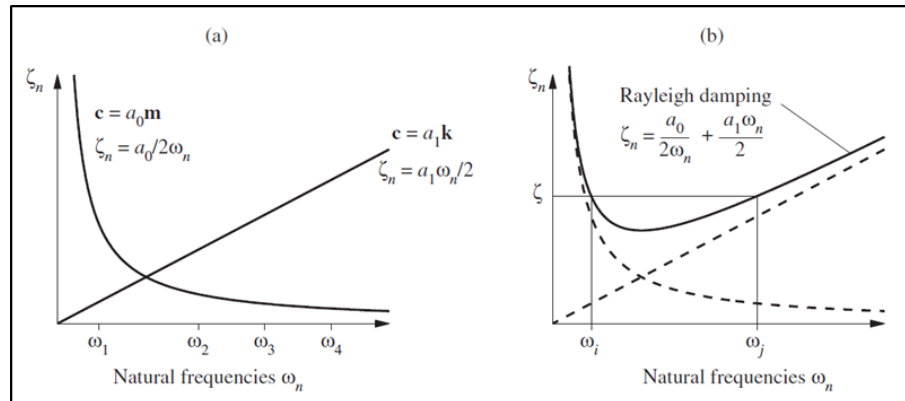


Figura 2.37: Variación de los porcentajes de amortiguamiento con la frecuencia natural: (a) Amortiguamiento Proporcional a la masa y amortiguamiento proporcional a la rigidez; (b) Amortiguamiento de Rayleigh .<sup>49</sup>

Se sugiere especificar el amortiguamiento viscoso equivalente en el rango de 1 % a 5 % del amortiguamiento crítico en el rango de periodos elásticos de  $0.2T$  hasta  $1.5T$ , donde  $T$  es el periodo fundamental de la estructura.<sup>20</sup>

#### 2.3.10. La ecuación del movimiento.<sup>49</sup>

La ecuación de equilibrio dinámico según el principio de D'Alembert es:

$$f_I + f_D + f_S = 0 \quad (2.3.133)$$

Donde,  $f_I$ : Fuerza inercial,  $f_D$ : Fuerza de amortiguamiento,  $f_S$ : Fuerza restitutiva.

En la figura 2.38 se muestra la coordenadas de piso (dos laterales y un giro por piso) de un edificio y la figura 2.39 las coordenadas laterales de piso.

De la figura 2.39 en cada instante del tiempo los desplazamientos son:

2.3. Fundamentos para el análisis dinámico no lineal

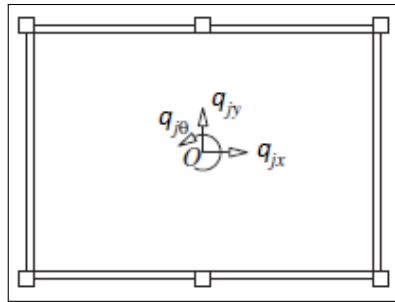


Figura 2.38: Grados de libertad de un piso con diafragma rígido .<sup>49</sup>

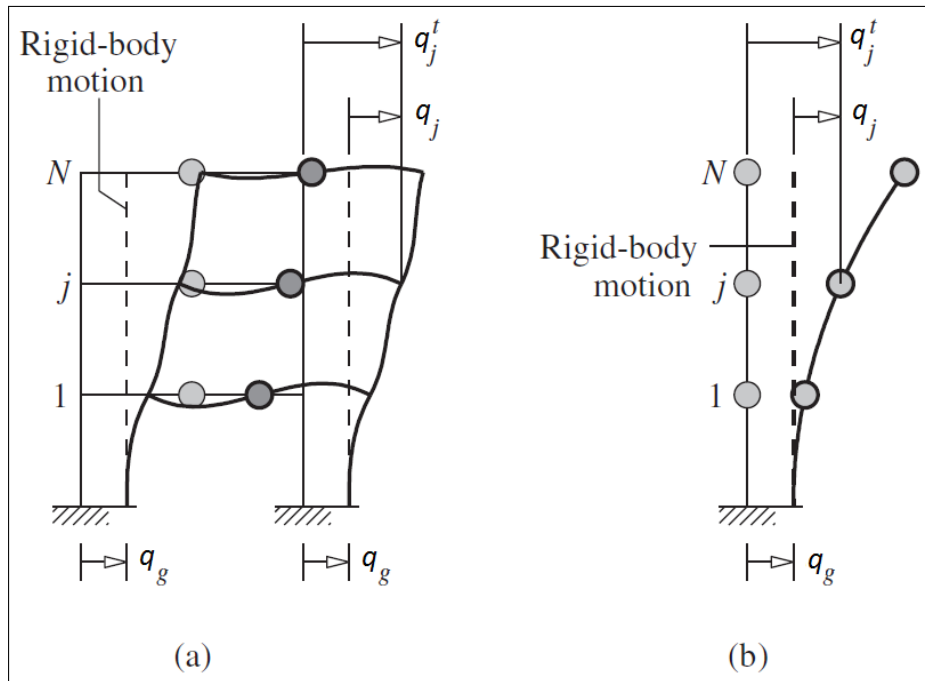


Figura 2.39: (a) Pórtico de edificio; (b) Modelo simplificado .<sup>49</sup>

$$q^t(t) = q_g(t) \cdot l + q(t) \tag{2.3.134}$$

Donde:

$$l = \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ \dots \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ \dots \\ 0 \end{Bmatrix}_{N \times 1}$$



### 2.3.11. El método de Newmark.<sup>22</sup>

En el método de Newmark- $\beta$ , estas dos relaciones diferenciales en función del tiempo son expresados por dos parámetros  $\gamma$  y  $\beta$ :

$$\begin{aligned}\{\Delta\dot{q}\}_{t+\Delta t} &= (1 - \gamma)\Delta t\{\ddot{q}\}_t + \gamma \cdot \Delta t\{\ddot{q}\}_{t+\Delta t} \\ \{\Delta q\}_{t+\Delta t} &= \Delta t\{\dot{q}\}_t + \left(\frac{1}{2} - \beta\right) \Delta t^2\{\ddot{q}\}_t + \beta \cdot \Delta t^2\{\ddot{q}\}_{t+\Delta t}\end{aligned}$$

Usualmente  $\gamma = 1/2$  y  $\beta = 1/4$  es usado (asumiendo el criterio de aceleración promedio). Para resolver el desplazamiento incremental  $\{\Delta q\}_{t+\Delta t}$ , la aceleración y la velocidad incremental son expresados por:

$$\begin{aligned}\{\ddot{\Delta}q\}_{t+\Delta t} &= \frac{1}{\beta\Delta t^2}\{\Delta q\}_{t+\Delta t} - \frac{1}{\beta\Delta t}\{\dot{q}\}_t - \frac{1}{2\beta}\{\ddot{q}\}_t \\ \{\dot{q}\}_{t+\Delta t} &= \frac{\gamma}{\beta\Delta t}\{\Delta q\}_{t+\Delta t} - \frac{\gamma}{\beta}\{\dot{q}\}_t - \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right)\Delta t\{\ddot{q}\}_t\end{aligned}$$

O

$$\begin{aligned}\{\ddot{\Delta}q\}_{t+\Delta t} &= C_0\{\Delta q\}_{t+\Delta t} - C_1\{\dot{q}\}_t - C_2\{\ddot{q}\}_t \\ \{\dot{q}\}_{t+\Delta t} &= C_3\{\Delta q\}_{t+\Delta t} - C_4\{\dot{q}\}_t - C_5\{\ddot{q}\}_t\end{aligned}\tag{2.3.138}$$

Donde:

$$\begin{aligned}C_0 &= \frac{1}{\beta\Delta t^2} & C_1 &= \frac{1}{\beta\Delta t} & C_2 &= \frac{1}{2\beta}; \\ C_3 &= \frac{\gamma}{\beta\Delta t} & C_4 &= \frac{\gamma}{\beta} & C_5 &= \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right)\Delta t\end{aligned}$$

Substituyendo la ecuación 2.3.138 en la ecuación 2.3.136, resulta:

$$\begin{aligned}[(1+\alpha_1 C_3)[K]_t + (C_0 + \alpha_0 C_3)[M]]\{\Delta q\}_{t+\Delta t} &= \{F_U\}_t + \\ + [M] \left[ (C_1 + \alpha_0 C_4)\{\dot{q}\}_t + (C_2 + \alpha_0 C_5)\{\ddot{q}\}_t - \{\Delta\ddot{q}_g\}_{t+\Delta t} \right] &+ \\ + (\alpha_1 [K]_t)(C_4\{\dot{q}\}_t + C_5\{\ddot{q}\}_t) &\end{aligned}\tag{2.3.139}$$

Donde,  $\{F_U\}_t = \{f_I\}_t - \{f_D\}_t - \{f_S\}_t$

### 2.3. Fundamentos para el análisis dinámico no lineal

Se usa la expresión de matriz de rigidez efectiva  $[\tilde{K}]$  y el vector de cargas  $\{\Delta\tilde{F}\}$  luego la ecuación 2.3.139 es expresada como:

$$[\tilde{K}] \{\Delta q\}_{t+\Delta t} = \{\Delta\tilde{F}\}$$

Donde:

$$\begin{aligned} [\tilde{K}] &= [(1+\alpha_1 C_3)[K]_t + (C_0 + \alpha_0 C_3)[M]] \\ \{\Delta\tilde{F}\} &= \{F_U\}_t + [M] \left[ (C_1 + \alpha_0 C_4)\{\dot{q}\}_t + (C_2 + \alpha_0 C_5)\{\ddot{q}\}_t - \{\Delta\ddot{q}_g\}_{t+\Delta t} \right] + \\ &\quad + (\alpha_k [K]_t)(C_4\{\dot{q}\}_t + C_5\{\ddot{q}\}_t) \end{aligned} \tag{2.3.140}$$

Luego, la respuesta en  $t + \Delta t$  es calculado como sigue:

$$\begin{aligned} \{\Delta q\}_{t+\Delta t} &= [\tilde{K}]^{-1} \{\Delta\tilde{F}\} \\ \{\Delta\ddot{q}\}_{t+\Delta t} &= C_0\{\Delta q\}_{t+\Delta t} - C_1\{\dot{q}\}_t - C_2\{\ddot{q}\}_t \\ \{\Delta\dot{q}\}_{t+\Delta t} &= C_3\{\Delta q\}_{t+\Delta t} - C_4\{\dot{q}\}_t - C_5\{\ddot{q}\}_t \\ \{\ddot{q}\}_{t+\Delta t} &= \{\ddot{q}\}_t + \{\Delta\ddot{q}\}_{t+\Delta t} \\ \{\dot{q}\}_{t+\Delta t} &= \{\dot{q}\}_t + \{\Delta\dot{q}\}_{t+\Delta t} \end{aligned} \tag{2.3.141}$$

En el inicio del análisis paso a paso, la siguientes condiciones son asumidas.

$$\begin{aligned} \{q\}_{t=0} &= \{0\} \\ \{\Delta\dot{q}\}_{t=0} &= \{0\} \\ \{\ddot{q}\}_{t=0} &= -\{\ddot{q}_g\}_{t=0} \end{aligned}$$

Los pasos de iteración son los siguientes:

1. Calcular el vector de fuerza efectiva inicial  $\{\Delta\tilde{F}\}$  y la matriz de rigidez efectiva inicial  $\{\Delta\tilde{K}\}^{-1}$  de la ecuación 2.3.140.
2. Calcular las respuestas de los elementos y buscar la variación de rigidez. Si el sistema es lineal ( $[K]$  es constante) ir al paso 5.

### 2.3. Fundamentos para el análisis dinámico no lineal

3. Actualizar la matriz de rigidez a  $[K]_{t+\Delta t}$  y calcular el vector de amortiguamiento  $\{f_D\}_{t+\Delta t}$ , la fuerza restitutiva  $\{f_S\}_{t+\Delta t}$  y el vector de fuerzas desbalanceadas  $\{F_U\}_{t+\Delta t}$ . Si la iteración no ha sido especificada por el usuario, ir al paso 5.
4. Examinar la condición de convergencia. Si  $\|F_U\|_i \leq UaTol$  ( $UaTol$ =tolerancia de desbalanceo) ir al paso 5. Sino renovar la matriz efectiva  $[\tilde{K}']$  (Método de Newton-Raphson como mostrado en la figura 2.40) y calcular el ajuste para desplazamiento,  $\{\partial q'\}_{t+\Delta t}$ .

De la ecuación 2.3.141 la nueva aceleración incremental  $\{\Delta \ddot{q}'\}_{t+\Delta t}$  y la velocidad  $\{\Delta \dot{q}'\}_{t+\Delta t}$  en el tiempo  $t + \Delta t$  se calcula como:

$$\begin{aligned}
 \{\Delta \ddot{q}'\}_{t+\Delta t} &= C_0 (\{\Delta q\}_{t+\Delta t} + \{\partial q'\}_{t+\Delta t}) - C_1 \{\dot{q}\}_t - C_2 \{\ddot{q}\}_t \\
 &= \{\Delta \ddot{q}\}_{t+\Delta t} + \{\partial \ddot{q}'\}_{t+\Delta t} \\
 \{\Delta \dot{q}'\}_{t+\Delta t} &= C_3 (\{\Delta q\}_{t+\Delta t} + \{\partial q'\}_{t+\Delta t}) - C_4 \{\dot{q}\}_t - C_5 \{\ddot{q}\}_t \\
 &= \{\Delta \dot{q}\}_{t+\Delta t} + \{\partial \dot{q}'\}_{t+\Delta t} \\
 \{\partial \ddot{q}'\}_{t+\Delta t} &= C_0 \{\partial \ddot{q}'\}_{t+\Delta t} \\
 \{\partial \dot{q}'\}_{t+\Delta t} &= C_3 \{\partial \dot{q}'\}_{t+\Delta t}
 \end{aligned} \tag{2.3.142}$$

Restableciendo el equilibrio en el tiempo  $t + \Delta t$  de acuerdo a la ecuación 2.3.136:

$$\begin{aligned}
 &[M] \left( \{\ddot{q}\}_{t+\Delta t} + \{\partial \ddot{q}'\}_{t+\Delta t} \right) + (\alpha_0 [M]) \left( \{\dot{q}\}_{t+\Delta t} + \{\partial \dot{q}'\}_{t+\Delta t} \right) + \{f_D^t\}_{t+\Delta t} \\
 &+ (\alpha_k [K]_{t+\Delta t}) \{\partial q'\}_{t+\Delta t} + \{f_S\}_{t+\Delta t} + [K]_{t+\Delta t} \{\partial q'\}_{t+\Delta t} \\
 &= - [M] \{\ddot{q}_g\}_{t+\Delta t}
 \end{aligned} \tag{2.3.143}$$

Reemplazando las dos últimas igualdades de la ecuación 2.3.142 en la ecuación 2.3.143, resulta en:

### 2.3. Fundamentos para el análisis dinámico no lineal

$$\begin{aligned}
 & \left[ (C_0 + \alpha_0 C_3) [M] + (1 + \alpha_k C_3 [K]_{t+\Delta t}) \right] \{ \partial \dot{q}' \}_{t+\Delta t} \\
 & = - [M] \left( \{ \ddot{q}_g \}_{t+\Delta t} + \{ \ddot{q} \}_{t+\Delta t} \right) - \{ f_S \}_{t+\Delta t} - (\alpha_0 [M]) \{ \dot{q} \}_{t+\Delta t} - \{ f_D^t \}_{t+\Delta t} +
 \end{aligned}
 \tag{2.3.144}$$

El lado izquierdo de la ecuación 2.3.144 es la nueva rigidez efectiva  $[\tilde{K}']$  multiplicado por  $\{ \partial \dot{q}' \}_{t+\Delta t}$ , y el lado derecho de la nueva fuerza de desbalance  $\{ F_U \}_{t+\Delta t}$ . Por lo tanto el desplazamiento ajustado  $\{ \partial \dot{q}' \}_{t+\Delta t}$  se resuelve de:

$$[\tilde{K}'] \{ \partial \dot{q}' \}_{t+\Delta t} = \{ F_U \}_{t+\Delta t}
 \tag{2.3.145}$$

Renovar el incremento de aceleración y velocidad como sigue y repetir el paso 2.

$$\begin{aligned}
 \{ \Delta q \}_{t+\Delta t} & = \{ \Delta q \}_{t+\Delta t} + \{ \partial \dot{q}' \}_{t+\Delta t} \\
 \{ \ddot{q} \}_{t+\Delta t} & = \{ \ddot{q} \}_{t+\Delta t} + \{ \partial \ddot{q}' \}_{t+\Delta t} \\
 \{ \dot{q} \}_{t+\Delta t} & = \{ \dot{q} \}_{t+\Delta t} + \{ \partial \dot{q}' \}_{t+\Delta t}
 \end{aligned}
 \tag{2.3.146}$$

5. Guardar las respuestas las respuestas en el tiempo  $t + \Delta t$  y continuar con el siguiente intervalo de tiempo repitiendo los pasos desde el 1.

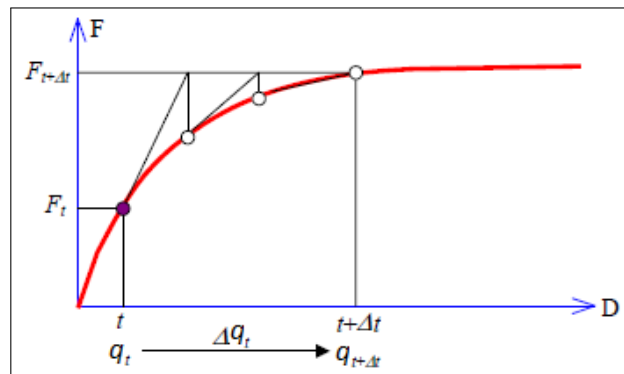


Figura 2.40: Iteración en rigidez renovada (Método de Newton-Raphson).<sup>22</sup>

### **2.3.12. Criterios para asegurar la calidad del análisis dinámico no lineal .**

Las siguientes revisiones aseguran la aproximación de los modelos de análisis no lineal para calcular los parámetros de demanda sísmica:<sup>21</sup>

1. Revisar los modos elásticos del modelo. Se debe asegurar que el periodo para el primer modo es el esperado (por ejemplo de un cálculo a mano, modelos estructurales preliminares) y que la secuencia de modos sea lógica.
2. Revisar la masa total del modelo y que la masa efectiva de los primeros modos en cada dirección son realistas y que representan la mayor parte de la masa total.
3. Generar la respuesta espectral elástica del registro sísmico. Revisar que estos son consistentes y analizar la variabilidad entre registros. Determinar el espectro medio de los registros y la variabilidad alrededor de la media.
4. En el modelo realizar un análisis espectral elástico (usando la media espectral de un grupo de registros) y un análisis tiempo historia, y calcular los desplazamientos en posiciones claves, la cortante basal y el momento de volteo. Comparar los resultados del análisis espectral a la media de los resultados del análisis tiempo historia.
5. Realizar un análisis estático no lineal con un desplazamiento objetivo de la media espectral de un grupo de registros sísmicos. Calcular los desplazamientos en posiciones claves , la cortante basal y el momento de volteo y comparar con los resultados del análisis elástico.
6. Realizar un análisis dinámico no lineal y calcular el valor medio de desplazamientos, cortante basal y momento de volteo y comparar los resultados con el análisis estático no lineal.

Vamvatsikos et al<sup>39</sup> recomienda que para asegurar la calidad del análisis dinámico no lineal se debe adecuar la curva IDA en el campo de cortante basal contra el desplazamiento en la azotea. Luego se compara con la curva Pushover estático en el

mismo campo, si la aproximación entre las curvas es adecuada, se asegura la calidad del análisis dinámico no lineal. En este estudio se usará este procedimiento para revisar la calidad del análisis dinámico no lineal.

### **2.3.13. El análisis dinámico incremental-IDA.<sup>7</sup>**

#### **2.3.13.1. Introducción**

El análisis dinámico incremental (IDA) es un método de análisis paramétrico recientemente usado en diferentes formas para estimar completamente el desempeño estructural bajo cargas sísmicas. Esto envuelve un modelo estructural subjetivo con uno o más registros sísmicos, cada uno escalado a múltiples niveles de intensidad, esto produce uno o más curvas de respuestas parametrizadas versus niveles de intensidad.

El estudio del IDA es ahora de multipropósitos y es un método ampliamente aplicado, algunos de sus objetivos son los siguientes:

1. Comprensión completa de la respuesta o demanda versus niveles de registros sísmicos.
2. Mejor comprensión de la implicancia estructural por los niveles de sismos severos.
3. Mejor comprensión de los cambios en la naturaleza de la respuesta estructural cuando se incrementa el movimiento sísmico (por ejemplo patrones de cambio de las máximas deformaciones con la altura, inicio de la degradación de la rigidez y resistencia y sus patrones y magnitudes).
4. Produce estimaciones de la capacidad dinámica del sistema estructural global y
5. finalmente da un estudio de múltiples registros sísmicos, se estudia cuan estable (o variable) son todos estos items anteriores de un movimiento sísmico a otro.

**2.3.13.2. Fundamentos de un simple registro IDA's.**

**Selección de los registros sísmicos,**<sup>20</sup> el ASCE 41-13 indica que se debe seleccionar siete registros sísmicos o acelerogramas que sean compatible con el espectro objetivo de las normas sismoresistentes.

**Factor de Escala del acelerograma (SF),** el acelerograma seleccionado debe ser compatible con el espectro de diseño de la norma NTP. E-030 Diseño sismoresistente.

Los registros sísmicos severos generalmente son escasos, a diferencia de los sismos leves, por ello la necesidad de escalar, ver figura 2.41.

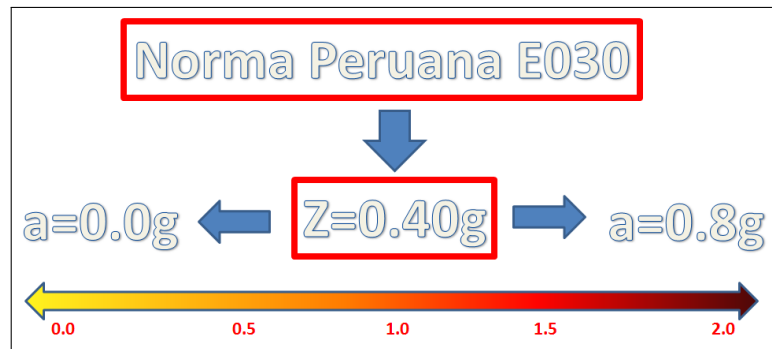


Figura 2.41: Esquema para escalar un acelerograma.<sup>7</sup>

**Medida de intensidad del movimiento sísmico (IM),** la medida de intensidad puede ser la pseudo aceleración con un amortiguamiento de 5 % asociada con el periodo fundamental de la estructura- $T_1$  o el PGA (aceleración pico en el acelerograma), ver figura 2.42. La medida de intensidad más adecuada es la pseudo aceleración asociada al periodo fundamental de la estructura.

**Medida del daño estructural (DM),** la medida del daño estructural es una cantidad observable y es deducido de los resultados del análisis dinámico no lineal. Pueden ser por ejemplo la cortante basal, rotación de los nudos, energía de histéresis acumulada, distorsión angular en altura total de edificio o de entrepiso, ver figura 2.43.

Se suele escoger como medida de daño estructural la deriva máxima de entrepiso porque son mencionadas en las normativas sismoresistentes.

### 2.3. Fundamentos para el análisis dinámico no lineal

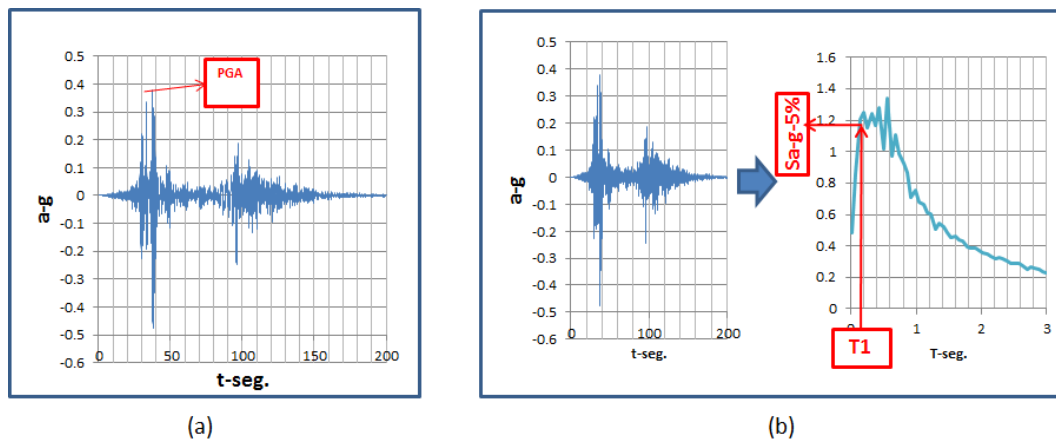


Figura 2.42: a) Medida de intensidad mediante el PGA del acelerograma b) Medida de intensidad mediante la pseudo aceleración espectral con amortiguamiento asociado al periodo fundamental  $T_1$  (Elaboración Propia).

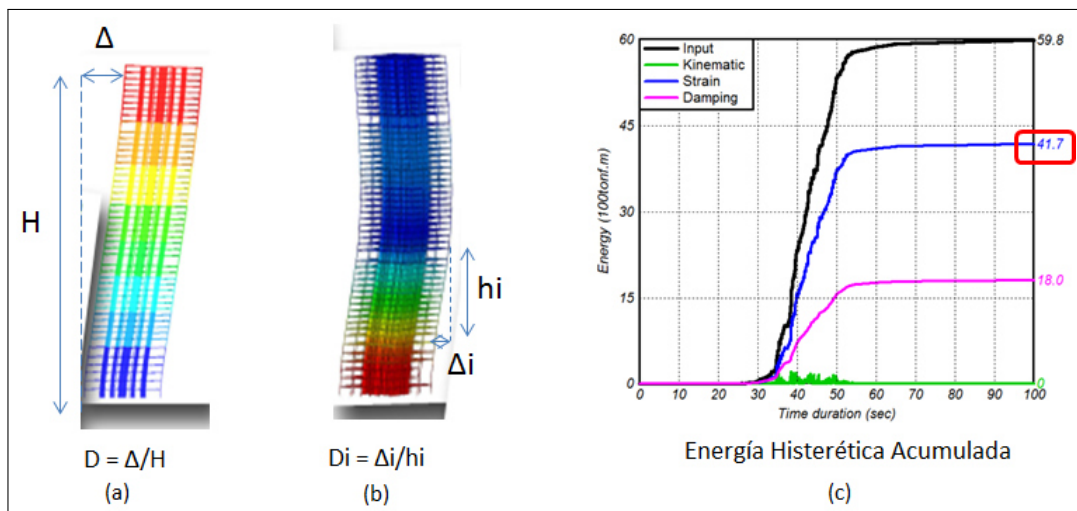


Figura 2.43: a) Distorsión angular en altura total de edificio. b) Distorsión angular de entrepiso. c) Energía histerética acumulada.<sup>15</sup>

**Curva IDA,** una curva IDA es construida por una variable DM versus uno o más IM's que caracterizan a los acelerogramas escalados.

El procedimiento para obtener una curva IDA es el mostrado en la figura 2.44, se ha definido como DM a la deriva máxima de entrepiso (en el eje horizontal) e IM como la pseudo aceleración espectral con amortiguamiento de 5 % asociado al periodo fundamental del edificio  $T_1$  (en el eje vertical).

**Capacidad y estados límites de una curva IDA,** la capacidad está basado en IM y los estados límites en DM. El límite basado en DM es aplicable en estructuras de

2.3. Fundamentos para el análisis dinámico no lineal

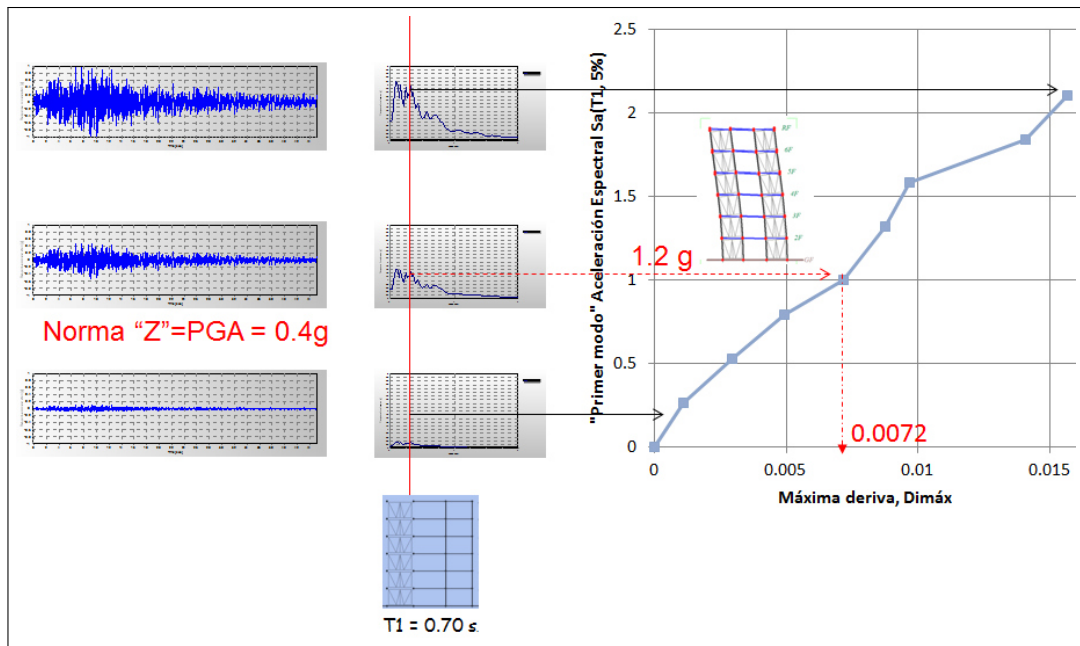


Figura 2.44: Esquema para la obtención de una curva IDA (Elaboración Propia).

concreto armado y la capacidad basado en IM a estructuras metálicas, ver figura 2.45.

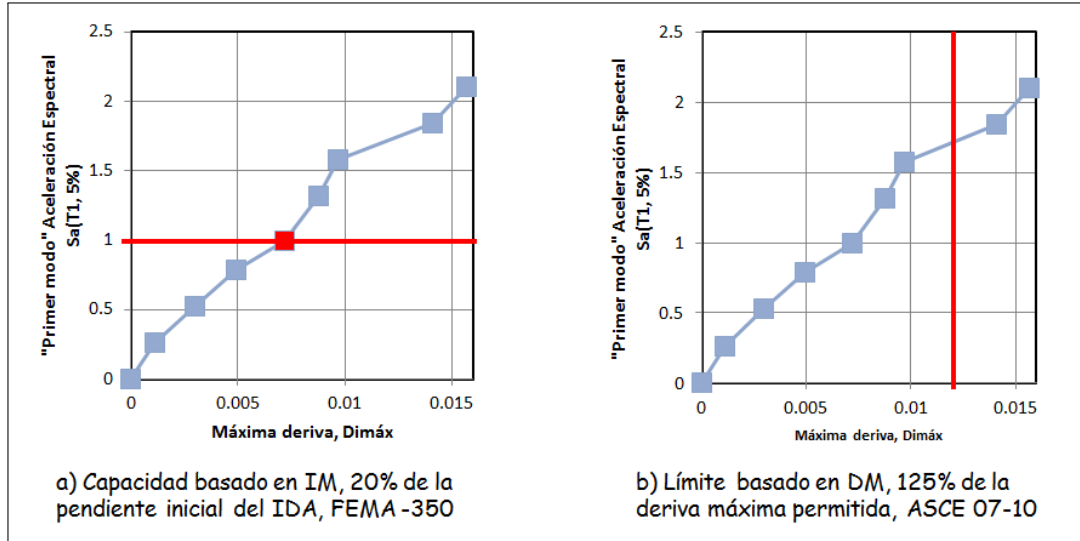


Figura 2.45: Capacidad y estado límite de una curva IDA (Elaboración Propia).

**Múltiples registros IDA,** es una colección de simples curvas IDA's con el mismo modelo estructural bajo diferentes acelerogramas, ver figura 2.46

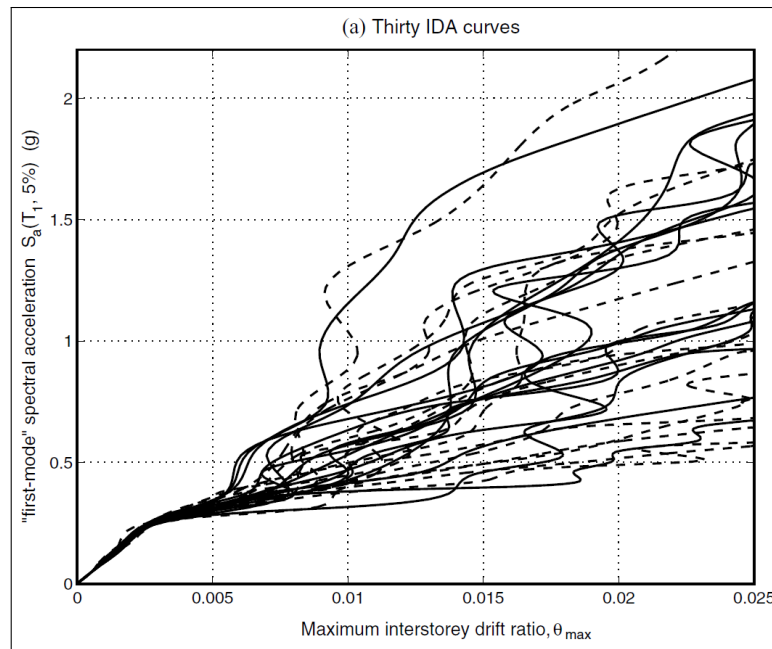


Figura 2.46: Curvas IDA's para 30 acelerogramas.<sup>7</sup>

## 2.4. Curvas de Fragilidad.

### 2.4.1. Vulnerabilidad Sísmica

En este capítulo, se describen los conceptos relacionados con la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificios. Las curvas de fragilidad son las que representan en forma más general la vulnerabilidad sísmica de las estructuras.

Para representar a vulnerabilidad sísmica de una estructura, de manera general, pueden mencionarse dos técnicas. La primera la constituye la evaluación visual y rápida de la vulnerabilidad sísmica mientras que la segunda es más sofisticada y requiere de análisis más detallados. De los métodos sofisticados se describirá el método analítico basado en curvas de fragilidad.

### 2.4.2. Metodologías para generar curvas de fragilidad

#### 2.4.2.1. Métodos basados en observaciones de campo

Los métodos utilizados para la generación de curvas de fragilidad a partir de los daños observados, son de gran utilidad para calibrar los resultados obtenidos con

los métodos analíticos y/o ensayos de laboratorio.

Estos métodos consisten básicamente en las siguientes etapas:<sup>50</sup>

- Se define  $n$  el número de sismos para los cuales se cuenta con información de daños.
- Para cada sismo  $i$ , determinamos el parámetro que define la intensidad sísmica, por ejemplo, la aceleración máxima del terreno  $a_i$  registrada en cada zona en estudio. Esto es:

$$a_i = PGA_i, \quad \text{para } i = 1, 2, 3, \dots, n$$

$$\text{Donde : } a_1 < a_2 < \dots < a_n$$

- Se determina el número de estructuras  $N_K$  sometidas un sismo  $i$  con una aceleración máxima del terreno igual a  $a_i$ .
- Se definen los estados de discretos de daño  $ED_j$ .
- Para cada estado de daño  $ED_j$ , se estimala probabilidad de falla  $f_i$  de la estructura cuando se ve sometida a un sismo con un  $PGA = a_i$ , mediante la siguiente expresión:

$$f_i = \frac{m_i}{N_K}$$

- Se ajusta una función de distribución para el grupo de datos obtenidos  $(a_i, f_i)$  correspondientes a cada estado de daño  $ED_j$ , como por ejemplo una función lognormal.

Los métodos basados en las observaciones de campo, sólo deben ser utilizados para evaluar, de manera global, el comportamiento de las estructuras de una misma clase y no son recomendados para el análisis de una estructura en particular. Un ejemplo de aplicación de este tipo de metodologías, son las curvas de fragilidad desarrolladas por Yamazaki y Murao (2000) para los edificios en Japón (figura 2.47), a partir del informe realizado por el gobierno de las ciudad de Nishinomiya de los daños observados en diferentes estructuras después del sismo del 17 de Enero de 1995 en Hyogoken-Nanbu (Kobe - Japón).

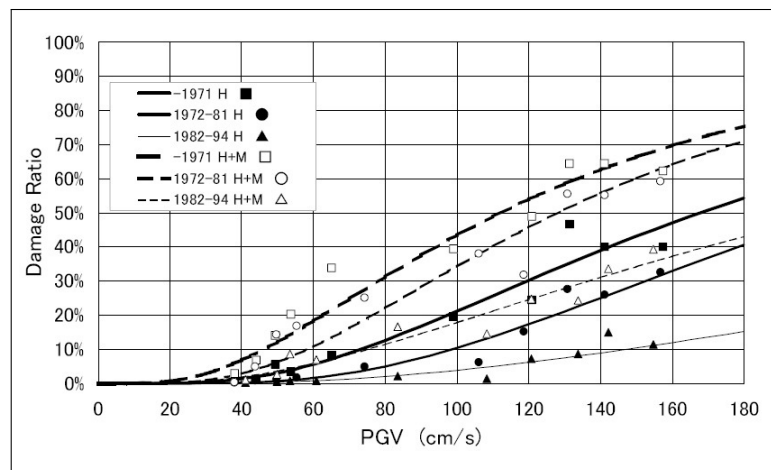


Figura 2.47: Curvas de fragilidad para edificios japoneses de concreto armado, generado mediante observaciones de campo (Yamazaki y Murao 2000)

#### 2.4.2.2. Métodos experimentales

El mismo procedimiento utilizado para generar las curvas de fragilidad a partir de observaciones de daño, puede ser empleado para los datos obtenidos a partir de ensayos de laboratorio. En este caso, el rango de intensidades y el tipo de estructura puede ser controlado de acuerdo a los requerimientos establecidos previamente. Sin embargo, los ensayos pueden ser costosos y la cantidad de observaciones de daños está limitada al número de pruebas que se realicen. En la actualidad, existen básicamente dos tipos de ensayos que pueden ser utilizados para construir estas curvas:

- Ensayos de carga monótonicamente creciente mediante actuadores de carga o desplazamientos.
- Ensayos sobre mesa vibradora, utilizando registros tiempo-historia de aceleración.

Ambos ensayos proporcionan información de gran utilidad. Los ensayos del segundo tipo son mucho más realistas, debido a que representan, de una forma más adecuada, la acción sísmica.

Chong y Soong (2000) desarrollaron curvas de fragilidad experimentales para componentes no estructurales. Para ello, determinaron los desplazamientos relativos entre un bloque rígido independiente y una superficie de piso rugosa, a partir de los ensayos realizados en una mesa vibradora utilizando cinco registros de aceleraciones

de sismos típicos (El centro, Taft, Pacoima, Kobe y Northridge) elegidos aleatoriamente. Se consideraron cinco valores de aceleración máxima horizontal ( $hPGA = 0,3 ; 0,4 ; 0,5 ; 0,6$  y  $0,7g$ ) y cuatro factores de escala diferentes para representarla aceleración máxima vertical  $vPGA / hPGA = 0, 1/4, 1/3$  y  $1/2$ . El primero de estos factores  $vPGA/hPGA = 0$  corresponde al caso en que no se considera la componente de aceleración máxima vertical. Las mediciones de los valores de  $hPGA$  y  $vPGA$  se hicieron en varios puntos de la mesa. Para medir los desplazamientos horizontales del bloque, se utilizaron tanto transductores de desplazamiento (Tempsonic displacement transducers LVDT) como indicadores permanentes localizados sobre la superficie de deslizamiento. Se construyeron curvas de fragilidad para 8 umbrales de desplazamiento relativo entre 0,1 y 3 pulgadas. Estos umbrales pueden relacionarse directamente con los estados discretos de daño. La Figura 2.48 muestra un ejemplo de las curvas obtenidas para un umbral de desplazamiento relativo igual a 1 pulgada. En el eje de las abscisas están los valores de aceleración máxima horizontal,  $hPGA$ , y en las ordenadas las probabilidades de que el desplazamiento relativo sea mayor o igual a 1 pulgada.

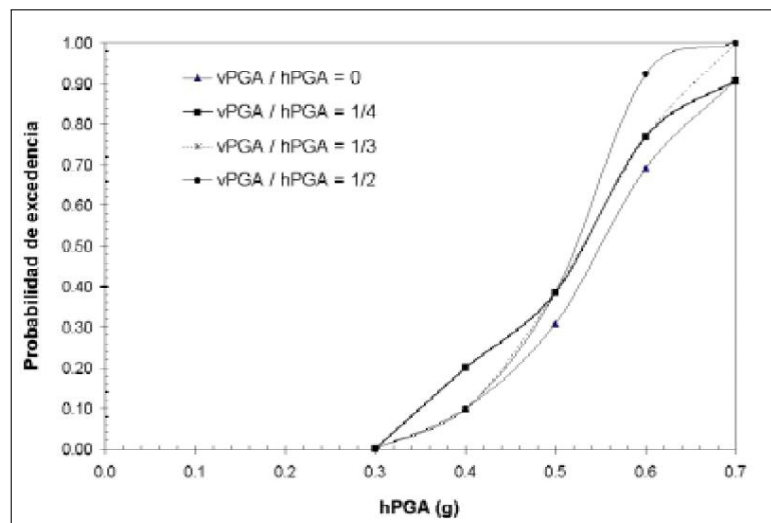


Figura 2.48: Ejemplo de curvas de fragilidad experimentales para un desplazamiento relativo máximo de 1 pulgada (Chong y Soong, 2000).

### 2.4.2.3. Métodos a partir de la opinión de expertos

La estimación del porcentaje esperado de daño que puede sufrir un grupo de estructuras ante una intensidad sísmica dada, se determina también a partir de las

#### 2.4. Curvas de Fragilidad.

respuestas de expertos en análisis, diseño y patología estructural, a una serie de preguntas relacionadas con el comportamiento de la estructura considerada. A partir de esta información se puede calcular un parámetro cuantificador del daño, que es función de la intensidad sísmica del movimiento. Una vez calculado este factor, para todas las estructuras correspondientes a una misma clase, se determinan los estadísticos de los resultados obtenidos y se ajusta una función de distribución de probabilidad (generalmente se utiliza la función beta). Posteriormente, se establecen los estados discretos de daño que se desean considerar y, para cada uno de estos, se define un intervalo de variación del parámetro cuantificador del daño. Las probabilidades para cada estado de daño se pueden determinar integrando la función de distribución elegida entre los límites de los respectivos intervalos. Las curvas de fragilidad se obtienen graficando estas probabilidades para cada valor de la intensidad sísmica.

Anagnos et al., (1995) siguieron este método para transformar las matrices de probabilidad de daño del ATC-13, en curvas de fragilidad para 40 clases de edificios. Para ello, utilizan la escala de intensidad de Mercalli modificada MMI para caracterizar la demanda sísmica y el factor de daño  $df$  para representar el comportamiento de la estructura. Este parámetro se define como la relación entre el costo de reparación y el costo de reposición para un determinado valor de la intensidad sísmica del movimiento. Se consideran 7 valores de MMI (variando entre V I y XII cada grado de intensidad) y 6 factores de daño  $df$  (0.1 %, 1.0 %, 10 %, 30 %, 60 % y 99 %). Para calcular las probabilidades de excedencia, se utilizan los intervalos de variación propuestos en el ATC-13 (ver Cuadro 2.13) y la función de distribución beta. Así por ejemplo de acuerdo a la Cuadro 2.13, la probabilidad de exceder o igualar el estado de daño "Mayor" se obtiene integrando la función de distribución de probabilidad beta para los valores del factor de daño mayores o iguales al 60 %. La Figura 3.5 muestra cinco curvas de fragilidad para un edificio de mampostería no reforzada de elevación media obtenidas mediante este método. En este caso, los estados de daño están representados por los valores discretos del factor de daño.

Cuadro 2.13: Estados discretos de daño e intervalos de variación del factor de daño (ATC, 1985).

| Estado de Daño | Intervalo del Factor de Daño (%) | Factor de Daño Central (%) |
|----------------|----------------------------------|----------------------------|
| Sin daño       | 0                                | 0                          |
| Leve           | 0-1                              | 0.5                        |
| Suave          | 1-10                             | 5                          |
| Moderado       | 10-30                            | 20                         |
| Fuerte         | 30-60                            | 45                         |
| Mayor          | 60-100                           | 80                         |
| Destrucción    | 100                              | 100                        |

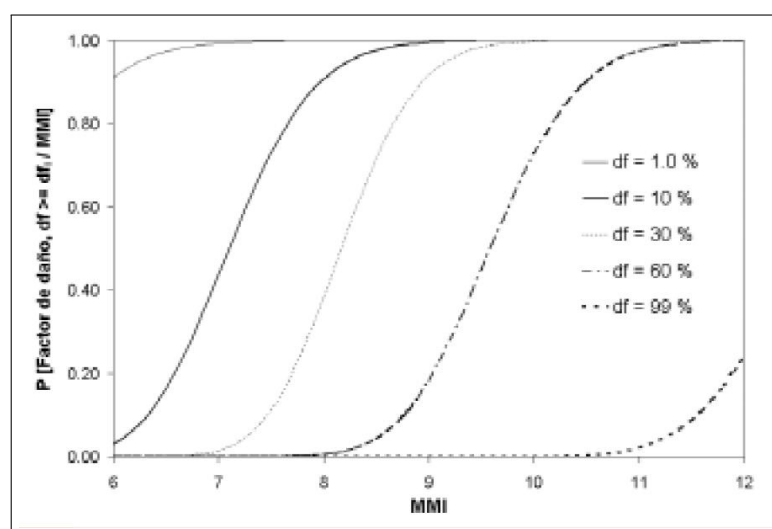


Figura 2.49: Ejemplo de curvas de fragilidad obtenidas a partir de la opinión de expertos para un edificio de mampostería de elevación media (Anagnos et al., 1995). df es el factor de daño o "damage factor".

#### 2.4.2.4. Métodos analíticos

Estos métodos utilizan análisis numéricos y pueden ser empleados para zonas donde no se dispone de observaciones de daños debidos a sismos, ni de suficientes resultados de ensayos de laboratorio.

Los resultados obtenidos con este tipo de métodos, son muy sensibles a los modelos construidos para representar las estructuras y la acción sísmica, por lo tanto, deben utilizarse modelos que representen de la mejor forma posible tanto el comportamiento sísmico estructural como las principales características de los movimientos del terreno.

Los recientes avances en la ingeniería sísmica indican que los métodos probabilistas deben ser utilizados para proporcionar las bases para la mejora del diseño sismo-resistente de estructuras y para establecer las condiciones de las metodologías de evaluación del daño.

Las comparaciones realizadas entre los daños observados y los calculados, muestran que, a pesar de los recientes avances en el análisis dinámico no lineal y en el modelado de estructuras, hay fuertes limitaciones en utilizar métodos puramente deterministas para evaluar el daño en las estructuras después de ocurrido un sismo. Las incertidumbres tanto en los parámetros sísmicos como estructurales, pueden producir discrepancias significativas entre el comportamiento observado y el calculado. Por lo tanto, los métodos probabilistas son esenciales para proporcionar una perspectiva del comportamiento estructural ante la ocurrencia de un determinado sismo (Ellingwood, 2001).

La metodología para generar curvas de fragilidad mediante un método analítico considera la variabilidad y aleatoriedad en los parámetros de la estructura y de la acción sísmica. Por lo tanto, ésta metodología consiste en un proceso de simulación, tal como se describe de manera detallada en el siguiente apartado.

### **2.4.3. Curvas de Fragilidad analíticas usando los resultados del análisis dinámico no lineal (IDA)**

La curva de fragilidad muestra la probabilidad condicional que un cierto estado límite de daño es excedido (por ejemplo la probabilidad de falla) dado una intensidad sísmica, IM. Las curvas percentiles del IDA pueden ser usados para calcular las curvas de fragilidad. En la figura 2.50, la probabilidad de falla en diferentes niveles de IM son derivados de los resultados de las curvas IDA mostrados en la figura 2.51. Las curvas de fragilidad fueron desarrollados para los estados de daño de colapso y el desprendimiento del recubrimiento. El desprendimiento del recubrimiento fue definido cuando se excede el 1.85%. Las curvas de fragilidad usando los datos del

## 2.4. Curvas de Fragilidad.

IDA son mostrados por puntos, en la cual cada punto representa un ratio del número de registros que causaron la falla a el número total de registros en un determinado nivel de IM. En la figura 2.51, se desarrolló la curva de distribución lognormal acumulativa usando la media, la desviación estándar de los resultados de del IDA en el colapso y el desprendimiento del recubrimiento. Las curvas de fragilidad usando datos del IDA pueden ser estimados usando dichas curvas.

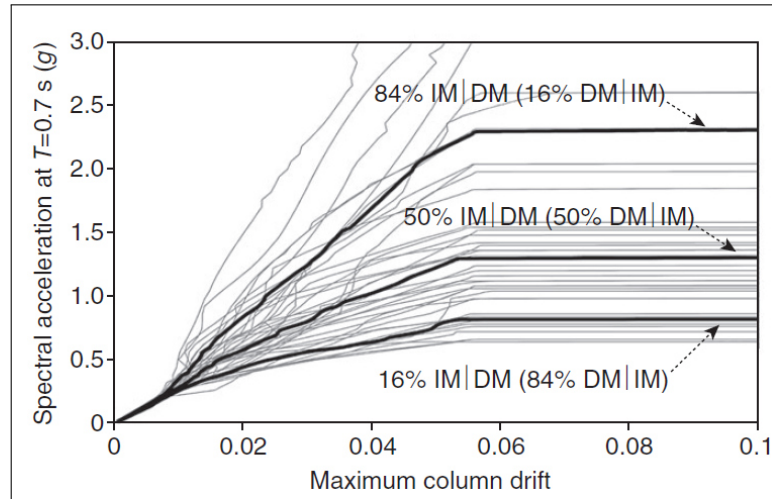


Figura 2.50: Un ejemplo de curvas IDA desarrollado usando 44 registros sísmicos de corteza para un puente de 4 tramos, son mostrados en líneas gruesas los percentiles 16 %, 50 % y 84 %<sup>51</sup>

Asumiendo que los datos son distribuidos lognormalmente, es posible desarrollar las curvas de fragilidad en colapso (u otro estado límite de daño) de calcular solo la media de la capacidad de colapso y la desviación estándar logarítmica de los resultados de la curva IDA en colapso. La curva de fragilidad puede ser analíticamente calculado usando la ecuación:

$$P(failure|Sa = x) = \phi \left[ \frac{\ln(x) - \ln(S_{a50\%}^C)}{\beta_{RTR}} \right] \quad (2.4.1)$$

Donde  $\phi(\cdot)$  es la función de distribución normal acumulativa,  $S_{a50\%}$  es la capacidad media determinada del IDA, y  $\beta_{RTR}$  es la variabilidad de registro a registro de los resultados en la curva IDA.

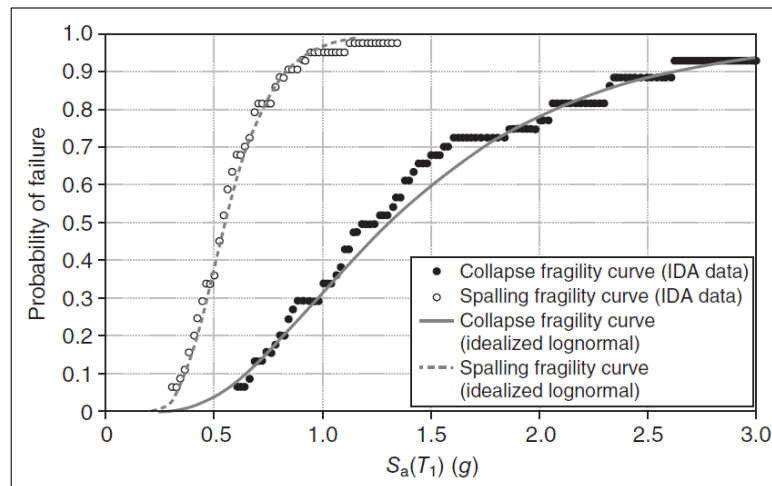


Figura 2.51: Desarrollo de curvas de fragilidad para diferentes estados límites usando resultados del IDA<sup>51</sup>

## Capítulo 3

# Metodología para la Obtención de las Curvas de Fragilidad Analíticas y mitigación de pérdidas por sismo

### 3.1. Características principales del edificio

#### 3.1.1. Paso 1: Definir si el análisis es en tres o dos dimensiones.

De acuerdo a la metodología del ASCE<sup>20</sup> se verifica si es suficiente realizar el análisis dinámico no lineal en el plano o en el espacio. Para ello se usará el programa ETABS<sup>42</sup> para realizar un análisis dinámico espectral rápido y obtener los resultados de fuerzas y desplazamientos para verificar la hipótesis del ASCE.<sup>20</sup>

#### 3.1.2. Paso 2: Seleccionar el tipo de amortiguamiento Viscoso.

Se escoge la formulación de amortiguamiento viscoso aplicados sólo a los dos primeros modos fundamentales de vibración de la estructura del hospital.<sup>21</sup>

### 3.2. Calibración de la plasticidad de elementos estructurales con ensayos de laboratorio

#### 3.1.3. Paso 3: Definir las propiedades mecánicas y dinámicas del suelo.

Se definen las propiedades del suelo asumiendo que se trata de un medio elástico, homogéneo e isotrópico. Para incluirlos en el modelo estructural se utilizan resortes desacoplados con amortiguamientos viscosos en cada grado de libertad asumido para el suelo.

Cabe resaltar que todos los modelos estructurales del hospital se realizarán con apoyo empotrado en su base. Para propósitos de comparar el cambio de las fuerzas y desplazamientos en los entresijos se va a modelar un edificio con apoyo de resortes y amortiguadores que simulan la interacción del suelo y la estructura.

#### 3.1.4. Paso 4: Selección de los modelos de plasticidad en los elementos estructurales

Para iniciar con el análisis dinámico no lineal del hospital se definirán los modelos que van a representar de manera adecuada la plasticidad de las componentes de deformación por corte, flexión y fuerzas axiales en los elementos estructurales.

### 3.2. Calibración de la plasticidad de elementos estructurales con ensayos de laboratorio

Para la calibración de la plasticidad de los elementos estructurales se usará el programa CANNY<sup>8</sup> y sus modelos de histéresis  $HD^{22}$  conjuntamente con resultados de ensayos de laboratorio.

#### 3.2.1. Paso 1: Calibración de la plasticidad concentrada por corte.

Se propone usar una sección hipotética que posea la misma envolvente de ciclos de histeresis esfuerzo-deformación del modelo propuesto por Kelly T.<sup>38</sup> para obtener

la misma pero en unidades fuerza-desplazamiento. Luego se encuentra los datos de la curva  $CA7^{22}$  que mejor se ajuste a la envolvente fuerza-desplazamiento de Kelly T.<sup>38</sup>

Luego se calibrarán los parámetros de histéresis del modelo  $CA7^{22}$  en base a la curva de histéresis propuesto por Kelly T..<sup>38</sup> Para ello se mantendrá constante la mayor parte de los parámetros del modelo  $CA7$  a excepción de uno de ellos, la cual se variará hasta finalmente conseguir la calibración.

#### **3.2.2. Paso 2: Calibración de la plasticidad por flexión y carga axial.**

Primero se ajusta la envolvente de ciclos de histéresis del modelo  $SR4$ ,<sup>22</sup> para el acero, con el promedio de los resultados de ensayos realizados por Abbasi et al.<sup>28</sup> Luego se ajusta la envolvente de ciclos de histéresis del modelo  $CE4^{22}$  para el concreto con el procedimiento propuesto por Mander,<sup>25</sup> Scott et al<sup>37</sup> y Yassin.<sup>33</sup> Se incorpora estas dos modelo en el programa CANNY<sup>8</sup> conjuntamente con la disposición de acero y dimensiones de la sección de concreto armado a la cual se quiere calibrar. Sólo se considera variar uno de los parámetros de histéresis del modelo  $SR4$  hasta alcanzar la calibración. Se escoge los resultados de ensayos de las columnas más esbeltas sometidos a carga axial disponibles en el  $PEER$ ,<sup>43</sup> con el objetivo de capturar las deformaciones por flexión y fuerzas axiales con poca presencia de deformaciones por corte.

### **3.3. Análisis Dinámico Incremental**

#### **3.3.1. Paso 1: Selección de registros sísmicos.**

Se utilizan los registros sísmicos sintéticos generados para la costa peruana de suelo intermedio con el espectro objetivo de la norma E-030 desarrollados por el CISMID,<sup>9</sup> ver apéndice A.

### **3.3.2. Paso 2: Escalar los registros sísmicos.**

Cada registro sísmico se escala de acuerdo a su espectro de respuesta de pseudo-aceleraciones, para un amortiguamiento de 5 %, desde un factor de multiplicación  $< 1$  hasta que en el análisis dinámico no lineal se alcance el colapso del edificio con un factor de multiplicación  $> 1$ . Los espectros de respuesta de cada registro sísmico escalado será construido con el programa Degtra V.5.4.<sup>41</sup>

### **3.3.3. Paso 3: Selección de los parámetros de demanda para el Hospital.**

Los parámetros de demanda son: a) La pseudoaceleración espectral asociada al periodo fundamental del edificio,  $T_1$ , con un amortiguamiento de 5 % y b) la distorsión máxima de entrepiso producto del análisis dinámico no lineal del edificio.

### **3.3.4. Paso 4: Selección de los parámetros de demanda para los tabiques de drywall.**

Los parámetros de demanda son: a) La pseudoaceleración espectral asociada al periodo fundamental del edificio,  $T_1$ , con un amortiguamiento de 5 % y b) la aceleración máxima relativa de entrepiso.

### **3.3.5. Paso 5: Análisis Dinámico No Lineal del Hospital.**

El análisis dinámico no lineal será llevado a cabo con el programa *CANNY* con los modelos de plasticidad calibrados para los elementos estructurales, la estructuración del edificio y los registros sísmicos escalados para el bloque D1.

### **3.3.6. Paso 6: Análisis Dinámico No Lineal del hospital con apoyo elástico.**

Se realiza el análisis dinámico no lineal del bloque D1 del hospital con apoyo elástico para comparar con los resultados de las derivas y aceleraciones de entrepiso del modelo con apoyo empotrado.

### **3.3.7. Paso 7: Validación del Análisis Dinámico No Lineal con la comparación de las Curvas IDA's y Pushover del hospital.**

Se va a construir la curva Pushover con las Curvas IDA's en un mismo sistema de coordenadas, donde en el eje de las abscisas son las derivas de entrepiso máximas y su correspondiente fuerzas cortantes en la base del edificio, en el eje de las ordenadas.<sup>39</sup> Luego una vez calculado el promedio de las curva IDA se compara con la curva Purshover para verificar el grado de aproximación que existe entre ambas.<sup>39</sup>

### **3.3.8. Paso 8: Construcción de las Curvas IDA's para las estructuras del Hospital.**

Con los resultados del análisis dinámico no lineal llevado a cabo con el programa *CANNY*<sup>8</sup> y las pseudoaceleraciones espectrales desarrolladas con el Degtra,<sup>41</sup>se construye las curvas IDA's. Colocando en el eje de las abscisas los resultados de las distorsiones de entrepiso máximas del hospital y en el eje de las ordenadas las pseudoaceleraciones espectrales ( $T_1$ , 5%), para cada registro sísmico escalado.<sup>7</sup>

### **3.3.9. Paso 9: Construcción de las Curvas IDA para los tabiques de drywall.**

Con los resultados del análisis dinámico no lineal llevado a cabo con el programa *CANNY*<sup>8</sup> y las pseudoaceleraciones espectrales desarrolladas con el Degtra,<sup>41</sup>se construye las curvas IDA's. Colocando en el eje de las abscisas los resultados de las aceleraciones relativas de entrepiso máximas del hospital y en el eje de las ordenadas las pseudoaceleraciones espectrales ( $T_1$ , 5%), para cada registro sísmico escalado.<sup>7</sup>

### **3.4. Curvas de Fragilidad Analíticas**

#### **3.4.1. Paso 1: Construcción de las Curvas de Fragilidad Analíticas del Hospital.**

Se construye las curvas de fragilidad analíticas con los límites de estados de daño y los percentiles de 50 %, 16 % y 84 % de las curvas IDA's del hospital.

#### **3.4.2. Paso 2: Construcción de las Curvas de Fragilidad para los tabiques de drywall.**

Se construye las curvas de fragilidad analíticas para los tabiques de drywall con los límites de estados de daño y los percentiles de 50 %, 16 % y 84 % de las curvas IDA's orientado para elementos no estructurales.

# Capítulo 4

## Curvas de Fragilidad Analíticas del Hospital

### 4.1. Características principales del edificio

#### 4.1.1. Análisis en tres dimensiones y dos dimensiones.

El nuevo hospital de Ayacucho consta de 14 bloques, siendo el bloque *D* el más grande<sup>44</sup> de ellos, ver figura 4.1.

De acuerdo a la hipótesis del ASCE,<sup>20</sup> se escoge el edificio con una distribución irregular de muros de concreto más notoria y por lo tanto tiene una tentativa de presentar irregularidad por torsión. De acuerdo a esto se selecciona el bloque *D1* del hospital.<sup>44</sup>

Por simplicidad se realizará una análisis dinámico espectral elástico en el espacio con el programa ETABS<sup>42</sup> para comparar las cortantes sísmicas en los muros de concreto y los desplazamientos de entrepisos con y sin excentricidad accidental, ver figura 4.2. En el cuadro 4.1 se muestran el incremento de las fuerzas cortantes en el muro más esforzado y las deformaciones en el primer y último piso con y sin excentricidad.

El edificio presenta un incremento de un poco más de 25 % en fuerzas cortantes en los muros de concreto debido a la excentricidad accidental ( $ecc = 0.05B$ ). Sin embargo

#### 4.1. Características principales del edificio

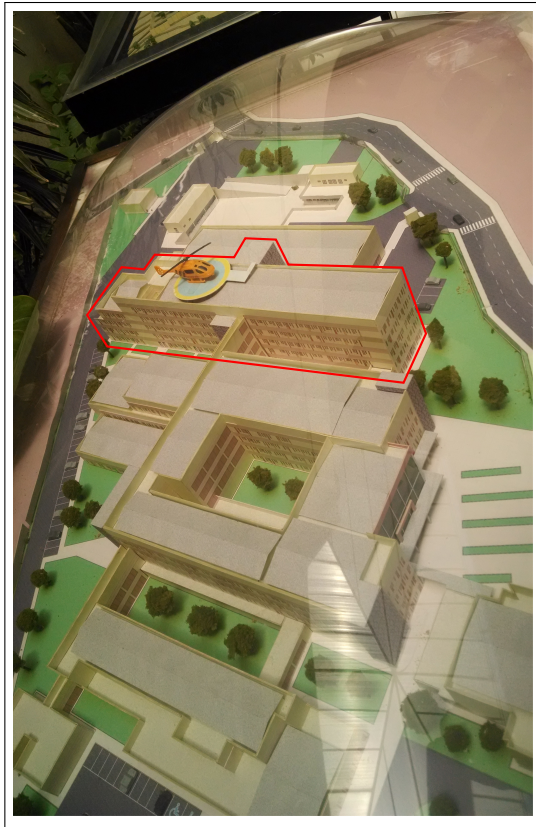


Figura 4.1: Imagen panorámica del nuevo Hospital Miguel Ángel Mariscal Llerena de Ayacucho, el bloque *D* está enmarcado en líneas de color rojo.<sup>44</sup>

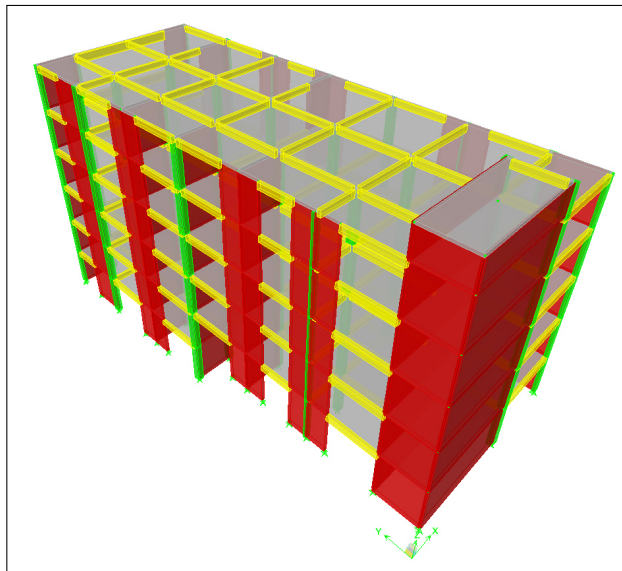


Figura 4.2: Modelo del Bloque *D1*.

el ratio de deformación  $n_{se}$  al  $n_{ce}$  presenta un incremento de 0.98 % la cual es menor al 10 % especificada por el ASCE.<sup>20</sup> Por lo tanto será suficiente realizar un análisis dinámico no lineal en el plano sin incremento alguno en las fuerzas y deformaciones

#### 4.1. Características principales del edificio

debido a la excentricidad accidental. Luego el análisis dinámico no lineal en el plano será llevado a cabo también para los tres bloques restantes  $D1$ ,  $D2$  Y  $D4$ . El análisis dinámico no lineal se realizará con el programa *CANNY*.<sup>8</sup>

| Nivel    | Sin excentric. accident. |                           |                    |  | Con excentric. accident. |                           |                    |  | Ratio                          |                                |
|----------|--------------------------|---------------------------|--------------------|--|--------------------------|---------------------------|--------------------|--|--------------------------------|--------------------------------|
|          | $V_{se}$<br>(Tn)         | $D_{m\acute{a}x}$<br>(mm) | $D_{prom}$<br>(mm) | $n_{se} : \frac{D_{m\acute{a}x}}{D_{prom.}}$ | $V_{ce}$<br>(Tn)         | $D_{m\acute{a}x}$<br>(mm) | $D_{prom}$<br>(mm) | $n_{ce} : \frac{D_{m\acute{a}x}}{D_{prom.}}$ | $\frac{V_{ce}-V_{se}}{V_{se}}$ | $\frac{n_{ce}-n_{se}}{n_{se}}$ |
| 1er piso | 36.37                    | 1.38                      | 0.91               | 1.52   | 46.52                    | 1.52                      | 1.01               | 1.51   | 27.91 %                        | 0.98 %                         |
| Azotea   | 32.06                    | 6.70                      | 4.49               | 1.49   | 39.02                    | 6.16                      | 4.09               | 1.50   | 21.71 %                        | 0.70 %                         |

Cuadro 4.1: Incremento de fuerzas cortantes en el muro más esforzado y desplazamientos en el 1er Piso y último piso.

#### 4.1.2. El amortiguamiento Viscoso.

Para el modelo estructural del hospital se utilizará un coeficiente de amortiguamiento viscoso de 5% de los amortiguamientos críticos de los dos primeros modos de vibración del hospital.<sup>21</sup>

#### 4.1.3. Propiedades mecánicas y dinámicas del suelo.

En el cuadro 4.2 se muestra las propiedades mecánicas del suelo, donde la mayoría de datos fueron extraídos del estudio de suelos del Hospital<sup>44</sup> y el resto fue deducido de la norma peruana E.030.<sup>4</sup>

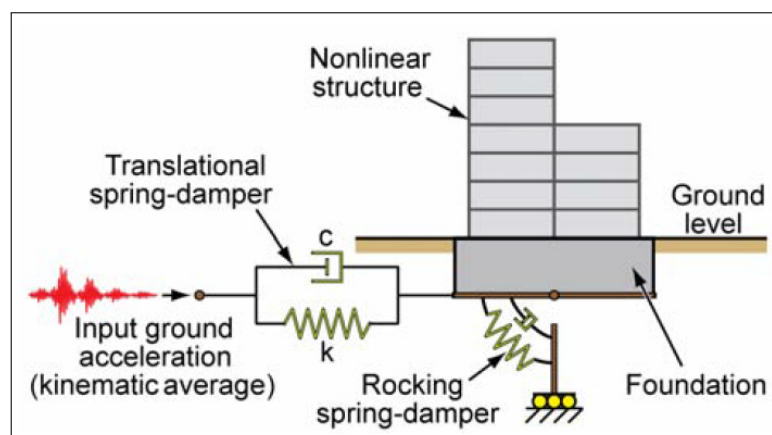


Figura 4.3: Modelo del suelo mediante resortes desacoplados y amortiguados.<sup>21</sup>

#### 4.1. Características principales del edificio

En los cuadros 4.3 y 4.4 se muestran las propiedades de los resortes desacoplados y su correspondiente coeficiente de amortiguamiento, donde en la ecuación de equilibrio dinámico es proporcional a la matriz de rigidez del resorte.

| Tipo de Suelo: | $\gamma$<br>(Tn/m <sup>3</sup> ) | $v_s$<br>(m/s) | $g$<br>(m/s <sup>2</sup> ) | $G$<br>(Tn/m <sup>2</sup> ) | $\mu$<br>- |
|----------------|----------------------------------|----------------|----------------------------|-----------------------------|------------|
| Arena Limosa   | 1.63                             | 90             | 9.81                       | 1,345.87                    | 0.30       |

Cuadro 4.2: Propiedades mecánicas del suelo.<sup>40</sup>

| Zapata: | B<br>(m) | L<br>(m) | h<br>(m) | B/L<br>- | $F_x$<br>- | $F_z$<br>- | $F_\theta$<br>- |
|---------|----------|----------|----------|----------|------------|------------|-----------------|
| Típica  | 1.80     | 1.80     | 0.60     | 1        | 1          | 2.18       | 0.50            |

Cuadro 4.3: Propiedades geométricas y factores de forma de la zapata típica.<sup>40</sup>

| Zapata: | $K_x$<br>(Tn/m) | $\beta_x$<br>- | $K_z$<br>(Tn/m) | $\beta_z$<br>- | $K_\theta$<br>(Tn.m) | $\beta_\theta$<br>- |
|---------|-----------------|----------------|-----------------|----------------|----------------------|---------------------|
| Típica  | 13,731.12       | 0.39           | 7,544.57        | 0.62           | 5,606.52             | 0.23                |

Cuadro 4.4: Rigidez horizontal (x), Vertical (z) y rotacional ( $\theta$ ) con coeficientes de amortiguamientos viscoso respectivos.<sup>40</sup>

#### 4.1.4. Los modelos de plasticidad en los elementos estructurales.

El modelo de fibras es ideal para capturar la interacción de las deformaciones por axial y flexión. Para ello es necesario determinar la relación esfuerzo deformación del concreto y el acero de refuerzo bajo cargas cíclicas.

La relación fuerza deformación por corte bajo cargas cíclicas se representará con el modelo de plasticidad concentrada, al centro del elemento estructural, y desacoplada de las deformaciones por flexión y cargas axiales.

## 4.2. Calibración de la plasticidad de elementos estructurales con ensayos de laboratorio

### 4.2.1. Calibración de la plasticidad concentrada por corte.

La gran mayoría de datos de curvas de histéresis de deformación por cortante son privados y está sólo al alcance de los partícipes de los ensayos de laboratorio. En la figura 4.5 Kelly muestra las curvas de histéresis de deformación por cortante de una sección la cual no da más detalle de su forma ni de la cuantía de refuerzo transversal.

Sin embargo a partir de la envolvente de los lasos histeréticos, ver figura 4.4 , se puede construir una sección hipotética que tenga las mismas propiedades. Solo quedaría pendiente la determinación de la resistencia residual por cortante.

El ASCE<sup>20</sup> propone usar valores de resistencia residual entre un 20 % y 60 % de la resistencia máxima a cortante de acuerdo a la cuantía de refuerzo transversal. Se escoge una proporción de 40 % como la media de las proporciones posibles.<sup>38</sup> Ahora es necesario capturar el comportamiento de histéresis de deformación por cortante de la figura 4.5. Para ello se debe convertir las deformaciones en desplazamiento y los esfuerzo a fuerzas, es relativamente sencillo hacer la conversión dado que ya se tiene una sección hipotética asumida, entonces:

$$V = vA_{cw} \quad \Delta = \delta_c H \quad (4.2.1)$$

Donde:

$V$ : Fuerza Cortante

$v$ : Esfuerzo cortante

$A_{cw}$ : Área de corte de la sección transversal

$\Delta$ : Desplazamiento por corte

$\delta_c$ : Deformación unitaria por cortante

$H$ : Altura del muro.

En la tabla 4.8 se muestran los puntos de las curva envolvente de esfuerzo deforma-

4.2. Calibración de la plasticidad de elementos estructurales con ensayos de laboratorio

| Sección hipotética |       |                 |
|--------------------|-------|-----------------|
| B=                 | 4.2   | m.              |
| t=                 | 0.3   | m.              |
| H=                 | 5.145 | m.              |
| d=                 | 5     | cm.             |
| f=                 | 0.83  | -               |
| Ratio=             | 1.225 | -               |
| Acw=               | 10500 | cm <sup>2</sup> |

Cuadro 4.5: Características geométricas de la sección hipotética.

ción y fuerza cortante- desplazamiento. En la tabla 4.5 se muestra las características de la sección hipotética, en la tabla 4.6 y 4.7 las propiedades del acero y el concreto respectivamente. El software CANNY<sup>8</sup> tiene una amplia librería de curvas de histéresis, para ello tiene un grupo de parámetros que requieren ser calibrados para ajustarse a la curva de histéresis objetivo que en este caso es la curva de histéresis de Kelly.<sup>38</sup>

En la tabla 4.9 se muestra los datos de la curva de histéresis seleccionado, CA7, propuesto por Li Kagnning<sup>22</sup> para ajustar a la envolvente de la curva de histéresis de Kelly.<sup>38</sup>

| Características del acero: |       |                    |
|----------------------------|-------|--------------------|
| fy=                        | 4200  | Kg/cm <sup>2</sup> |
| 1.25fy=                    | 5250  | Kg/cm <sup>2</sup> |
| Øs=                        | 3/8   | in                 |
| #ramas=                    | 2     | -                  |
| As=                        | 1.43  | cm <sup>2</sup>    |
| S=                         | 22.65 | cm.                |
| vs=                        | 8.81  | Kg/cm <sup>2</sup> |
| 1.25vs=                    | 11.01 | Kg/cm <sup>2</sup> |

Cuadro 4.6: Propiedades del acero de refuerzo.<sup>29</sup>

En la figura 4.6 se muestra los ciclos de histéresis y su respectiva envolvente de la sección asumida.<sup>38</sup>

Se ha encontrado de acuerdo a la figura 4.6 que la historia de desplazamientos es la

4.2. Calibración de la plasticidad de elementos estructurales con ensayos de laboratorio

| Características del concreto: |          |                    |
|-------------------------------|----------|--------------------|
| $f'_c$ =                      | 210      | Kg/cm <sup>2</sup> |
| $E$ =                         | 217370.7 | Kg/cm <sup>2</sup> |
| $G$ =                         | 94508.98 | Kg/cm <sup>2</sup> |
| $\nu_c$ =                     | 11.55687 | Kg/cm <sup>2</sup> |

Cuadro 4.7: Propiedades del concreto.<sup>29</sup>

| Envolvente de ciclos histéricos: |               |            |            |
|----------------------------------|---------------|------------|------------|
| $v$ (Kg/cm <sup>2</sup> )        | $e$ -(mm/mm.) | $V$ (Tonf) | $D$ -(mm.) |
| 0.00                             | 0.00000       | 0.00       | 0.00       |
| 11.56                            | 0.00012       | 121.35     | 0.63       |
| 20.37                            | 0.00450       | 213.84     | 23.18      |
| 22.57                            | 0.00752       | 236.96     | 38.68      |
| 9.03                             | 0.02000       | 94.78      | 102.90     |
| 9.03                             | 0.09000       | 94.78      | 463.05     |

Cuadro 4.8: Puntos de la envolvente de los ciclos histéricos.

| Datos para envolvente del modelo CA7: |          |        |
|---------------------------------------|----------|--------|
| $k_e$ =                               | 192.8755 | Ton/m. |
| $f_c$ =                               | 121.3472 | Ton.   |
| $f_y$ =                               | 213.8381 | Ton.   |
| $a_{ph}$ =                            | 0.021269 | -      |
| $b_{eth}$ =                           | 0.00773  | -      |

Cuadro 4.9: Datos para representar la envolvente de ciclos de histéresis del modelo CA7.<sup>22</sup>

mostrada en la figura 4.7. Con este registro y los parámetros de histéresis se puede construir la curva de histéresis CA7<sup>22</sup>. La calibración de los parámetros  $e$  y  $u$  de la curva de histéresis CA7,<sup>22</sup> termina cuando la energía de deformación por corte obtenida (teórica) se acerca con un error mínimo a la energía de deformación de la curva de histéresis de Kelly (experimental).<sup>38</sup> En la tabla 4.10 se observa que en la tercera calibración se consigue un error de -0.03 % con un  $e = 0$  y  $u = 0.70$ . Para cada calibración realizada se muestran las curvas de histéresis en las figuras 4.8, 4.9 y 4.10 respectivamente.

4.2. Calibración de la plasticidad de elementos estructurales con ensayos de laboratorio

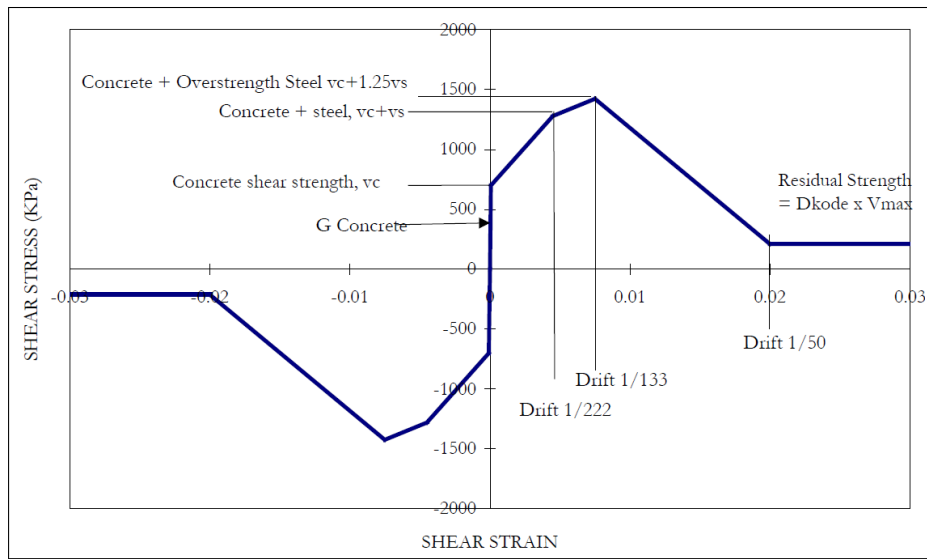


Figura 4.4: Curva envolvente de esfuerzo deformación por corte propuesta por Kelly T.<sup>38</sup>

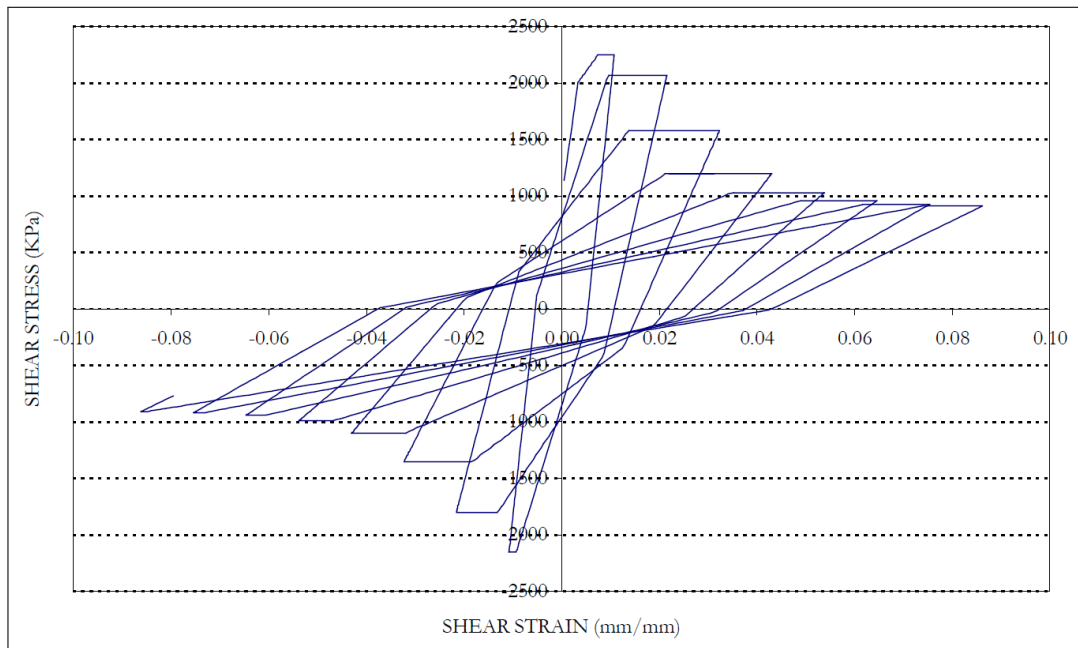


Figura 4.5: Curva de histéresis por cortante de una sección hipotética para una resistencia residual de 40% de la resistencia máxima propuesta por Kelly T.<sup>38</sup>

| 1era Calibración (Tn, mm) |          | 2da calibración (Tn, mm) |          | 3ra calibración (Tn, mm) |          |
|---------------------------|----------|--------------------------|----------|--------------------------|----------|
| e=0                       | u=1.0    | e=0                      | u=0.50   | e=0                      | u=0.70   |
| Eh-experim=               | 289956.6 | Eh-experim=              | 289956.6 | Eh-experim=              | 289956.6 |
| Eh-teórica=               | 161247.3 | Eh-teórica=              | 356183.8 | Eh-teórica=              | 289084.4 |
| %error=                   | -44.39%  | %error=                  | 22.84%   | %error=                  | -0.03%   |

Cuadro 4.10: Calibración de los parámetros  $e$  y  $u$  de la curva de histéresis CA7<sup>22</sup>

4.2. Calibración de la plasticidad de elementos estructurales con ensayos de laboratorio

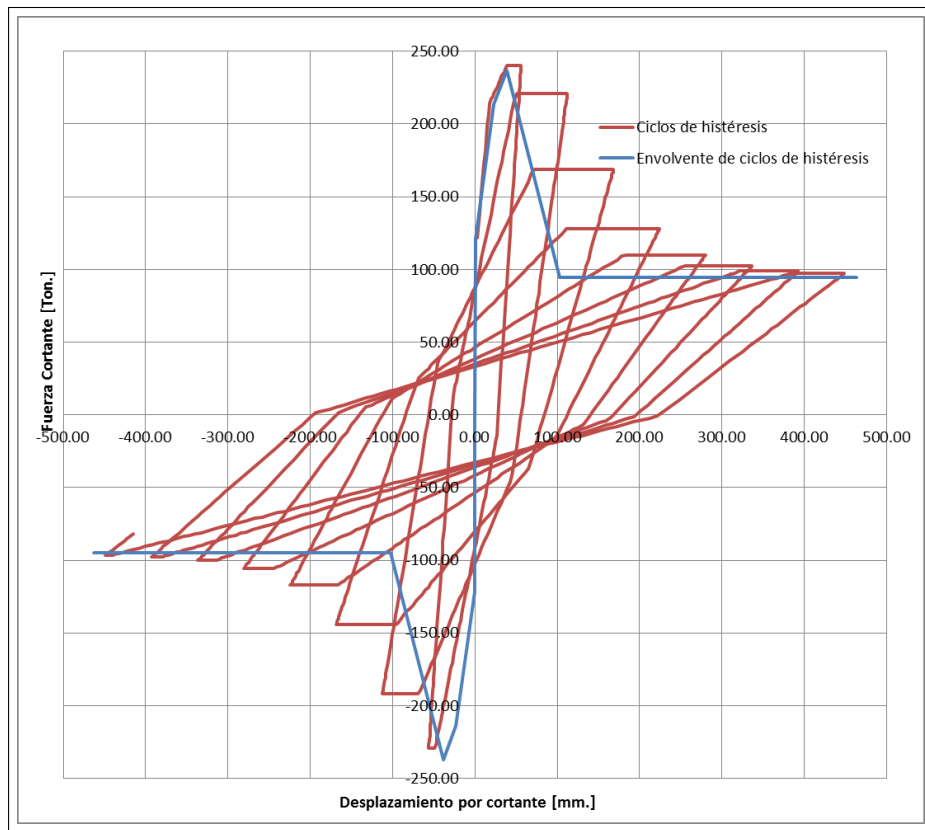


Figura 4.6: Envolvente y ciclos de histéresis de la sección asumida.<sup>38</sup>

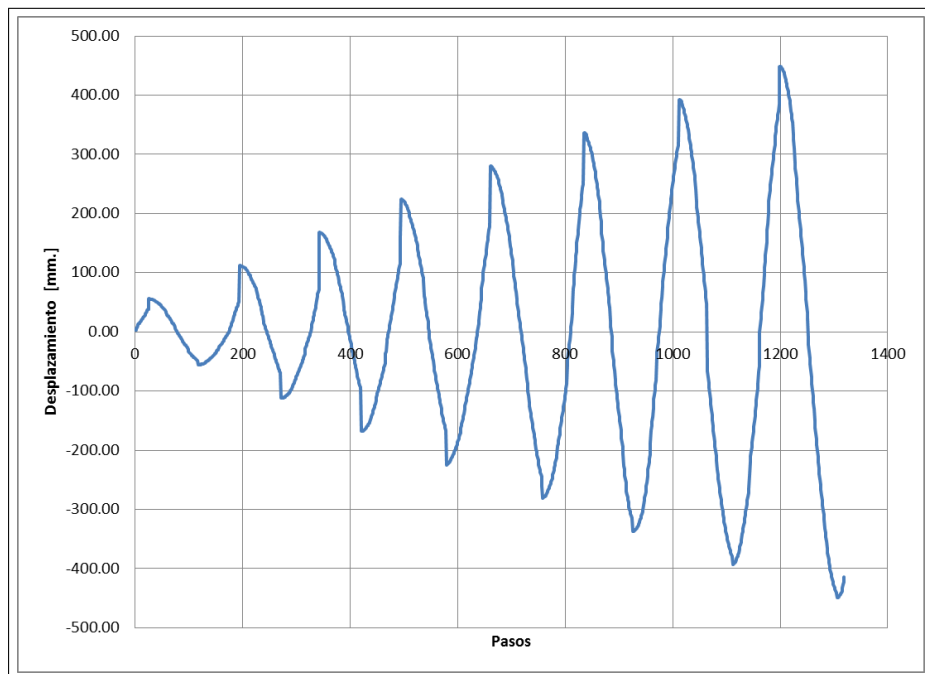


Figura 4.7: Historia de desplazamientos aplicado a la sección asumida.<sup>38</sup>

## 4.2. Calibración de la plasticidad de elementos estructurales con ensayos de laboratorio

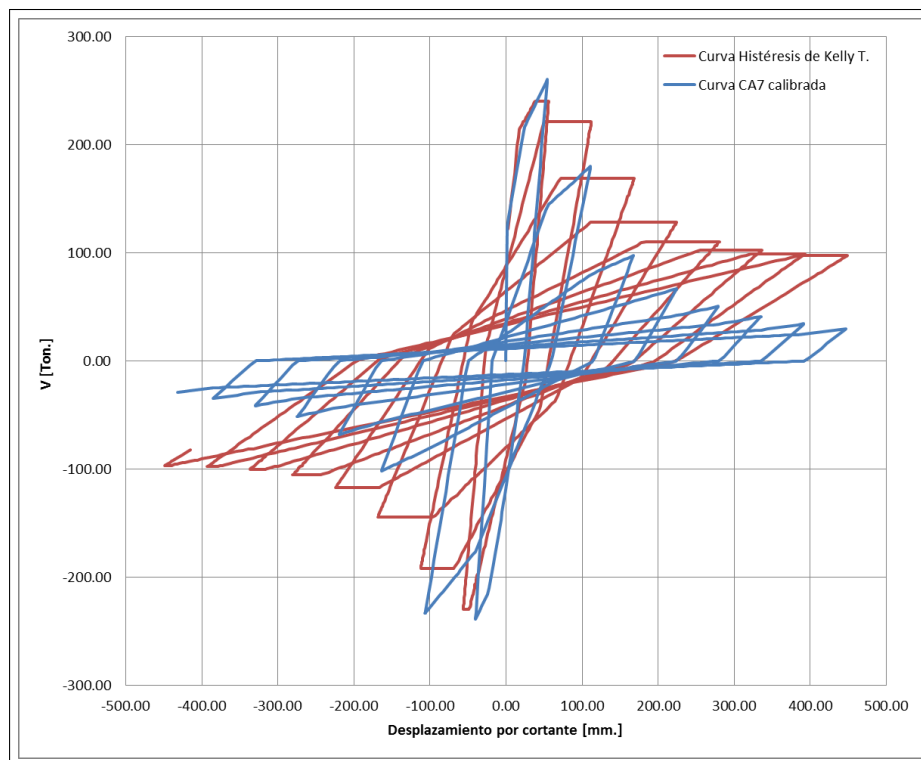


Figura 4.8: Primera Calibración con  $e = 0$  y  $u = 0.5$ .<sup>22</sup>

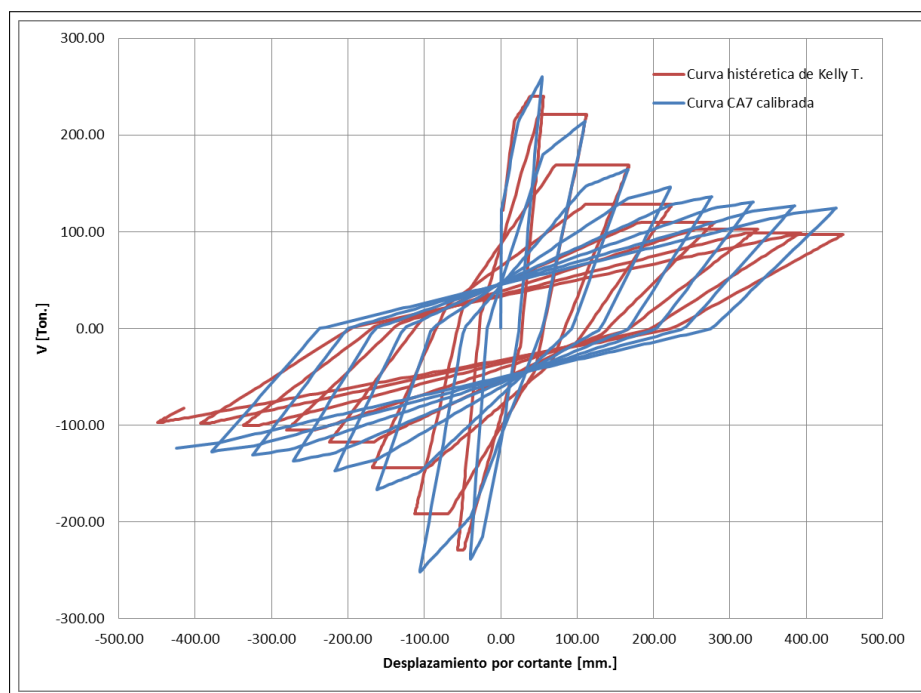


Figura 4.9: Segunda Calibración con  $e = 0$  y  $u = 1.0$ .<sup>22</sup>

### 4.2.2. Calibración de la plasticidad por flexión y carga axial.

En la zona en compresión se utilizará la curva esfuerzo deformación de Scott<sup>37</sup> y en tensión la curva propuesta por Yassin.<sup>33</sup> La deformación última en compresión será

4.2. Calibración de la plasticidad de elementos estructurales con ensayos de laboratorio

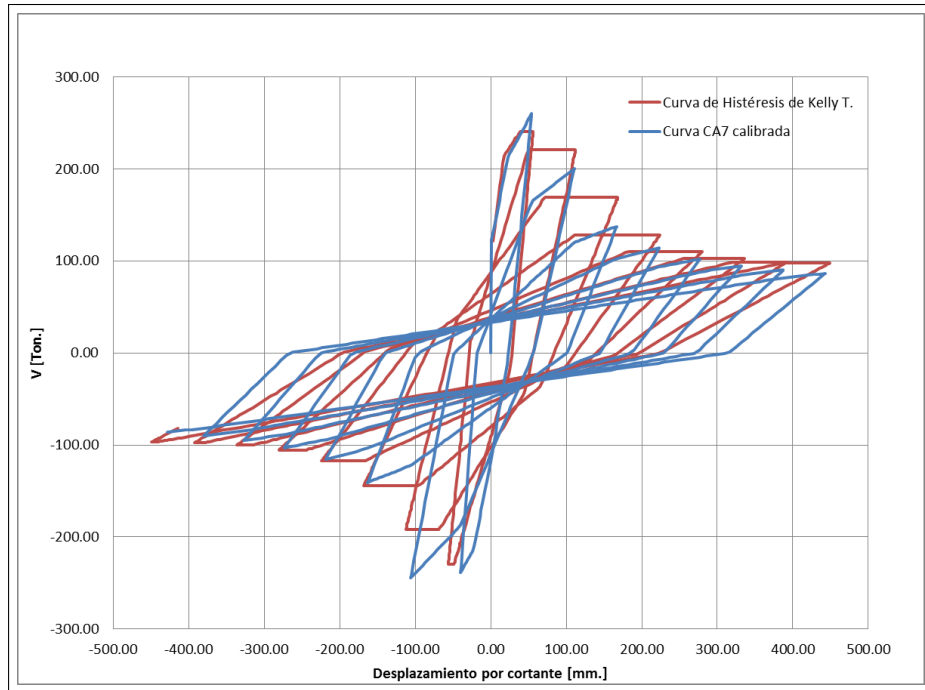


Figura 4.10: Tercera Calibración con  $e = 0$  y  $u = 0.70$ .<sup>22</sup>

estimada de acuerdo a lo propuesto por Mander.<sup>25</sup> Se considera una sección confinada seleccionada de las columnas típicas del hospital,<sup>44</sup> ver cuadro 4.11 y figura 4.11.

| b    | h    | d'  | s    | s'   | slx  | sly | Øe  | Øl  | n  | pcc   | bc   | dc   |
|------|------|-----|------|------|------|-----|-----|-----|----|-------|------|------|
| cm.  | cm.  | cm. | cm.  | cm.  | cm.  | cm. | in. | cm. |    |       | cm.  | cm.  |
| 30.0 | 70.0 | 6.0 | 25.0 | 23.0 | 19.4 | 9.0 | 3/8 | 3/4 | 10 | 0.022 | 61.0 | 21.0 |

Cuadro 4.11: Características de la sección típica de columna de concreto del Hospital.<sup>44</sup>

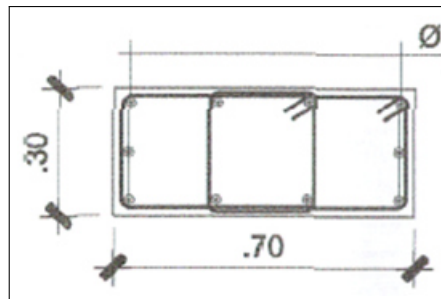


Figura 4.11: Sección típica de columna del Hospital.<sup>44</sup>

En la figura 4.12 se comparan tres curvas esfuerzo deformación del concreto, donde se observa que tienen la misma relación esfuerzo deformación en la rama ascendente sin embargo difieren en la rama descendente. La curva propuesta por Saatcioglu et

4.2. Calibración de la plasticidad de elementos estructurales con ensayos de laboratorio

al se asemeja a la curva propuesta por Scott et al.<sup>37</sup>

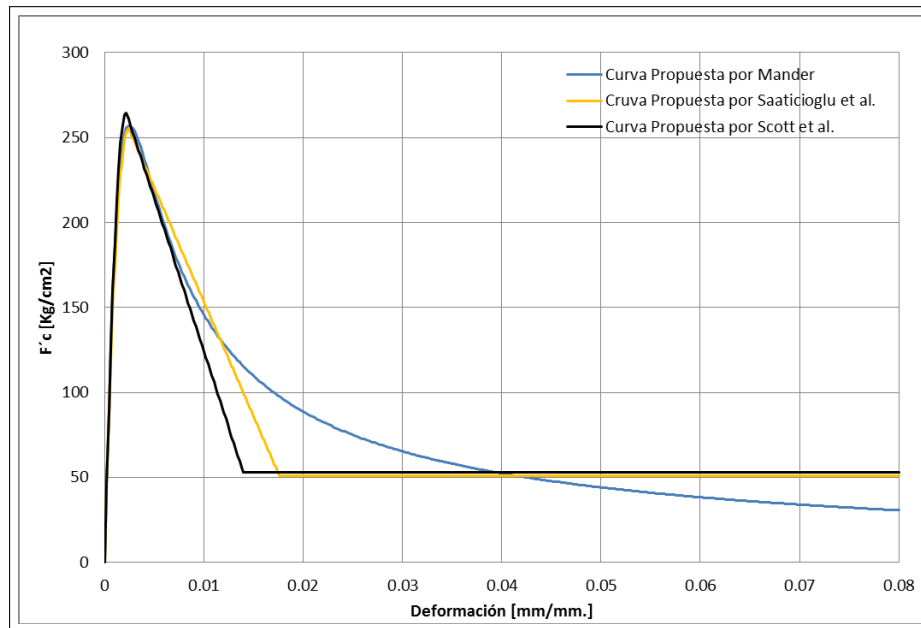


Figura 4.12: Curvas esfuerzo deformación del concreto.

Se tendrá en total dos curvas esfuerzo deformación, una para concreto confinado y otra para concreto sin confinamiento propuesto por Scott et al,<sup>37</sup> tal como se observa en la figura 4.13. Para ello se escoge el modelo *CE4*<sup>22</sup> la cual es una curva con comportamiento elástico sin disipación de energía por deformación.

Los datos necesarios para definir la curva envolvente del concreto, confinado y sin confinamiento, en compresión y tensión *CE4* se muestran en el cuadro 4.12.

| $E_c$         | $G_c$         | $\sigma_c$    | $\varepsilon_0$ | $\sigma_t$    | $\tau$ | $\lambda$ | $\mathbf{u}$ | $\lambda_c$ | $u_c$ |
|---------------|---------------|---------------|-----------------|---------------|--------|-----------|--------------|-------------|-------|
| <b>Kg/cm2</b> | <b>Kg/cm2</b> | <b>Kg/cm2</b> |                 | <b>Kg/cm2</b> |        |           |              |             |       |
| 234,787.14    | 97,827.97     | 245.00        | 0.002           | 52.99         | 22     | 0.22      | 2.50         | 0.22        | 7     |

Cuadro 4.12: Datos para la envolvente del modelo *CE4* según curva esfuerzo deformación propuesta por Scott<sup>37</sup> et al y Yassin.<sup>33</sup>

Para el acero de refuerzo se adoptará el promedio de las curvas esfuerzo-deformación obtenidas de los ensayos de Abbasi et al,<sup>28</sup> ver figura 2.16, para representar la envolvente de ciclos de histéresis. En la figura 4.14 se muestra la curva esfuerzo deformación del acero de refuerzo como el promedio de las curvas 5 y 6 encontradas por

4.2. Calibración de la plasticidad de elementos estructurales con ensayos de laboratorio

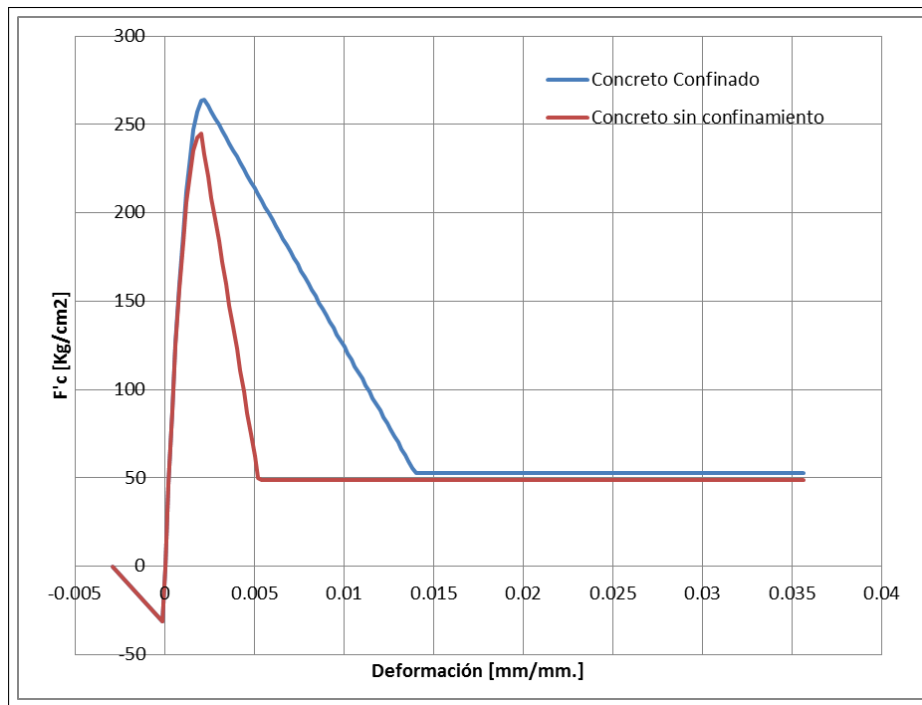


Figura 4.13: Modelo de concreto confinado y sin confinamiento.<sup>37</sup>

Abbasi et al.<sup>28</sup> Con los datos de la tabla 4.13 se ajustará la envolvente de la curva  $SR4^{22}$  a la curva promedio de esfuerzo deformación del acero.<sup>28</sup>

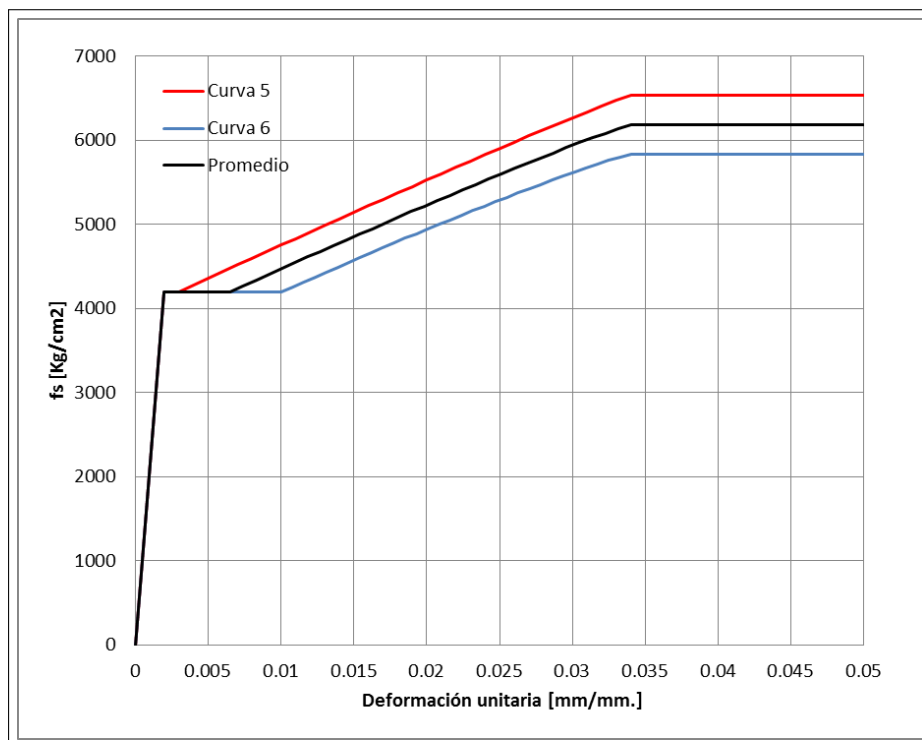


Figura 4.14: Curva 5, curva 6<sup>28</sup> y la curva promedio de esfuerzo deformación del acero.

4.2. Calibración de la plasticidad de elementos estructurales con ensayos de laboratorio

| $E_s$ -Kg/cm <sup>2</sup> | $G_s$ -Kg/cm <sup>2</sup> | $\sigma_s$ - Kg/cm <sup>2</sup> | $\nu$ | $\beta$ | $n$  | $k$   | $\theta$ |
|---------------------------|---------------------------|---------------------------------|-------|---------|------|-------|----------|
| 2,100,000.0               | 807,692.3                 | 4,200.00                        | 1.47  | 0.00    | 3.25 | 17.00 | 1.00     |

Cuadro 4.13: Datos para la envolvente del modelo *SR4* según curvas promedio de esfuerzo deformación del acero.<sup>22</sup>

Una vez definido las curvas envolventes de los ciclos de histéresis del concreto y el acero de refuerzo se puede iniciar con la calibración a los ensayos de laboratorio de columnas. Se seleccionan los resultados de histéresis de las columnas más esbeltas de la base de datos del PEER,<sup>43</sup> que en este caso son los ensayos realizados por Park et al.,<sup>45</sup> Ohno et al.<sup>46</sup> y Mo et al.<sup>47</sup> Las características de estos ensayos se muestran en la tabla 4.14 y 4.15 donde todos ellos fallaron por flexión.

El objetivo de la calibración es lograr capturar el comportamiento de histéresis del acero de refuerzo, asumiendo que el concreto tiene un comportamiento elástico perfecto bajo cargas cíclicas.

En la figura 4.15 se muestra el resultado final de la calibración del modelo *SR4* con  $\phi = 0.300$  y  $\lambda = 3.000$  al espécimen *L2* ensayado por Ohno et al.<sup>46</sup> El correspondiente archivo .Dat se muestra en el apéndice C.

En las figuras 4.16 y 4.17 se muestran los dos parámetros de histéresis  $\phi$  y  $\lambda$  del modelo *SR4* calibrados para cada ensayo de las tablas 4.14 y 4.15. Luego se toman los valores promedios donde  $\bar{\phi} = 0.115$  y  $\bar{\lambda} = 3.600$ , las cuales se usarán junto a los valores de las tablas 4.12 y 4.13 para lograr representar los lasos de histéresis en el acero de refuerzo y el concreto con y sin confinamiento.

En el apéndice B y C se muestran los archivos .Dat para calibrar una sección transversal de concreto a ensayos de laboratorio propuestos por Kelly T.<sup>38</sup> y Ohno et al.<sup>46</sup>

Además de definir la plasticidad por corte, flexión y carga axial de un elemento estructural. El programa *CANNY*<sup>8</sup> asume una distribución de la plasticidad de acuerdo a cada elemento. Luego construye la matriz de rigidez del mismo, para cada

4.2. Calibración de la plasticidad de elementos estructurales con ensayos de laboratorio

| Researcher:              | Specimen | f'c<br>(MPa) | Column Dimension |           |           | Axial load |                      |
|--------------------------|----------|--------------|------------------|-----------|-----------|------------|----------------------|
|                          |          |              | B<br>(mm)        | H<br>(mm) | L<br>(mm) | P<br>(kN)  | $\frac{P}{f'_c A_g}$ |
| Park and Paulay (1990)   | No. 9    | 26.9         | 400              | 600       | 1784      | 646        | 0.100                |
| Ohno and Nishioka (1984) | L1       | 24.8         | 400              | 400       | 1600      | 127        | 0.032                |
| Ohno and Nishioka (1984) | L2       | 24.8         | 400              | 400       | 1600      | 127        | 0.032                |
| Ohno and Nishioka (1984) | L3       | 24.8         | 400              | 400       | 1600      | 127        | 0.032                |
| Mo and Wang (2000)       | C1-1     | 24.9         | 400              | 400       | 1400      | 450        | 0.113                |
| Mo and Wang (2000)       | C1-2     | 26.7         | 400              | 400       | 1400      | 675        | 0.158                |
| Mo and Wang (2000)       | C1-3     | 26.1         | 400              | 400       | 1400      | 900        | 0.216                |
| Mo and Wang (2000)       | C2-1     | 25.3         | 400              | 400       | 1400      | 450        | 0.111                |
| Mo and Wang (2000)       | C2-2     | 27.1         | 400              | 400       | 1400      | 675        | 0.156                |
| Mo and Wang (2000)       | C2-3     | 26.8         | 400              | 400       | 1400      | 900        | 0.210                |

Cuadro 4.14: Detalles de los especímenes de Park et al.,<sup>45</sup> Ohno et al.<sup>46</sup> y Mo et al.<sup>47</sup>

| Specimen Name               | Bar diameter (mm) | Total # Bars | Clear Cover (mm) | Reinf. Ratio | fy (Mpa) | fsu (Mpa) |
|-----------------------------|-------------------|--------------|------------------|--------------|----------|-----------|
| Park and Paulay 1990, No. 9 | 24.00             | 10           | 24.00            | 0.0188       | 432      | -         |
| Ohno and Nishioka 1984, L1  | 19.00             | 8            | 31.50            | 0.0142       | 362      | -         |
| Ohno and Nishioka 1984, L2  | 19.00             | 8            | 31.50            | 0.0142       | 362      | -         |
| Ohno and Nishioka 1984, L3  | 19.00             | 8            | 31.50            | 0.0142       | 362      | -         |
| Mo and Wang 2000, C1-1      | 19.05             | 12           | 34.00            | 0.0214       | 497      | 592       |
| Mo and Wang 2000, C1-2      | 19.05             | 12           | 34.00            | 0.0214       | 497      | 592       |
| Mo and Wang 2000, C1-3      | 19.05             | 12           | 34.00            | 0.0214       | 497      | 592       |
| Mo and Wang 2000, C2-1      | 19.05             | 12           | 34.00            | 0.0214       | 497      | 592       |
| Mo and Wang 2000, C2-2      | 19.05             | 12           | 34.00            | 0.0214       | 497      | 592       |
| Mo and Wang 2000, C2-3      | 19.05             | 12           | 34.00            | 0.0214       | 497      | 592       |

Cuadro 4.15: Propiedades del acero de refuerzo en los especímenes de Park et al.,<sup>45</sup> Ohno et al.<sup>46</sup> y Mo et al.<sup>47</sup>

instante de tiempo del análisis dinámico, de acuerdo al procedimiento indicado en la sección 2.3.5 y 2.3.4.

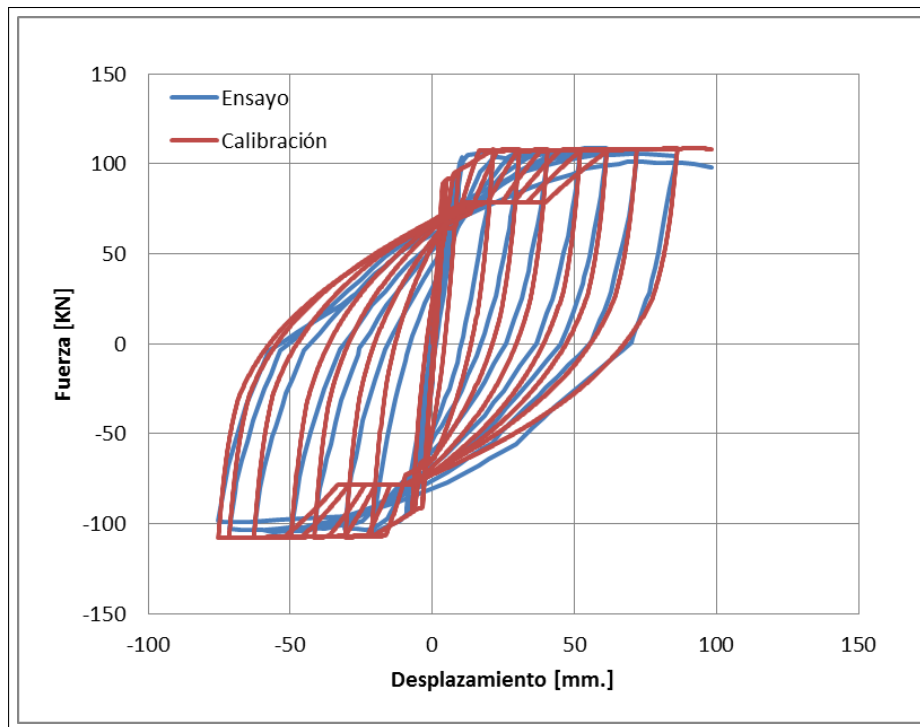


Figura 4.15: Calibración final del modelo *SR4* al espécimen *L2* ensayado por Ohno et al.<sup>46</sup>

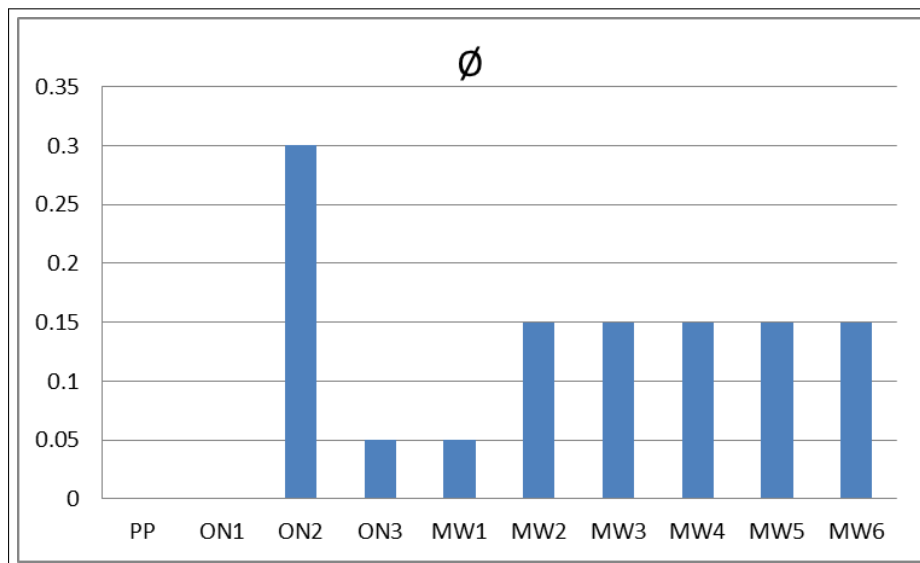


Figura 4.16: Parámetro  $\phi$  del modelo *SR4*, cuyo promedio es  $\bar{\phi} = 0.115$ .

### 4.3. Análisis Dinámico Incremental.

#### 4.3.1. Selección de registros sísmicos.

De acuerdo a lo indicado por Vamvatsikos, et al<sup>7</sup> los registros sísmicos a usar en el análisis dinámico no lineal deben ser compatibles con los espectros de

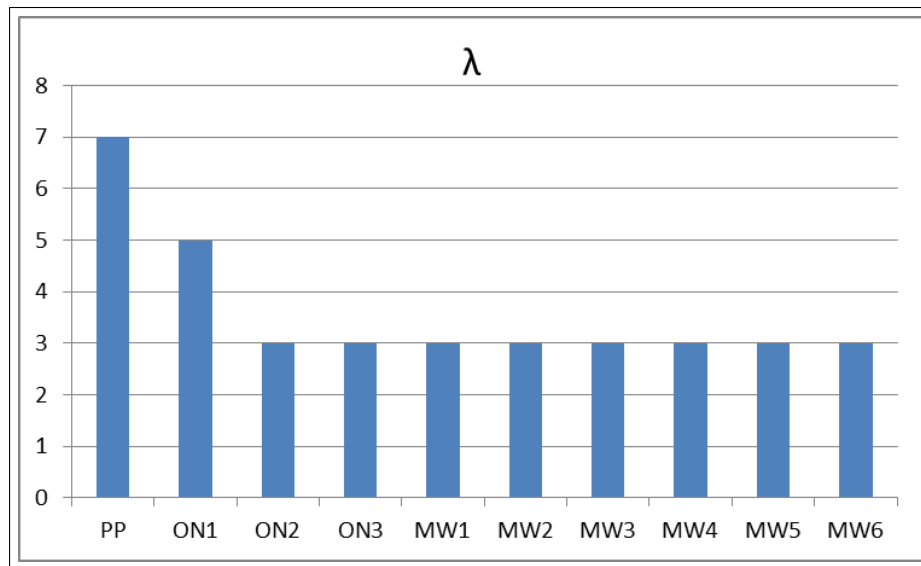


Figura 4.17: Parámetro  $\lambda$  del modelo *SR4*, cuyo promedio es  $\bar{\lambda} = 3.600$ .

peligro sísmico de la norma sismoresistente establecida en cada país. Sin embargo dado la escases de registros sísmicos que representen el sismo de diseño (sismo severo), se opta por generar señales sísmicas sintéticas de intensidad severa compatibles con el espectro de peligro sísmico de la norma peruana. Para ello se utilizan metodologías para escalar su amplitud y adecuar el contenido de frecuencias, de la señal, de acuerdo al tipo de suelo (suelo rígido, intermedio o blando).<sup>9</sup>

El CISMID generó acelogramas sintéticos para la costa del Perú para los tres tipos de suelos,<sup>9</sup> de las cuales se escogerán 7 señales<sup>20</sup> para suelo intermedio de acuerdo a nuestro estudio.<sup>44</sup>

En la figura 4.18 se muestra el acelerograma sintético del sismo de Pisco en el 2007.<sup>9</sup> En el apéndice A se muestra los siete acelerogramas sintéticos para la dirección X-X (E-W) y la dirección Y-Y (N-S), usados para el análisis dinámico no lineal para los edificios D1 del hospital.

#### 4.3.2. Vector de escala para los acelerogramas.

Se usará el vector de escala  $SF = [0.111, 0.223, 0.333, 0.444, 0.556, 0.667, 0.777, 0.889, 1.000, 1.111, 1.223, 1.333, 1.444, 1.556, 1.667, 1.777, 1.889, 2.000, 2.111,$

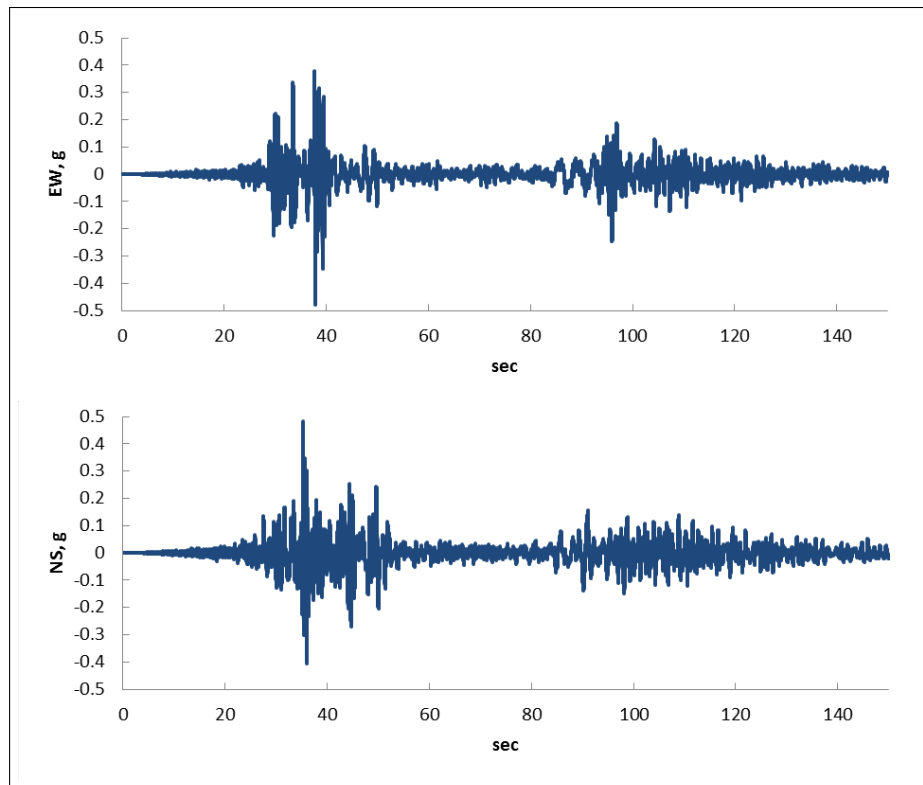


Figura 4.18: Aceleración, Pisco, Ica [Pisco].<sup>9</sup>

2.223, 2.333, 2.444, 2.556, 2.667]. El vector SF se multiplicará a cada acelerograma. En la figura 4.19 se muestra un resumen de los explicado líneas arriba.

El factor 1.000 significa que el acelerograma no se escala, el factor 2.000 indica que todas las aceleraciones se duplican. En la figura 4.20 se muestra el resultado de escalar uno de los siete acelerogramas sintéticos según el vector SF.

En la figura 4.21, se muestra las pseudos aceleraciones espectrales para los acelerogramas escalados respectivos.

En total se tiene 24 acelerogramas para un registro sísmico, como se tiene 7 registros sísmicos, se necesitan en total de 168 acelerogramas para análisis dinámicos no lineales para el bloque D1 del Hospital.

### 4.3.3. Análisis Dinámico No Lineal.

**Estructuración.** La estructuración del bloque D1 consta de muros son de 0.30m de espesor, columnas de 0.60x0.60m, vigas de 0.30x0.60m, losa aligerada en dos

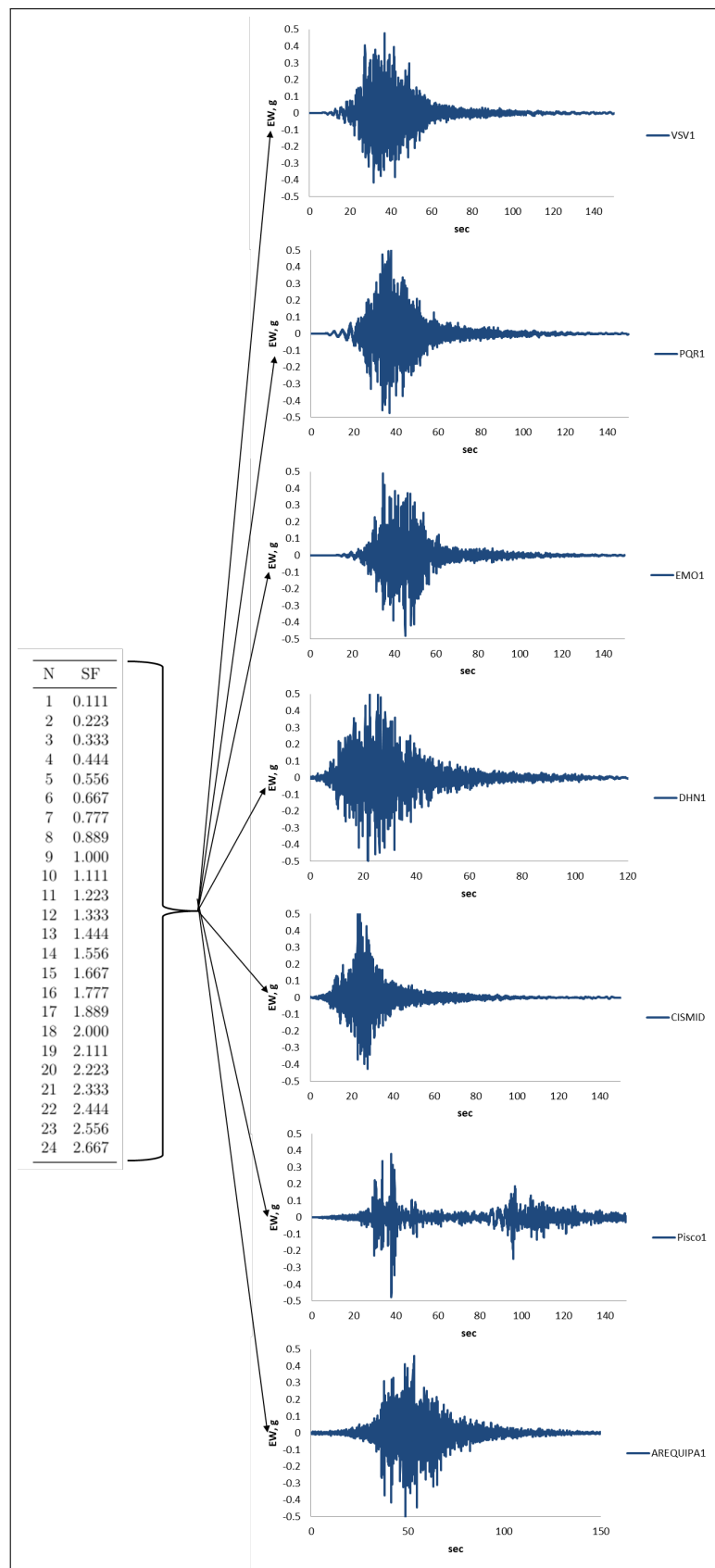


Figura 4.19: Factor de escala SF aplicado a cada uno de los 7 registros sísmicos.

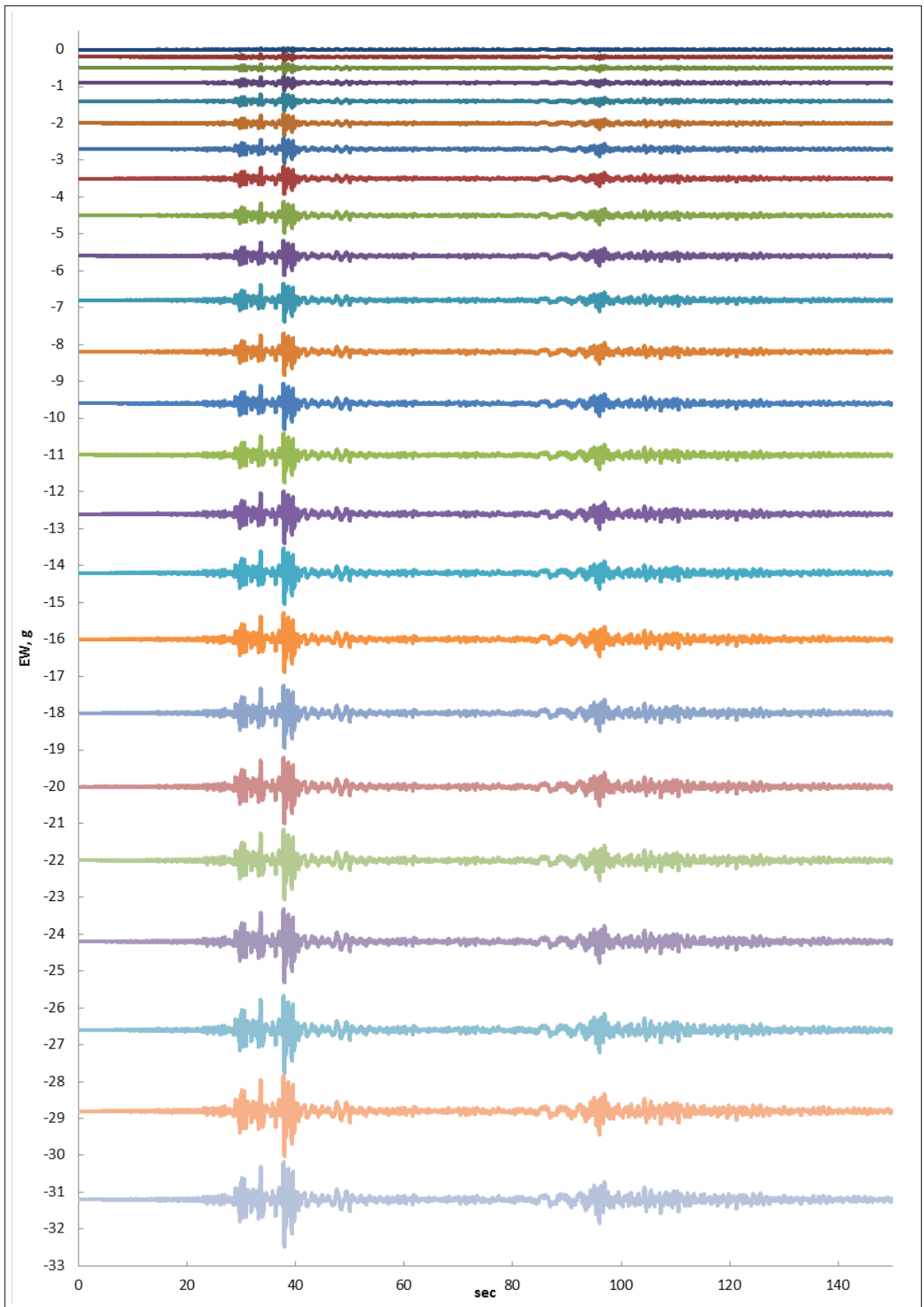


Figura 4.20: Acelerograma sintético E-W de Pisco 2007, escalado con el vector SF.

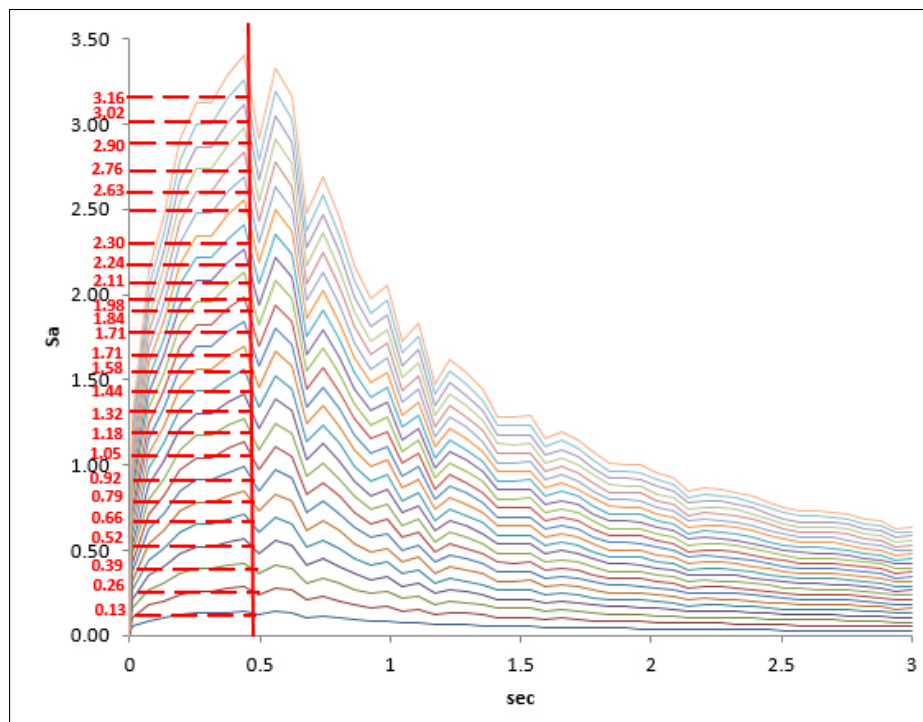


Figura 4.21: Pseudo aceleraciones espectrales para el periodo fundamental  $T_1=0.48$  seg.

sentidos de 0.25m de espesor. Las cargas a considerar son del peso propio de los elementos estructurales, acabados, peso de los muros drywall, parapetos de albañilería y la sobrecarga de 200 kg/m<sup>2</sup> para habitaciones y 400 kg/m<sup>2</sup> para corredores y escaleras, ver apéndice E.

En la figura 4.22 se muestra la estructuración del bloque D1 de uno de sus seis pisos. En la figura 4.23 se muestra la representación de los pórticos en los ejes D8, D7, D6, D5, 45, D3, D2 y D1 en el programa CANNY.<sup>8</sup> Las cuales están conectados mediante elementos tipo bielas axialmente rígidas y rotuladas por flexión en sus extremos, estas bielas representan al diagfragma rígido de la losa.

La geometría de nudos y pisos se ingresan al programa CANNY de acuerdo a lo indicado en la figura 4.24.

**Metrado de cargas.** El área tributaria para cada viga se muestra en la figura 4.25. El metrado de cargas se debe ingresar al programa de acuerdo a lo indicado en las figura 4.26.

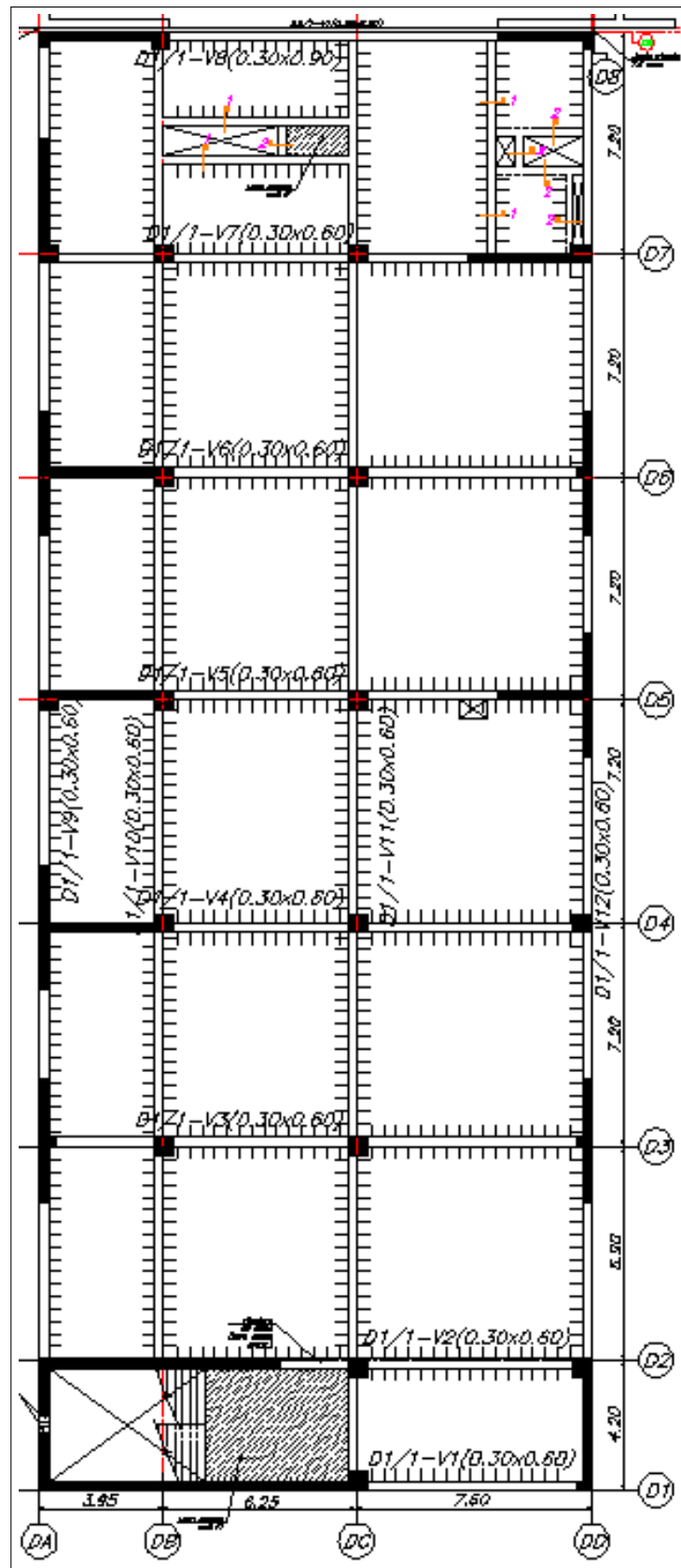


Figura 4.22: Encofrado de techo típico Bloque D1 (S/C=200 y 400 kg/m<sup>2</sup>)

### 4.3. Análisis Dinámico Incremental.

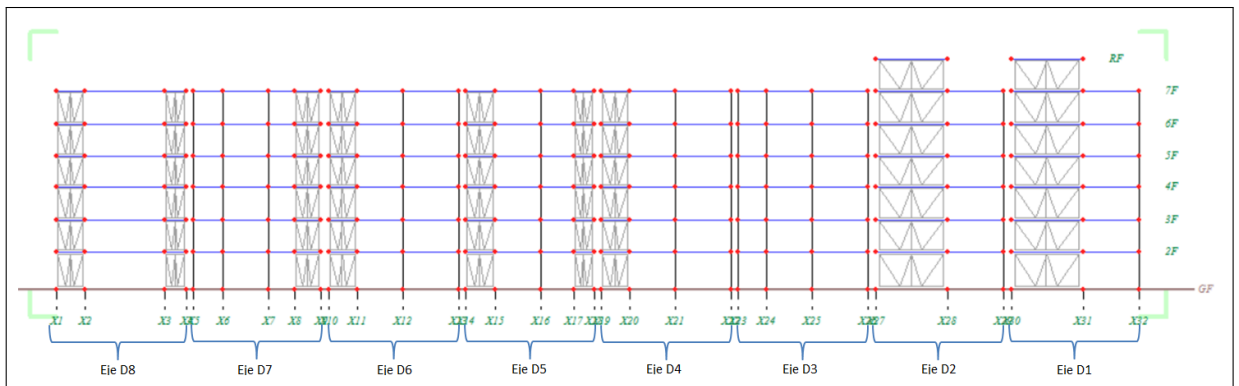


Figura 4.23: Pórticos representados en el plano, nótese que cada pórtico están enlazados entre sí por bielas.<sup>8</sup>

| Direcc. Analis.              |     | X  |        |  |        |        |       |       |      |        |  |
|------------------------------|-----|----|--------|--|--------|--------|-------|-------|------|--------|--|
| //frame típico, unit(Tonf m) |     |    |        | //floor, unit(Tonf m'//supernode, unit(Tonf m) |        |        |       |       |      |        |  |
|                              | X   | Y  | D-m.   | 0.00 F   | Z-m    | SuperN | Story | Xcg   | Ycg  | Zcg    |  |
| 1.00                         | X1  | Y1 | 0.00   | 1.00 GF  | 0.000  | R1     | GF    | 39.30 | 0.00 | 0.000  |  |
| 2.00                         | X2  | Y1 | 3.95   | 2.00 2F  | 5.145  | R2     | 2F    | 39.30 | 0.00 | 5.145  |  |
| 3.00                         | X3  | Y1 | 14.80  | 3.00 3F  | 9.565  | R3     | 3F    | 39.30 | 0.00 | 9.565  |  |
| 4.00                         | X4  | Y1 | 17.80  | 4.00 4F  | 13.985 | R4     | 4F    | 39.30 | 0.00 | 13.985 |  |
| 5.00                         | X5  | Y1 | 18.80  | 5.00 5F  | 18.405 | R5     | 5F    | 39.30 | 0.00 | 18.405 |  |
| 6.00                         | X6  | Y1 | 22.75  | 6.00 6F  | 22.825 | R6     | 6F    | 39.30 | 0.00 | 22.825 |  |
| 7.00                         | X7  | Y1 | 29.00  | 7.00 7F  | 27.245 | R7     | 7F    | 39.30 | 0.00 | 27.245 |  |
| 8.00                         | X8  | Y1 | 32.55  | 8.00 RF  | 31.665 | R8     | RF    | 39.30 | 0.00 | 31.665 |  |
| 9.00                         | X9  | Y1 | 36.25  |  |        |        |       |       |      |        |  |
| 10.00                        | X10 | Y1 | 37.25  |  |        |        |       |       |      |        |  |
| 11.00                        | X11 | Y1 | 41.20  |  |        |        |       |       |      |        |  |
| 12.00                        | X12 | Y1 | 47.45  |  |        |        |       |       |      |        |  |
| 13.00                        | X13 | Y1 | 55.05  |  |        |        |       |       |      |        |  |
| 14.00                        | X14 | Y1 | 56.05  |  |        |        |       |       |      |        |  |
| 15.00                        | X15 | Y1 | 60.00  |  |        |        |       |       |      |        |  |
| 16.00                        | X16 | Y1 | 66.25  |  |        |        |       |       |      |        |  |
| 17.00                        | X17 | Y1 | 70.80  |  |        |        |       |       |      |        |  |
| 18.00                        | X18 | Y1 | 73.65  |  |        |        |       |       |      |        |  |
| 19.00                        | X19 | Y1 | 74.65  |  |        |        |       |       |      |        |  |
| 20.00                        | X20 | Y1 | 78.60  |  |        |        |       |       |      |        |  |
| 21.00                        | X21 | Y1 | 84.85  |  |        |        |       |       |      |        |  |
| 22.00                        | X22 | Y1 | 92.45  |  |        |        |       |       |      |        |  |
| 23.00                        | X23 | Y1 | 93.45  |  |        |        |       |       |      |        |  |
| 24.00                        | X24 | Y1 | 97.40  |  |        |        |       |       |      |        |  |
| 25.00                        | X25 | Y1 | 103.65 |  |        |        |       |       |      |        |  |
| 26.00                        | X26 | Y1 | 111.25 |  |        |        |       |       |      |        |  |
| 27.00                        | X27 | Y1 | 112.25 |  |        |        |       |       |      |        |  |
| 28.00                        | X28 | Y1 | 122.20 |  |        |        |       |       |      |        |  |
| 29.00                        | X29 | Y1 | 129.80 |  |        |        |       |       |      |        |  |
| 30.00                        | X30 | Y1 | 130.80 |  |        |        |       |       |      |        |  |
| 31.00                        | X31 | Y1 | 140.75 |  |        |        |       |       |      |        |  |
| 32.00                        | X32 | Y1 | 148.35 |  |        |        |       |       |      |        |  |

Figura 4.24: Coordenadas para nudos y pisos del bloque D1 para ingresar en el programa CANNY.

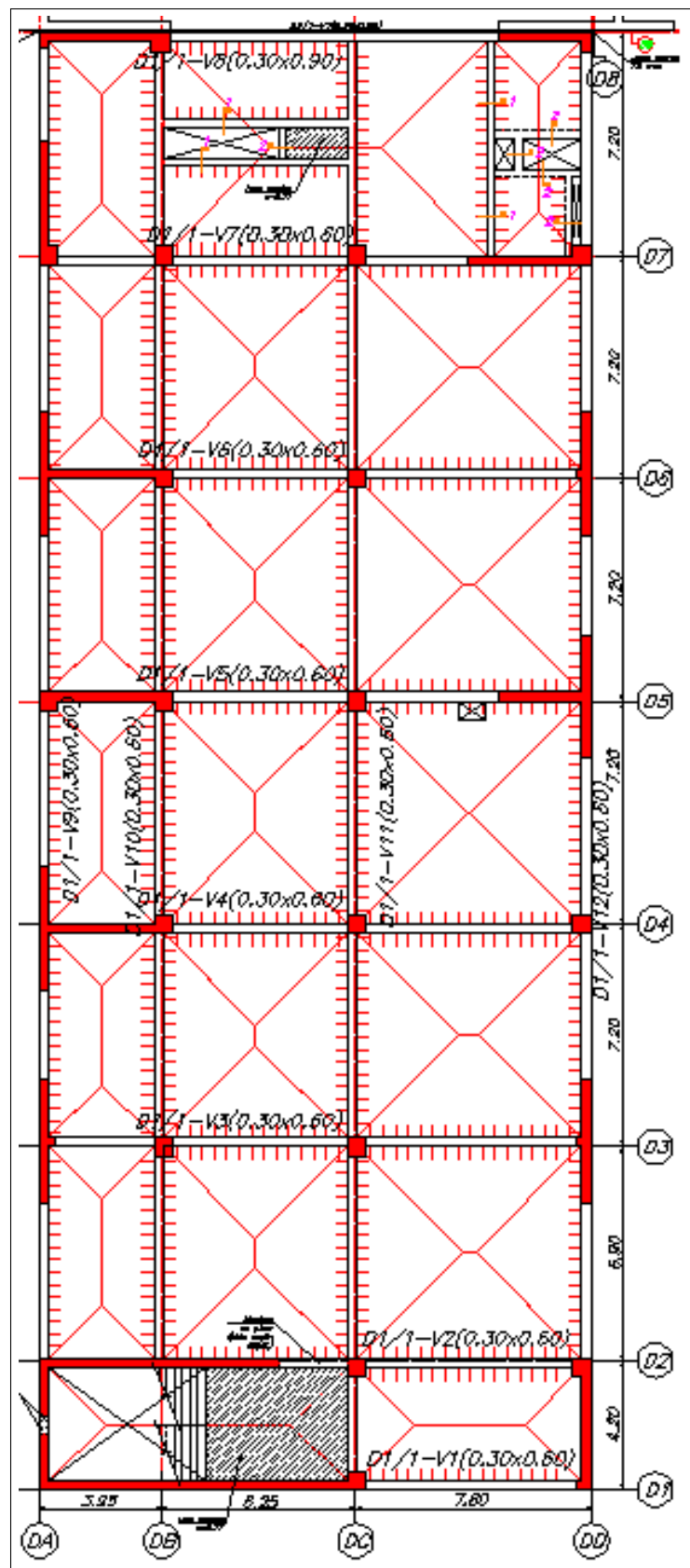


Figura 4.25: Área tributaria para cada viga y muro por la ley de sobres.

### 4.3. Análisis Dinámico Incremental.

| X   | Y  | Beam1      | beam2? | Sección | Sección | Peso? | Br1  | Br2  | L    | Atributari        | CM                   | Tab. Albañile        | Tab. Drywall         | SC                   | 1.4CM+1.7CV | Floor |
|-----|----|------------|--------|---------|---------|-------|------|------|------|-------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|-------------|-------|
|     |    |            |        |         |         |       | (m)  | (m)  | (m)  | (m <sup>2</sup> ) | (tn/m <sup>2</sup> ) | (tn/m <sup>2</sup> ) | (tn/m <sup>2</sup> ) | (tn/m <sup>2</sup> ) | (tn/m)      |       |
| X1  | Y1 | Y1 X1-X2   |        | 1 SB17  | SB18    | 0     |      |      | 3.95 | 2.89              | 0.5                  | 0.01                 | 0.032                | 0.2                  | 0.804       | 2F    |
| X2  | Y1 | Y1 X2-X3   |        | 1 SB17  | SB18    | 1     |      |      | 10.6 | 24.09             | 0.5                  | 0.01                 | 0.032                | 0.2                  | 2.497       | 2F    |
| X3  | Y1 | Y1 X3-X4   |        | 1 SB17  | SB18    | 0     |      |      | 3    | 1.96              | 0.5                  | 0.01                 | 0.032                | 0.2                  | 0.718       | 2F    |
| X4  | Y1 | Y1 X4-X5   |        | 0       |         |       |      |      |      |                   |                      |                      |                      |                      |             | 2F    |
| X5  | Y1 | Y1 X5-X6   |        | 1 SB10  | SB10    | 1     | 0.3  | 0.3  | 3.95 | 5.78              | 0.5                  | 0.01                 | 0.032                | 0.2                  | 1.608       | 2F    |
| X6  | Y1 | Y1 X6-X7   |        | 1 SB14  | SB15    | 1     | 0.3  | 0.3  | 6.25 | 17.7              | 0.5                  | 0.01                 | 0.032                | 0.2                  | 3.112       | 2F    |
| X7  | Y1 | Y1 X7-X8   |        | 1 SB10  | SB16    | 1     | 0.3  | 0.3  | 7.25 | 26.1              | 0.5                  | 0.01                 | 0.032                | 0.2                  | 3.956       | 2F    |
| X8  | Y1 | Y1 X8-X9   |        | 1 SB10  | SB16    | 0     |      |      | 7.25 | 26.1              | 0.5                  | 0.01                 | 0.032                |                      | 2.732       | 2F    |
| X9  | Y1 | Y1 X9-X10  |        | 0       |         |       |      |      |      |                   |                      |                      |                      |                      |             | 2F    |
| X10 | Y1 | Y1 X10-X11 |        | 1 SB12  | SB12    | 0     |      |      | 3.95 | 5.78              | 0.5                  | 0.01                 | 0.032                | 0.2                  | 1.608       | 2F    |
| X11 | Y1 | Y1 X11-X12 |        | 1 SB12  | SB12    | 1     | 0.3  | 0.3  | 6.25 | 17.7              | 0.5                  | 0.01                 | 0.032                | 0.2                  | 3.112       | 2F    |
| X12 | Y1 | Y1 X12-X13 |        | 1 SB13  | SB12    | 1     | 0.3  | 0.25 | 7.35 | 26.1              | 0.5                  | 0.01                 | 0.032                | 0.2                  | 3.902       | 2F    |
| X13 | Y1 | Y1 X13-X14 |        | 0       |         |       |      |      |      |                   |                      |                      |                      |                      |             | 2F    |
| X14 | Y1 | Y1 X14-X15 |        | 1 SB8   | SB9     | 0     |      |      | 3.95 | 5.78              | 0.5                  | 0.01                 | 0.032                | 0.2                  | 1.608       | 2F    |
| X15 | Y1 | Y1 X15-X16 |        | 1 SB8   | SB9     | 1     | 0.3  | 0.3  | 6.25 | 17.7              | 0.5                  | 0.01                 | 0.032                | 0.2                  | 3.112       | 2F    |
| X16 | Y1 | Y1 X16-X17 |        | 1 SB10  | SB11    | 1     | 0.3  | 0.3  | 7.55 | 13.11             | 0.5                  | 0.01                 | 0.032                | 0.2                  | 1.908       | 2F    |
| X17 | Y1 | Y1 X17-X18 |        | 1 SB10  | SB11    | 0     |      |      | 7.55 | 13.11             | 0.5                  | 0.01                 | 0.032                | 0.2                  | 1.908       | 2F    |
| X18 | Y1 | Y1 X18-X19 |        | 0       |         |       |      |      |      |                   |                      |                      |                      |                      |             | 2F    |
| X19 | Y1 | Y1 X19-X20 |        | 1 SB15  | SB1     | 0     |      |      | 3.95 | 5.78              | 0.5                  | 0.01                 | 0.032                | 0.2                  | 1.608       | 2F    |
| X20 | Y1 | Y1 X20-X21 |        | 1 SB15  | SB1     | 1     | 0.3  | 0.3  | 6.25 | 17.7              | 0.5                  | 0.01                 | 0.032                | 0.2                  | 3.112       | 2F    |
| X21 | Y1 | Y1 X21-X22 |        | 1 SB15  | SB12    | 1     | 0.3  | 0.3  | 7.25 | 26.28             | 0.5                  | 0.01                 | 0.032                | 0.2                  | 3.983       | 2F    |
| X22 | Y1 | Y1 X22-X23 |        | 0       |         |       |      |      |      |                   |                      |                      |                      |                      |             | 2F    |
| X23 | Y1 | Y1 X23-X24 |        | 1 SB2   | SB2     | 1     | 0.25 | 0.3  | 3.95 | 5.78              | 0.5                  | 0.01                 | 0.032                | 0.2                  | 1.608       | 2F    |
| X24 | Y1 | Y1 X24-X25 |        | 1 SB4   | SB5     | 1     | 0.3  | 0.3  | 6.25 | 17.7              | 0.5                  | 0.01                 | 0.032                | 0.2                  | 3.112       | 2F    |
| X25 | Y1 | Y1 X25-X26 |        | 1 SB6   | SB7     | 1     | 0.3  | 0.25 | 7.35 | 26.2              | 0.5                  | 0.01                 | 0.032                | 0.2                  | 3.917       | 2F    |
| X26 | Y1 | Y1 X26-X27 |        | 0       |         |       |      |      |      |                   |                      |                      |                      |                      |             | 2F    |
| X27 | Y1 | Y1 X27-X28 |        | 1 SB3   | SB1     | 0     |      |      | 9.95 | 26.02             | 0.5                  | 0.01                 | 0.032                | 0.2                  | 2.873       | 2F    |
| X28 | Y1 | Y1 X28-X29 |        | 1 SB3   | SB1     | 1     | 0.3  | 0.3  | 7.25 | 23                | 0.5                  | 0.01                 | 0.032                | 0.2                  | 3.486       | 2F    |
| X29 | Y1 | Y1 X29-X30 |        | 0       |         |       |      |      |      |                   |                      |                      |                      |                      |             | 2F    |
| X30 | Y1 | Y1 X30-X31 |        | 1 SB1   | SB2     | 0     |      |      | 9.95 | 14.28             | 0.5                  | 0.01                 | 0.032                | 0.2                  | 1.577       | 2F    |
| X31 | Y1 | Y1 X31-X32 |        | 1 SB1   | SB2     | 1     | 0.3  | 0.25 | 7.25 | 9.9               | 0.5                  | 0.01                 | 0.032                | 0.2                  | 1.500       | 2F    |

Figura 4.26: Cargas típicas en vigas según el programa CANNY, se muestra un ejemplo para las cargas en el techo del primer piso.

**Propiedades de los materiales.** Se usan los valores de la envolvente de la curva esfuerzo deformación del concreto del cuadro 4.12 para insertarlos en el programa CANNY de acuerdo a la figura 4.27. Este modelo asume un comportamiento elástico del concreto por lo tanto no hay disipación de energía histéretica.

De igual forma se usan los datos de la envolvente de ciclos de histéresis del acero de refuerzo, debidamente calibrado, ver cuadro 4.13, para colocarlos en el programa CANNY, como se muestra en la figura 4.27. Este modelo asume disipación de energía histerética.

**Secciones y Plasticidad concentrada por corte para vigas, columnas y muros.** Las secciones de las vigas, columnas, muros y sus respectivas plasticidad por corte se muestran en las figuras 4.30, 4.31, 4.32, 4.33. El resumen de los datos introducidos al programa se muestra en el apéndice D.

Los detalles de encofrados de techo, refuerzos de vigas, columnas y muros se muestran

4.3. Análisis Dinámico Incremental.

|  |
|--|
| S-12 SR4 2.1e+7 8.07e+6 T(-33000.0 1.19 17 0.0) U(3.25 3.25) P(0.05 3.0 1.0)<br>CM245 CE4 2.35e+6 9.78e+5 C(2528.04 0.002) U(0.22 2.5) U(0.22 7) |
| U#2 0.00005  |
| U#3 0.000071   |
| U#4 0.000129   |
| U#5 0.000199   |
| U#6 0.000285022  |
| U#8 0.000506707  |

Figura 4.27: Propiedades del acero etiquetado con S-12 y el concreto con S-12 y el área de acero y diámetro de barra de acero con U.

| d'= 50 mm. |         |      |      |                   |       |      |                  |       |  |
|------------|---------|------|------|-------------------|-------|------|------------------|-------|--|
| ITEM       | HDShear | b-mm | h-mm | Diam.sup<br>e inf | Øsup. | Øinf | Diam.Est<br>ribo | S-mm. |  |
| SB1        | U1B     | 300  | 600  | 5                 | 5     | 3    | 3                | 100   |  |
| SB2        | U1B     | 300  | 600  | 6                 | 2     | 2    | 3                | 100   |  |
| SB3        | U1B     | 300  | 600  | 6                 | 7     | 3    | 3                | 100   |  |
| SB4        | U1B     | 300  | 600  | 5                 | 4     | 3    | 3                | 100   |  |
| SB5        | U1B     | 300  | 600  | 6                 | 4     | 2    | 3                | 100   |  |
| SB6        | U1B     | 300  | 600  | 5                 | 8     | 4    | 3                | 100   |  |
| SB7        | U1B     | 300  | 600  | 6                 | 5     | 3    | 3                | 100   |  |
| SB8        | U1B     | 300  | 600  | 5                 | 7     | 3    | 3                | 100   |  |
| SB9        | U1B     | 300  | 600  | 6                 | 4     | 2    | 3                | 100   |  |
| SB10       | U1B     | 300  | 600  | 5                 | 4     | 4    | 3                | 100   |  |
| SB11       | U1B     | 300  | 600  | 5                 | 6     | 4    | 3                | 100   |  |
| SB12       | U1B     | 300  | 600  | 6                 | 5     | 3    | 3                | 100   |  |
| SB13       | U1B     | 300  | 600  | 6                 | 8     | 5    | 3                | 100   |  |
| SB14       | U1B     | 300  | 600  | 5                 | 5     | 5    | 3                | 100   |  |
| SB15       | U1B     | 300  | 600  | 5                 | 6     | 4    | 3                | 100   |  |
| SB16       | U1B     | 300  | 600  | 5                 | 8     | 8    | 3                | 100   |  |
| SB17       | U2B     | 300  | 900  | 8                 | 6     | 5    | 3                | 100   |  |
| SB18       | U2B     | 300  | 900  | 8                 | 7     | 5    | 3                | 100   |  |

Figura 4.28: Geometría y detalles de refuerzo para secciones de las vigas en CANNY.

| G=       | 1020813.6 Histéresis= U(0,0.70) G(0.9,0) P(0 1 1) |     |      |       |       |        |        |  |
|----------|---|-----|------|-------|-------|--------|--------|--|
| HD-SHEAR | b-m   | h-m | Área | C     | Y     | A      | B      |  |
| U1B      | 0.3   | 0.6 | 0.18 | 10.61 | 40.54 | 0.053  | 0.0195 |  |
| U2B      | 0.3   | 0.9 | 0.27 | 12.73 | 42.66 | 0.0442 | 0.0162 |  |

Figura 4.29: Plasticidad concentrada por corte para vigas según el programa CANNY.

en el apéndice E.

4.3. Análisis Dinámico Incremental.

| ITEM | HDShear | d'= 50 mm. |      | Diam.sup<br>e inf | n1 | n2 | n3 | n4 | ts2-mm | Diam.       |       |
|------|---------|------------|------|-------------------|----|----|----|----|--------|-------------|-------|
|      |         | b-mm       | h-mm |                   |    |    |    |    |        | Estrib<br>o | S-mm. |
| SC11 | U11C    | 600        | 600  | 8                 | 4  | 4  | 2  |    | 100    | 3           | 250   |
| SC12 | U12C    | 600        | 600  | 6                 | 4  | 4  | 4  | 4  | 166.67 | 3           | 250   |
| SC21 | U21C    | 600        | 600  | 8                 | 5  | 5  | 2  | 2  | 166.67 | 3           | 250   |
| SC22 | U22C    | 600        | 600  | 6                 | 4  | 4  | 4  | 4  | 166.67 | 3           | 250   |
| SC31 | U31C    | 500        | 300  | 6                 | 4  | 4  |    |    | 166.67 | 3           | 250   |
| SC32 | U32C    | 500        | 300  | 5                 | 5  | 5  |    |    | 166.67 | 3           | 250   |
| SC41 | U41C    | 600        | 600  | 8                 | 5  | 5  | 2  | 2  | 166.67 | 3           | 250   |
| SC42 | U42C    | 600        | 600  | 6                 | 4  | 4  | 4  | 4  | 166.67 | 3           | 250   |
| SC51 | U51C    | 600        | 600  | 8                 | 3  | 3  | 3  | 3  | 166.67 | 3           | 250   |
| SC52 | U52C    | 600        | 600  | 6                 | 4  | 4  | 4  | 4  | 166.67 | 3           | 250   |

Figura 4.30: Geometría y detalles de refuerzo para secciones tipo columnas.

| G= 1020814 Histéresis: U(0,0.70) G(0.9,0) P(0 1 1) |     |     |      |      |       |       |        |        |
|--|-----|-----|------|------|-------|-------|--------|--------|
| HD-SHEAR   | b-m | h-m | Área | C    | Y     | A     | B      |        |
| U11C   |     | 0.6 | 0.6  | 0.36 | 25.47 | 37.44 | 0.0088 | 0.0032 |
| U12C   |     | 0.6 | 0.6  | 0.36 | 25.47 | 37.44 | 0.0088 | 0.0032 |
| U21C   |     | 0.6 | 0.6  | 0.36 | 25.47 | 37.44 | 0.0088 | 0.0032 |
| U22C   |     | 0.6 | 0.6  | 0.36 | 25.47 | 37.44 | 0.0088 | 0.0032 |
| U31C   |     | 0.5 | 0.3  | 0.15 | 10.61 | 28.35 | 0.0314 | 0.0115 |
| U32C   |     | 0.5 | 0.3  | 0.15 | 10.61 | 28.35 | 0.0314 | 0.0115 |
| U41C   |     | 0.6 | 0.6  | 0.36 | 25.47 | 37.44 | 0.0088 | 0.0032 |
| U42C   |     | 0.6 | 0.6  | 0.36 | 25.47 | 37.44 | 0.0088 | 0.0032 |
| U51C   |     | 0.6 | 0.6  | 0.36 | 25.47 | 37.44 | 0.0088 | 0.0032 |
| U52C   |     | 0.6 | 0.6  | 0.36 | 25.47 | 37.44 | 0.0088 | 0.0032 |

Figura 4.31: Plasticidad concentrada por corte para columnas.

| Item | d'= 50 mm  |      |      |     | Refuerzo Central |      |   |   |     |    |    | Refuerzo Horizontal |     |       |      |     |
|------|------------|------|------|-----|------------------|------|---|---|-----|----|----|---------------------|-----|-------|------|-----|
|      | HD-SH      | L-mm | t-mm | X   | Y                | Diam | S | # | n1  | n2 | n3 | n4                  | ts2 | Diam  | S-mm |     |
| 1    | muro:      |      |      |     |                  |      |   |   |     |    |    |                     |     |       |      |     |
|      | SW11       | U11W | 3000 | 300 |                  |      |   | 4 | 250 | 13 |    |                     |     |       | 5    | 150 |
|      | rectangle: |      |      |     |                  |      |   |   |     |    |    |                     |     |       |      |     |
|      |            |      | 600  | 600 | -1800            | -150 |   | 8 |     | 5  | 5  | 2                   | 2   | 166.7 | 3    | 250 |
|      |            |      | 600  | 600 | 1800             | -150 |   | 8 |     | 5  | 5  | 2                   | 2   | 166.7 | 3    | 250 |

Figura 4.32: Geometría y detalles de refuerzo para el muro tipo 1.

**Análisis Dinámico No Lineal del Hospital.** En las figuras 4.35, 4.36, 4.37, 4.38, 4.39, 4.40, 4.41, 4.42, 4.43, 4.44 se muestran los resultados del análisis dinámico no lineal para los acelerogramas escalados de Pisco del 2007. En estas figuras se muestran las cortantes resultantes de entrepiso con las derivas máximas de entrepiso. En los cuadros 4.16 y 4.17 se muestran los resultados del análisis estático elástico

| G= 1020813.6 Histéresis= U(0,0.70) G(0.9,0) P(0 1 1) |       |     |       |        |        |        |        |
|--|-------|-----|-------|--------|--------|--------|--------|
| HD-SHEAR   | L-m   | t-m | Área  | C      | Y      | A      | B      |
| U11W   | 4.2   | 0.3 | 1.26  | 131.07 | 519.02 | 0.0826 | 0.03   |
| U12W   | 4.2   | 0.3 | 1.26  | 131.07 | 317.28 | 0.0396 | 0.0144 |
| U13W   | 4.2   | 0.3 | 1.26  | 131.07 | 280.04 | 0.0317 | 0.0115 |
| U21W   | 3     | 0.3 | 0.9   | 93.62  | 270.97 | 0.0529 | 0.0192 |
| U22W   | 3     | 0.3 | 0.9   | 93.62  | 226.63 | 0.0396 | 0.0144 |
| U23W   | 3     | 0.3 | 0.9   | 93.62  | 200.03 | 0.0317 | 0.0115 |
| U31W   | 4     | 0.3 | 1.2   | 124.83 | 361.29 | 0.0529 | 0.0192 |
| U32W   | 4     | 0.3 | 1.2   | 124.83 | 302.18 | 0.0396 | 0.0144 |
| U33W   | 4     | 0.3 | 1.2   | 124.83 | 266.71 | 0.0317 | 0.0115 |
| U41W   | 4.3   | 0.3 | 1.29  | 134.19 | 432.08 | 0.0619 | 0.0225 |
| U42W   | 4.3   | 0.3 | 1.29  | 134.19 | 324.84 | 0.0396 | 0.0144 |
| U43W   | 4.3   | 0.3 | 1.29  | 134.19 | 286.71 | 0.0317 | 0.0115 |
| U51W   | 3     | 0.3 | 0.9   | 93.62  | 270.97 | 0.0529 | 0.0192 |
| U52W   | 3     | 0.3 | 0.9   | 93.62  | 226.63 | 0.0396 | 0.0144 |
| U53W   | 3     | 0.3 | 0.9   | 93.62  | 200.03 | 0.0317 | 0.0115 |
| U61W   | 10.55 | 0.3 | 3.165 | 329.24 | 952.91 | 0.0529 | 0.0192 |
| U62W   | 10.55 | 0.3 | 3.165 | 329.24 | 796.99 | 0.0396 | 0.0144 |
| U63W   | 10.55 | 0.3 | 3.165 | 329.24 | 703.44 | 0.0317 | 0.0115 |

Figura 4.33: Plasticidad concentrada por corte para muros.

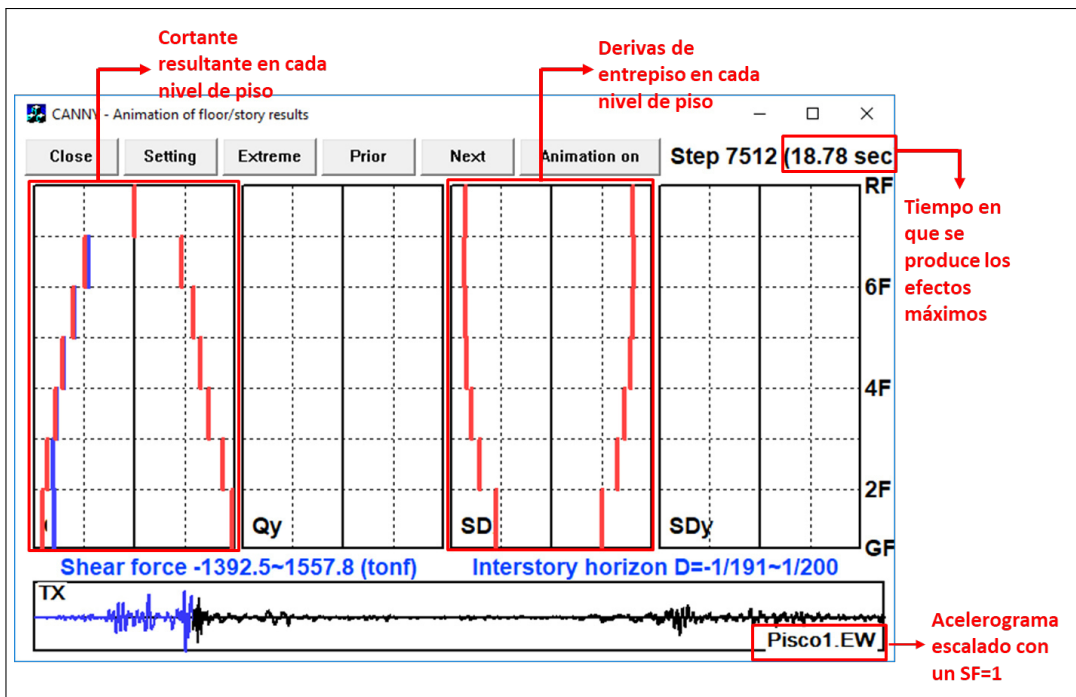


Figura 4.34: Gráfica muestra esquema de resultados del análisis dinámico no lineal en el programa Canny 3D<sup>8</sup>

según la norma E.030.

De acuerdo a lo indicado en 2.3.12 para asegurar la calidad del análisis dinámico

Cuadro 4.16: Masa y peso de la estructura del bloque D1

| Techo        | Masa-X                | Peso           |
|--------------|-----------------------|----------------|
|              | ton-s <sup>2</sup> /m | ton            |
| Sótano       | 49.64                 | 486.98         |
| 1er piso     | 107.14                | 1051.09        |
| 2do piso     | 107.14                | 1051.09        |
| 3er piso     | 107.14                | 1051.09        |
| 4to piso     | 107.14                | 1051.09        |
| 5to piso     | 92.33                 | 905.72         |
| Escalera     | 6.13                  | 60.18          |
| <b>Total</b> | <b>576.68</b>         | <b>5657.23</b> |

Cuadro 4.17: Resultados del análisis estático según norma E.030

| Resultados análisis estático S/ E.030 |                               |  |               |
|---------------------------------------|-------------------------------|--|---------------|
| Z                                     | Aceleración del terreno       |  | 0.30          |
| U                                     | Hospital                      |  | 1.50          |
| S                                     | Amplificación por suelo       |  | 1.40          |
| T1                                    | Periodo Fundamental           |  | 0.476         |
| C                                     | Amplificación sísmica         |  | 2.50          |
| R                                     | Muros de concreto             |  | 6             |
| ZUSC/R                                | Factor sísmico                |  | 0.262         |
| ZUSCP/R                               | Cortante basal                |  | 1485          |
| <b>0.80ZUSCP/R</b>                    | <b>Cortante basal mínima</b>  |  | <b>1188</b>   |
| <b>Dr</b>                             | <b>Deriva máxima elástica</b> |  | <b>0.0024</b> |

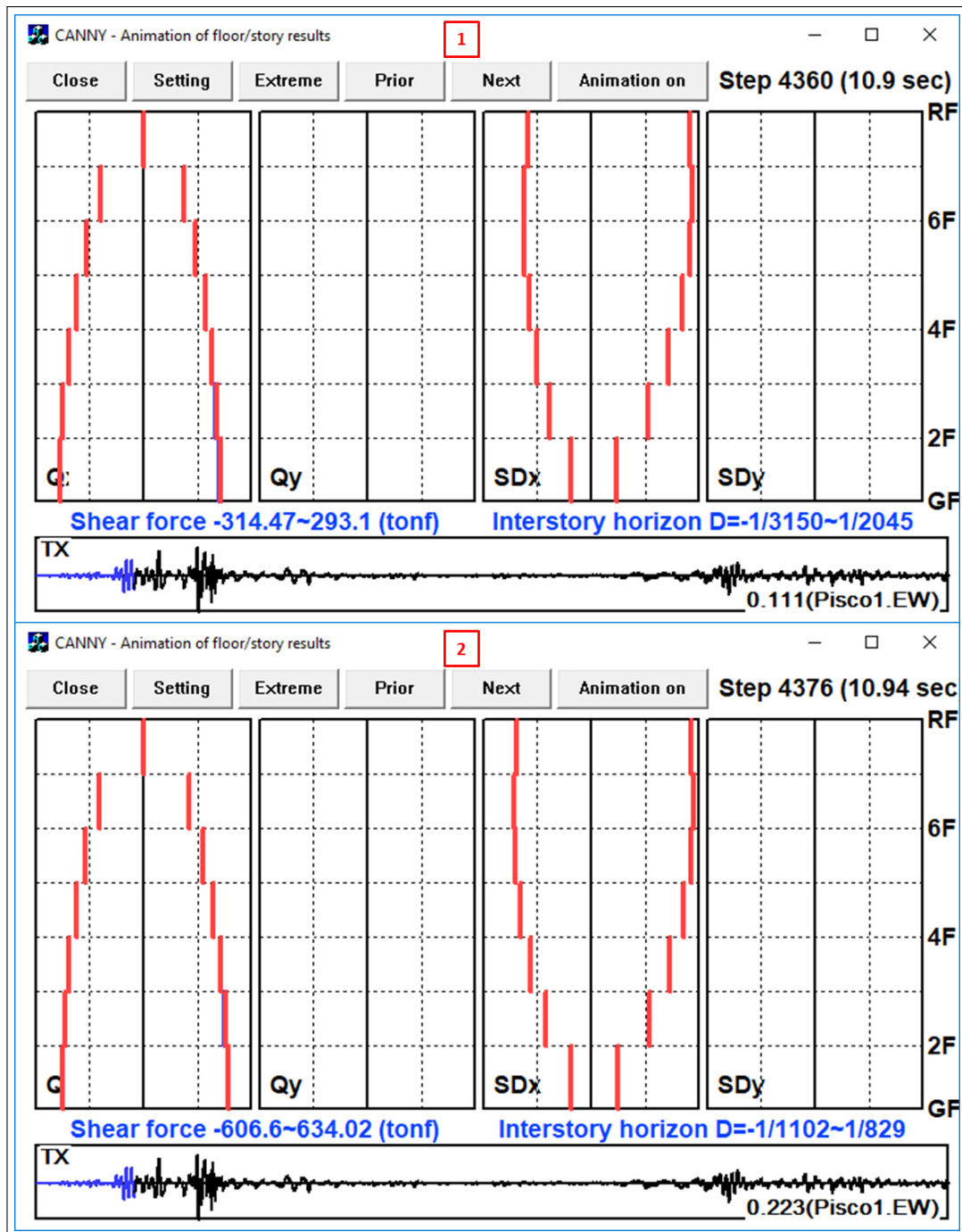


Figura 4.35: Resultados análisis dinámico no lineal 1 y 2-Acelerograma Pisco 2007<sup>8</sup>

no lineal, se contruye la curva Pushover versus los resultados del IDA, adecuado, para el campo Pushover. En la figura 4.45 se compara las curvas generadas por los resultados del IDA contra el Pushover estático . En la figura 4.46 se muestra el promedio de resultados del IDA versus la Curva Pushover Estático. De esta última figura se muestra la aproximación de los resultados del IDA a la curva del Pushover Estático.

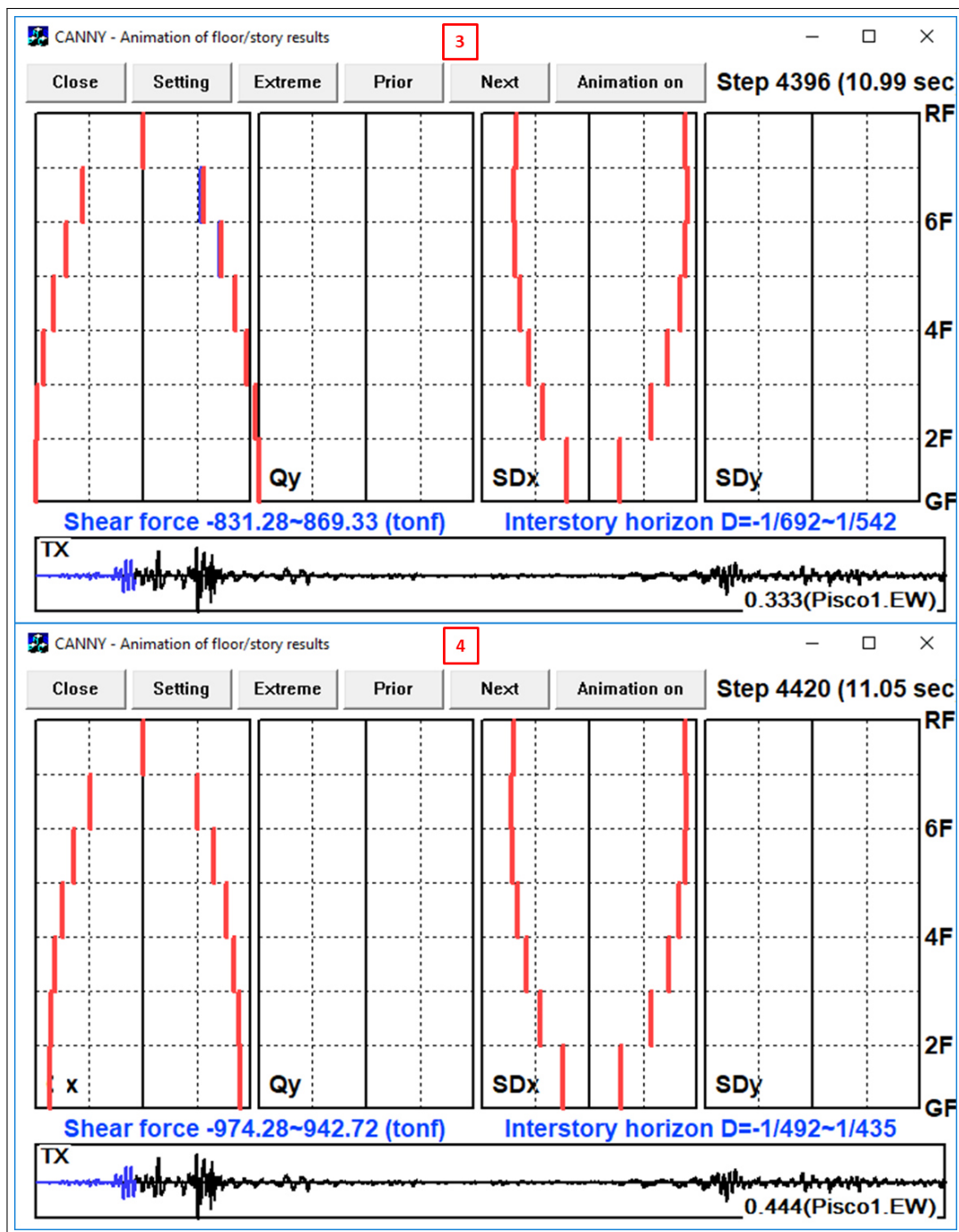


Figura 4.36: Resultados análisis dinámico no lineal 3 y 4-Acelerograma Pisco 2007<sup>8</sup>

Es importante también comparar los resultados del IDA con los resultados de la norma sismoresistente peruana E.030. En la Figura 4.47 se muestra el grado de aproximación de los resultados conjuntamente con los resultados del Pushover estático. De esta última gráfica podemos deducir que el grado de aproximación de los resultados en el rango elástico entre los tres metodologías de análisis son casi

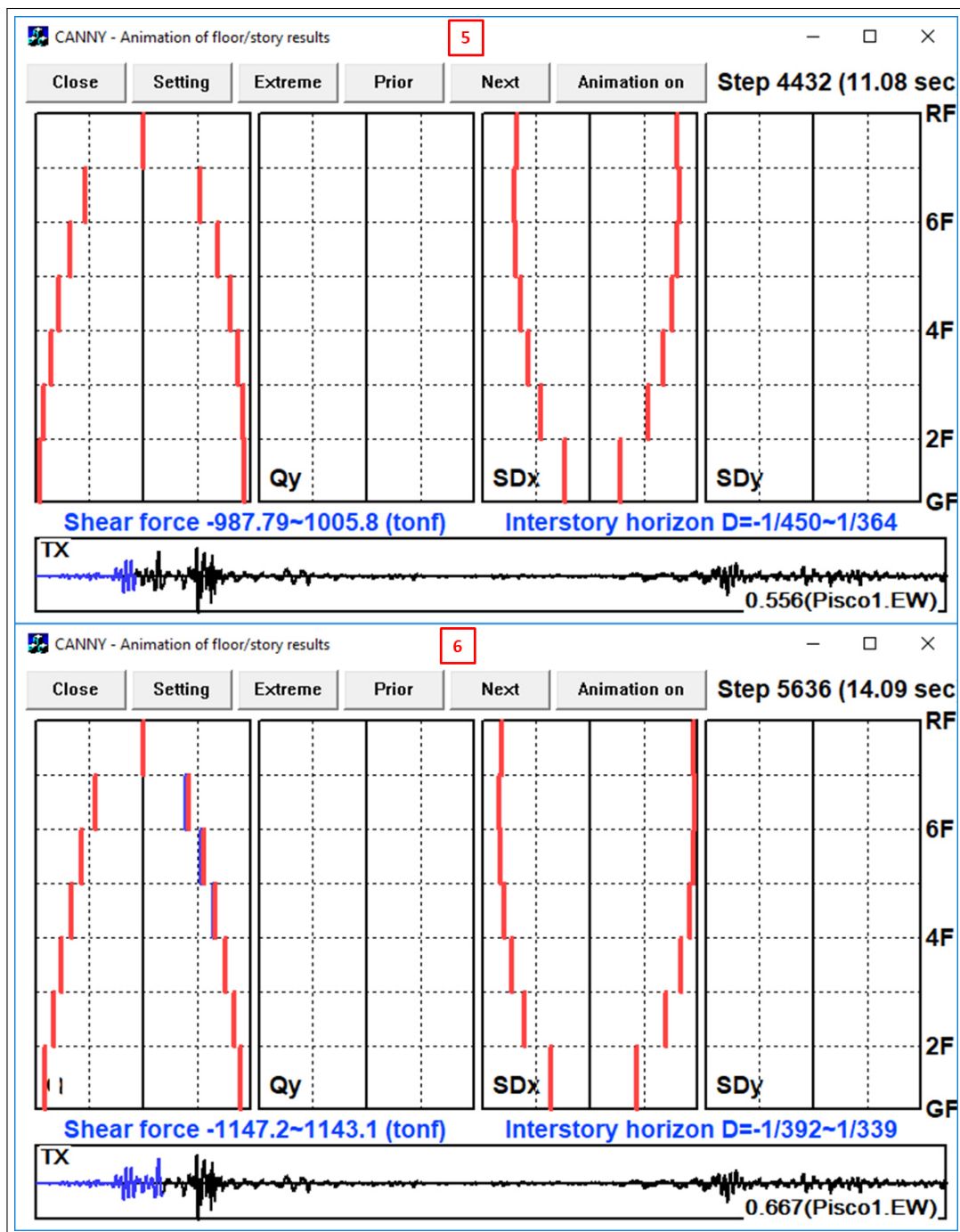


Figura 4.37: Resultados análisis dinámico no lineal 5 y 6-Acelerograma Pisco 2007<sup>8</sup>

idénticas. De acuerdo a la norma E.030 el rango inelástico inicia en una deriva de 0.0024 y un cortante basal de 1386 ton. Los resultados del IDA y el pushover inician el rango inelástico en un cortante basal promedio de 1200 ton. Por tanto se deduce que los resultados del IDA son adecuados.

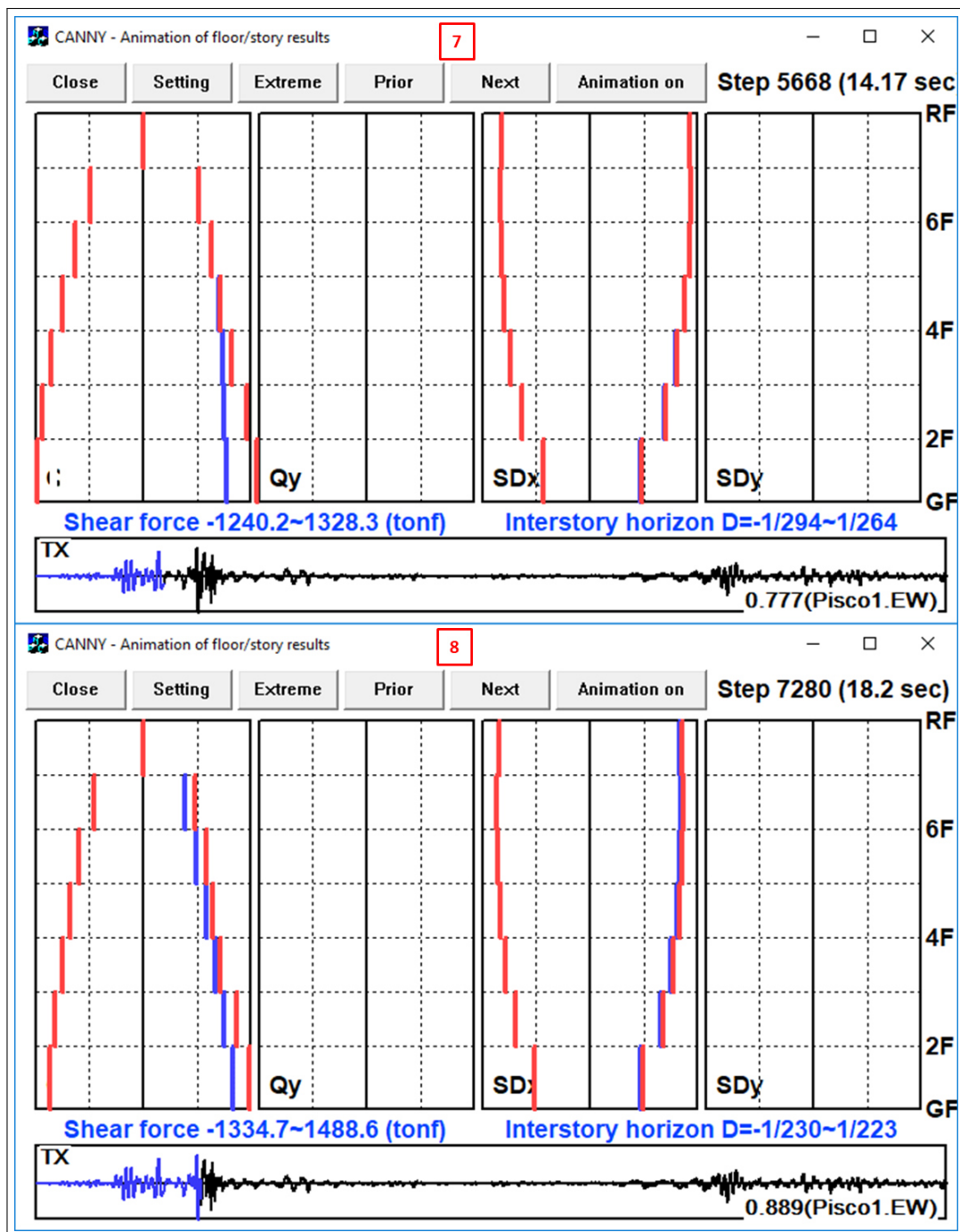


Figura 4.38: Resultados análisis dinámico no lineal 7 y 8-Acelerograma Pisco 2007<sup>8</sup>

**Curvas IDA's para elementos estructurales.** Para construir la curva IDA por el registro sísmico de Pisco 2007, se requiere las pseudo aceleraciones espectrales para el periodo fundamental de la estructura y los respectivos resultados del análisis dinámico no lineal, en este caso los resultados de las derivas máximas de entrepiso.

Del cuadro 4.17 se encuentra que el periodo fundamental de la estructura en X-X es

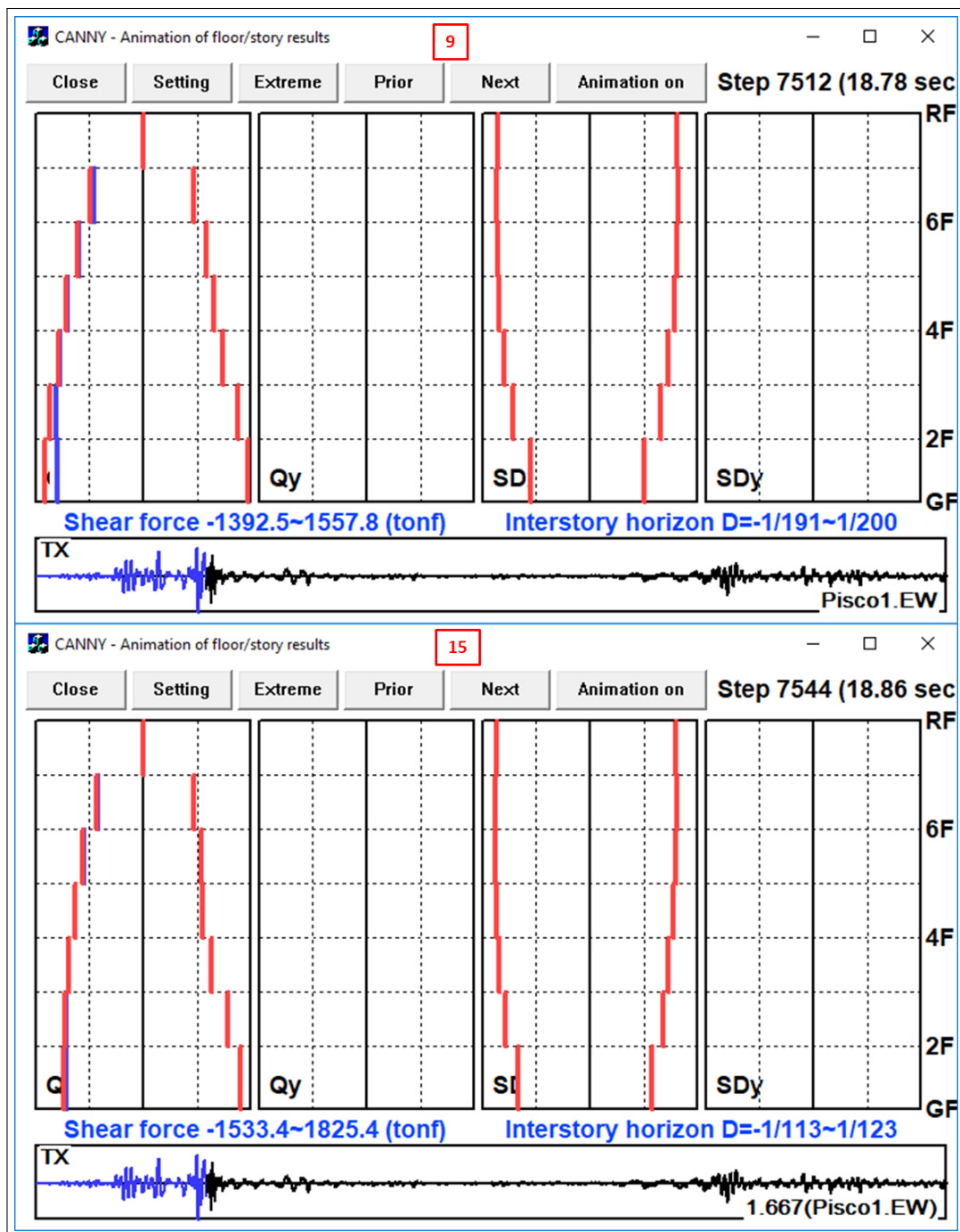


Figura 4.39: Resultados análisis dinámico no lineal 9 a 15-Acelerograma Pisco 2007<sup>8</sup>

0.48seg, por tanto las aceleraciones espectrales son los mostrados en la figura 4.21. Las respectivas derivas máximas de entrepiso producto de los análisis dinámicos no lineales se muestran en las figuras 4.35,4.36, 4.37, 4.38, 4.39, 4.40, 4.41, 4.42, 4.43, 4.44. En la figura 4.48 se muestra los resultados de la curva IDA para el registro sísmico de Pisco 2007 en el sentido X-X.

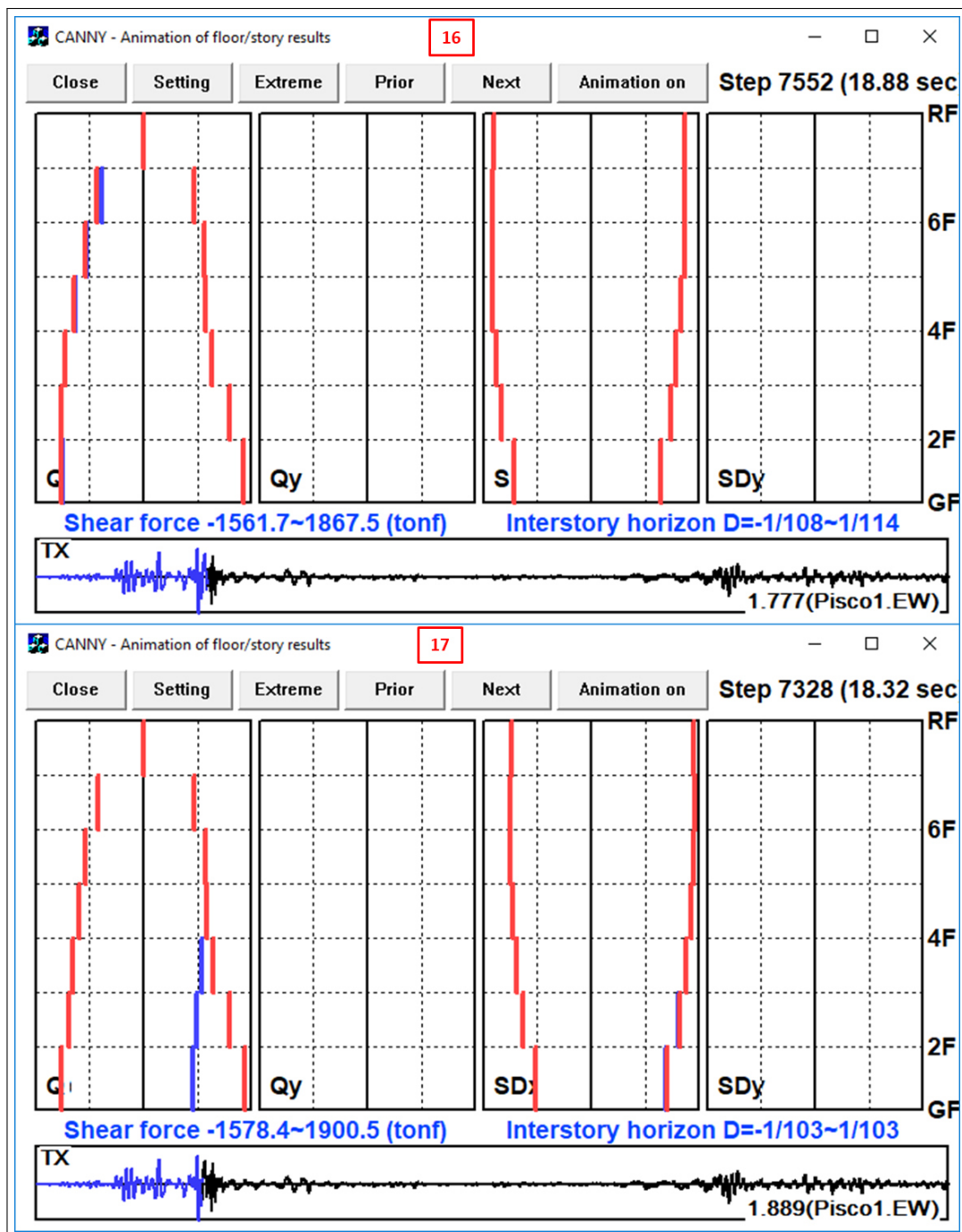


Figura 4.40: Resultados análisis dinámico no lineal 16 y 17-Acelerograma Pisco 2007<sup>8</sup>

En la figura 4.49 se muestran las curvas IDA's para los demás registros sísmicos seleccionados, las cuales son 7 en total.

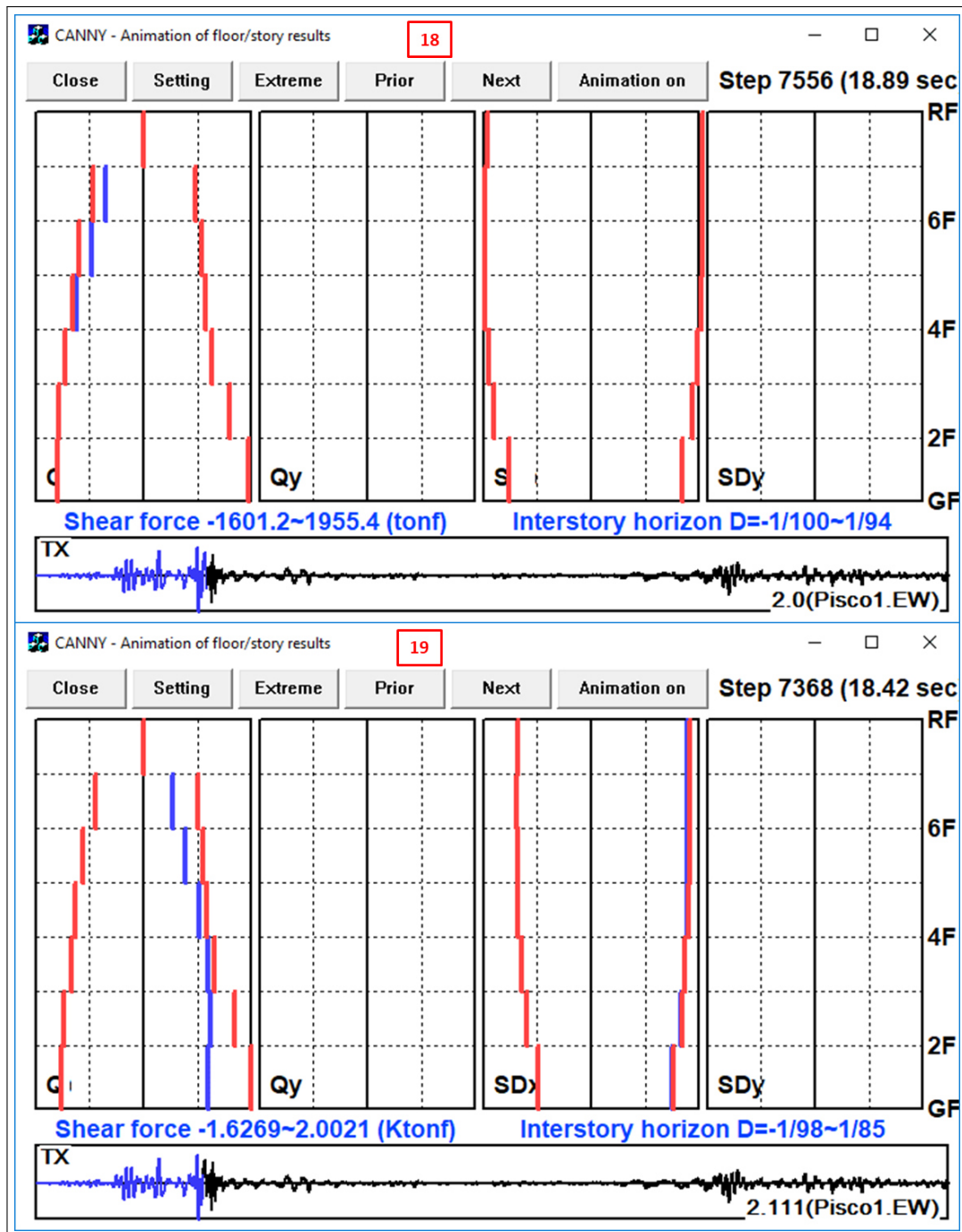


Figura 4.41: Resultados análisis dinámico no lineal 18 y 19-Acelerograma Pisco 2007<sup>8</sup>

**Curvas IDA's para tabiques de drywall.** De igual forma que las curvas IDA's para elementos estructurales, se contruye las curvas IDA's para los tabiques de dry-wall reemplazando los resultados de derivas máximas de entrepiso por los resultados de aceleraciones relativas máximas de entrepiso, ver figuras 4.50, 4.51, 4.52, 4.53, 4.54, 4.55, 4.56, 4.57, 4.58 y 4.59. Las curvas IDA's para los 7 registros sísmicos se

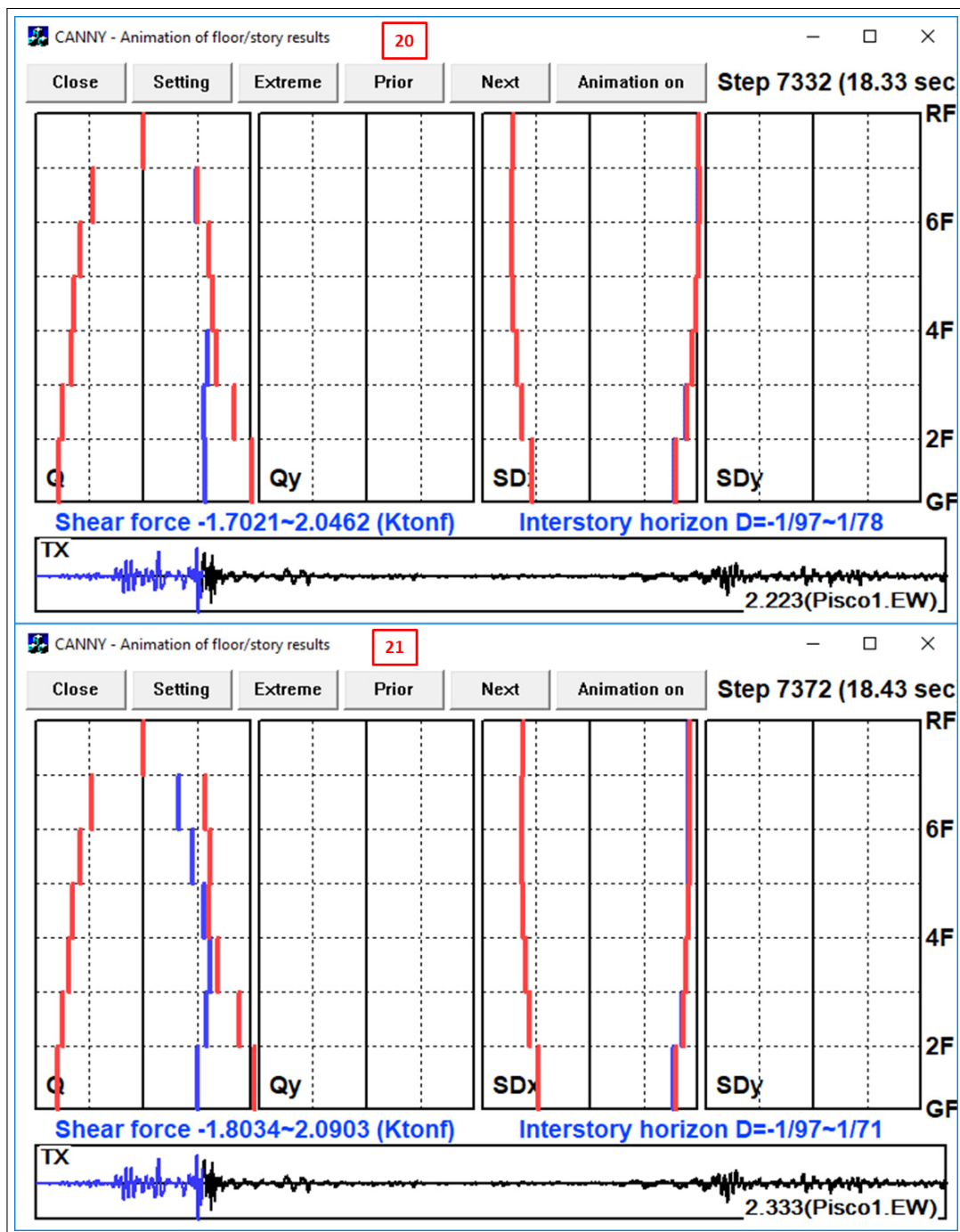


Figura 4.42: Resultados análisis dinámico no lineal 20 y 21-Acelerograma Pisco 2007<sup>8</sup>

muestran en la figura 4.60

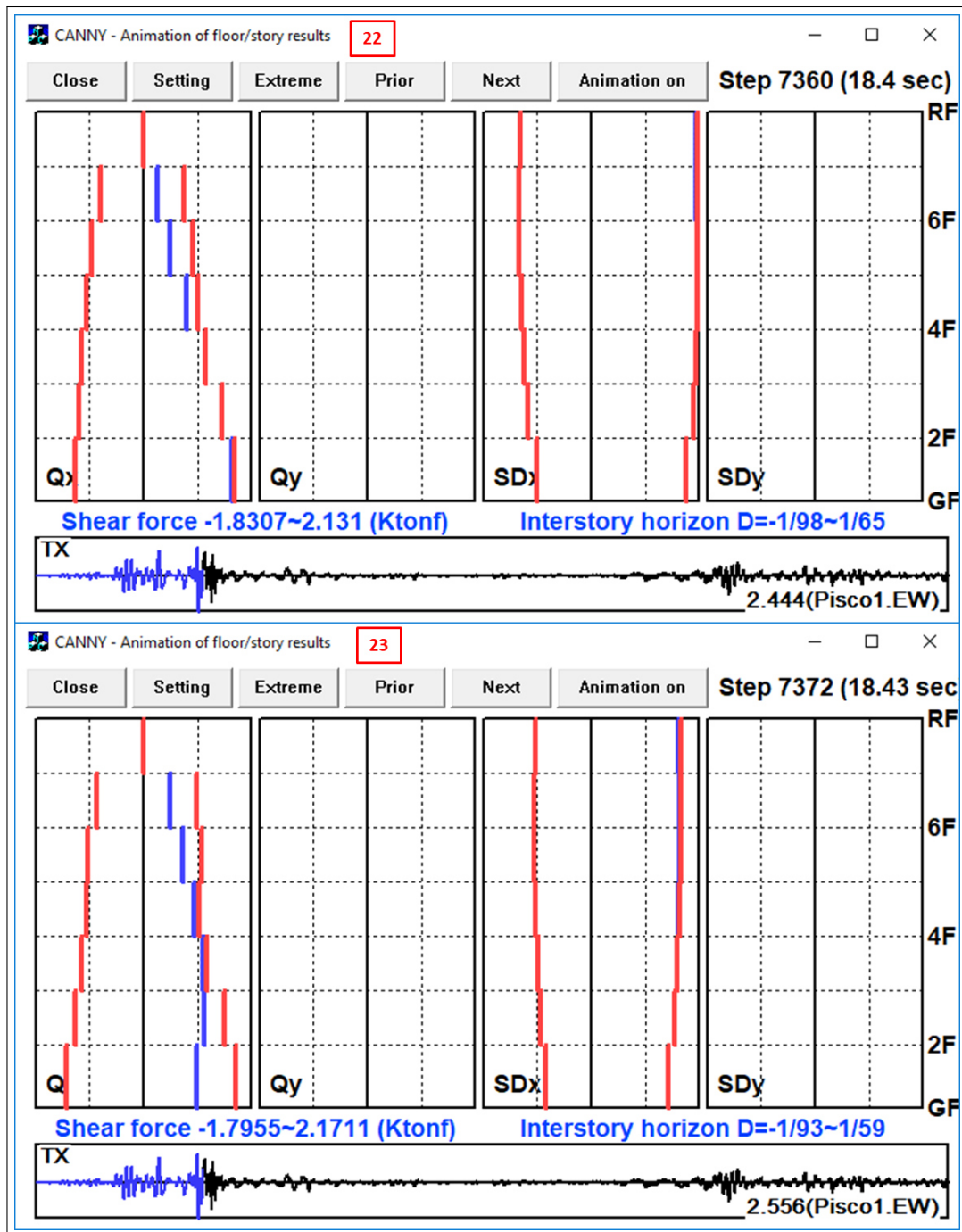


Figura 4.43: Resultados análisis dinámico no lineal 22 y 23-Acelerograma Pisco 2007<sup>8</sup>

## 4.4. Curvas de Fragilidad Analíticas.

### 4.4.1. Construcción de curvas de fragilidad para elementos estructurales.

En la figura 4.61, se muestra los estados de daños para los elementos estructurales.

4.4. Curvas de Fragilidad Analíticas.

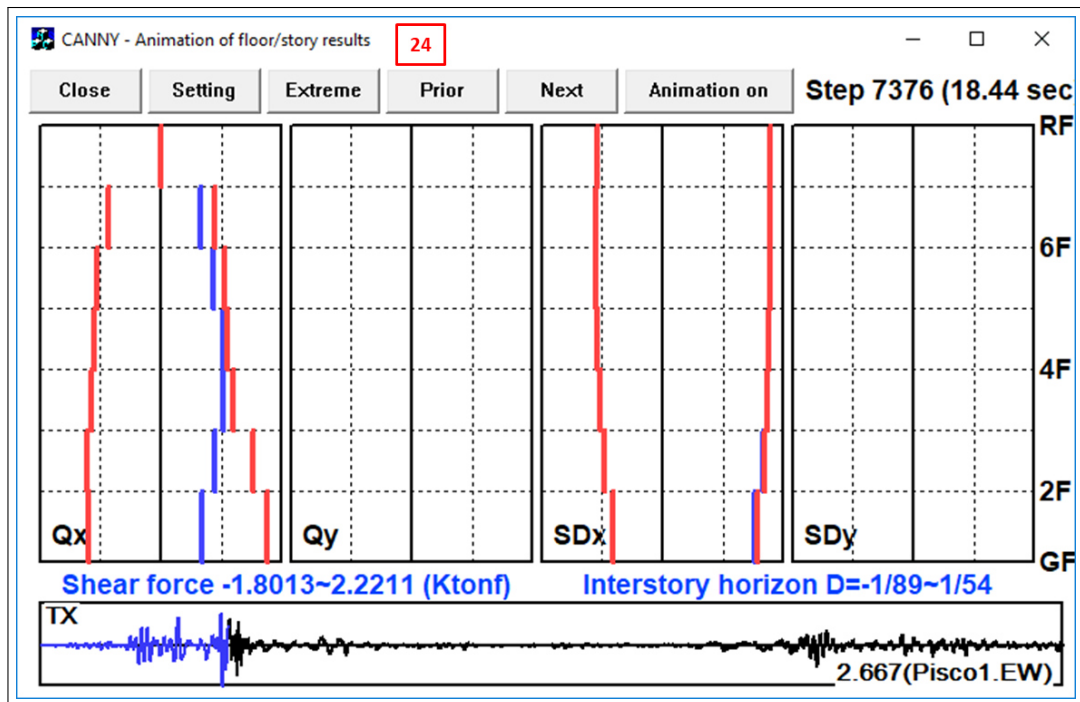


Figura 4.44: Resultados análisis dinámico no lineal 24-Acelerograma Pisco 2007<sup>8</sup>

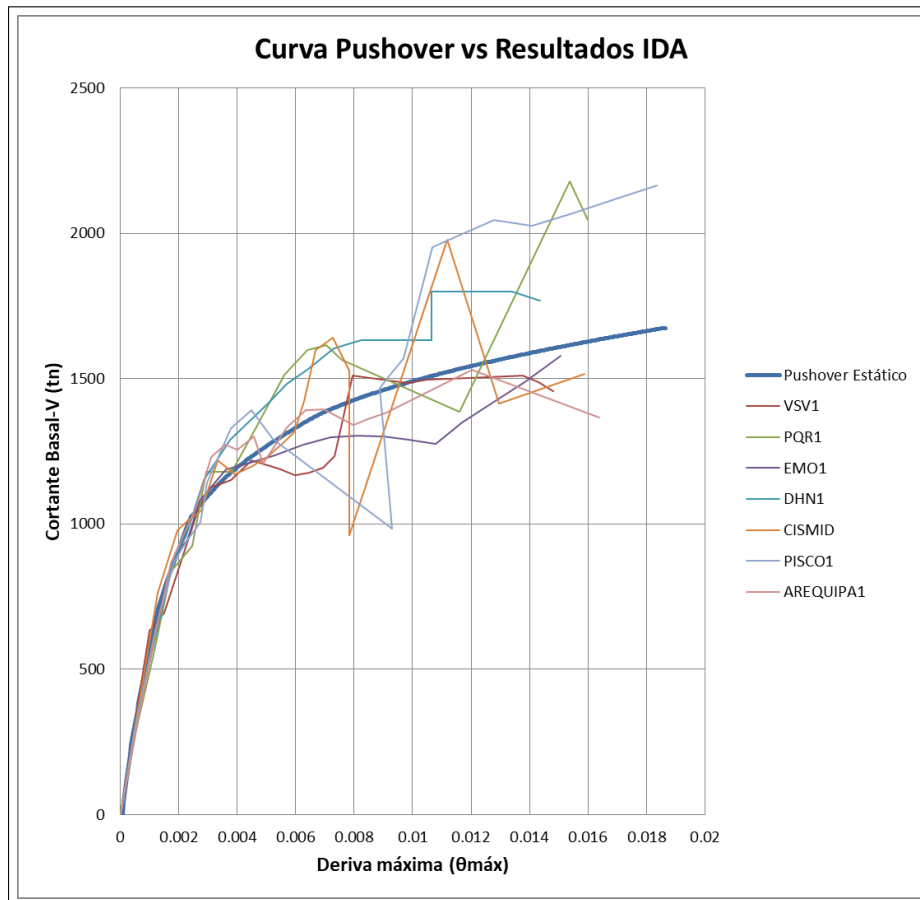


Figura 4.45: Resultados del IDA versus Pushover Estático

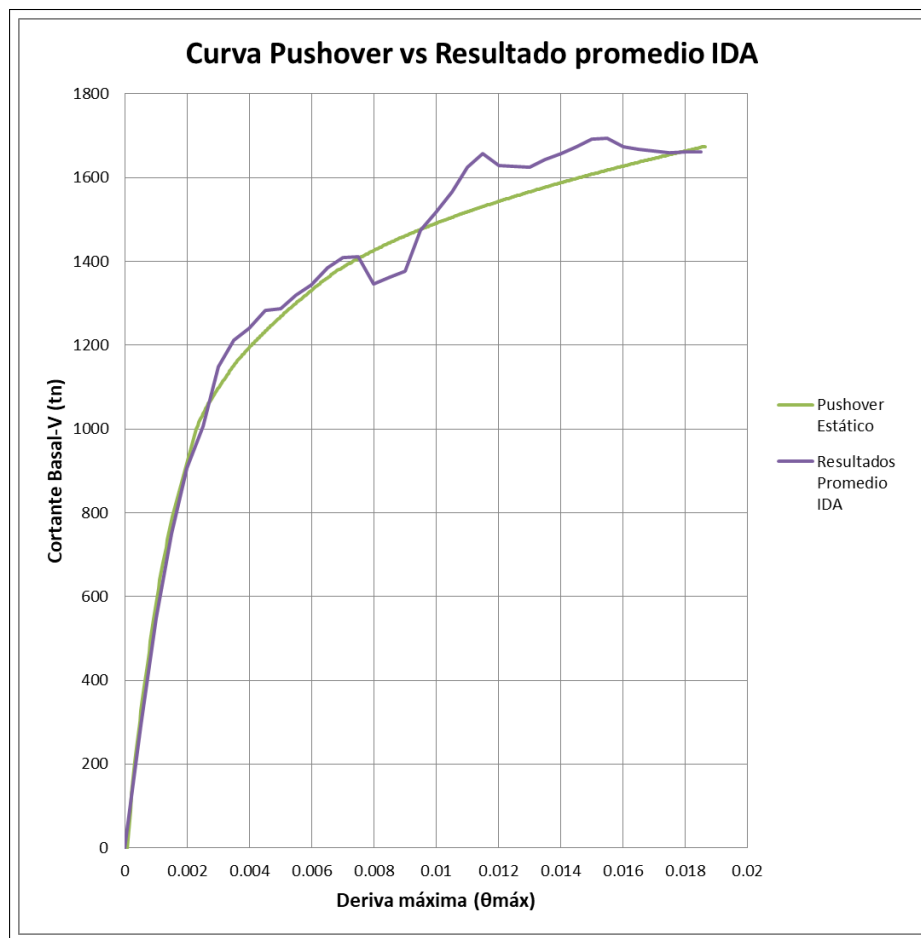


Figura 4.46: Resultado promedio del IDA versus Pushover estático

A continuación se construye los resúmenes de la curvas IDA's con los percentiles de 16 %, 50 % y 84 % de deriva de entrepiso dado una aceleración espectral,<sup>51</sup> ver figura 4.62

De acuerdo a lo indicado en 2.4.3, se construye la curva de fragilidad para los estados de daño: leve, moderado, severo y colapso con los resúmenes de las curvas IDA's, ver figura 4.63 y la tabla 4.18 muestra los datos para generar la curva de fragilidad para el estado de daño severo .

#### 4.4.2. Construcción de curvas de fragilidad para tabiques de drywall.

De acuerdo al estudio realizado por el Ing. Ángel San Bartolomé, los estados de daños de los muros de drywall son: para una aceleración de entrepiso (relativa) de

Cuadro 4.18: Curva de Fragilidad para el estado de Daño Severo en elementos estructurales

| Severo       |       |              |              |         |              |
|--------------|-------|--------------|--------------|---------|--------------|
| Sa-g         | P     | $\beta$ -RTR | $\beta$ -TOT | Sa-50 % | $\phi$       |
| <b>0.000</b> | 0.000 | 0.110        | 0.110        | 2.700   | <b>0.000</b> |
| <b>0.132</b> | 0.000 | 0.110        | 0.110        | 2.700   | <b>0.000</b> |
| <b>0.264</b> | 0.000 | 0.110        | 0.110        | 2.700   | <b>0.000</b> |
| <b>0.395</b> | 0.000 | 0.110        | 0.110        | 2.700   | <b>0.000</b> |
| <b>0.526</b> | 0.000 | 0.110        | 0.110        | 2.700   | <b>0.000</b> |
| <b>0.659</b> | 0.000 | 0.110        | 0.110        | 2.700   | <b>0.000</b> |
| <b>0.790</b> | 0.000 | 0.110        | 0.110        | 2.700   | <b>0.000</b> |
| <b>0.921</b> | 0.000 | 0.110        | 0.110        | 2.700   | <b>0.000</b> |
| <b>1.053</b> | 0.000 | 0.110        | 0.110        | 2.700   | <b>0.000</b> |
| <b>1.185</b> | 0.000 | 0.110        | 0.110        | 2.700   | <b>0.000</b> |
| <b>1.317</b> | 0.000 | 0.110        | 0.110        | 2.700   | <b>0.000</b> |
| <b>1.449</b> | 0.000 | 0.110        | 0.110        | 2.700   | <b>0.000</b> |
| <b>1.580</b> | 0.000 | 0.110        | 0.110        | 2.700   | <b>0.000</b> |
| <b>1.711</b> | 0.000 | 0.110        | 0.110        | 2.700   | <b>0.000</b> |
| <b>1.844</b> | 0.000 | 0.110        | 0.110        | 2.700   | <b>0.000</b> |
| <b>1.975</b> | 0.000 | 0.110        | 0.110        | 2.700   | <b>0.002</b> |
| <b>2.106</b> | 0.000 | 0.110        | 0.110        | 2.700   | <b>0.012</b> |
| <b>2.238</b> | 0.000 | 0.110        | 0.110        | 2.700   | <b>0.044</b> |
| <b>2.370</b> | 0.143 | 0.110        | 0.110        | 2.700   | <b>0.118</b> |
| <b>2.502</b> | 0.429 | 0.110        | 0.110        | 2.700   | <b>0.244</b> |
| <b>2.634</b> | 0.714 | 0.110        | 0.110        | 2.700   | <b>0.411</b> |
| <b>2.765</b> | 0.857 | 0.110        | 0.110        | 2.700   | <b>0.585</b> |
| <b>2.896</b> | 0.857 | 0.110        | 0.110        | 2.700   | <b>0.738</b> |
| <b>3.029</b> | 0.857 | 0.110        | 0.110        | 2.700   | <b>0.852</b> |
| <b>3.200</b> | 0.857 | 0.110        | 0.110        | 2.700   | <b>0.939</b> |

4.4. Curvas de Fragilidad Analíticas.

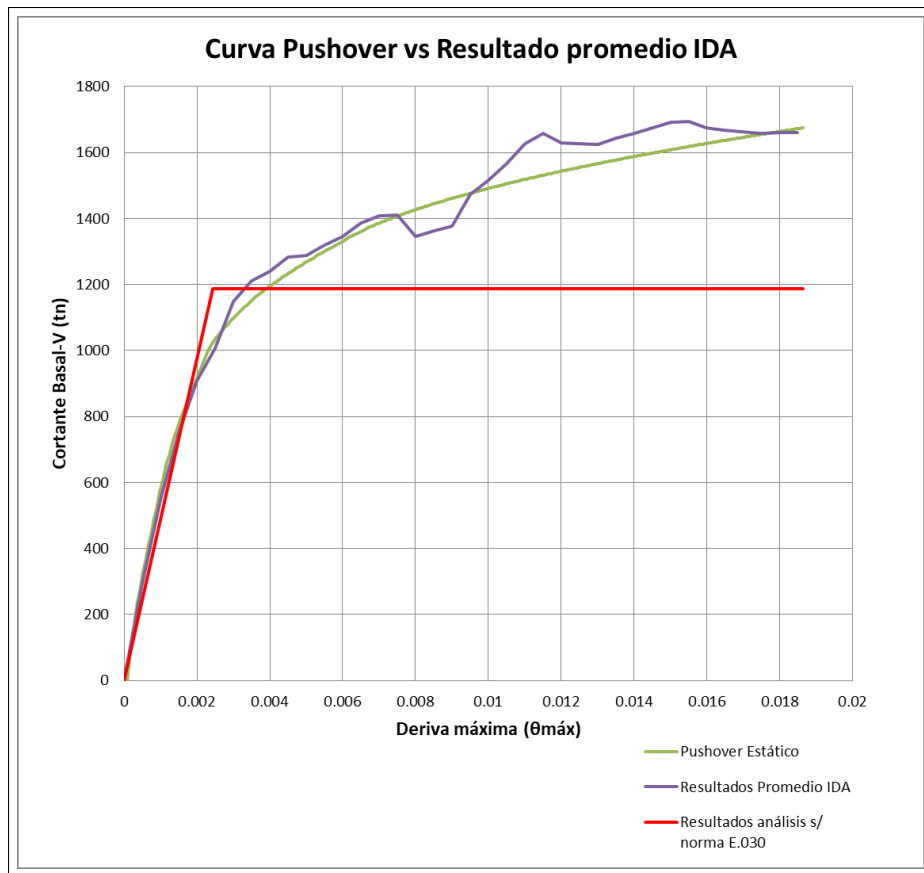


Figura 4.47: Resultado promedio del IDA, Pushover estático y resultados según norma E.030

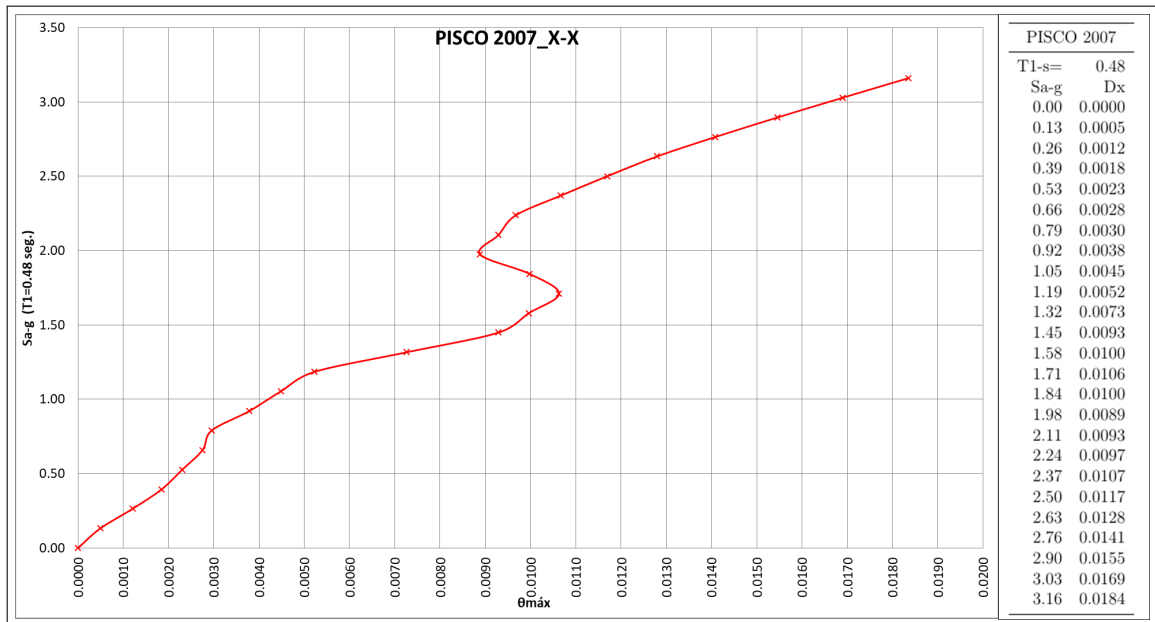


Figura 4.48: Curva IDA para el registro sísmico de Pisco 2007

#### 4.4. Curvas de Fragilidad Analíticas.

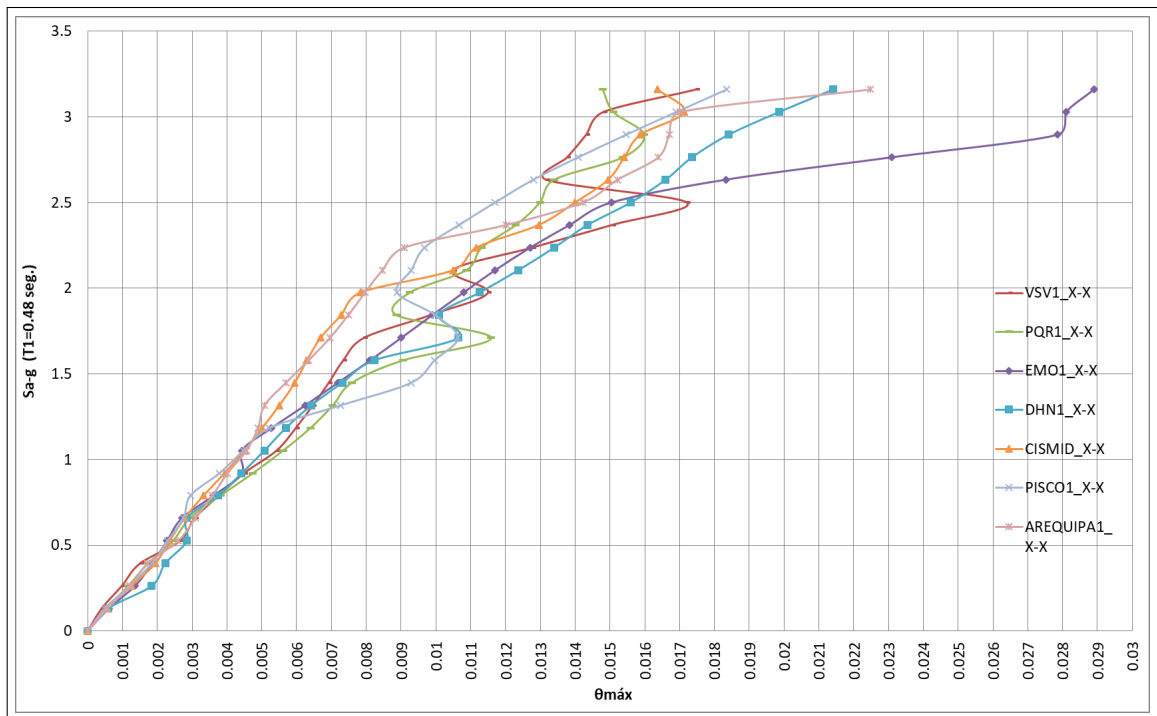


Figura 4.49: Curvas IDA para los elementos estructurales

0.40g se encuentra que la tubería de desagüe (embebida en el muro de drywall) sufre daño considerable en sus uniones. Para una aceleración de entropiso (relativa) de 1.20g el muro de drywall sufre el colapso.<sup>52</sup>

A continuación se construye los resúmenes de la curvas IDA's con los percentiles de 16%, 50% y 84% de aceleración relativa de entropiso dado una aceleración espectral,<sup>51</sup> ver figura 4.64

De acuerdo a lo indicado en 2.4.3, se construye la curva de fragilidad para los estados de daño: de instalaciones sanitarias y el muro de drywall propiamente dicho con los resúmenes de las curvas IDA's, ver figura 4.65.

Para estimar el desempeño sísmico del hospital, se estima los estados de daño para los elementos estructurales y tabiques de drywall, según la pseudo-aceleración espectral de la norma sismoresistente peruana E.030. Del cuadro 4.17, la pseudo-aceleración espectral (demanda sísmica),  $S_a = Z \cdot U = 0.30 \times 1.5 = 0.45g$ .

4.4. Curvas de Fragilidad Analíticas.

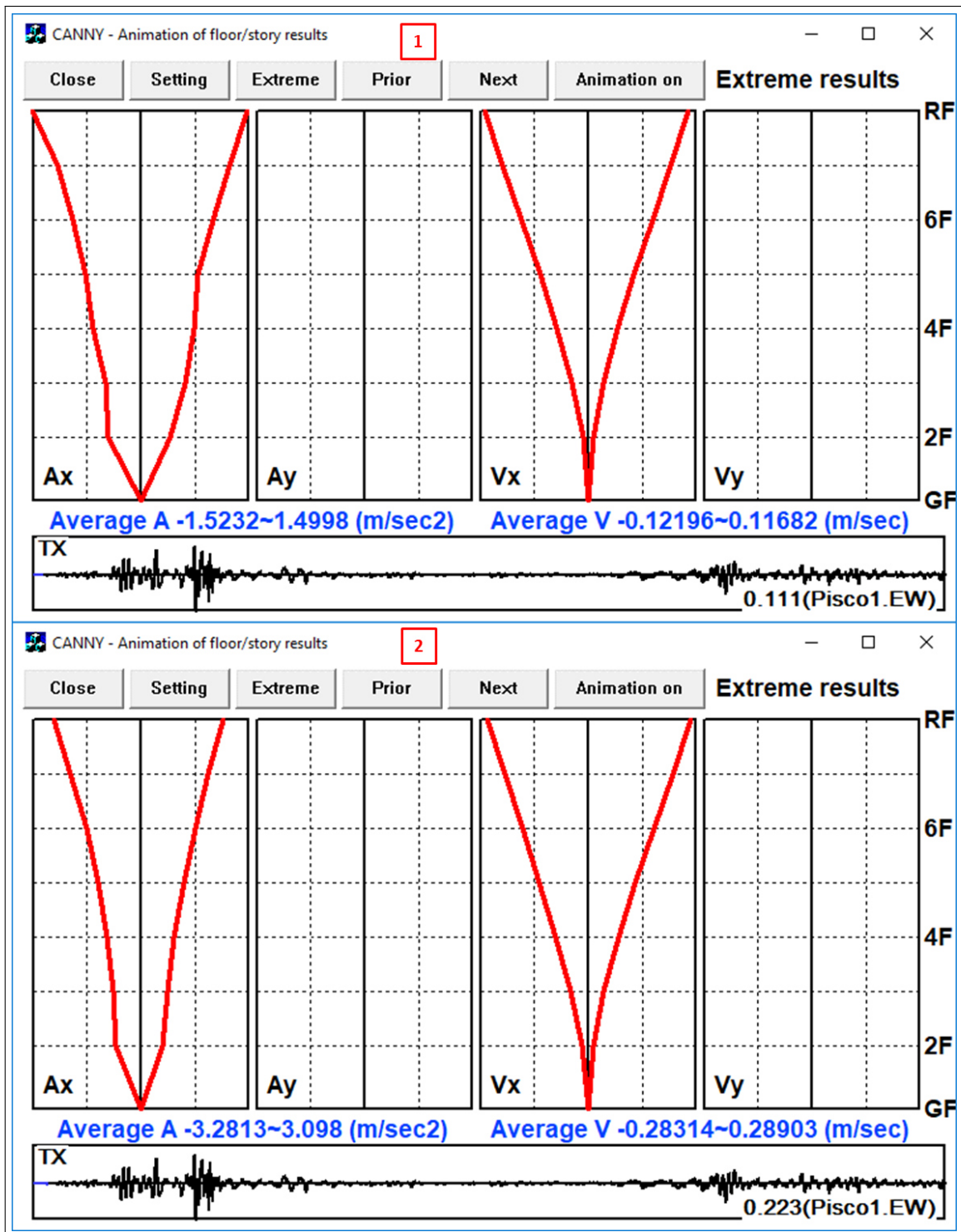


Figura 4.50: Resultados análisis dinámico no lineal 1 y 2-Aceleraciones y Velocidades de entrepiso-Acelerograma Pisco 2007<sup>8</sup>

De la figura 4.66 se tiene que para la demanda sísmica,  $S_a=1.58g$ , de la norma E.030 se tiene un 56 % de probabilidad de que el edificio exceda el estado de daño leve y un 0% de exceder el estado de daño: moderado, severo y colpaso. De la demanda

4.4. Curvas de Fragilidad Analíticas.

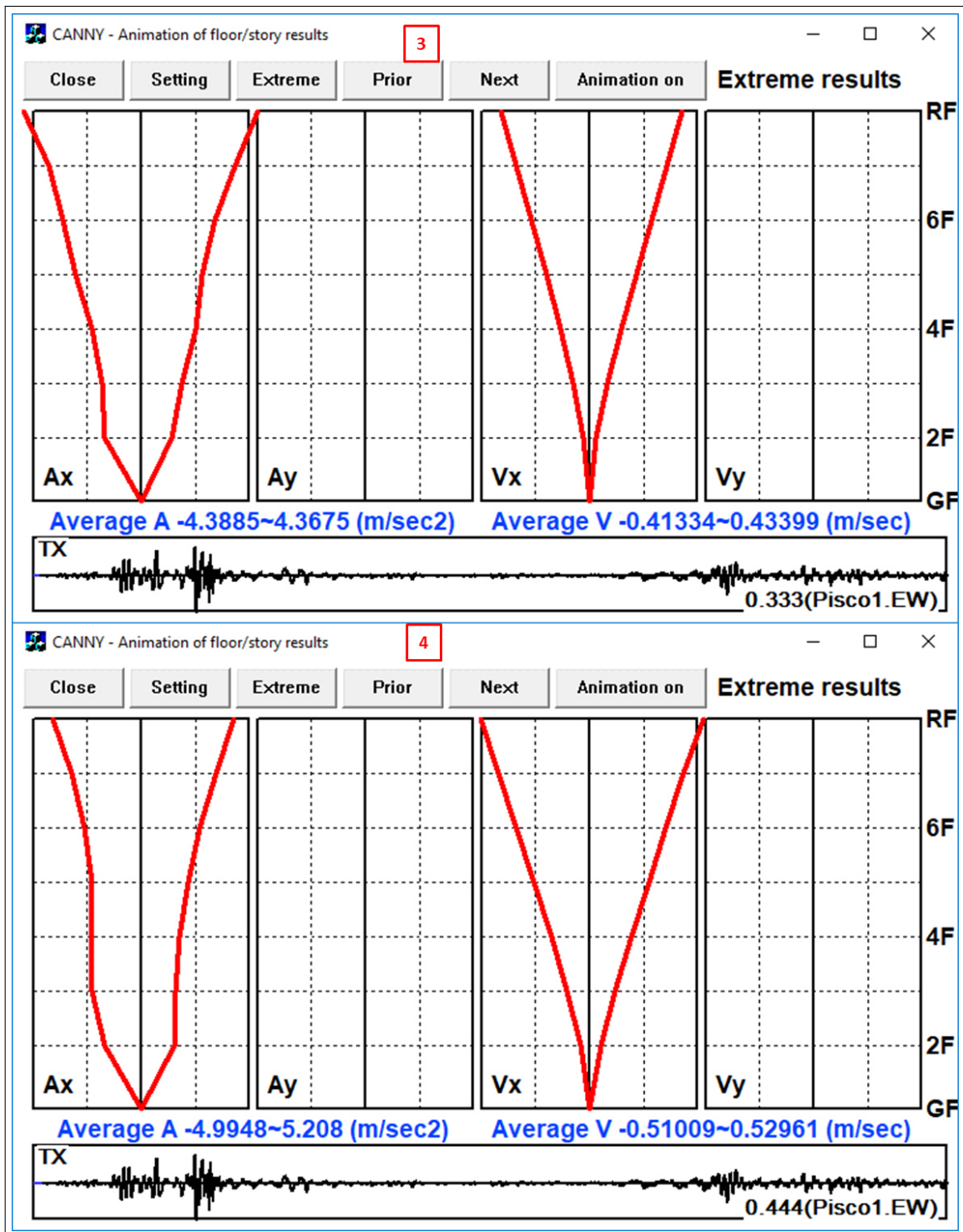


Figura 4.51: Resultados análisis dinámico no lineal 3 y 4-Aceleraciones y Velocidades de entrepiso-Acelerograma Pisco 2007<sup>8</sup>

sísmica,  $S_a=0.45g$ , de la norma E.030 se tiene un 100 % de probabilidad de exceder el estado de daño moderado y un 0% de exceder el estado de daño de colapso. En el cuadro 4.19 y 4.20 se resume el desempeño sísmico del hospital para elementos

4.4. Curvas de Fragilidad Analíticas.

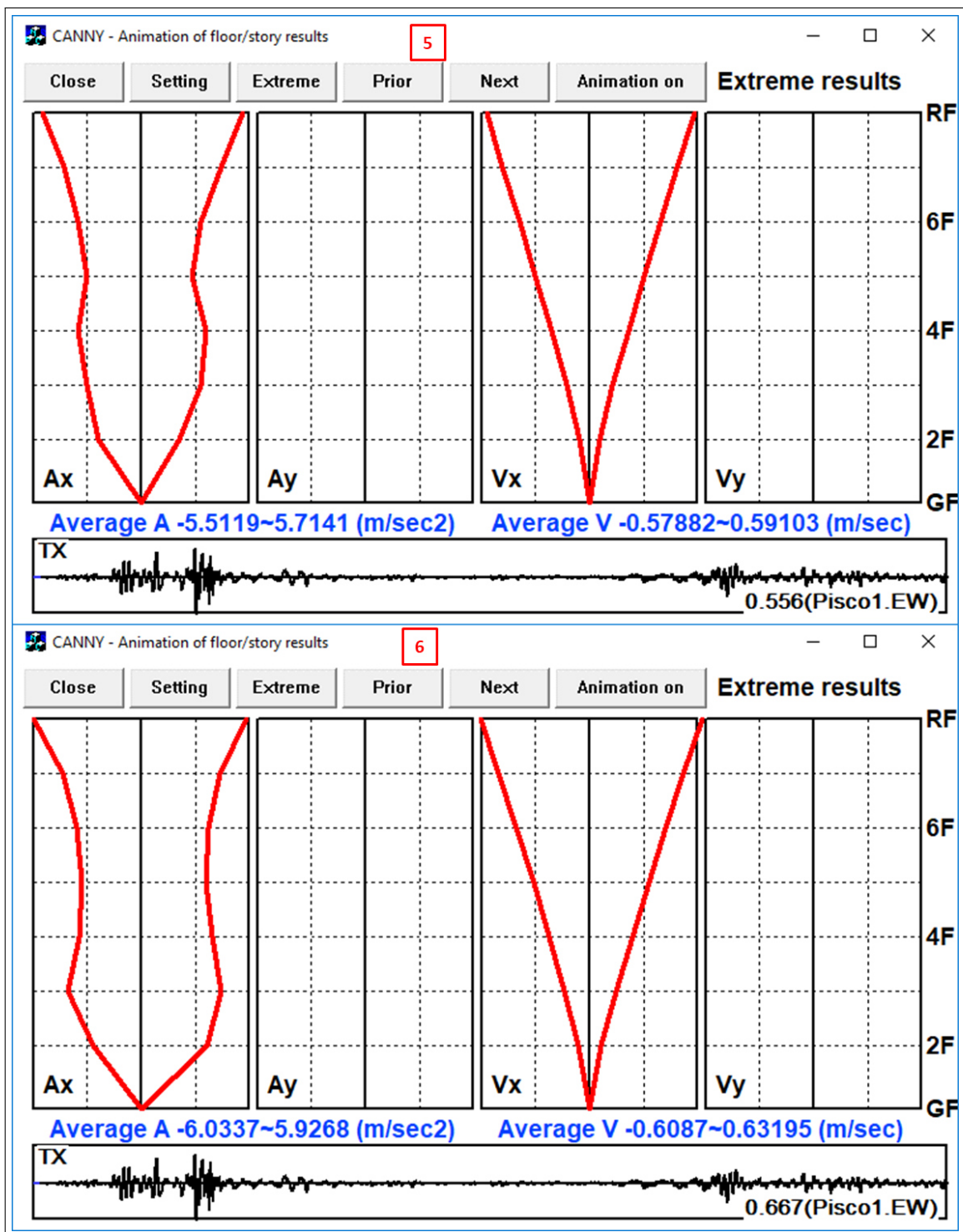


Figura 4.52: Resultados análisis dinámico no lineal 5 y 6-Aceleraciones y Velocidades de entrepiso-Acelerograma Pisco 2007<sup>8</sup>

estructurales y los tabiques de drywall.

4.4. Curvas de Fragilidad Analíticas.

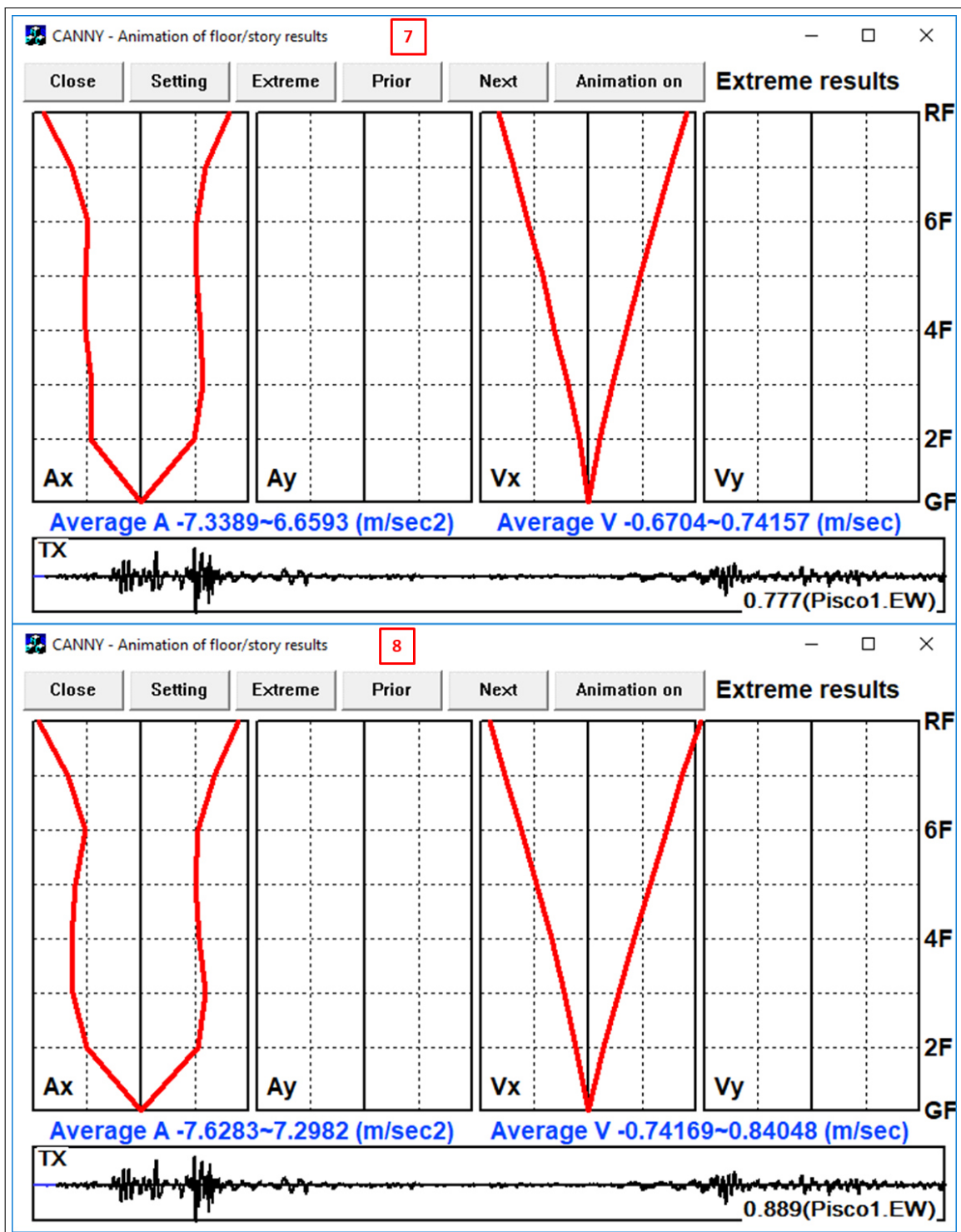


Figura 4.53: Resultados análisis dinámico no lineal 7 y 8–Aceleraciones y Velocidades de entrepisoAcelerograma Pisco 2007<sup>8</sup>

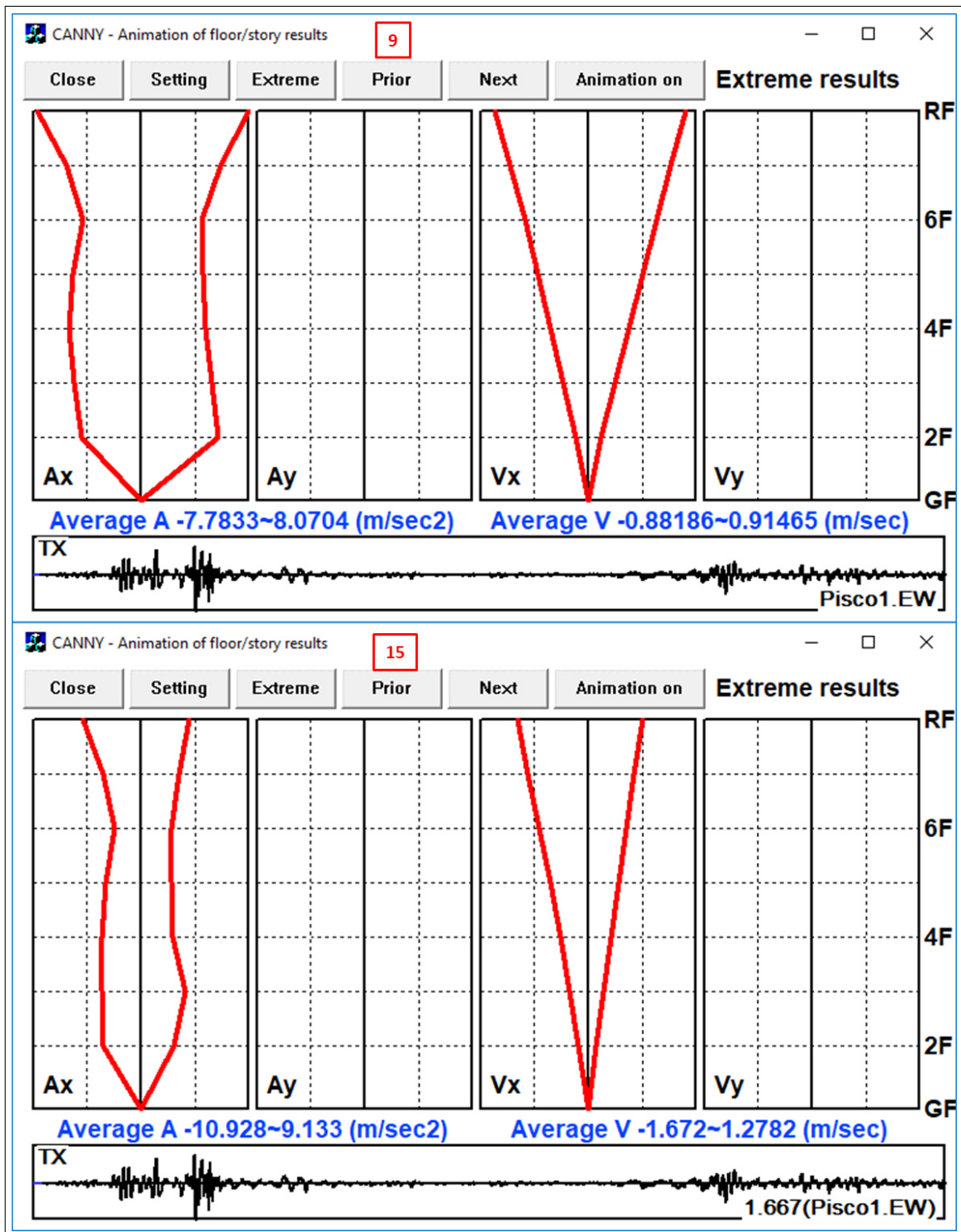


Figura 4.54: Resultados análisis dinámico no lineal 9 a 15-Aceleraciones y Velocidades de entrepiso-Acelerograma Pisco 2007<sup>8</sup>

#### 4.4.3. Aplicación de las curvas de fragilidad para la estimación del riesgo sísmico.

La frecuencia anual media de exceder un determinado estado de daño,  $\lambda_{DS}$  puede ser estimado usando la siguiente ecuación:<sup>51</sup>

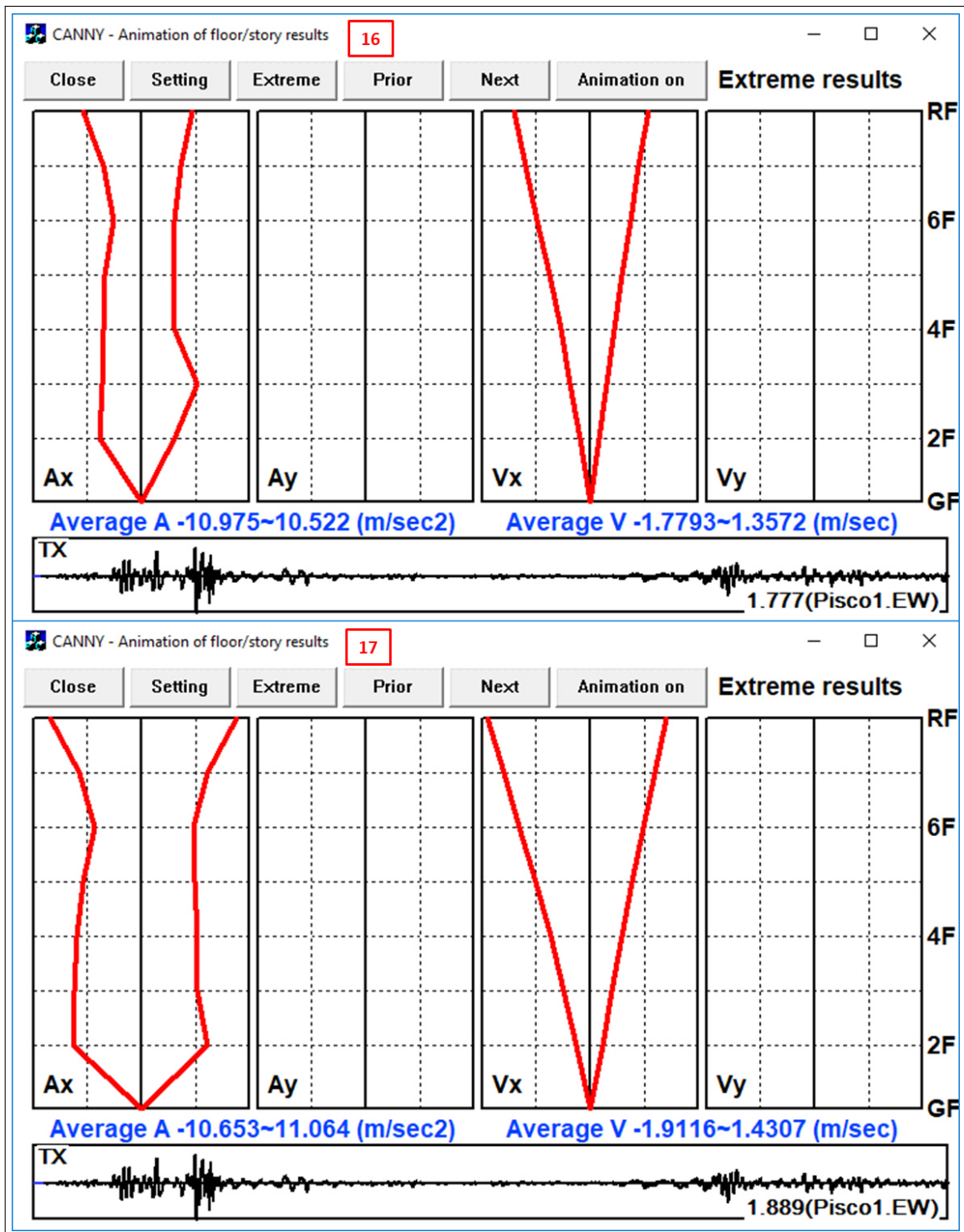


Figura 4.55: Resultados análisis dinámico no lineal 16 y 17-Aceleraciones y Velocidades de entrepiso-Acelerograma Pisco 2007<sup>8</sup>

$$\lambda_{DS} = \sum_{All\ Sa_i} [FR(Sa_i) - FR(Sa_{i-1})]H(Sa_i) \quad (4.4.1)$$

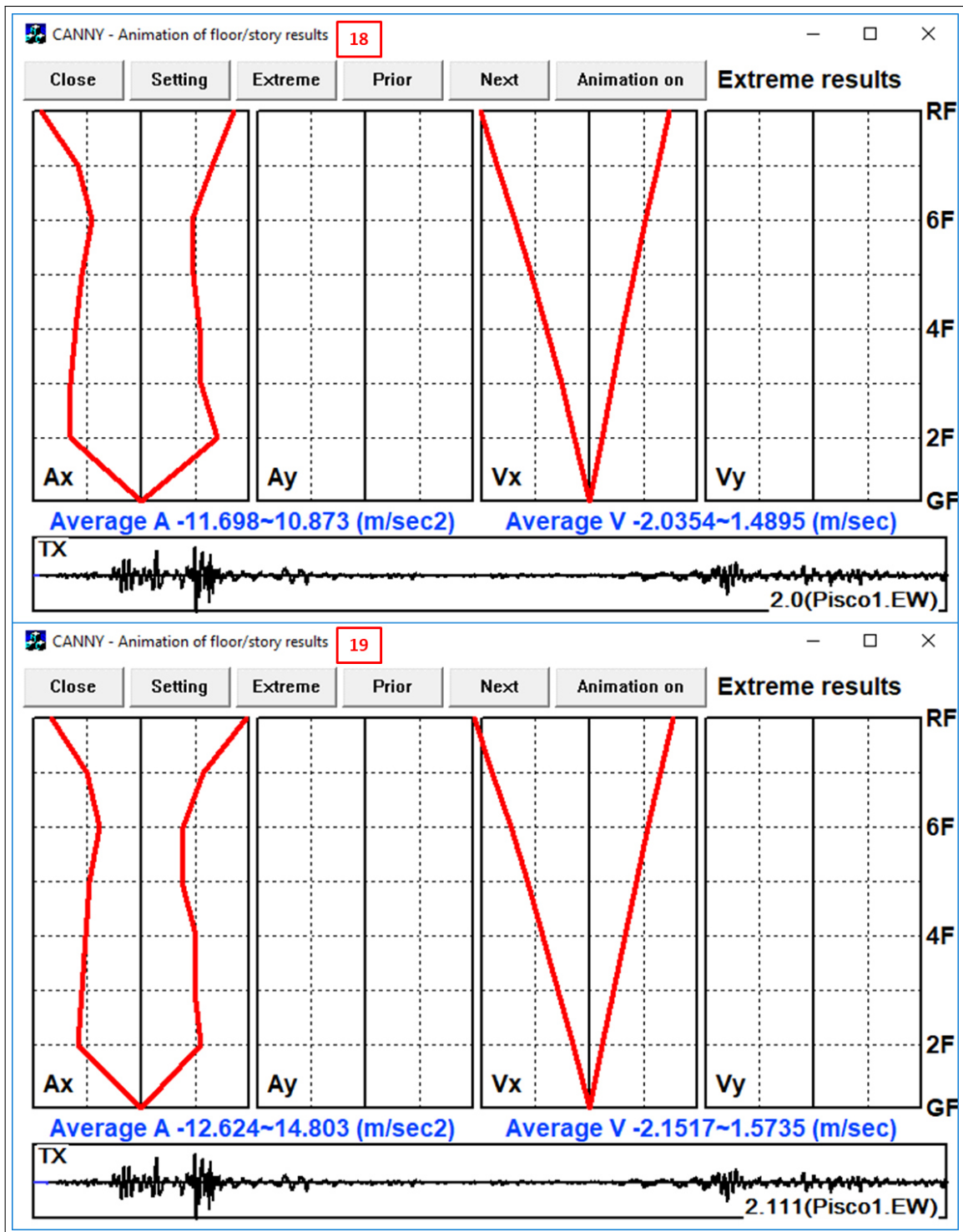


Figura 4.56: Resultados análisis dinámico no lineal 18 y 19-Aceleraciones y Velocidades de entrepiso-Acelerograma Pisco 2007<sup>8</sup>

Donde  $FR$  es la función de fragilidad para un determinado estado de daño (leve, moderado, severo y colapso),  $H(S_a)$  es la curva de peligro sísmico convencional asociada con la aceleración espectral  $S_a$ . En la figura 4.68 se muestra la curva de

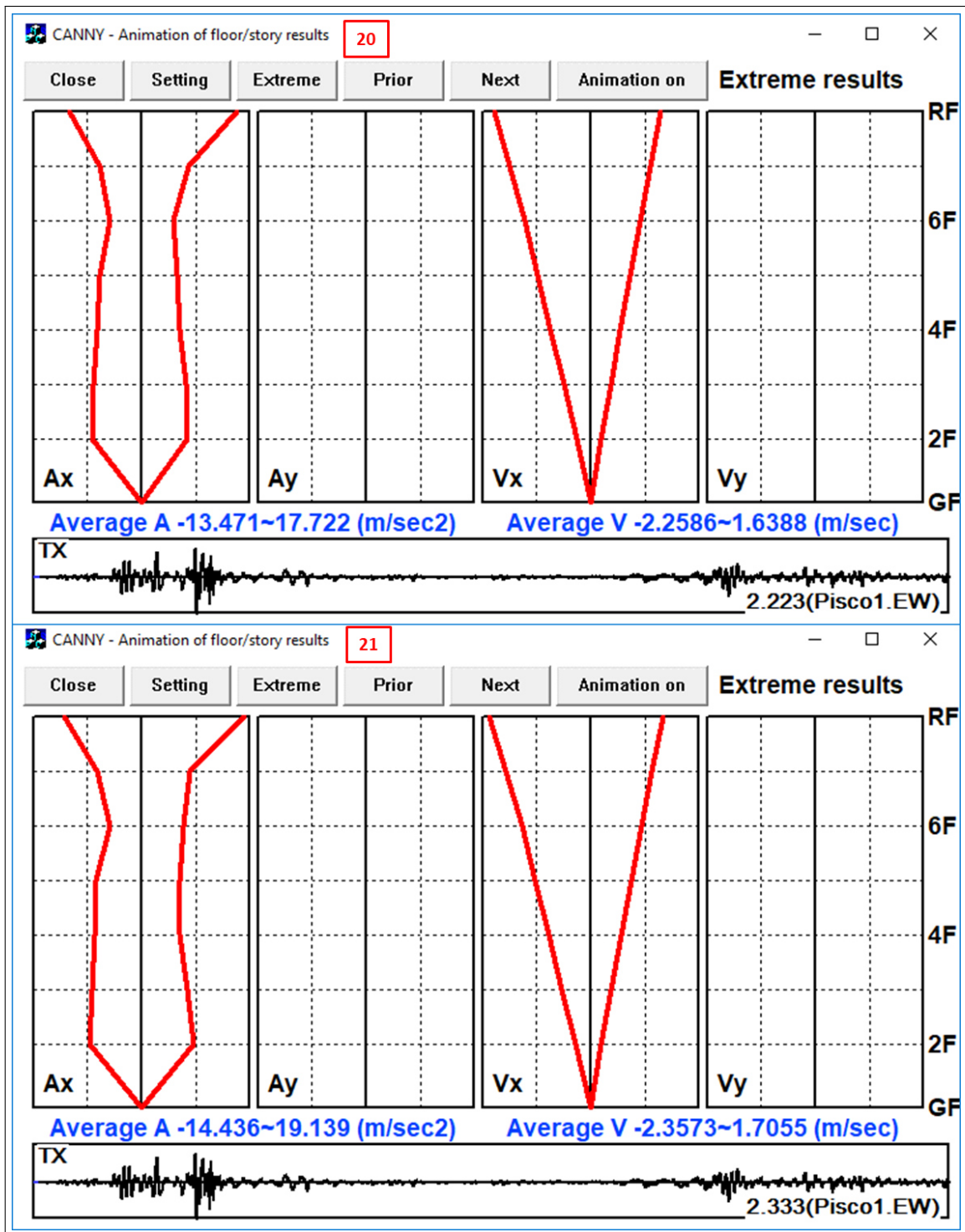


Figura 4.57: Resultados análisis dinámico no lineal 20 y 21-Aceleraciones y Velocidades de entrepiso-Acelerograma Pisco 2007<sup>8</sup>

peligro sísmico para la ubicación geográfica del Bloque D1 del Hospital Miguel Ángel Mariscal Llerena. Con las curvas de fragilidad y la curva de peligro sísmico se calcula  $\lambda_{DS}$  para cada estado de daño. La probabilidad de exceder un determinado

4.4. Curvas de Fragilidad Analíticas.

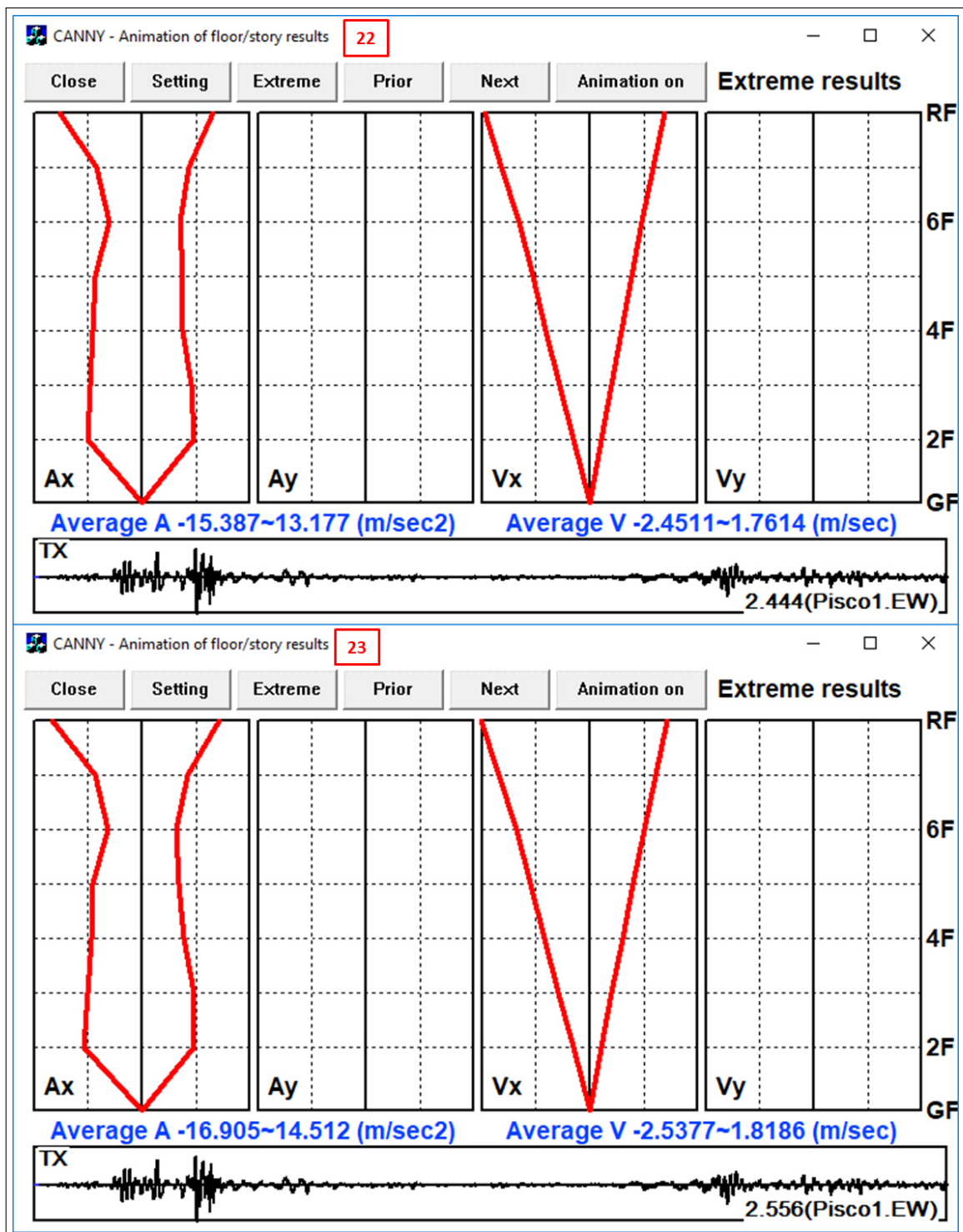


Figura 4.58: Resultados análisis dinámico no lineal 22 y 23-Aceleraciones y Velocidades de entrepiso-Acelerograma Pisco 2007<sup>8</sup>

estado de daño en los siguientes  $T$  años puede ser estimado usando la distribución de Poisson dada en la ecuación:

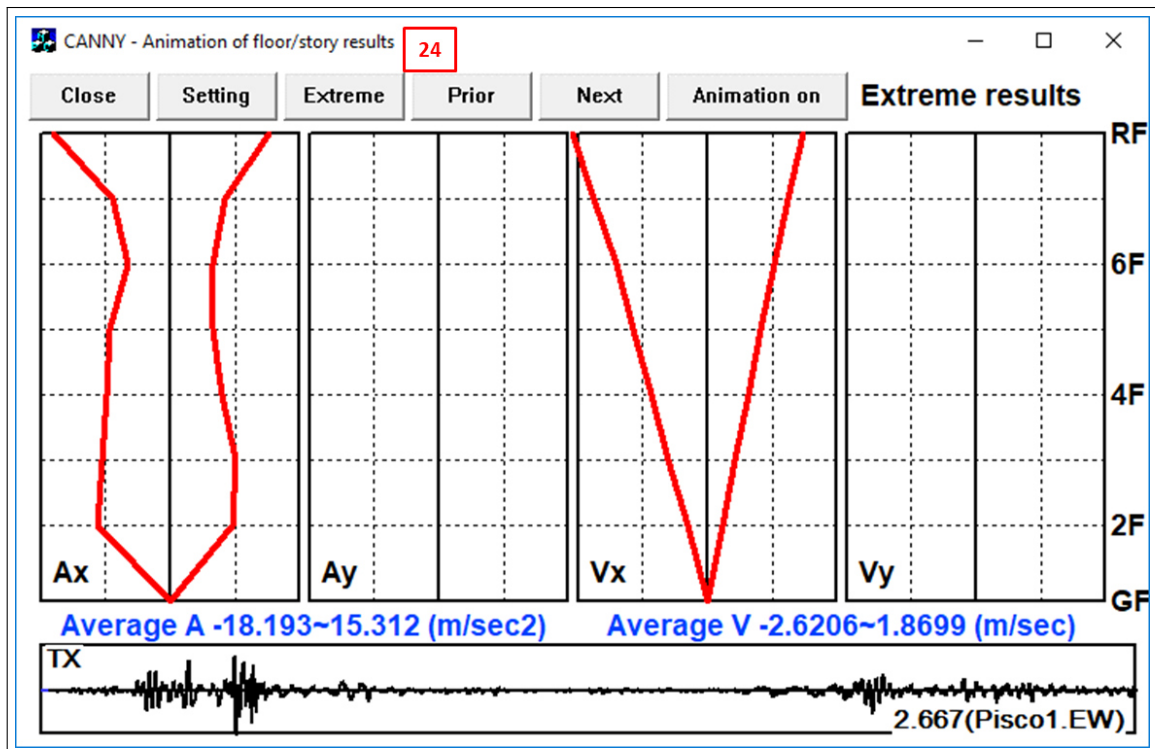


Figura 4.59: Resultados análisis dinámico no lineal 24-Aceleraciones y Velocidades de entrepiso-Acelerograma Pisco 2007<sup>8</sup>

Cuadro 4.19: Desempeño sísmico para elementos estructurales, según norma E.030

| Estado de Daño | Probabilidad de excedencia |
|----------------|----------------------------|
| Sin daño       | 87 %                       |
| Leve           | 13 %                       |
| Moderado       | 0 %                        |
| Severo         | 0 %                        |
| Colapso        | 0 %                        |

$$P(\text{de excedencia del estado de daño en } T \text{ años de exposición}) = 1 - \exp(-\lambda_{DS} \cdot T)$$

En los cuadros 4.21 y 4.22 y bbb se muestra los resultados de la frecuencia anual, el periodo de retorno de exceder cada estado de daño. También se muestra la probabilidad de excedencia de cada estado de daño para un tiempo de exposición de 50 años para elementos estructurales y tabiques de drywall.

Para calcular las pérdidas por sismo se debe asociar los estados de daño a factores de daño (FD), que permiten calcular un Factor de Daño Medio, FDM,<sup>54</sup> ver cuadro 4.23.

4.4. Curvas de Fragilidad Analíticas.

Cuadro 4.20: Desempeño sísmico para muros de drywall, según norma E.030

| Estado de Daño | Probabilidad de excedencia |
|----------------|----------------------------|
| Sin daño       | 0 %                        |
| En IISS        | 81 %                       |
| Colapso        | 9 %                        |

Cuadro 4.21: Frecuencia anual de excedencia, periodo de retorno, probabilidad de excedencia en 50 años para elementos estructurales.

| Estado de daño | Frecuencia anual media | Tr-años | Probalidad de excedencia en 50 años |
|----------------|------------------------|---------|-------------------------------------|
| Leve           | 0.000642               | 1557    | 3.2 %                               |
| Moderado       | 0.000304               | 3295    | 1.5 %                               |
| Severo         | 0.000235               | 4255    | 1.2 %                               |
| Colapso        | 0.000183               | 5451    | 0.9 %                               |

Cuadro 4.22: Frecuencia anual de excedencia, periodo de retorno, probabilidad de excedencia en 50 años para muros de drywall.

| Estado de daño | Frecuencia anual media | Tr-años | Probalidad de excedencia en 50 años |
|----------------|------------------------|---------|-------------------------------------|
| IISS           | 0.007889               | 127     | 32.6 %                              |
| Colapso        | 0.000378               | 2648    | 1.9 %                               |

Cuadro 4.23: Factores de daño para cada estado de daño

| Estado de daño | Factor de daño (FD) |
|----------------|---------------------|
| Leve           | 5 %                 |
| Moderado       | 20 %                |
| Severo         | 65 %                |
| Colapso        | 100 %               |

#### 4.4. Curvas de Fragilidad Analíticas.

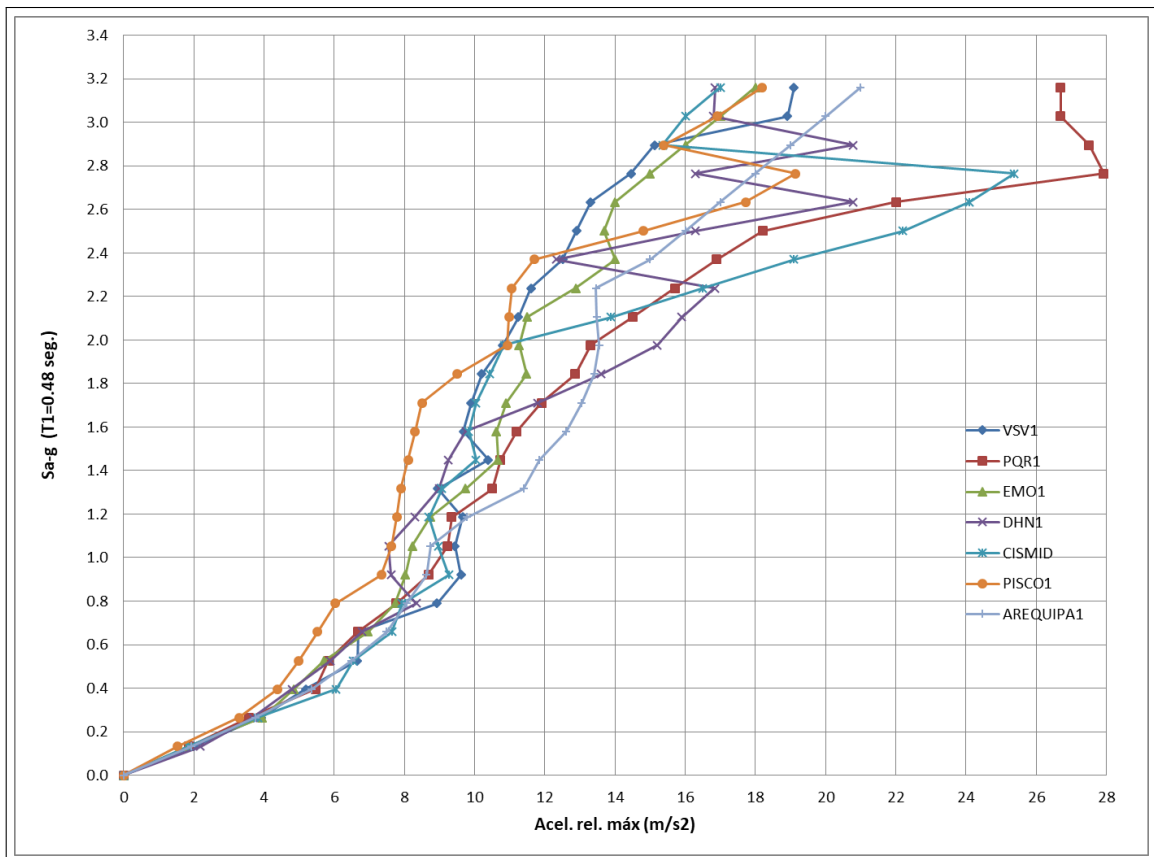


Figura 4.60: Curvas IDA para los tabiques de Drywall

Considerando el bloque D1 del Hospital de 5458m<sup>2</sup> de área construida y cuyo costo de reposición es de aproximadamente  $US\$290/m^2$ , se estima un costo de reparación de su estructura ante una exposición de 50 años al peligro sísmico de la zona es  $2,13\% \times 5458m^2 \times US\$290/m^2 = US\$ 33,786$ .

Considerando el bloque D1 del Hospital de 5458m<sup>2</sup> de área construida y cuyo costo de reposición de los muros de drywall e instalaciones sanitarias es de aproximadamente  $US\$21/m^2$ , se estima un costo de reparación ante una exposición de 50 años al peligro sísmico de la zona es  $8,39\% \times 5458m^2 \times US\$21/m^2 = US\$ 9,853$ .

En los cuadros 4.24 y 4.25 se muestra el resumen de las pérdidas por sismo encontradas para los elementos estructurales del Hospital y muros de drywall.

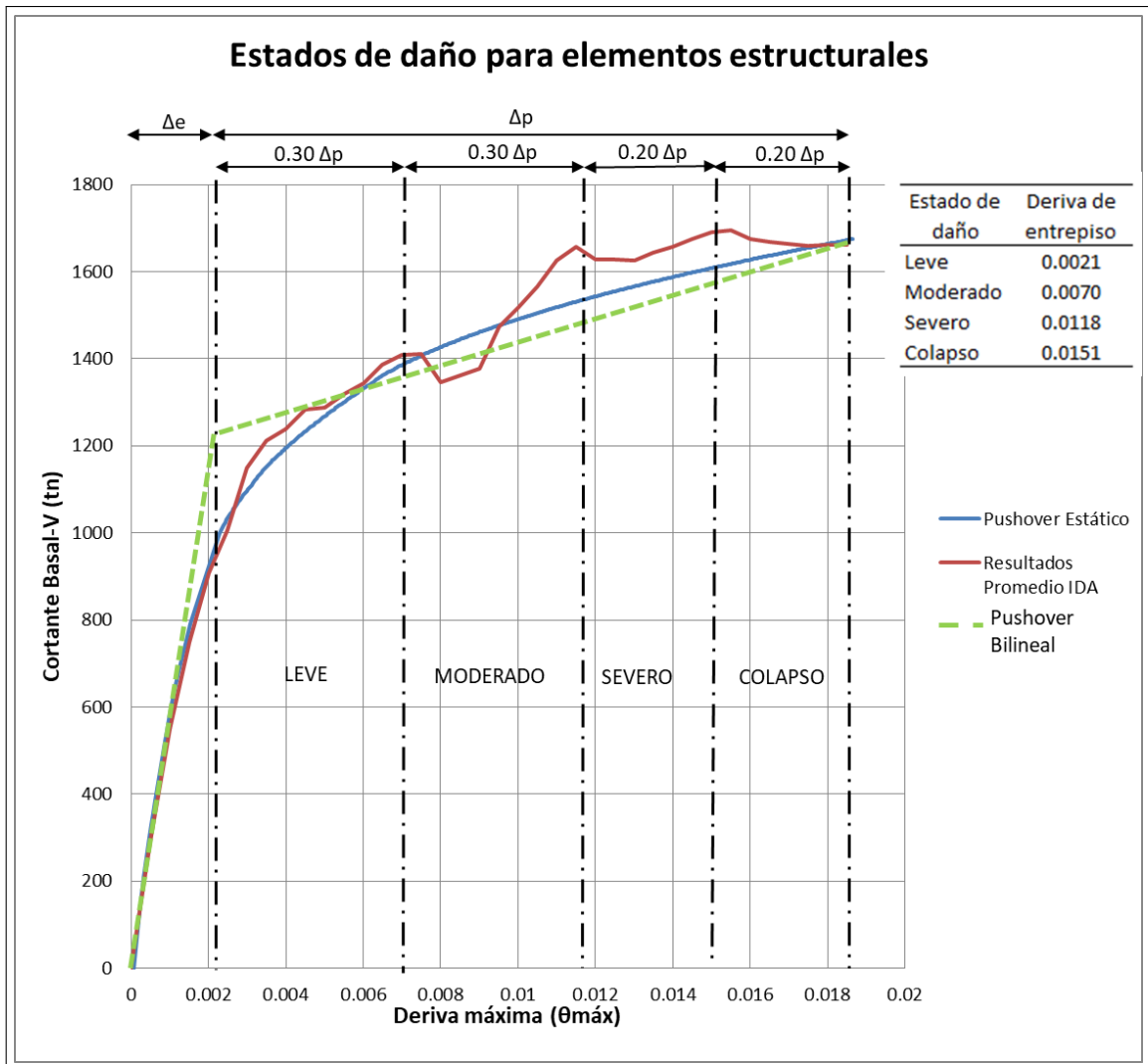


Figura 4.61: Estados de Daño para elementos estructurales

Cuadro 4.24: Pérdida por sismo para elementos estructurales

| Estado de daño | Prob. exce. en 50 años (P) | Factor de daño (FD) | P x FD       | Costo de reparación (\\$) |
|----------------|----------------------------|---------------------|--------------|---------------------------|
| Leve           | 3.2 %                      | 5 %                 | 0.2 %        | 2,504                     |
| Moderado       | 1.5 %                      | 20 %                | 0.3 %        | 4,775                     |
| Severo         | 1.2 %                      | 65 %                | 0.8 %        | 12,035                    |
| Colapso        | 0.9 %                      | 100 %               | 0.9 %        | 14,472                    |
|                |                            |                     | <b>2.1 %</b> | <b>33,786</b>             |

#### 4.4. Curvas de Fragilidad Analíticas.

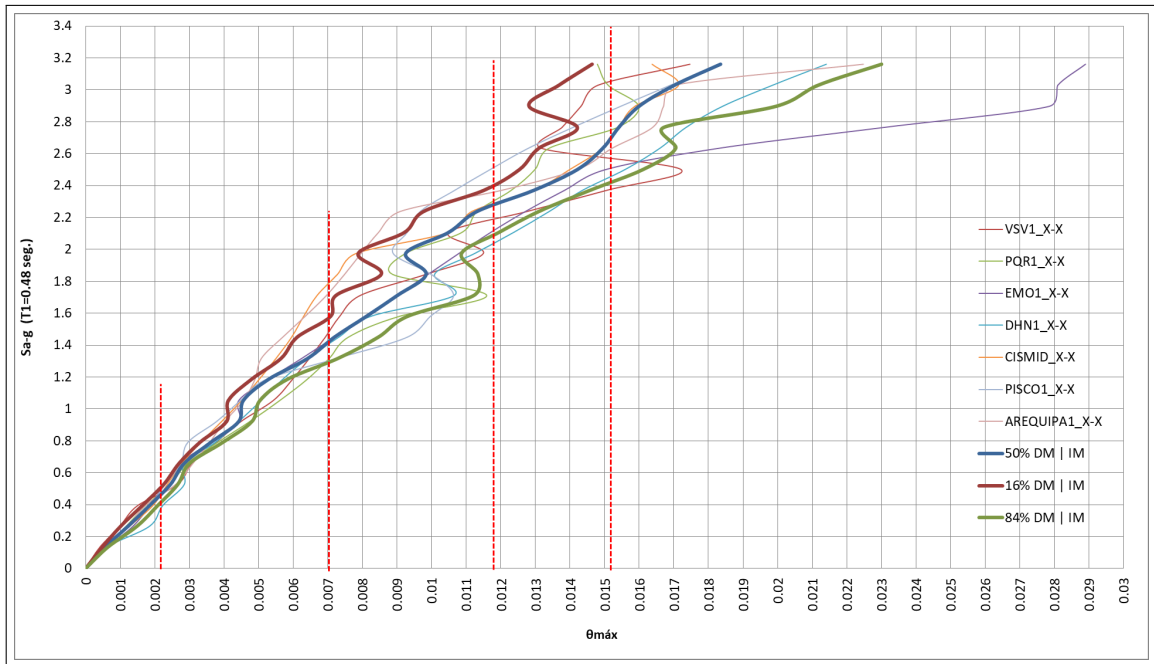


Figura 4.62: Resumen de resultados IDA al 16 %, 50 % y 84 % para elementos estructurales

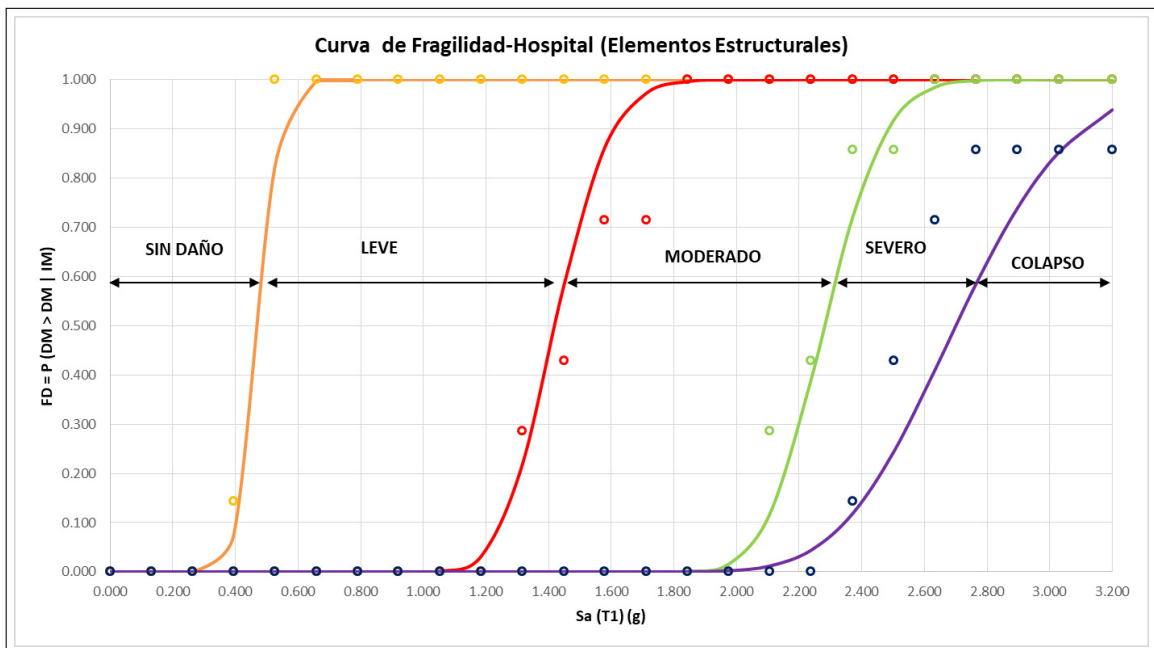


Figura 4.63: Curva de fragilidad para elementos estructurales

#### 4.4. Curvas de Fragilidad Analíticas.

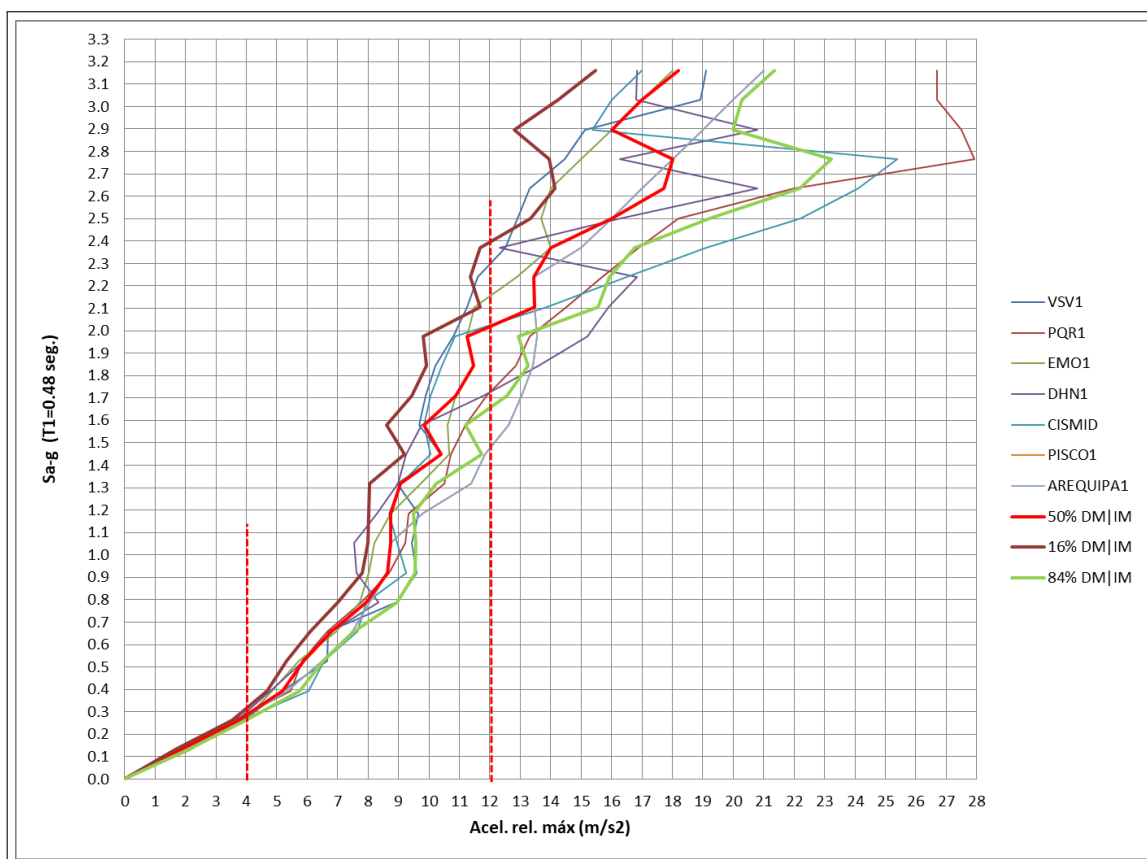


Figura 4.64: Resumen de resultados IDA al 16%, 50% y 84% para tabiquería de drywall

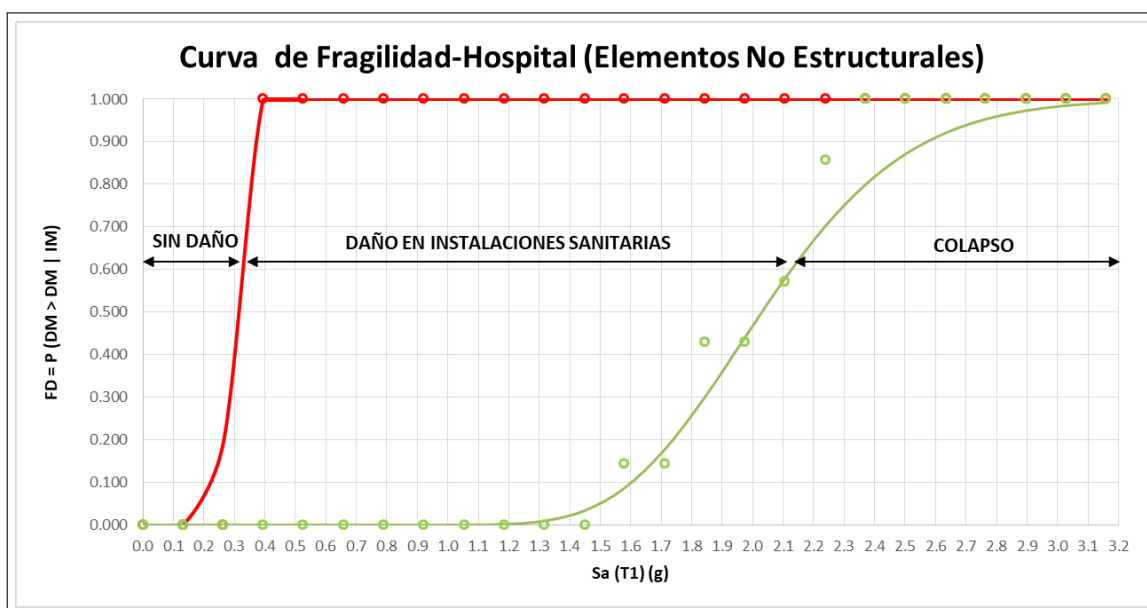


Figura 4.65: Curva de fragilidad para tabiques de drywall

4.4. Curvas de Fragilidad Analíticas.

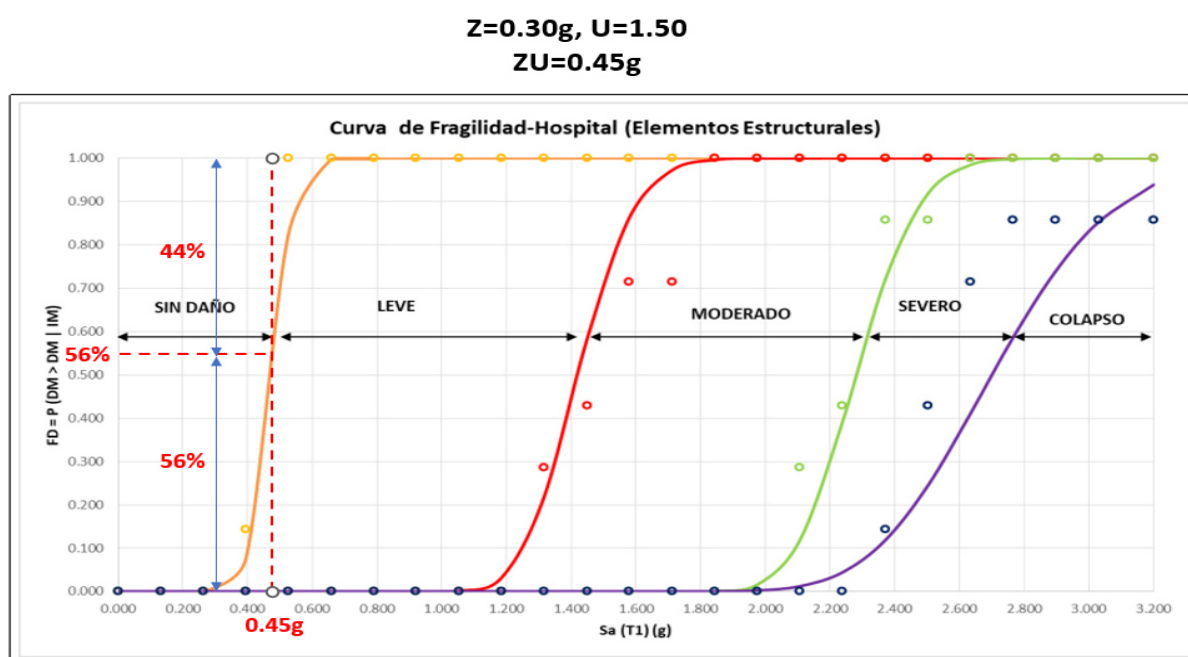


Figura 4.66: Desempeño sísmico en las curvas de fragilidad, según Norma E.030

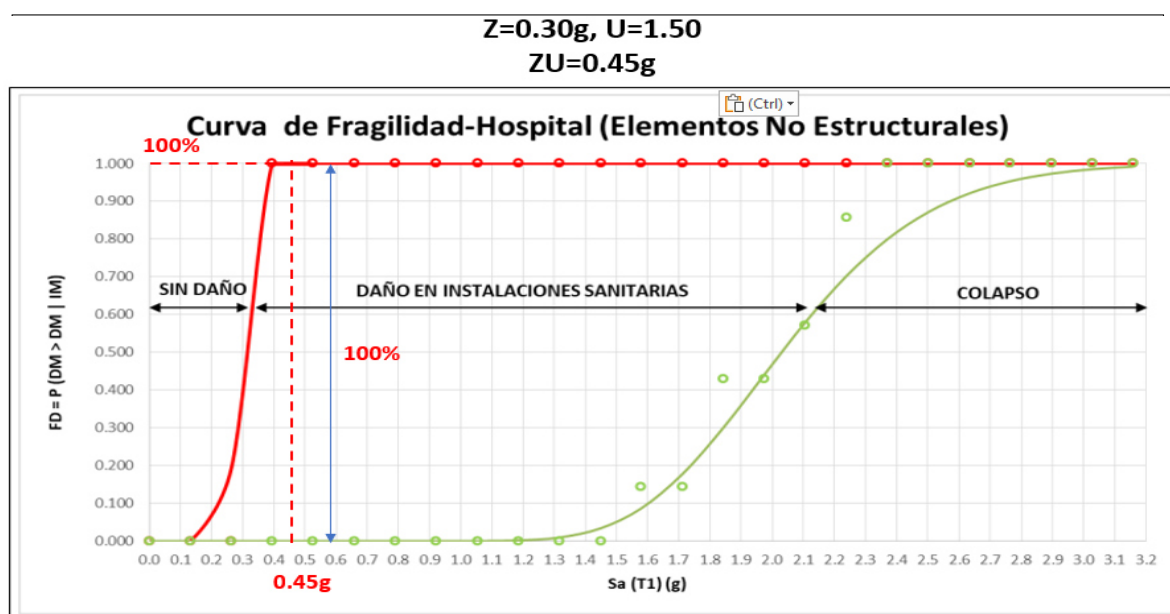


Figura 4.67: Desempeño sísmico en las curvas de fragilidad, según Norma E.030

Cuadro 4.25: Pérdida por sismo para muros de drywall

| Estado de daño | P exce. En 50 años (P) | Factor de daño (FD) | P x FD       | Costo de reparación (\\$) |
|----------------|------------------------|---------------------|--------------|---------------------------|
| IISS           | 32.6 %                 | 20 %                | 6.5 %        | 7,446                     |
| Colapso        | 1.9 %                  | 100 %               | 1.9 %        | 2,136                     |
|                |                        |                     | <b>8.4 %</b> | <b>9,583</b>              |

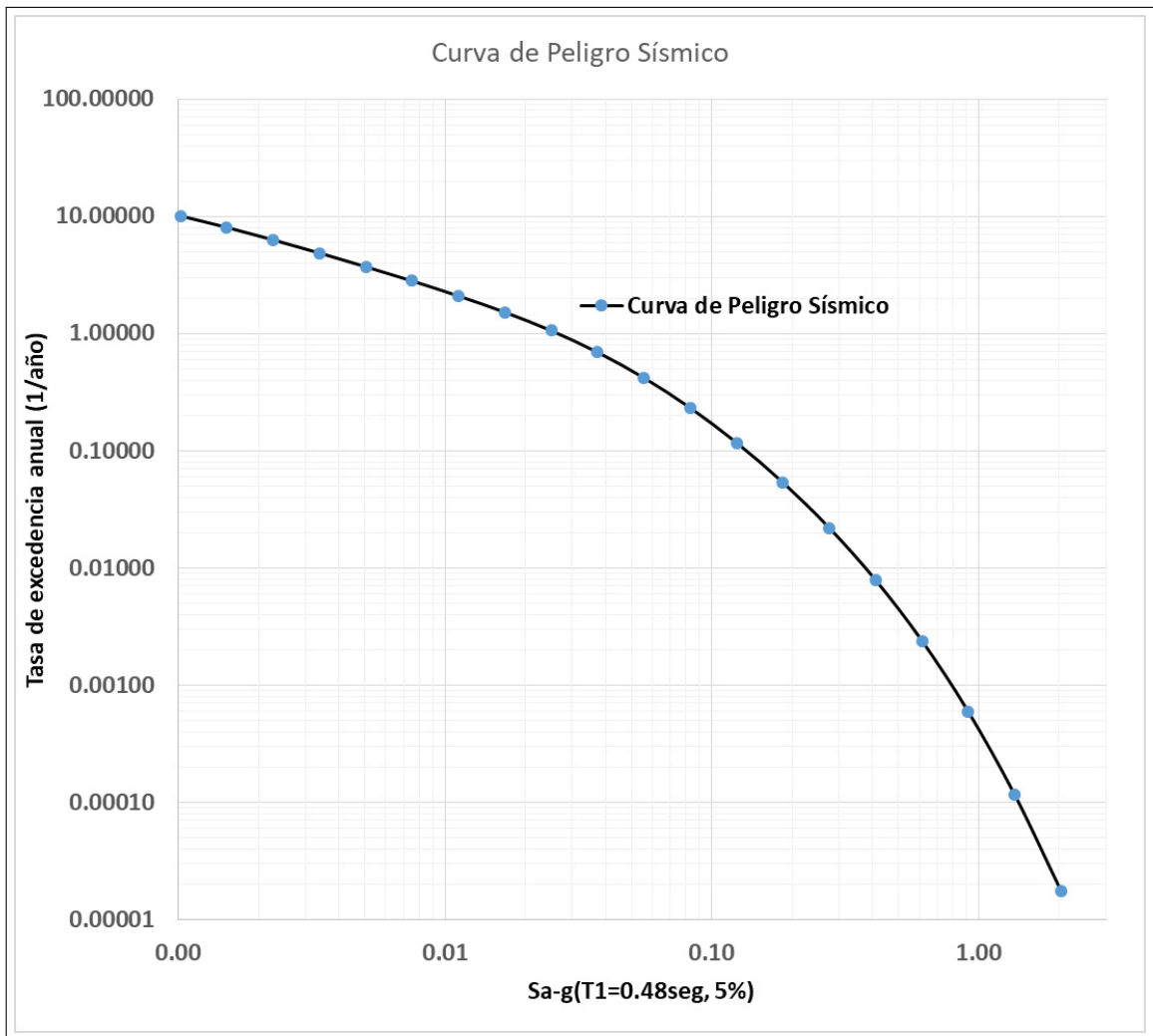


Figura 4.68: Curva de Peligro Sísmico

# Capítulo 5

## Conclusiones

- Este trabajo demuestra que las curvas IDA permiten estimar razonablemente bien el comportamiento no lineal (derivadas y aceleraciones de entrepiso) de los elementos estructurales y no estructurales (muros de drywall), del bloque D1 del hospital, frente a un grupo de siete registros sísmicos debidamente seleccionados y escalados.
- En el capítulo 4.3.3, se demuestra que las curvas IDA (Análisis Dinámico Incremental) pueden validarse mediante la comparación en el campo Pushover y en el campo de la norma sismoresistente peruana E.030.
- Una de las desventajas del análisis dinámico incremental (IDA), es el tiempo de ejecución. En promedio se realizaron 168 análisis dinámicos no lineales en aproximadamente 12 horas.
- Para tomar en cuenta la variabilidad de los parámetros estructurales, se ha considerado el comportamiento hysterético del acero de refuerzo y el comportamiento elástoplástico del concreto confinado (núcleo de concreto) y no confinado (recubrimiento) debidamente calibrados en ensayos de laboratorio de Nueva Zelanda (Kelly<sup>38</sup>) y Estados Unidos (Abbasi,<sup>28</sup> Scott<sup>37</sup> y Yassin<sup>33</sup>). Tanto para el comportamiento hysterético y elástoplástico del acero y el concreto, respectivamente, se modelaron mediante el método de las fibras y están implementadas en el programa Canny 3D.
- Para tomar en cuenta la variabilidad en los parámetros sísmicos se utiliza un

grupo de siete registros sísmicos sintéticos debidamente seleccionados y escalados. Todas las señales corresponden a un mismo espectro de diseño de la norma sismoresistente peruana E.030 La curva de fragilidad para cada estado de daño (leve, moderado, severo o colapso) son generados a partir de los resúmenes de las curvas IDA: 50 % DM|IM (mediana de DM-daño-dado una intensidad-IM) y los percentiles 16 % de DM|IM, 84 % de DM|IM.

- Se estima el desempeño sísmico de las estructuras del Bloque D1 del hospital, mediante las curvas de fragilidad. Se considera una aceleración espectral de diseño de la norma sismoresistente peruana E.030, para análisis dinámico no lineal, el cual es 0.45g ( $Z=0.30$ ,  $U=1.5$ ,  $R=1$ ). Se encuentra que para dicha aceleración espectral se tiene una probabilidad de un 56 % que el edificio exceda el daño leve y de 0 % de exceder el estado de daño: moderado, severo y colapso. Es decir que para el objetivo de desempeño de la norma E.030, el bloque D1 del hospital tendrá una alta probabilidad de no tener daño en sus estructuras, el cual cumple con el objetivo de la norma E.030.
- Se estima el desempeño sísmico de los muros de drywall del Bloque D1 del hospital, mediante las curvas de fragilidad. Se considera una aceleración espectral de diseño de la norma sismoresistente peruana E.030, para análisis dinámico no lineal, el cual es 0.45g ( $Z=0.30$ ,  $U=1.5$ ,  $R=1$ ). Se encuentra que para dicha aceleración espectral se tiene una probabilidad de exceder el estado de daño moderado (daño en Instalaciones Sanitarias) de 10 % y de exceder el estado de daño de colapso en un 0 %. Es decir que para el objetivo de desempeño de la norma E.030, el bloque D1 del hospital tendrá una alta probabilidad de daño moderado, el cual no cumple con el objetivo de la norma E.030.
- La aplicación más importante de las curvas de fragilidad, es que con la curva de peligro sísmico se puede determinar el riesgo sísmico del bloque D1 del hospital frente aun escenario sísmico al que estará sometido durante su vida útil.
- En el capítulo 4.4.3, se muestra la curva de peligro sísmico y las curvas de fragilidad para estimar el riesgo sísmico del Bloque D1 del hospital. Para elementos

## CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES

estructurales se estima que para la vida útil de 50 años del Bloque D1 del hospital se espera una probabilidad de exceder el estado de daño leve, moderado, severo, y de colapso en 3.16 %, 1.51 %, 1.17 %, 0.91 %, respectivamente.

- En el capítulo 4.4.3, se estima que para la vida útil de 50 años del Bloque D1 del Hospital, la probabilidad de exceder el estado de daño moderado (daño en instalaciones sanitarias) y de colapso es 32.6 % y 1.9 %, respectivamente.
- Usando los factores de daño asociados a los estados de daño sugeridos por Hwang y Lin,<sup>54</sup> se encuentra que el factor de daño medio (promedio) del bloque D1 del Hospital es de 2.13 % para elementos estructurales y de 8.39 % para muros de drywall.
- Considerando el Bloque D1 del hospital de 5,458m<sup>2</sup> de área construída (6 niveles x 9090.6m<sup>2</sup>) y cuyo costo de reposición de los elementos estructurales es aproximadamente US\$290/m<sup>2</sup>, se estima un costo de reparación en un periodo de exposición de 50 años:  $2.13\% \times 5458\text{m}^2 \times \text{US}\$290/\text{m}^2 = \text{US}\$33,786$ .
- Considerando el Bloque D1 del hospital de 5458m<sup>2</sup> de área construída (6 niveles x 9090.6m<sup>2</sup>) y cuyo costo de reposición de los muros de drywall es aproximadamente US\$21/m<sup>2</sup>, se estima un costo de reparación en un periodo de exposición de 50 años:  $8.39\% \times 5458\text{m}^2 \times \text{US}\$21/\text{m}^2 = \text{US}\$9,583$ .
- Para un tiempo de exposición de 50 años, el Estado Peruano deberá invertir US\$43,369 en reapraciones de elementos estructurales y muros de "drywall", para asegurar la vida útil del Bloque D1 del Hospital Miguel ángel Mariscal LLerena.
- En un trabajo futuro de investigación podría refinarse la generación de las curvas de fragilidad. Las recomendaciones son: Utilizar registros sísmicos reales en lugar de registros sísmicos sintéticos, más investigaciones de ensayos de laboratorio de elementos no estructurales como el Drywall, para estimar mejor sus estados de daño, ya que se cuenta con un único ensayo a la fecha realizado por la PUCP.

# Referencias Bibliográficas

1. Desinventar: Disaster Information System [homepage en internet]; Latin American Databases: Perú; Suiza; 2011. Disponible en: <http://www.desinventar.net>.
2. Instituto de Gestión de Servicios de Salud; Reglamento de Organizaciones y Funciones; Ministerio de Salud; Lima; Perú; 2014.
3. UNISDR: The United Nations Office for Disaster Risk Reduction [homepage en internet]; Geneva; Suiza; 2015. Disponible en: <http://www.unisdr.org>
4. Ministerio De Vivienda, Construcción y Saneamiento; NTP E-030: Diseño Sismoresistente; Lima; Perú; 2016.
5. Bambarén V., Alatrística M.; Estimación del impacto socioeconómico del terremoto en Pisco en el sector salud peruano; Rev Med Hered; 2009; 20:89-96.
6. Mercalli G.; Sulle modificaziononi proposte alla scala sismica De Rossi-Forel; Boll Soc Simol; Italia; 1902; 8:184-191.
7. Vamvatsikos D., Cornell A.; Incremental dynamic analysis; Earthquake Engineering Structural Dynamic; United State of America; 2002; 31:491-514.
8. Kangning L.; CANNY Software [homepage en internet]; Vancouver; Canadá; 2010. Disponible en: <http://members.shaw.ca>.
9. UNI, CISMID; Generación de acelerogramas sintéticos para la costa del Perú; SENCICO; Perú; 2013.
10. Carreño E., Bravo B., Suárez A., Tordesillas J.M.; Registro y tratamiento de acelerogramas; Física de la Tierra; España; 1999; 11:81-111.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

11. USGS: United State Geological Survey [homepage en internet]; United State of America; 1996. Disponible en : <http://pubs.usgs.gov/gip/dynamic/dynamic.html>
12. Kramer S.; Geotechnical Earthquake Engineering; Prentice Hall; Washington; United State of America; 1996.
13. Casaverde L., Vargas J.; Zonificación Sísmica del Perú; II Seminario Latinoamericano de Ingeniería Sismo-Resistente; Organización de Estados Americanos y Pontificia Universidad Católica del Perú; Lima; Perú; 1980.
14. IGP: Instituto Geofísico del Perú; Catálogo Sísmico del Perú 1471-1982; Lima; Perú; 2001.
15. NEIC: National Earthquake Information Center [homepage en internet]; Seismic Catalogue 1963-2008; United State of America; 2015; Disponible en: <http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/search/>
16. Martinez C., Bocanegra N.; Cálculo de pérdidas probables por sismos para colegios modernos del INFES; Pontificia Universidad Católica del Perú; Lima; Perú; 2010.
17. Youngs R., Chiou J., Silva J., Humphrey R.; Strong Ground Motion Attenuation Relationships for Subduction Zone Earthquake; Seismological Research Letters; United State of America; 1997; 68:58-63.
18. Sadigh K., Chang Y., Egan A, Makdisi F., Youngs R.; Attenuation Relationships for Shallow Crustal Earthquakes Based on California Strong Motion Data; Seismological Research Letters; United State of America; 1997; 68:180-189.
19. Ordaz M., Aguilar A., Arboleda J.; CRISIS 2007 Software [homepage en internet]; México; 2010; Disponible en: <http://www.ecapra.org/es/crisis-2007>
20. ASCE/SEI: American Society Civil Engineering/ Structural Engineering Institute; ASCE/SEI 41-13: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings; ASCE; Virginia; United State of America; 2013.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

21. Deierlein G., Reinhorn A., Willford M.; Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design: A Guide Practicing Engineers; NEHRP Seismic Design Technical Briefs; United State of America; 2010; 4:1-32
22. Kang-Ning L.; Nonlinear Analysis Model; User Manual CANNY software; Vancouver; Canadá; 2010.
23. Otani S.; SAKE: A Computer Program for Inelastic Response of R/C Frames to Earthquakes; University of Illinois Engineering Experiment Station; College of Engineering. University of Illinois at Urbana-Champaign; United State of America; 1974.
24. Hognestad E.; A study of combined bending and axial load in reinforced concrete members; University of Illinois Engineering Experiment Station. College of Engineering. University of Illinois at Urbana-Champaign; United State of America; 1951.
25. Mander J.H.; Seismic Design of Bridge Piers; University of Canterbury; Department of Civil Engineering ; New Zealand; 1983.
26. Tanaka H., Park R.; Prediction of the ultimate longitudinal compressive concrete strain at hopp fracture using energy considerations; Akashi Technological College; Japan; 1984.
27. Restrepo-Posada J.I.; Seismic Behavior of Connections Between Precast Concrete Elements; Department of Civil Engineering; University of Canterbury; New Zealand; 1992.
28. Abbasi A.F., Siess C.P.; Effect of Stress-Strain Characteristics of High-Strength Reinforcement on the Behavior of Reinforced Concrete Beam-Columns; Civil Engineering Studies-University of Illinois at Urbana-Champaign; United State of America; 1969; 354:1-253.
29. ACI Committee 318; Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14); United State of America; 2014.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

30. Elwi A.A. y Murray D.W.; A 3D Hypoelastic Concrete Constitutive Relationship; ASCE; 1979.
31. William K.J. y Warnke E.P.; Constitutive Model for the Triaxial Behavior of Concrete; International Association of Bridge and Structural Engineering; 1975.
32. Popovics S.; A Numerical Approach to the Complete Stress-Strain Curves of Concrete; Cement and Concrete Research ;1973; 3:583-599.
33. Yassin M.H.M.; Nonlinear Analysis of prestressed concrete structures under monotonic and cyclic loads; University of California-Berkeley; United States of America; 1994.
34. Park R., Paulay T.; Reinforced Concrete Structures; Department of Civil Engineering; University of Canterbury; New Zealand; 1978.
35. Ottazzi G.; Diseño en Concreto Armado; Capítulo Peruano del American Concrete Institute.; Perú; 2006.
36. Mo Y.L., Wong D.C. y Maekawa K.; Seismic Performance of Hollow Bridge Columns; ASCE Structural Journal- Technical Paper; United States of America; 2003; 3:337-348.
37. Scott B. D., Park R. and Priestley M. J. N. ; Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates; Journal of the American Concrete Institute; United States of America; 1982; 79:13-27.
38. Kelly T. E.; Performance Based Evaluation of Buildings-Nonlinear Pushover and Time History Analysis; Holmes Consulting Group Ltd-Reference Manual; New Zealand; 2001; 1:53-61.
39. Vamvatsikos D., Fragiadakis M.; Qualitative Comparison of Static Pushover Versus Incremental Dynamic Analysis Capacity Curves; School of Civil Engineering; National Technical University of Athens; Greece; 2010;
40. Braja M. D., Ramana G.V.; Principles of Soil Dynamics; Cengage Learning; United States of America ;2011.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

41. Ordaz M., Montoya Dulché C.; Degtra V.5.4 software; Universidad Nacional Autónoma de México y Centro Nacional de Prevención de Desastres; México; 2005.
42. Wilson E. L.; ETABS v9.2 Software [homepage en internet]; Berkeley; United State of America; 2010. Disponible en: <https://www.csiamerica.com>
43. PEER: Pacific Earthquake Engineering Research Center [homepage en internet]; Rectangular Reinforced Concrete Column test properties; United State of America. Disponible en: <http://www.ce.washington.edu/peera1/>.
44. Gobierno Regional de Ayacucho; Expediente técnico del nuevo Hospital III-1 Miguel Angel Mariscal Llerena; Perú; 2015.
45. Park R., Paulay T.; Use of Interlocking Spirals for Transverse Reinforcement in Bridge Columns; Strength and Ductility of Concrete Substructures of Bridges, RRU (Road Research Unit); New Zealand; 1990, 84:77-92.
46. Ohno T., Nishioka T.; An Experimental Study on Energy Absorption Capacity of Columns in Reinforced Concrete Structures; Proceedings of the JSCE; Structural Engineering/Earthquake Engineering; Japan; 1984; 1:137-147.
47. Mo Y.L., Wang S.J.; Seismic Behavior of RC Columns with Various Tie Configurations; Journal of Structural Engineering-ASCE; United State of America; 2000, 126:1122-1130.
48. Roberto A.F.; Análisis Matricial de Estructuras con CEINCI-LAB; Ecuador; 2014.
49. Anil K. Chopra, R; Dynamics of Structures-Theory and Applications to Earthquake Engineering; Prentice Hall; United State of America ;2012.
50. Bonnett Ricardo; Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña; Barcelona-España; 2003.

## *REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS*

51. P. Tehrani, D. Mitchel; Incremental Dynamic Analysis applied to the evaluation of seismic risk of bridges; Handbook of seismic risk analysis and management of civil infrastructure systems; Canada; 2013.
52. San Bartolomé, Ángel; Comportamiento sísmico de los paneles de Drywall; Pontificia Universidad Católica del Perú; 2002.
53. Schome and Cornell; Probabilistic Seismic Demand Analysis of Non-Linear Structures; Report No.RMS-35, RMS Program, Standford University; Standford; 1999.
54. Hwang, H., and Lin, Y.W.. Seismic Loss Assessment of Memphis City School Buildings. Proceedings of the Seventh U.S. National Conference on Earthquake Engineering (7NCEE); 2002.

# Apéndices

# Apéndice A

## Registros sísmicos sintéticos por NTP:E-030 para suelo intermedio.

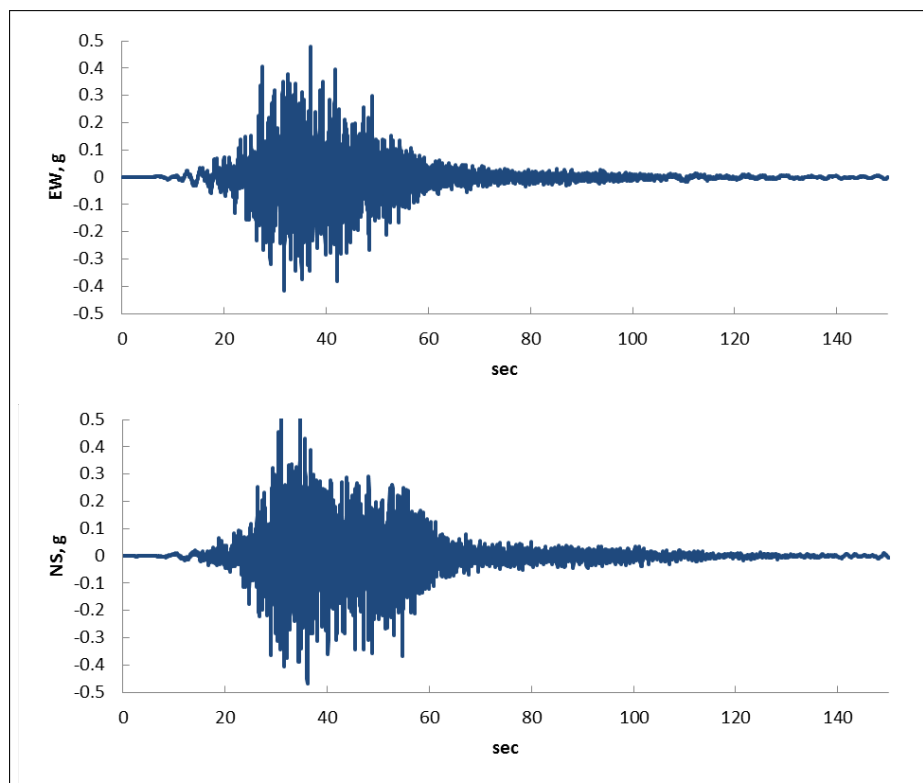


Figura A.1: Aceleración, Villa el Salvador, Lima [VSV].<sup>9</sup>

APÉNDICE A. REGISTROS SÍSMICOS SINTÉTICOS POR NTP:E-030 PARA SUELO INTERMEDIO.

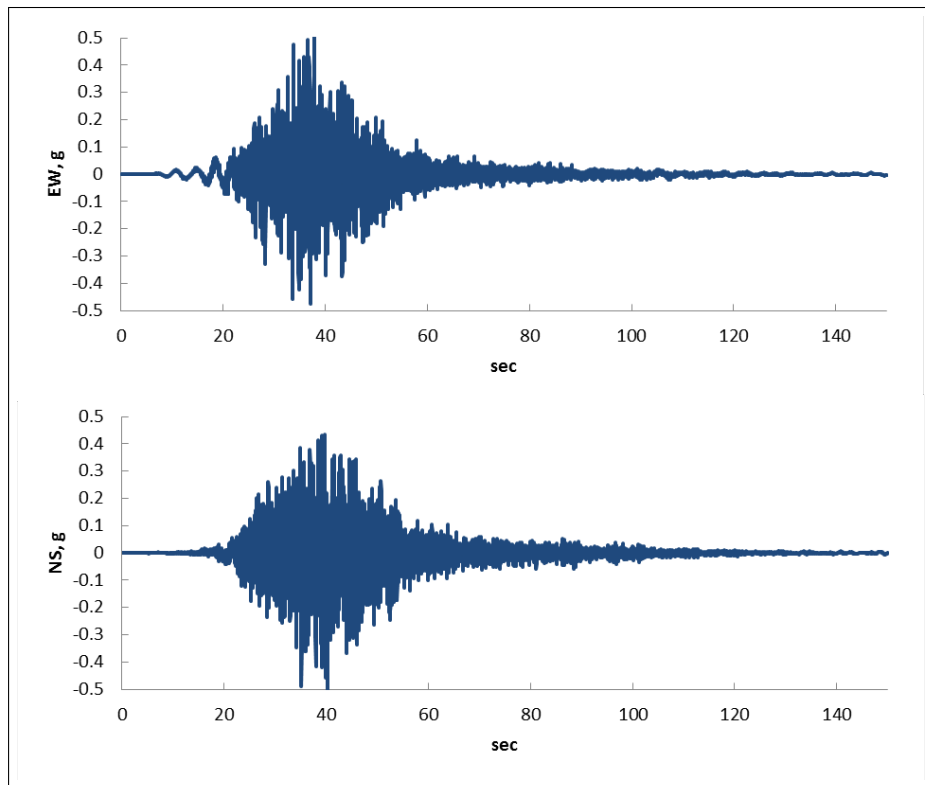


Figura A.2: Aceleración, Parque de la Reserva, Lima [PQR].<sup>9</sup>

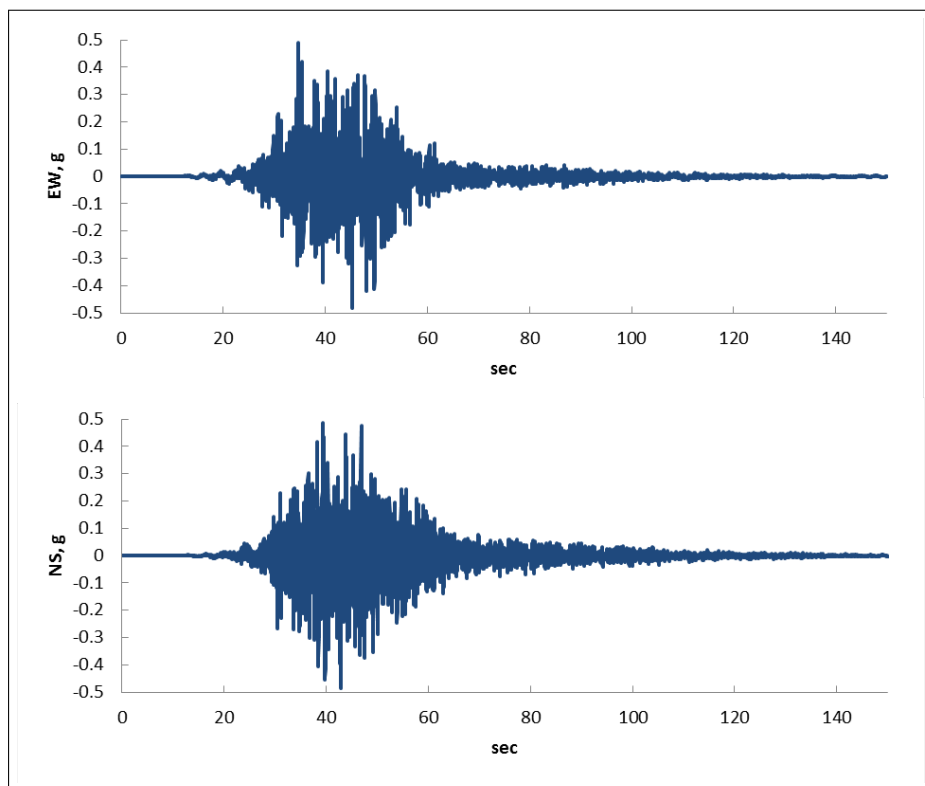


Figura A.3: Aceleración, La Molina, Lima [EMO].<sup>9</sup>

APÉNDICE A. REGISTROS SÍSMICOS SINTÉTICOS POR NTP:E-030 PARA SUELO INTERMEDIO.

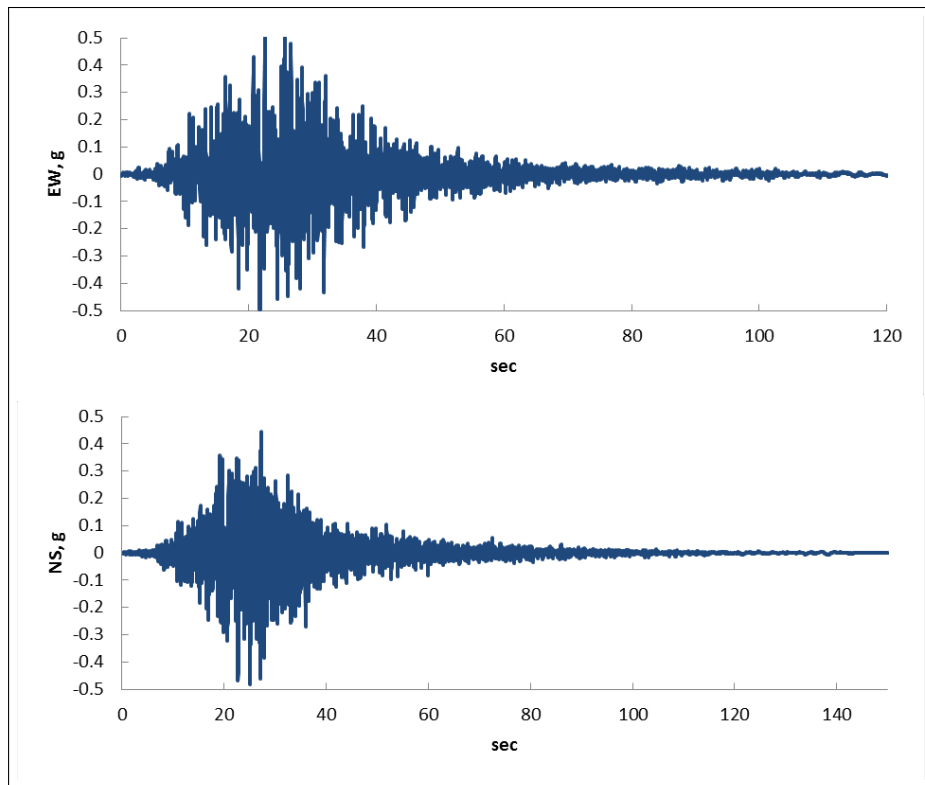


Figura A.4: Aceleración, La Punta, Callao [DHN].<sup>9</sup>

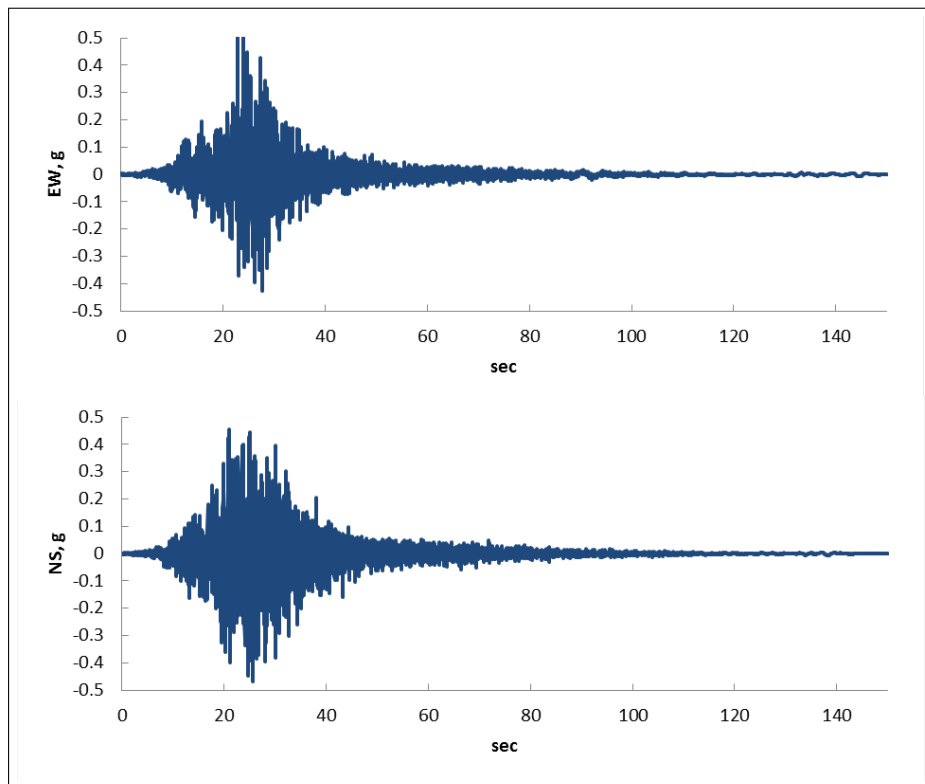


Figura A.5: Aceleración, CISMID, Lima [CMD].<sup>9</sup>

APÉNDICE A. REGISTROS SÍSMICOS SINTÉTICOS POR NTP:E-030 PARA SUELO INTERMEDIO.

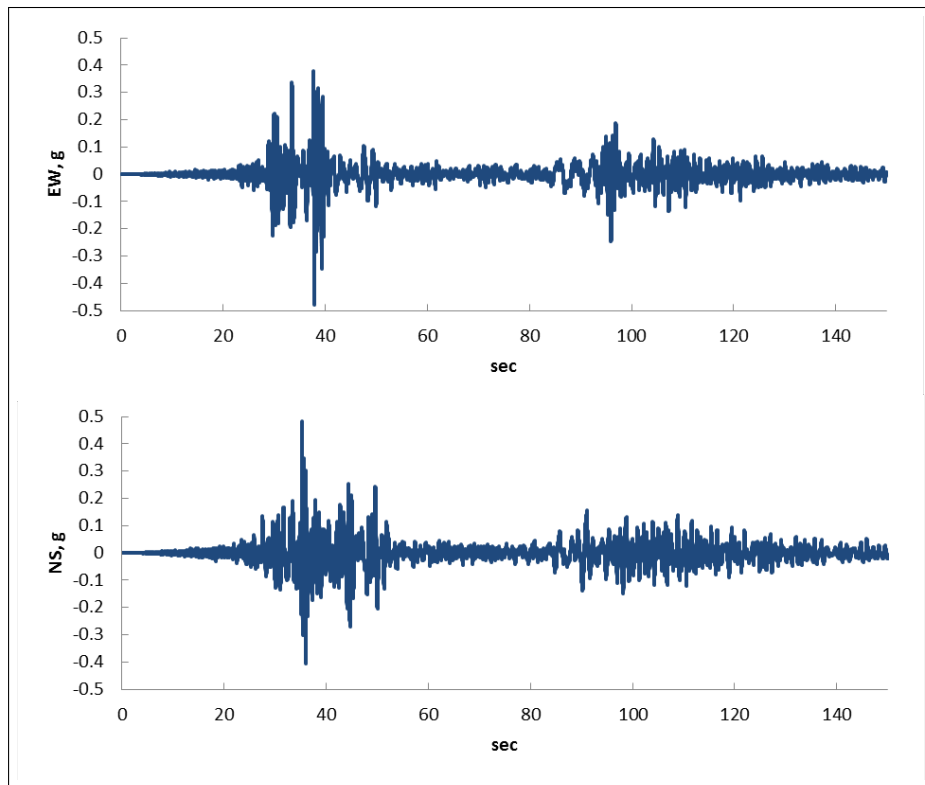


Figura A.6: Aceleración, Pisco, Ica [Pisco].<sup>9</sup>

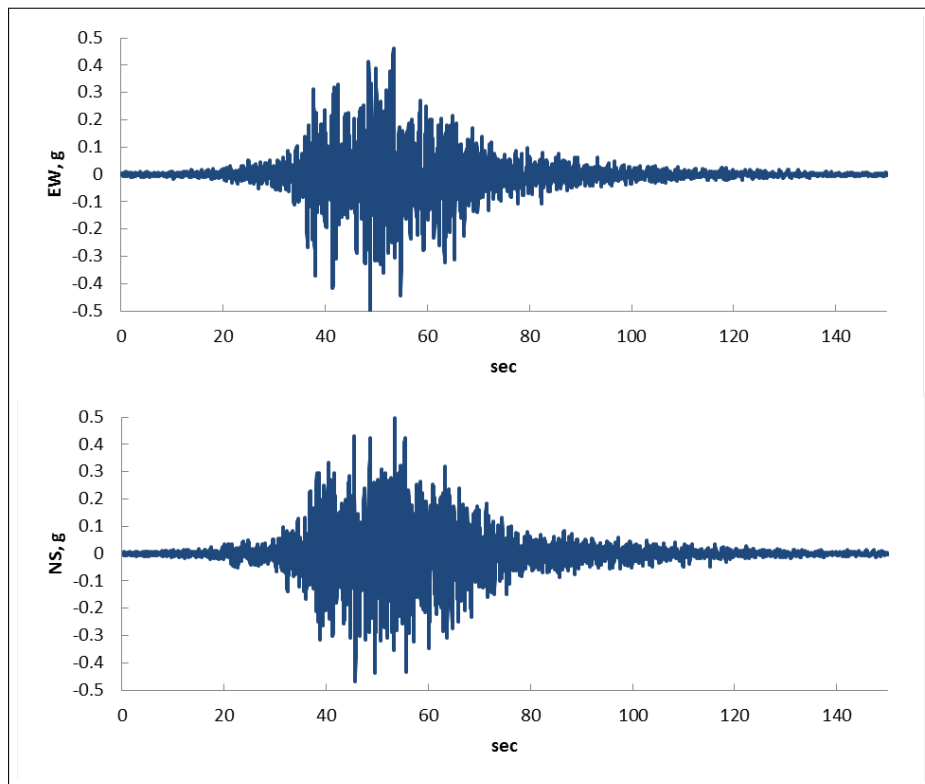


Figura A.7: Aceleración, Moquegua, Arequipa [Arequipa].<sup>9</sup>

## Apéndice B

Archivo .Dat para calibrar la  
plasticidad concentrada por corte  
de una sección de concreto armado  
al espécimen propuesto por Kelly  
T.38

APÉNDICE B. ARCHIVO .DAT PARA CALIBRAR LA PLASTICIDAD  
CONCENTRADA POR CORTE DE UNA SECCIÓN DE CONCRETO  
ARMADO AL ESPECIMEN PROPUESTO POR KELLY T.<sup>38</sup>

```
Sample 3 CANNY99 input data (frame-floor numbering system)
December 26, 2015|

title=STATIC COMPLETE ANALYSIS UNDER LOAD REVERSALS
unit system: Tonf mm sec

//analysis control data
static analysis automatic loading

gravity acceleration = 9810.0
number of required mode = 1

output damage info
output all node displacement
output all element results
output step interval 1

relative displacement limit = 0.1
MS element(0.0001, 0.05) equilibration step=20

//Static event
loading direction=0
destination displacement -56 increment 2
destination displacement 44 increment 2
destination displacement -112 increment 4
destination displacement 112 increment 4
destination displacement -168 increment 4
destination displacement 168 increment 4
destination displacement -224 increment 8
destination displacement 224 increment 8
destination displacement -280 increment 8
destination displacement 280 increment 8
destination displacement -336 increment 8
destination displacement 336 increment 8
destination displacement -392 increment 8
destination displacement 392 increment 8
destination displacement -448 increment 8
destination displacement 448 increment 8

//

//floor, unit(Tonf mm)
1F Z=0
```

APÉNDICE B. ARCHIVO .DAT PARA CALIBRAR LA PLASTICIDAD  
CONCENTRADA POR CORTE DE UNA SECCIÓN DE CONCRETO  
ARMADO AL ESPECIMEN PROPUESTO POR KELLY T.<sup>38</sup>

```
//  
  
//floor, unit(Tonf mm)  
1F Z=0  
2F Z=5145.0 , Lf=1.0  
  
//supernode, unit(Tonf mm)  
R2 (TX) 2F G(2572.5,0,5145.0) W=200  
R1 (TX) 1F G(2572.5,0,5145.0)  
  
//frame, unit(Tonf mm)  
X1=0, X2=4200, Y1=0  
  
//node location, unit(Tonf mm)  
X1 Y1 1F  
X2 Y1 1F  
X1 Y1 2F  
X2 Y1 2F  
  
//node DOF, unit(Tonf mm)  
default node DOFs: TXTZRY  
X1 Y1 1F prescribed TXTZRY  
X2 Y1 1F prescribed TXTZRY  
R1 prescribed TX  
//  
  
//shear element, unit(Tonf mm)  
Y1 X1-X2 1F-2F x(U1 U2)  
//  
  
//column, unit(Tonf mm)  
option(no torsion, in MS model, in moment-curvature relation)  
Y1 X1 1F-2F SC1  
Y1 X2 1F-2F SC1  
//  
  
//beam, unit(Tonf mm)  
option(no shear, no torsion, moment-curvature relation)  
Y1 X1-X2 2F SB1  
//  
  
//material properties, unit(Tonf m)
```

APÉNDICE B. ARCHIVO .DAT PARA CALIBRAR LA PLASTICIDAD  
CONCENTRADA POR CORTE DE UNA SECCIÓN DE CONCRETO  
ARMADO AL ESPECIMEN PROPUESTO POR KELLY T.<sup>38</sup>

```
//column, unit(Tonf mm)
option(no torsion, in MS model, in moment-curvature relation)
Y1 X1 1F-2F SC1
Y1 X2 1F-2F SC1
//

//beam, unit(Tonf mm)
option(no shear, no torsion, moment-curvature relation)
Y1 X1-X2 2F SB1
//

//material properties, unit(Tonf m)

S-12 SR4 2.0e+7 7.69e+6 T(-42000 1.50 30 0.00001) U(2.7 2.7) P(0 5.0 1.0)
CM280 CE4 2509980.08 1045825.03 C(2800 0.002) U(0.20 2.60)

U#3 0.000071
U#4 0.000129
U#5 0.000199
U#6 0.000284
U#8 0.000510

//

//member section, unit(Tonf, mm)
option(ACI code reduce center)
option(MC 0.5 0.85)
option(confinement 3.80 0.033 11.20 0.018)

SC1 (100 +x +y =xy
rectangle (500 500) S-12(5 5 5 5 U#8 50) S-12(U#3@150) CM280 /c /s

SB1 (100 +x +y =xy
rectangle (300 300) S-12(2 2 U#5 50) S-12(U#3@150) CM280 /c /s
//

//HD, unit(Tonf mm)
U1 CA7 0.945 1050000 C(121.35) Y(213.84) A(0.0213) B(0.0077) U(0.0 0.70) G(0.9 0) P(0.0 1.0 1.0)
U2 EL1 2.17 1260000
//
```

## Apéndice C

Archivo .Dat para calibrar la plasticidad por flexión y carga axial al espécimen *L2* de Ohno et al.<sup>46</sup>

APÉNDICE C. ARCHIVO .DAT PARA CALIBRAR LA PLASTICIDAD POR FLEXIÓN Y CARGA AXIAL AL ESPECIMEN L2 DE OHNO ET AL.<sup>46</sup>

```
Sample 3 CANNY99 input data (frame-floor numbering system)
December 26, 2015

title=STATIC COMPLETE ANALYSIS UNDER LOAD REVERSALS
unit system: Tonf mm sec

//analysis control data
static analysis automatic loading

gravity acceleration = 9810.0
number of required mode = 1

output damage info
output all node displacement
output all element results
output step interval 1

relative displacement limit = 0.1
MS element(0.0001, 0.05) equilibration step=20
P-Delta in equilibrium load /*incluye efecto P-D

//Static event
loading direction=0

destination displacement -4.8 increment 0.2
destination displacement 3.6 increment 0.2
destination displacement -9 increment 0.2
destination displacement 7.2 increment 0.2
destination displacement -21.4 increment 0.2
destination displacement 21.4 increment 0.2
destination displacement -30.6 increment 0.2
destination displacement 30.6 increment 0.2
destination displacement -40.6 increment 0.2
destination displacement 41.6 increment 0.2
destination displacement -52 increment 0.2
destination displacement 49.6 increment 0.2
destination displacement -61.4 increment 0.2
destination displacement 62.8 increment 0.2
destination displacement -72 increment 0.2
destination displacement 71.6 increment 0.2
destination displacement -86 increment 0.2
destination displacement 75.4 increment 0.2
destination displacement -98 increment 0.2
```

APÉNDICE C. ARCHIVO .DAT PARA CALIBRAR LA PLASTICIDAD POR FLEXIÓN Y CARGA AXIAL AL ESPECIMEN L2 DE OHNO ET AL.<sup>46</sup>

```
//  
  
//floor, unit(Tonf mm)  
1F Z=0  
2F Z=1600.0 , Lf=1.0  
  
//supernode, unit(Tonf mm)  
R2 (TX) 2F G(0,0) W=200  
R1 (TX) 1F G(0,0)  
  
//frame, unit(Tonf mm)  
X1=0, Y1=0  
  
//node location, unit(Tonf mm)  
X1 Y1 1F  
X1 Y1 2F  
  
//node DOF, unit(Tonf mm)  
default node DOFs: TXTZRY  
X1 Y1 1F prescribed TXTZRY  
R1 prescribed TX  
//  
  
|  
//column, unit(Tonf mm)  
option(no torsion, no shear, in MS model)  
Y1 X1 1F-2F SC1  
  
//  
  
//material properties, unit(Tonf m)  
  
S-12 SR4 2.1e+7 8.07e+6 T(-33000.0 1.19 17 0.0) U(3.25 3.25) P(0.3 3.0 1.0)  
CM245 CE4 2.35e+6 9.78e+5 C(2528.04 0.002) U(0.22 2.5) U(0.22 7)  
  
U#3 0.000071  
U#4 0.000129  
U#5 0.000199  
U#6 0.000283528  
U#8 0.000452389  
  
//
```

## Apéndice D

Archivo .Dat del modelo  
estructural del bloque D1X23.<sup>8</sup>

Title=ANALISIS DE EDIFICIO DE 2 PISOS APORTICADO Y MUROS  
Unit system: Tonf m sec

//analysis control data  
dynamic analysis  
analysis in X-direction

gravity acceleration = 9.805

required modes to extract = 10  
mode extraction at every 10 steps  
/\*element damping based on element initial stiffness  
output damage info support reactions  
output all node displacement acceleration velocity  
output all elements  
output step interval 4

/\*overall iteration limit = 2  
relative tolerance = 0.001 (to structural weight)

relative displacement limit = 0.04  
Master displacement R3 (TX)

//Dynamic event  
start time at 20  
end time at 120

/\*damping constant 0.05[K]+0[M]+0[K0]  
/\*mode damping 0.05,0.05,0.05,0.05,0.05,0.05,0.05,0.05,0.05,0.05  
/\*mode damping number 10

damping factor 0.05,0.05

computation step = 4  
factor 2.667 TX file = D:\UNSCH\Registros Para Canny\SISMOSE030\Pisco1.EW

//  
//frame típico, unit(Tonf m)  
Y1=0  
X1=0  
X2=3.95  
X3=14.8  
X4=17.8  
X5=18.8  
X6=22.75  
X7=29  
X8=32.55  
X9=36.25  
X10=37.25  
X11=41.2  
X12=47.45

X13=55.05  
X14=56.05  
X15=60  
X16=66.25  
X17=70.8  
X18=73.65  
X19=74.65  
X20=78.6  
X21=84.85  
X22=92.45  
X23=93.45  
X24=97.4  
X25=103.65  
X26=111.25  
X27=112.25  
X28=122.2  
X29=129.8  
X30=130.8  
X31=140.75  
X32=148.35

//  
//floor, unit(Tonf m)  
GF Z=0  
2F Z=5.145  
3F Z=9.565  
4F Z=13.985  
5F Z=18.405  
6F Z=22.825  
7F Z=27.245  
RF Z=31.665

//  
//node location, unit(Tonf m)  
X1 Y1 GF  
X2 Y1 GF  
X3 Y1 GF  
X4 Y1 GF  
X5 Y1 GF  
X6 Y1 GF  
X7 Y1 GF  
X8 Y1 GF  
X9 Y1 GF  
X10 Y1 GF  
X11 Y1 GF  
X12 Y1 GF  
X13 Y1 GF  
X14 Y1 GF  
X15 Y1 GF  
X16 Y1 GF  
X17 Y1 GF

X18 Y1 GF  
X19 Y1 GF  
X20 Y1 GF  
X21 Y1 GF  
X22 Y1 GF  
X23 Y1 GF  
X24 Y1 GF  
X25 Y1 GF  
X26 Y1 GF  
X27 Y1 GF  
X28 Y1 GF  
X29 Y1 GF  
X30 Y1 GF  
X31 Y1 GF  
X32 Y1 GF

X1 Y1 2F  
X2 Y1 2F  
X3 Y1 2F  
X4 Y1 2F  
X5 Y1 2F  
X6 Y1 2F  
X7 Y1 2F  
X8 Y1 2F  
X9 Y1 2F  
X10 Y1 2F  
X11 Y1 2F  
X12 Y1 2F  
X13 Y1 2F  
X14 Y1 2F  
X15 Y1 2F  
X16 Y1 2F  
X17 Y1 2F  
X18 Y1 2F  
X19 Y1 2F  
X20 Y1 2F  
X21 Y1 2F  
X22 Y1 2F  
X23 Y1 2F  
X24 Y1 2F  
X25 Y1 2F  
X26 Y1 2F  
X27 Y1 2F  
X28 Y1 2F  
X29 Y1 2F  
X30 Y1 2F  
X31 Y1 2F  
X32 Y1 2F

X1 Y1 3F  
X2 Y1 3F  
X3 Y1 3F

X4 Y1 3F  
X5 Y1 3F  
X6 Y1 3F  
X7 Y1 3F  
X8 Y1 3F  
X9 Y1 3F  
X10 Y1 3F  
X11 Y1 3F  
X12 Y1 3F  
X13 Y1 3F  
X14 Y1 3F  
X15 Y1 3F  
X16 Y1 3F  
X17 Y1 3F  
X18 Y1 3F  
X19 Y1 3F  
X20 Y1 3F  
X21 Y1 3F  
X22 Y1 3F  
X23 Y1 3F  
X24 Y1 3F  
X25 Y1 3F  
X26 Y1 3F  
X27 Y1 3F  
X28 Y1 3F  
X29 Y1 3F  
X30 Y1 3F  
X31 Y1 3F  
X32 Y1 3F

X1 Y1 4F  
X2 Y1 4F  
X3 Y1 4F  
X4 Y1 4F  
X5 Y1 4F  
X6 Y1 4F  
X7 Y1 4F  
X8 Y1 4F  
X9 Y1 4F  
X10 Y1 4F  
X11 Y1 4F  
X12 Y1 4F  
X13 Y1 4F  
X14 Y1 4F  
X15 Y1 4F  
X16 Y1 4F  
X17 Y1 4F  
X18 Y1 4F  
X19 Y1 4F  
X20 Y1 4F  
X21 Y1 4F  
X22 Y1 4F

X23 Y1 4F  
X24 Y1 4F  
X25 Y1 4F  
X26 Y1 4F  
X27 Y1 4F  
X28 Y1 4F  
X29 Y1 4F  
X30 Y1 4F  
X31 Y1 4F  
X32 Y1 4F

X1 Y1 5F  
X2 Y1 5F  
X3 Y1 5F  
X4 Y1 5F  
X5 Y1 5F  
X6 Y1 5F  
X7 Y1 5F  
X8 Y1 5F  
X9 Y1 5F  
X10 Y1 5F  
X11 Y1 5F  
X12 Y1 5F  
X13 Y1 5F  
X14 Y1 5F  
X15 Y1 5F  
X16 Y1 5F  
X17 Y1 5F  
X18 Y1 5F  
X19 Y1 5F  
X20 Y1 5F  
X21 Y1 5F  
X22 Y1 5F  
X23 Y1 5F  
X24 Y1 5F  
X25 Y1 5F  
X26 Y1 5F  
X27 Y1 5F  
X28 Y1 5F  
X29 Y1 5F  
X30 Y1 5F  
X31 Y1 5F  
X32 Y1 5F

X1 Y1 6F  
X2 Y1 6F  
X3 Y1 6F  
X4 Y1 6F  
X5 Y1 6F  
X6 Y1 6F  
X7 Y1 6F  
X8 Y1 6F

X9 Y1 6F  
X10 Y1 6F  
X11 Y1 6F  
X12 Y1 6F  
X13 Y1 6F  
X14 Y1 6F  
X15 Y1 6F  
X16 Y1 6F  
X17 Y1 6F  
X18 Y1 6F  
X19 Y1 6F  
X20 Y1 6F  
X21 Y1 6F  
X22 Y1 6F  
X23 Y1 6F  
X24 Y1 6F  
X25 Y1 6F  
X26 Y1 6F  
X27 Y1 6F  
X28 Y1 6F  
X29 Y1 6F  
X30 Y1 6F  
X31 Y1 6F  
X32 Y1 6F

X1 Y1 7F  
X2 Y1 7F  
X3 Y1 7F  
X4 Y1 7F  
X5 Y1 7F  
X6 Y1 7F  
X7 Y1 7F  
X8 Y1 7F  
X9 Y1 7F  
X10 Y1 7F  
X11 Y1 7F  
X12 Y1 7F  
X13 Y1 7F  
X14 Y1 7F  
X15 Y1 7F  
X16 Y1 7F  
X17 Y1 7F  
X18 Y1 7F  
X19 Y1 7F  
X20 Y1 7F  
X21 Y1 7F  
X22 Y1 7F  
X23 Y1 7F  
X24 Y1 7F  
X25 Y1 7F  
X26 Y1 7F  
X27 Y1 7F

X28 Y1 7F  
X29 Y1 7F  
X30 Y1 7F  
X31 Y1 7F  
X32 Y1 7F

X27 Y1 RF  
X28 Y1 RF

X30 Y1 RF  
X31 Y1 RF

//

//supernode, unit(Tonf m)

R1(TX) GF G(39.3 0 0)  
R2(TX) 2F G(39.3 0 5.145)  
R3(TX) 3F G(39.3 0 9.565)  
R4(TX) 4F G(39.3 0 13.985)  
R5(TX) 5F G(39.3 0 18.405)  
R6(TX) 6F G(39.3 0 22.825)  
R7(TX) 7F G(39.3 0 27.245)  
R8(TX) RF G(39.3 0 31.665)

//

//node DOF, unit(Tonf m)  
default node DOF TXTZRY

R1 prescribed TX

node X1 Y1 GF prescribed TXTZRY  
node X2 Y1 GF prescribed TXTZRY  
node X3 Y1 GF prescribed TXTZRY  
node X4 Y1 GF prescribed TXTZRY  
node X5 Y1 GF prescribed TXTZRY  
node X6 Y1 GF prescribed TXTZRY  
node X7 Y1 GF prescribed TXTZRY  
node X8 Y1 GF prescribed TXTZRY  
node X9 Y1 GF prescribed TXTZRY  
node X10 Y1 GF prescribed TXTZRY  
node X11 Y1 GF prescribed TXTZRY  
node X12 Y1 GF prescribed TXTZRY  
node X13 Y1 GF prescribed TXTZRY  
node X14 Y1 GF prescribed TXTZRY  
node X15 Y1 GF prescribed TXTZRY  
node X16 Y1 GF prescribed TXTZRY  
node X17 Y1 GF prescribed TXTZRY  
node X18 Y1 GF prescribed TXTZRY  
node X19 Y1 GF prescribed TXTZRY  
node X20 Y1 GF prescribed TXTZRY

node X21 Y1 GF prescribed TXTZRY  
node X22 Y1 GF prescribed TXTZRY  
node X23 Y1 GF prescribed TXTZRY  
node X24 Y1 GF prescribed TXTZRY  
node X25 Y1 GF prescribed TXTZRY  
node X26 Y1 GF prescribed TXTZRY  
node X27 Y1 GF prescribed TXTZRY  
node X28 Y1 GF prescribed TXTZRY  
node X29 Y1 GF prescribed TXTZRY  
node X30 Y1 GF prescribed TXTZRY  
node X31 Y1 GF prescribed TXTZRY  
node X32 Y1 GF prescribed TXTZRY

//

//node weight, unit(Tonf m)

X1 Y1 GF W=3.61  
X2 Y1 GF W=16.24  
X3 Y1 GF W=15.13  
X4 Y1 GF W=3  
X5 Y1 GF W=6.86  
X6 Y1 GF W=23.22  
X7 Y1 GF W=22.88  
X8 Y1 GF W=14.6  
X9 Y1 GF W=8.03  
X10 Y1 GF W=9.72  
X11 Y1 GF W=23.72  
X12 Y1 GF W=31.47  
X13 Y1 GF W=16.4  
X14 Y1 GF W=6.17  
X15 Y1 GF W=23.72  
X16 Y1 GF W=25.68  
X17 Y1 GF W=18.02  
X18 Y1 GF W=7.05  
X19 Y1 GF W=8.71  
X20 Y1 GF W=23.72  
X21 Y1 GF W=30.64  
X22 Y1 GF W=12.81  
X23 Y1 GF W=8.68  
X24 Y1 GF W=23.63  
X25 Y1 GF W=31.13  
X26 Y1 GF W=20.68  
X27 Y1 GF W=10.35  
X28 Y1 GF W=37.05  
X29 Y1 GF W=11.13  
X30 Y1 GF W=5.46  
X31 Y1 GF W=9.31  
X32 Y1 GF W=3.9

X1 Y1 2F W=3.37  
X2 Y1 2F W=15.16

X3 Y1 2F W=14.12  
X4 Y1 2F W=2.8  
X5 Y1 2F W=6.4  
X6 Y1 2F W=21.68  
X7 Y1 2F W=21.36  
X8 Y1 2F W=13.63  
X9 Y1 2F W=7.5  
X10 Y1 2F W=9.08  
X11 Y1 2F W=22.14  
X12 Y1 2F W=29.38  
X13 Y1 2F W=15.31  
X14 Y1 2F W=5.76  
X15 Y1 2F W=22.14  
X16 Y1 2F W=23.98  
X17 Y1 2F W=16.82  
X18 Y1 2F W=6.58  
X19 Y1 2F W=8.13  
X20 Y1 2F W=22.14  
X21 Y1 2F W=28.6  
X22 Y1 2F W=11.96  
X23 Y1 2F W=8.11  
X24 Y1 2F W=22.06  
X25 Y1 2F W=29.06  
X26 Y1 2F W=19.3  
X27 Y1 2F W=9.67  
X28 Y1 2F W=34.59  
X29 Y1 2F W=10.39  
X30 Y1 2F W=5.1  
X31 Y1 2F W=8.69  
X32 Y1 2F W=3.64

X1 Y1 3F W=3.37  
X2 Y1 3F W=15.16  
X3 Y1 3F W=14.12  
X4 Y1 3F W=2.8  
X5 Y1 3F W=6.4  
X6 Y1 3F W=21.68  
X7 Y1 3F W=21.36  
X8 Y1 3F W=13.63  
X9 Y1 3F W=7.5  
X10 Y1 3F W=9.08  
X11 Y1 3F W=22.14  
X12 Y1 3F W=29.38  
X13 Y1 3F W=15.31  
X14 Y1 3F W=5.76  
X15 Y1 3F W=22.14  
X16 Y1 3F W=23.98  
X17 Y1 3F W=16.82  
X18 Y1 3F W=6.58  
X19 Y1 3F W=8.13  
X20 Y1 3F W=22.14  
X21 Y1 3F W=28.6

X22 Y1 3F W=11.96  
X23 Y1 3F W=8.11  
X24 Y1 3F W=22.06  
X25 Y1 3F W=29.06  
X26 Y1 3F W=19.3  
X27 Y1 3F W=9.67  
X28 Y1 3F W=34.59  
X29 Y1 3F W=10.39  
X30 Y1 3F W=5.1  
X31 Y1 3F W=8.69  
X32 Y1 3F W=3.64

X1 Y1 4F W=3.37  
X2 Y1 4F W=15.16  
X3 Y1 4F W=14.12  
X4 Y1 4F W=2.8  
X5 Y1 4F W=6.4  
X6 Y1 4F W=21.68  
X7 Y1 4F W=21.36  
X8 Y1 4F W=13.63  
X9 Y1 4F W=7.5  
X10 Y1 4F W=9.08  
X11 Y1 4F W=22.14  
X12 Y1 4F W=29.38  
X13 Y1 4F W=15.31  
X14 Y1 4F W=5.76  
X15 Y1 4F W=22.14  
X16 Y1 4F W=23.98  
X17 Y1 4F W=16.82  
X18 Y1 4F W=6.58  
X19 Y1 4F W=8.13  
X20 Y1 4F W=22.14  
X21 Y1 4F W=28.6  
X22 Y1 4F W=11.96  
X23 Y1 4F W=8.11  
X24 Y1 4F W=22.06  
X25 Y1 4F W=29.06  
X26 Y1 4F W=19.3  
X27 Y1 4F W=9.67  
X28 Y1 4F W=34.59  
X29 Y1 4F W=10.39  
X30 Y1 4F W=5.1  
X31 Y1 4F W=8.69  
X32 Y1 4F W=3.64

X1 Y1 5F W=3.37  
X2 Y1 5F W=15.16  
X3 Y1 5F W=14.12  
X4 Y1 5F W=2.8  
X5 Y1 5F W=6.4  
X6 Y1 5F W=21.68  
X7 Y1 5F W=21.36

X8 Y1 5F W=13.63  
X9 Y1 5F W=7.5  
X10 Y1 5F W=9.08  
X11 Y1 5F W=22.14  
X12 Y1 5F W=29.38  
X13 Y1 5F W=15.31  
X14 Y1 5F W=5.76  
X15 Y1 5F W=22.14  
X16 Y1 5F W=23.98  
X17 Y1 5F W=16.82  
X18 Y1 5F W=6.58  
X19 Y1 5F W=8.13  
X20 Y1 5F W=22.14  
X21 Y1 5F W=28.6  
X22 Y1 5F W=11.96  
X23 Y1 5F W=8.11  
X24 Y1 5F W=22.06  
X25 Y1 5F W=29.06  
X26 Y1 5F W=19.3  
X27 Y1 5F W=9.67  
X28 Y1 5F W=34.59  
X29 Y1 5F W=10.39  
X30 Y1 5F W=5.1  
X31 Y1 5F W=8.69  
X32 Y1 5F W=3.64

X1 Y1 6F W=3.37  
X2 Y1 6F W=15.16  
X3 Y1 6F W=14.12  
X4 Y1 6F W=2.8  
X5 Y1 6F W=6.4  
X6 Y1 6F W=21.68  
X7 Y1 6F W=21.36  
X8 Y1 6F W=13.63  
X9 Y1 6F W=7.5  
X10 Y1 6F W=9.08  
X11 Y1 6F W=22.14  
X12 Y1 6F W=29.38  
X13 Y1 6F W=15.31  
X14 Y1 6F W=5.76  
X15 Y1 6F W=22.14  
X16 Y1 6F W=23.98  
X17 Y1 6F W=16.82  
X18 Y1 6F W=6.58  
X19 Y1 6F W=8.13  
X20 Y1 6F W=22.14  
X21 Y1 6F W=28.6  
X22 Y1 6F W=11.96  
X23 Y1 6F W=8.11  
X24 Y1 6F W=22.06  
X25 Y1 6F W=29.06  
X26 Y1 6F W=19.3

X27 Y1 6F W=9.67  
X28 Y1 6F W=34.59  
X29 Y1 6F W=10.39  
X30 Y1 6F W=5.1  
X31 Y1 6F W=8.69  
X32 Y1 6F W=3.64

X1 Y1 7F W=9.1  
X2 Y1 7F W=42.1  
X3 Y1 7F W=39.3  
X4 Y1 7F W=7.56  
X5 Y1 7F W=17.27  
X6 Y1 7F W=58.38  
X7 Y1 7F W=57.53  
X8 Y1 7F W=36.71  
X9 Y1 7F W=20.22  
X10 Y1 7F W=25.72  
X11 Y1 7F W=60.88  
X12 Y1 7F W=79.11  
X13 Y1 7F W=41.23  
X14 Y1 7F W=15.55  
X15 Y1 7F W=59.63  
X16 Y1 7F W=64.57  
X17 Y1 7F W=45.32  
X18 Y1 7F W=17.75  
X19 Y1 7F W=21.92  
X20 Y1 7F W=59.63  
X21 Y1 7F W=77.02  
X22 Y1 7F W=32.23  
X23 Y1 7F W=21.85  
X24 Y1 7F W=59.42  
X25 Y1 7F W=78.25  
X26 Y1 7F W=51.99  
X27 Y1 7F W=26.05  
X28 Y1 7F W=93.14  
X29 Y1 7F W=27.99  
X30 Y1 7F W=13.76  
X31 Y1 7F W=23.42  
X32 Y1 7F W=9.84

X27 Y1 RF W=3.66  
X28 Y1 RF W=3.6

X30 Y1 RF W=2.55  
X31 Y1 RF W=2.37

//

//beam, unit(Tonf m)  
option(no torsion, no axial, in moment-curvature)

Y1 X1-X2 2F SB17 SB18 /w0  
Y1 X2-X3 2F SB17 SB18 /w1  
Y1 X3-X4 2F SB17 SB18 /w0

Y1 X5-X6 2F SB10 SB10  $r(0.3,0.3)$  /w1  
Y1 X6-X7 2F SB14 SB15  $r(0.3,0.3)$  /w1  
Y1 X7-X8 2F SB10 SB16  $r(0.3,0.3)$  /w1  
Y1 X8-X9 2F SB10 SB16 /w0

Y1 X10-X11 2F SB12 SB12 /w0  
Y1 X11-X12 2F SB12 SB12  $r(0.3,0.3)$  /w1  
Y1 X12-X13 2F SB13 SB12  $r(0.3,0.25)$  /w1

Y1 X14-X15 2F SB8 SB9 /w0  
Y1 X15-X16 2F SB8 SB9  $r(0.3,0.3)$  /w1  
Y1 X16-X17 2F SB10 SB11  $r(0.3,0.3)$  /w1  
Y1 X17-X18 2F SB10 SB11 /w0

Y1 X19-X20 2F SB15 SB1 /w0  
Y1 X20-X21 2F SB15 SB1  $r(0.3,0.3)$  /w1  
Y1 X21-X22 2F SB15 SB12  $r(0.3,0.3)$  /w1

Y1 X23-X24 2F SB2 SB2  $r(0.25,0.3)$  /w1  
Y1 X24-X25 2F SB4 SB5  $r(0.3,0.3)$  /w1  
Y1 X25-X26 2F SB6 SB7  $r(0.3,0.25)$  /w1

Y1 X27-X28 2F SB3 SB1 /w0  
Y1 X28-X29 2F SB3 SB1  $r(0.3,0.3)$  /w1

Y1 X30-X31 2F SB1 SB2 /w0  
Y1 X31-X32 2F SB1 SB2  $r(0.3,0.25)$  /w1

Y1 X1-X2 3F SB17 SB18 /w0  
Y1 X2-X3 3F SB17 SB18 /w1  
Y1 X3-X4 3F SB17 SB18 /w0

Y1 X5-X6 3F SB10 SB10  $r(0.3,0.3)$  /w1  
Y1 X6-X7 3F SB14 SB15  $r(0.3,0.3)$  /w1  
Y1 X7-X8 3F SB10 SB16  $r(0.3,0.3)$  /w1  
Y1 X8-X9 3F SB10 SB16 /w0

Y1 X10-X11 3F SB12 SB12 /w0  
Y1 X11-X12 3F SB12 SB12  $r(0.3,0.3)$  /w1  
Y1 X12-X13 3F SB13 SB12  $r(0.3,0.25)$  /w1

Y1 X14-X15 3F SB8 SB9 /w0  
Y1 X15-X16 3F SB8 SB9  $r(0.3,0.3)$  /w1  
Y1 X16-X17 3F SB10 SB11  $r(0.3,0.3)$  /w1  
Y1 X17-X18 3F SB10 SB11 /w0

Y1 X19-X20 3F SB15 SB1 /w0  
Y1 X20-X21 3F SB15 SB1 r(0.3,0.3) /w1  
Y1 X21-X22 3F SB15 SB12 r(0.3,0.3) /w1

Y1 X23-X24 3F SB2 SB2 r(0.25,0.3) /w1  
Y1 X24-X25 3F SB4 SB5 r(0.3,0.3) /w1  
Y1 X25-X26 3F SB6 SB7 r(0.3,0.25) /w1

Y1 X27-X28 3F SB3 SB1 /w0  
Y1 X28-X29 3F SB3 SB1 r(0.3,0.3) /w1

Y1 X30-X31 3F SB1 SB2 /w0  
Y1 X31-X32 3F SB1 SB2 r(0.3,0.25) /w1

Y1 X1-X2 4F SB17 SB18 /w0  
Y1 X2-X3 4F SB17 SB18 /w1  
Y1 X3-X4 4F SB17 SB18 /w0

Y1 X5-X6 4F SB10 SB10 r(0.3,0.3) /w1  
Y1 X6-X7 4F SB14 SB15 r(0.3,0.3) /w1  
Y1 X7-X8 4F SB10 SB16 r(0.3,0.3) /w1  
Y1 X8-X9 4F SB10 SB16 /w0

Y1 X10-X11 4F SB12 SB12 /w0  
Y1 X11-X12 4F SB12 SB12 r(0.3,0.3) /w1  
Y1 X12-X13 4F SB13 SB12 r(0.3,0.25) /w1

Y1 X14-X15 4F SB8 SB9 /w0  
Y1 X15-X16 4F SB8 SB9 r(0.3,0.3) /w1  
Y1 X16-X17 4F SB10 SB11 r(0.3,0.3) /w1  
Y1 X17-X18 4F SB10 SB11 /w0

Y1 X19-X20 4F SB15 SB1 /w0  
Y1 X20-X21 4F SB15 SB1 r(0.3,0.3) /w1  
Y1 X21-X22 4F SB15 SB12 r(0.3,0.3) /w1

Y1 X23-X24 4F SB2 SB2 r(0.25,0.3) /w1  
Y1 X24-X25 4F SB4 SB5 r(0.3,0.3) /w1  
Y1 X25-X26 4F SB6 SB7 r(0.3,0.25) /w1

Y1 X27-X28 4F SB3 SB1 /w0  
Y1 X28-X29 4F SB3 SB1 r(0.3,0.3) /w1

Y1 X30-X31 4F SB1 SB2 /w0  
Y1 X31-X32 4F SB1 SB2 r(0.3,0.25) /w1

Y1 X1-X2 5F SB17 SB18 /w0  
Y1 X2-X3 5F SB17 SB18 /w1

Y1 X3-X4 5F SB17 SB18 /w0

Y1 X5-X6 5F SB10 SB10 r(0.3,0.3) /w1

Y1 X6-X7 5F SB14 SB15 r(0.3,0.3) /w1

Y1 X7-X8 5F SB10 SB16 r(0.3,0.3) /w1

Y1 X8-X9 5F SB10 SB16 /w0

Y1 X10-X11 5F SB12 SB12 /w0

Y1 X11-X12 5F SB12 SB12 r(0.3,0.3) /w1

Y1 X12-X13 5F SB13 SB12 r(0.3,0.25) /w1

Y1 X14-X15 5F SB8 SB9 /w0

Y1 X15-X16 5F SB8 SB9 r(0.3,0.3) /w1

Y1 X16-X17 5F SB10 SB11 r(0.3,0.3) /w1

Y1 X17-X18 5F SB10 SB11 /w0

Y1 X19-X20 5F SB15 SB1 /w0

Y1 X20-X21 5F SB15 SB1 r(0.3,0.3) /w1

Y1 X21-X22 5F SB15 SB12 r(0.3,0.3) /w1

Y1 X23-X24 5F SB2 SB2 r(0.25,0.3) /w1

Y1 X24-X25 5F SB4 SB5 r(0.3,0.3) /w1

Y1 X25-X26 5F SB6 SB7 r(0.3,0.25) /w1

Y1 X27-X28 5F SB3 SB1 /w0

Y1 X28-X29 5F SB3 SB1 r(0.3,0.3) /w1

Y1 X30-X31 5F SB1 SB2 /w0

Y1 X31-X32 5F SB1 SB2 r(0.3,0.25) /w1

Y1 X1-X2 6F SB17 SB18 /w0

Y1 X2-X3 6F SB17 SB18 /w1

Y1 X3-X4 6F SB17 SB18 /w0

Y1 X5-X6 6F SB10 SB10 r(0.3,0.3) /w1

Y1 X6-X7 6F SB14 SB15 r(0.3,0.3) /w1

Y1 X7-X8 6F SB10 SB16 r(0.3,0.3) /w1

Y1 X8-X9 6F SB10 SB16 /w0

Y1 X10-X11 6F SB12 SB12 /w0

Y1 X11-X12 6F SB12 SB12 r(0.3,0.3) /w1

Y1 X12-X13 6F SB13 SB12 r(0.3,0.25) /w1

Y1 X14-X15 6F SB8 SB9 /w0

Y1 X15-X16 6F SB8 SB9 r(0.3,0.3) /w1

Y1 X16-X17 6F SB10 SB11 r(0.3,0.3) /w1

Y1 X17-X18 6F SB10 SB11 /w0

Y1 X19-X20 6F SB15 SB1 /w0

Y1 X20-X21 6F SB15 SB1 r(0.3,0.3) /w1

Y1 X21-X22 6F SB15 SB12  $r(0.3,0.3)$  /w1

Y1 X23-X24 6F SB2 SB2  $r(0.25,0.3)$  /w1

Y1 X24-X25 6F SB4 SB5  $r(0.3,0.3)$  /w1

Y1 X25-X26 6F SB6 SB7  $r(0.3,0.25)$  /w1

Y1 X27-X28 6F SB3 SB1 /w0

Y1 X28-X29 6F SB3 SB1  $r(0.3,0.3)$  /w1

Y1 X30-X31 6F SB1 SB2 /w0

Y1 X31-X32 6F SB1 SB2  $r(0.3,0.25)$  /w1

Y1 X1-X2 7F SB17 SB18 /w0

Y1 X2-X3 7F SB17 SB18 /w1

Y1 X3-X4 7F SB17 SB18 /w0

Y1 X5-X6 7F SB10 SB10  $r(0.3,0.3)$  /w1

Y1 X6-X7 7F SB14 SB15  $r(0.3,0.3)$  /w1

Y1 X7-X8 7F SB10 SB16  $r(0.3,0.3)$  /w1

Y1 X8-X9 7F SB10 SB16 /w0

Y1 X10-X11 7F SB12 SB12 /w0

Y1 X11-X12 7F SB12 SB12  $r(0.3,0.3)$  /w1

Y1 X12-X13 7F SB13 SB12  $r(0.3,0.25)$  /w1

Y1 X14-X15 7F SB8 SB9 /w0

Y1 X15-X16 7F SB8 SB9  $r(0.3,0.3)$  /w1

Y1 X16-X17 7F SB10 SB11  $r(0.3,0.3)$  /w1

Y1 X17-X18 7F SB10 SB11 /w0

Y1 X19-X20 7F SB15 SB1 /w0

Y1 X20-X21 7F SB15 SB1  $r(0.3,0.3)$  /w1

Y1 X21-X22 7F SB15 SB12  $r(0.3,0.3)$  /w1

Y1 X23-X24 7F SB2 SB2  $r(0.25,0.3)$  /w1

Y1 X24-X25 7F SB4 SB5  $r(0.3,0.3)$  /w1

Y1 X25-X26 7F SB6 SB7  $r(0.3,0.25)$  /w1

Y1 X27-X28 7F SB3 SB1 /w0

Y1 X28-X29 7F SB3 SB1  $r(0.3,0.3)$  /w1

Y1 X30-X31 7F SB1 SB2 /w0

Y1 X31-X32 7F SB1 SB2  $r(0.3,0.25)$  /w1

Y1 X27-X28 RF SB3 SB1 /w1

Y1 X30-X31 RF SB1 SB2 /w1

//

//column, unit(Tonf m)  
option(no torsion, in MS model)

Y1 X5 GF-2F SC11 r(0.3,0.3)  
Y1 X5 2F-3F SC11 r(0.3,0.3)  
Y1 X5 3F-4F SC11 r(0.3,0.3)  
Y1 X5 4F-5F SC12 r(0.3,0.3)  
Y1 X5 5F-6F SC12 r(0.3,0.3)  
Y1 X5 6F-7F SC12 r(0.3,0.3)

Y1 X6 GF-2F SC21 r(0.3,0.3)  
Y1 X6 2F-3F SC21 r(0.3,0.3)  
Y1 X6 3F-4F SC21 r(0.3,0.3)  
Y1 X6 4F-5F SC22 r(0.3,0.3)  
Y1 X6 5F-6F SC22 r(0.3,0.3)  
Y1 X6 6F-7F SC22 r(0.3,0.3)

Y1 X7 GF-2F SC21 r(0.3,0.3)  
Y1 X7 2F-3F SC21 r(0.3,0.3)  
Y1 X7 3F-4F SC21 r(0.3,0.3)  
Y1 X7 4F-5F SC22 r(0.3,0.3)  
Y1 X7 5F-6F SC22 r(0.3,0.3)  
Y1 X7 6F-7F SC22 r(0.3,0.3)

Y1 X12 GF-2F SC21 r(0.3,0.3)  
Y1 X12 2F-3F SC21 r(0.3,0.3)  
Y1 X12 3F-4F SC21 r(0.3,0.3)  
Y1 X12 4F-5F SC22 r(0.3,0.3)  
Y1 X12 5F-6F SC22 r(0.3,0.3)  
Y1 X12 6F-7F SC22 r(0.3,0.3)

Y1 X13 GF-2F SC31 r(0.3,0.3)  
Y1 X13 2F-3F SC31 r(0.3,0.3)  
Y1 X13 3F-4F SC31 r(0.3,0.3)  
Y1 X13 4F-5F SC32 r(0.3,0.3)  
Y1 X13 5F-6F SC32 r(0.3,0.3)  
Y1 X13 6F-7F SC32 r(0.3,0.3)

Y1 X16 GF-2F SC21 r(0.3,0.3)  
Y1 X16 2F-3F SC21 r(0.3,0.3)  
Y1 X16 3F-4F SC21 r(0.3,0.3)

Y1 X16 4F-5F SC22 r(0.3,0.3)  
Y1 X16 5F-6F SC22 r(0.3,0.3)  
Y1 X16 6F-7F SC22 r(0.3,0.3)

Y1 X21 GF-2F SC21 r(0.3,0.3)  
Y1 X21 2F-3F SC21 r(0.3,0.3)  
Y1 X21 3F-4F SC21 r(0.3,0.3)  
Y1 X21 4F-5F SC22 r(0.3,0.3)  
Y1 X21 5F-6F SC22 r(0.3,0.3)  
Y1 X21 6F-7F SC22 r(0.3,0.3)

Y1 X22 GF-2F SC21 r(0.3,0.3)  
Y1 X22 2F-3F SC21 r(0.3,0.3)  
Y1 X22 3F-4F SC21 r(0.3,0.3)  
Y1 X22 4F-5F SC22 r(0.3,0.3)  
Y1 X22 5F-6F SC22 r(0.3,0.3)  
Y1 X22 6F-7F SC22 r(0.3,0.3)

Y1 X23 GF-2F SC31 r(0.3,0.3)  
Y1 X23 2F-3F SC31 r(0.3,0.3)  
Y1 X23 3F-4F SC31 r(0.3,0.3)  
Y1 X23 4F-5F SC32 r(0.3,0.3)  
Y1 X23 5F-6F SC32 r(0.3,0.3)  
Y1 X23 6F-7F SC32 r(0.3,0.3)

Y1 X24 GF-2F SC21 r(0.3,0.3)  
Y1 X24 2F-3F SC21 r(0.3,0.3)  
Y1 X24 3F-4F SC21 r(0.3,0.3)  
Y1 X24 4F-5F SC22 r(0.3,0.3)  
Y1 X24 5F-6F SC22 r(0.3,0.3)  
Y1 X24 6F-7F SC22 r(0.3,0.3)

Y1 X25 GF-2F SC21 r(0.3,0.3)  
Y1 X25 2F-3F SC21 r(0.3,0.3)  
Y1 X25 3F-4F SC21 r(0.3,0.3)  
Y1 X25 4F-5F SC22 r(0.3,0.3)  
Y1 X25 5F-6F SC22 r(0.3,0.3)  
Y1 X25 6F-7F SC22 r(0.3,0.3)

Y1 X26 GF-2F SC31 r(0.3,0.3)

Y1 X26 2F-3F SC31 r(0.3,0.3)  
Y1 X26 3F-4F SC31 r(0.3,0.3)  
Y1 X26 4F-5F SC32 r(0.3,0.3)  
Y1 X26 5F-6F SC32 r(0.3,0.3)  
Y1 X26 6F-7F SC32 r(0.3,0.3)

Y1 X29 GF-2F SC41 r(0.3,0.3)  
Y1 X29 2F-3F SC41 r(0.3,0.3)  
Y1 X29 3F-4F SC41 r(0.3,0.3)  
Y1 X29 4F-5F SC42 r(0.3,0.3)  
Y1 X29 5F-6F SC42 r(0.3,0.3)  
Y1 X29 6F-7F SC42 r(0.3,0.3)

Y1 X32 GF-2F SC51 r(0.3,0.3)  
Y1 X32 2F-3F SC51 r(0.3,0.3)  
Y1 X32 3F-4F SC51 r(0.3,0.3)  
Y1 X32 4F-5F SC52 r(0.3,0.3)  
Y1 X32 5F-6F SC52 r(0.3,0.3)  
Y1 X32 6F-7F SC52 r(0.3,0.3)

//

//wall, unit(Tonf m)  
option (rigid, in MS model)

Y1 X1-X2 GF-2F SW11 /w1  
Y1 X1-X2 2F-3F SW11 /w1  
Y1 X1-X2 3F-4F SW12 /w1  
Y1 X1-X2 4F-5F SW13 /w1  
Y1 X1-X2 5F-6F SW13 /w1  
Y1 X1-X2 6F-7F SW13 /w1

Y1 X3-X4 GF-2F SW21 /w1  
Y1 X3-X4 2F-3F SW21 /w1  
Y1 X3-X4 3F-4F SW22 /w1  
Y1 X3-X4 4F-5F SW23 /w1  
Y1 X3-X4 5F-6F SW23 /w1  
Y1 X3-X4 6F-7F SW23 /w1

Y1 X8-X9 GF-2F SW31 /w1  
Y1 X8-X9 2F-3F SW31 /w1  
Y1 X8-X9 3F-4F SW32 /w1  
Y1 X8-X9 4F-5F SW33 /w1  
Y1 X8-X9 5F-6F SW33 /w1

Y1 X8-X9 6F-7F SW33 /w1

Y1 X10-X11 GF-2F SW41 /w1  
Y1 X10-X11 2F-3F SW41 /w1  
Y1 X10-X11 3F-4F SW42 /w1  
Y1 X10-X11 4F-5F SW43 /w1  
Y1 X10-X11 5F-6F SW43 /w1  
Y1 X10-X11 6F-7F SW43 /w1

Y1 X14-X15 GF-2F SW11 /w1  
Y1 X14-X15 2F-3F SW11 /w1  
Y1 X14-X15 3F-4F SW12 /w1  
Y1 X14-X15 4F-5F SW13 /w1  
Y1 X14-X15 5F-6F SW13 /w1  
Y1 X14-X15 6F-7F SW13 /w1

Y1 X17-X18 GF-2F SW51 /w1  
Y1 X17-X18 2F-3F SW51 /w1  
Y1 X17-X18 3F-4F SW52 /w1  
Y1 X17-X18 4F-5F SW53 /w1  
Y1 X17-X18 5F-6F SW53 /w1  
Y1 X17-X18 6F-7F SW53 /w1

Y1 X19-X20 GF-2F SW41 /w1  
Y1 X19-X20 2F-3F SW41 /w1  
Y1 X19-X20 3F-4F SW42 /w1  
Y1 X19-X20 4F-5F SW43 /w1  
Y1 X19-X20 5F-6F SW43 /w1  
Y1 X19-X20 6F-7F SW43 /w1

Y1 X27-X28 GF-2F SW61 /w1  
Y1 X27-X28 2F-3F SW61 /w1  
Y1 X27-X28 3F-4F SW62 /w1  
Y1 X27-X28 4F-5F SW63 /w1  
Y1 X27-X28 5F-6F SW63 /w1  
Y1 X27-X28 6F-7F SW63 /w1  
Y1 X27-X28 7F-RF SW63 /w1

Y1 X30-X31 GF-2F SW61 /w1  
Y1 X30-X31 2F-3F SW61 /w1  
Y1 X30-X31 3F-4F SW62 /w1  
Y1 X30-X31 4F-5F SW63 /w1  
Y1 X30-X31 5F-6F SW63 /w1  
Y1 X30-X31 6F-7F SW63 /w1

Y1 X30-X31 7F-RF SW63 /w1

//

//HD, unit(Tonf m)

U1B CA7 1020813.6 0.18 C(10.61,10.61) Y(40.54,40.54) A(0.053,0.053) B(0.0195,0.0195)  
U(0,0.70) G(0.9,0) P(0 1 1)  
U2B CA7 1020813.6 0.27 C(12.73,12.73) Y(42.66,42.66) A(0.0442,0.0442) B(0.0162,0.0162)  
U(0,0.70) G(0.9,0) P(0 1 1)  
U11C CA7 1020813.6 0.36 C(25.47,25.47) Y(37.44,37.44) A(0.0088,0.0088) B(0.0032,0.0032)  
U(0,0.70) G(0.9,0) P(0 1 1)  
U12C CA7 1020813.6 0.36 C(25.47,25.47) Y(37.44,37.44) A(0.0088,0.0088) B(0.0032,0.0032)  
U(0,0.70) G(0.9,0) P(0 1 1)  
U21C CA7 1020813.6 0.36 C(25.47,25.47) Y(37.44,37.44) A(0.0088,0.0088) B(0.0032,0.0032)  
U(0,0.70) G(0.9,0) P(0 1 1)  
U22C CA7 1020813.6 0.36 C(25.47,25.47) Y(37.44,37.44) A(0.0088,0.0088) B(0.0032,0.0032)  
U(0,0.70) G(0.9,0) P(0 1 1)  
U31C CA7 1020813.6 0.15 C(10.61,10.61) Y(28.35,28.35) A(0.0314,0.0314) B(0.0115,0.0115)  
U(0,0.70) G(0.9,0) P(0 1 1)  
U32C CA7 1020813.6 0.15 C(10.61,10.61) Y(28.35,28.35) A(0.0314,0.0314) B(0.0115,0.0115)  
U(0,0.70) G(0.9,0) P(0 1 1)  
U41C CA7 1020813.6 0.36 C(25.47,25.47) Y(37.44,37.44) A(0.0088,0.0088) B(0.0032,0.0032)  
U(0,0.70) G(0.9,0) P(0 1 1)  
U42C CA7 1020813.6 0.36 C(25.47,25.47) Y(37.44,37.44) A(0.0088,0.0088) B(0.0032,0.0032)  
U(0,0.70) G(0.9,0) P(0 1 1)  
U51C CA7 1020813.6 0.36 C(25.47,25.47) Y(37.44,37.44) A(0.0088,0.0088) B(0.0032,0.0032)  
U(0,0.70) G(0.9,0) P(0 1 1)  
U52C CA7 1020813.6 0.36 C(25.47,25.47) Y(37.44,37.44) A(0.0088,0.0088) B(0.0032,0.0032)  
U(0,0.70) G(0.9,0) P(0 1 1)  
U11W CA7 1020813.6 1.26 C(131.07,131.07) Y(519.02,519.02) A(0.0826,0.0826) B(0.03,0.03)  
U(0,0.70) G(0.9,0) P(0 1 1)  
U12W CA7 1020813.6 1.26 C(131.07,131.07) Y(317.28,317.28) A(0.0396,0.0396)  
B(0.0144,0.0144) U(0,0.70) G(0.9,0) P(0 1 1)  
U13W CA7 1020813.6 1.26 C(131.07,131.07) Y(280.04,280.04) A(0.0317,0.0317)  
B(0.0115,0.0115) U(0,0.70) G(0.9,0) P(0 1 1)  
U21W CA7 1020813.6 0.9 C(93.62,93.62) Y(270.97,270.97) A(0.0529,0.0529) B(0.0192,0.0192)  
U(0,0.70) G(0.9,0) P(0 1 1)  
U22W CA7 1020813.6 0.9 C(93.62,93.62) Y(226.63,226.63) A(0.0396,0.0396) B(0.0144,0.0144)  
U(0,0.70) G(0.9,0) P(0 1 1)  
U23W CA7 1020813.6 0.9 C(93.62,93.62) Y(200.03,200.03) A(0.0317,0.0317) B(0.0115,0.0115)  
U(0,0.70) G(0.9,0) P(0 1 1)  
U31W CA7 1020813.6 1.2 C(124.83,124.83) Y(361.29,361.29) A(0.0529,0.0529)  
B(0.0192,0.0192) U(0,0.70) G(0.9,0) P(0 1 1)  
U32W CA7 1020813.6 1.2 C(124.83,124.83) Y(302.18,302.18) A(0.0396,0.0396)  
B(0.0144,0.0144) U(0,0.70) G(0.9,0) P(0 1 1)  
U33W CA7 1020813.6 1.2 C(124.83,124.83) Y(266.71,266.71) A(0.0317,0.0317)  
B(0.0115,0.0115) U(0,0.70) G(0.9,0) P(0 1 1)  
U41W CA7 1020813.6 1.29 C(134.19,134.19) Y(432.08,432.08) A(0.0619,0.0619)  
B(0.0225,0.0225) U(0,0.70) G(0.9,0) P(0 1 1)

U42W CA7 1020813.6 1.29 C(134.19,134.19) Y(324.84,324.84) A(0.0396,0.0396)  
B(0.0144,0.0144) U(0,0.70) G(0.9,0) P(0 1 1)  
U43W CA7 1020813.6 1.29 C(134.19,134.19) Y(286.71,286.71) A(0.0317,0.0317)  
B(0.0115,0.0115) U(0,0.70) G(0.9,0) P(0 1 1)  
U51W CA7 1020813.6 0.9 C(93.62,93.62) Y(270.97,270.97) A(0.0529,0.0529) B(0.0192,0.0192)  
U(0,0.70) G(0.9,0) P(0 1 1)  
U52W CA7 1020813.6 0.9 C(93.62,93.62) Y(226.63,226.63) A(0.0396,0.0396) B(0.0144,0.0144)  
U(0,0.70) G(0.9,0) P(0 1 1)  
U53W CA7 1020813.6 0.9 C(93.62,93.62) Y(200.03,200.03) A(0.0317,0.0317) B(0.0115,0.0115)  
U(0,0.70) G(0.9,0) P(0 1 1)  
U61W CA7 1020813.6 3.165 C(329.24,329.24) Y(952.91,952.91) A(0.0529,0.0529)  
B(0.0192,0.0192) U(0,0.70) G(0.9,0) P(0 1 1)  
U62W CA7 1020813.6 3.165 C(329.24,329.24) Y(796.99,796.99) A(0.0396,0.0396)  
B(0.0144,0.0144) U(0,0.70) G(0.9,0) P(0 1 1)  
U63W CA7 1020813.6 3.165 C(329.24,329.24) Y(703.44,703.44) A(0.0317,0.0317)  
B(0.0115,0.0115) U(0,0.70) G(0.9,0) P(0 1 1)

//

//material properties, unit(Tonf m)

S-12 SR4 2.1e+7 8.07e+6 T(-33000.0 1.19 17 0.0) U(3.25 3.25) P(0.05 3.0 1.0)  
CM245 CE4 2.35e+6 9.78e+5 C(2528.04 0.002) U(0.22 2.5) U(0.22 7)

U#2 0.00005  
U#3 0.000071  
U#4 0.000129  
U#5 0.000199  
U#6 0.000285022  
U#8 0.000506707

//

//member section, unit(Tonf, mm)

option(ACI code reduce center)  
option(MC 0.5 0.85)  
option(confinement 3.80 0.033 11.20 0.018)

stiffness (shear U11C)

SC11 (100 +x +y =xy)  
rectangle (600 600) S-12(4 4 2 U#8 50 100) S-12(U#3@250) CM245 /c /s

stiffness (shear U12C)

SC12 (100 +x +y =xy)  
rectangle (600 600) S-12(4 4 4 U#6 50 166.67) S-12(U#3@250) CM245 /c /s

stiffness (shear U21C)

SC21 (100 +x +y =xy)  
rectangle (600 600) S-12(5 5 2 U#8 50 166.67) S-12(U#3@250) CM245 /c /s

stiffness (shear U22C)

SC22 (100 +x +y =xy  
rectangle (600 600) S-12(4 4 4 4 U#6 50 166.67) S-12(U#3@250) CM245 /c /s

stiffness (shear U31C)  
SC31 (100 +x +y =xy  
rectangle (500 300) S-12(4 4 U#6 50) S-12(U#3@250) CM245 /c /s

stiffness (shear U32C)  
SC32 (100 +x +y =xy  
rectangle (500 300) S-12(5 5 U#5 50) S-12(U#3@250) CM245 /c /s

stiffness (shear U41C)  
SC41 (100 +x +y =xy  
rectangle (600 600) S-12(5 5 2 2 U#8 50 166.67) S-12(U#3@250) CM245 /c /s

stiffness (shear U42C)  
SC42 (100 +x +y =xy  
rectangle (600 600) S-12(4 4 4 4 U#6 50 166.67) S-12(U#3@250) CM245 /c /s

stiffness (shear U51C)  
SC51 (100 +x +y =xy  
rectangle (600 600) S-12(3 3 3 3 U#8 50 166.67) S-12(U#3@250) CM245 /c /s

stiffness (shear U52C)  
SC52 (100 +x +y =xy  
rectangle (600 600) S-12(4 4 4 4 U#6 50 166.67) S-12(U#3@250) CM245 /c /s

stiffness (shear U1B)  
SB1 (100 +x +y =xy  
rectangle (300 600) S-12(3 5 U#5 50) S-12(U#3@100) CM245 /c /s

stiffness (shear U1B)  
SB2 (100 +x +y =xy  
rectangle (300 600) S-12(2 2 U#6 50) S-12(U#3@100) CM245 /c /s

stiffness (shear U1B)  
SB3 (100 +x +y =xy  
rectangle (300 600) S-12(3 7 U#6 50) S-12(U#3@100) CM245 /c /s

stiffness (shear U1B)  
SB4 (100 +x +y =xy  
rectangle (300 600) S-12(3 4 U#5 50) S-12(U#3@100) CM245 /c /s

stiffness (shear U1B)  
SB5 (100 +x +y =xy  
rectangle (300 600) S-12(2 4 U#6 50) S-12(U#3@100) CM245 /c /s

stiffness (shear U1B)  
SB6 (100 +x +y =xy  
rectangle (300 600) S-12(4 8 U#5 50) S-12(U#3@100) CM245 /c /s

stiffness (shear U1B)  
SB7 (100 +x +y =xy  
rectangle (300 600) S-12(3 5 U#6 50) S-12(U#3@100) CM245 /c /s

stiffness (shear U1B)  
SB8 (100 +x +y =xy  
rectangle (300 600) S-12(3 7 U#5 50) S-12(U#3@100) CM245 /c /s

stiffness (shear U1B)  
SB9 (100 +x +y =xy  
rectangle (300 600) S-12(2 4 U#6 50) S-12(U#3@100) CM245 /c /s

stiffness (shear U1B)  
SB10 (100 +x +y =xy  
rectangle (300 600) S-12(4 4 U#5 50) S-12(U#3@100) CM245 /c /s

stiffness (shear U1B)  
SB11 (100 +x +y =xy  
rectangle (300 600) S-12(4 6 U#5 50) S-12(U#3@100) CM245 /c /s

stiffness (shear U1B)  
SB12 (100 +x +y =xy  
rectangle (300 600) S-12(3 5 U#6 50) S-12(U#3@100) CM245 /c /s

stiffness (shear U1B)  
SB13 (100 +x +y =xy  
rectangle (300 600) S-12(5 8 U#6 50) S-12(U#3@100) CM245 /c /s

stiffness (shear U1B)  
SB14 (100 +x +y =xy  
rectangle (300 600) S-12(5 5 U#5 50) S-12(U#3@100) CM245 /c /s

stiffness (shear U1B)  
SB15 (100 +x +y =xy  
rectangle (300 600) S-12(4 6 U#5 50) S-12(U#3@100) CM245 /c /s

stiffness (shear U1B)  
SB16 (100 +x +y =xy  
rectangle (300 600) S-12(8 8 U#5 50) S-12(U#3@100) CM245 /c /s

stiffness (shear U2B)  
SB17 (100 +x +y =xy  
rectangle (300 900) S-12(5 6 U#8 50) S-12(U#3@100) CM245 /c /s

stiffness (shear U2B)  
SB18 (100 +x +y =xy  
rectangle (300 900) S-12(5 7 U#8 50) S-12(U#3@100) CM245 /c /s

stiffness (shear U11W)  
SW11 (100 +x +y =xy  
wall(3000 300) S-12(13U#4@250 50D(#U4)) S-12(U#5@150) CM245 /c /s

rectangle (600 600 -1800 -150) S-12(5 5 2 2 U#8 50 166.67) S-12(U#3@250) CM245 /c /s  
rectangle (600 600 1800 -150) S-12(5 5 2 2 U#8 50 166.7) S-12(U#3@250) CM245 /c /s

stiffness (shear U12W)

SW12 (100 +x +y =xy  
wall(3000 300) S-12(13U#4@250 50D(#U4)) S-12(U#4@200) CM245 /c /s  
rectangle (600 600 -1800 -150) S-12(5 5 2 2 U#8 50 166.67) S-12(U#3@250) CM245 /c /s  
rectangle (600 600 1800 -150) S-12(5 5 2 2 U#8 50 166.7) S-12(U#3@250) CM245 /c /s

stiffness (shear U13W)

SW13 (100 +x +y =xy  
wall(3000 300) S-12(13U#4@250 50D(#U4)) S-12(U#4@250) CM245 /c /s  
rectangle (600 600 -1800 -150) S-12(4 4 4 4 U#6 50 166.67) S-12(U#3@250) CM245 /c /s  
rectangle (600 600 1800 -150) S-12(4 4 4 4 U#6 50 166.67) S-12(U#3@250) CM245 /c /s

stiffness (shear U21W)

SW21 (100 +x +y =xy  
wall(1700 300) S-12(7U#4@250 50D(#U4)) S-12(U#4@150) CM245 /c /s  
rectangle (700 300 -1200 0) S-12(5 5 U#6 50) S-12(U#3@250) CM245 /c /s  
rectangle (600 300 1150 0) S-12(3 3 U#8 50) S-12(U#3@250) CM245 /c /s  
rectangle (300 600 1300 -150) S-12(2 2 U#8 50) S-12(U#3@250) CM245 /c /s

stiffness (shear U22W)

SW22 (100 +x +y =xy  
wall(1700 300) S-12(7U#4@250 50D(#U4)) S-12(U#4@200) CM245 /c /s  
rectangle (700 300 -1200 0) S-12(5 5 U#6 50) S-12(U#3@250) CM245 /c /s  
rectangle (600 300 1150 0) S-12(3 3 U#8 50) S-12(U#3@250) CM245 /c /s  
rectangle (300 600 1300 -150) S-12(2 2 U#8 50) S-12(U#3@250) CM245 /c /s

stiffness (shear U23W)

SW23 (100 +x +y =xy  
wall(1700 300) S-12(7U#4@250 50D(#U4)) S-12(U#4@250) CM245 /c /s  
rectangle (700 300 -1200 0) S-12(7 7 U#5 50) S-12(U#3@250) CM245 /c /s  
rectangle (600 300 1150 0) S-12(4 4 U#6 50) S-12(U#3@250) CM245 /c /s  
rectangle (300 600 1300 -150) S-12(2 2 U#6 50) S-12(U#3@250) CM245 /c /s

stiffness (shear U31W)

SW31 (100 +x +y =xy  
wall(2600 300) S-12(11U#4@250 50D(#U4)) S-12(U#4@150) CM245 /c /s  
rectangle (700 300 -1700 0) S-12(5 5 U#8 50) S-12(U#3@250) CM245 /c /s  
rectangle (600 600 1600 150) S-12(3 3 2 2 U#8 50 166.67) S-12(U#3@250) CM245 /c /s

stiffness (shear U32W)

SW32 (100 +x +y =xy  
wall(2600 300) S-12(11U#4@250 50D(#U4)) S-12(U#4@200) CM245 /c /s  
rectangle (700 300 -1700 0) S-12(5 5 U#8 50) S-12(U#3@250) CM245 /c /s  
rectangle (600 600 1600 150) S-12(3 3 2 2 U#8 50 166.67) S-12(U#3@250) CM245 /c /s

stiffness (shear U33W)

SW33 (100 +x +y =xy  
wall(2600 300) S-12(11U#4@250 50D(#U4)) S-12(U#4@250) CM245 /c /s

rectangle (700 300 -1700 0) S-12(6 6 U#6 50) S-12(U#3@250) CM245 /c /s  
rectangle (600 600 1600 150) S-12(3 3 3 3 U#6 50 166.67) S-12(U#3@250) CM245 /c /s

stiffness (shear U41W)

SW41 (100 +x +y =xy  
wall(2600 300) S-12(11U#4@250 50D(#U4)) S-12(U#5@200) CM245 /c /s  
wall(1050 300 -1950 675 90) S-12(5U#4@250 50D(#U4)) S-12(U#5@200) CM245 /c /s  
wall(1050 300 -1950 -675 270) S-12(5U#4@250 50D(#U4)) S-12(U#5@200) CM245 /c /s  
rectangle (300 800 -1950 -1600) S-12(3 3 2 2 U#8 50 233.33) S-12(U#3@250) CM245 /c /s  
rectangle (300 800 -1950 1600) S-12(3 3 2 2 U#8 50 233.33) S-12(U#3@250) CM245 /c /s  
rectangle (800 300 -1700 0) S-12(5 5 U#8 50) S-12(U#3@250) CM245 /c /s  
rectangle (300 300 1450 0) S-12(2 2 U#8 50) S-12(U#3@250) CM245 /c /s  
rectangle (600 600 1900 -150) S-12(5 5 U#8 50) S-12(U#3@250) CM245 /c /s

stiffness (shear U42W)

SW42 (100 +x +y =xy  
wall(2600 300) S-12(11U#4@250 50D(#U4)) S-12(U#4@200) CM245 /c /s  
wall(1050 300 -1950 675 90) S-12(5U#4@250 50D(#U4)) S-12(U#4@200) CM245 /c /s  
wall(1050 300 -1950 -675 270) S-12(5U#4@250 50D(#U4)) S-12(U#4@200) CM245 /c /s  
rectangle (300 800 -1950 -1600) S-12(3 3 2 2 U#8 50 233.33) S-12(U#3@250) CM245 /c /s  
rectangle (300 800 -1950 1600) S-12(3 3 2 2 U#8 50 233.33) S-12(U#3@250) CM245 /c /s  
rectangle (800 300 -1700 0) S-12(5 5 U#8 50) S-12(U#3@250) CM245 /c /s  
rectangle (300 300 1450 0) S-12(2 2 U#8 50) S-12(U#3@250) CM245 /c /s  
rectangle (600 600 1900 -150) S-12(5 5 U#8 50) S-12(U#3@250) CM245 /c /s

stiffness (shear U43W)

SW43 (100 +x +y =xy  
wall(3700 250) S-12(15U#4@250 50D(#U4)) S-12(U#4@250) CM245 /c /s  
wall(1050 300 -1950 675 90) S-12(5U#4@250 50D(#U4)) S-12(U#4@250) CM245 /c /s  
wall(1050 300 -1950 -675 270) S-12(5U#4@250 50D(#U4)) S-12(U#4@250) CM245 /c /s  
rectangle (300 800 -1950 -1600) S-12(3 3 3 3 U#6 50 233.33) S-12(U#3@250) CM245 /c /s  
rectangle (300 800 -1950 1600) S-12(3 3 3 3 U#6 50 233.33) S-12(U#3@250) CM245 /c /s  
rectangle (800 300 -1700 0) S-12(6 6 U#6 50) S-12(U#3@250) CM245 /c /s  
rectangle (300 300 1450 0) S-12(2 2 U#6 50) S-12(U#3@250) CM245 /c /s  
rectangle (600 600 1900 -150) S-12(6 6 U#6 50) S-12(U#3@250) CM245 /c /s

stiffness (shear U51W)

SW51 (100 +x +y =xy  
wall(1400 300) S-12(6U#4@250 50D(#U4)) S-12(U#5@200) CM245 /c /s  
wall(1050 300 1350 -675 90) S-12(5U#4@250 50D(#U4)) S-12(U#5@200) CM245 /c /s  
wall(1050 300 1350 675 270) S-12(5U#4@250 50D(#U4)) S-12(U#5@200) CM245 /c /s  
rectangle (800 300 -1100 0) S-12(5 5 U#8 50) S-12(U#3@250) CM245 /c /s  
rectangle (800 300 1100 0) S-12(5 5 U#8 50) S-12(U#3@250) CM245 /c /s  
rectangle (300 800 1350 -1600) S-12(3 3 2 2 U#8 50 233.33) S-12(U#3@250) CM245 /c /s  
rectangle (300 800 1350 1600) S-12(3 3 2 2 U#8 50 233.33) S-12(U#3@250) CM245 /c /s

stiffness (shear U52W)

SW52 (100 +x +y =xy  
wall(1400 300) S-12(6U#4@250 50D(#U4)) S-12(U#4@200) CM245 /c /s  
wall(1050 300 1350 -675 90) S-12(5U#4@250 50D(#U4)) S-12(U#4@200) CM245 /c /s  
wall(1050 300 1350 675 270) S-12(5U#4@250 50D(#U4)) S-12(U#4@200) CM245 /c /s

rectangle (800 300 -1100 0) S-12(5 5 U#8 50) S-12(U#3@250) CM245 /c /s  
rectangle (800 300 1100 0) S-12(5 5 U#8 50) S-12(U#3@250) CM245 /c /s  
rectangle (300 800 1350 -1600) S-12(3 3 2 2 U#8 50 233.33) S-12(U#3@250) CM245 /c /s  
rectangle (300 800 1350 1600) S-12(3 3 2 2 U#8 50 233.33) S-12(U#3@250) CM245 /c /s

stiffness (shear U53W)

SW53 (100 +x +y =xy)

wall(1400 300) S-12(6U#4@250 50D(#U4)) S-12(U#4@250) CM245 /c /s  
wall(1050 300 1350 -675 90) S-12(5U#4@250 50D(#U4)) S-12(U#4@250) CM245 /c /s  
wall(1050 300 1350 675 270) S-12(5U#4@250 50D(#U4)) S-12(U#4@250) CM245 /c /s  
rectangle (800 300 -1100 0) S-12(6 6 U#6 50) S-12(U#3@250) CM245 /c /s  
rectangle (800 300 1100 0) S-12(6 6 U#6 50) S-12(U#3@250) CM245 /c /s  
rectangle (300 800 1350 -1600) S-12(3 3 3 3 U#6 50 233.33) S-12(U#3@250) CM245 /c /s  
rectangle (300 800 1350 1600) S-12(3 3 3 3 U#6 50 233.33) S-12(U#3@250) CM245 /c /s

stiffness (shear U61W)

SW61 (100 +x +y =xy)

wall(8750 300) S-12(36U#4@250 50D(#U4)) S-12(U#4@150) CM245 /c /s  
rectangle (300 700 -5425 -200) S-12(2 2 2 U#8 50 300) S-12(U#3@250) CM245 /c /s  
rectangle (900 300 -4825 0) S-12(3 3 U#8 50) S-12(U#3@250) CM245 /c /s  
rectangle (600 600 4675 -150) S-12(5 5 U#8 50) S-12(U#3@250) CM245 /c /s

stiffness (shear U62W)

SW62 (100 +x +y =xy)

wall(8750 300) S-12(36U#4@250 50D(#U4)) S-12(U#4@200) CM245 /c /s  
rectangle (300 700 -5425 -200) S-12(2 2 2 U#8 50 300) S-12(U#3@250) CM245 /c /s  
rectangle (900 300 -4825 0) S-12(3 3 U#8 50) S-12(U#3@250) CM245 /c /s  
rectangle (600 600 4675 -150) S-12(5 5 U#8 50) S-12(U#3@250) CM245 /c /s

stiffness (shear U63W)

SW63 (100 +x +y =xy)

wall(8750 300) S-12(36U#4@250 50D(#U4)) S-12(U#4@250) CM245 /c /s  
rectangle (300 700 -5425 -200) S-12(2 2 U#8 50) S-12(U#3@250) CM245 /c /s  
rectangle (900 300 -4825 0) S-12(3 3 U#8 50) S-12(U#3@250) CM245 /c /s  
rectangle (600 600 4675 -150) S-12(3 3 3 3 U#6 50 166.67) S-12(U#3@250) CM245 /c /s

//

//initial load, unit(Tonf m)

Including element selfweight

beam Y1 X1-X2 2F Lx(0.804)  
beam Y1 X2-X3 2F Lx(2.497)  
beam Y1 X3-X4 2F Lx(0.718)

beam Y1 X5-X6 2F Lx(1.608)  
beam Y1 X6-X7 2F Lx(3.112)  
beam Y1 X7-X8 2F Lx(3.956)  
beam Y1 X8-X9 2F Lx(2.732)

beam Y1 X10-X11 2F Lx(1.608)  
beam Y1 X11-X12 2F Lx(3.112)  
beam Y1 X12-X13 2F Lx(3.902)

beam Y1 X14-X15 2F Lx(1.608)  
beam Y1 X15-X16 2F Lx(3.112)  
beam Y1 X16-X17 2F Lx(1.908)  
beam Y1 X17-X18 2F Lx(1.908)

beam Y1 X19-X20 2F Lx(1.608)  
beam Y1 X20-X21 2F Lx(3.112)  
beam Y1 X21-X22 2F Lx(3.983)

beam Y1 X23-X24 2F Lx(1.608)  
beam Y1 X24-X25 2F Lx(3.112)  
beam Y1 X25-X26 2F Lx(3.917)

beam Y1 X27-X28 2F Lx(2.873)  
beam Y1 X28-X29 2F Lx(3.486)

beam Y1 X30-X31 2F Lx(1.577)  
beam Y1 X31-X32 2F Lx(1.5)

beam Y1 X1-X2 3F Lx(0.804)  
beam Y1 X2-X3 3F Lx(2.497)  
beam Y1 X3-X4 3F Lx(0.718)

beam Y1 X5-X6 3F Lx(1.608)  
beam Y1 X6-X7 3F Lx(3.112)  
beam Y1 X7-X8 3F Lx(3.956)  
beam Y1 X8-X9 3F Lx(2.732)

beam Y1 X10-X11 3F Lx(1.608)  
beam Y1 X11-X12 3F Lx(3.112)  
beam Y1 X12-X13 3F Lx(3.902)

beam Y1 X14-X15 3F Lx(1.608)  
beam Y1 X15-X16 3F Lx(3.112)  
beam Y1 X16-X17 3F Lx(1.908)  
beam Y1 X17-X18 3F Lx(1.908)

beam Y1 X19-X20 3F Lx(1.608)  
beam Y1 X20-X21 3F Lx(3.112)  
beam Y1 X21-X22 3F Lx(3.983)

beam Y1 X23-X24 3F Lx(1.608)  
beam Y1 X24-X25 3F Lx(3.112)  
beam Y1 X25-X26 3F Lx(3.917)

beam Y1 X27-X28 3F Lx(2.873)

beam Y1 X28-X29 3F Lx(3.486)

beam Y1 X30-X31 3F Lx(1.577)

beam Y1 X31-X32 3F Lx(1.5)

beam Y1 X1-X2 4F Lx(0.804)

beam Y1 X2-X3 4F Lx(2.497)

beam Y1 X3-X4 4F Lx(0.718)

beam Y1 X5-X6 4F Lx(1.608)

beam Y1 X6-X7 4F Lx(3.112)

beam Y1 X7-X8 4F Lx(3.956)

beam Y1 X8-X9 4F Lx(2.732)

beam Y1 X10-X11 4F Lx(1.608)

beam Y1 X11-X12 4F Lx(3.112)

beam Y1 X12-X13 4F Lx(3.902)

beam Y1 X14-X15 4F Lx(1.608)

beam Y1 X15-X16 4F Lx(3.112)

beam Y1 X16-X17 4F Lx(1.908)

beam Y1 X17-X18 4F Lx(1.908)

beam Y1 X19-X20 4F Lx(1.608)

beam Y1 X20-X21 4F Lx(3.112)

beam Y1 X21-X22 4F Lx(3.983)

beam Y1 X23-X24 4F Lx(1.608)

beam Y1 X24-X25 4F Lx(3.112)

beam Y1 X25-X26 4F Lx(3.917)

beam Y1 X27-X28 4F Lx(2.873)

beam Y1 X28-X29 4F Lx(3.486)

beam Y1 X30-X31 4F Lx(1.577)

beam Y1 X31-X32 4F Lx(1.5)

beam Y1 X1-X2 5F Lx(0.804)

beam Y1 X2-X3 5F Lx(2.497)

beam Y1 X3-X4 5F Lx(0.718)

beam Y1 X5-X6 5F Lx(1.608)

beam Y1 X6-X7 5F Lx(3.112)

beam Y1 X7-X8 5F Lx(3.956)

beam Y1 X8-X9 5F Lx(2.732)

beam Y1 X10-X11 5F Lx(1.608)

beam Y1 X11-X12 5F Lx(3.112)

beam Y1 X12-X13 5F Lx(3.902)

beam Y1 X14-X15 5F Lx(1.608)  
beam Y1 X15-X16 5F Lx(3.112)  
beam Y1 X16-X17 5F Lx(1.908)  
beam Y1 X17-X18 5F Lx(1.908)

beam Y1 X19-X20 5F Lx(1.608)  
beam Y1 X20-X21 5F Lx(3.112)  
beam Y1 X21-X22 5F Lx(3.983)

beam Y1 X23-X24 5F Lx(1.608)  
beam Y1 X24-X25 5F Lx(3.112)  
beam Y1 X25-X26 5F Lx(3.917)

beam Y1 X27-X28 5F Lx(2.873)  
beam Y1 X28-X29 5F Lx(3.486)

beam Y1 X30-X31 5F Lx(1.577)  
beam Y1 X31-X32 5F Lx(1.5)

beam Y1 X1-X2 6F Lx(0.804)  
beam Y1 X2-X3 6F Lx(2.497)  
beam Y1 X3-X4 6F Lx(0.718)

beam Y1 X5-X6 6F Lx(1.608)  
beam Y1 X6-X7 6F Lx(3.112)  
beam Y1 X7-X8 6F Lx(3.956)  
beam Y1 X8-X9 6F Lx(2.732)

beam Y1 X10-X11 6F Lx(1.608)  
beam Y1 X11-X12 6F Lx(3.112)  
beam Y1 X12-X13 6F Lx(3.902)

beam Y1 X14-X15 6F Lx(1.608)  
beam Y1 X15-X16 6F Lx(3.112)  
beam Y1 X16-X17 6F Lx(1.908)  
beam Y1 X17-X18 6F Lx(1.908)

beam Y1 X19-X20 6F Lx(1.608)  
beam Y1 X20-X21 6F Lx(3.112)  
beam Y1 X21-X22 6F Lx(3.983)

beam Y1 X23-X24 6F Lx(1.608)  
beam Y1 X24-X25 6F Lx(3.112)  
beam Y1 X25-X26 6F Lx(3.917)

beam Y1 X27-X28 6F Lx(2.873)  
beam Y1 X28-X29 6F Lx(3.486)

beam Y1 X30-X31 6F Lx(1.577)

beam Y1 X31-X32 6F Lx(1.5)

beam Y1 X1-X2 7F Lx(0.607)

beam Y1 X2-X3 7F Lx(1.886)

beam Y1 X3-X4 7F Lx(0.542)

beam Y1 X5-X6 7F Lx(1.215)

beam Y1 X6-X7 7F Lx(2.351)

beam Y1 X7-X8 7F Lx(2.988)

beam Y1 X8-X9 7F Lx(2.192)

beam Y1 X10-X11 7F Lx(1.215)

beam Y1 X11-X12 7F Lx(2.351)

beam Y1 X12-X13 7F Lx(2.947)

beam Y1 X14-X15 7F Lx(1.215)

beam Y1 X15-X16 7F Lx(2.351)

beam Y1 X16-X17 7F Lx(1.441)

beam Y1 X17-X18 7F Lx(1.441)

beam Y1 X19-X20 7F Lx(1.215)

beam Y1 X20-X21 7F Lx(2.351)

beam Y1 X21-X22 7F Lx(3.009)

beam Y1 X23-X24 7F Lx(1.215)

beam Y1 X24-X25 7F Lx(2.351)

beam Y1 X25-X26 7F Lx(2.959)

beam Y1 X27-X28 7F Lx(2.171)

beam Y1 X28-X29 7F Lx(2.633)

beam Y1 X30-X31 7F Lx(1.191)

beam Y1 X31-X32 7F Lx(1.133)

beam Y1 X27-X28 RF Lx(0.746)

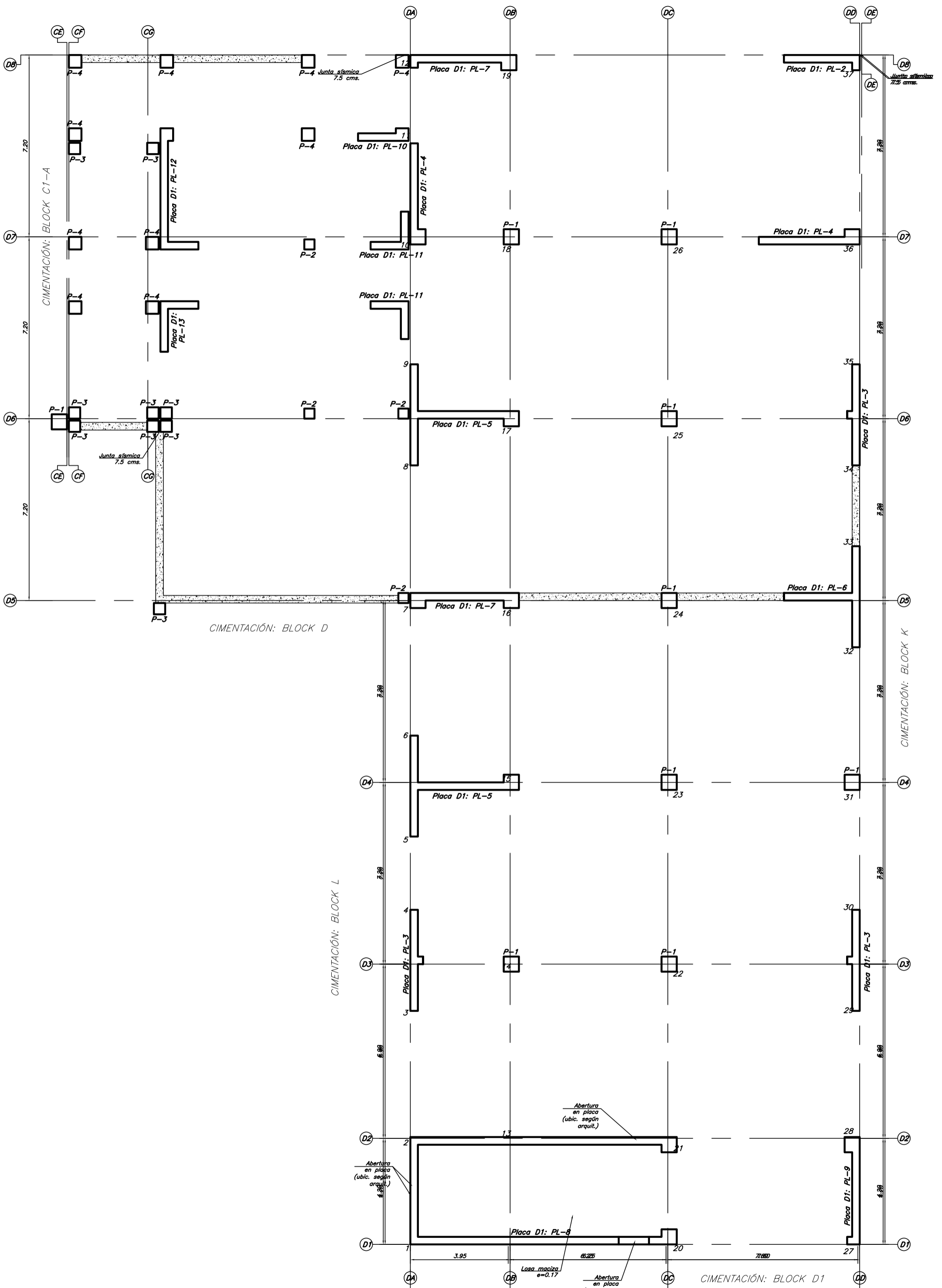
beam Y1 X30-X31 RF Lx(0.745)

//

## Apéndice E

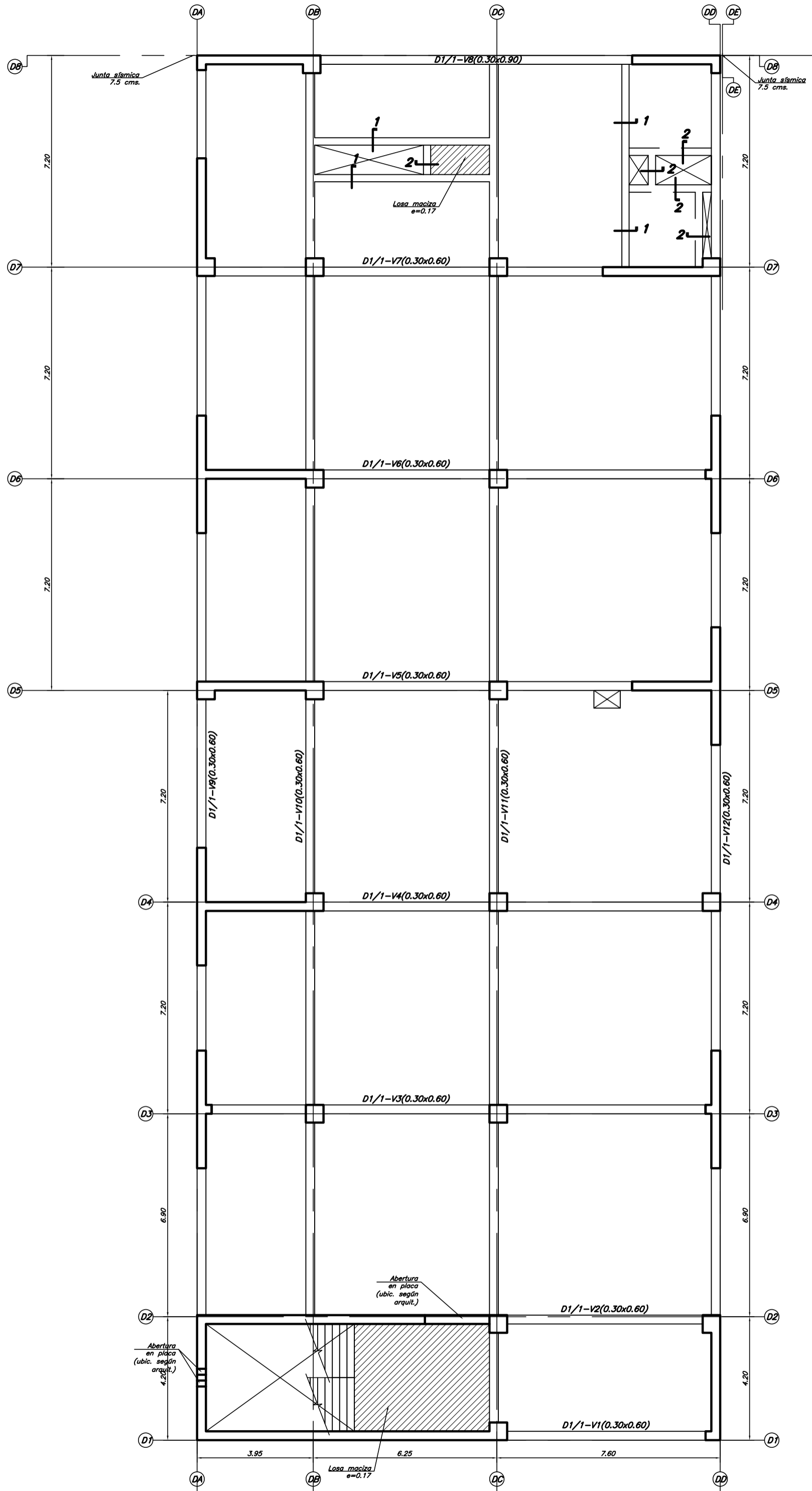
### Planos de estructuras del bloque

D1.<sup>44</sup>

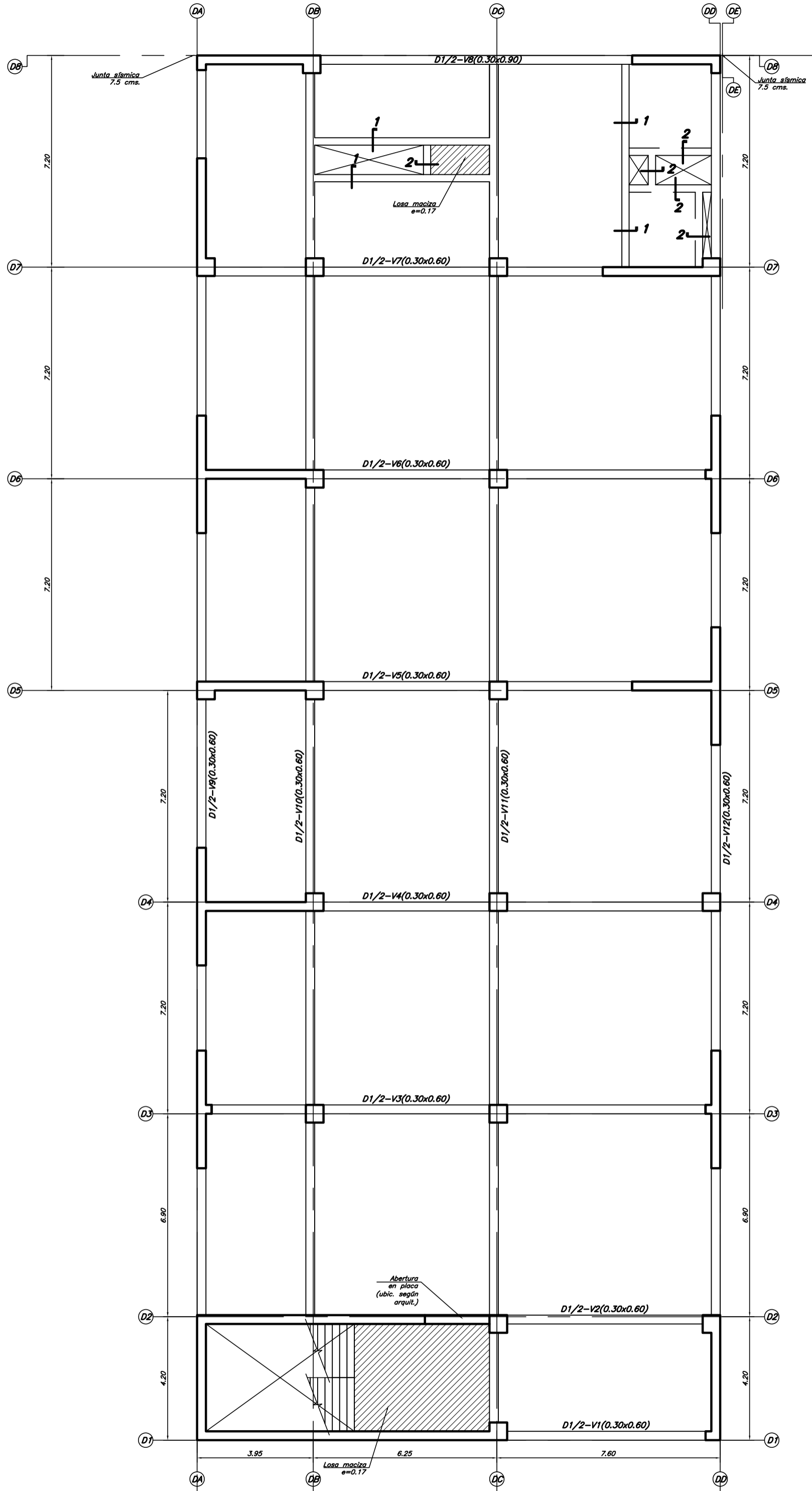


**PLANTA CIMENTACIÓN BLOQUE D1-D3**  
 ESCALA: 1/75



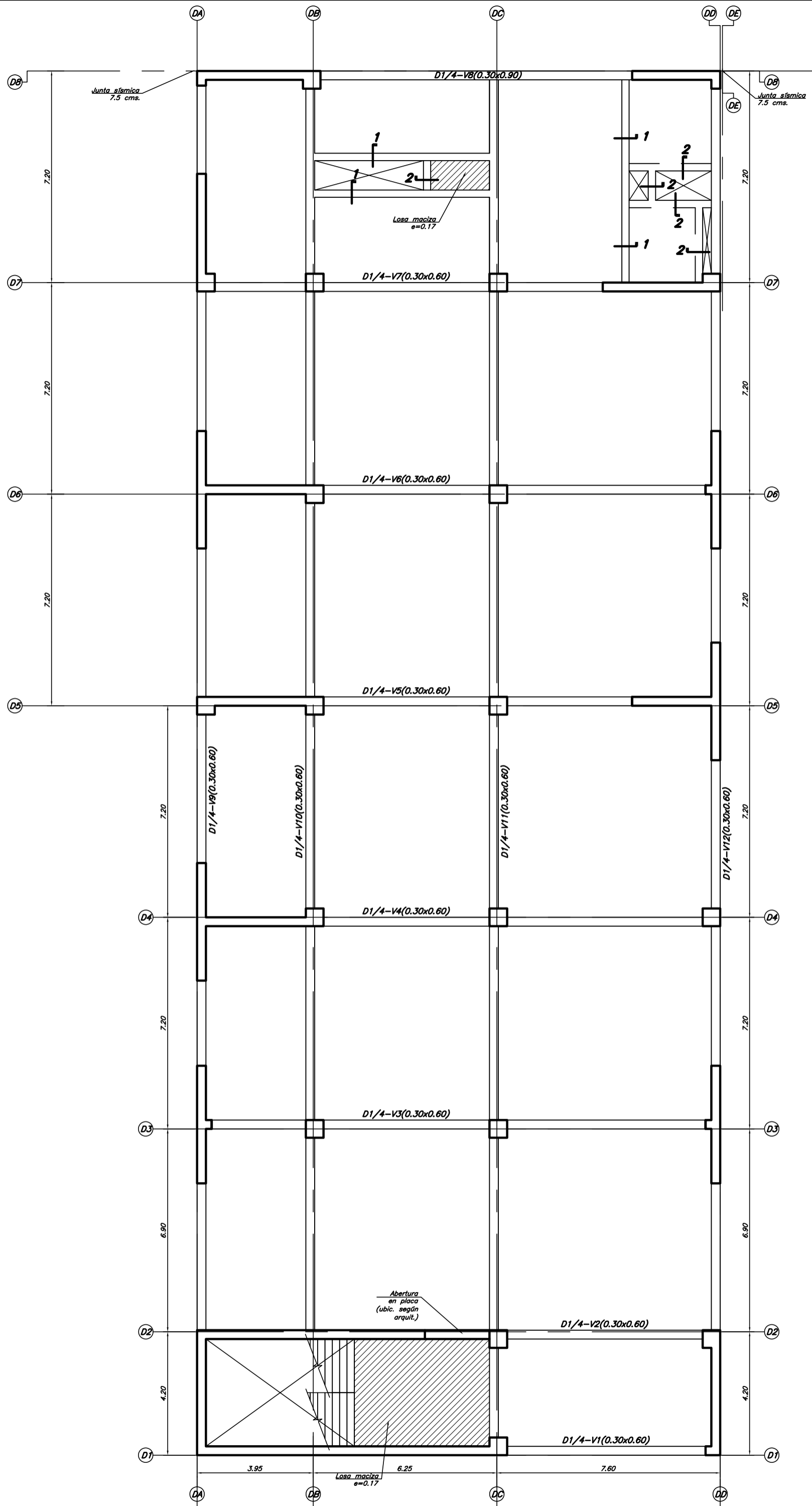


**ENCOFRADO TECHO DE 1° PISO - BLOQUE D1-D3**  
**(ALIGERADO H=0.25)**  
 ESCALA: 1/75

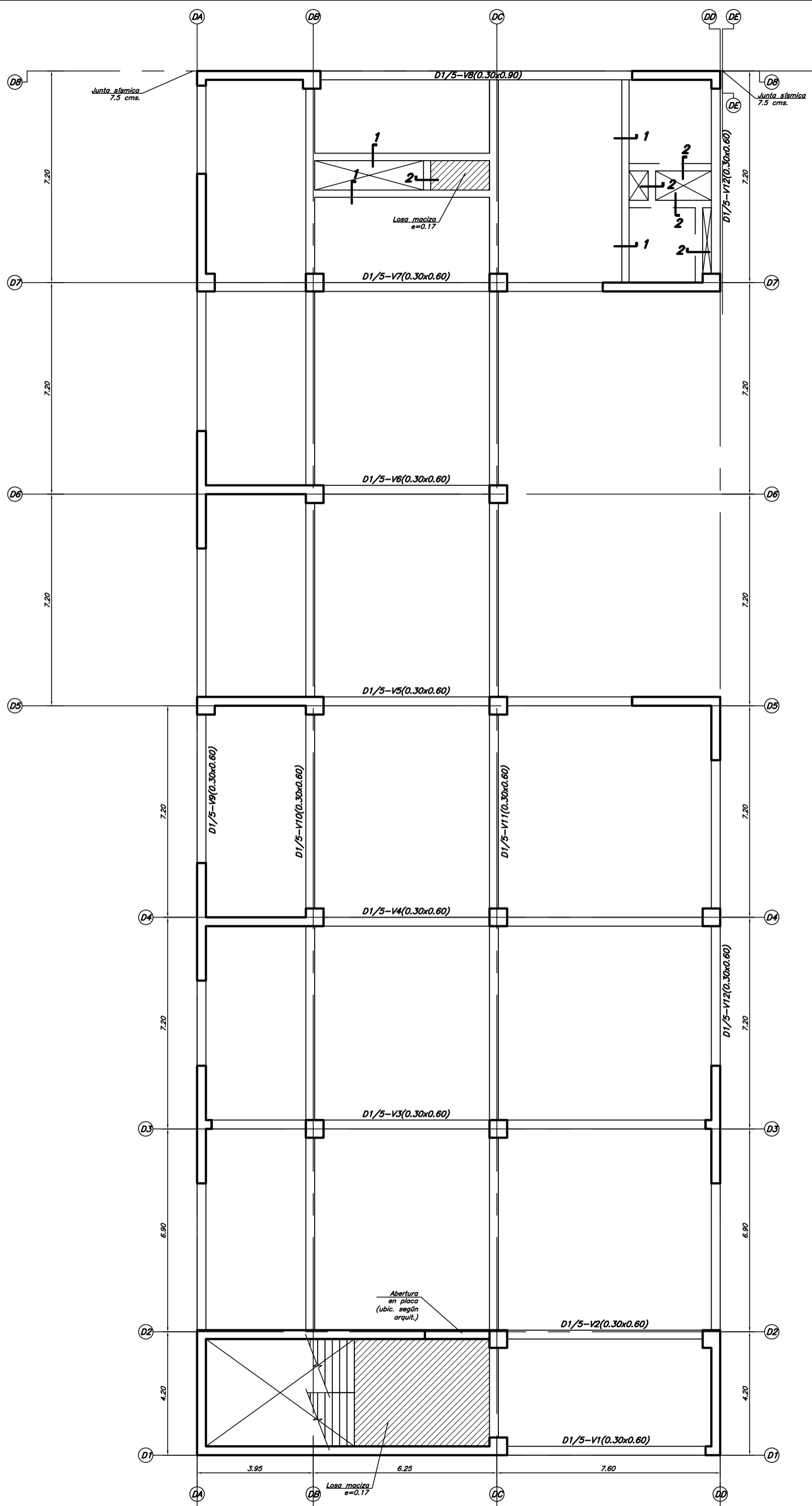


**ENCOFRADO TECHO DE 2° PISO - BLOQUE D1-D3**  
**(ALIGERADO H=0.25)**  
 ESCALA: 1/75



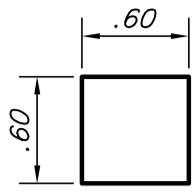


**ENCOFRADO TECHO DE 4° PISO - BLOQUE D1-D3**  
**(ALIGERADO H=0.25)**  
 ESCALA: 1/75

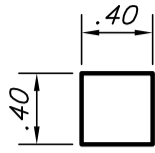


**ENCOFRADO TECHO DE 5° PISO - BLOQUE D1-D3**  
**(ALIGERADO H=0.25)**

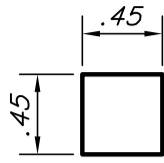
ESCALA: 1/75



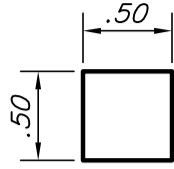
**P-1**  
ESCALA: 1/50



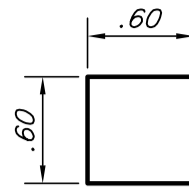
**P-2**  
ESCALA: 1/50



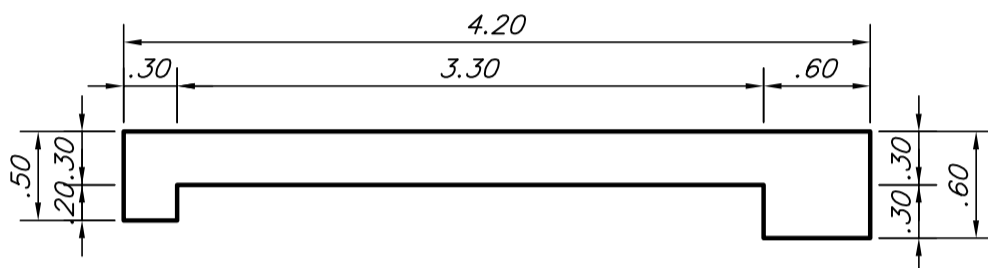
**P-3**  
ESCALA: 1/50



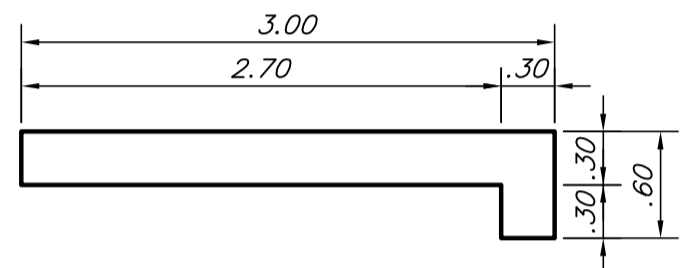
**P-4**  
ESCALA: 1/50



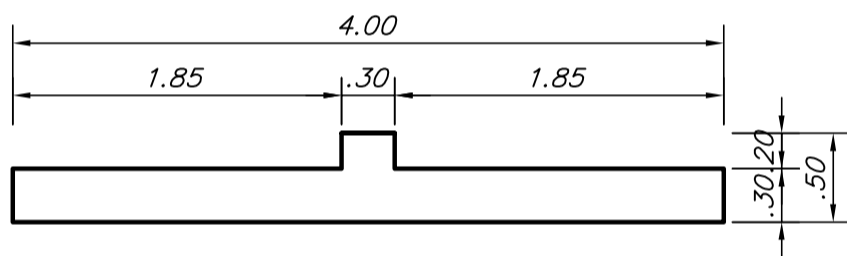
**P-5**  
ESCALA: 1/50



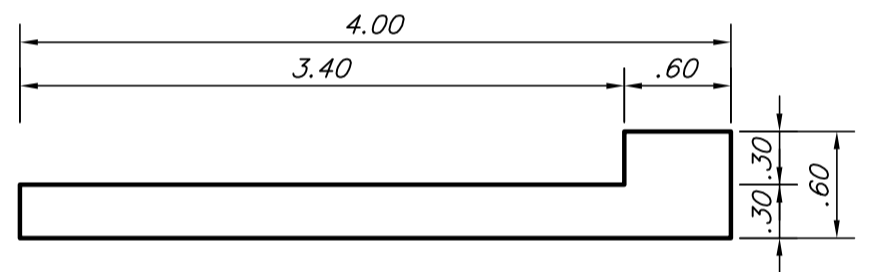
**PLACA D1: PL-1**  
ESCALA: 1/50



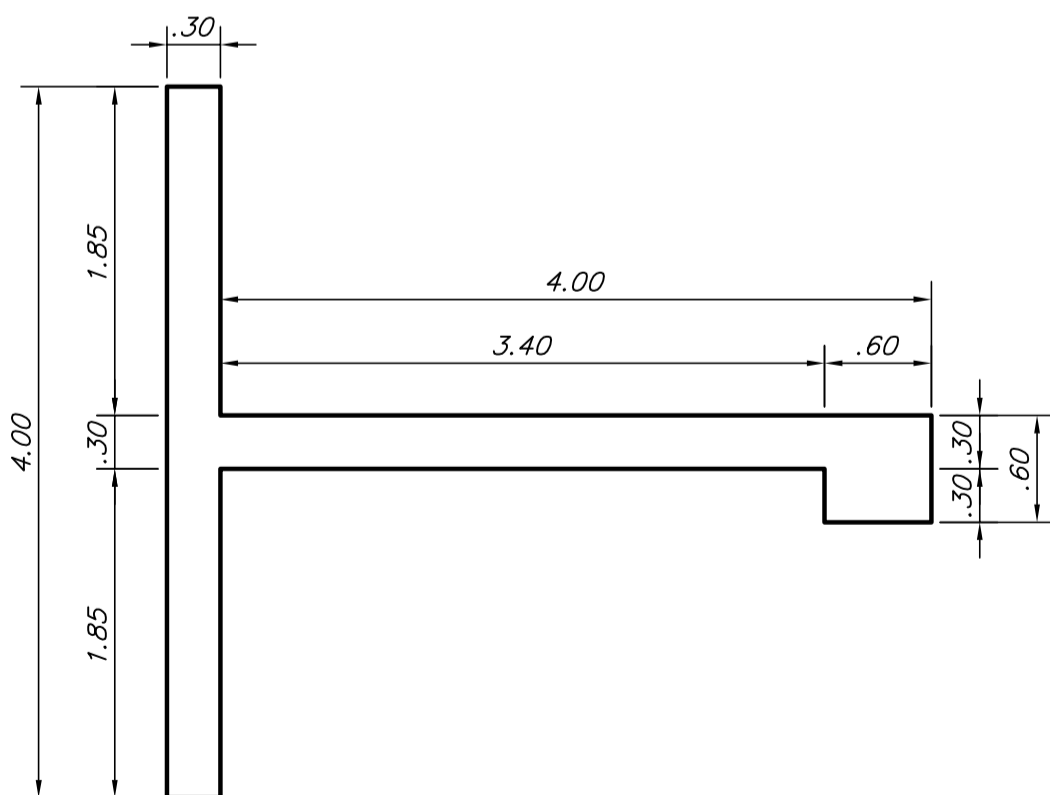
**PLACA D1: PL-2**  
ESCALA: 1/50



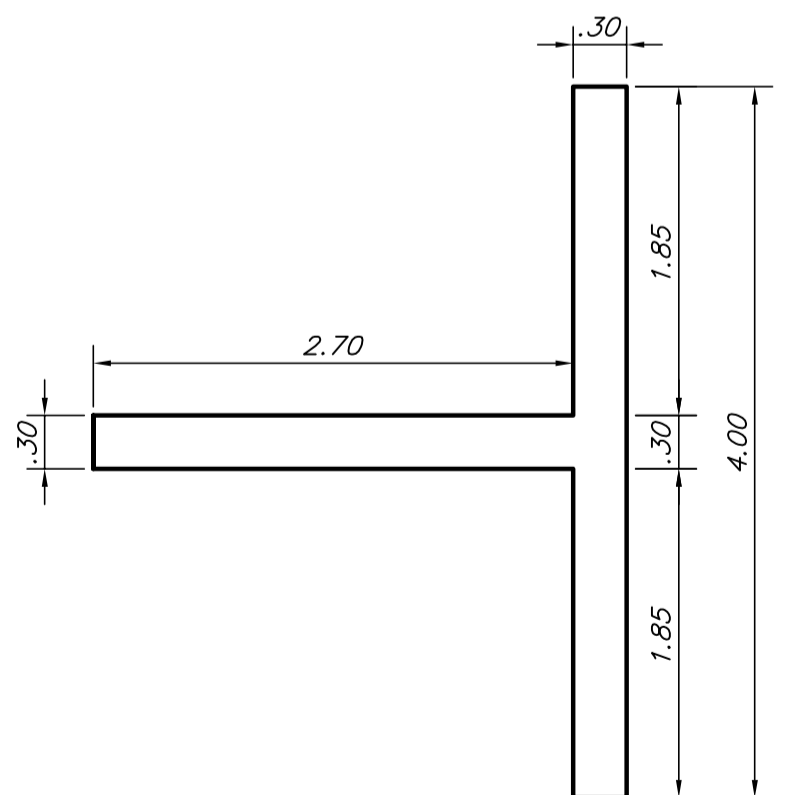
**PLACA D1: PL-3**  
ESCALA: 1/50



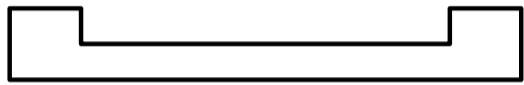
**PLACA D1: PL-4**  
ESCALA: 1/50



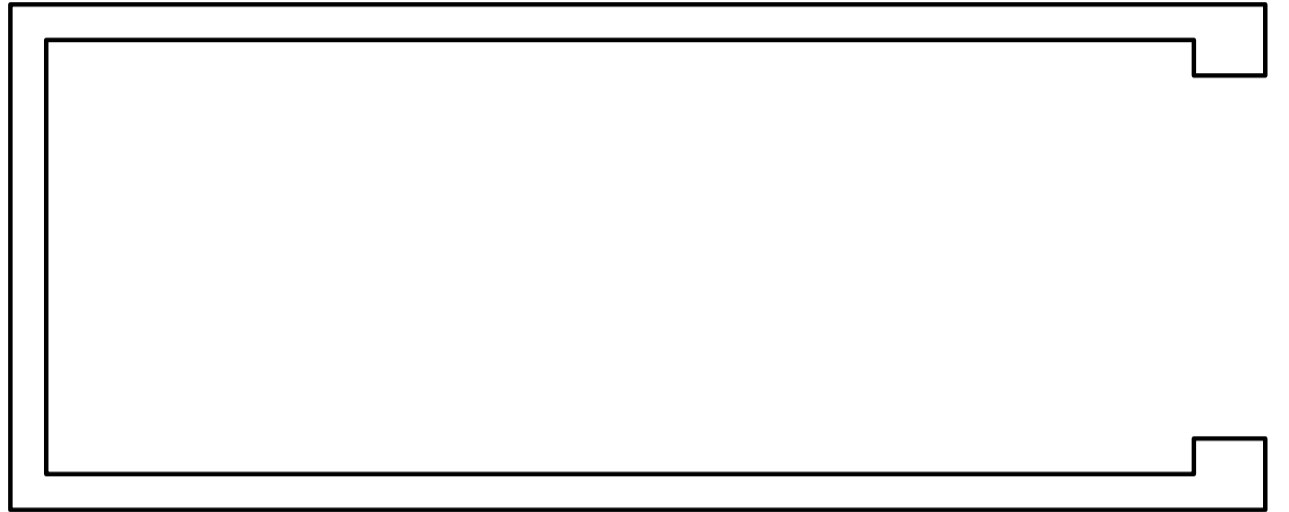
**PLACA D1: PL-5**  
ESCALA: 1/50



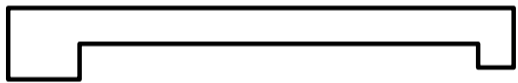
**PLACA D1: PL-6**  
ESCALA: 1/50



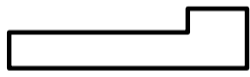
Placa D1: PL-7



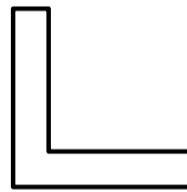
Placa D1: PL-8



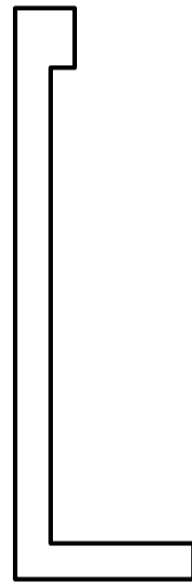
Placa D1: PL-9



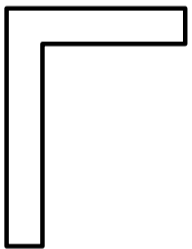
Placa D1: PL-10



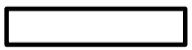
Placa D1: PL-11



Placa D1: PL-12



Placa D1: PL-13  
Del sotano al 3° piso



Placa D1: PL-13  
4° piso

**UNSCH**FACULTAD DE  
**INGENIERÍA**  
DE MINAS, GEOLOGÍA Y CIVIL

"Año de la unidad, la paz y el desarrollo"

## ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS

### ACTA N° 080-2023-FIMGC

En la ciudad de Ayacucho, en cumplimiento a la **RESOLUCIÓN DECANAL N° 366-2023-FIMGC-D**, siendo once días del mes de setiembre del 2023, a horas 11:00 am.; se reunieron los jurados del acto de sustentación, en el Auditorium virtual google meet del Campus Universitario de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga.

Siendo el Jurado de la sustentación de tesis compuesto por el presidente el **Dr. Ing. Efraín Elías PORRAS FLORES**, Jurado el **MSc. Ing. Javier Francisco TAÍPE CARBAJAL**, Jurado el **MSc. Ing. Rolando CISNEROS AYALA**, quien estuvo presente durante la sustentación y realizo sus preguntas, luego por razones desconocidas se desconecta del aula virtual, por esta consideración no participa en la deliberación de la nota; Jurado - Asesor el **MSc. Ing. Rubén Américo YACHAPA CONDEÑA** y secretario del proceso el **Mg. Ing. Christian LEZAMA CUELLAR**, con el objetivo de recepcionar la sustentación de la tesis denominada titulado: "**OBTENCIÓN DE LAS CURVAS DE FRAGILIDAD ANALÍTICAS POR SISMO DEL BLOQUE "D1" DEL NUEVO HOSPITAL REGIONAL DE AYACUCHO MIGUEL ÁNGEL MARISCAL LLERENA TIPO III-1 MEDIANTE EL EMPLEO DEL ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL**", presentado por el/la Sr./Srta., **EDDER GUILLEN CALDERON**, Bachiller en **Ciencias de la Ingeniería Civil**.

El Jurado luego de haber recepcionado la sustentación de la tesis y realizado las preguntas, el sustentante al haber dado respuesta a las preguntas, y el Jurado haber deliberado; califica con la nota aprobatoria de **16 (dieciséis)**.

En fe de lo cual, se firma la presente acta, por los miembros integrantes del proceso de sustentación.

Dr. Efraín Elías Porras Flores  
DECANO**Dr. Ing. Efraín Elías PORRAS FLORES**  
Presidente**MSc. Ing. Javier Francisco TAÍPE CARBAJAL**  
Jurado  
**MSc. Ing. Rubén Américo YACHAPA CONDEÑA**  
Jurado Asesor  
**Mg. Ing. Christian LEZAMA CUELLAR**  
Secretario del Proceso

Departamento Académico de Matemática y Física



C.c.:  
Bach. EDDER GUILLEN CALDERON  
Jurados (3)  
Archivo



**UNSCH**

FACULTAD DE  
**INGENIERÍA**  
DE MINAS, GEOLOGÍA Y CIVIL



“Año de la unidad, la paz y el desarrollo”

## CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD DE TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

### CONSTANCIA N° 072-2023-FIMGC

El que suscribe; responsable verificador de originalidad de trabajos de tesis de pregrado con el software Turnitin, en segunda instancia para las **Escuelas Profesionales** de la **Facultad de Ingeniería de Minas, Geología y Civil**; en cumplimiento a la **Resolución de Consejo Universitario N° 039-2021-UNSCH-CU**, Reglamento de Originalidad de Trabajos de Investigación de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga y **Resolución Decanal N° 288-2023-FIMGC-UNSCH-D**, deja constancia de originalidad de trabajo de investigación, que el/la Sr./Srta.

**Apellidos y Nombres** : GUILLÉN CALDERÓN, Edder  
**Escuela Profesional** : INGENIERÍA CIVIL  
**Título de la Tesis** : “OBTENCIÓN DE LAS CURVAS DE FRAGILIDAD ANALÍTICAS POR SISMO DEL BLOQUE “D1” DEL NUEVO HOSPITAL REGIONAL DE AYACUCHO MIGUEL ÁNGEL MARISCAL LLERENA TIPO III-1 MEDIANTE EL EMPLEO DEL ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL”  
**Evaluación de la Originalidad** : 07 % Índice de Similitud  
**Identificador de la entrega** : 2159637154

Por tanto, según los Artículos 12, 13 y 17 del Reglamento de Originalidad de Trabajos de Investigación, es **PROCEDENTE** otorgar la **Constancia de Originalidad** para los fines que crea conveniente.

En señal de conformidad y verificación se firma la presente constancia

Ayacucho, 06 de setiembre del 2023



UNIVERSIDAD NACIONAL DE  
SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA  
Facultad de Ingeniería de Minas, Geología y Civil

**Mg. Ing. Christian LEZAMA CUELLAR**

Verificador de Originalidad de Trabajos de Tesis de Pregrado  
Departamento Académicos de Matemática y Física



Con depósito para Sustentación y Tramites  
Cc. Archivo.

# OBTENCIÓN DE LAS CURVAS DE FRAGILIDAD ANALÍTICAS POR SISMO DEL BLOQUE "D1" DEL NUEVO HOSPITAL REGIONAL DE AYACUCHO MIGUEL ÁNGEL MARISCAL LLERENA TIPO III-1 MEDIANTE EL EMPLEO DEL ANÁLISIS DINÁMICO INC

---

**Fecha de entrega:** 06-sep-2023 11:55p.m. (UTC-0500)  
por Edder Guillén Calderón

**Identificador de la entrega:** 2159637154

**Nombre del archivo:** Tesis\_Edder\_Guill\_n\_Calder\_n\_EPIC.pdf (7M)

**Total de palabras:** 44346

**Total de caracteres:** 195019

# OBTENCIÓN DE LAS CURVAS DE FRAGILIDAD ANALÍTICAS POR SISMO DEL BLOQUE "D1" DEL NUEVO HOSPITAL REGIONAL DE AYACUCHO MIGUEL ÁNGEL MARISCAL LLERENA TIPO III-1 MEDIANTE EL EMPLEO DEL ANÁLISIS DINÁMICO INC

## INFORME DE ORIGINALIDAD

|                     |                     |               |                         |
|---------------------|---------------------|---------------|-------------------------|
| <b>7</b> %          | <b>7</b> %          | <b>1</b> %    | <b>3</b> %              |
| INDICE DE SIMILITUD | FUENTES DE INTERNET | PUBLICACIONES | TRABAJOS DEL ESTUDIANTE |

## FUENTES PRIMARIAS

|          |  |                |
|----------|--|----------------|
| <b>1</b> | <b>creativecommons.org</b><br>Fuente de Internet     | <b>2</b> %     |
| <b>2</b> | <b>hdl.handle.net</b><br>Fuente de Internet          | <b>2</b> %     |
| <b>3</b> | <b>blog.pucp.edu.pe</b><br>Fuente de Internet        | <b>1</b> %     |
| <b>4</b> | <b>qdoc.tips</b><br>Fuente de Internet               | <b>&lt;1</b> % |
| <b>5</b> | <b>tesis.pucp.edu.pe</b><br>Fuente de Internet       | <b>&lt;1</b> % |
| <b>6</b> | <b>dokumen.site</b><br>Fuente de Internet            | <b>&lt;1</b> % |
| <b>7</b> | <b>docplayer.es</b><br>Fuente de Internet            | <b>&lt;1</b> % |
| <b>8</b> | <b>repositorio.espe.edu.ec</b><br>Fuente de Internet | <b>&lt;1</b> % |

|    |   |      |
|----|---|------|
| 9  | <a href="https://tesis.ucsm.edu.pe">tesis.ucsm.edu.pe</a><br>Fuente de Internet                   | <1 % |
| 10 | Submitted to Pontificia Universidad Catolica del Peru<br>Trabajo del estudiante                   | <1 % |
| 11 | <a href="https://repositorio.unsch.edu.pe">repositorio.unsch.edu.pe</a><br>Fuente de Internet     | <1 % |
| 12 | <a href="https://upcommons.upc.edu">upcommons.upc.edu</a><br>Fuente de Internet                   | <1 % |
| 13 | <a href="https://repositorio.uandina.edu.pe">repositorio.uandina.edu.pe</a><br>Fuente de Internet | <1 % |
| 14 | <a href="https://www.scribd.com">www.scribd.com</a><br>Fuente de Internet                         | <1 % |
| 15 | <a href="https://es.slideshare.net">es.slideshare.net</a><br>Fuente de Internet                   | <1 % |
| 16 | Submitted to University of Durham<br>Trabajo del estudiante                                       | <1 % |
| 17 | Submitted to Escuela Politecnica Nacional<br>Trabajo del estudiante                               | <1 % |
| 18 | <a href="https://repositorio.unc.edu.pe">repositorio.unc.edu.pe</a><br>Fuente de Internet         | <1 % |

