



**UNIVERSIDAD  
DEL AZUAY**

**UNIVERSIDAD DEL AZUAY  
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**Evaluación de Vulnerabilidad Sísmica de Muros Portantes  
de Mampostería Confinada en Viviendas de Cuenca, Ecuador**

**TRABAJO DE GRADUACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:  
INGENIERO CIVIL**

Autores:

**MATEO IVÁN GUARACA ORTIZ  
FELIPE SEBASTIÁN REGALADO VITERI**

Director:

**HERNÁN GARCIA ERAZO. PhD**

**CUENCA-ECUADOR**

**2024**

**Dedicatoria**

Al ser superior que guía mi vida, que todo lo que haga sea gracias a ti.

A las tres mujeres más especiales en mi vida: mi abuela Marina, mi madre Gladys y mi tía Sandra, cuyo apoyo y amor incondicional me formaron como persona.

A toda mi familia, cuyo amor y enseñanzas siempre me han sostenido, mostrándome el camino para salir adelante con fuerza y determinación.

A mis hermanos de otra madre: Sandro, Andrés y Juan, cuya fuerza y optimismo me ayudaron a nunca rendirme.

A todas las personas que estuvieron, me motivaron o aportaron en esta etapa. Cada uno de ustedes constituye una parte fundamental en mi vida.

**Mateo Guaraca Ortiz**

### **Dedicatoria**

Este trabajo, todo el desarrollo y orgullo que me ha proporcionado, se lo dedico a todas las personas que han supuesto una parte importante de mi vida, que me han formado como persona y me han motivado a llegar a este punto.

A mi familia; mi madre Ximena, que es toda mi razón de ser; mi padre Felipe, un hombre a quien seguir, mi hermana María Belén, mi compañera de vida, mi abuela Sonia, mi apoyo incondicional y mi abuelo Hugo, mi modelo de vida. A todo el resto de mi valiosa familia, que sé que confían en mí y me desean lo mejor como yo a ellos.

A todos mis amigos, las personas que me han dado felicidad y hermandad en la mayor parte de mi vida, quienes forman parte de mi ser y les deseo todo lo mejor en su vida.

A mis compañeros, quienes me han permitido aprender de compañerismo y solidaridad en mi época estudiantil. A mis maestros, que me han inculcado los valores de la perseverancia y el amor por la academia.

A todos ustedes, por formar parte de mí, se los agradezco de corazón y les dedico este proyecto.

**Sebastián Regalado Viteri.**

### **Agradecimiento**

Deseamos expresar nuestra más profunda gratitud al Ingeniero Hernán García Erazo, cuya paciencia, dedicación, motivación, criterio y aliento han sido fundamentales durante la realización de este trabajo de titulación. Le agradecemos por ser parte fundamental en este proyecto, por ser un apoyo cuando siempre que lo necesitamos y brindarnos su mano y tutela incondicional. Ha sido un privilegio contar con su guía y apoyo.

Asimismo, extendemos nuestro agradecimiento a todas que forman parte de la Universidad de Azuay por su atención y amabilidad a lo largo de nuestra vida estudiantil. A todos nuestros profesores, quienes nos han brindado un conocimiento invaluable durante estos cinco años de formación universitaria, los tenemos muy presentes y los recordaremos en nuestra vida profesional. Muchas gracias por todo, de corazón.

## **Resumen**

El siguiente trabajo de titulación examina la vulnerabilidad sísmica de viviendas con muros portantes de mampostería confinada en Cuenca, Ecuador. Para ello, se seleccionaron 26 casos representativos y se aplicó el método del espectro de capacidad modificado. Los resultados indican que el 50% de las tipologías evaluadas presentan un alto riesgo de colapso en eventos sísmicos significativos. Factores como la altura del edificio, la disposición de los muros portantes y el tipo de suelo se identificaron como determinantes críticos en la vulnerabilidad sísmica. Además, se observó que las construcciones más antiguas y aquellas con configuraciones geométricas irregulares mostraron una mayor propensión a fallos estructurales. La investigación resalta la necesidad urgente de implementar normativas de construcción más estrictas y realizar estudios geotécnicos detallados para mejorar la seguridad estructural y reducir los riesgos asociados a los sismos. Asimismo, se recomienda la capacitación continua de los profesionales del sector de la construcción y la promoción de prácticas constructivas responsables entre la población. Se concluye que, para mitigar efectivamente los riesgos sísmicos, es indispensable adoptar un enfoque integral que considere tanto las propiedades constructivas de las viviendas como las características del subsuelo y las normativas vigentes.

**Palabras Clave:** Vulnerabilidad sísmica, sismos, mampostería, dinámica estructural, muros portantes.

**Abstract**

This project analyses the seismic vulnerability of confined masonry bearing wall houses in Cuenca, Ecuador. Twenty-six representative case studies were evaluated using the modified capacity spectrum method. Results reveal that 50% of the typologies exhibit a high risk of collapse during significant seismic events. Critical factors influencing seismic vulnerability include building height, the arrangement of bearing walls, and soil type. Additionally, older constructions and those with irregular geometric configurations demonstrated a higher propensity for structural failures. The research underscores the urgent need for stricter construction regulations and detailed geotechnical studies to enhance structural safety and mitigate earthquake-related risks. Continuous professional training for construction sector professionals and the promotion of responsible building practices among the population are also recommended. The study concludes that effectively mitigating seismic risks requires a comprehensive approach that considers both the construction properties of houses and the characteristics of the underlying soil, along with adherence to current regulations.

**Keywords:** Seismic vulnerability, earthquakes, masonry, structural dynamics, bearing walls.

**Índice de Contenidos**

Introducción ..... 1

Antecedentes ..... 2

Objetivos ..... 3

Objetivo General ..... 3

Objetivos Específicos..... 3

**CAPÍTULO 1: MARCO TEÓRICO ..... 4**

1.1. Conceptos de Sismicidad ..... 4

1.1.1. Sismo ..... 4

1.1.2. Peligro Sísmico ..... 4

1.1.3. Vulnerabilidad Sísmica..... 6

1.2. Actividad Sísmica en la Región ..... 7

1.2.1. Sismicidad en Ecuador..... 7

1.2.2. Sismicidad en Cuenca..... 7

1.3. Casos de Estudio ..... 9

1.3.1. Aspectos Generales..... 9

1.3.2. Muros de Mampostería ..... 9

1.3.3. Elementos de Confinamiento..... 10

1.3.4. Losas de Entrepiso ..... 10

1.3.5. Cubierta..... 11

1.3.6. Cimentación ..... 11

1.4. Regulaciones Constructivas ..... 12

1.4.1. Configuración Estructural..... 12

1.4.1.1. Continuidad Vertical ..... 12

1.4.1.2. Regularidad en Planta..... 12

1.4.1.3. Regularidad en Elevación..... 13

1.4.2. Disposición de Muros Portantes ..... 13

1.5. Conceptos de Dinámica Estructural ..... 14

1.5.1. Método de elementos finitos (MEF)..... 15

1.5.2. Grados de libertad (GDL)..... 15

1.5.3. Modos de Vibración..... 16

1.5.4. Periodo de Vibración ..... 17

1.5.5. Frecuencia Natural Cíclica (eigenvalores)..... 17

1.5.6. Formas Modales (eigenvectores) ..... 17

1.6. Conceptos de Análisis Estructural ..... 17

|  |  |    |
|--|--|----|
| 1.6.1.   | Análisis Modal.....                      | 17 |
| 1.6.2.   | Espectro de Capacidad.....               | 18 |
| 1.6.3.   | Espectro de Demanda .....                | 19 |
| 1.6.4.   | Daño Estructural .....                   | 22 |
| CAPITULO 2: METODOLOGÍA Y SELECCIÓN DE CASOS DE ESTUDIO..... |  | 23 |
| 2.1.   | Metodología .....                        | 23 |
| 2.2.   | Selección de Casos de Estudio.....       | 27 |
| 2.3.   | Modelación de los Casos de Estudio.....  | 31 |
| 2.3.1.   | Geometría.....                           | 32 |
| 2.3.2.   | Elementos.....                           | 36 |
| 2.3.2.1.   | Muros Portantes.....                     | 36 |
| 2.3.2.2.   | Elementos de Confinamiento .....         | 37 |
| 2.3.2.3.   | Losa de Entrepiso y Cubierta .....       | 38 |
| 2.3.3.   | Masa y Peso .....                        | 39 |
| CAPITULO 3: ANÁLISIS SÍSMICO .....                           |  | 47 |
| 3.1.   | Análisis Modal .....                     | 47 |
| 3.2.   | Determinación de capacidad .....         | 53 |
| 3.3.   | Análisis de Vulnerabilidad Sísmica ..... | 58 |
| 3.4.   | Evaluación Daño Estructural.....         | 71 |
| 3.5.   | Escenarios de Amenaza Sísmica.....       | 74 |
| CAPITULO 4: RESULTADOS .....                                 |  | 82 |
| 4.1.   | Análisis de Resultados Obtenidos.....    | 82 |
| 4.2.   | Discusión.....                           | 88 |
| CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....                          |  | 94 |
| REFERENCIAS.....   |  | 96 |
| ANEXOS.....  |  | 99 |

**Índice de Tablas**

|  |    |
|--|----|
| Tabla 1.1. Caracterización del peligro sísmico en Ecuador. ....  | 5  |
| Tabla 2.1. Información de suelos tipo B, C y D.....  | 26 |
| Tabla 2.2. Proyectos residenciales de “Casas y Conjuntos. Vivienda social en Cuenca entre 1973 y 2014.”..... | 28 |
| Tabla 2.3. Casos de estudio y su clasificación. ....   | 29 |
| Tabla 2.4. Propiedades mecánicas promedio de ladrillo panelón. ....  | 36 |
| Tabla 2.5. Propiedades mecánicas del hormigón para confinamiento. ....                                       | 37 |
| Tabla 2.6. Masa de muros de mampostería.....   | 39 |
| Tabla 2.7. Masa de columnas de confinamiento. ....   | 39 |
| Tabla 2.8. Masa de entrepiso.....  | 40 |
| Tabla 2.9. Masa de cubierta. ....  | 40 |
| Tabla 2.10. Masa y momento de inercia - Paraíso Tipo 1.....  | 42 |
| Tabla 2.11. Masa y momento de inercia - Huizhil Tipo 1. ....   | 42 |
| Tabla 2.12. Masa y momento de inercia - Vista al Río Tipo 1.....   | 43 |
| Tabla 2.13. Peso sobre muros - Paraíso Tipo 1.....   | 44 |
| Tabla 2.14. Peso sobre muros - Huizhil Tipo 1.....   | 44 |
| Tabla 2.15. Peso sobre muros - Vista al Río Tipo 1. ....   | 45 |
| Tabla 3.1. Análisis de eigenvalores - Paraíso Tipo 1.....  | 48 |
| Tabla 3.2. Masa y momento de inercia en el modelo - Paraíso Tipo 1.....                                      | 48 |
| Tabla 3.3. Factores de participación modal – Paraíso Tipo 1.....   | 49 |
| Tabla 3.4. Participación modal de masa – Paraíso Tipo 1.....   | 49 |
| Tabla 3.5. Análisis de eigenvalores – Huizhil Tipo 1.....  | 50 |
| Tabla 3.6. Masa y momento de inercia en el modelo - Huizhil Tipo 1.....                                      | 50 |
| Tabla 3.7. Factores de participación modal – Huizhil Tipo 1.....   | 50 |
| Tabla 3.8. Participación modal de masa – Huizhil Tipo 1.....   | 51 |
| Tabla 3.9. Análisis de eigenvalores - Vista al Río Tipo 1.....   | 51 |
| Tabla 3.10. Masa y momento de inercia en el modelo – Vista al Río Tipo 1.....                                | 52 |
| Tabla 3.11. Factores de participación modal – Vista al Río Tipo 1.....                                       | 52 |
| Tabla 3.12. Participación modal de masa – Vista al Río Tipo 1.....   | 52 |
| Tabla 3.13. Datos para espectro elástico de demanda Cuenca.....  | 62 |
| Tabla 3.14. Datos para espectro inelástico de demanda (subsuelo tipo C).....                                 | 65 |
| Tabla 3.15. Demanda sísmica real según el tipo de subsuelo (cm).....   | 69 |
| Tabla 3.16. Valores espectrales en función del subsuelo.....   | 76 |
| Tabla 4.1. Estados de vulnerabilidad sísmica (0.25g) en casos de estudio.....                                | 83 |

**Índice de Figuras**

Figura 1.1. Zonificación del peligro sísmico del Ecuador. .... 5

Figura 1.2. Mapa Integrado de Daño Estructural de Cuenca (0.05g). .... 8

Figura 1.3. Dimensiones de ladrillo panelón. .... 10

Figura 1.4. Tipología estructural de muros portantes. .... 11

Figura 1.5. Continuidad vertical de muros portantes. .... 12

Figura 1.6. Regularidad en planta de muros portantes. .... 13

Figura 1.7. Regularidad en elevación de muros. .... 13

Figura 1.8. Disposición de muros portantes. .... 14

Figura 1.9. Grados de libertad en 3D. .... 16

Figura 1.10. Modos de vibración. .... 16

Figura 1.11. Espectro elástico de demanda para Ecuador. .... 19

Figura 1.12. Espectro inelástico para varias ductilidades. .... 21

Figura 2.1. Pushover real vs idealizado. .... 25

Figura 2.2. Método del espectro de capacidad modificado. .... 26

Figura 2.3. Localización de casos de estudio. .... 30

Figura 2.4. Clasificación de tipologías. .... 31

Figura 2.5. Planos - Paraíso Tipología 1. .... 32

Figura 2.6. Planos - Huizhil Tipología 1. .... 33

Figura 2.7. Planos - Vista al Río Tipología 1. .... 33

Figura 2.8. Modelos de geometría en AutoCAD. .... 35

Figura 2.9. Modelo de muros y columnas en STKO. .... 38

Figura 2.10. Diafragmas rígidos en STKO. .... 38

Figura 2.11. Áreas tributarias. .... 41

Figura 2.12. Modelos completos en STKO. .... 46

Figura 3.1. Forma modal (modo fundamental) en STKO - Paraíso Tipo 1. .... 49

Figura 3.2. Forma modal (modo fundamental) en STKO - Huizhil Tipo 1. .... 51

Figura 3.3. Forma modal (modo fundamental) en STKO - Vista al Río Tipo 1. .... 52

Figura 3.4. Curva pushover - Paraíso Tipo 1. .... 56

Figura 3.5. Deformada frente a capacidad última en STKO - Paraíso Tipo 1. .... 56

Figura 3.6. Curva pushover - Huizhil Tipo 1. .... 57

Figura 3.7. Deformada frente a capacidad última en STKO - Huizhil Tipo 1. .... 57

Figura 3.8. Curva pushover - Vista al Río Tipo 1. .... 57

Figura 3.9. Deformada frente a capacidad última en STKO - Vista al Río Tipo 1. .. 58

Figura 3.10. Pushovers del S1GDL equivalente (modo fundamental). .... 59

Figura 3.11. Pushover vs Espectro de Capacidad del S1GDL equivalente (modo fundamental). ..... 60

Figura 3.12. Espectros elásticos de demanda para Cuenca..... 62

Figura 3.13. Demanda de aceleración elástica y de fluencia (subsuelo tipo C)..... 63

Figura 3.14. Espectros elástico e inelástico de demanda para S1GDL equivalente (subsuelo tipo C) – Vista al Río Tipo 1..... 66

Figura 3.15. Demanda sísmica para S1GDL equivalente (subsuelo tipo C) - Paraíso Tipo 1..... 67

Figura 3.16. Demanda sísmica para S1GDL equivalente (subsuelo tipo C) - Huizhil Tipo 1 ..... 67

Figura 3.17. Demanda sísmica para S1GDL equivalente (subsuelo tipo C) - Vista al Río Tipo 1 ..... 68

Figura 3.18. Demanda sísmica por el tipo de subsuelo (0.25g) - Paraíso Tipo 1. .... 69

Figura 3.19. Deformada en máxima demanda sísmica (0.25g) en STKO - Paraíso Tipo 1..... 69

Figura 3.20. Demanda sísmica por el tipo de subsuelo (0.25g) - Huizhil Tipo 1. .... 70

Figura 3.21. Deformada en máxima demanda sísmica (0.25g) en STKO - Huizhil Tipo 1..... 70

Figura 3.22. Demanda sísmica por el tipo de subsuelo (0.25g)-Vista al Río Tipo 1. 70

Figura 3.23. Deformada en máxima demanda sísmica (0.25g) en STKO - Vista al Río Tipo 1..... 71

Figura 3.24. Índices de daño durante demanda sísmica en STKO - Paraíso Tipo 1.. 72

Figura 3.25. Grietas durante demanda sísmica en STKO - Paraíso Tipo 1. .... 72

Figura 3.26. Índices de daño durante demanda sísmica en STKO-Huizhil Tipo 1... 73

Figura 3.27. Índices de daño durante demanda sísmica en STKO– Vista al Río Tipo 1. .... 73

Figura 3.28. Grietas durante demanda sísmica en STKO - Vista al Río Tipo 1..... 74

Figura 3.29. Generación de daño estructural en STKO (video)..... 74

Figura 3.30. Generación de grietas en STKO (video)..... 74

Figura 3.31. Interpolación de valores de Fa especificados por la NEC-SE-DS..... 75

Figura 3.32. Interpolación de valores de Fd especificados por la NEC-SE-DS. .... 76

Figura 3.33. Interpolación de valores de Fs especificados por la NEC-SE-DS..... 76

Figura 3.34. Espectros de demanda elásticos para distintos niveles de PGA. .... 77

Figura 3.35. Obtención de demanda sísmica para S1GDL equivalente con varios niveles de PGA (subsuelo tipo C) – Paraíso Tipo 1..... 78

Figura 3.36. Demanda sísmica para varios niveles de PGA - Paraíso 1..... 78

|  |    |
|--|----|
| Figura 3.37. Obtención de demanda sísmica para S1GDL equivalente con varios niveles de PGA (subsuelo tipo C) – Huizhil Tipo 1. ....      | 79 |
| Figura 3.38. Demanda sísmica para varios niveles de PGA - Huizhil 1.....   | 79 |
| Figura 3.39. Obtención de demanda sísmica para S1GDL equivalente con varios niveles de PGA (subsuelo tipo C) – Vista al Río Tipo 1. .... | 80 |
| Figura 3.40. Demanda de sísmica para varios niveles de PGA - Vista al Río 1.....   | 81 |
| Figura 4.1. Estados de vulnerabilidad sísmica. ....  | 82 |
| Figura 4.2. Clasificación general de estados de vulnerabilidad sísmica en casos de estudio. ....   | 84 |
| Figura 4.3. Estados de vulnerabilidad sísmica según la altura.....   | 85 |
| Figura 4.4. Estados de vulnerabilidad sísmica según el uso de elementos de confinamiento.....  | 85 |
| Figura 4.5. Estados de vulnerabilidad sísmica según perfil del subsuelo. ....  | 86 |
| Figura 4.6. Zonificación de casos de estudio por su estado de vulnerabilidad sísmica. ....   | 87 |
| Figura 4.7. Escenarios de amenaza sísmica. ....  | 88 |
| Figura 4.8. Comparación de capacidad según el uso de elementos de confinamiento. ....  | 90 |
| Figura 4.9. Disposición arquitectónica.....  | 91 |
| Figura 4.10. Falla en zona frágil de un muro portante. ....  | 92 |

**Índice de Anexos**

|     |  |     |
|-----|--|-----|
| 1.  | Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en Paraíso Tipología 2.....                       | 99  |
| 2.  | Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en Paraíso Tipología 3.....                       | 101 |
| 3.  | Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en Retamas Tipología 1.....                       | 103 |
| 4.  | Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en Tomebamba Tipología 1 .....                    | 105 |
| 5.  | Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en Huayna-Cápac Tipología 1.....                  | 107 |
| 6.  | Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en Bosque de Monay Tipología 1 ..                 | 109 |
| 7.  | Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en Bosque de Monay Tipología 2 ..                 | 111 |
| 8.  | Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en Eucaliptos Tipología 1.....                    | 113 |
| 9.  | Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en Patamarca Tipología 1.....                     | 115 |
| 10. | Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en Patamarca Tipología 2.....                     | 117 |
| 11. | Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en Tarqui Tipología 1.....                        | 119 |
| 12. | Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en Los Cerezos Tipología 1.....                   | 121 |
| 13. | Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en Los Cerezos Tipología 2.....                   | 123 |
| 14. | Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en Los Nogales Tipología 1 .....                  | 125 |
| 15. | Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en Jardines del Valle Tipología 1...              | 127 |
| 16. | Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en Jardines del Valle Tipología 2...              | 129 |
| 17. | Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en Capulispamba Tipología 1.....                  | 131 |
| 18. | Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en La Campiña Tipología 2.....                    | 133 |
| 19. | Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en La Campiña Tipología 3.....                    | 135 |
| 20. | Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en La Campiña Tipología 5.....                    | 137 |
| 21. | Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en La Campiña Tipología 6.....                    | 139 |
| 22. | Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en Miraflores Tipología 1.....                    | 141 |
| 23. | Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en Vista al Río Tipología 2 .....                 | 143 |
| 24. | Síntesis General de Resultados de Demanda Sísmica (0.25g).....                         | 145 |
| 25. | Síntesis General de Resultados de Escenarios de Amenaza Sísmica (Subsuelo Tipo B)..... | 146 |
| 26. | Síntesis General de Resultados de Escenarios de Amenaza Sísmica (Subsuelo Tipo C)..... | 147 |
| 27. | Síntesis General de Resultados de Escenarios de Amenaza Sísmica (Subsuelo Tipo D)..... | 148 |

## **Introducción**

En la actualidad, un proyecto estructural no está completo sin analizar un parámetro imprescindible: la vulnerabilidad sísmica. Desde el diseño de una edificación nueva hasta la evaluación de una ya existente, este estudio es fundamental. La razón, debido a que este análisis relaciona las principales propiedades estructurales: rigidez, resistencia, ductilidad y disipación de energía (Fajfar y Gašperšič, 1996). Debido a esto, el valor de evaluar la vulnerabilidad sísmica es sumamente grande, permitiendo estimar la capacidad de las edificaciones de una región, concientizar a la sociedad sobre una construcción responsable e impulsar mejoras en los códigos de construcción.

En Latinoamérica, la vulnerabilidad estructural es un factor de gran importancia. Esto debido a que no solo depende de las condiciones amenazantes del medio, sino también de las propiedades estructurales como tal. En Ecuador, la principal amenaza estructural reside en la actividad sísmica, debido a su ubicación en el Cinturón de Fuego del Pacífico y la zona de subducción entre las placas Sudamericana y de Nazca. A raíz de esto, en el país se han sufrido 38 terremotos de magnitud mayor a 7.0 Mw en los últimos años (García y Degrande, 2017). Sismos que han dejado alrededor de 80.000 víctimas mortales (Rivadeneira et al., 2007) y millones de dólares en pérdidas económicas.

Específicamente, en la ciudad de Cuenca, una región de moderado peligro sísmico (Norma Ecuatoriana de la Construcción – Seguridad Estructural - Diseño Sismorresistente [NEC-SE-DS], 2015), se han experimentado 255 sismos “destructivos” (Lagos, 2015). En la ciudad, esta problemática es de interés ya que la mayor parte de las estructuras son edificios de baja altura de mampostería (Jiménez, 2002). En este tipo de construcciones, los procesos de construcción son, en muchas ocasiones, negligentes. Esto debido a que se suele priorizar aspectos económicos y estéticos a los de seguridad, lo que aumenta la vulnerabilidad sísmica.

En cuanto a las construcciones de mampostería del país, se suma el problema de la ausencia de un código de construcción que considere adecuadamente las propiedades mecánicas del material. Por esta razón, un apropiado estudio de este tipo de edificaciones en la región es sumamente necesario. Ya que, con este, se permitiría entender el riesgo al que se está expuesto en Cuenca ante un posible sismo destructivo.

### **Antecedentes**

En Cuenca, se estima que existe un déficit de vivienda significativo, con aproximadamente 60,000 unidades faltantes para el año 2019. Esta situación ha motivado la construcción de alrededor de 6,500 nuevas viviendas anualmente, con el fin de hacer frente a esta demanda creciente (Instituto Nacional de Estadísticas y Censos [INEC], 2020).

Ante este panorama, tanto el gobierno local como el sector privado se han visto obligados a colaborar en la implementación de estrategias para proporcionar viviendas asequibles a la población de bajos recursos. Esto ha impulsado un proceso de construcción en el que se priorizan materiales y métodos constructivos que permitan optimizar los costos, aún sin comprometer la calidad de las viviendas.

En Cuenca, las unidades unifamiliares se construyen comúnmente con un sistema de muros portantes de mampostería confinada, con un 80% de las edificaciones de la ciudad compartiendo estas características (Jiménez, 2002). En estas estructuras comúnmente, por cuestiones económicas, se suele desestimar un correcto diseño. Esto produce, que el código de construcción no sea tomado como referencia en muchas ocasiones. Sin embargo, inclusive este reglamento no considera exhaustivamente las propiedades mecánicas de la mampostería confinada.

Todos estos factores contribuyen a la vulnerabilidad estructural y, por consiguiente, atentan a la integridad de la población. Para abordar esta problemática crítica, se propone iniciar un estudio de vulnerabilidad sísmica en las viviendas típicas de mampostería confinada de Cuenca. Este estudio busca evaluar la capacidad de resistencia de estas estructuras ante sollicitaciones sísmicas, brindando información esencial para concientizar a los habitantes de la ciudad sobre prácticas constructivas responsables basadas en las normativas de construcción.

## **Objetivos**

### **Objetivo General**

- Estimar la vulnerabilidad sísmica de muros portantes de mampostería confinada en viviendas adosadas de hasta dos niveles, en Cuenca, Ecuador.

### **Objetivos Específicos**

- Recopilar información sobre las distintas tipologías arquitectónicas, propias de las viviendas con muros portantes de mampostería confinada en Cuenca.
- Modelar las propiedades geométricas y mecánicas de los casos de estudio seleccionados para el análisis.
- Estimar el comportamiento mecánico de los distintos casos de estudio frente a distintos escenarios de actividad sísmica.

## CAPÍTULO 1: MARCO TEÓRICO

### 1.1. Conceptos de Sismicidad

#### 1.1.1. Sismo

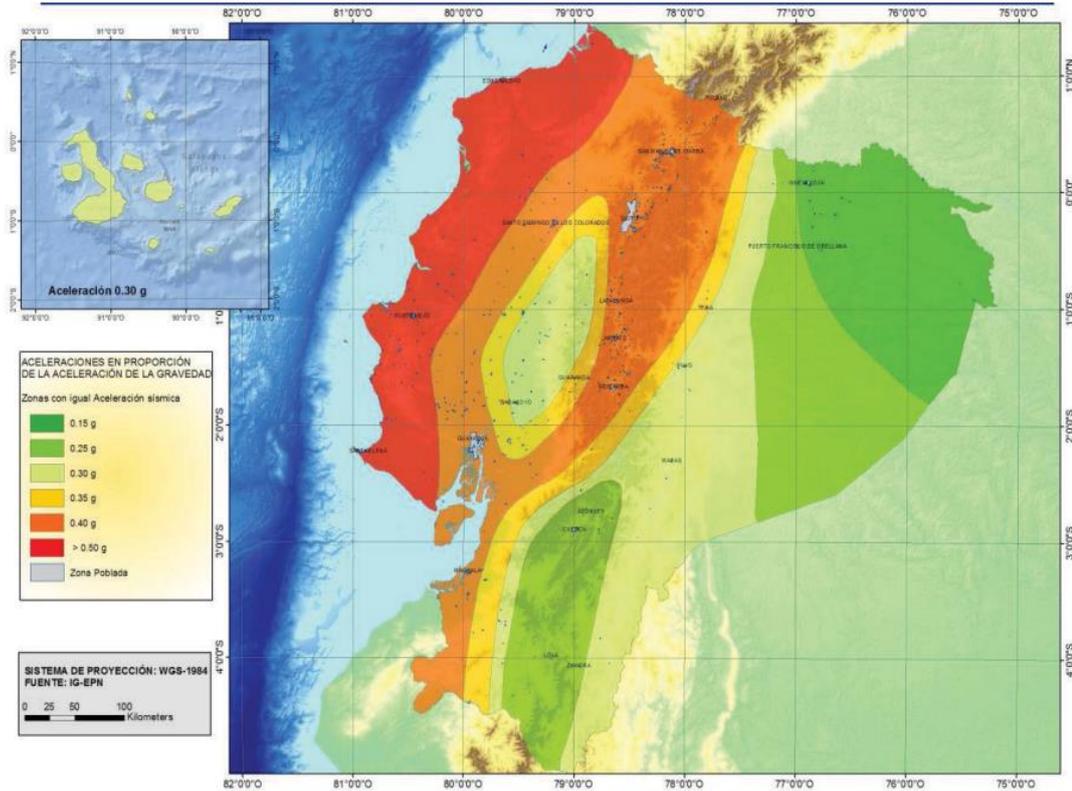
Un sismo se describe como la liberación de energía almacenada debido al desplazamiento de materiales en la Tierra, propagándose en forma de ondas (Trujillo et al., 2010). Esta inestabilidad es causada por el movimiento de las placas tectónicas, que es el resultado de diversas actividades geológicas. Las placas tectónicas pueden interactuar de cuatro formas diferentes: subducción, deslizamiento, extrusión y acreción. Estos eventos pueden causar un daño significativo a las áreas circundantes. El impacto de estos desastres, en una zona específica, depende de factores como intensidad y duración del terremoto, cercanía a la zona, interacción entre amenaza y vulnerabilidad sísmicas, etc (Arteaga, 2016).

#### 1.1.2. Peligro Sísmico

Según la NEC-SE-DS (2015) el peligro sísmico es la “probabilidad de excedencia, dentro de un período específico de tiempo y dentro de una región determinada, de movimientos del suelo cuyos parámetros aceleración, velocidad, desplazamiento, magnitud o intensidad son cuantificados” (p.16).

La normativa establece una zonificación del territorio ecuatoriano basada en los resultados del estudio de peligro sísmico, que considera un 10% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años, correspondiente a un período de retorno de 475 años. En esta zonificación se utiliza el valor Z, el cual indica la aceleración máxima en roca (PGA) prevista para el sismo de diseño, y se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad, que es de  $9,81 \text{ m/s}^2$ .

**Figura 1.1.** Zonificación del peligro sísmico del Ecuador.



Fuente: NEC-SE-DS (2015)

**Tabla 1.1.** Caracterización del peligro sísmico en Ecuador.

| Zona Sísmica                        | I          | II   | III  | IV   | V    | VI                  |
|-------------------------------------|------------|------|------|------|------|---------------------|
| Valor factor Z                      | 0.15       | 0.25 | 0.3  | 0.3  | 0.4  | Mayor o igual a 0.5 |
| Caracterización del peligro sísmico | Intermedio | Alta | Alta | Alta | Alta | Muy Alta            |

Fuente: NEC-SE-DS (2015)

### 1.1.3. Vulnerabilidad Sísmica

La vulnerabilidad sísmica se refiere al grado potencial de daño que una estructura puede sufrir debido a un terremoto de ciertas características. Siendo así, esta propiedad es intrínseca de cada estructura (Yépez et al. 1995). La vulnerabilidad sísmica depende de las condiciones de uso del suelo y el nivel de planificación presente.

Se pueden distinguir dos tipos de vulnerabilidad estructural de acuerdo con Arteaga (2016):

- De origen: Está intrínsecamente presente en las edificaciones que, desde su inicio, no adoptan criterios adecuados de diseño y construcción para garantizar un buen desempeño sísmico. La implementación de un diseño resistente a terremotos puede reducir la vulnerabilidad sísmica de origen al considerar normas y criterios estructurales apropiados
- Progresiva: Está vinculada al deterioro de un edificio, ya sea por condiciones climáticas, eventos naturales o la degradación de las propiedades físico-mecánicas de sus materiales de construcción. Este tipo de vulnerabilidad puede ser mitigada mediante mantenimiento preventivo o rutinario.

La vulnerabilidad sísmica representa un parámetro dependiente de la capacidad del sistema y la demanda que el medio le ejerza. Es decir, esta relaciona cuanto un sistema estructural es capaz de resistir en términos de desplazamiento-fuerza; y el grado de amenaza sísmica de la zona en la que esta edificado. Por todo esto, dicho factor es un parámetro que permite evaluar el nivel de funcionalidad de una estructura a partir de efectos de actividad sísmica. Para efectos del presente proyecto, se procederá a detallar tres niveles de funcionalidad o uso: Totalmente Operacional, Operacional y Cerca del Colapso.

- Totalmente operacional: El sistema se mantiene dentro del rango elástico. Es decir, frente al cese de cargas la edificación vuelve a su estado original carente de deformaciones remanentes. Esto implica que la estructura es totalmente segura para usar y no presenta mayor riesgo.

- Operacional: Las deformaciones han llegado a tal punto en que se ha entrado en el rango de plasticidad. Visualmente, se puede apreciar daño estructural como grietas fácilmente localizables. La estructura aún puede ser utilizada, pero requiere de obras de rehabilitación.
- Cerca del Colapso: La demanda de desplazamiento alcanza tal nivel, que los miembros estructurales entran en ablandamiento. En un sistema estructural esto representa falla total o cerca de ella. La edificación ya no es segura y se recomienda evacuar lo antes posible.

## **1.2. Actividad Sísmica en la Región**

### **1.2.1. Sismicidad en Ecuador**

Ecuador se encuentra en el "Cinturón de Fuego del Pacífico", donde la placa de Nazca se hunde bajo la placa Sudamericana, causando una alta actividad sísmica (Lagos, 2015). Según Quinde y Reinoso (2016), las variaciones en los tipos de fuentes sísmicas en el país incluyen la subducción (tanto interplaca como intraplaca) y los sismos corticales o superficiales. Estos fenómenos han provocado que la región haya experimentado al menos 37 terremotos con una magnitud de 7.0 Mw o más, desde 1541 (Nikolaou et al., 2017).

### **1.2.2. Sismicidad en Cuenca**

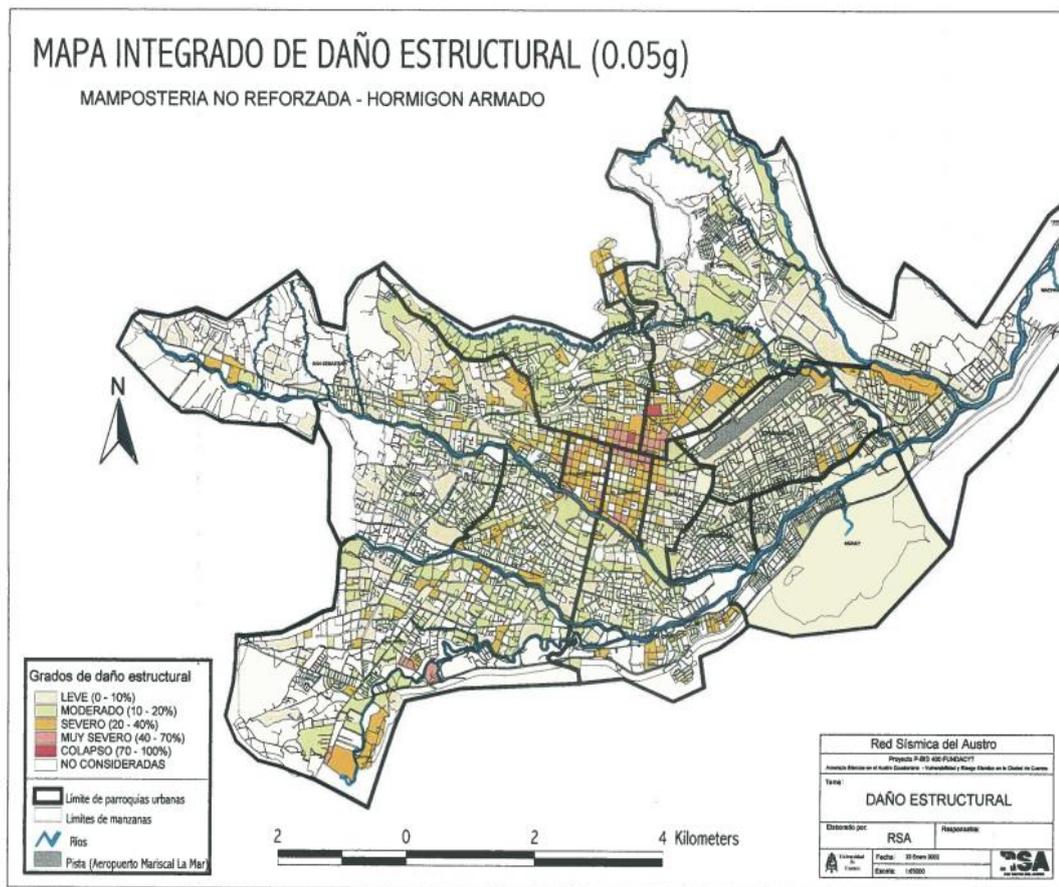
Históricamente la ciudad de Cuenca ha sido víctima de terremotos con magnitudes de entre 4.0 Mw y 4.9 Mw. Sin embargo, en los últimos cien años, la región no se ha visto afectada por sismos destructivos Arteaga (2016). Algo que, junto a la falta de datos precisos, han producido una práctica constructiva sin consideración del diseño sismorresistente o control de calidad. El resultado de esto es una alta incertidumbre en el desempeño de las edificaciones de la ciudad. Razón por la cual, en 1999 el estudio de la Red Sísmica del Austro (Bermeo & Loaiza, 2001; Jiménez, 2002) predijo una alta vulnerabilidad sísmica, especialmente en el Centro Histórico y en estructuras de mampostería no reforzada.

Mas allá de esto, en los últimos años, la Red Sísmica del Austro se ha propuesto desarrollar un nuevo estudio de vulnerabilidad sísmica en el Centro Histórico de Cuenca. Esto con el objetivo de refinar los resultados obtenidos originalmente, gracias

al uso de técnicas más avanzadas de modelamiento para edificaciones de mampostería. De esta manera, con un proyecto que inicia desde la caracterización arquitectónica de la zona (Jiménez-Pacheco et al., 2022), se espera describir escenarios de daño más fiables.

Basado en el anterior contexto, en el presente proyecto se dispone la investigación del desempeño de estructuras de mampostería confinada y no confinada en las afueras del Centro Histórico. La razón de esto es desarrollar un estudio más allá de la zona más vulnerable de la ciudad, definiendo así un panorama más amplio del daño en la región. Todo esto, contando con el uso de precisas metodologías de modelación y análisis.

**Figura 1.2.** Mapa Integrado de Daño Estructural de Cuenca (0.05g).



Fuente: Red Sísmica del Austro (2002).

### **1.3. Casos de Estudio**

#### **1.3.1. Aspectos Generales**

En el presente estudio se realizará un análisis estructural a una serie de viviendas con un sistema de muros portantes de mampostería confinada y no confinada. Esto hace referencia a que el sistema o tipología estructural se limita únicamente al uso de muros portantes y estos serán los únicos elementos responsables de recibir las cargas de uso y transmitir las a la cimentación (Norma Ecuatoriana de la Construcción – Seguridad Estructural – Vivienda [NEC-SE-VIVIENDA], 2015).

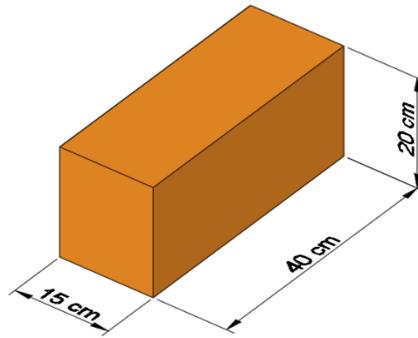
De igual manera, se debe acotar que otro aspecto fundamental presente en los casos de estudio reside en que estos son edificaciones adosadas. Esta condición implica que su desplazamiento lateral se ve restringido por la presencia de estructuras colindantes. De esta manera, dicho factor incide directamente en el comportamiento dinámico del sistema.

#### **1.3.2. Muros de Mampostería**

La mampostería se define como una configuración de ladrillos de arcilla precocida adheridos entre sí mediante juntas de mortero, es decir, una mezcla de cemento, agua y áridos finos. Comúnmente en Cuenca, este tipo de elementos se elaboran in situ y en base al uso de ladrillos macizos (panelón) o huecos (tochana).

Debido a una falta de información precisa en torno a los casos de estudio seleccionados, para efectos del presente estudio, se desarrollará todo análisis considerando el uso de ladrillos panelón. Esto debido a su mayor frecuencia en este tipo de estructuras. Estas unidades se caracterizan por poseer mayor rigidez y resistencia debido a ser macizas. Los ladrillos de este tipo se fabrican habitualmente con dimensiones de 40 cm x 20 cm x 15 cm.

*Figura 1.3. Dimensiones de ladrillo panelón.*



*Fuente:* Elaboración propia.

### **1.3.3. Elementos de Confinamiento**

Estos elementos, definidos por medio de vigas y columnas de envergadura menor son construidos en base de hormigón armado, utilizando acero de refuerzo de diámetros menores. Su función es la de proporcionar restricción de desplazamiento a los elementos de la mampostería, protegiéndolo de la desintegración incluso ante sismos severos. Debido a esto, dichos elementos no se diseñan para colaborar con soporte estructural (NEC-SE-VIVIENDA, 2015).

Marques y Lourenço (2019) definen que la importancia de estos elementos radica en que aumentan la resistencia a la tracción, disminuyendo la magnitud de cortante diagonal en los paneles de mampostería. La unión entre los muros y estos elementos garantiza que ambos trabajen de manera compuesta, incluso ante la diferencia en sus materiales.

### **1.3.4. Losas de Entrepiso**

En este tipo de sistemas estructurales, las losas de entrepiso reciben y transmiten directamente las cargas de uso sobre ellas, hacia los muros. Tradicionalmente estos elementos se fabrican con hormigón armado aligerado por medio de bloques de piedra pómez o poliestireno. Esta composición produce que la losa se comporte como un diafragma rígido, provocando así que el movimiento de entrepiso y el de las secciones superiores de los elementos soportantes se comporte de forma unificada.

### 1.3.5. Cubierta

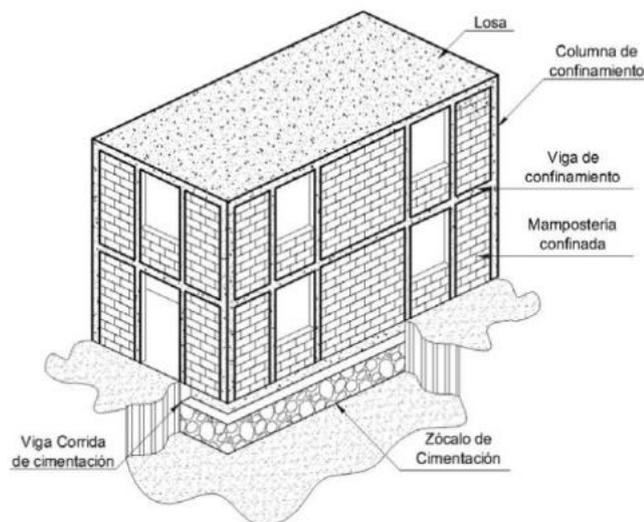
Tradicionalmente en la ciudad de Cuenca, las cubiertas de las viviendas se construyen en base a una estructura metálica recubierta por planchas de fibrocemento o tejas de arcilla precocida. Esta práctica constructiva produce una reducción importante en el peso de la edificación, disminuyendo así los esfuerzos que se transmiten hacia los elementos estructurales.

### 1.3.6. Cimentación

En viviendas de este tipo con muros portantes, la cimentación consta de una viga corrida de hormigón armado bajo los muros. Este tipo de zapatas continuas o corridas, se caracterizan por poseer una longitud preponderante frente a su sección transversal. Su función es: evitar el hundimiento de la estructura, acoplar las columnas para evitar asentamientos diferenciales y transmitir las cargas hacia los zócalos de hormigón ciclópeo, elementos que conducen las fuerzas hacia el terreno.

Según Yepes (2020), la ventaja en su uso, frente a las zapatas aisladas, radica en que estas homogenizan los asentamientos de la estructura y disminuyen de mejor manera las tensiones en el terreno. Por todo esto y la mayor facilidad constructiva que ofrecen, se genera que estas cimentaciones sean la opción más recurrente en edificaciones de menor envergadura en la región, como las de mampostería.

*Figura 1.4. Tipología estructural de muros portantes.*



*Fuente: NEC-SE-VIVIENDA (2015).*

## 1.4. Regulaciones Constructivas

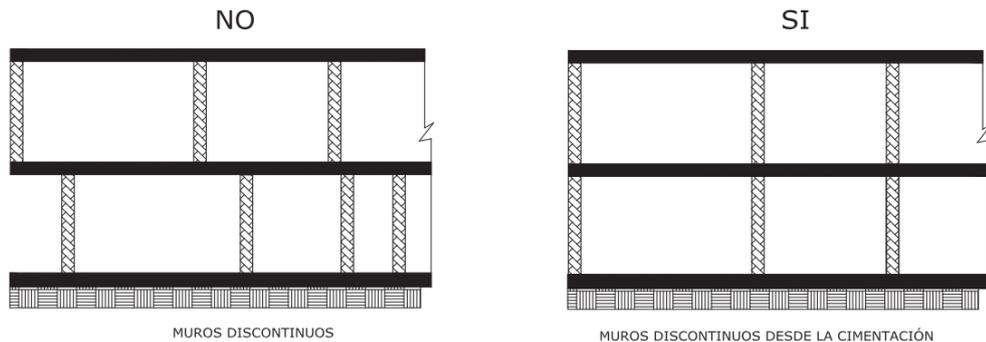
La NEC-SE-VIVIENDA (2015) dota de varias consignas para garantizar un adecuado diseño y construcción de edificaciones de muros portantes de mampostería confinada, dentro de su capítulo: NEC-SE-VIVIENDA- Viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5m. Estos parámetros se retomarán en la discusión de los resultados del presente estudio. Entre los principales se encuentran:

### 1.4.1. Configuración Estructural

#### 1.4.1.1. Continuidad Vertical

Para asegurar la resistencia a fuerzas laterales, todo elemento estructural debe estar anclado a la cimentación. De igual manera, cada pórtico y muro portante deben ser continuos desde los cimientos hasta el muro inmediatamente superior. En el caso de los muros que continúen a través del entrepiso y su longitud en el piso superior es más grande que en el inferior, solo se considera portante la porción que tiene continuidad a la cimentación.

*Figura 1.5. Continuidad vertical de muros portantes.*



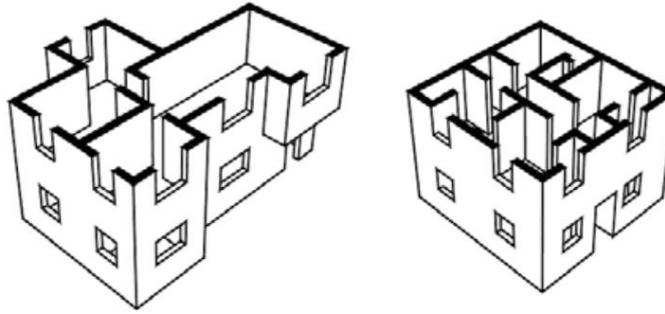
*Fuente:* NEC-SE-VIVIENDA (2015).

#### 1.4.1.2. Regularidad en Planta

La forma del sistema en planta debe ser lo más simétrica posible, de preferencia rectangular o cuadradas, siempre y cuando la relación largo/ancho no exceda a 4 y ninguna dimensión supere los 30 m. La ubicación de muros sismorresistentes debe balancearse entre dos direcciones ortogonales.



*Figura 1.8. Disposición de muros portantes.*



*Fuente:* NEC-SE-VIVIENDA (2015)

Por otra parte, se admiten aberturas en los muros si se cumplen con los siguientes requisitos:

- El área total de las aberturas dispuestas en los muros para la colocación de puertas y ventanas no debe sobrepasar el 35% del área total del muro.
- La distancia mínima entre dos aberturas y entre una abertura y el extremo del muro debe ser al menos de 50 cm y en todo caso debe ser mayor que la mitad de la dimensión menor de la abertura.

### **1.5. Conceptos de Dinámica Estructural**

En la actualidad un estudio estructural que considere solo cargas gravitacionales resulta insuficiente. La acción de cargas accidentales, como el sismo principalmente, demanda un avance en el análisis para considerar las propiedades dinámicas del sistema. Desde el sismo de 1925 en Santa Bárbara, California, la dinámica estructural se ha desarrollado sustancialmente con el fin de mejorar las técnicas de análisis y construcción de estructuras de todo tipo (Chopra, 2014). Por todo aquello, este campo resulta un eje fundamental en el presente proyecto, por lo que a continuación se exponen una serie de conceptos relevantes en torno a la dinámica de estructuras.

### **1.5.1. Método de elementos finitos (MEF)**

Hoy en día, el análisis estructural se lleva a cabo casi enteramente gracias al uso de computadores. Esto es debido a que su poder de procesamiento agiliza y simplifica cálculos complejos. Para conseguir esto, los softwares computacionales hacen uso del método de análisis matricial de estructuras, debido a sus propiedades de automatización.

El análisis matricial de estructuras parte de los fundamentos del método de elementos finitos. Esto se refiere a la discretización de un sistema continuo mediante su subdivisión en una serie de elementos. El objetivo de esto, es analizar el comportamiento global de un cuerpo complejo a través del de una serie de puntos característicos, llamados nodos, más sencillos de describir. Esta discretización puede manejarse en torno a elementos lineales, superficiales e incluso tridimensionales, dependiendo del modelo matemático que se requiera.

Por otra parte, Fornóns (1982) explica que la subdivisión puede abarcar tantos elementos como se desee, hasta el punto que el comportamiento del modelo, prácticamente sea igual al del sistema real. Sin embargo, alcanzar tal nivel de exactitud puede no ser necesario, ya que una aproximación suficiente a dicho límite puede resolver satisfactoriamente las necesidades de precisión del problema.

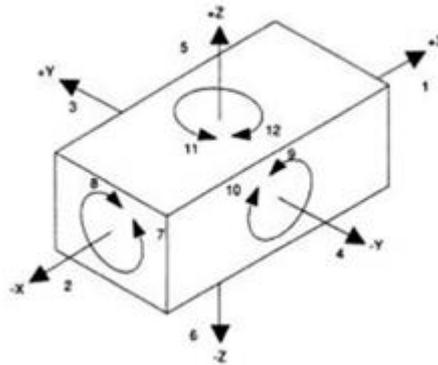
En el análisis estructural, si se determina el grado de discretización del sistema y se formula una hipótesis polinómica sobre el estado de desplazamiento de todos sus puntos, tomando como incógnitas los desplazamientos respectivos de los grados de libertad, se pueden analizar las propiedades mecánicas de los elementos finitos. Estos, al ser ensamblados a través de sus nodos y al plantear las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad nodal correspondientes, permitirán resolver el problema en términos de deformación estructural.

### **1.5.2. Grados de libertad (GDL)**

Tipos posibles de desplazamiento que un cuerpo es capaz de experimentar según su estructuración espacial. En un espacio tridimensional, un cuerpo rígido posee seis GDL distintos: traslación y rotación con respecto a los ejes x, y, z. Por otro lado, en sistemas más complejos, la cantidad de grados de libertad que posee depende

directamente de sus condiciones de borde, propiedades de los elementos que lo componen y la configuración que existe entre sí.

**Figura 1.9.** Grados de libertad en 3D.

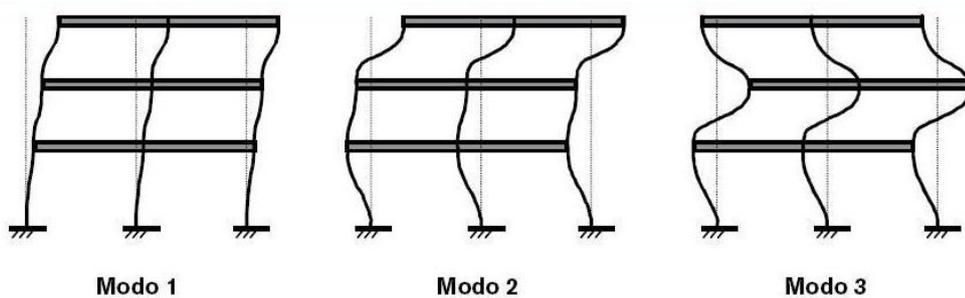


Fuente: Villa (2010).

### 1.5.3. Modos de Vibración

Maneras en las que una estructura tiene de moverse dinámicamente de forma natural. Teóricamente cada una posee una forma, periodo y frecuencia específicos (Chopra, 2014). La forma y preponderancia que un modo posea dentro de un sistema depende de sus propiedades geométricas, elásticas e inerciales. En la realidad, la oscilación de una estructura se compone de la combinación de todos sus modos de vibración al mismo tiempo. Sin embargo, la NEC-SE-DS (2015), permite un análisis dinámico que considere al menos un 90% de participación modal.

**Figura 1.10.** Modos de vibración.



Fuente: Agüero (2015)

#### 1.5.4. Periodo de Vibración

Tiempo que le toma a un cuerpo oscilante regresar a un punto específico en el espacio tras un ciclo de vibración. Este parámetro es cada vez mayor a medida que la masa del cuerpo aumenta y es menor si la rigidez lo hace. Un modo de vibración es más imponente en un sistema si su periodo supera al de los demás.

#### 1.5.5. Frecuencia Natural Cíclica (eigenvalores)

Velocidad angular de un sistema que describe la vibración libre. Este tipo de oscilación es producida, tan solo por las propiedades intrínsecas de rigidez y masa de un cuerpo en ausencia de factores externos (Chopra, 2014). Al ser una frecuencia, esta propiedad entrega una noción de la rapidez de vibración, por lo que es inversamente proporcional al periodo mediante:

$$\omega = \frac{2\pi}{T}$$

#### 1.5.6. Formas Modales (eigenvectores)

Valores adimensionales que describen la interrelación entre los distintos GDL de un sistema en torno a un modo de vibración en específico. En términos sencillos, estos parámetros dictan la deformada que tomará el sistema oscilante con respecto a cada modo. Sus valores no tienen mayor importancia, al contrario de la relación entre estos. Generalmente, gracias a sus propiedades de ortogonalidad, los valores de las formas modales se escogen de tal manera que los modos de vibración se normalicen en torno a una matriz identidad de masa ( $M_n$ ). Esto permite encarar el análisis dinámico mediante desacoplamiento de la ecuación de movimiento (Chopra, 2014).

### 1.6. Conceptos de Análisis Estructural

#### 1.6.1. Análisis Modal

El análisis modal es una técnica de análisis dinámico de estructuras. Su objetivo es estimar propiedades dinámicas de un sistema en base a sus características inerciales y elásticas (Chopra, 2014). El comportamiento que se logra detallar en torno a este tipo de estudio permite definir conceptos clave como: frecuencias naturales y formas

modales. Estos parámetros se encuentran fuertemente relacionados con el desempeño de la estructura a efectos que han de variar con el tiempo. Su objetivo es definir detalladamente la naturaleza de los modos de vibración del sistema y la preponderancia de cada uno dentro de la estructura, mediante:

$$[K - \lambda M]\Phi = 0 \quad (1)$$

Donde, K representa la matriz de rigidez del sistema, M la matriz de masa,  $\lambda$  es igual a  $\omega^2$ , es decir el cuadrado de las frecuencias naturales de la estructura y  $\Phi$  define sus formas modales. A partir de (1), se pueden definir propiedades adyacentes que complementan el entendimiento de la participación de cada modo de vibración. Por ejemplo, el factor de participación modal ( $\gamma_{ij}$ ) para un cierto modo i y GDL j, describe que tan fuerte el desplazamiento asociado a aquel GDL es representado en el eigenvector i.

$$\gamma_{ij} = \frac{\Phi_i^T M T_j}{M_{n_{ii}}}$$

Donde  $T_j$  indica la magnitud de la respuesta de cuerpo rígido frente al movimiento impuesto a dicho cuerpo y  $M_{n_{ii}}$  representa la masa normalizada correspondiente al modo i, la cual es igual a 1. Esto último debido a que  $M_n = \Phi^T M \Phi$  es una matriz identidad mediante orto-normalización. Por otra parte, la participación de masa modal de un cierto modo de vibración i se define como:

$$\sum_{j=1}^n \frac{(\Phi_i^T M T_j)^2}{M_{n_{ii}}}$$

### 1.6.2. Espectro de Capacidad

Define una representación gráfica de la resistencia de una estructura frente a actividad sísmica. Cada tipología estructural posee un comportamiento específico frente a un cortante basal. Esta relación se puede describir mediante curvas de capacidad en las que se identifican capacidades de diseño, elástica y última (Chiroiu et al., 2005). Para efectos del presente proyecto, se obtendrá el espectro de capacidad mediante de una

curva ‘pushover’. En esta, el empuje ejercido a cada sistema se regirá por fuerzas proporcionales a los eigenvectores de los modos significativos.

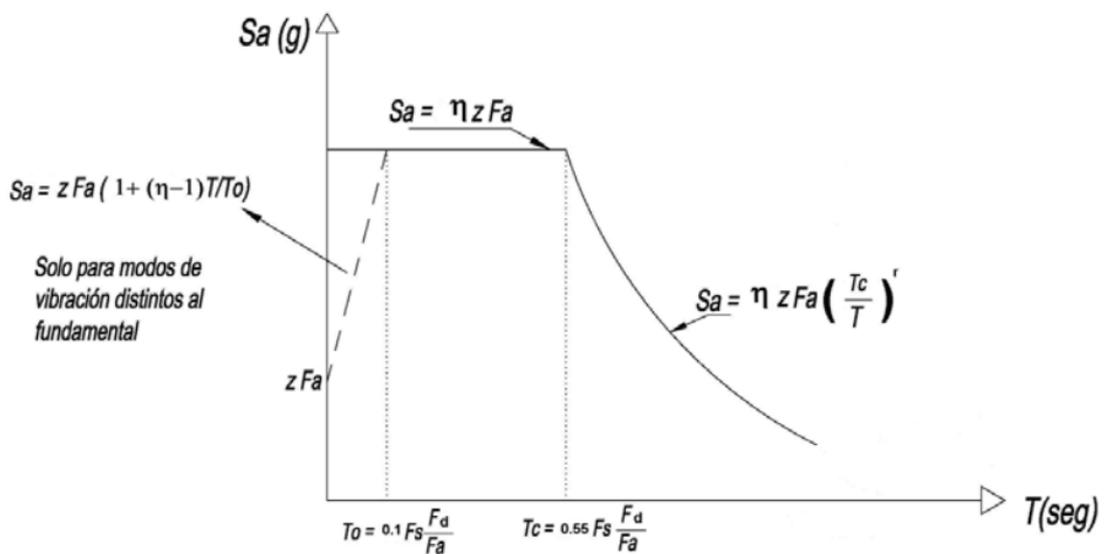
### 1.6.3. Espectro de Demanda

El espectro de demanda indica la aceleración a la que un sistema puede esperar estar expuesto durante un sismo. Por esta razón, esta función no es más que el espectro de diseño que cada país dictamina en sus normativas y regulaciones en torno a la construcción. Existen dos tipos de espectros de demanda: elásticos e inelásticos.

En el caso del espectro elástico, este se basa en un análisis estadístico en torno a sismos que hayan ocurrido en el lugar de interés o en sitios con condiciones similares (Chopra, 2014). Para este, se tienen en cuenta factores como la composición del suelo o el nivel de importancia de las estructuras analizadas. Estos espectros consideran fracciones de amortiguamiento del 5% y la ocurrencia de sismos muy intensos con periodos de retorno de 475 años (NEC-SE-DS, 2015). En su aplicación se espera que el sistema se mantenga en el rango elástico-lineal soportando el daño, algo que puede ser inconveniente económicamente y poco realista en términos de desempeño real.

La NEC-SE-DS establece el siguiente procedimiento para la definición del espectro de diseño elástico:

*Figura 1.11. Espectro elástico de demanda para Ecuador.*



Fuente: NEC-SE-DS (2015)

Donde:

$\eta$ : Razón entre la aceleración espectral  $S_a$  ( $T = 0.1$  s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.

$r$ : Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.

$F_a$ : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

$F_d$ : Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

$F_s$ : Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

$S_a$ : Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad  $g$ ). Depende del período o modo de vibración de la estructura.

$T$ : Período fundamental de vibración de la estructura.

$T_0$ : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

$T_c$ : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

$Z$ : Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad  $g$ .

Por otra parte, el espectro inelástico considera una reducción de las fuerzas sísmicas al asumir que el sistema superará el rango elástico y disipará energía. La formulación

de este espectro gira en torno al propio espectro elástico y al factor de reducción por ductilidad ( $R_\mu$ ). Este valor hace referencia a la disipación de energía histerética en estructuras dúctiles. En el presente proyecto, se obtendrá el espectro inelástico mediante la metodología planteada por Vidic et al. (1994) con leves modificaciones establecidas por Fajfar (1999):

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \qquad S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de}$$

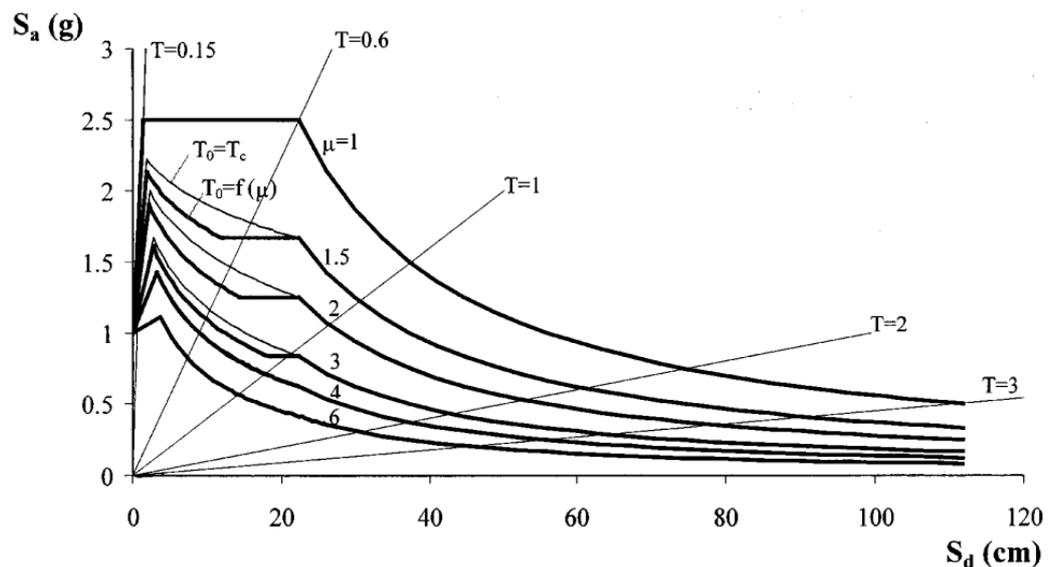
$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_0} + 1, \quad T \leq T_0$$

$$R_\mu = \mu, \quad T \geq T_0$$

$$T_0 = 0.65\mu^{0.3}T_c \quad T \leq T_c$$

Una versión aún más simple del espectro de demanda puede ser obtenida al considerar el periodo de transición  $T_0 = T_c$ . Este enfoque, en el caso de estructuras de poca ductilidad, es conservadora para sistemas de periodos cortos (Fajfar, 1999). Sin embargo, es una alternativa más atractiva para estructuras de mampostería, por lo que seguirá este enfoque en adelante.

*Figura 1.12. Espectro inelástico para varias ductilidades.*



Fuente: Fajfar (1999)

#### 1.6.4. Daño Estructural

El daño es un parámetro que permite dar una noción del nivel de afectación de una estructura bajo la acción de cargas que demandan un sobre-esfuerzo en el sistema. Este relaciona distintas condiciones como deformaciones, fuerzas o energía disipada (Altoontash, 2004). Esta información es utilizada para el computo de los índices de daño, los cuales, mediante un modelo, describen una función de daño, como el originalmente planteado por Park et al. (1984) en (2). Altoonash (2004), indica que estos índices son recopilados para una evaluación futura de pérdida estructural o para un análisis de degradación de la rigidez de un sistema o de parámetros de resistencia.

$$\frac{\theta}{\theta_u} + \beta \left( \frac{E_H}{M_y \theta_u} \right) \quad (2)$$

Donde  $\theta$  es la máxima rotación en carga,  $\theta_u$  la capacidad de rotación última,  $E_H$  la energía histerética disipada y  $M_y$  el momento en el punto de fluencia.

## CAPITULO 2: METODOLOGÍA Y SELECCIÓN DE CASOS DE ESTUDIO

### 2.1. Metodología

El presente proyecto pretende brindar una noción del nivel de daño que un posible sismo produciría en la ciudad de Cuenca. Con este fin, se llevará a cabo un amplio análisis a una serie de casos de estudio que representan una muestra significativa de las estructuras más comunes de la región: las viviendas adosadas de mampostería.

Es así, como el procedimiento a seguir se basará en la evaluación de vulnerabilidad sísmica de cada edificación, a partir del método N2 aplicado dentro del formato del método del espectro de capacidad (Fajfar, 1999). Este método del espectro de capacidad modificado está basado en el uso de espectros de demanda, al fundamentarse en las modificaciones propuestas por Reinhorn (1997) al método original definido por Freeman et al. (1975). Esto así, con el objetivo de superar las falencias iniciales del método. De esta manera, se pueden aprovechar tanto la ventaja de la representación gráfica del espectro de capacidad como la base física superior de los espectros de demanda inelásticos.

Usando este método, la vulnerabilidad sísmica de cada sistema se determinará mediante una inspección visual de la intersección entre los espectros de capacidad y demanda. El espectro de capacidad se definirá a partir de un ‘pushover’, es decir, una curva cortante basal-deformación formada por un empuje monotónico hasta que se alcanza un desplazamiento preestablecido. En este proyecto, la curva se definirá por el análisis modificado del ‘pushover’ modal (MMPA), en el que el empuje gira en torno a un conjunto de cargas proporcionales a los eigenvectores del sistema.

Chopra et al. (2004) abalan que la ventaja del MMPA radica en que estima la demanda sísmica de manera más precisa al considerar modos de vibración más allá del fundamental. Además, este reduce el peso computacional requerido al asumir una respuesta elástica en la contribución de los modos más altos. De igual manera, esto último se consigue al considerar solo los modos más relevantes en el análisis.

Para las edificaciones de mampostería, un porcentaje del 80% de participación modal logra una respuesta lo suficientemente precisa (Penna et al., 2014). La razón de esto es debido a que, en este tipo de estructuras, la configuración estructural y las propiedades del material concentran la participación modal de la respuesta en una cantidad relativamente baja de modos.

Al analizarse solamente viviendas adosadas en este estudio, se comprende que el comportamiento de estos sistemas se registrará mayormente por la traslación fuera de plano (traslación a lo largo del eje  $y$ ). Por esta razón, el empuje definido y el desplazamiento resultante siguen esta dirección. Al manejar múltiples modos de vibración, las cargas descritas han de combinarse modalmente gracias al uso de los correspondientes factores de participación modal ( $\gamma$ ), de modo que el vector de cargas iniciales ( $P_n$ ) se defina por la normalización de  $P$ , en (3), donde:

$$P = \sum_{i=1}^{n_{80\%}} \Phi_i \gamma_{i2} \quad (3)$$

A partir de esto, mediante (4a) y (4b), se procederá a realizar una transformación de las cantidades de respuesta del sistema real multigrado a las de uno de un grado de libertad (S1GDL) equivalente.

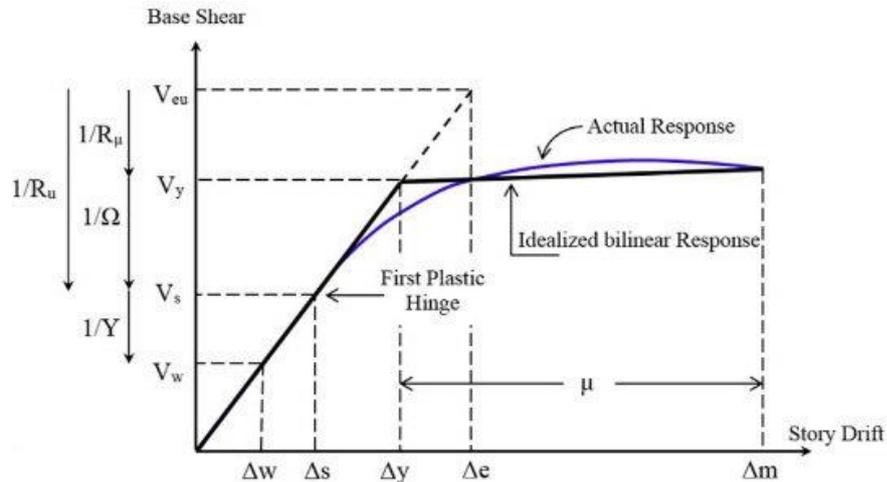
$$V_i = \frac{V}{|\gamma_{i2}|} \quad (4a) \quad U_{y_i} = \frac{U_y}{|\gamma_{i2}|} \quad (4b)$$

Donde  $V$  y  $U_y$  corresponden al cortante basal y desplazamiento fuera de plano respectivamente y  $V_i$  y  $U_{y_i}$  a las mismas cantidades de respuesta del S1GDL equivalente. Tras esto, se obtiene el pushover de la forma aceleración-desplazamiento, al dividir  $V_i$  para la participación de masa modal del modo  $i$ .

Finalmente, se define el espectro de capacidad mediante una idealización bilinear de la anterior curva dotada de una fase elástica y una perfectamente plástica. Esto, con el objetivo de simplificar el pushover. Las consideraciones que se seguirán en el presente estudio para esta aproximación, las rige el reglamento de la construcción italiano: Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC, 2008); las cuales son las siguientes:

- La rigidez post-fluencia es igual a cero.
- Las áreas de las curvas real e idealizada son aproximadamente iguales dentro del rango de interés.
- Ambas curvas se intersecan en una fuerza igual al 70% de la fuerza de fluencia.

*Figura 2.1. Pushover real vs idealizado.*



*Fuente:* Tasnimi y Masoumi (2006).

Llegado a este punto, se procederá a definir el espectro de diseño elástico. Al ser la ciudad de Cuenca, la zona de estudio, se tomará un factor  $Z$  igual a  $0.25g$  (PGA). Por otra parte, al no contar con la suficiente información de las propiedades de los subsuelos sobre los que cada caso de estudio está asentado, se decidió realizar un mismo análisis considerando los suelos tipo B, C y D (los más comunes en la ciudad). De este modo, los parámetros espectrales del perfil del subsuelo (NEC-SE-DS, 2015) estarán definidos según esta elección.

**Tabla 2.1.** Información de suelos tipo B, C y D

| Tipo de Suelo | Descripción                | Ejemplos   | Amplificación Sísmica |
|---------------|----------------------------|--|-----------------------|
| B             | Roca dura o muy densa.     | Roca ígnea, metamórfica o sedimentaria bien consolidada. | Baja                  |
| C             | Suelo denso o roca blanda. | Arenas densas, gravas, arcillas duras.                   | Moderada              |
| D             | Suelo intermedio o denso.  | Suelos arcillosos, limosos, arenas sueltas.              | Alta                  |

Fuente: Elaboración propia (2024).

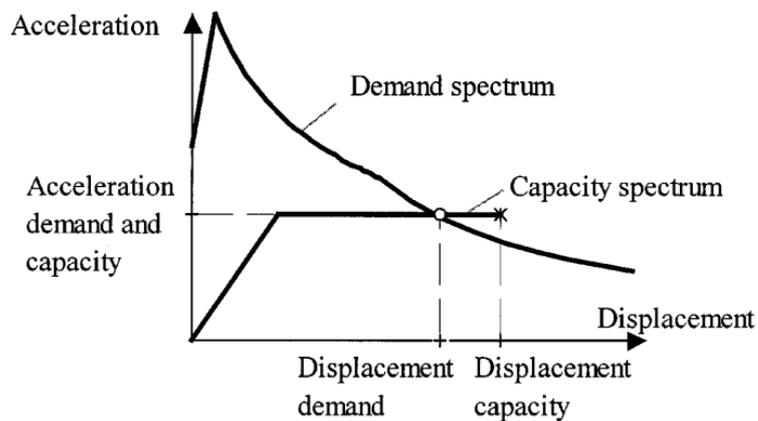
A partir de la información obtenida, se construye el espectro de demanda en base al espectro inelástico. Para esto, se toma la aceleración y desplazamiento espectrales, junto al factor de reducción por ductilidad correspondiente, según (5a) y (5b):

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (5a)$$

$$R_{\mu} = \frac{S_{ae}}{S_{ay}} \quad (5b)$$

Donde  $S_{de}$  responde al desplazamiento espectral elástico,  $S_{ay}$  a la aceleración de fluencia y  $S_{ae}$  a la demanda elástica de aceleración. Gráficamente este último valor se identifica como la intersección de la fase elástica del espectro de capacidad (o su prolongación) con el espectro elástico. Es así, como al poseer el espectro de capacidad y el de demanda, se procederá a hallar la intersección entre ambas curvas para definir la demanda de desplazamiento del modo de vibración  $i$  ( $u_{y_i}$ ).

**Figura 2.2.** Método del espectro de capacidad modificado.



Fuente: Fajfar (1999).

Con el objetivo final del obtener la demanda real de desplazamiento del sistema multigrado ( $u_y$ ), se deberá llevar a cabo una combinación modal SRSS (método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados). Es así, como primero se ha de transformar las demandas de los S1GDL equivalentes a las respuestas reales de múltiples grados de libertad en (6). De esta manera se obtiene:

$$u_y = \sqrt{\sum_{i=1}^{n_{80\%}} u_{y_i} \gamma_{i_2}} \quad (6)$$

Se debe destacar, que además de brindar información de vulnerabilidad sísmica, el presente estudio posibilita obtener datos acerca de daño, ancho de grietas e incluso una evaluación de la influencia de la configuración arquitectónica y los métodos constructivos sobre el desempeño de una estructura.

## 2.2. Selección de Casos de Estudio

La búsqueda de tipologías arquitectónicas, que cumpliesen con las propiedades deseadas para el presente estudio, decidió apoyarse en la publicación “Casas y Conjuntos. Vivienda Social en Cuenca entre 1973 y 2014”, realizada por investigadores de la Universidad de Cuenca (Hermida et al., 2019). Este escrito, de enfoque arquitectónico, recopila planos y memorias técnicas de 48 tipologías residenciales (casas y conjuntos habitacionales) repartidas en 19 proyectos de vivienda social.

La investigación a la que se hace referencia resulta valiosa para el presente proyecto, ya que sus tipologías corresponden a edificaciones tradicionales de la ciudad de Cuenca. Todas están fueron construidas en base a muros portantes de mampostería y a lo largo de cuatro décadas aproximadamente. Todo esto brinda una amplia gama de casos de estudio levantados durante distintas situaciones sociales y económicas vividas en la región.

**Tabla 2.2.** *Proyectos residenciales de “Casas y Conjuntos. Vivienda social en Cuenca entre 1973 y 2014.”*

| Promotores                    |   |  |
|-------------------------------|---|--|
| Junta Nacional de la Vivienda | Instituto Ecuatoriano de Seguridad Social | Empresa Pública Municipal de Urbanización y Vivienda |
| Paraíso, 1982                 | Multifamiliares del IESS, 1979            | Los Cerezos, 2004                                    |
| Retamas, 1984                 |   | Los Alisos, 2005                                     |
| Tomebamba, 1984               |   | Los Nogales, 2005                                    |
| Huayna-Cápac, 1985            |   | Huizhil, 2009  |
| Bosque de Monay, 1986         |   | Jardines del Valle, 2010                             |
| Eucaliptos, 1987              |   | Bermaní, 2011  |
| Patamarca, 1989               |   | Capulispamba, 2013                                   |
| Tarqui, 1994                  |   | La Campiña, 2013                                     |
|                               |   | Miraflores, 2014                                     |
|                               |   | Vista al Río, 2014                                   |

*Fuente:* Hermida et al. (2019).

Sin embargo, un notable número de las tipologías analizadas en dicha publicación no cumplen los requisitos deseados para este estudio. Por lo que, para efectos de este proyecto, se limitará a trabajar con 26 de sus casos de estudio, los cuales poseen las siguientes propiedades, y por lo mismo son la muestra más fiel de las edificaciones más comunes en Cuenca:

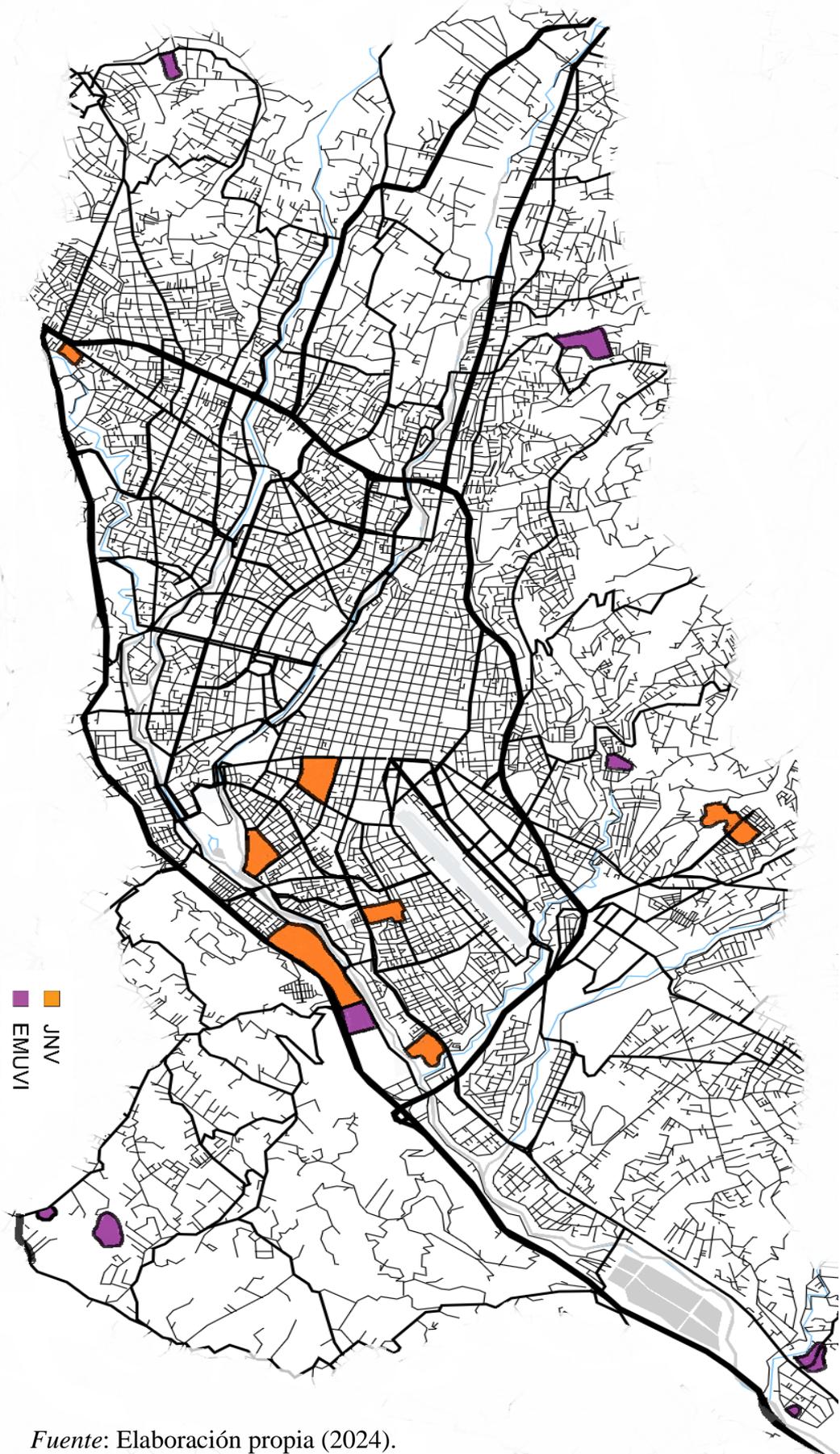
- Viviendas unifamiliares.
- Sistema estructural de muros portantes de mampostería.
- Altura máxima de dos pisos.
- Adosamiento.

**Tabla 2.3.** *Casos de estudio y su clasificación.*

| Mampostería Confinada     |                           | Mampostería no Confinada |                      |
|---------------------------|---------------------------|--------------------------|----------------------|
| Un Piso                   | Dos Pisos                 | Un Piso                  | Dos Pisos            |
| Patamarca Tipo 1          | Huayna-Cápac Tipo 1       | Paraíso, Tipo 2          | Paraíso, Tipos 1 y 3 |
| Los Cerezos Tipo 1        | Patamarca, Tipo 2         | Retamas Tipo 1           | Miraflores Tipo 1    |
| Huizhil Tipo 1            | Tarqui Tipo 2             | Tomebamba Tipo 1         |                      |
| Jardines del Valle Tipo 1 | Bosque de Monay Tipo 2    | Bosque de Monay Tipo 1   |                      |
| La Campiña Tipo 3         | Los Cerezos Tipo 2        | Eucaliptos Tipo 1        |                      |
|                           | Los Nogales Tipo 1        |                          |                      |
|                           | Jardines del Valle Tipo 2 |                          |                      |
|                           | Capulispamba Tipo 1       |                          |                      |
|                           | Vista al Río Tipos 1 y 2  |                          |                      |
|                           | La Campiña Tipos 2, 5 y 6 |                          |                      |

*Fuente:* Elaboración propia (2024).

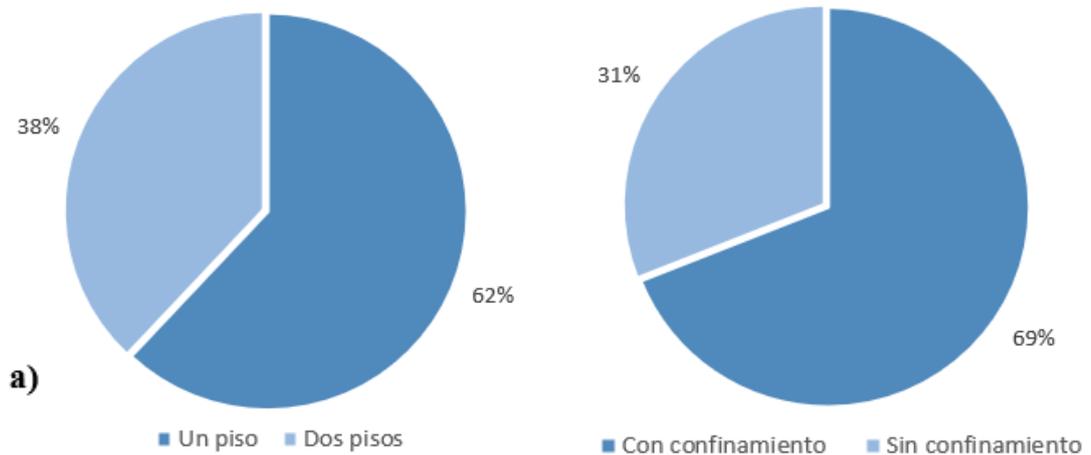
Figura 2.3. Localización de casos de estudio.



Fuente: Elaboración propia (2024).

Como se observa en la Tabla 2.2, se ha recurrido a clasificar las tipologías (abreviadas con ‘Tipo’) según su altura y uso de elementos de confinamiento. Ambos factores, inciden directamente en las propiedades geométricas, elásticas e inerciales de los sistemas. Por esta razón, se espera obtener resultados que difieran entre si según a dicha agrupación.

**Figura 2.4.** Clasificación de tipologías.



a) Por su altura. b) Por el uso de elementos de confinamiento

*Fuente:* Elaboración propia (2024).

### 2.3. Modelación de los Casos de Estudio

Previo al proceso de análisis, se requiere definir un modelo matemático que refleje de manera lo suficientemente precisa, las propiedades reales de cada caso de estudio. Este tipo de características, ya sean: inerciales, elásticas o geométricas han de reflejarse a partir de una descripción detallada de las edificaciones.

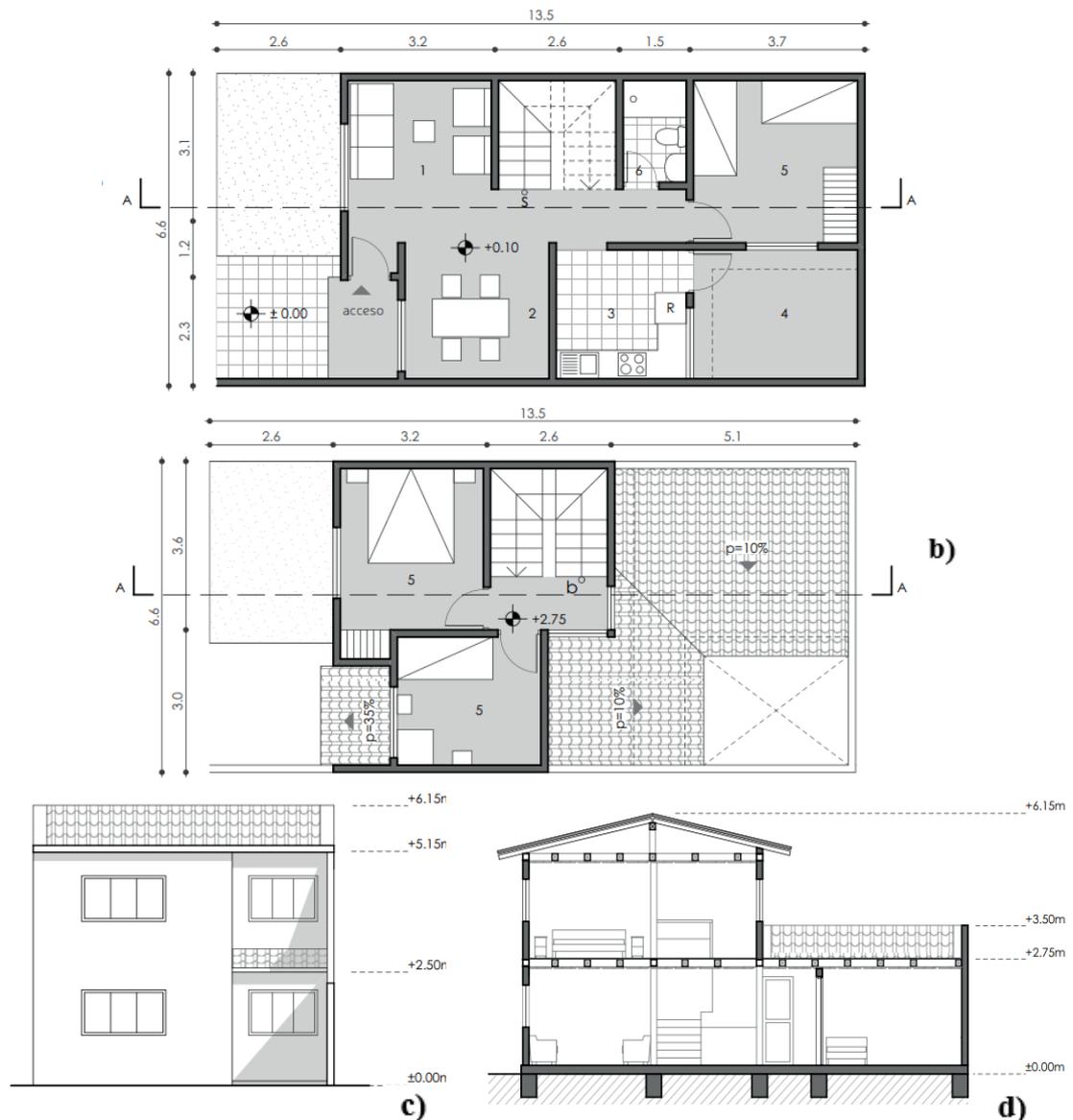
En esta sección se dispondrá a detallar de manera general, el proceso de modelamiento de todo sistema estudiado. Pero cabe recalcar que este, además del análisis, se ilustrarán solamente mediante tres tipologías residenciales: “Paraíso Tipo 1”, “Huizhil Tipo 1” y “Vista al Río Tipo 1”. La razón de esto, es facilitar y mejorar la comprensión del presente texto. Los anteriores casos de estudio fueron seleccionados ya que representan una gama diversa de diseños arquitectónicos, recursos constructivos y edificación durante distintos periodos de tiempo. Los resultados referentes a las 23 tipologías restantes se adjuntarán en ANEXOS.

### 2.3.1. Geometría

El presente estudio recurrirá al software de análisis estructural “STKO”. Debido a esto, la modelación se realizará casi de manera total en dicho programa computacional. Sin embargo, por simplicidad, el trazo de la geometría se elaborará en AutoCAD. Esta fase se lleva a cabo gracias al uso de los planos adjuntos en “Casas y Conjuntos. Vivienda Social en Cuenca entre 1973 y 2014”. Dichos archivos fueron escaneados y digitalizados, de los registros de las instituciones promotoras (Hermida et al., 2019).

- **Paraíso Tipología 1**

*Figura 2.5. Planos - Paraíso Tipología 1.*

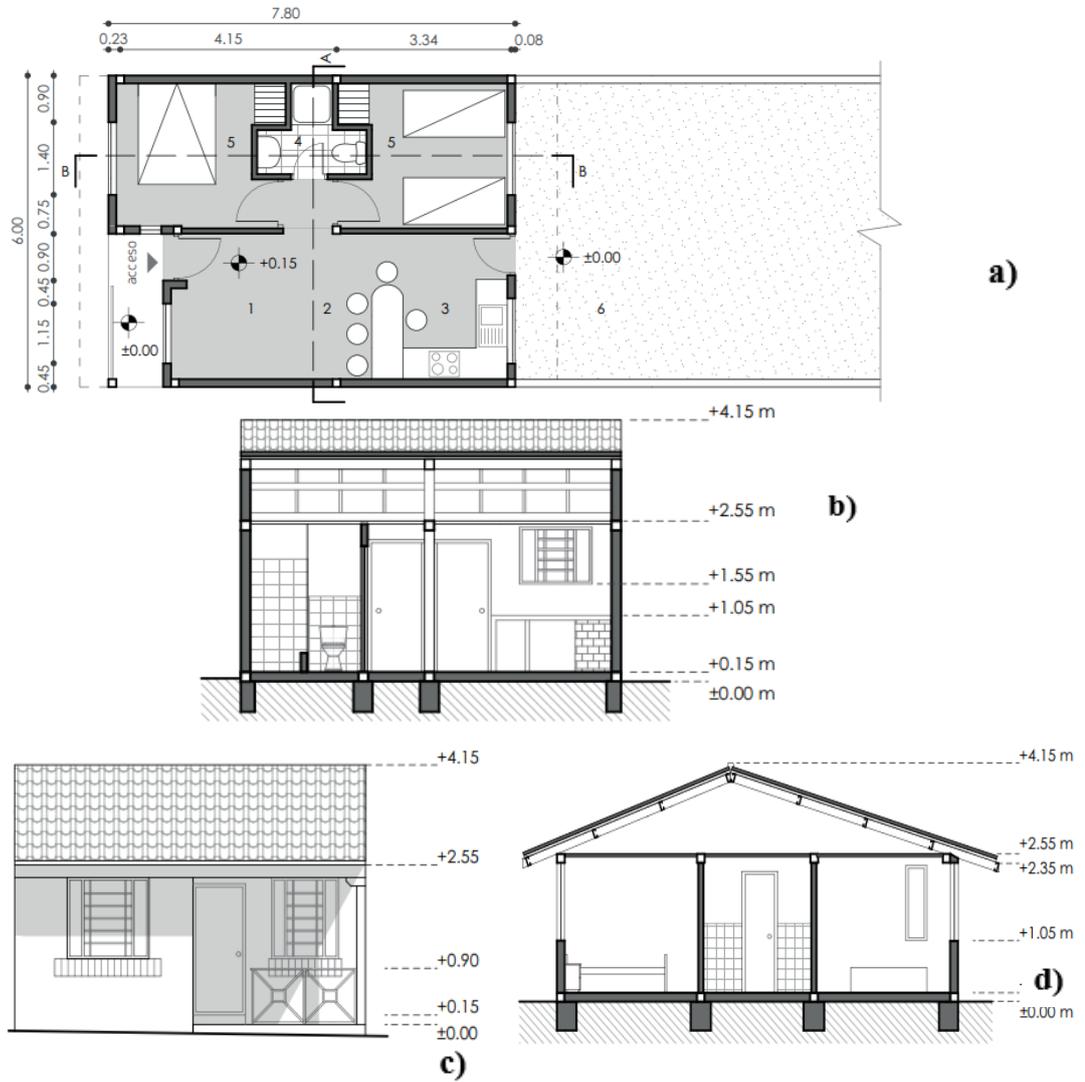


a) Planta baja. b) Planta alta. c) Vista frontal. d) Corte A-A

Fuente: Hermida et al. (2019).

- **Huizhil Tipología 1**

*Figura 2.6. Planos - Huizhil Tipología 1.*

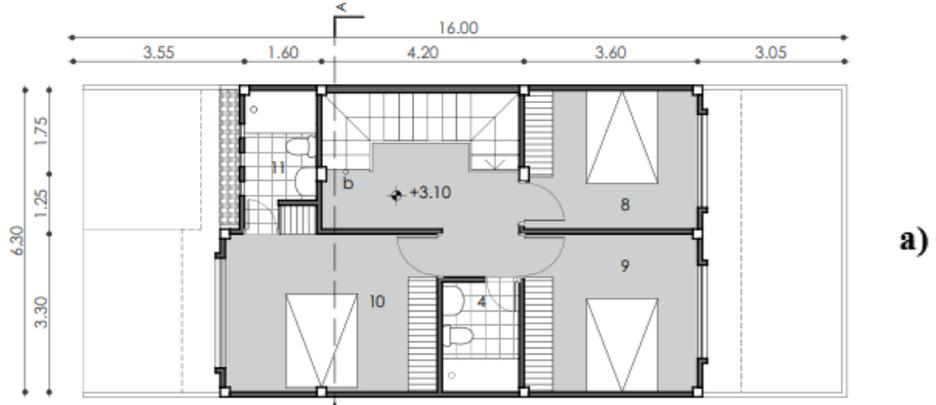


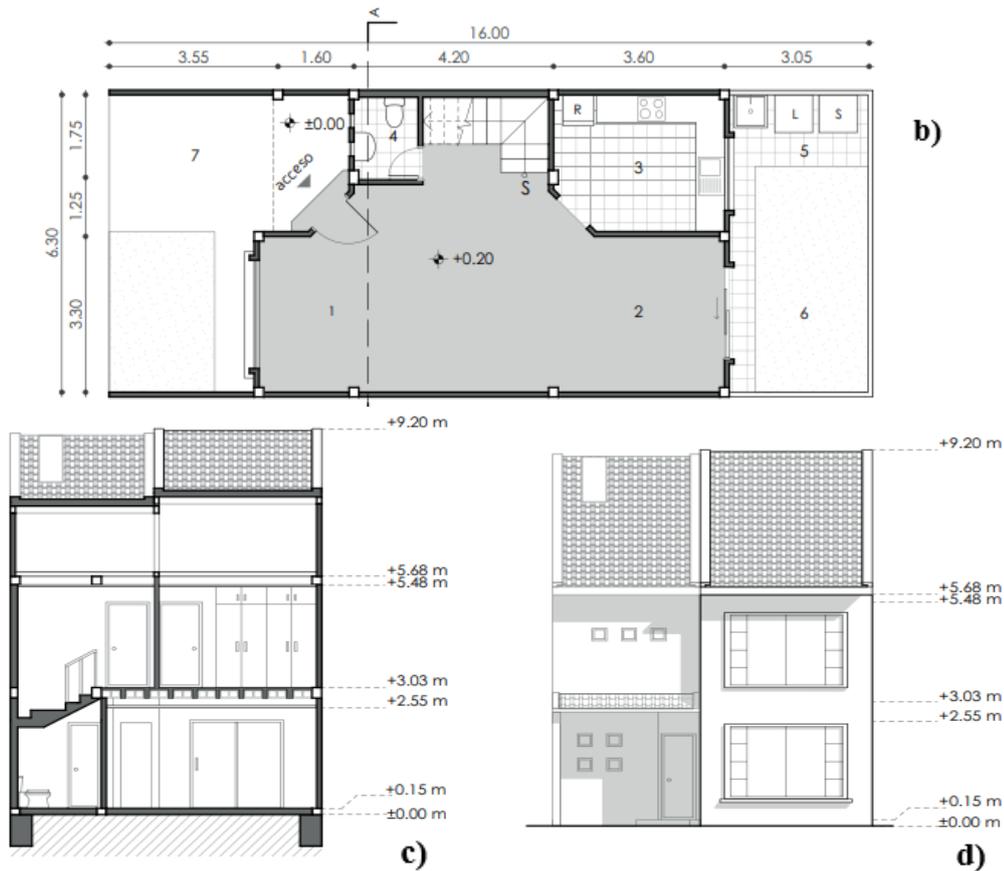
a) Planta Única. b) Corte A-A. c) Vista frontal. d) Corte B-B

*Fuente:* Hermida et al. (2019).

- **Vista al Río Tipo 1**

*Figura 2.7. Planos - Vista al Río Tipología 1.*





a) Planta Única. b) Corte A-A. c) Vista frontal. d) Corte B-B  
 Fuente: Hermida et al. (2019).

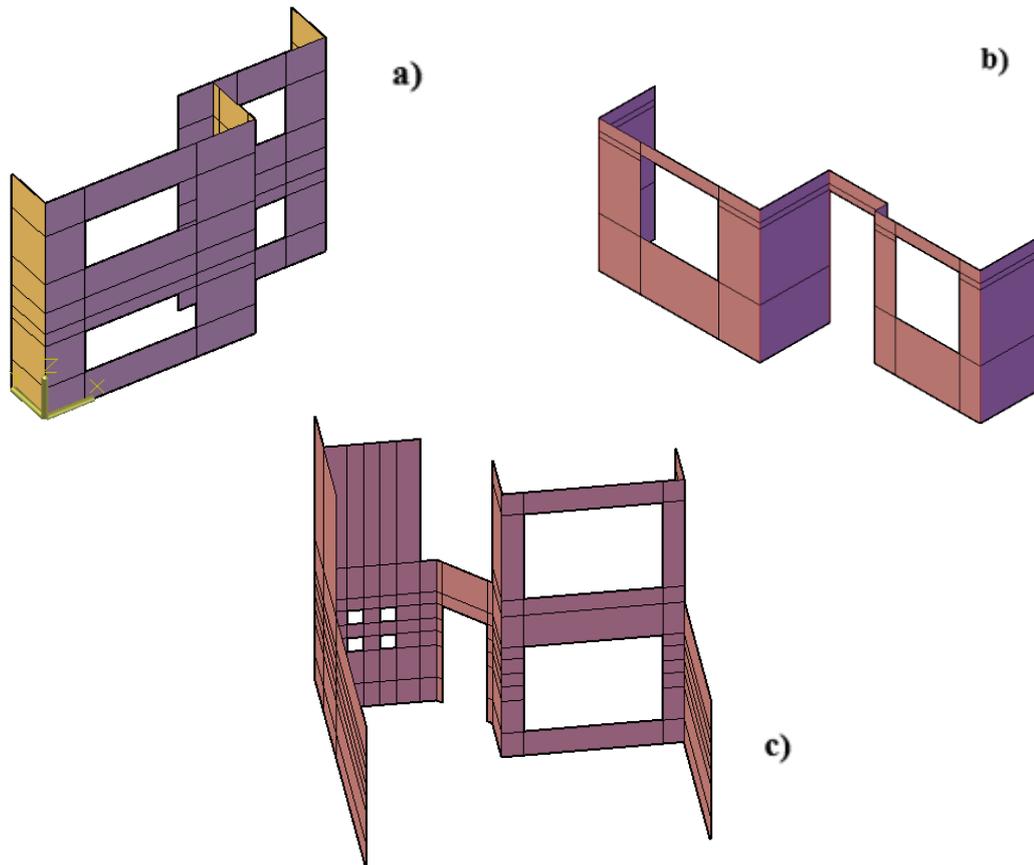
Con el uso de esta información, se procede a elaborar un macro-modelo de cada caso de estudio. Esto hace referencia a que la modelación reflejará la configuración existente entre los elementos estructurales de mampostería. Sin embargo, se opta por sacrificar la interacción ladrillos-mortero debido al gran peso computacional que aquello implica. De esta manera, todo elemento modelado describirá una representación aproximada de sus contrapartes reales, pero se obtendrán resultados lo suficientemente fiables del macro-comportamiento de las edificaciones.

En este proyecto, se estudiarán solamente los muros portantes de fachada de cada vivienda. El porqué de esto reside en dos razones principalmente. La primera, es debido a que esto simplifica el proceso computacional. Mientras que la segunda, y más importante, tiene que ver con que se ha demostrado que, en edificaciones adosadas, los muros confinados entre sí muestran mayor resistencia que los demás. Por esta razón, los muros de las fachadas frontales y posteriores son los más susceptibles al colapso. Sin embargo, para efectos de este estudio, se decide centrarse tan solo en los

muros frontales debido a su mayor peligrosidad. Esto debido a su proximidad a áreas de tránsito humano, como calles y veredas.

Con el uso del software AutoCAD, se modela la geometría de cada elemento de interés. Partiendo de elementos superficiales ‘3D Face’, se define cada muro portante con sus dimensiones y elementos respectivos, como agujeros de puertas y ventanas.

*Figura 2.8. Modelos de geometría en AutoCAD.*



a) Paraíso Tipo 1. b) Huizhil Tipo 1. c) Vista al Río Tipo 1.

*Fuente:* Elaboración propia (2024).

Como se mencionó anteriormente, no todo muro de fachada es modelado, tan solo los que cumplen una función estructural. Por esta razón, como se observa en la Figura. 2.8.c, en el modelo de Vista al Río Tipo 1, no se definen ciertos muros frontales de la vivienda, ya que no tienen continuidad a los cimientos (NEC-SE-VIVIENDA, 2015).

**2.3.2. Elementos**

**2.3.2.1. Muros Portantes**

Los elementos modelados se exportan a STKO para definir las propiedades inerciales y elásticas del sistema. Las características de los materiales se han obtenido de distintas fuentes. En el caso de la mampostería, sus propiedades fueron descritas a partir de una serie de pruebas RVE de tensión, compresión y cortante, realizadas por García et al. (2024). La Tabla 2.3 resume los valores promedio de módulo de Young ( $E$ ), módulo a cortante ( $G$ ), resistencia a la tensión ( $f_t$ ), energía de fractura en tracción ( $G_t$ ), resistencia elástica a la compresión ( $f_{c_0}$ ), resistencia residual a la compresión ( $f_{c_r}$ ), resistencia a la compresión ( $f_c$ ), y energía de fractura en compresión ( $G_c$ ), usando un coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) de 0.15.

**Tabla 2.4.** *Propiedades mecánicas promedio de ladrillo panelón.*

|                   | $E$<br>[MPa] | $G$<br>[MPa] | $f_t$<br>[MPa] | $G_t$<br>[N/mm] | $f_{t_0}$<br>[MPa] | $f_{t_r}$<br>[MPa] | $f_c$<br>[MPa] | $G_c$<br>[N/mm] |
|-------------------|--------------|--------------|----------------|-----------------|--------------------|--------------------|----------------|-----------------|
| Ladrillos panelón | 3705         | 1611         | 1.4            | 0.12            | 4                  | 2                  | 10             | 6.2             |

*Fuente:* García et al. (2024).

Los elementos superficiales de mampostería se modelan en torno a una idealización por capa ‘Layered Shell’ de los muros tridimensionales. De esta manera, los esfuerzos sobre el material se interpolan a partir de varias capas superficiales (Lu et al., 2015). En este caso, se ha optado por utilizar cuatro capas, dos con espesor de 38 mm y dos con uno de 37 mm. Es así, como el resultado total obtenido da el espesor real de un muro de mampostería con ladrillo panelón (15 cm).

De igual forma, los modelos de estos elementos son del tipo ‘ShellNLDKGQ’, lo que represente una superficie ‘Thin Shell’. El significado de esto reside en la ausencia de los efectos de distorsión por cortante (Mercatoris et al., 2009). Para efectos del presente proyecto, se ha optado por simplificar los modelos mediante esta suposición. La razón de esto es debido a que en los muros con lo que se trabajará, con altura intermedia y grosor relativamente bajo, dichos esfuerzos por cortante son prácticamente

despreciables. De esta manera, no presupone un beneficio tal que justifique el aumento del proceso computacional requerido.

**2.3.2.2. Elementos de Confinamiento**

Estos elementos se realizan con hormigón armado, usando acero de refuerzo con diámetros menores, ya que su única función es la de proporcionar confinamiento y no soporte estructural. Por falta de información precisa de las dimensiones de estos elementos en cada caso de estudio, se optó por asumir el uso de Columnas B5. La razón de esto, es debido a que dichas columnas con armados prefabricados, poseen dimensiones de 20 cm x 15 cm. Esto las hacen las más usadas en este tipo de viviendas en nuestro medio por su ajuste a las dimensiones de los muros.

A pesar de que en la realidad se confine la mampostería con el uso de columnas y vigas, en los modelos planteados no se definirán estas últimas. Esto debido a que dichos elementos no proporcionan masa o rigidez adicionales al sistema, al estar embebidos en la losa de entrepiso o de cubierta. Las propiedades del hormigón, se definirán a partir de la costumbre constructiva en Cuenca. En este caso se definirá hormigón con Modulo de Young calculado por  $4700\sqrt{f'c}$  (NEC, 2015), donde  $f'c$  se define como la resistencia a la compresión a los 28 días.

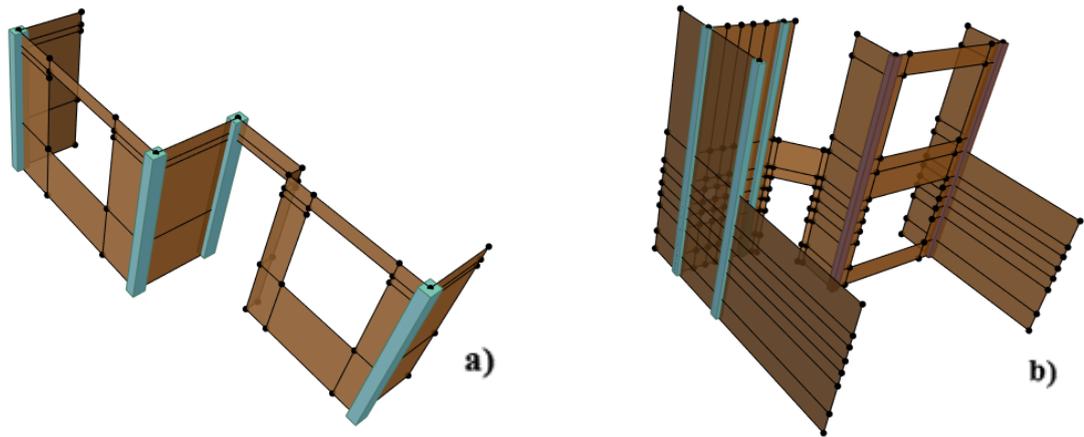
**Tabla 2.5.** *Propiedades mecánicas del hormigón para confinamiento.*

|          | $f'c$<br>[MPa] | $E$<br>[MPa] | $\nu$<br>[-] | $G$<br>[MPa] |
|----------|----------------|--------------|--------------|--------------|
| Hormigón | 18             | 19940.41     | 0.25         | 7976.16      |

*Fuente:* Elaboración propia (2024).

Las columnas se definirán como elementos lineales y elásticos dentro del modelo. Esto último debido a que resulta lo suficientemente conveniente para este estudio, considerar propiedades inelásticas para la mampostería. La interacción muro-columna se registrará por el ‘constrain’ ‘EqualDOF’. Esto, con el objetivo de indicar que el borde de dichos muros y las columnas poseerán los mismos grados de libertad.

**Figura 2.9.** Modelo de muros y columnas en STKO.

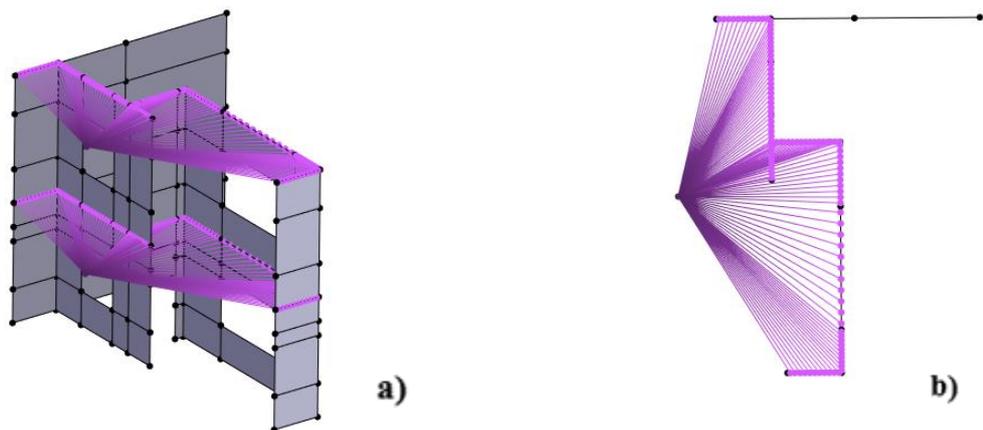


a) Huizhil Tipo 1. b) Vista al Río Tipo 1  
Fuente: Elaboración propia.

### 2.3.2.3. Losa de Entrepiso y Cubierta

En este tipo de viviendas, el uso de losas de hormigón aligerado es común. Esto produce el efecto de diafragma rígido en entrepiso y cubierta. Más allá de esta interacción, el efecto de dichas losas en los muros es nulo. Por esta razón, se optará por definir la presencia de estos elementos mediante nudos rígidos. El uso de dichos nodos permite replicar la acción del diafragma rígido sin la necesidad de modelar la losa de forma completa. Para lograr definir esta interacción se definen los ‘constrains’ ‘RigidNode’ y ‘RigidDiaphragm’. El primero de estos limita el desplazamiento del nodo a los grados de libertad de traslación dentro del plano xy y rotación alrededor del eje z. Por otra parte, el segundo unifica el movimiento de todos los cuerpos interconectados por el diafragma.

**Figura 2.10.** Diafragmas rígidos en STKO.



a) Perspectiva. b) Vista en planta.  
Fuente: Elaboración propia.

**2.3.3. Masa y Peso**

El peso es la fuerza producida por la gravedad en un cuerpo. En la realidad estos dos conceptos son dependientes uno del otro. Sin embargo, en STKO estas dos propiedades están diferenciadas. Esto es así para poder realizar análisis dinámicos sin tener consideración de las cargas gravitacionales. A pesar de esto, el cálculo de capacidad requerido debe considerar el peso de igual manera, para así capturar el comportamiento real de los sistemas.

Tanto masa como peso se asignan como propiedades distribuidas superficialmente para los muros y entrepisos y linealmente para columnas. Debido a que las viviendas estudiadas se encuentran adosadas, se definirá tan solo la propiedad inercial con respecto a la traslación a lo largo del eje y. Los valores de masa a obtener dependen de la composición de cada uno de los elementos pertinentes, como se detalla en las Tablas 2.6 a 2.9.

**Tabla 2.6. Masa de muros de mampostería.**

| Componentes                      | Densidad<br>[kg/m <sup>3</sup> ] | Espesor<br>[cm] | Masa por<br>unidad de<br>área<br>[kg/m <sup>2</sup> ] |
|----------------------------------|----------------------------------|-----------------|---|
| Muro con<br>ladrillos<br>panelón | 1700                             | 15              | 255   |
| Enlucido                         | 1800                             | 4               | 72  |
| Empaste                          | 1500                             | 1               | 15  |
| Total                            |                                  |                 | 342   |

Fuente: NEC (2015)

**Tabla 2.7. Masa de columnas de confinamiento.**

| Componentes        | Densidad<br>[kg/m <sup>3</sup> ] | Lado<br>transversal<br>a<br>[cm] | Lado<br>transversal<br>b<br>[cm] | Masa por<br>unidad de<br>longitud<br>[kg/m] |
|--------------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|---|
| Hormigón<br>armado | 2400                             | 15                               | 20                               | 72  |

Fuente: NEC (2015)

**Tabla 2.9. Masa de entrepiso.**

| Componentes        | Masa por<br>unidad<br>de área<br>[kg/m <sup>2</sup> ] |
|--------------------|---|
| Hormigón aligerado | 456.96  |
| Instalaciones      | 10  |
| Revestimiento      | 22.43   |
| Cielo Raso         | 20  |
| <b>Total</b>       | <b>509.39</b>   |

*Fuente:* Elaboración propia (2024).

**Tabla 2.8. Masa de cubierta.**

| Componentes              | Masa por<br>unidad de<br>área<br>[kg/m <sup>2</sup> ] |
|--------------------------|---|
| Cubierta metálica        | 150   |
| Instalaciones            | 10  |
| Cielo Raso               | 20  |
| Planchas de fibrocemento | 27.5  |
| <b>Total</b>             | <b>207.5</b>  |

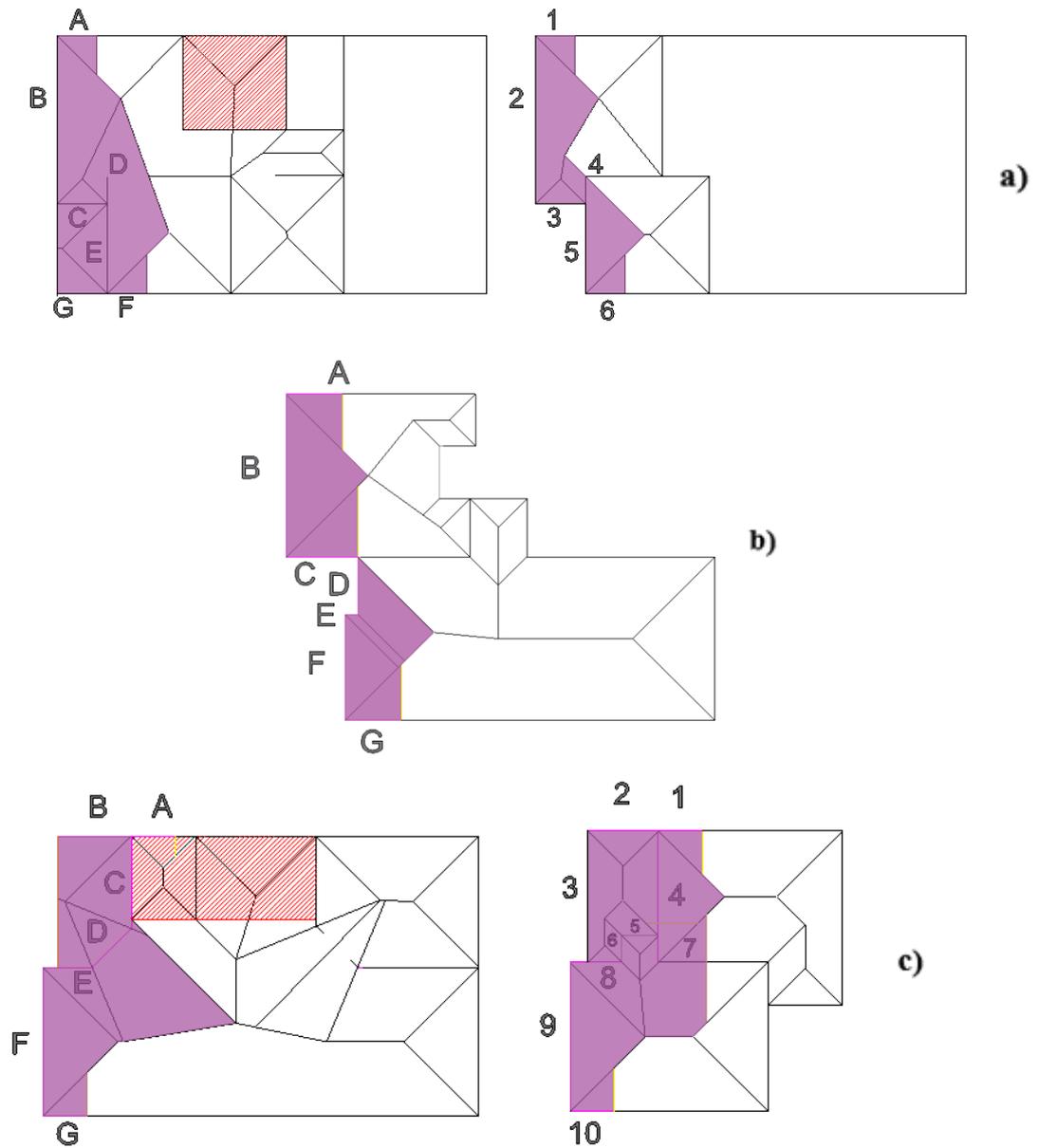
*Fuente:* Elaboración propia (2024).

Para obtener los valores establecidos en la Tabla, 2.7 se fijó el valor de masa de un m<sup>2</sup> de hormigón aligerado en 456.96 kg. Esto parte del hecho de que un m<sup>2</sup> de hormigón armado pesa 2400 kgf. Además, se tiene en cuenta que el aligeramiento usa ocho bloques de 40 cm x 20 cm x 15 cm de piedra pómez de densidad de 1200 kg/m<sup>3</sup>.

Los valores establecidos anteriormente reflejan la masa muerta sobre las estructuras. De igual manera se debe considerar masa viva ya que no se puede asumir su total ausencia durante un sismo. A raíz de esto, el valor último se calculara a partir de la combinación de carga: 1D+0.3L. Esto permite un decremento de la carga viva al presuponer que no se presentará el valor completo supuesto en medio de actividad sísmica.

En el modelo, la masa de entrepiso y cubierta se asignan a nodos rígidos, con el objetivo de lograr una mejor discretización de la inercia en el sistema. Debido a esto, la masa se ha de ingresar en su forma absoluta en cada nodo. Para aquello es necesario definir las áreas tributarias de los elementos estudiados.

Figura 2.11. Áreas tributarias.



a) Paraíso Tipo 1. b) Huizhil Tipo 1. c) Vista al Río Tipo 1

Fuente: Elaboración propia (2024).

A partir del anterior análisis se puede definir las cargas y su aporte inercial. Se tendrá en cuenta valores de masa viva de 200 kg/m<sup>2</sup> para entepiso, por ser de uso residencial y de 70 kg/m<sup>2</sup> para cubierta (NEC, 2015). Para el valor de cubierta, no se ha considera ninguna reducción aconsejada por la norma. Esto es debido a que ningún muro soporta un área tributaria mayor a 18 m<sup>2</sup> y la pendiente más usual es de alrededor de 35%. En las siguientes tablas se incluyen extensiones del tejado o pequeñas cubiertas en las columnas 'Extras'.

Por otra parte, a la par de la masa ‘traslacional’, se debe calcular de igual forma su valor ‘rotacional’, conocido como momento de inercia. Esta propiedad, que está en función del valor común de masa y de las propiedades geométricas del cuerpo, es calculada con ayuda de la herramienta ‘PropFis’ de AutoCAD.

**Tabla 2.10.** Masa y momento de inercia - Paraíso Tipo 1.

| Paraíso Tipología 1 |  |                     |                   |                   |                   |                  |  |
|---------------------|--|---------------------|-------------------|-------------------|-------------------|------------------|--|
| Muros               | Áreas Tributarias<br>[m <sup>2</sup> ] | Masa Muerta<br>[kg] | Extras MM<br>[kg] | Masa Viva<br>[kg] | Extras MV<br>[kg] | 1D+0,3L<br>[ton] | Momento de Inercia<br>[ton * mm <sup>2</sup> ] |
| A-B-C-D             | 5.070                                  | 2117.190            | -                 | 1014.880          | -                 | 2.420            | 3.87E+06                                       |
| C-D-E-F-G           | 2.840                                  | 1185.100            | -                 | 568.080           | -                 | 1.360            | 8.77E+05                                       |
| 1-2-3-4             | 4.910                                  | 1019.760            | -                 | 344.020           | -                 | 1.120            | 1.83E+06                                       |
| 4-5-6               | 2.840                                  | 589.380             | -                 | 198.830           | -                 | 0.649            | 4.35E+05                                       |

Fuente: Elaboración propia (2024).

**Tabla 2.11.** Masa y momento de inercia - Huizhil Tipo 1.

| Huizhil Tipología 1 |  |                     |                   |                   |                   |                  |  |
|---------------------|--|---------------------|-------------------|-------------------|-------------------|------------------|--|
| Muros               | Áreas Tributarias<br>[m <sup>2</sup> ] | Masa Muerta<br>[kg] | Extras MM<br>[kg] | Masa Viva<br>[kg] | Extras MV<br>[kg] | 1D+0,3L<br>[ton] | Momento de Inercia<br>[ton * mm <sup>2</sup> ] |
| A-B-C               | 3.410                                  | 708.300             | 751.320           | 238.950           | 253.460           | 1.610            | 1.28E+06                                       |
| D-E-F-G             | 2.720                                  | 563.490             | 708.630           | 190.090           | 239.060           | 1.401            | 8.45E+05                                       |

Fuente: Elaboración propia (2024).

**Tabla 2.12.** Masa y momento de inercia - Vista al Río Tipo 1.

| Vista al Río Tipología 1         |  |                     |                   |                   |                   |                  |  |
|----------------------------------|--|---------------------|-------------------|-------------------|-------------------|------------------|--|
| Muros                            | Áreas Tributarias<br>[m <sup>2</sup> ] | Masa Muerta<br>[kg] | Extras MM<br>[kg] | Masa Viva<br>[kg] | Extras MV<br>[kg] | 1D+0,3L<br>[ton] | Momento de Inercia<br>[ton * mm <sup>2</sup> ] |
| B-C-<br>D-E                      | 4.610                                  | 1925.470            | 70.150            | 922.980           | 70.150            | 2.290            | 2.06E+06                                       |
| C-D-<br>E-F-G                    | 9.040                                  | 3770.840            | -                 | 1807.560          | -                 | 4.310            | 8.75E+06                                       |
| 1-2-3-<br>4-5-6-<br>7-8-9-<br>10 | 15.380                                 | 3191.350            | 1138.490          | 1076.600          | 384.070           | 4.770            | 1.64E+07                                       |

*Fuente:* Elaboración propia (2024).

Como se detalló previamente, en STKO, el peso es independiente a la masa, por lo que este factor debe definirse de manera individual. En cuanto a muros y columnas, el peso se integra de igual manera que la masa, de manera superficial y linealmente distribuida. De modo que el peso por unidad de área de los muros es igual a 3.35 kN/m<sup>2</sup>. Mientras que, para columnas, el peso por unidad de longitud es 0.71 kN/m.

Por otra parte, para entrepiso y cubierta, esta propiedad no puede asignarse a los nodos rígidos debido a que estos no pueden trasladarse verticalmente. Es así, como de manera alternativa, se debe ingresar el peso de estos elementos de forma distribuida linealmente sobre los bordes superiores de los muros, siguiendo la distribución de áreas tributarias pertinente.

Se debe destacar en este proceso el peso del aporte de cubierta de los muros no portantes en planta alta, así como el peso propio de dichos elementos. Puede darse el caso de que existan muros en planta alta que no son parte de la fachada frontal o no son portantes por falta de continuidad vertical. Si estos elementos se encuentran dentro del área tributaria de los muros portantes modelados de planta baja, se debe considerar tanto su masa como peso y el de sus aportes de losa. Estos valores se encuentran englobados en las filas con el prefijo ‘E-’ (de extra).

**Tabla 2.13. Peso sobre muros - Paraíso Tipo 1.**

| Paraíso Tipo 1 |  |                        |                    |                      |                    |                 |                   |
|----------------|--|------------------------|--------------------|----------------------|--------------------|-----------------|-------------------|
| Muro           | Áreas Tributarias<br>[m <sup>2</sup> ] | Cargas Muerta<br>[kgf] | Extras CM<br>[kgf] | Cargas Viva<br>[kgf] | Extras CV<br>[kgf] | Longitud<br>[m] | 1D+0,3L<br>[N/mm] |
| A              | 0.500                                  | 208.620                | -                  | 100.000              | -                  | 1.000           | 2.340             |
| B              | 3.800                                  | 1587.390               | -                  | 760.920              | -                  | 4.300           | 4.140             |
| C              | 0.400                                  | 168.640                | 124.850            | 80.840               | 42.120             | 1.270           | 2.550             |
| D              | 2.710                                  | 1129.860               | 1363.820           | 541.600              | 157.690            | 0.700           | 37.890            |
| E              | 2.270                                  | 949.030                | 245.620            | 454.920              | 83.040             | 2.300           | 5.780             |
| F              | 0.500                                  | 208.620                | -                  | 100.000              | -                  | 1.000           | 2.340             |
| G              | 0.600                                  | 124.850                | -                  | 42.120               | -                  | 1.550           | 0.871             |
| 1              | 0.500                                  | 103.750                | -                  | 35.000               | -                  | 1.000           | 1.120             |
| 2              | 3.600                                  | 747.040                | -                  | 252.010              | -                  | 4.300           | 1.880             |
| 3              | 0.400                                  | 83.870                 | 124.850            | 28.290               | 42.120             | 1.270           | 1.770             |
| 4              | 0.650                                  | 135.730                | -                  | 45.790               | -                  | 0.700           | 2.090             |
| 5              | 2.000                                  | 415.790                | 245.350            | 140.270              | 83.040             | 2.300           | 3.110             |
| 6              | 0.500                                  | 103.750                | -                  | 35.000               | -                  | 1.000           | 1.120             |
| 7              | 0.600                                  | 124.850                | -                  | 42.120               | -                  | 1.550           | 0.871             |

Fuente: Elaboración propia (2024).

**Tabla 2.14. Peso sobre muros - Huizhil Tipo 1.**

| Huizhil Tipo 1 |  |                         |                    |                       |                    |                 |                   |
|----------------|--|-------------------------|--------------------|-----------------------|--------------------|-----------------|-------------------|
| Muro           | Áreas Tributarias<br>[m <sup>2</sup> ] | Cargas Muertas<br>[kgf] | Extras CM<br>[kgf] | Cargas Vivas<br>[kgf] | Extras CV<br>[kgf] | Longitud<br>[m] | 1D+0,3L<br>[N/mm] |
| A              | 0.500                                  | 103.750                 | -                  | 35.000                | -                  | 1.000           | 1.121             |
| B              | 2.110                                  | 438.010                 | 422.140            | 147.760               | 142.410            | 2.900           | 3.204             |
| C              | 0.800                                  | 166.540                 | 329.180            | 56.180                | 111.050            | 1.250           | 4.284             |
| D              | 1.120                                  | 232.630                 | 54.860             | 78.480                | 18.510             | 1.000           | 3.106             |
| E              | 0.200                                  | 41.580                  | 21.410             | 14.030                | 7.220              | 0.200           | 3.402             |
| F              | 0.890                                  | 185.550                 | 632.380            | 62.590                | 213.330            | 1.900           | 4.650             |
| G              | 0.500                                  | 103.750                 | -                  | 35.000                | -                  | 1.000           | 1.121             |

Fuente: Elaboración propia (2024).

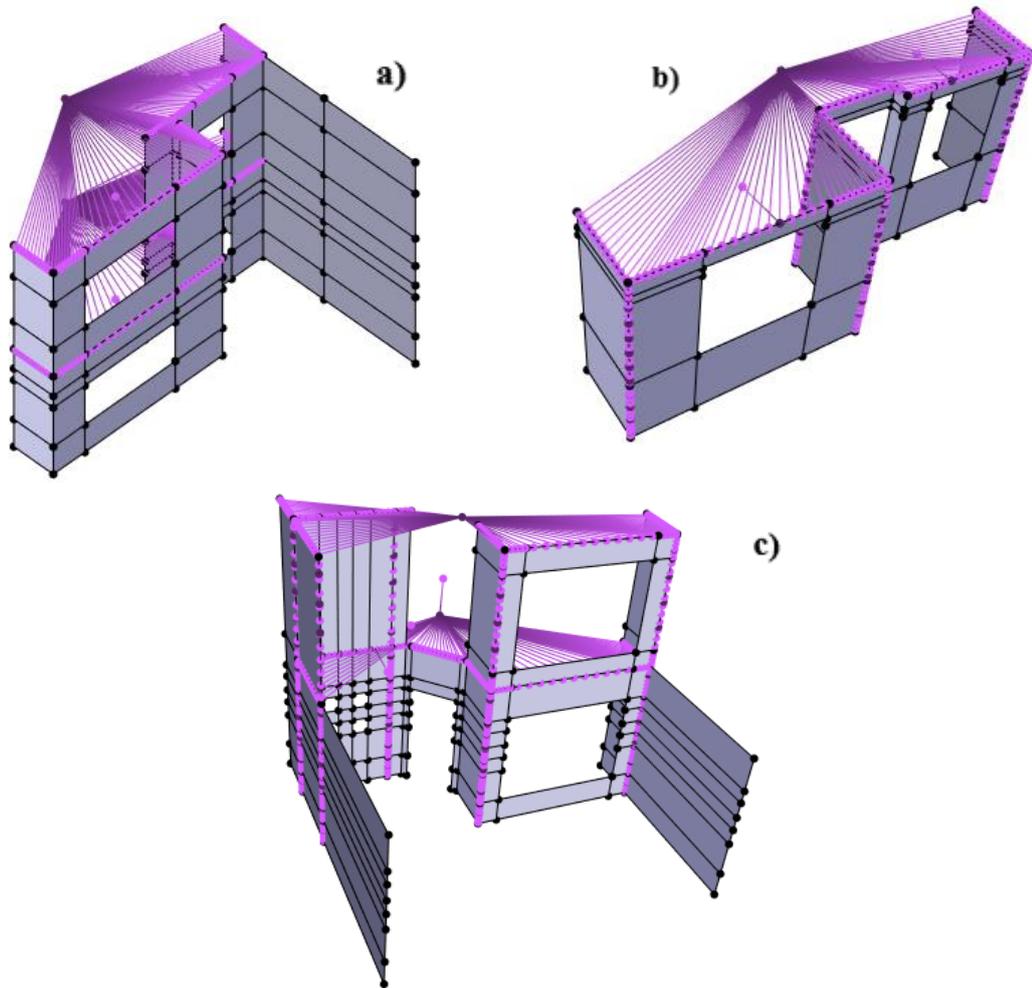
**Tabla 2.15.** *Peso sobre muros - Vista al Río Tipo 1.*

| Vista al Río Tipo 1 |  |                        |                    |                      |                    |                 |                   |
|---------------------|--|------------------------|--------------------|----------------------|--------------------|-----------------|-------------------|
| Muro                | Áreas Tributarias<br>[m <sup>2</sup> ] | Cargas Muerta<br>[kgf] | Extras CM<br>[kgf] | Cargas Viva<br>[kgf] | Extras CV<br>[kgf] | Longitud<br>[m] | 1D+0,3L<br>[N/mm] |
| B                   | 1.370                                  | 572.230                | 93.730             | 274.300              | 31.620             | 1.650           | 4.510             |
| C                   | 1.620                                  | 674.540                | -                  | 323.340              | -                  | 2.100           | 3.600             |
| D                   | 5.510                                  | 2298.230               | -                  | 1101.660             | -                  | 1.250           | 20.630            |
| E                   | 1.760                                  | 735.950                | 114.210            | 352.780              | 38.530             | 1.100           | 8.630             |
| F                   | 2.890                                  | 1206.710               | -                  | 578.440              | -                  | 3.400           | 3.980             |
| G                   | 0.500                                  | 208.620                | -                  | 100.000              | -                  | 1.000           | 2.340             |
| 1                   | 0.500                                  | 103.750                | -                  | 35.000               | -                  | 1.000           | 1.120             |
| 2                   | 0.640                                  | 133.440                | -                  | 45.020               | -                  | 1.650           | 0.871             |
| 4                   | 3.110                                  | 645.740                | -                  | 217.840              | -                  | 2.100           | 3.320             |
| 8                   | 1.390                                  | 288.630                | 78.730             | 97.370               | 26.560             | 1.100           | 3.610             |
| 9                   | 2.900                                  | 601.630                | 594.530            | 202.960              | 200.560            | 3.400           | 3.800             |
| 10                  | 0.500                                  | 103.750                | -                  | 35.000               | -                  | 1.000           | 1.120             |
| E-B                 | 0.720                                  | 149.040                | 1524.850           | 50.280               | 80.260             | 1.650           | 10.180            |
| E-D                 | 4.190                                  | 868.800                | 3105.890           | 293.090              | -                  | 1.250           | 31.880            |
| E-E                 | 0.800                                  | 165.840                | 1696.660           | 55.950               | 89.300             | 1.100           | 17.000            |
| TOTAL B             |  |                        |                    |                      |                    |                 | 14.690            |
| TOTAL D             |  |                        |                    |                      |                    |                 | 52.510            |
| TOTAL E             |  |                        |                    |                      |                    |                 | 25.630            |

*Fuente:* Elaboración propia (2024).

Para definir la masa de los muros no portantes de planta alta que recaen sobre muros estructurales de planta baja, se ha usado nodos rígidos que se acoplan a los nodos de entrepiso por ‘contrains’ del tipo ‘EqualDOF’. De esta manera se define que el movimiento de estos nodos está regido por el del entrepiso, igual que en la realidad.

*Figura 2.12. Modelos completos en STKO.*



a) Paraíso Tipo 1. b) Huizhil Tipo 1. c) Vista al Río Tipo 1  
*Fuente: Elaboración propia.*

## CAPITULO 3: ANÁLISIS SÍSMICO

### 3.1. Análisis Modal

El análisis modal es un estudio dinámico útil para entender la respuesta de un sistema frente a excitaciones sísmicas. En este, se permite obtener información importante sobre la naturaleza de los modos de vibración de un sistema y los parámetros que están relacionados a estos. Su ecuación fundamental depende de las propiedades geométricas, elásticas e inerciales del sistema. Es decir, parte de las matrices de rigidez y masa de la estructura.

$$[K - \lambda M]\Phi = 0$$

En los casos de estudio analizados en el presente proyecto, se hace uso de distintas interacciones que requieren una definición especial para modelar correctamente su naturaleza. Estas son: diafragmas rígidos, interacción muro-columna, nodos para aporte inercial de los muros no modelados en planta alta, nodos para porte inercial de entepiso y cubierta y condición de muro rígido para elementos no modelados.

Todas las condiciones anteriores no pueden ser descritas mediante un ensamblaje tradicional en la matriz de rigidez. Por esta razón, estos ‘constrains’ se logran definir mediante distintos métodos alternativos. En este estudio se ha optado por usar el Método de Penalidad (‘Penalty Method’), debido a su simplicidad para logran definir interacciones multigrado. Este método consiste en la implementación de factores de amplitud de magnitud a la matriz de rigidez y a las fuerzas restauradoras (Maury, 2009). Estos valores se caracterizan por ser sumamente grandes.

En los análisis realizados se ha usado factores de penalidad para interacciones mono y multigrado del orden de  $1e13$ . Esto debido a los valores comunes de la matriz de rigidez para una estructura de mampostería confinada. El objetivo del método es lograr que los grados de libertad del describan de tal manera que las ecuaciones de las interacciones se satisfagan de manera satisfactoria o lo más aproximado posible. Esto se logra al definir secciones que prácticamente son totalmente rígidas.

Teniendo esto en consideración, se puede realizar cualquier tipo de análisis estático o dinámico en los sistemas deseados. En este caso, el primer procedimiento a efectuar

es un análisis modal, con el objetivo de obtener las formas modales o eigenvectores de las estructuras. Para el presente proyecto se optará con obtener una forma normalizada de cada eigenvector de modo que la matriz normalizada de masa sea una matriz identidad. En STKO, esto se consigue habilitando el ‘solver’ genBanArpack.

Para cada tipología estructural se ha solicitado al sistema la computarización de la información de veinte modos de vibración. La razón de esto es debido a que las estructuras analizadas son viviendas de muros portantes de mampostería. Esto provoca que, debido a sus diseños arquitectónicos poco simétricos, su configuración estructural y las propiedades mecánicas de los materiales no exista predominancia de un pequeño grupo de modos de vibración.

A continuación, se detallará la información modal de los principales modos de vibración. Para efectos del presente proyecto, esto hace referencia a aquellos modos que consiguen al menos un 80% de participación modal (Penna et al., 2014). Los datos presentados a continuación incluyen propiedades inerciales, así como los valores de  $\lambda$  ( $\omega^2$ ), velocidad angular ( $\omega$ ), frecuencia cíclica (f), es decir la cantidad de ciclos por unidad de tiempo, y periodo (T).

- **Paraíso Tipología 1**

**Tabla 3.1.** Análisis de eigenvalores - Paraíso Tipo 1

| Modo de Vibración | $\lambda$<br>[rad/s <sup>2</sup> ] | $\omega$<br>[rad/s] | f<br>[ciclos/s] | T<br>[s] |
|-------------------|------------------------------------|---------------------|-----------------|----------|
| 1                 | 2962.6                             | 54.43               | 8.663           | 0.1154   |
| 2                 | 21735.7                            | 147.43              | 23.464          | 0.0426   |
| 3                 | 22650.7                            | 150.501             | 23.953          | 0.0417   |
| 5                 | 45834.9                            | 214.091             | 34.074          | 0.0293   |

**Tabla 3.2.** Masa y momento de inercia en el modelo - Paraíso Tipo 1

| Masa        | MY<br>[ton] | RMZ<br>[ton * mm <sup>2</sup> ] |
|-------------|-------------|---------------------------------|
| Total       | 28.837      | 1.51E+08                        |
| Libre Total | 23.056      | 1.19E+08                        |

Fuente: Elaboración propia (2024).

**Tabla 3.3.** Factores de participación modal – Paraíso Tipo 1

| Modo | MY<br>[ton] | RMZ<br>[ton * mm <sup>2</sup> ] |
|------|-------------|---------------------------------|
| 1    | 2.1903      | -4445.96                        |
| 2    | -1.9491     | -3142.06                        |
| 3    | 0.6815      | 5593.78                         |
| 5    | 0.9584      | -2709.96                        |

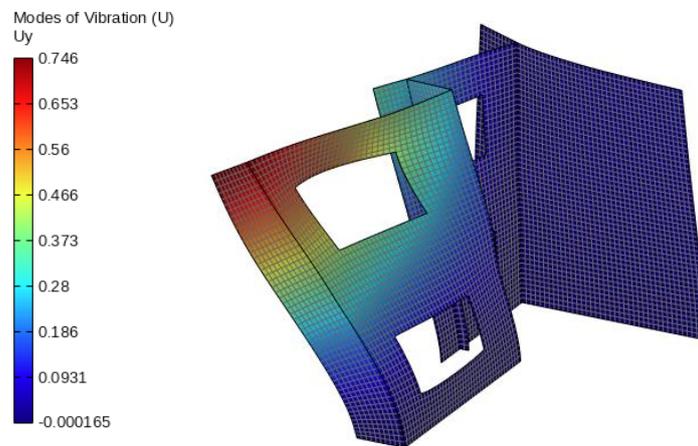
Fuente: Elaboración propia (2024).

**Tabla 3.4.** Participación modal de masa – Paraíso Tipo 1

| Modo | Masa<br>(MY)<br>[ton] | Participación<br>modal<br>[%] | Momento de<br>Inercia<br>(RMZ)<br>[ton * mm <sup>2</sup> ] | Participación<br>modal<br>[%] |
|------|-----------------------|-------------------------------|--|-------------------------------|
| 1    | 8.611                 | 37.35                         | 3.55E+07   | 29.7367                       |
| 2    | 8.839                 | 38.338                        | 2.32E+07   | 19.2523                       |
| 3    | 0.346                 | 1.501                         | 2.34E+07   | 19.5842                       |
| 5    | 0.732                 | 3.176                         | 5.95E+06   | 4.9876                        |

Fuente: Elaboración propia (2024).

**Figura 3.1.** Forma modal (modo fundamental) en STKO - Paraíso Tipo 1.



Fuente: Elaboración propia (2024).

- **Huizhil Tipología 1**

**Tabla 3.5.** Análisis de eigenvalores – Huizhil Tipo 1

| Modo de Vibración | $\lambda$<br>[rad/s <sup>2</sup> ] | $\omega$<br>[rad/s] | f<br>[ciclos/s] | T<br>[s] |
|-------------------|------------------------------------|---------------------|-----------------|----------|
| 1                 | 45997.9                            | 214.471             | 34.134          | 0.02929  |
| 2                 | 52722                              | 229.613             | 36.544          | 0.02736  |
| 3                 | 80035.8                            | 282.906             | 45.026          | 0.02221  |
| 6                 | 234847                             | 484.611             | 77.128          | 0.01297  |
| 7                 | 317377                             | 563.362             | 89.662          | 0.01115  |
| 10                | 1591200                            | 1261.43             | 200.763         | 0.00819  |
| 16                | 1.29E+06                           | 1138.35             | 181.175         | 0.00552  |
| 18                | 1.59E+06                           | 1261.43             | 200.763         | 0.00498  |

Fuente: Elaboración propia (2024).

**Tabla 3.6.** Masa y momento de inercia en el modelo - Huizhil Tipo 1

| Masa        | MY<br>[ton] | RMZ<br>[ton * mm <sup>2</sup> ] |
|-------------|-------------|---------------------------------|
| Total       | 9.461       | 3.61E+07                        |
| Libre Total | 6.297       | 2.73E+07                        |

Fuente: Elaboración propia (2024).

**Tabla 3.7.** Factores de participación modal – Huizhil Tipo 1

| Modo | MY<br>[ton] | RMZ<br>[ton * mm <sup>2</sup> ] |
|------|-------------|---------------------------------|
| 1    | 0.5742      | 3910.62                         |
| 2    | 1.8474      | -1605.61                        |
| 3    | 0.7556      | 584.529                         |
| 6    | 0.4442      | 972.842                         |
| 7    | -0.3576     | 386.378                         |
| 10   | 0.4132      | 186.761                         |
| 16   | -1.3532     | 2498.86                         |
| 18   | 1.0923      | 494.504                         |

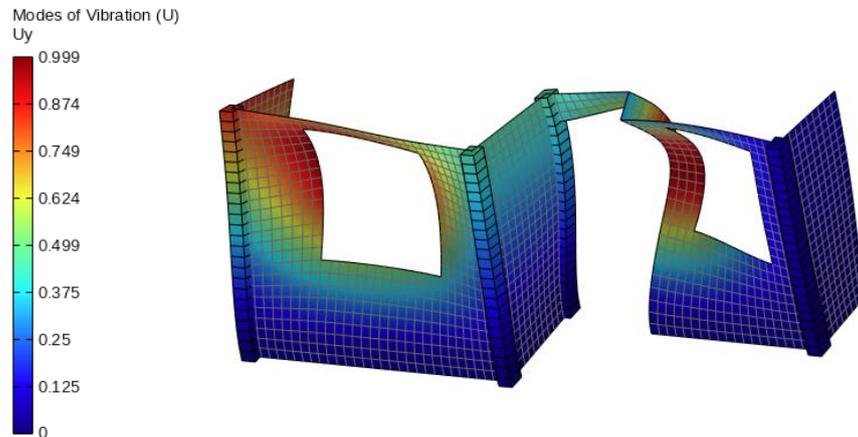
Fuente: Elaboración propia (2024).

**Tabla 3.8.** Participación modal de masa – Huizhil Tipo 1

| Modo | Masa (MY)<br>[ton] | Participación modal<br>[%] | Momento de Inercia (RMZ)<br>[ton * mm <sup>2</sup> ] | Participación modal<br>[%] |
|------|--------------------|----------------------------|--|----------------------------|
| 1    | 0.329              | 5.223                      | 1.53E+07   | 55.968                     |
| 2    | 3.411              | 54.16                      | 2.58E+06   | 9.436                      |
| 3    | 0.574              | 9.045                      | 3.42E+05   | 1.251                      |
| 6    | 0.197              | 3.134                      | 9.46E+05   | 3.464                      |
| 7    | 0.127              | 2.023                      | 1.49E+05   | 0.546                      |
| 10   | 0.173              | 2.702                      | 64.694   | 2.01E-04                   |
| 16   | 0.121              | 1.916                      | 4.12E+05   | 1.506                      |
| 18   | 0.172              | 2.702                      | 34871.2  | 1.28E-01                   |

Fuente: Elaboración propia (2024).

**Figura 3.2.** Forma modal (modo fundamental) en STKO - Huizhil Tipo 1.



Fuente: Elaboración propia (2024).

- **Vista al Río Tipología 1**

**Tabla 3.9.** Análisis de eigenvalores - Vista al Río Tipo 1

| Modo de Vibración | $\lambda$<br>[rad/s <sup>2</sup> ] | $\omega$<br>[rad/s] | f<br>[ciclos/s] | T<br>[s] |
|-------------------|------------------------------------|---------------------|-----------------|----------|
| 1                 | 4281.52                            | 65.433              | 10.414          | 0.0962   |
| 2                 | 13565.5                            | 116.471             | 18.537          | 0.0545   |
| 4                 | 40530.5                            | 201.322             | 32.041          | 0.0313   |
| 13                | 282280                             | 531.3               | 84.559          | 0.0118   |

Fuente: Elaboración propia (2024).

**Tabla 3.10.** Masa y momento de inercia en el modelo – Vista al Río Tipo 1

| Masa        | MY<br>[ton] | RMZ<br>[ton * mm <sup>2</sup> ] |
|-------------|-------------|---------------------------------|
| Total       | 42.977      | 2.11E+08                        |
| Libre Total | 36.049      | 1.95E+08                        |

Fuente: Elaboración propia (2024).

**Tabla 3.11.** Factores de participación modal – Vista al Río Tipo 1

| Modo | MY<br>[ton] | RMZ      |
|------|-------------|----------|
| 1    | -3.681      | -3838.67 |
| 2    | -2.444      | 8238.58  |
| 4    | -3.009      | -3079.19 |
| 13   | -1.136      | -1738.5  |

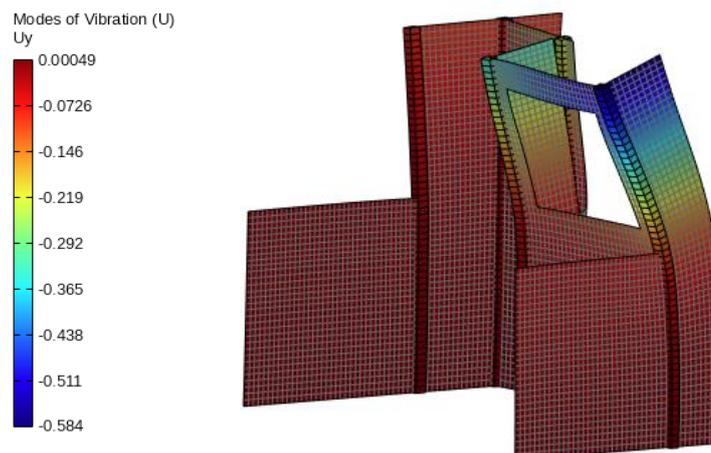
Fuente: Elaboración propia (2024).

**Tabla 3.12.** Participación modal de masa – Vista al Río Tipo 1

| Modo | Masa (MY)<br>[ton] | Participación modal<br>[%] | Momento de Inercia (RMZ)<br>[ton * mm <sup>2</sup> ] | Participación modal<br>[%] |
|------|--------------------|----------------------------|--|----------------------------|
| 1    | 13.5374            | 37.551                     | 1.47E+07   | 7.547                      |
| 2    | 5.9311             | 16.452                     | 6.74E+07   | 34.539                     |
| 4    | 8.953              | 24.818                     | 9.37E+06   | 4.804                      |
| 13   | 1.663              | 4.614                      | 3.89E+06   | 1.996                      |

Fuente: Elaboración propia (2024).

**Figura 3.3.** Forma modal (modo fundamental) en STKO - Vista al Río Tipo 1.



Fuente: Elaboración propia.

A partir de toda la información recopilada se puede definir un análisis del comportamiento dinámico de cada caso de estudio. Tomando como referencia a las tres tipologías ilustradas anteriormente, se puede apreciar como existen sistemas que requieren un mayor número de modos de vibración para alcanzar una participación específica. Esto es debido a factores como la distribución de masa a lo largo de toda la estructura o las condiciones de rigidez en esta.

### 3.2. Determinación de capacidad

Al manejar los resultados provenientes de análisis modal se procede con la realización del método N2 o método del espectro de capacidad modificado. Es así, como se procede con la construcción del espectro de capacidad de cada caso de estudio. Al medir la resistencia de un sistema frente a un sismo, este espectro debe fungir en torno a un empuje proporcional a las formas modales (eigenvectores).

Al manejar un 80% de participación modal de masa (Penna et al., 2014) se logra capturar una aproximación lo suficientemente confiable del comportamiento de cada tipología estructural. De esta forma, manejando los eigenvectores y los factores de participación modal de los modos pertinentes, se dispone a describir el vector de carga en (7), mediante una combinación modal simple como se describió en la sección 2.1.

$$P_n = \frac{\sum_{i=1}^{n_{80\%}} \Phi_i |\gamma_{i2}|}{\max(\sum_{i=1}^{n_{80\%}} \Phi_i |\gamma_{i2}|)} \quad (7)$$

A continuación, se procederá a detallar la elaboración de los vectores de carga de manera simplificada. Esto debido a que los vectores que se manejan en este proceso son considerablemente extensos y en este escrito se pretende ilustra el procedimiento realizado en el proyecto de una manera atractiva y sencilla de entender:

- **Paraíso Tipología 1**

$$\sum_{i=1}^{n_{80\%}} \Phi_i |\gamma_{i2}| = \Phi_1 |\gamma_{1_2}| + \Phi_2 |\gamma_{2_2}| + \Phi_3 |\gamma_{3_2}| + \Phi_5 |\gamma_{5_2}|$$

$$\sum_{i=1}^{n_{80\%}} \Phi_i |\gamma_{i_2}| = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0.164 \\ 0.024 \\ 0.027 \\ 0.023 \\ \vdots \\ \vdots \end{bmatrix} * 2.190 - \begin{bmatrix} -0.001 \\ 0 \\ 0.001 \\ 0 \\ -0.124 \\ -0.403 \\ -0.386 \\ -0.340 \\ \vdots \\ \vdots \end{bmatrix} * 1.949 + \begin{bmatrix} -0.001 \\ 0 \\ 0.001 \\ 0 \\ -0.068 \\ 0.239 \\ 0.216 \\ 0.188 \\ \vdots \\ \vdots \end{bmatrix} * 0.95 + \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0.002 \\ 0 \\ 0.162 \\ -0.111 \\ -0.088 \\ -0.069 \\ \vdots \\ \vdots \end{bmatrix} * 0.681$$

$$P_n = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0.001 \\ 0 \\ 0.709 \\ 0.896 \\ 0.874 \\ 0.775 \\ \vdots \\ \vdots \end{bmatrix} * \frac{1}{1.745} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0.001 \\ 0 \\ 0.407 \\ 0.514 \\ 0.501 \\ 0.444 \\ \vdots \\ \vdots \end{bmatrix}$$

• **Huizhil Tipología 1**

$$\sum_{i=1}^{n_{80\%}} \Phi_i |\gamma_{i_2}| = \Phi_1 |\gamma_{1_2}| + \Phi_2 |\gamma_{2_2}| + \Phi_3 |\gamma_{3_2}| + \Phi_6 |\gamma_{6_2}| + \Phi_7 |\gamma_{7_2}| + \Phi_{10} |\gamma_{10_2}| + \Phi_{16} |\gamma_{16_2}| + \Phi_{18} |\gamma_{18_2}|$$

$$\sum_{i=1}^{n_{80\%}} \Phi_i |\gamma_{i_2}| = \begin{bmatrix} 0 \\ 0.254 \\ -0.238 \\ 0 \\ 0 \\ -0.068 \\ 0.112 \\ -0.097 \\ \vdots \\ \vdots \end{bmatrix} * 0.673 + \begin{bmatrix} 0 \\ 0.028 \\ 0.524 \\ 0 \\ 0 \\ 0.440 \\ 0.412 \\ 0.714 \\ \vdots \\ \vdots \end{bmatrix} * 1.845 + \begin{bmatrix} 0 \\ 0.232 \\ 0.343 \\ 0 \\ 0 \\ 0.479 \\ 0.360 \\ 0.513 \\ \vdots \\ \vdots \end{bmatrix} * 1.146 + \begin{bmatrix} 0 \\ 0.156 \\ -0.117 \\ 0 \\ 0 \\ 0.063 \\ -0.017 \\ 0.097 \\ \vdots \\ \vdots \end{bmatrix} * 1.421 +$$

$$\begin{bmatrix} 0 \\ -0.044 \\ 0.047 \\ 0 \\ 0 \\ -0.205 \\ -0.205 \\ 1.248 \\ \vdots \\ \vdots \end{bmatrix} * 0.804 + \begin{bmatrix} 0 \\ 0.620 \\ 0.233 \\ 0 \\ 0 \\ 0.380 \\ -0.338 \\ -0.063 \\ \vdots \\ \vdots \end{bmatrix} * 0.589 + \begin{bmatrix} 0 \\ 0.059 \\ 0.035 \\ 0 \\ 0 \\ 0.016 \\ 0.041 \\ -1.700 \\ \vdots \\ \vdots \end{bmatrix} * 1.535 + \begin{bmatrix} 0 \\ 0.322 \\ -0.193 \\ 0 \\ 0 \\ -0.371 \\ -0.278 \\ 0.602 \\ \vdots \\ \vdots \end{bmatrix} * 1.092$$

$$P_n = \begin{bmatrix} 0 \\ 1.381 \\ 0.873 \\ 0 \\ 0 \\ 1.367 \\ 0.832 \\ 3.894 \\ \vdots \\ \vdots \end{bmatrix} * \frac{1}{3.894} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0.355 \\ 0.224 \\ 0 \\ 0 \\ 0.351 \\ 0.214 \\ 1 \\ \vdots \\ \vdots \end{bmatrix}$$

• **Vista al Río Tipología 1**

$$\sum_{i=1}^{n_{80\%}} \Phi_i |\gamma_{i_2}| = \Phi_1 |\gamma_{1_2}| + \Phi_2 |\gamma_{2_2}| + \Phi_4 |\gamma_{4_2}| + \Phi_{13} |\gamma_{13_2}|$$

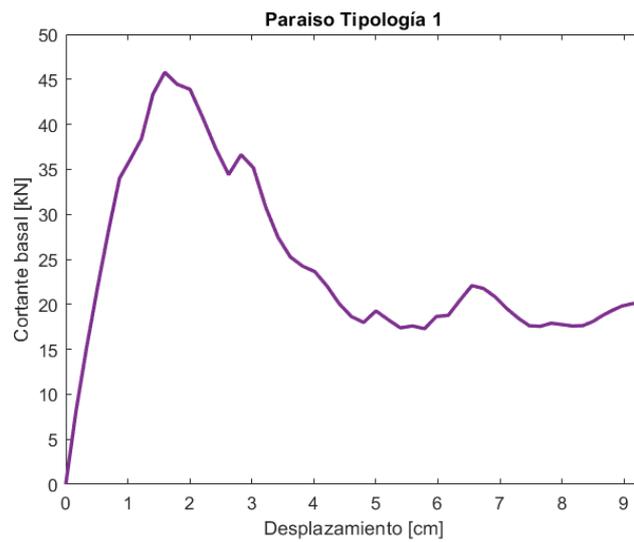
$$\sum_{i=1}^{n_{80\%}} \Phi_i |\gamma_{i_2}| = - \begin{bmatrix} -0.314 \\ 0 \\ -0.092 \\ 0 \\ -0.230 \\ 0 \\ -0.323 \\ 0 \\ \vdots \\ \vdots \end{bmatrix} * 2.151 - \begin{bmatrix} -0.096 \\ 0 \\ -0.470 \\ 0 \\ -0.239 \\ 0 \\ -0.081 \\ 0 \\ \vdots \\ \vdots \end{bmatrix} * 1.148 - \begin{bmatrix} 0.127 \\ 0 \\ 0.089 \\ 0 \\ 0.114 \\ 0 \\ 0.128 \\ 0 \\ \vdots \\ \vdots \end{bmatrix} * 2.631 + \begin{bmatrix} -0.062 \\ 0 \\ 0.028 \\ 0 \\ -0.033 \\ 0 \\ -0.070 \\ 0 \\ \vdots \\ \vdots \end{bmatrix} * 1.136$$

$$P_n = \begin{bmatrix} 0.522 \\ 0 \\ 0.470 \\ 0 \\ 0.508 \\ 0 \\ 0.532 \\ 0 \\ \vdots \\ \vdots \end{bmatrix} * \frac{1}{1.707} = \begin{bmatrix} 0.306 \\ 0 \\ 0.275 \\ 0 \\ 0.298 \\ 0 \\ 0.312 \\ 0 \\ \vdots \\ \vdots \end{bmatrix}$$

Con esta información se obtiene la curva pushover. En STKO, este análisis se lleva a cabo con un proceso de control de desplazamiento. Se usó usando 50 pasos y 300 iteraciones para buscar convergencia con una tolerancia de 0.01 mm. Para resolver la ecuación diferencial de movimiento se definió el algoritmo de Krylov-Newton. Por otra parte, el proceso de verificación de convergencia se basó en una prueba de incremento de desplazamiento normalizado ‘Norm Displacement Increment Test’.

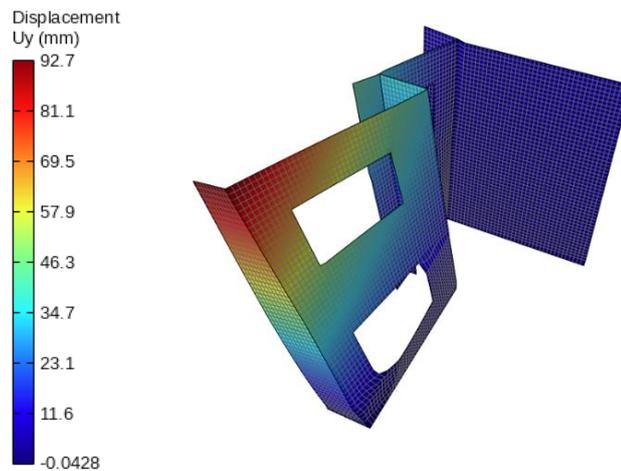
Para definir la curva se escoge un nodo de control, el cual rige los procesos de convergencia de toda la prueba. En la mayoría de casos de estudio, este se define como el nodo rígido del último piso ya que en dicha zona se logran los mayores desplazamientos del sistema. Sin embargo, más allá de aquello, esta elección debe basarse en las zonas de falla de cada sistema individualmente. Debe destacarse que cada análisis pushover muestra el cortante basal del sistema en función del máximo desplazamiento sufrido por este, incluso si este no ocurre en el nodo de control.

**Figura 3.4.** Curva pushover - Paraíso Tipo 1.



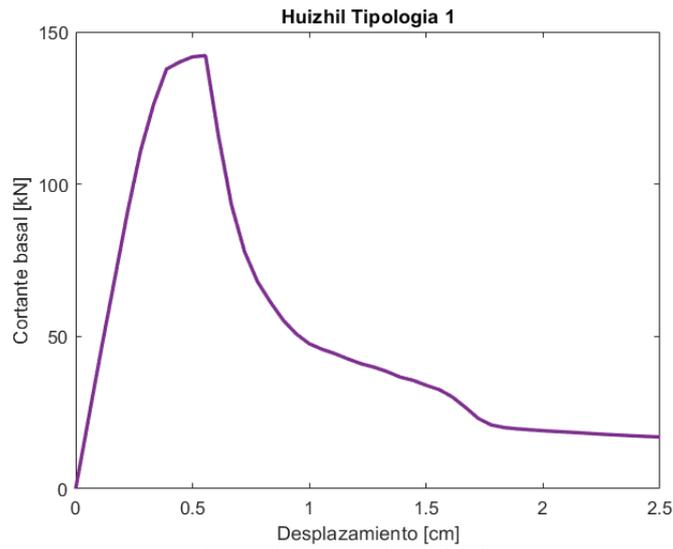
Fuente: Elaboración propia (2024).

**Figura 3.5.** Deformada frente a capacidad última en STKO - Paraíso Tipo 1.



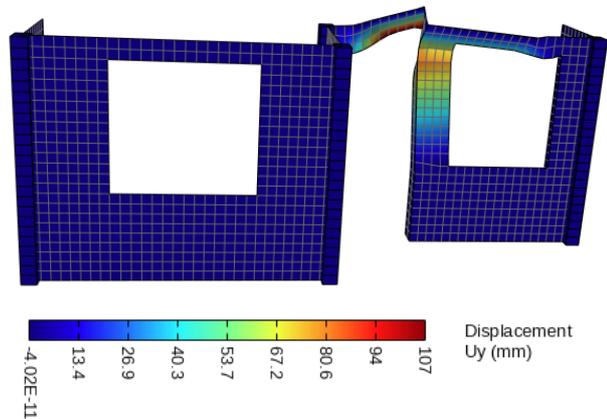
Fuente: Elaboración propia (2024).

**Figura 3.6.** Curva pushover - Huizhil Tipo 1.



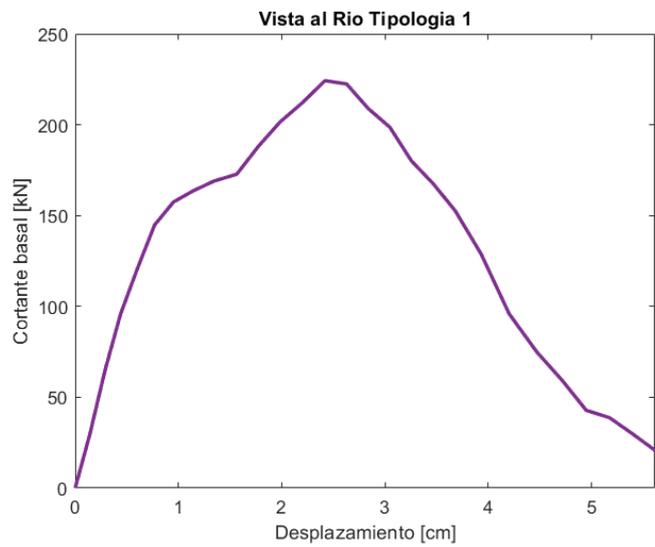
Fuente: Elaboración propia (2024).

**Figura 3.7.** Deformada frente a capacidad última en STKO - Huizhil Tipo 1.



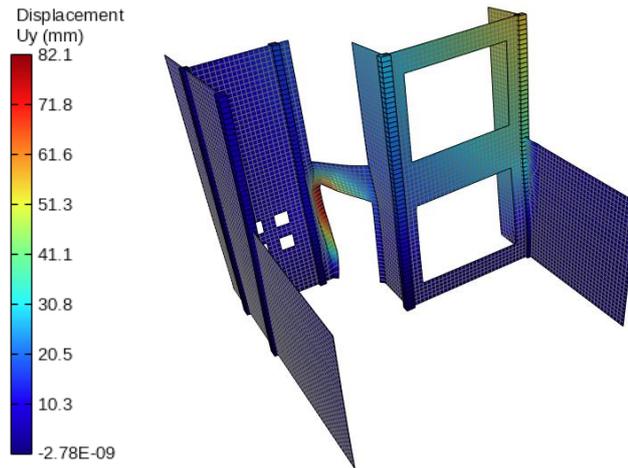
Fuente: Elaboración propia (2024).

**Figura 3.8.** Curva pushover - Vista al Río Tipo 1.



Fuente: Elaboración propia (2024).

**Figura 3.9.** Deformada frente a capacidad última en STKO - Vista al Río Tipo 1.



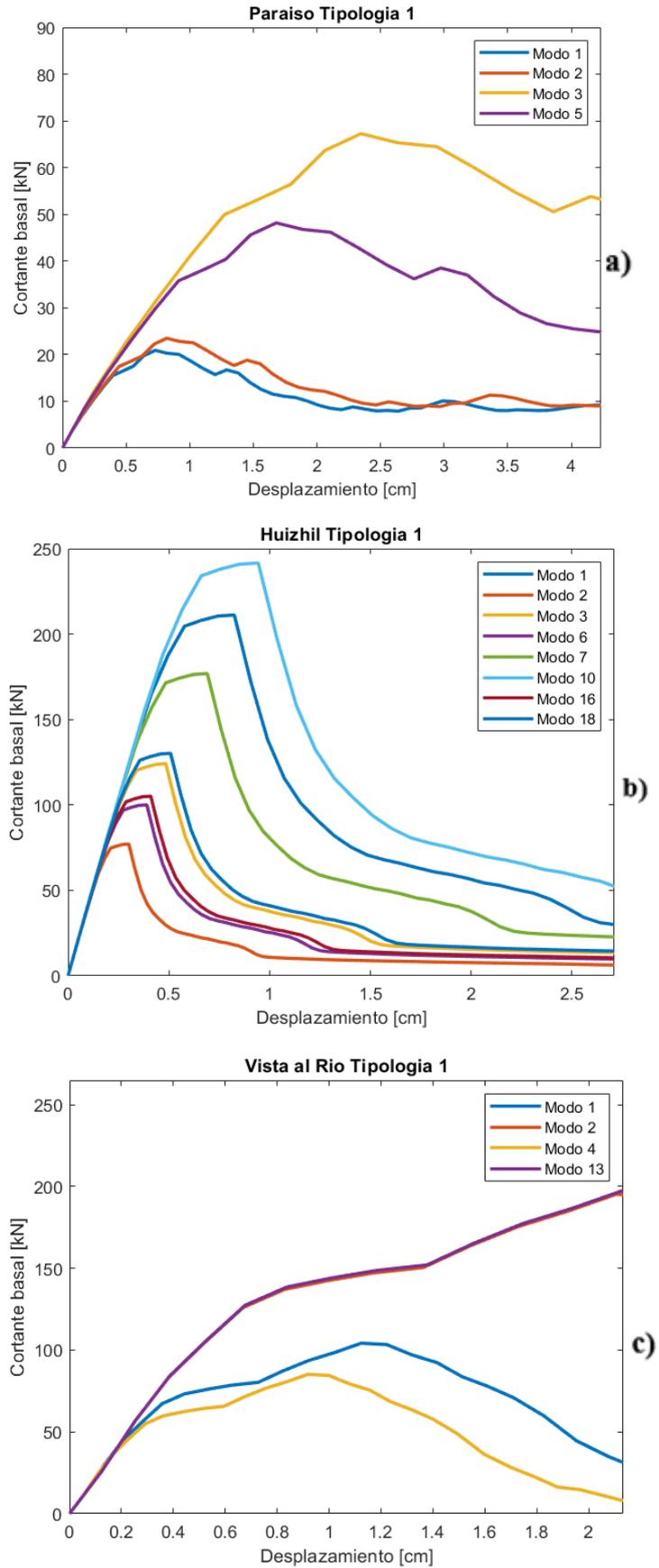
*Fuente:* Elaboración propia (2024).

### 3.3. Análisis de Vulnerabilidad Sísmica

Como se detalló previamente, el cálculo de la vulnerabilidad sísmica de un sistema estructural se basará en la aplicación del método N2 o método del espectro de capacidad dentro del formato del espectro inelástico de demanda. Este análisis inicia mediante la obtención de un sistema de un grado de libertad (S1GDL) equivalente para cada tipología residencial. Como se explicó en la sección 2.1, la manera de obtener esto, reside en el uso del factor de participación modal, (4a) y (4b):

Donde  $i$  indica el modo de vibración correspondiente. Se debe acotar que, en este proceso, se maneja el valor absoluto de  $\gamma$ , pues su valor reside realmente en su magnitud y no en su sentido. Por otro lado, para obtener una aproximación fiable del comportamiento real de sistema se tomará en consideración los modos que consiguen un 80% de participación modal en masa (Penna et al., 2014). Al contar con varios modos de vibración, la metodología planteada debe volverse a aplicar par cada uno de estos. De esta manera, al contar con una demanda de desplazamiento para cada modo de vibración, se concluirá con una combinación modal que proporcione el valor real. A partir de la información recabada del análisis modal y de las curvas cortante basal, se obtiene:

Figura 3.10. Pushovers del SIGDL equivalente (modo fundamental).



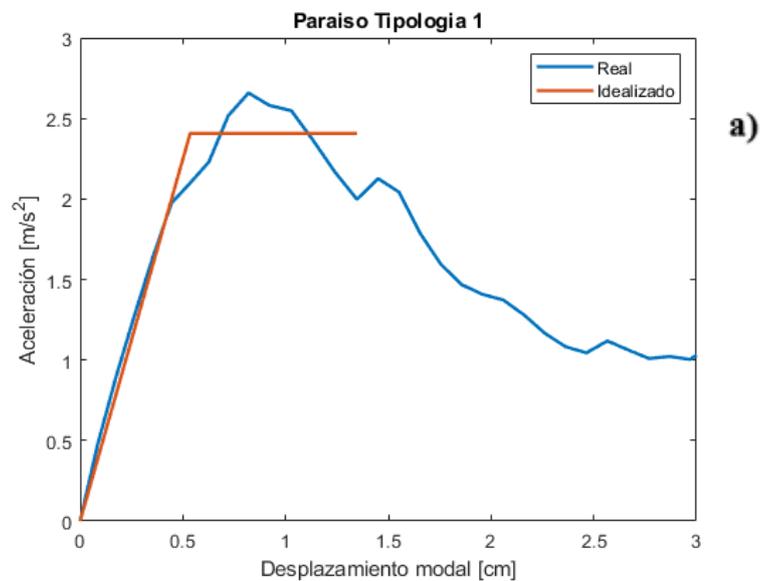
a) Paraíso Tipo 1. b) Huizhil Tipo 1. c) Vista al Río Tipo 1  
Fuente: Elaboración propia (2024).

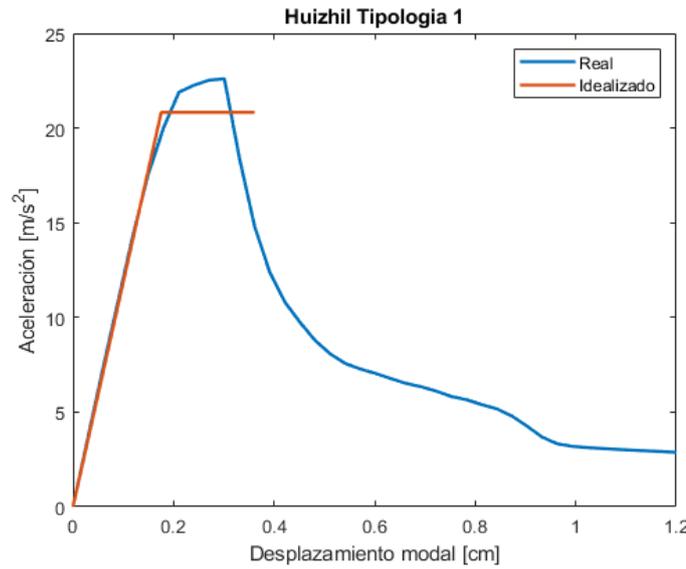
En las Figuras 3.10 se aprecia como los valores de desplazamiento y cortante basal cambian sus magnitudes en función de la preponderancia del modo de vibración pertinente. Para mejorar la apreciación de esto, en las anteriores ilustraciones se ha limitado el límite visual del dominio al valor máximo del modo más débil (de entre los modos que consiguen un 80% de participación modal).

Para cada una los pushovers de SIGDL equivalentes, se obtiene la respectiva curva aceleración-desplazamiento. Esta se construye simplemente al dividir el cortante basal para la masa que el modo de vibración correspondiente traslada. Una vez en este punto, se procede a definir el espectro de capacidad de los sistemas mediante una idealización bilinear de las curvas pushover (aceleración- desplazamiento). Esto con el objetivo de simplificar los modelos de capacidad mediante una fase elástica y una plástica perfectas.

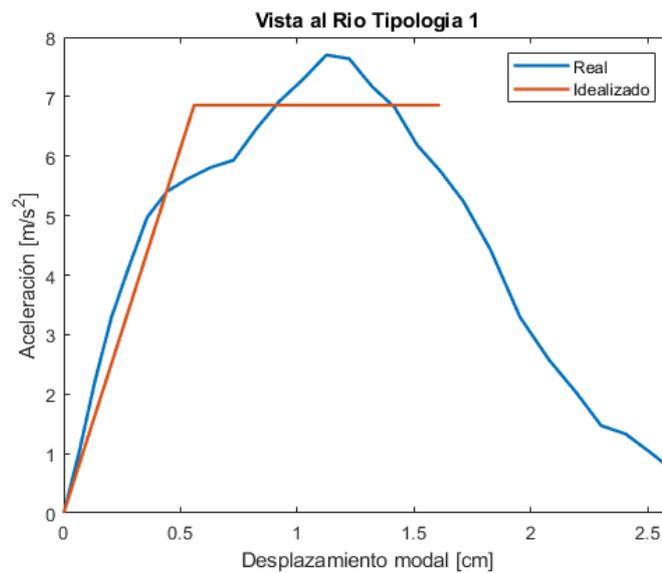
El procedimiento para obtener este espectro se ha definido previamente en la sección 2.1, en base a la metodología planteada por la normativa italiana NTC (2008). De acuerdo a esto, se pueden definir las siguientes idealizaciones:

**Figura 3.11.** *Pushover vs Espectro de Capacidad del SIGDL equivalente (modo fundamental).*





**b)**



**c)**

a) Paraíso Tipo 1. b) Huizhil Tipo 1. c) Vista al Río Tipo 1

*Fuente:* Elaboración propia (2024).

La primera parte de esta metodología consiste en la obtención del espectro de capacidad. Tras esto, se prosigue con la construcción de la demanda a cada sistema. Para el formato usado en el presente proyecto, se hace uso de los espectros de demanda inelásticos para este fin. Esto debido a su base física superior en torno a la demanda sísmica y la disipación de energía histerética.

Para este estudio, se construirán los espectros de demanda inelásticos en base a espectros elásticos con altos porcentajes de amortiguamiento, propios para sistemas estructurales (Freeman et al., 1975). Para conseguir esto, se seguirán los lineamientos

establecidos por el reglamento de la construcción vigente en la región (NEC-SE-DS, 2015). Los espectros de diseño giran alrededor de las propiedades del suelo sobre el que la edificación se levanta. Esto debido a que la forma en que las ondas sísmicas se transiten a la superficie depende de dichas características. Sin embargo, en este proyecto, por falta de información precisa sobre el tipo de suelo debajo de cada caso de estudio, se procederá a realizar un análisis considerando los tipos de suelo B, C y D por su mayor presencia en Cuenca.

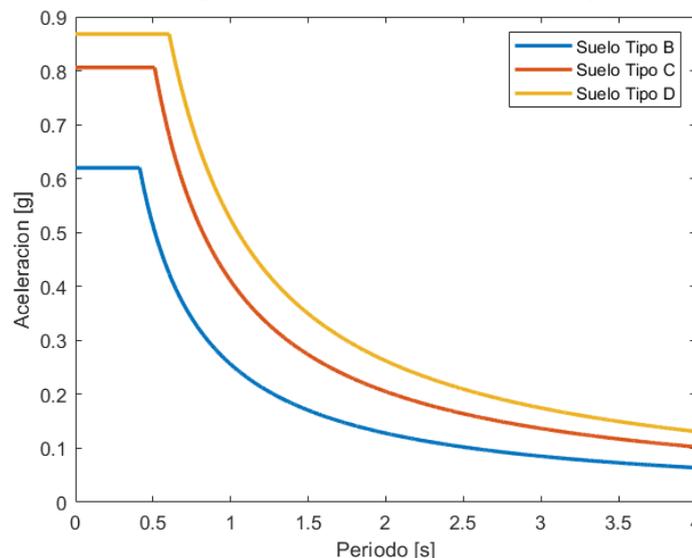
La ciudad de Cuenca se encuentra en una zona de alta amenaza sísmica (NEC-SE-DS, 2015), al contar con una aceleración máxima en suelo tipo roca (PGA) de 0.25g (factor Z). Por otra parte, debido a la ubicación de la ciudad en la región interandina, el espectro de diseño maneja el valor  $\eta=2.48$ . De esta manera, al manejar toda la información pertinente se logra disponer de los siguientes datos, como se detalló en la sección 1.6.3:

**Tabla 3.13.** Datos para espectro elástico de demanda Cuenca.

| Tipo de Perfil del Subsuelo | r   | Fa  | Fd   | Fs   | To    | Tc    |
|-----------------------------|-----|-----|------|------|-------|-------|
|                             | [-] | [-] | [-]  | [-]  | [s]   | [s]   |
| B                           | 1   | 1   | 1    | 0.75 | 0.075 | 0.413 |
| C                           | 1   | 1.3 | 1.28 | 0.94 | 0.093 | 0.509 |
| D                           | 1   | 1.4 | 1.45 | 1.06 | 0.110 | 0.604 |

Fuente: Elaboración propia (2024)

**Figura 3.12.** Espectros elásticos de demanda para Cuenca.



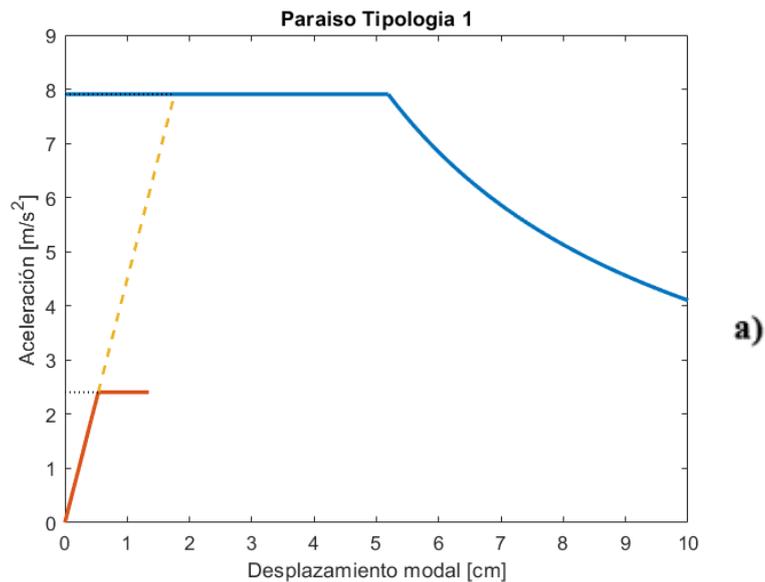
Fuente: Elaboración propia (2024).

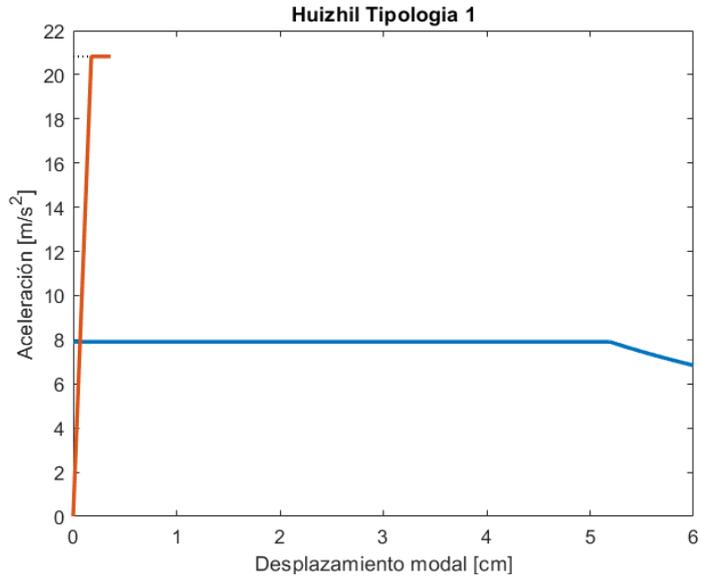
Estos espectros han de describirse dentro del formato ADRS (Espectro de Respuesta de Aceleración-Desplazamiento). Para esto se utiliza una transformación simple (8), en base a la relación entre el desplazamiento y la pseudo-aceleración de SIGD:

$$Sd_e = \frac{T^2}{4\pi^2} Sa_e \tag{8}$$

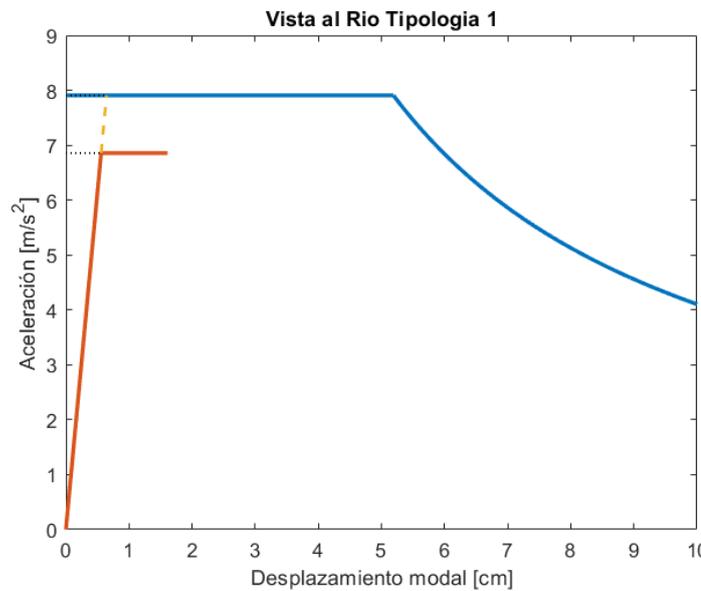
Haciendo uso de la metodología planteada por Vidic et al. (1994), se dispone a la construcción del espectro de demanda inelástico. Principalmente, como ya se había detallado, este parte de la corrección del espectro elástico. La manera de llegar a esto, es mediante el manejo de factores de reducción por la disipación de energía en estructuras dúctiles. Estos valores se deducen a partir de una inspección visual de la interacción entre el espectro de capacidad y el espectro elástico. A continuación, se ilustrará todo el proceso descrito en torno al uso del subsuelo tipo C, por brevedad y simplicidad.

**Figura 3.13.** Demanda de aceleración elástica y de fluencia (subsuelo tipo C).





b)



c)

a) Paraíso Tipo 1. b) Huizhil Tipo 1. c) Vista al Río Tipo 1

Fuente: Elaboración propia.

A partir de las Figuras 3.13 se puede definir de manera sencilla los valores de las demandas de aceleración elástica ( $S_a$ ) y de fluencia ( $S_{a_y}$ ). La primera de estas se describe mediante la intersección de la prolongación de la fase elástica del espectro de capacidad. Esto, tan solo si el límite elástico del sistema permanece por debajo de la demanda del espectro elástico. Por otro lado, la demanda de fluencia se reconoce al dar paso a la fase plástica del espectro de capacidad.

Como se observa en la Figura, 3.13.b si el modo de vibración analizado es relativamente débil, la fase plástica supera los valores descritos por el espectro elástico. Si esto sucede, la demanda de aceleración elástica ha de considerarse igual al límite de la fase elástico, es decir, esta coincide con la demanda de aceleración en fluencia.

Al manejar las ecuaciones de Fajfar (1999), en torno a las proposiciones de Vidic et al. (1994), descritas en la sección 1.6.3, se logra definir el espectro de demanda:

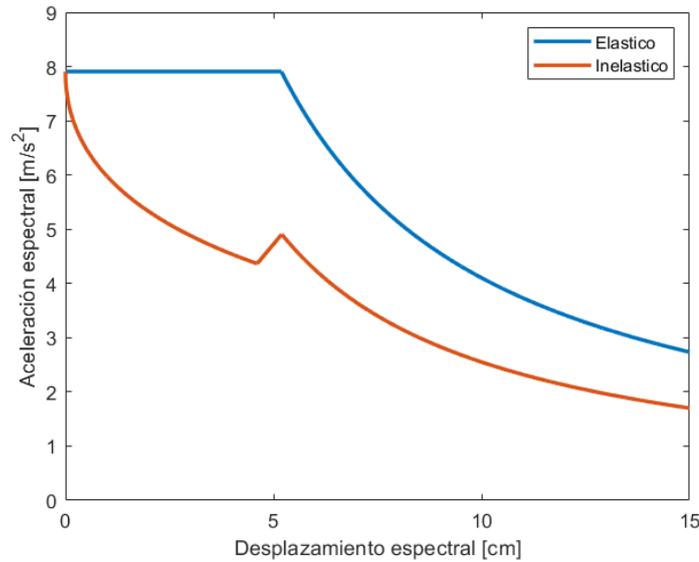
**Tabla 3.14.** Datos para espectro inelástico de demanda (subsuelo tipo C)

| Casos de Estudio    | $Sa_y$<br>[m/s <sup>2</sup> ] | $Sa_y$<br>[m/s <sup>2</sup> ] | $R_\mu$<br>[-] | $\mu$<br>[-] |
|---------------------|-------------------------------|-------------------------------|----------------|--------------|
| Paraiso Tipo 1      | 7.91                          | 2.51                          | 3.29           | 62.27        |
| Huizhil Tipo 1      | 20.83                         | 20.83                         | 1              | 1            |
| Vista al Rio Tipo 1 | 7.91                          | 6.86                          | 1.15           | 1.61         |

*Fuente:* Elaboración propia (2024)

Donde los valores de corrección en función de la energía disipada dependen de la rigidez inicial de la estructura y de su capacidad a la fluencia. Ambas propiedades están en función de las propiedades geométricas, elásticas e inerciales de la estructura y de los materiales que la componen. Todo esto siendo caracterizado a partir de definición modal.

**Figura 3.14.** Espectros elástico e inelástico de demanda para SIGDL equivalente (subsuelo tipo C) – Vista al Rio Tipo 1.



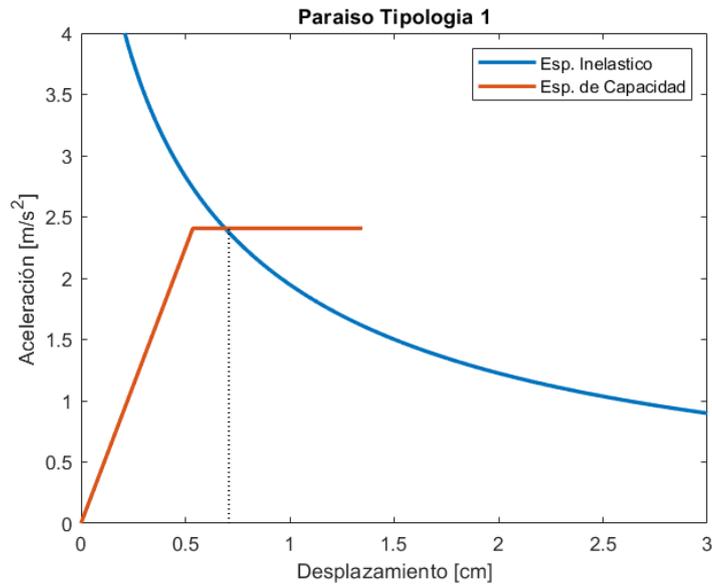
*Fuente:* Elaboración propia (2024)

Con el objetivo de identificar la demanda de desplazamiento del SIGDL equivalente, se procede a realizar un análisis gráfico de los espectros de capacidad y demanda. Estos, descritos por la curva pushover idealizada y el espectro inelástico de aceleración, respectivamente.

Finalmente, la metodología N2 planteada en el formato del método del espectro de capacidad culmina obteniendo la demanda de desplazamiento real para el sistema multigrado. Para esto se opta por usar una combinación modal SRSS como se describió en (6). A partir de toda la información detallada a través del análisis modal a cada caso de estudio se logran manejar los datos de todos los datos obtenidos hasta el momento.

Para un subsuelo tipo C, se ilustran los siguientes resultados en tres los casos de estudio definidos:

**Figura 3.15.** Demanda sísmica para SIGDL equivalente (subsuelo tipo C) - Paraíso Tipo 1.



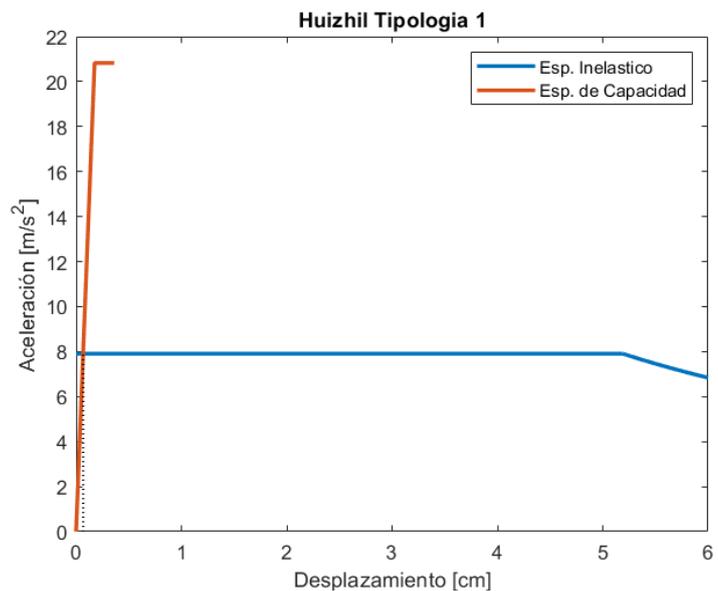
Fuente: *Elaboración propia (2024)*

$$u_y = \sqrt{(u_{y_1}\gamma_{1_2})^2 + (u_{y_2}\gamma_{2_2})^2 + (u_{y_3}\gamma_{3_2})^2 + (u_{y_5}\gamma_{5_2})^2}$$

$$u_y = \sqrt{(14.11 * 2.19)^2 + (7.08 * 1.95)^2 + (0.57 * 0.68)^2 + (1.43 * 0.95)^2}$$

$$u_y = 33.87 \text{ mm} = 3.387 \text{ cm}$$

**Figura 3.16.** Demanda sísmica para SIGDL equivalente (subsuelo tipo C) - Huizhil Tipo 1



Fuente: *Elaboración propia (2024)*.

$$u_y = \sqrt{A + B}$$

$$A = (u_{y_1}\gamma_{1_2})^2 + (u_{y_2}\gamma_{2_2})^2 + (u_{y_3}\gamma_{3_2})^2 + (u_{y_6}\gamma_{6_2})^2$$

$$A = (0.040 * 0.674)^2 + (0.675 * 1.845)^2 + (0.072 * 1.146)^2 + (0.024 * 1.422)^2$$

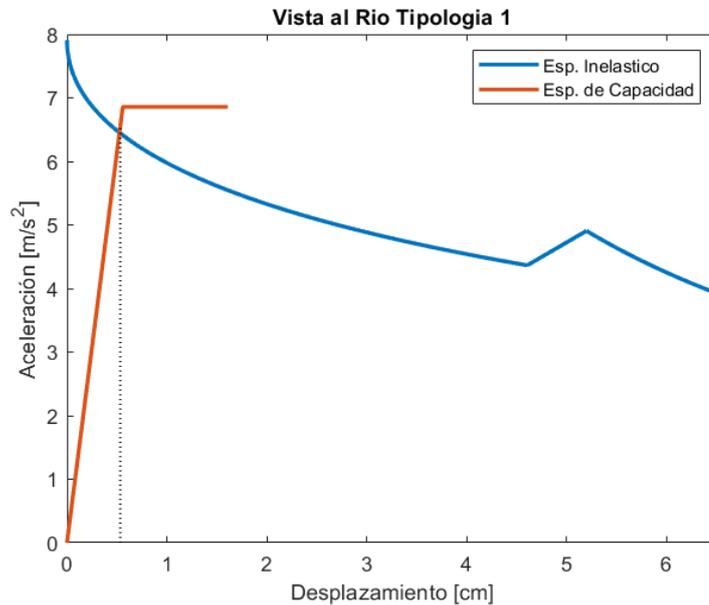
$$B = (u_{y_7}\gamma_{7_2})^2 + (u_{y_{10}}\gamma_{10_2})^2 + (u_{y_{16}}\gamma_{16_2})^2 + (u_{y_{18}}\gamma_{18_2})^2$$

$$B = (0.015 * 0.804)^2 + (0.016 * 0.589)^2 + (0.014 * 1.353)^2 + (0.021 * 1.092)^2$$

$$u_y = \sqrt{1.556 + 0.001}$$

$$u_y = 1.248 \text{ mm} = 0.125 \text{ cm}$$

**Figura 3.17.** Demanda sísmica para SIGDL equivalente (subsuelo tipo C) - Vista al Río Tipo 1



Fuente: *Elaboración propia (2024).*

$$u_y = \sqrt{(u_{y_1}\gamma_{1_2})^2 + (u_{y_2}\gamma_{2_2})^2 + (u_{y_4}\gamma_{4_2})^2 + (u_{y_{13}}\gamma_{13_2})^2}$$

$$u_y = \sqrt{(5.33 * 2.15)^2 + (2.86 * 1.15)^2 + (4.31 * 2.63)^2 + (0.67 * 1.14)^2}$$

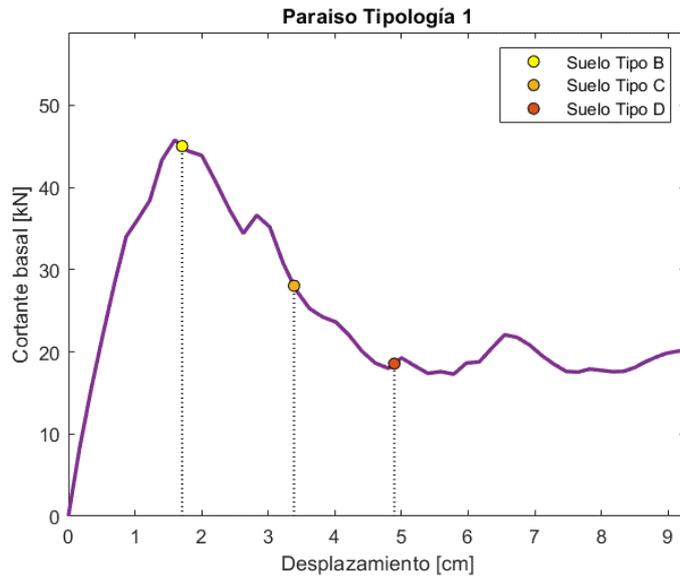
$$u_y = 16.48 \text{ mm} = 1.648 \text{ cm}$$

**Tabla 3.15.** Demanda sísmica real según el tipo de subsuelo (cm)

| Caso de Estudio     | Subsuelo |       |       |
|---------------------|----------|-------|-------|
|                     | B        | C     | D     |
| Paraíso Tipo 1      | 1.708    | 3.387 | 4.892 |
| Huizhil Tipo 1      | 0.097    | 0.125 | 0.134 |
| Vista al Río Tipo 1 | 1.417    | 1.648 | 1.704 |

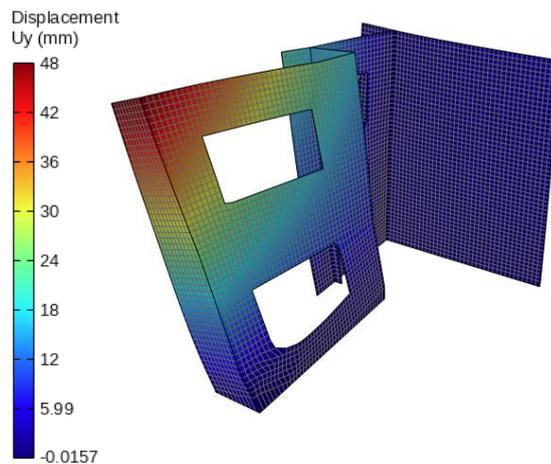
Fuente: Elaboración propia (2024)

**Figura 3.18.** Demanda sísmica por el tipo de subsuelo (0.25g) - Paraíso Tipo 1.



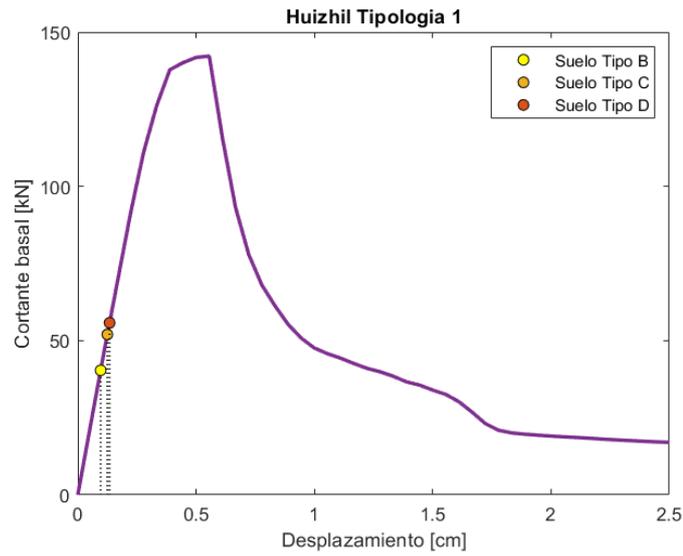
Fuente: *Elaboración propia (2024).*

**Figura 3.19.** Deformada en máxima demanda sísmica (0.25g) en STKO - Paraíso Tipo 1.



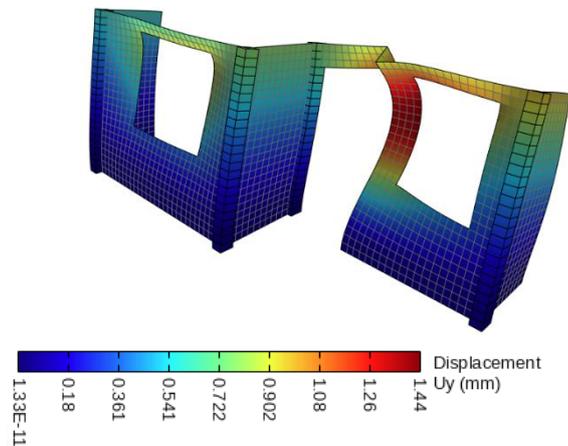
Fuente: *Elaboración propia (2024).*

**Figura 3.20.** Demanda sísmica por el tipo de subsuelo (0.25g) - Huizhil Tipo 1.



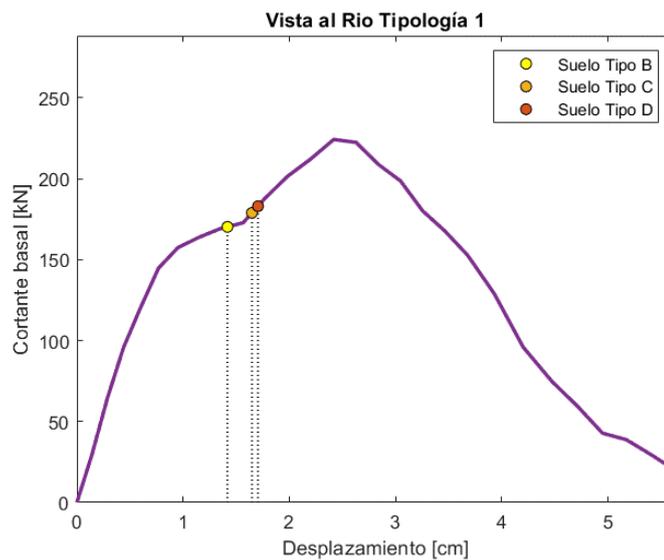
Fuente: Elaboración propia (2024).

**Figura 3.21.** Deformada en máxima demanda sísmica (0.25g) en STKO - Huizhil Tipo 1.



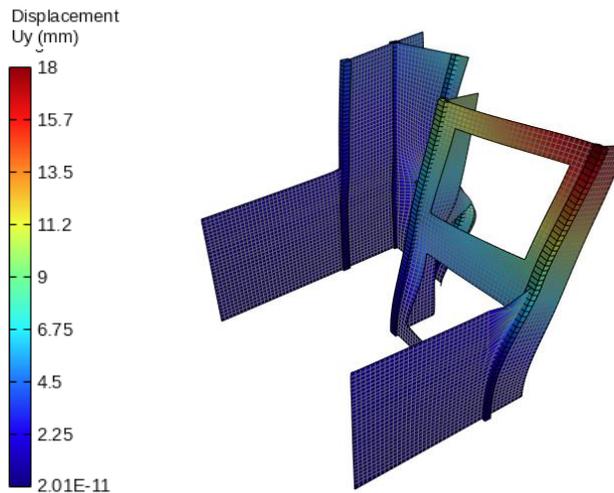
Fuente: Elaboración propia (2024).

**Figura 3.22.** Demanda sísmica por el tipo de subsuelo (0.25g) - Vista al Río Tipo 1



Fuente: Elaboración propia (2024).

**Figura 3.23.** Deformada en máxima demanda sísmica (0.25g) en STKO - Vista al Río Tipo 1.



*Fuente:* Elaboración propia (2024).

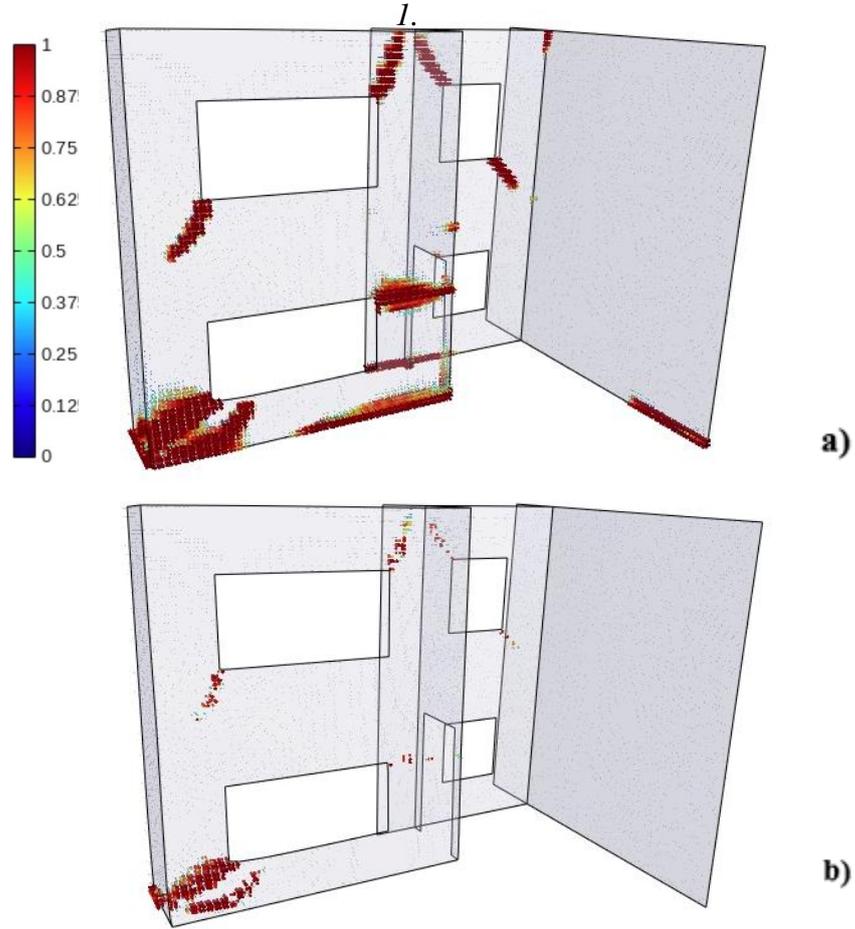
### 3.4. Evaluación Daño Estructural

A partir del estudio realizado previamente en torno a la vulnerabilidad sísmica de los casos de estudio definidos, se pueden derivar una serie de análisis adyacentes. Estos procedimientos son útiles ya que ayudan a complementar el entendimiento sobre la evaluación estructural de un sistema frente a actividad sísmica. Uno de los parámetros más relevantes a determinar es el daño estructural, lo que se realizará de manera breve a continuación. Esto es debido a que un análisis de daño es un estudio profundo que requiere un enfoque individual de preferencia. Por lo tanto, para efectos del presente proyecto, se hará una revisión de dicho parámetro de manera superficial.

El modelo genérico de daño usado en OpenSees (el lenguaje de programación para análisis estructural que rige STKO), se define en base al desplazamiento, fuerza, rigidez en descarga y deformación plástica (Altoonash, 2004). A partir de este, se describen los índices de daño, normalizados entre el 0 y el 1. Donde 0 indica ausencia de daño y 1 daño total. Haciendo uso de las propiedades físicas, ‘DamageTC3D’, definidas en STKO se pueden obtener los siguientes índices de daño, durante las demandas de desplazamiento calculadas en la sección anterior:

- Paraíso Tipología 1

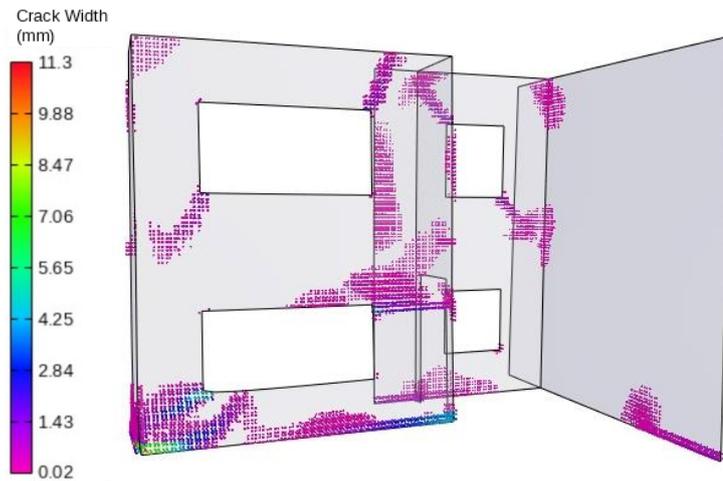
*Figura 3.24. Índices de daño durante demanda sísmica en STKO - Paraíso Tipo 1.*



a) Tracción. b) Compresión.

Fuente: Elaboración propia (2024).

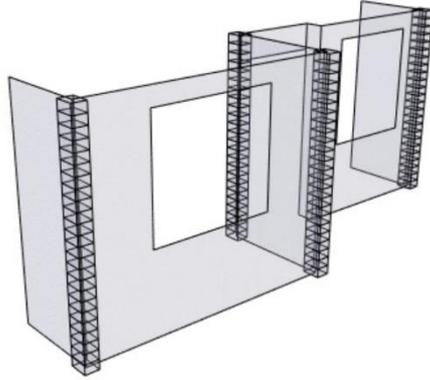
*Figura 3.25. Grietas durante demanda sísmica en STKO - Paraíso Tipo 1.*



Fuente: Elaboración propia (2024).

- **Huizhil Tipología 1**

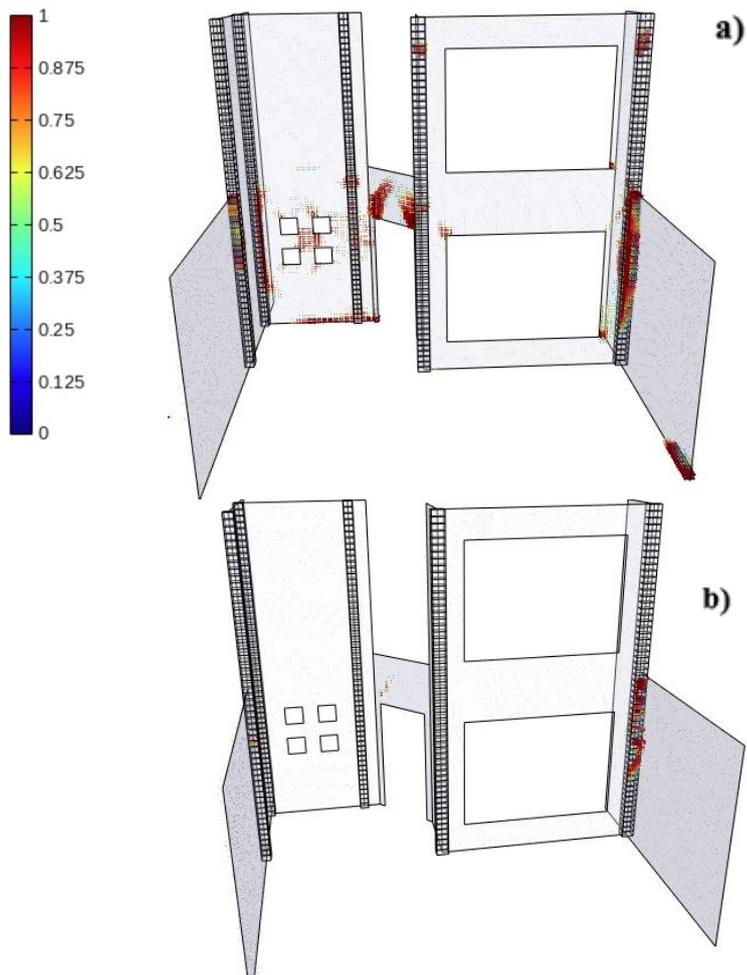
*Figura 3.26. Índices de daño durante demanda sísmica en STKO - Huizhil Tipo 1.*



*Fuente:* Elaboración propia (2024).

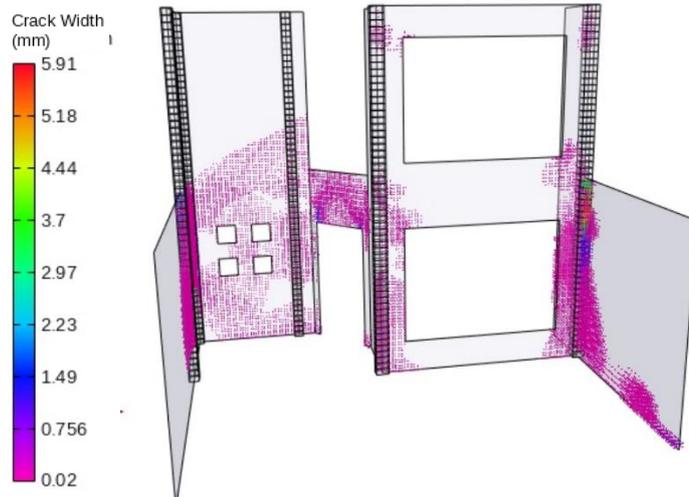
- **Vista al Río Tipología 1**

*Figura 3.27. Índices de daño durante demanda sísmica en STKO– Vista al Río Tipo 1.*



*Fuente:* Elaboración propia (2024).

**Figura 3.28.** Grietas durante demanda sísmica en STKO - Vista al Río Tipo 1.



*Fuente:* Elaboración propia (2024).

Como se muestra en las Figuras 3.25 y 3.28, se ha incluido una ilustración el ancho de grieta, lo cual es un parámetro que parte del modelo de daño manejado. Por otra parte, se debe acotar que en las tipologías cuya demanda sísmica se mantiene en el rango lineal, no existe daño alguno o alguno de las variables relacionadas con este.

**Figura 3.30.** Generación de daño estructural en STKO (video).



*Fuente:* Elaboración propia (2024).

**Figura 3.29.** Generación de grietas en STKO (video).



*Fuente:* Elaboración propia (2024).

### 3.5. Escenarios de Amenaza Sísmica

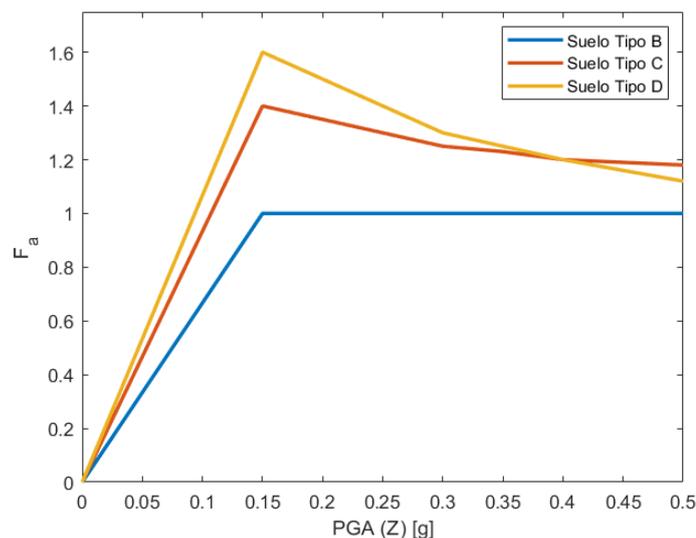
Una de las maneras más efectivas para ampliar el frente de un estudio de vulnerabilidad sísmica, como la realizada en este estudio, es mediante un análisis de escenarios de amenaza sísmica. En todo el proceso realizado previamente se ha tomado en consideración la máxima aceleración en suelo roca (PGA), especificado por la

NEC-SE-DS (2015) para Cuenca. Según la normativa, este valor equivale a 0.25g, correspondiente a una zona de alta amenaza sísmica. Sin embargo, no se puede asegurar que todo sismo que ocurra en la región obedecerá a estas aceleraciones.

El manejar distintos niveles de aceleración de este tipo permite estudiar una amplia gama de condiciones a las que un sistema estará sujeto. Además, de esta forma se logra identificar la respuesta, en forma de nivel de vulnerabilidad sísmica, de las estructuras ante este amplio registro de actividad sísmica. El presente proyecto culmina con un análisis de escenarios de amenaza sísmica. En este caso, se manejará el siguiente registro de PGA: 0.05g, 0.1g, 0.15g, 0.2g, 0.25g y 0.3g. De esta forma se pretende estudiar la respuesta de los 26 casos de estudio planteados frente a varios niveles de actividad sísmica. Así, se estudiarán varios escenarios por debajo del valor estipulado por la NEC para la ciudad (0.25g) e incluso un escenario de excedencia.

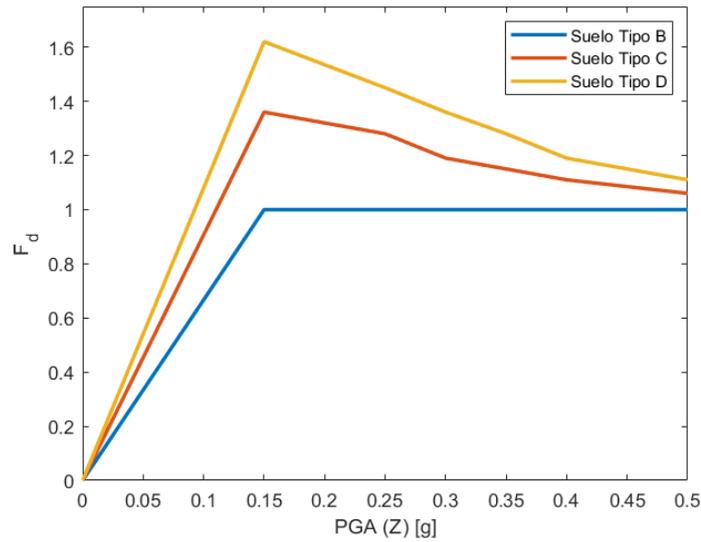
El procedimiento a seguir mantiene el mismo orden que el planteado por el método N2 usado en la sección 3.3, con la diferencia de manejar distintos registros de aceleración. Se debe acotar que las indicaciones de la NEC especifican valores espectrales en función del subsuelo de la región ( $f_a, f_d, f_s$ ) para un número limitado de PGA (factores Z). Estos son: 0.15g, 0.25g, 0.3g, 0.35g, 0.4g y  $\geq 0.5g$ . Sin embargo, como se indicó, en este estudio se manejarán varios registros distintos a los anteriores. Debido a esto, se usa una interpolación simple para definir los valores correspondientes a  $f_a, f_d$  y  $f_s$ .

**Figura 3.31.** Interpolación de valores de  $F_a$  especificados por la NEC-SE-DS.



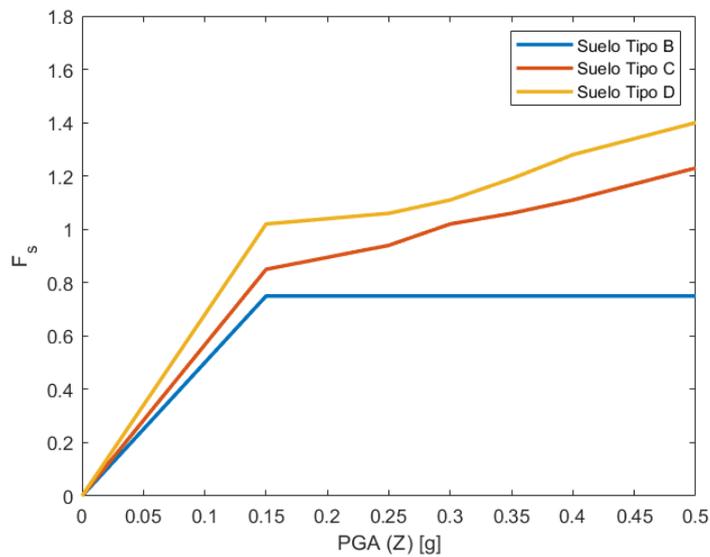
Fuente: Elaboración propia (2024).

**Figura 3.32.** Interpolación de valores de  $F_d$  especificados por la NEC-SE-DS.



Fuente: Elaboración propia (2024).

**Figura 3.33.** Interpolación de valores de  $F_s$  especificados por la NEC-SE-DS.



Fuente: Elaboración propia (2024).

De este modo, para los PGA definidos para el presente análisis se tiene:

**Tabla 3.16.** Valores espectrales en función del subsuelo

|       | 0.05g | 0.1g | 0.15g | 0.2g | 0.25g | 0.3g |
|-------|-------|------|-------|------|-------|------|
| $f_a$ | 0.33  | 0.67 | 1     | 1    | 1     | 1    |
| $f_d$ | 0.33  | 0.67 | 1     | 1    | 1     | 1    |
| $f_s$ | 0.25  | 0.5  | 0.75  | 0.75 | 0.75  | 0.75 |

a)

Nota: Valores adimensionales

|       | 0.05g | 0.1g | 0.15g | 0.2g | 0.25g | 0.3g |
|-------|-------|------|-------|------|-------|------|
| $f_a$ | 0.47  | 0.93 | 1.4   | 1.35 | 1.3   | 1.25 |
| $f_d$ | 0.45  | 0.91 | 1.36  | 1.32 | 1.28  | 1.19 |
| $f_s$ | 0.28  | 0.57 | 0.85  | 0.9  | 0.94  | 1.02 |

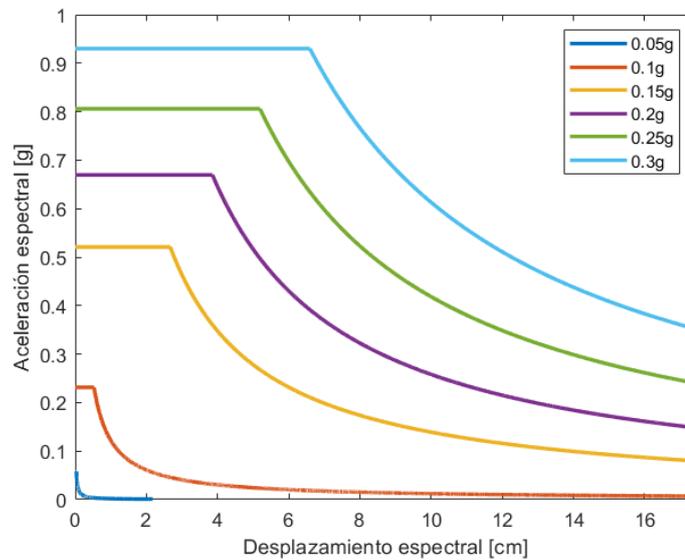
b)

|       | 0.05g | 0.1g | 0.15g | 0.2g | 0.25g | 0.3g |
|-------|-------|------|-------|------|-------|------|
| $f_a$ | 0.53  | 1.07 | 1.6   | 1.5  | 1.4   | 1.3  |
| $f_d$ | 0.54  | 1.08 | 1.62  | 1.54 | 1.45  | 1.36 |
| $f_s$ | 0.34  | 0.68 | 1.02  | 1.04 | 1.06  | 1.11 |

a) Subsuelo Tipo B. b) Subsuelo Tipo C. c) Subsuelo Tipo D

Fuente: Elaboración propia (2024)

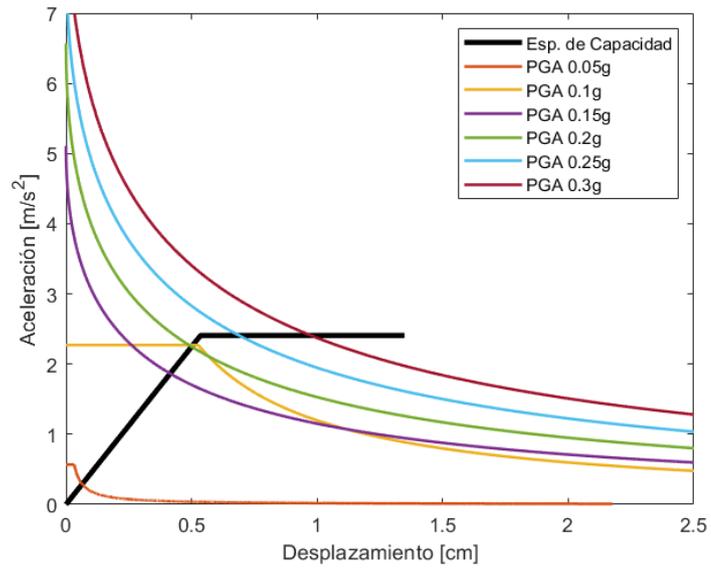
Figura 3.34. Espectros de demanda elásticos para distintos niveles de PGA.



Fuente: Elaboración propia (2024)

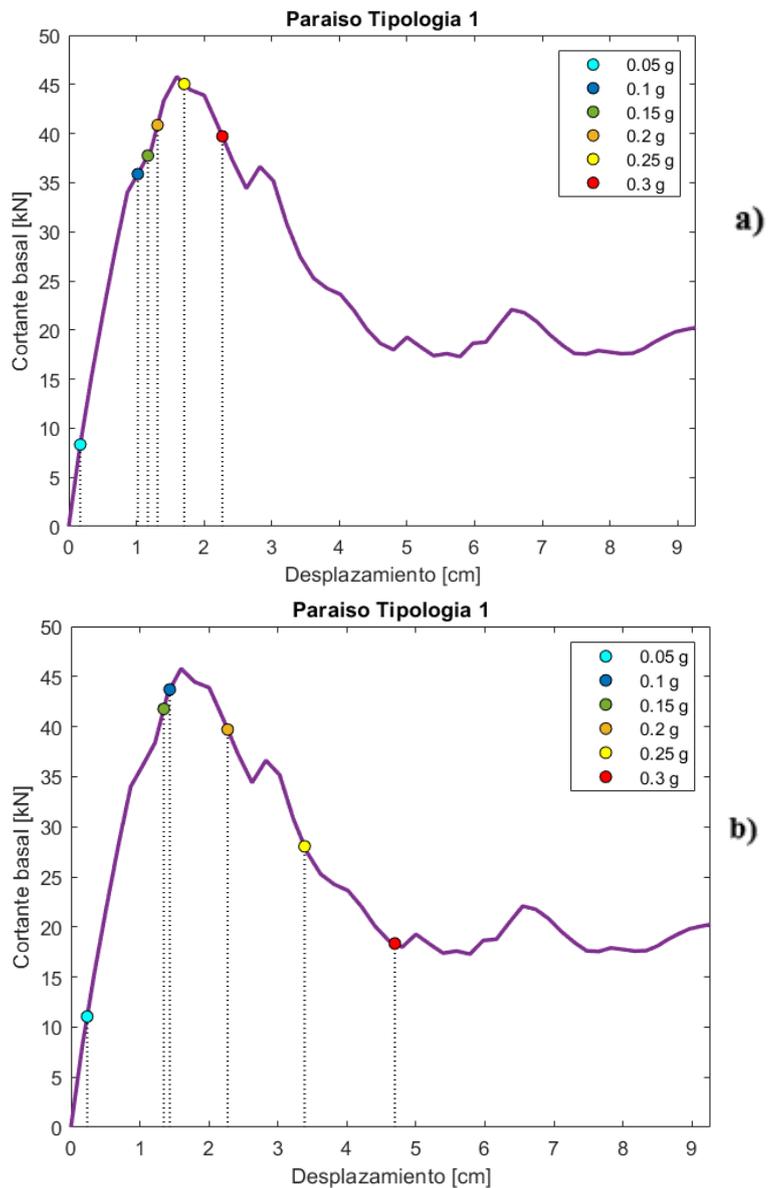
De esta manera se pueden definir los definir los espectros de demanda fácilmente y así evaluar su interacción con el espectro de capacidad. Con respecto, al proceso seguido en la sección 3.2, se mantiene constante la obtención del espectro de capacidad. Esto debido a que la capacidad es inherente a la estructura y no al medio alrededor de ella, al contrario de la demanda. A continuación, las Figuras 36, 38 y 40, describen la demanda sísmica para cada nivel de PGA, donde cada resultado representa la máxima respuesta entre los perfiles de subsuelo B, C y D.

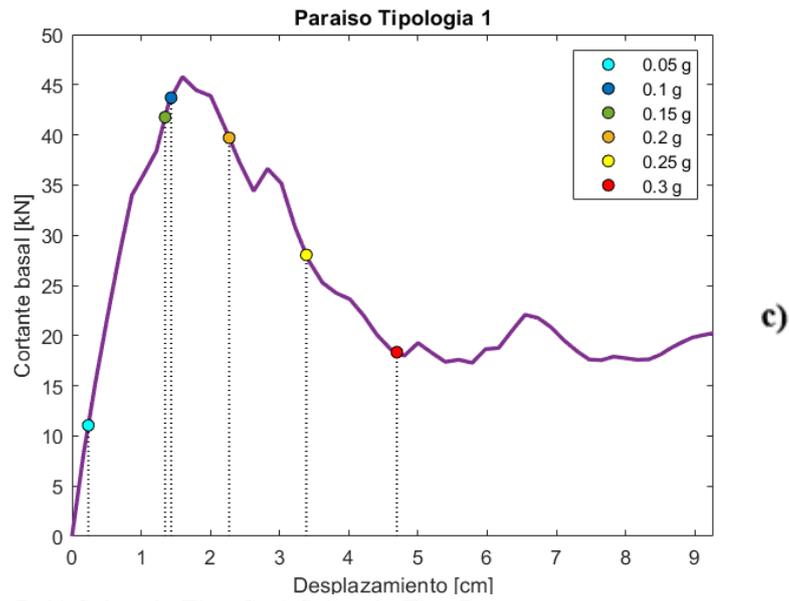
**Figura 3.35.** Obtención de demanda sísmica para SIGDL equivalente con varios niveles de PGA (subsuelo tipo C) – Paraíso Tipo 1.



Fuente: Elaboración propia (2024).

**Figura 3.36.** Demanda sísmica para varios niveles de PGA - Paraíso 1.

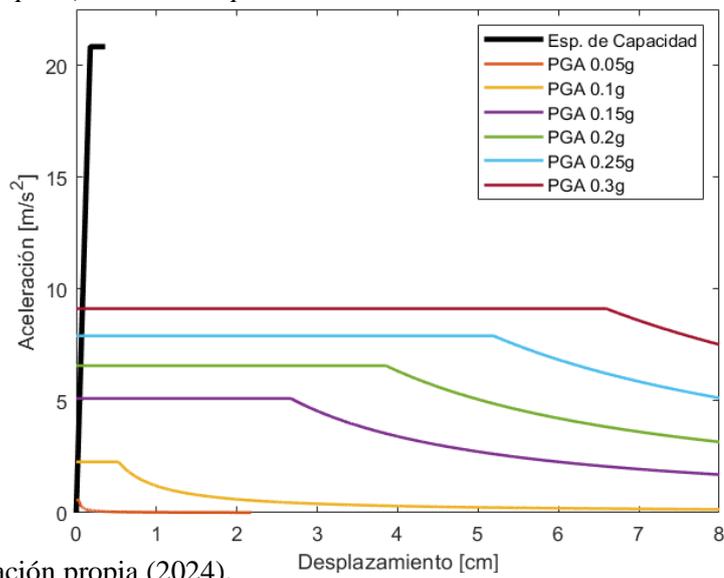




a) Subsuelo Tipo B. b) Subsuelo Tipo C. c) Subsuelo Tipo D

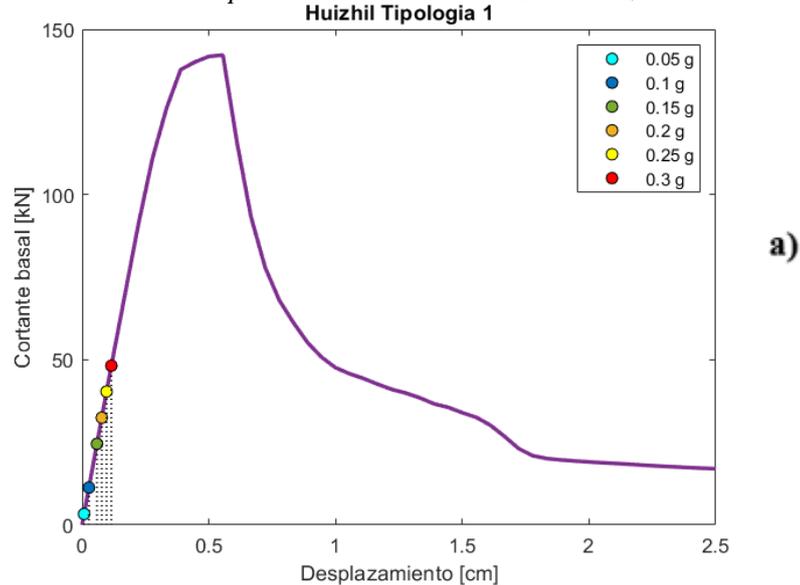
Fuente: Elaboración propia (2024).

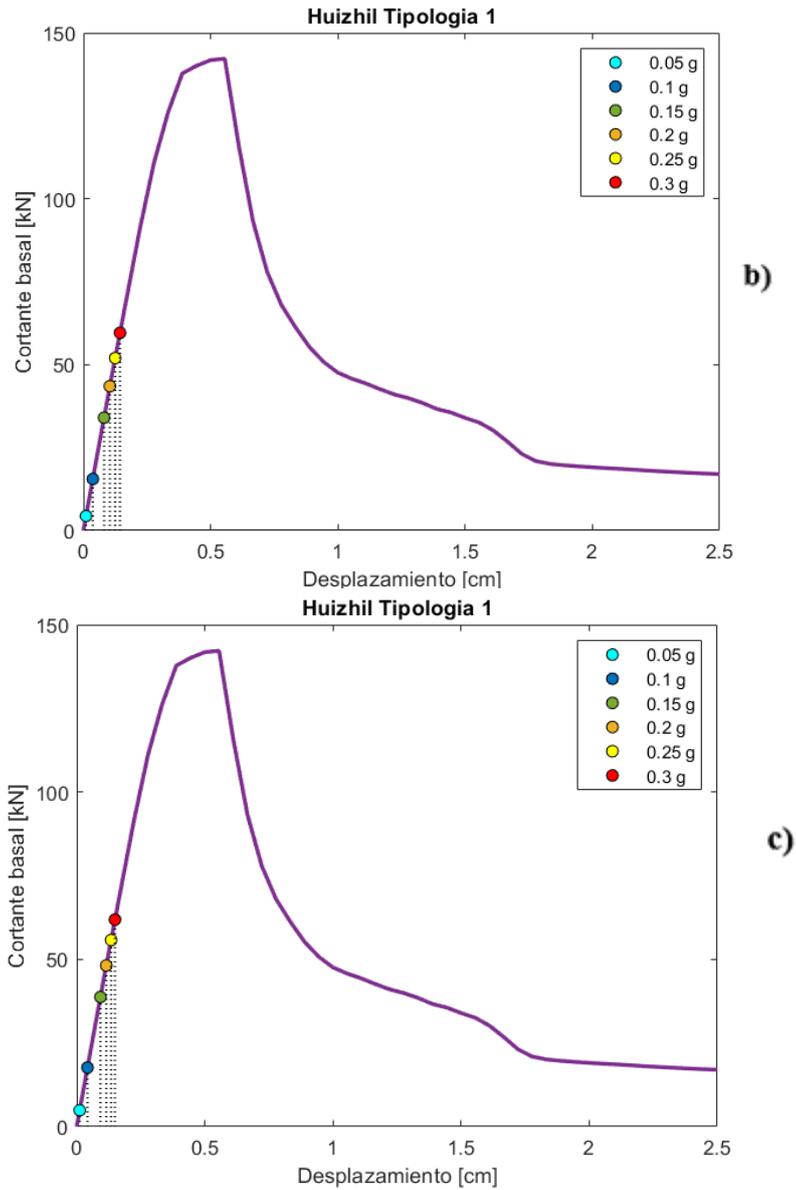
**Figura 3.37.** Obtención de demanda sísmica para SIGDL equivalente con varios niveles de PGA (subsuelo tipo C) – Huizhil Tipo 1.



Fuente: Elaboración propia (2024).

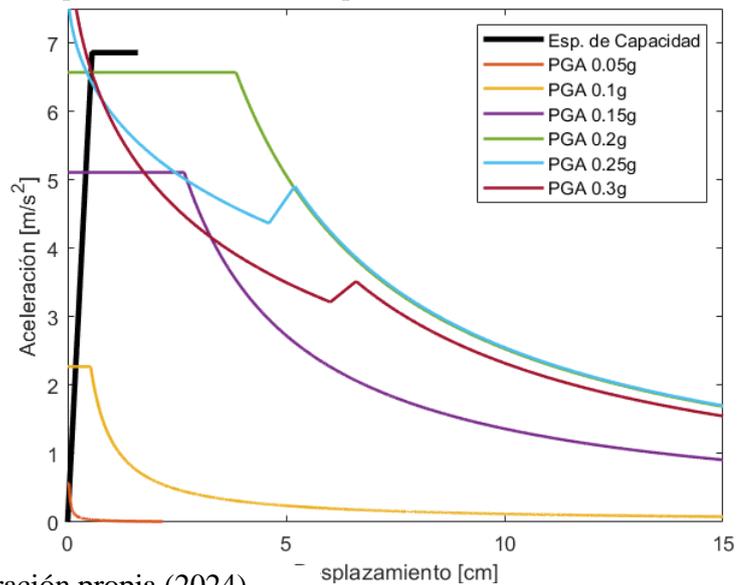
**Figura 3.38.** Demanda sísmica para varios niveles de PGA - Huizhil 1.





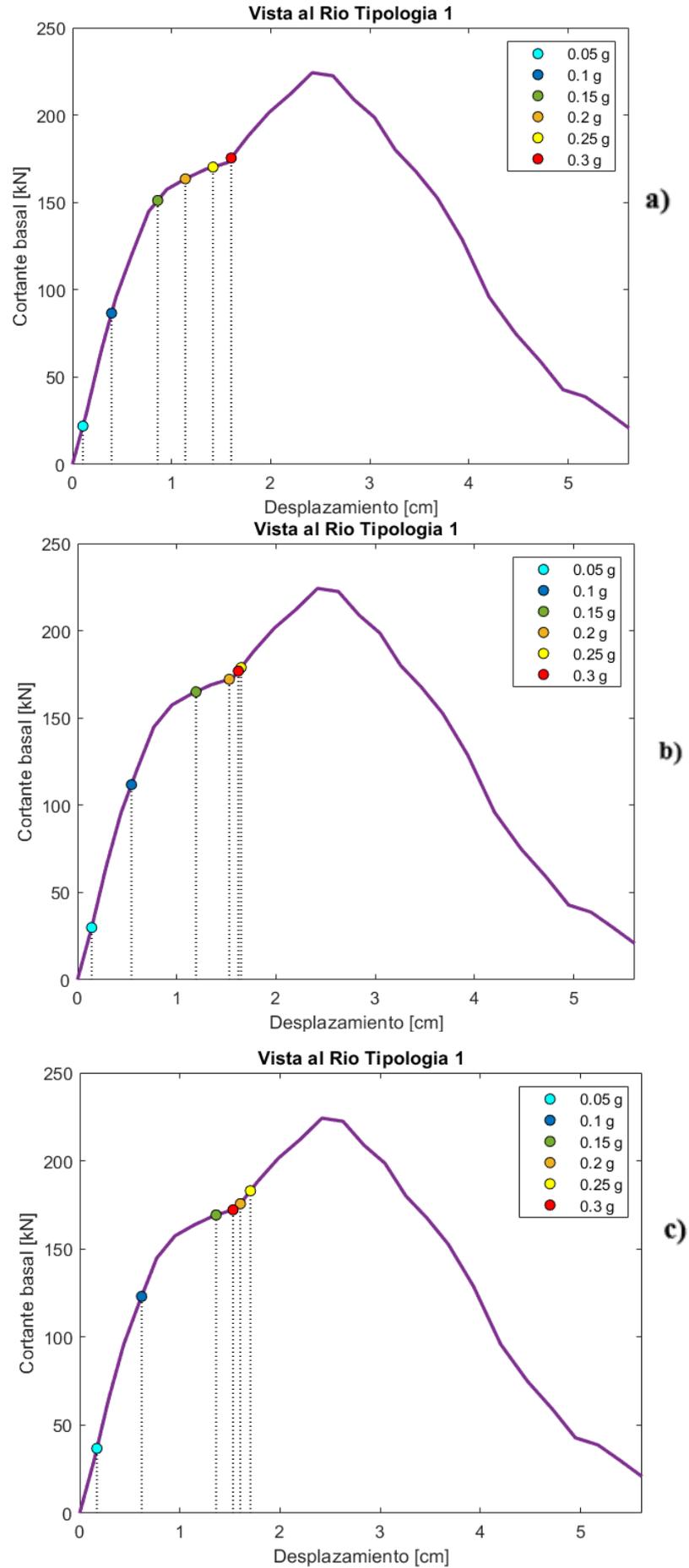
a) Subsuelo Tipo B. b) Subsuelo Tipo C. c) Subsuelo Tipo D  
 Fuente: Elaboración propia (2024).

**Figura 3.39.** Obtención de demanda sísmica para SIGDL equivalente con varios niveles de PGA (subsuelo tipo C) – Vista al Río Tipo 1.



Fuente: Elaboración propia (2024).

Figura 3.40. Demanda de sísmica para varios niveles de PGA - Vista al Río 1.



Fuente: Elaboración propia (2024).

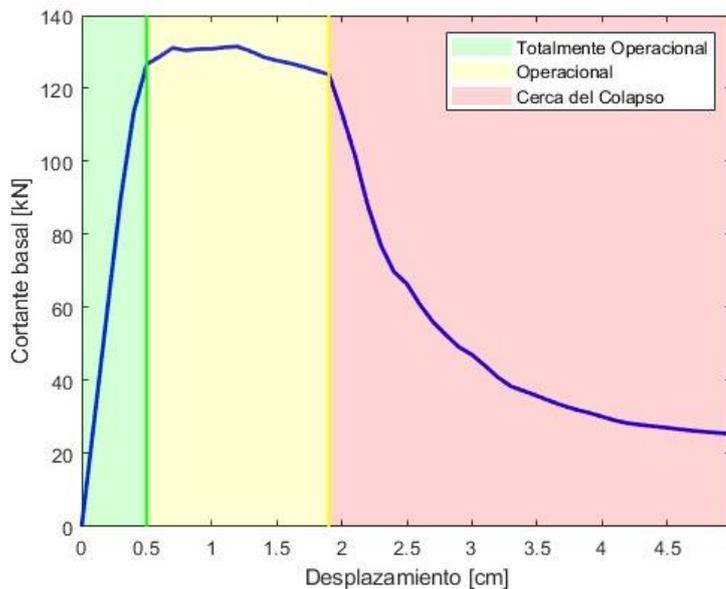
**CAPITULO 4: RESULTADOS**

**4.1. Análisis de Resultados Obtenidos**

En la presente sección se revisarán todos los resultados obtenidos en el presente proyecto. A diferencia de los capítulos anteriores, donde se ilustró el proceso por medio de tres tipologías residenciales por simplicidad, en el actual se hará referencia a los resultados provenientes de los 26 casos de estudio. De esta forma se logrará contemplar la verdadera magnitud de este proyecto y los efectos que puede tener en la evaluación de estructuras en la ciudad de Cuenca, Ecuador.

La manera que se opta a seguir con el fin de evaluar la vulnerabilidad sísmica, es mediante los límites a los que se hizo referencia en la sección 1.1.3. Estos límites se basan en la magnitud de la demanda sísmica y su relación con el desempeño de la estructura, como se aprecia en la Figura 4.1.

*Figura 4.1. Estados de vulnerabilidad sísmica.*



*Fuente:* Elaboración propia (2024).

En la siguiente tabla se resumen los límites de vulnerabilidad sísmica de cada caso de estudio considerando subsuelo tipo B, C y D. Todo es en base a los resultados del método N2 efectuado previamente para un PGA de 0.25g, según especifica la NEC - SE-DS (2015).

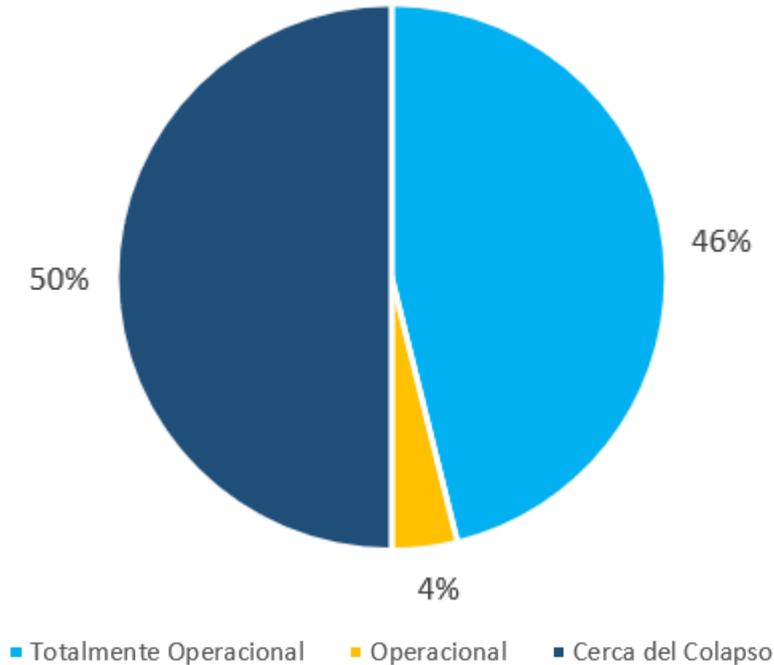
**Tabla 4.1.** Estados de vulnerabilidad sísmica (0.25g) en casos de estudio.

| Proyecto           | Tipología | Pisos | Confinamiento | Subsuelo |        |        |
|--------------------|-----------|-------|---------------|----------|--------|--------|
|                    |           |       |               | B        | C      | D      |
| Paraíso            | 1         | 2     | No            | Op.      | C. Col | C. Col |
| Paraíso            | 2         | 1     | No            | T. Op.   | T. Op. | T. Op. |
| Paraíso            | 3         | 2     | No            | Op.      | C. Col | C. Col |
| Retamas            | 1         | 1     | Si            | T. Op.   | C. Col | C. Col |
| Tomebamba          | 1         | 1     | No            | T. Op.   | T. Op. | T. Op. |
| Huayna-Cápac       | 1         | 2     | Si            | T. Op.   | T. Op. | T. Op. |
| Bosque Monay       | 1         | 1     | No            | Op.      | C. Col | C. Col |
| Bosque Monay       | 2         | 2     | No            | C. Col   | C. Col | C. Col |
| Eucaliptos         | 1         | 1     | No            | Op.      | C. Col | C. Col |
| Patamarca          | 1         | 1     | Si            | T. Op.   | T. Op. | T. Op. |
| Patamarca          | 2         | 2     | Si            | T. Op.   | T. Op. | T. Op. |
| Tarqui             | 1         | 2     | Si            | T. Op.   | T. Op. | T. Op. |
| Los Cerezos        | 1         | 1     | Si            | T. Op.   | T. Op. | T. Op. |
| Los Cerezos        | 2         | 2     | Si            | T. Op.   | T. Op. | T. Op. |
| Los Nogales        | 1         | 2     | Si            | Op.      | C. Col | C. Col |
| Huizhil            | 1         | 1     | Si            | T. Op.   | T. Op. | T. Op. |
| Jardines del Valle | 1         | 1     | Si            | T. Op.   | T. Op. | T. Op. |
| Jardines del Valle | 2         | 2     | Si            | T. Op.   | T. Op. | T. Op. |
| Capulispamba       | 1         | 2     | Si            | T. Op.   | C. Col | C. Col |
| La Campiña         | 2         | 2     | Si            | T. Op.   | C. Col | C. Col |
| La Campiña         | 3         | 1     | Si            | T. Op.   | T. Op. | T. Op. |
| La Campiña         | 5         | 2     | Si            | C. Col   | C. Col | C. Col |
| La Campiña         | 6         | 2     | Si            | T. Op.   | Op.    | C. Col |
| Miraflores         | 1         | 2     | No            | C. Col   | C. Col | C. Col |
| Vista al Río       | 1         | 2     | Si            | Op.      | Op.    | Op.    |
| Vista al Río       | 2         | 2     | Si            | C. Col   | C. Col | C. Col |

Fuente: Elaboración propia (2024).

Donde T. Op representa ‘Totalmente Operativo’, Op indica ‘Operativo’ y C. Col ‘Cerca del Colapso’. Estos parámetros indican los límites de vulnerabilidad sísmica establecido es la Sección 1.1.3, según el análisis por desempeño

**Figura 4.2.** Clasificación general de estados de vulnerabilidad sísmica en casos de estudio.



*Fuente:* Elaboración propia (2024).

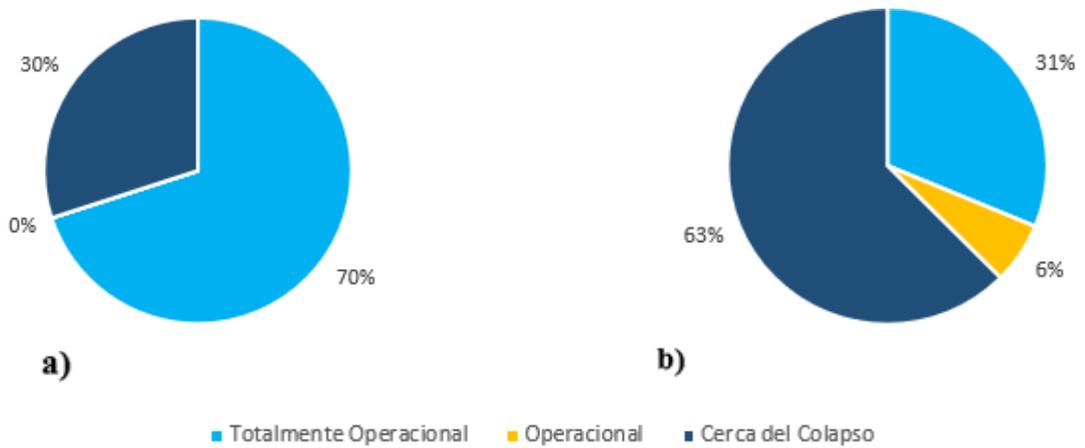
Como se ha detallado a lo largo de todo el proyecto, el nivel de vulnerabilidad sísmica de un sistema depende de su capacidad y la demanda. Estos parámetros giran en torno a las propiedades inherentes de la estructura y de las características del medio. En este proyecto se ha escogido una serie de casos de estudio que representan las edificaciones más comunes de la ciudad. Por lo tanto, todas estas poseen en común el ser viviendas de muros portantes de mampostería en Cuenca. Sin embargo, entre los factores en los que se puede discernir fácilmente los resultados es alrededor de su altura, el uso de elementos de confinamiento y el tipo de subsuelo sobre el que se asientan.

Teniendo esto en cuenta, se procederá a analizar los resultados obtenidos en base a estos dos ámbitos: propiedades constructivas y propiedades del subsuelo:

- **Propiedades constructivas:**

En el estudio realizado se manejó, para cada tipología, tipos de subsuelo B, C y D por su mayor presencia en Cuenca. Sin embargo, en la siguiente síntesis de resultados se ilustrará la opción de subsuelo que otorgue las condiciones de vulnerabilidad más desfavorables, por objeto de contingencia.

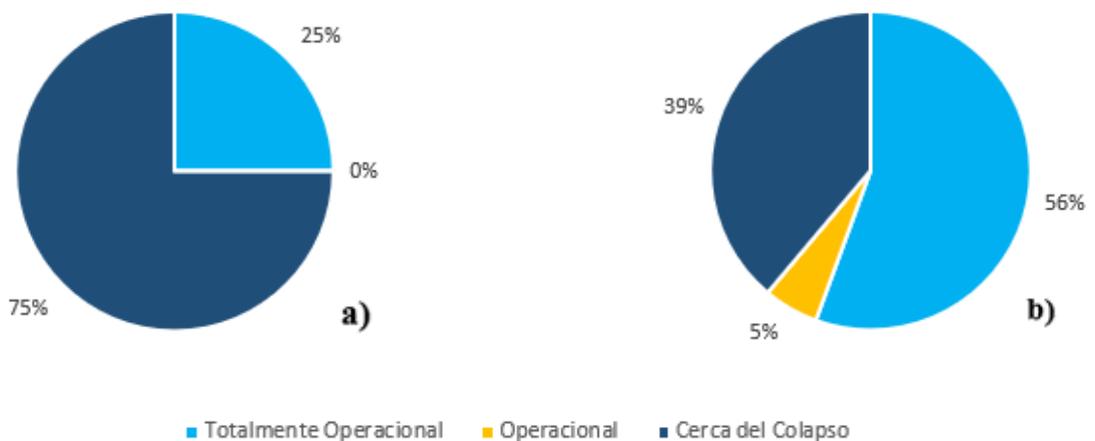
**Figura 4.3.** Estados de vulnerabilidad sísmica según la altura.



a) Un piso. b) Dos pisos.

Fuente: Elaboración propia (2024).

**Figura 4.4.** Estados de vulnerabilidad sísmica según el uso de elementos de confinamiento.



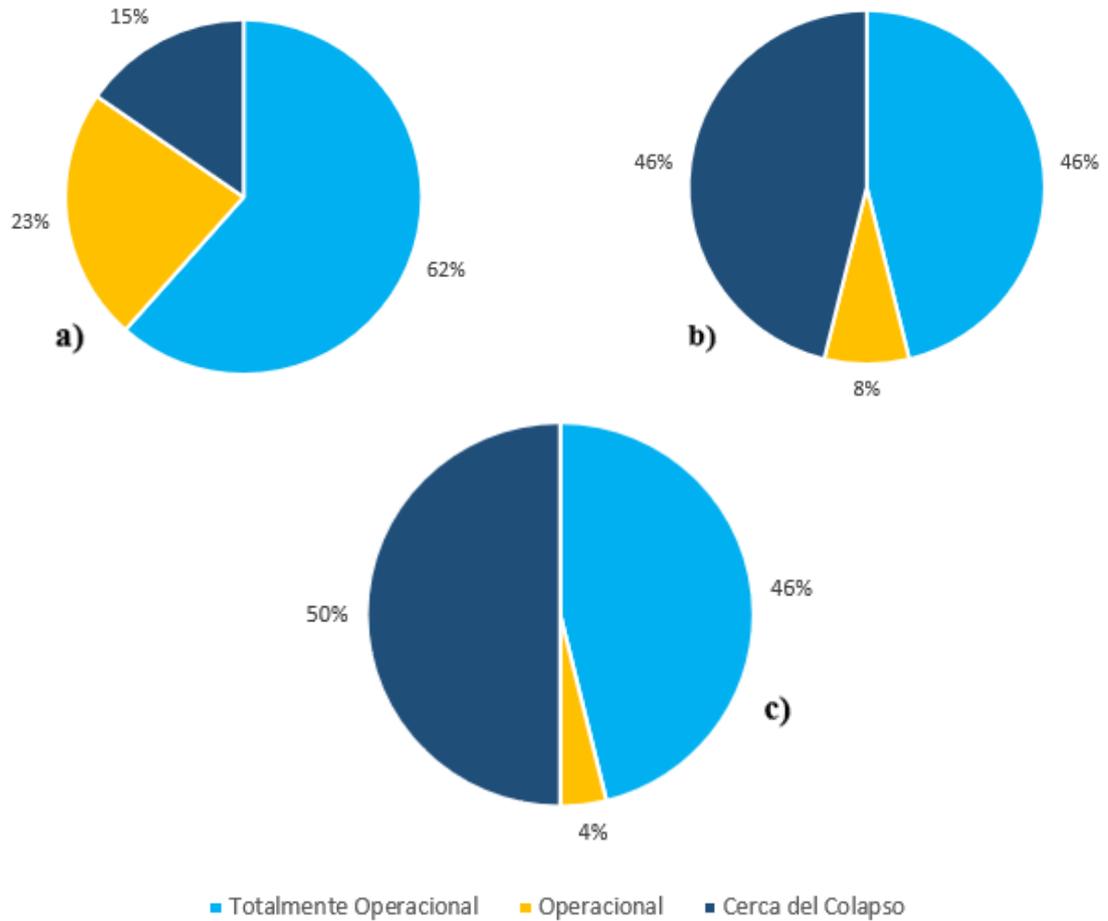
a) Sin confinamiento. b) Con confinamiento.

Fuente: Elaboración propia (2024).

- **Propiedades del medio**

El subsuelo es uno de los factores más importantes para definir la demanda sísmica. Para los siguientes resultados se resumirá la información obtenida asumiendo que todos los casos de estudio se levantan sobre el mismo tipo de subsuelo.

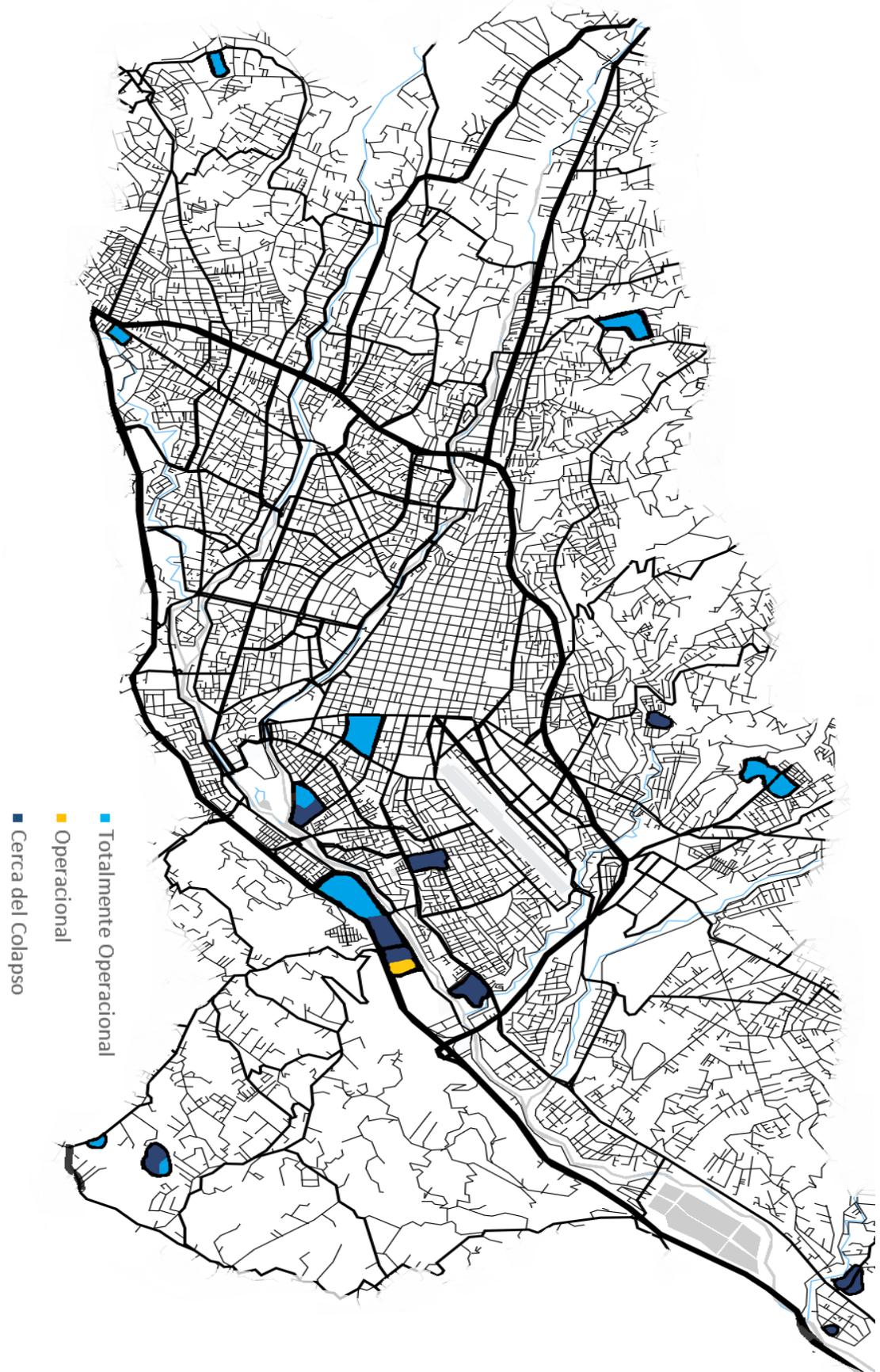
**Figura 4.5.** Estados de vulnerabilidad sísmica según perfil del subsuelo.



a) Subsuelo Tipo B. b) Subsuelo Tipo C. c) Subsuelo Tipo D

Fuente: Elaboración propia (2024).

Figura 4.6. Zonificación de casos de estudio por su estado de vulnerabilidad sísmica.

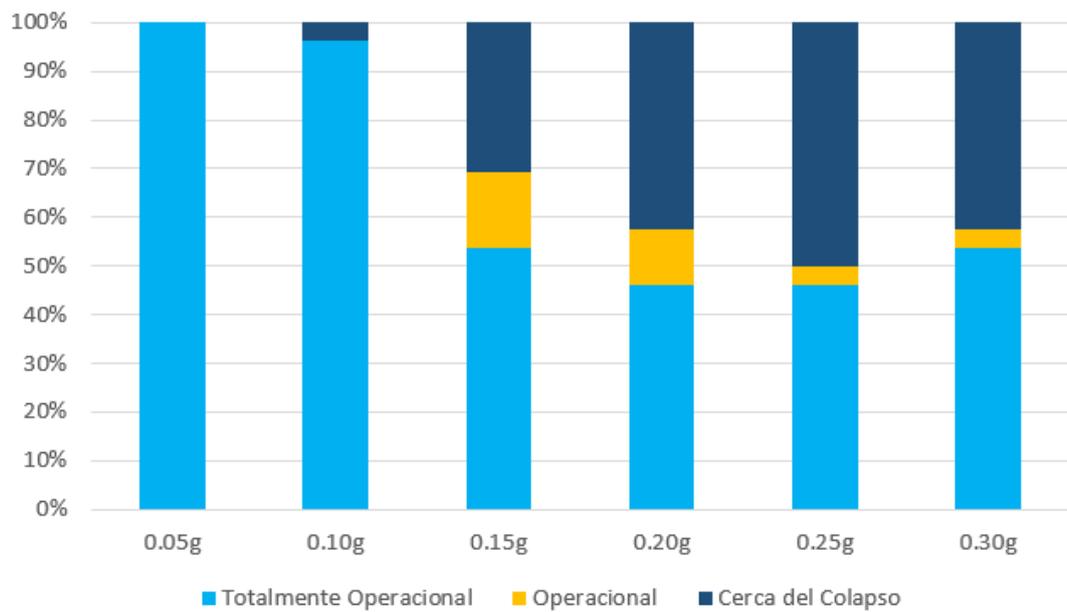


Fuente: Elaboración propia (2024).

Por otra parte, si se considera una gama más amplia de escenarios sísmicos podemos entender de mejor manera la progresión de la respuesta de los sistemas estructurales. A partir del procedimiento de escenarios de amenaza sísmica de la Sección 3.5, podemos ampliar el margen del estudio a un análisis más completo y diverso.

En la síntesis mostrada a continuación, Fig. 4.7, se manejan los resultados más desfavorables para cada caso de estudio, en torno a la elección del tipo de subsuelo. La información recabada distintos niveles de PGA, 0.05g, 0.1g, 0.15g, 0.2g, 0.25g y 0.3g, lo que brinda un amplio rango de demanda sísmica al manejar magnitudes leves y severas.

**Figura 4.7.** Escenarios de amenaza sísmica.



*Fuente:* Elaboración propia (2024).

## 4.2. Discusión

La evaluación de la vulnerabilidad sísmica de una edificación de muros portantes es un estudio amplio que involucra una gran cantidad de análisis de distintos tipos con el objetivo de estimar los límites de funcionalidad de la estructura frente a un posible sismo. Para el presente proyecto, la evaluación de un grupo tan amplio de viviendas de mampostería, permite desarrollar un gran número de resultados. Todo esto enriquece el análisis estructural a nivel macro de la ciudad de Cuenca. Permitiendo así,

dar una noción del nivel de riesgo que se tiene a sufrir pérdidas humanas y económicas por fallas estructurales.

Como se ha podido observar en la Figura 4.2, los resultados obtenidos revelan un escenario dividido. Un 46% de los casos de estudio analizados muestran un desempeño notable frente a sismos de 0.25g, lo que representa una amenaza sísmica alta (NEC-SE-DS, 2015). Sin embargo, un 50% de las tipologías muestran riesgo al colapso. Esto revela un panorama comprometedor para la integridad estructural de las viviendas de muros portantes de mampostería.

Las razones de esta clara disyuntiva son fácilmente deducibles a partir de los parámetros que rigen la vulnerabilidad sísmica: capacidad y demanda sísmicas. Debido a que todos los sistemas se encuentran en la misma región, más allá de la disipación de energía por ductilidad, la demanda es un factor común prácticamente. Sin embargo, los parámetros que la rigen se abren a una amplia discusión.

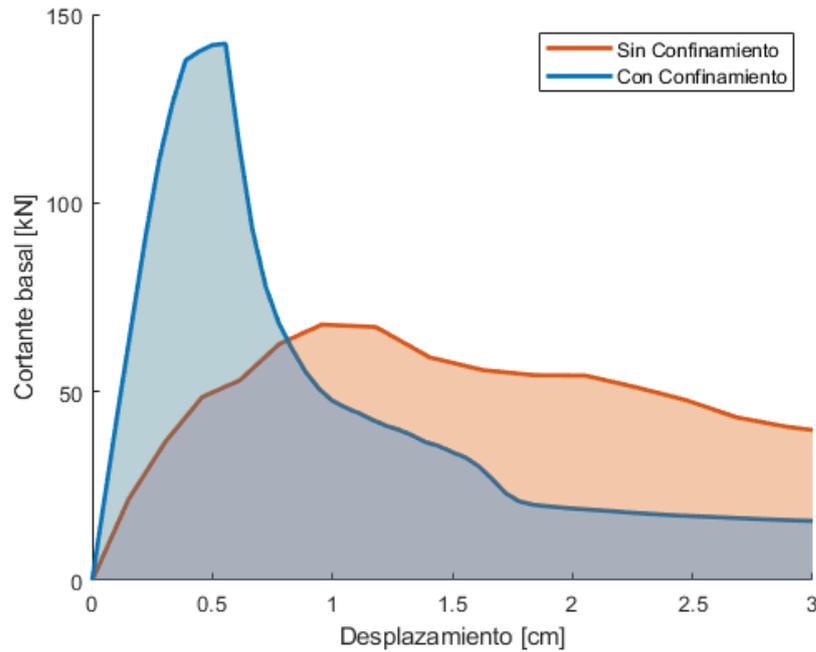
De entre todas estas variables, la que ha tenido mayor énfasis en este proyecto ha sido el subsuelo. Se debe acotar, que incluso frente a la adversidad de no contar con información útil del tipo de subsuelo debajo de cada tipología, esto ha otorgado la gran ventaja de presentar una amplia gama de resultados en función de su elección.

La existencia del subsuelo C y D empeora drásticamente la vulnerabilidad de las estructuras. En este caso, aquello se ve reflejado al observar, en la Figura 4.5, que el porcentaje de sistemas propensos al colapso aumenta del 15% al 46% y finalmente al 50%, al manejar subsuelos B, C y D, en ese orden. Todo esto debido a la facilidad que estos subsuelos permiten al paso de ondas sísmicas a la superficie, dando paso a la generación de daño en las estructuras.

Por otra parte, para saber el porqué de los resultados se debe analizar la capacidad de los sistemas de igual manera. La capacidad sísmica de una edificación depende de sus propiedades geométricas, elásticas e inerciales. Es decir, gira en torno a las características del diseño arquitectónico, las tipologías constructivas, los materiales empleados y el tipo de uso que se le dé. Entender esto es sumamente relevante en este tipo de estudios, pues como se observa en la Figuras 4.3 y 4.4, factores como la altura y el uso de elementos de confinamiento revelan un claro patrón en la vulnerabilidad sísmica.

El uso de columnas de confinamiento, además de evitar la desintegración de la mampostería, aumenta la rigidez de la estructura. Los resultados en la Figura 4.4a muestran que el 75% de los casos de estudio se hallan cerca del colapso por carecer de este tipo de elementos. Esto es debido a su pobre capacidad para resistir cargas, un factor que el uso de elementos de confinamiento aumenta drásticamente.

**Figura 4.8.** Comparación de capacidad según el uso de elementos de confinamiento.

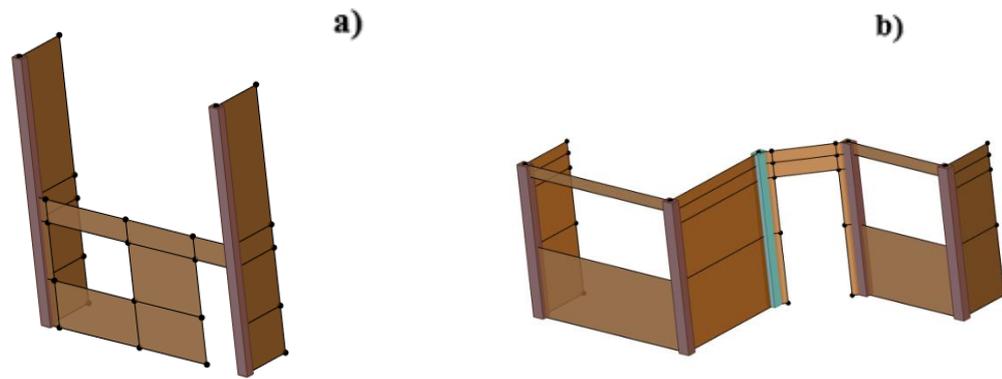


*Fuente:* Elaboración propia (2024).

Por otra parte, la altura de una edificación juega un rol importante en su vulnerabilidad sísmica de igual manera. De los casos de estudio con dos pisos, un 63% indica un alto grado de vulnerabilidad (Figura 4.3b). La razón de esto, es debido a que una mayor altura no solo representa una disminución de rigidez sino también un aumento de la masa del sistema. Esto último es objeto de interés, debido a que un mayor aporte inercial permite que la estructura se predisponga a seguir modos de vibración preponderantes, como los de traslación dentro y fuera de plano.

El diseño arquitectónico influye directamente en la capacidad de la edificación. Más allá de la altura de la estructura, la distribución de los muros portantes, especialmente en fachada, posee un impacto directo en el comportamiento sísmico del sistema. La razón de esto, es debido a que una geometría simétrica de los miembros estructurales entrega una menor resistencia a movimientos de traslación, propios de un sismo.

**Figura 4.9.** Disposición arquitectónica.



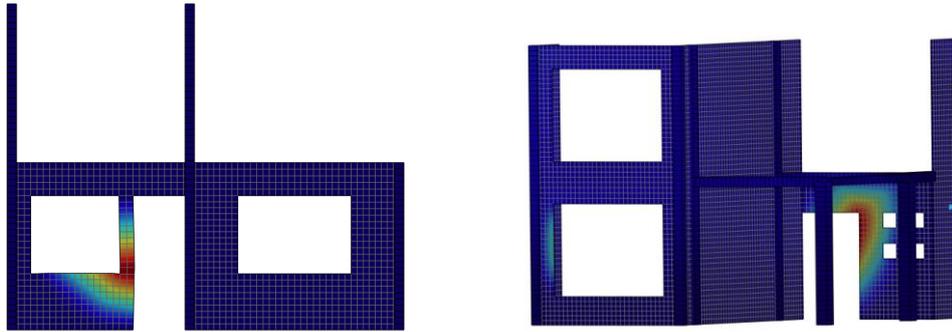
a) Simétrica. b) Asimétrica.

Fuente: Elaboración propia (2024).

Al existir una disposición asimétrica, se presentan muros con componentes perpendiculares a la línea de fábrica, lo que aumenta la rigidez de los muros de fachada. Por otra parte, en estos casos, existe una predominancia de movimientos torsionales frente a los traslacionales fuera de plano. En este tipo de viviendas adosadas, esto provoca que cada modo de vibración posea una baja participación modal con respecto a estos tipos de desplazamiento. Es decir, se requiere una mayor cantidad de modos para lograr una participación modal aceptable. Así, las demandas de desplazamiento de los S1GDL son relativamente bajas y el sistema, en consecuencia, sufre daños ínfimos en muchos casos.

Se debe acotar que, en muchos casos, si el sistema presenta una rigidez notable frente a los movimientos fuera de plano, es posible observar que el punto de mayor desplazamiento de la estructura no se encuentra en la cubierta. Al contrario, ocasionalmente, los puntos de falla se localizan en zonas endebles de los muros. Por ejemplo, en los bordes de ventanas o puertas.

**Figura 4.10.** Falla en zona frágil de un muro portante.



*Fuente:* Elaboración propia (2024)

Estos efectos generalmente se dan siempre y cuando no se cumpla con requerimientos mínimos de disposición de muros portantes. Como se aclaró en la sección 1.4.2, la NEC-SE-VIVIENDA (2015) pone a disposición una serie de recomendaciones de este tipo, con el fin de prevenir fallas evitables. Sin embargo, en este proceso se ha verificado que son pocas las viviendas analizadas que cumplen con estos lineamientos. Los criterios evitados van más allá de la disposición de muros. Continuidad y regularidad son propiedades necesarias para estructuras de muros portantes, pero la mayor parte de los casos de estudio analizados hacen caso omiso a su uso adecuado. Esto probablemente debido a haber surgido en torno a programas de vivienda social o a su antigüedad.

En especial, el no cumplir con continuidad vertical, produce grandes efectos adversos en la respuesta sísmica del sistema. La razón de esto, es debido a que el uso de muros meramente divisorios en planta alta, supone un enorme aumento de masa y ningún aporte en rigidez. Esto conduce a una gran predominancia de la traslación fuera de plano y produciendo así, propensión al colapso.

Todos los factores de los que se ha hecho referencia en esta sección son de suma relevancia en el comportamiento sísmico-estructural y a esto se le debe agregar referencia a la disipación de energía histerética y su relación con la demanda de aceleración inelástica. A pesar de que las bases teóricas de este fenómeno van más allá de los objetivos de este estudio, se debe acotar su enorme importancia en la respuesta no lineal de un sistema.

Finalmente, se ha de acotar que, con el objetivo de obtener resultados fiables y precisos, es imprescindible dar énfasis a la modelación. Efectuar los lineamientos del método N2 para la evaluación de vulnerabilidad sísmica, sin contar con una adecuada definición de las propiedades mecánicas de la estructura en un modelo matemático es inútil. La modelación es un paso preliminar a la determinación de los niveles de vulnerabilidad, sin embargo, es fundamental. Se debe asegurar el lograr describir adecuadamente todas las propiedades de un sistema, desde su geometría hasta las correctas propiedades mecánicas de los materiales y su correcto desenvolvimiento.

En los casos de estudio manejados en este proyecto, se ha hecho uso de una serie de interacciones que describen adecuadamente el comportamiento de los sistemas. Esto es fundamental para obtener resultados que representen la realidad. Describir correctamente los grados de libertad y escoger los nodos rígidos para los correspondiente ‘constrains’ forma parte de esto. Estos últimos elementos son sumamente relevantes en este tipo de modelos, pues su correcta disposición asegura la interacción de diafragma rígido y así permite resultados fiables en torno a la obtención del espectro de capacidad. Por lo tanto, todo este proceso debe ser cauteloso, pues de él depende las conclusiones del estudio.

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Este estudio ha permitido dar a los remitentes una clara noción del riesgo que se vive en la ciudad de Cuenca por el efecto de un sismo severo. Los resultados revelan que, si bien existe un gran número de estructuras con una buena respuesta sísmica, también hay varias propensas a fallar directamente. Las implicaciones de esto tienen una connotación grave por el riesgo a obtener pérdidas económicas, pero sobre todo humanas.

En este proyecto se ha escogido analizar edificaciones relativamente antiguas, debido a que, en la ciudad, la mayoría de viviendas fueron construidas en los mismos periodos y bajo las mismas tipologías estructurales e incluso bajo disposiciones arquitectónicas similares. Uno de los aportes más grandes logrados, más allá de demostrar la alta vulnerabilidad estructural que se presenta en la región, es indicar las razones estructurales y de diseño de esto.

La falta de elementos de confinamiento, de espaciamientos adecuados entre aberturas en muros y el caso omiso a criterios de continuidad vertical, han sido identificados como las principales razones de alta probabilidad de falla. Por esta razón se ha de recomendar seguir las recomendaciones constructivas impartidas por la NEC, con el fin de asegurar la respuesta dinámica más efectiva posible.

Por otra parte, como ha hecho referencia previamente, el subsuelo es un factor de alta relevancia en el comportamiento sísmicos de los sistemas. Debido a esto, es imprescindible una caracterización adecuada del suelo. El realizar estudios geotécnicos detallados previo a la construcción para identificar las propiedades del subsuelo, es de suma importancia. Llevar a cabo correctos estudios de este tipo permiten evaluar la capacidad portante del suelo y sus características sísmicas, permitiendo así, un ajuste del diseño estructural en consecuencia, de ser necesario.

Todos estos factores y su relación con la vulnerabilidad sísmica en estructuras de mampostería confinada, hacen que quede claro la necesidad del avance de investigación que indague sobre este tipo de fenómenos y su efecto en la Cuenca. Se requiere de normativas que profundicen en el diseño de este tipo de edificaciones al basarse en un correcto estudio de las propiedades mecánicas de la mampostería. Esto

con el fin de asegurar una mejora continua en los lineamientos de la construcción y un diseño que logra cada vez más un mayor desempeño.

Finalmente, este proyecto culmina acotando la necesidad de formación técnica de calidad y la concientización de los profesionales de la construcción. Es fundamental capacitar a los profesionales en técnicas de diseño y construcción sismorresistente, promoviendo la educación continua para mantenerse al día con las mejores prácticas y avances tecnológicos. Además, fomentar la concientización de la comunidad sobre la importancia de la construcción segura y sismorresistente es esencial. Informar a los propietarios de viviendas sobre la necesidad de realizar mantenimientos periódicos y rehabilitaciones cuando sea necesario contribuirá a reducir la vulnerabilidad sísmica y a proteger a las comunidades ante futuros eventos sísmicos.

Solo de esta manera, cumpliendo con una construcción segura y responsable, se podrá asegurar una adecuada respuesta estructural y así cumplir con el objetivo principal de la ingeniería civil: brindar obras que mejoren la calidad de vida de la sociedad, maximizando la eficiencia y minimizando cualquier riesgo posible.

**REFERENCIAS**

- Agüero, N. (2015). *Solo 6 grados de libertad*. Centro Cultural de la Memoria Haroldo Conti. <http://conti.derhuman.jus.gov.ar/2015/04/av-solo-seis-grados.shtml>
- Altoonash, A. (2004). *Simulation and Damage Models for Performance Assessment of Reinforced Concrete Beam-Column Joints* [Tesis de Doctorado]. Stanford University.
- Arteaga, P. (2016). *Estudio de vulnerabilidad sísmica, rehabilitación y evaluación del índice de daño de una edificación perteneciente al patrimonio central edificado en la ciudad de Cuenca-Ecuador*. [Proyecto de Graduación para Especialidad]. Universidad de Cuenca.
- Bermeo, L. y Loaiza, R. (2001). *Generación de escenarios de daño sísmico en la ciudad de Cuenca*. [Tesis de Pregrado]. Universidad de Cuenca.
- Chiroiu, L., Goula, X., Roca, A., Susagna, T., Barbat, H. A., y Pujades, L. (2005). El método del espectro de capacidad aplicado a la evaluación de daños sísmicos. *2º Congreso Iberoamericano de Ingeniería Sísmica* (pp. 1-9).
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de Estructuras* (Cuarta Edición). Pearson.
- Chopra, A. K., Goel, R. K. y Chintanapakdee, C. (2004). Evaluation of a Modified MPA Procedure Assuming Higher Modes as Elastic to Estimate Seismic Demands. *Earthquake Spectra*, 20(3), 757-778. <https://doi.org/10.1193/1.1775237>
- Fajfar, P. (1999). Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 28(9), 979-993.
- Fajfar, P y Gašperšič. (1996). The N2 Method for the Seismic Damage Analysis of RC Buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 25(1), 31-46.
- Fornóns, M. (1982). *El método de elementos finitos en la ingeniería estructural*. Universidad Politécnica de Barcelona.
- Freeman S.A., Nicoletti J.P. y Tyrell J.V. (1975). Evaluations of existing buildings for seismic risk} A case study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington. *Proc. 1st U.S. National Conf. Earthquake Engng.* 113-122
- García, H., Jiménez-Pacheco, J., Ulloa, J. (2024). Effective properties of masonry structures and macro-model analysis with experimental verification. Universidad de Cuenca.
- García, H. y Degrande, G. (2017). Seismic vulnerability analysis of a two-story family dwelling in confined masonry in Cuenca, Ecuador. *Maskana*, 8(2), 99-114. <https://doi.org/10.18537/mskn.08.02.08>

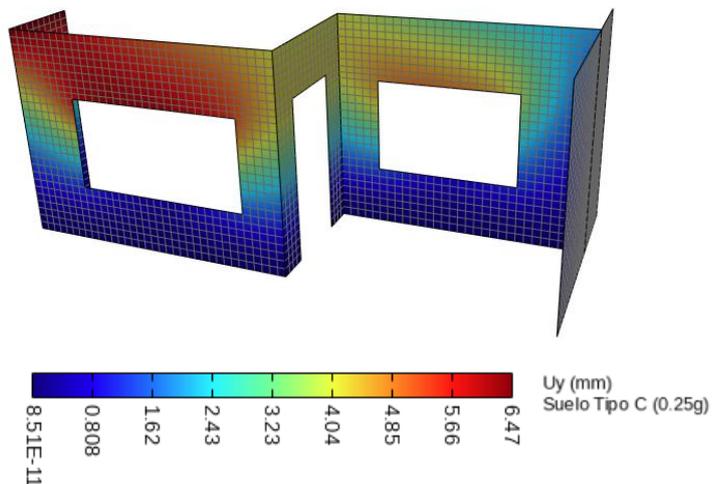
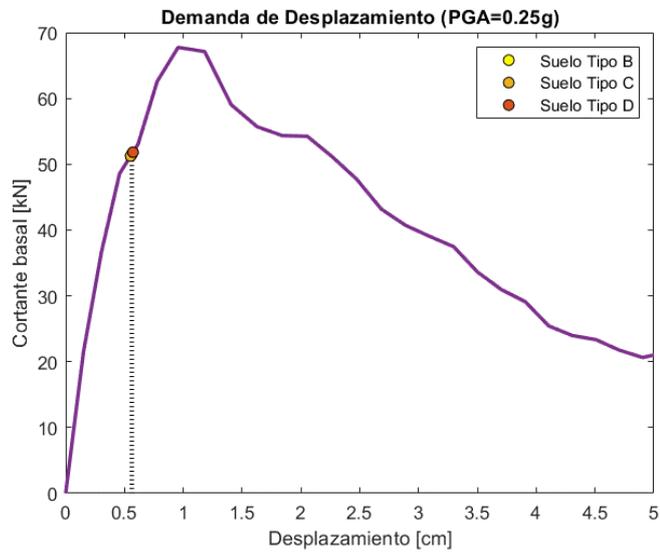
- Hermida, A., Cabrera, N. y Molina L. (2019). Casas y conjuntos. Vivienda social en Cuenca entre 1973 y 2014. Universidad de Cuenca.
- Jiménez, A. (2002). Vulnerabilidad sísmica de las edificaciones de la ciudad de Cuenca mediante técnicas de simulación. [Tesis de Masterado]. Escuela Politécnica Nacional del Ecuador.
- Jiménez-Pacheco, J., Quezada, R., Calderón-Brito, J., Ortega-Guamán, E. y García, H. (2022). Characterisation of the built heritage of historic centres oriented to the assessment of its seismic vulnerability: The case of Cuenca, Ecuador. *International Journal of Disaster Risk Reduction*, 71, 102784. <https://doi.org/10.1016/j.ijdr.2022.102784>
- Lagos, P. (2015). Estudio de los registros sísmicos existentes en el Ecuador, caso Red Sísmica del Austro y su incidencia en el análisis estructural, vulnerabilidad y desempeño sísmico de edificios de mediana altura. [Tesis de Pregrado]. Universidad Técnica de Loja.
- Lu, X., Xie, L., Guan, H., Huang, Y. y Lu, X. (2015). A shear wall element for nonlinear seismic analysis of super-tall buildings using OpenSees. *Finite Elements in Analysis and Design*, 98, 14-25. <https://doi.org/10.1016/j.finel.2015.01.006>
- Marques, R. y Lourenço, P. B. (2019). Structural behaviour and design rules of confined masonry walls: Review and proposals. *Construction and Building Materials*, 217, 137-155. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.04.266>
- Mauri, B. (2009). Maury, B. (2009). Numerical Analysis of a Finite Element/Volume Penalty Method. *SIAM Journal on Numerical Analysis*, 47(2), 1126-1148. <https://doi.org/10.1137/080712799>
- Mercatoris, B. C. N., Bouillard, P. y Massart, T. J. (2009). Multi-scale detection of failure in planar masonry thin shells using computational homogenisation. *Engineering Fracture Mechanics* 76(4), 479-499. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2008.10.003>
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción - Seguridad Estructural – Vivienda: Viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5m.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción - Seguridad Estructural – Diseño Sismorresistente.
- Nikolaou, S., Vera-Grunauer, X., Gilsanz, R., Luque, R., Kishida, T., Diaz-Fanas, G., y Lopez, S. (2017). GEER-ATC Mw7. 8 Ecuador 4/16/16 Earthquake Reconnaissanc Part I: Seismilological & Ground Motion Aspects. 16th World Conference on Earthquake Engineering, Santiago de Chile, Chile.
- NTC Group Italia. (2008). Norme Tecniche per le Costruzioni.

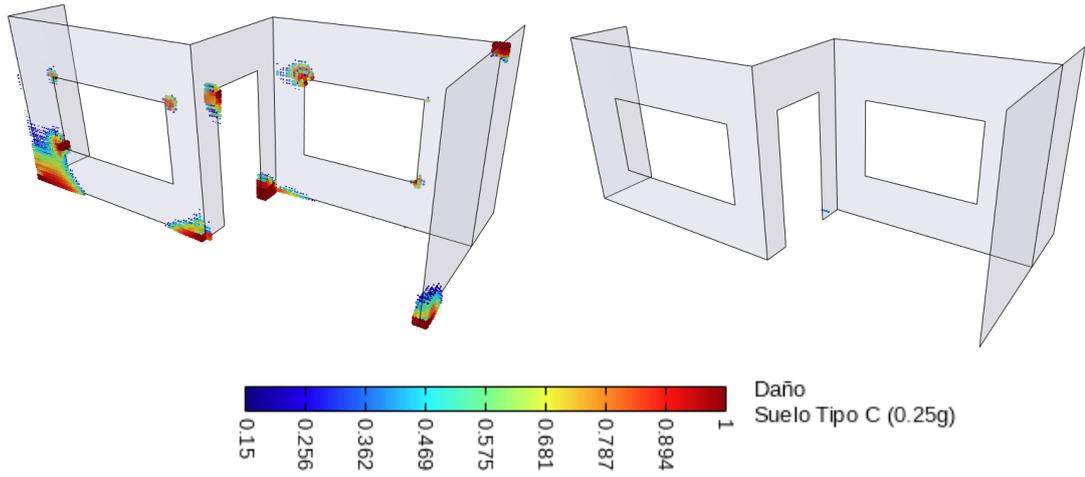
- Park, Y. J., Ang, A. S., y Wen, Y. K. (1984). Seismic damage analysis and damage-limiting design of RC buildings. *Civil Engineering Studies Structural Research Series NO. 516*.
- Penna, A., Lagomarsino, S. y Galasco, A. (2014). A nonlinear macroelement model for the seismic analysis of masonry buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 43(2), 159-179.
- Quinde, P., y Reinoso, E. (2016). Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la Ciudad de Cuenca. *Ingeniería sísmica*, (94), 1-26.
- Red Sísmica del Austro. (2002). Informe Final FUNDACYT-Proyecto P-BID 400: Amenaza Sísmica en el Austro, Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico en la Ciudad de Cuenca. Universidad de Cuenca.
- Reinhorn, A. M. (1997). Inelastic analysis techniques in seismic evaluations, en P. Fajfar y H. Krawinkler (Eds.), *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes* (pp. 277-287). Routledge.
- Rivadeneira, F., Segovia, M., Alvarado, A., Egred, J., Troncoso, L., Vaca, S., y Yepes, H. (2007). Breves fundamentos sobre los terremotos en el Ecuador. Quito: Corporación Editora Nacional. <https://www.igepn.edu.ec/publicaciones-para-la-comunidad/comunidad-espanol/documentos-informativos/35-breves-fundamentos-sobre-los-terremotos-en-el-ecuador/file>
- Tasnimi, A. y Masoumi, A. (2006). Derivation of Response Modification Factors for Concrete Moment Resisting Frames. Building and Housing Research Center, Publication (4361).
- Trujillo, C., Ospina, R., Parra, H. (2010). Los terremotos: una amenaza natural latente. *Scientia et technica*, 16(45), 303-308.
- Vidic, T., Fajfar, P., & Fischinger, M. (1994). Consistent inelastic design spectra: Strength and displacement. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 23(5), 507-521.
- Villa García, L. M. (2010). Aplicación de la normativa de construcción sismorresistente [Archivo PDF]. <https://www.tecnicaindustrial.es/wp-content/uploads/Numeros/11/43/a43.pdf>
- Yepes, V. (2020). Procedimientos de construcción de cimentaciones y estructuras de contención (2da Edición). Universitat Politècnica de València.
- Yépez, F., Barbat H. A y Canas J.A. (1995). Riesgo, peligrosidad y vulnerabilidad sísmica de edificios de mampostería. Centre Internacional de Mètodes Numèrics en Enginyeria.

ANEXOS

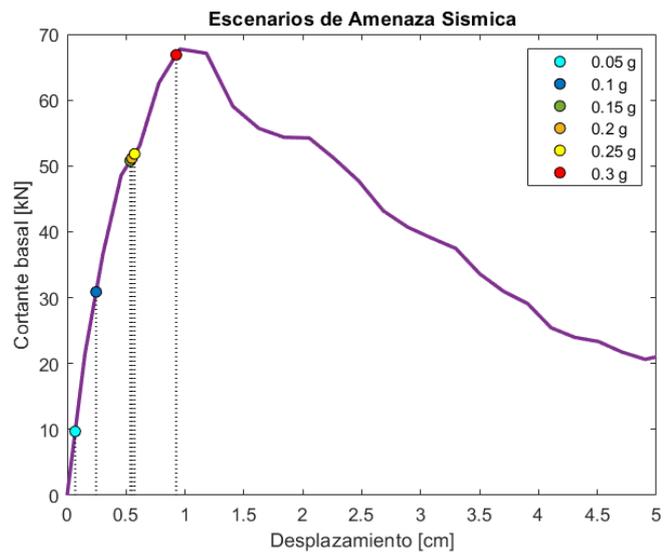
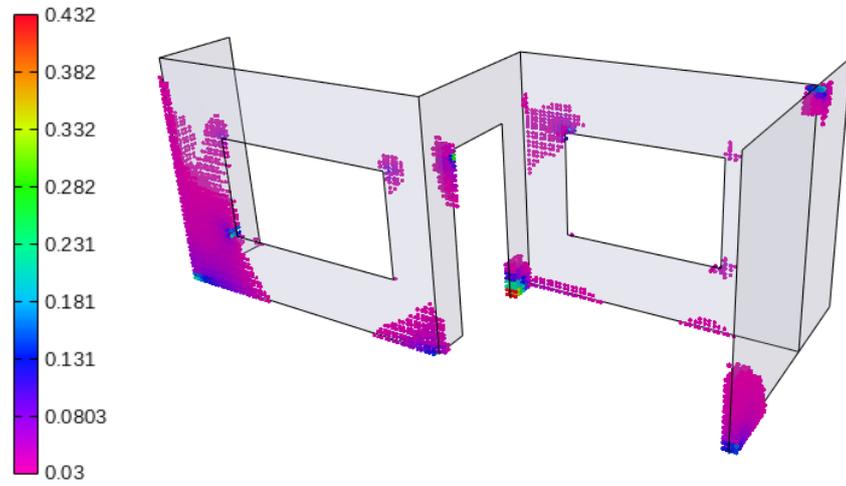
1. Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en Paraíso Tipología 2.

| No. Modo de Vibración | MPF ( $\gamma$ ) | Periodo | Masa  | Participación modal |
|-----------------------|------------------|---------|-------|---------------------|
|                       | [-]              | [s]     | [ton] | [%]                 |
| 1                     | -2.529           | 0.047   | 3.753 | 43.963              |
| 5                     | 1.379            | 0.018   | 0.986 | 11.545              |
| 2                     | -1.825           | 0.031   | 0.955 | 11.183              |
| 8                     | 1.200            | 0.015   | 0.341 | 3.998               |
| 14                    | -0.728           | 0.009   | 0.315 | 3.690               |
| 4                     | -0.706           | 0.021   | 0.229 | 2.677               |
| 7                     | 0.781            | 0.015   | 0.177 | 2.071               |
| 16                    | -0.714           | 0.008   | 0.173 | 2.023               |
| <b>TOTAL</b>          |                  |         | 6.927 | 81.150              |





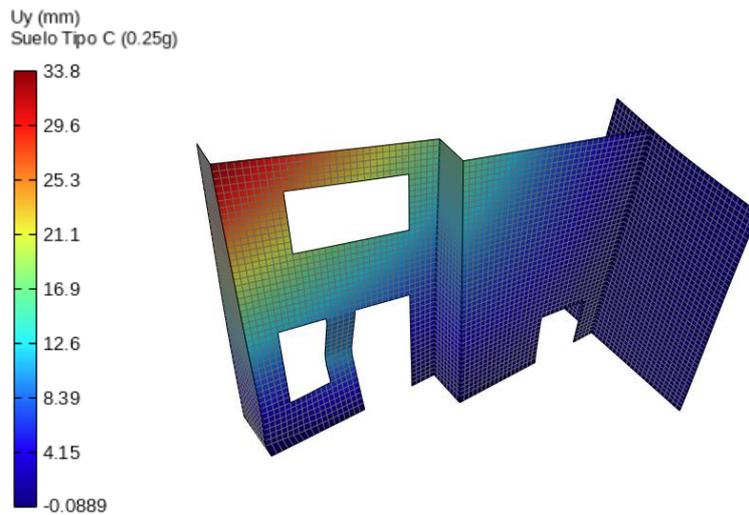
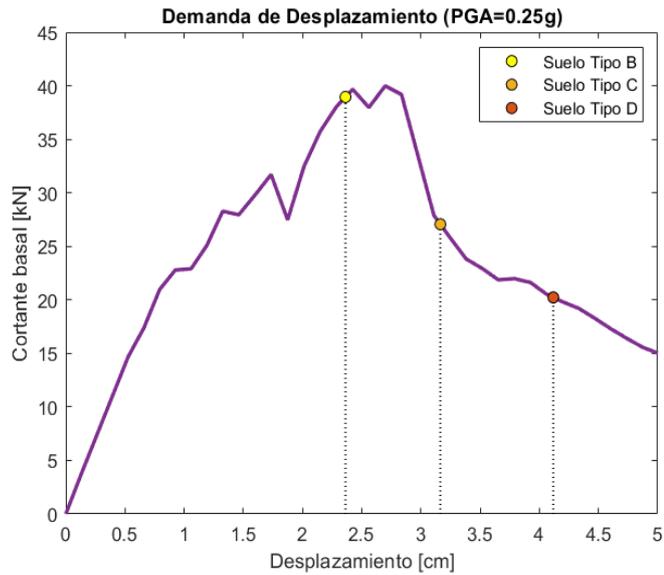
Ancho de grieta (mm)  
Suelo Tipo C (0.25g)



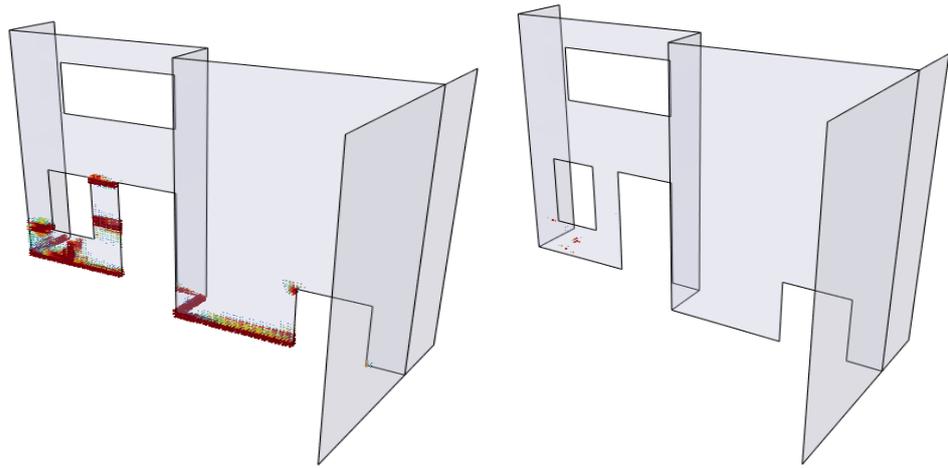
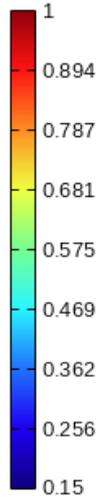
Nota: Cada resultado mostrado representa la máxima respuesta entre los perfiles de subsuelo B, C y D.

2. Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en Paraíso Tipología 3.

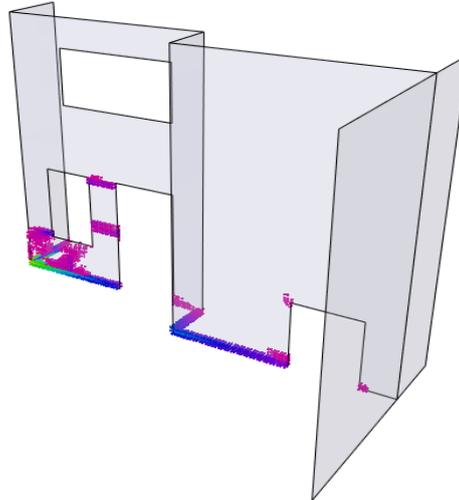
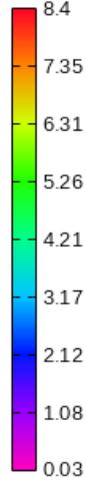
| No. Modo de Vibración | MPF ( $\gamma$ ) | Periodo | Masa   | Participación modal |
|-----------------------|------------------|---------|--------|---------------------|
|                       | [-]              | [s]     | [ton]  | [%]                 |
| 1                     | -1.905           | 0.128   | 7.796  | 44.026              |
| 5                     | 1.706            | 0.034   | 2.541  | 14.352              |
| 3                     | 1.079            | 0.058   | 1.701  | 9.604               |
| 4                     | -0.745           | 0.043   | 1.540  | 8.698               |
| 2                     | 0.609            | 0.082   | 0.572  | 3.231               |
| 15                    | -0.650           | 0.013   | 0.377  | 2.131               |
| <b>TOTAL</b>          |                  |         | 14.528 | 82.040              |



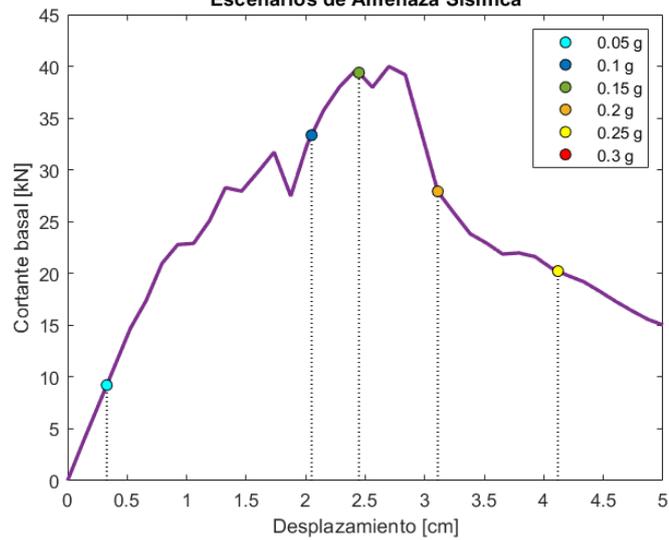
Daño  
Suelo Tipo C (0.25g)



Ancho de grieta (mm)  
Suelo Tipo C (0.25g)

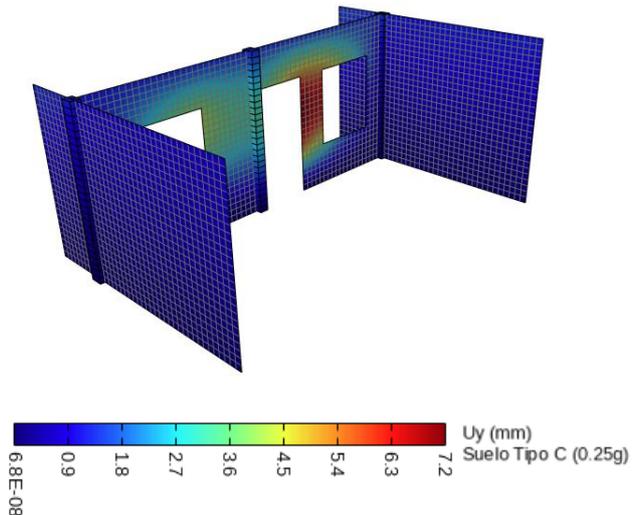
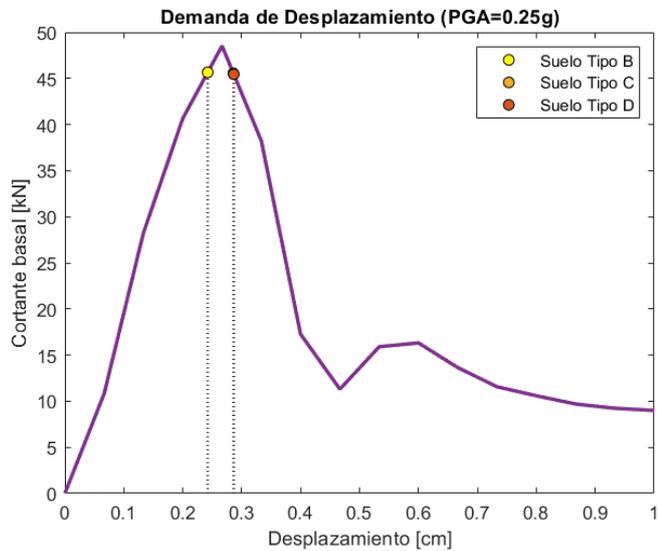


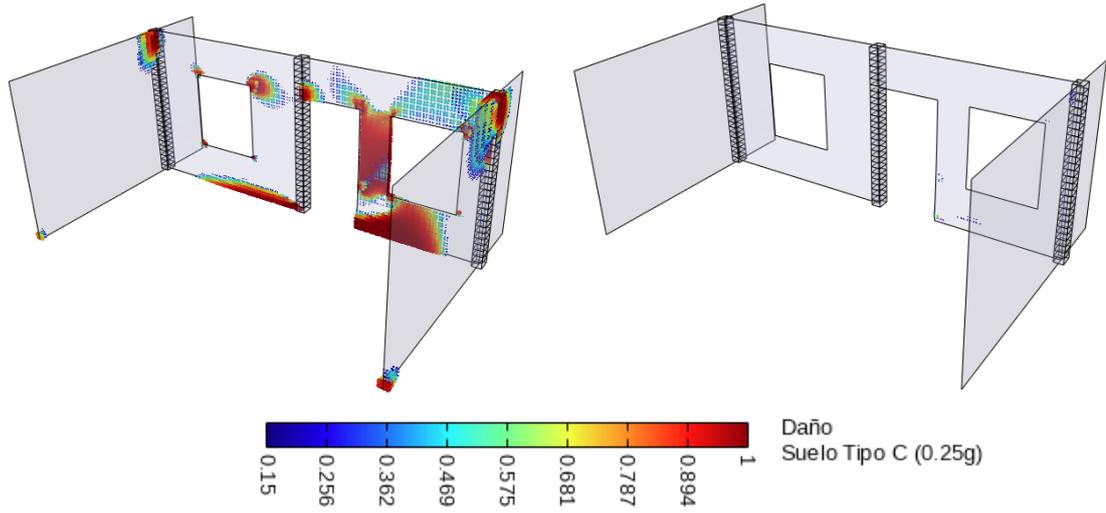
Escenarios de Amenaza Sismica



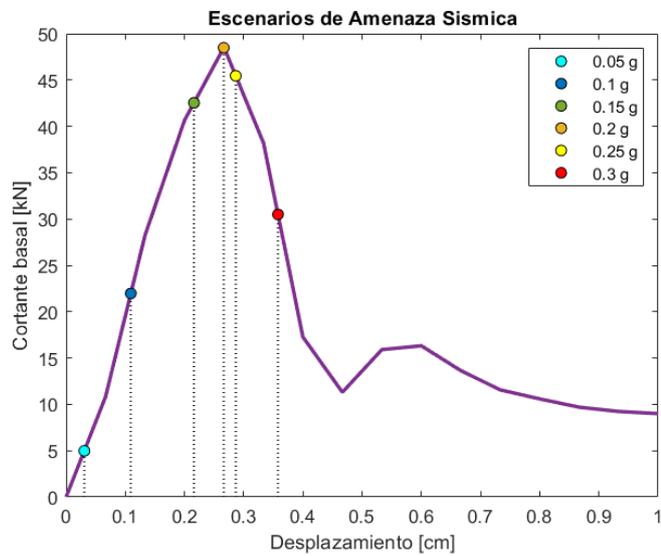
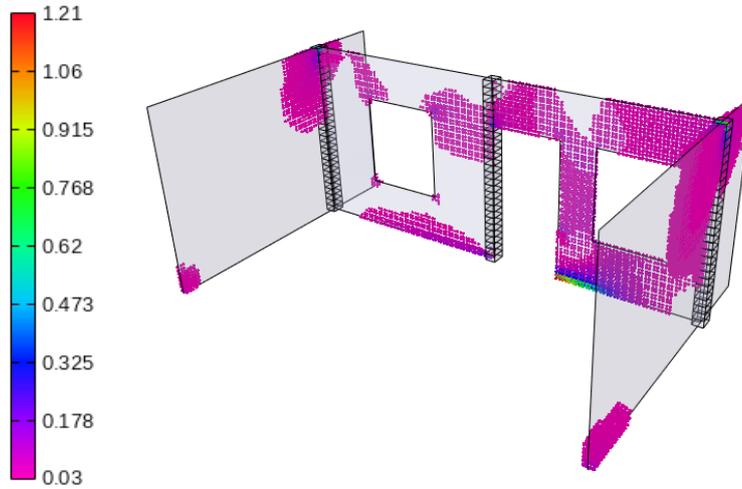
3. Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en Retamas Tipología 1

| No. Modo de Vibración | MPF ( $\gamma$ ) | Periodo | Masa         | Participación modal |
|-----------------------|------------------|---------|--------------|---------------------|
|                       | [-]              | [s]     | [ton]        | [%]                 |
| 1                     | -2.195           | 0.040   | 2.560        | 22.501              |
| 4                     | 2.127            | 0.019   | 2.282        | 20.062              |
| 8                     | -2.096           | 0.014   | 1.440        | 12.657              |
| 3                     | 1.931            | 0.023   | 1.071        | 9.415               |
| 7                     | -1.796           | 0.015   | 0.983        | 8.644               |
| 6                     | -1.352           | 0.016   | 0.416        | 3.659               |
| 13                    | 0.734            | 0.009   | 0.178        | 1.565               |
| 16                    | 0.351            | 0.007   | 0.081        | 0.714               |
| 14                    | 0.583            | 0.008   | 0.061        | 0.533               |
| 2                     | -0.356           | 0.033   | 0.048        | 0.422               |
| <b>TOTAL</b>          |                  |         | <b>9.121</b> | <b>80.173</b>       |



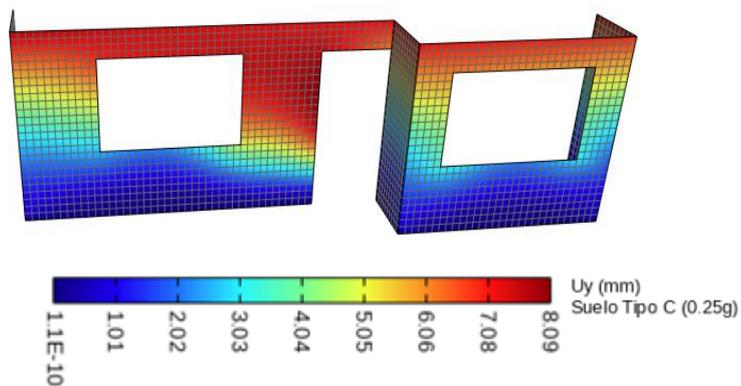
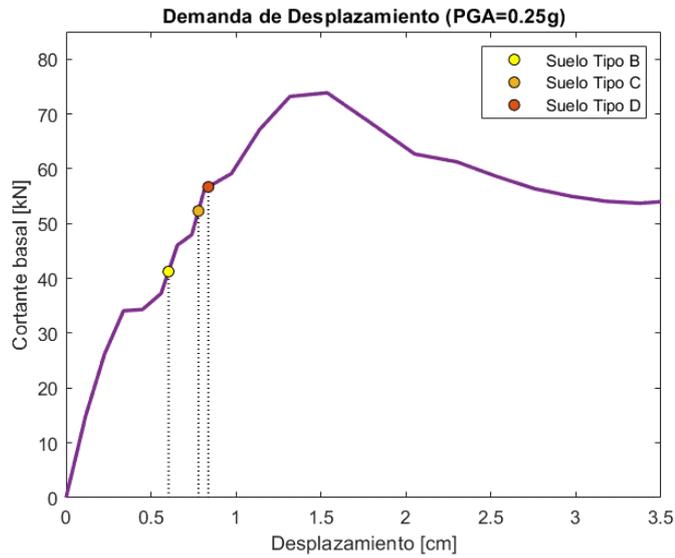


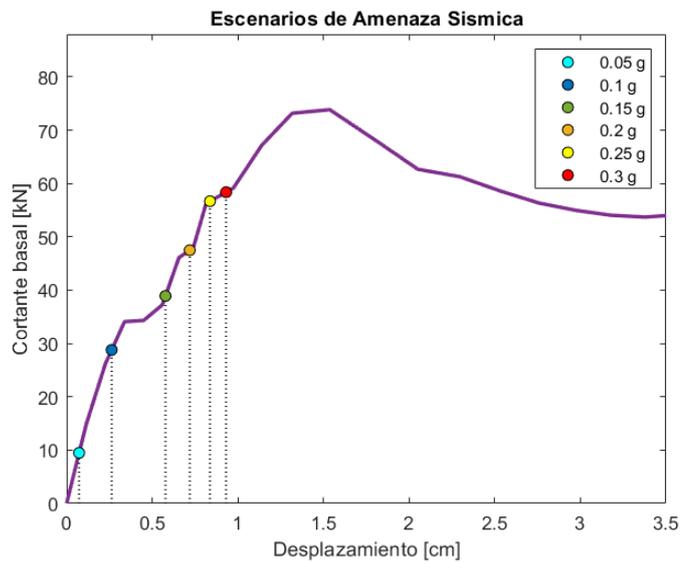
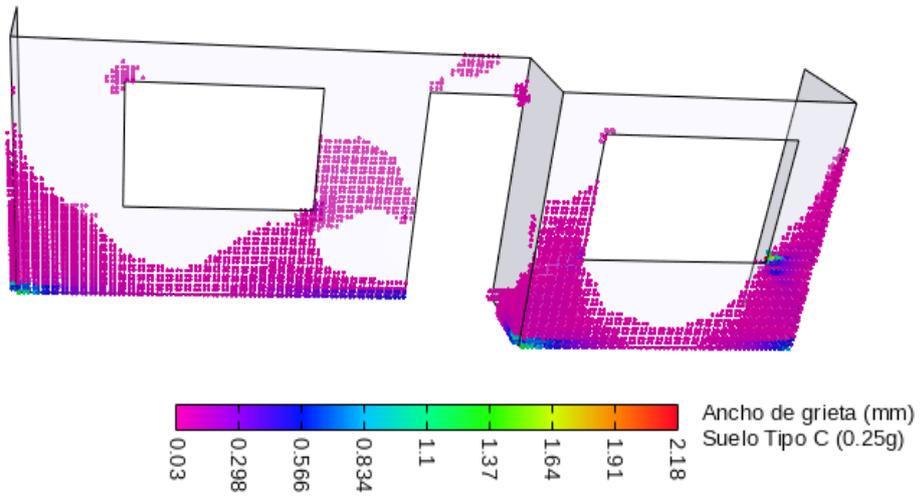
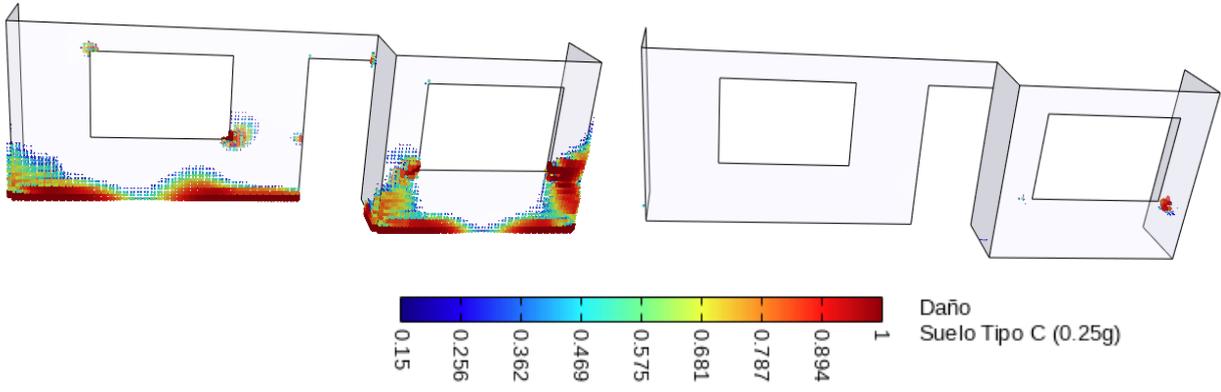
Ancho de grieta (mm)  
Suelo Tipo C (0.25g)



**4. Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en Tomebamba Tipología 1**

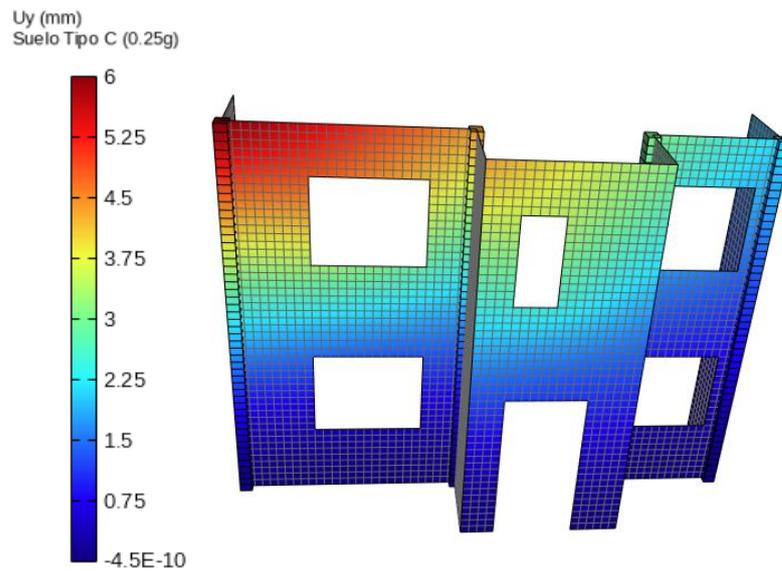
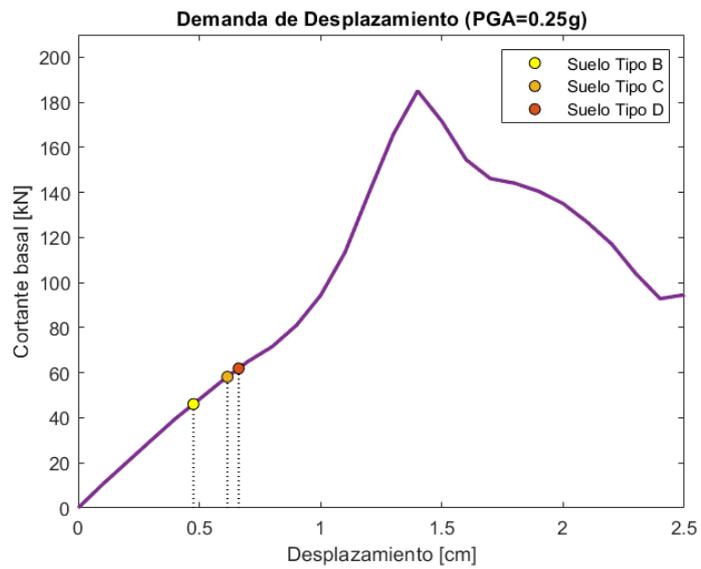
| No. Modo de Vibración | MPF ( $\gamma$ ) | Periodo | Masa  | Participación modal |
|-----------------------|------------------|---------|-------|---------------------|
|                       | [-]              | [s]     | [ton] | [%]                 |
| 1                     | -1.922           | 0.046   | 3.353 | 48.672              |
| 3                     | 0.974            | 0.034   | 0.803 | 11.661              |
| 5                     | -1.771           | 0.019   | 0.371 | 5.384               |
| 7                     | -1.004           | 0.016   | 0.226 | 3.273               |
| 2                     | -0.348           | 0.037   | 0.182 | 2.644               |
| 19                    | -0.748           | 0.007   | 0.161 | 2.341               |
| 4                     | -0.706           | 0.024   | 0.125 | 1.808               |
| 12                    | 0.524            | 0.011   | 0.100 | 1.450               |
| 10                    | -0.960           | 0.013   | 0.081 | 1.171               |
| 20                    | -0.493           | 0.007   | 0.073 | 1.054               |
| 15                    | 0.536            | 0.009   | 0.071 | 1.035               |
| <b>TOTAL</b>          |                  |         | 5.546 | 80.493              |



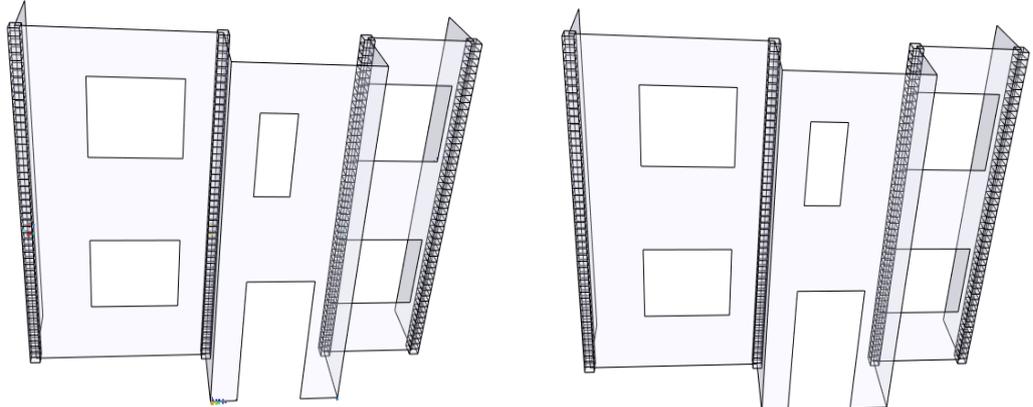
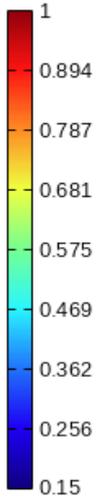


5. Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en Huayna-Cápac Tipología 1

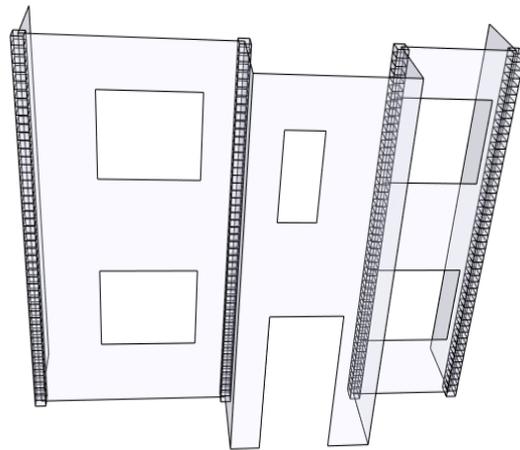
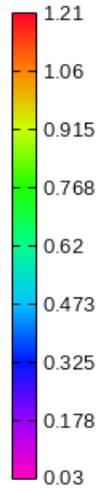
| No. Modo de Vibración | MPF ( $\gamma$ ) | Periodo | Masa   | Participación modal |
|-----------------------|------------------|---------|--------|---------------------|
|                       | [-]              | [s]     | [ton]  | [%]                 |
| 3                     | -1.287           | 0.100   | 5.072  | 29.475              |
| 1                     | 1.039            | 0.117   | 4.495  | 26.122              |
| 5                     | 0.798            | 0.027   | 3.674  | 21.350              |
| 4                     | -0.786           | 0.089   | 1.093  | 6.354               |
| <b>TOTAL</b>          |                  |         | 14.334 | 83.301              |



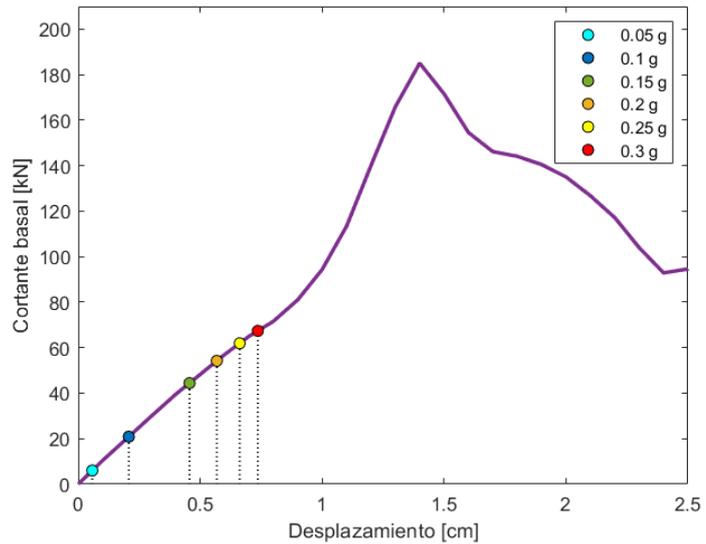
Daño  
Suelo Tipo C (0.25g)



Ancho de grieta (mm)  
Suelo Tipo C (0.25g)

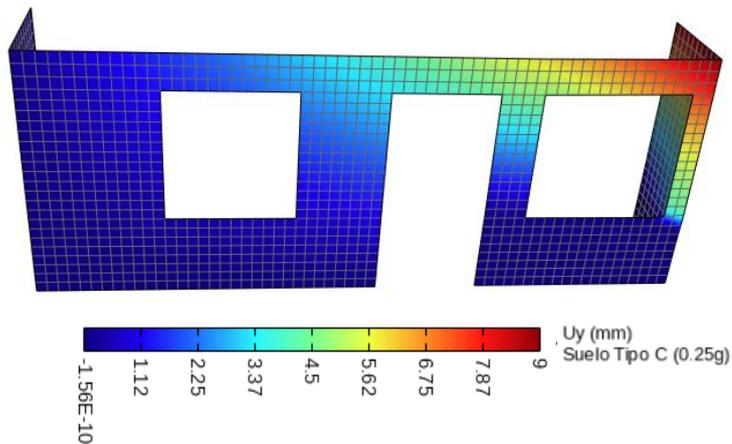
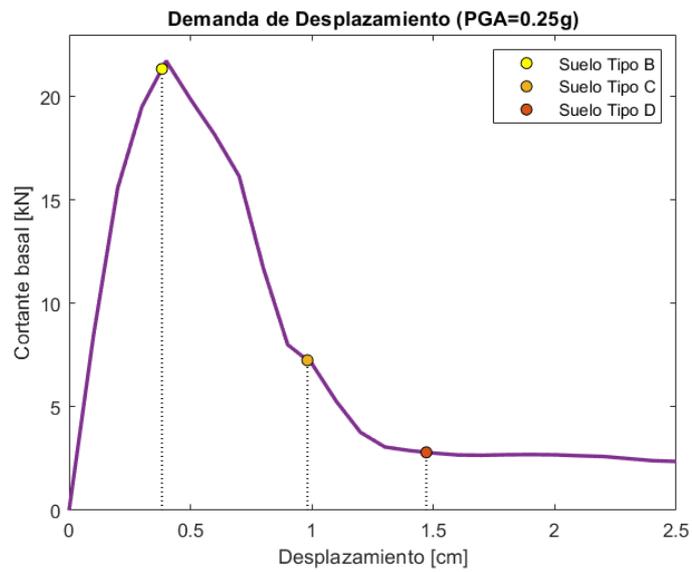


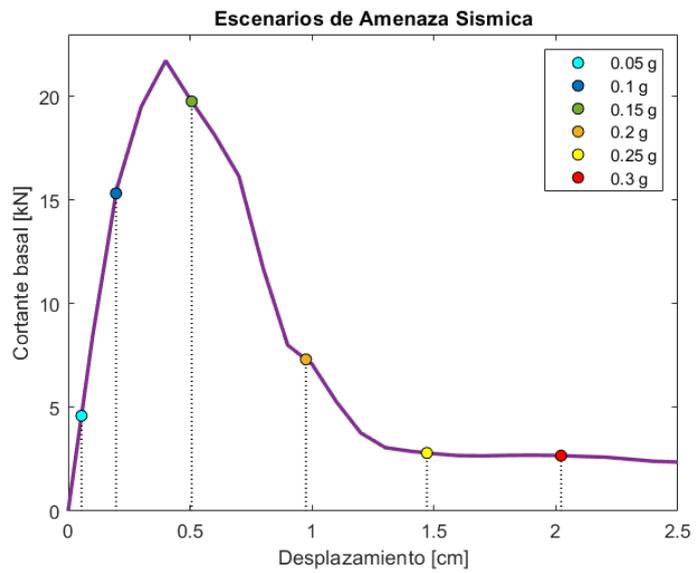
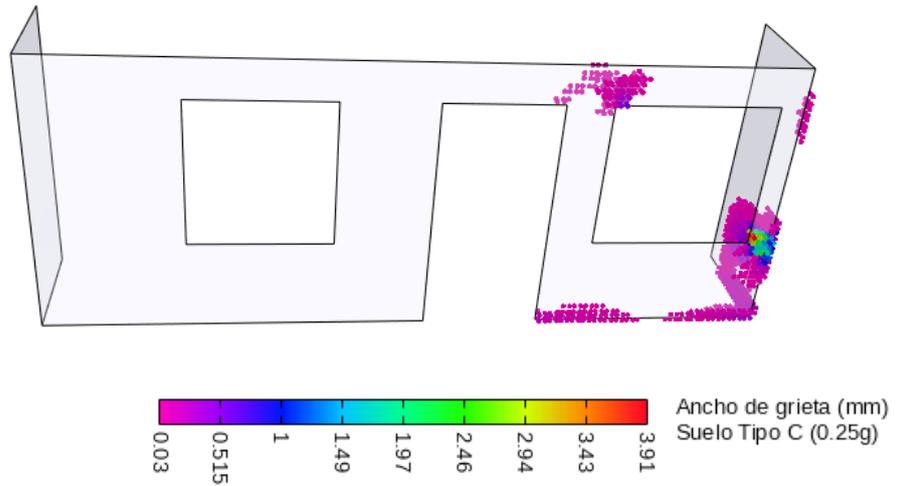
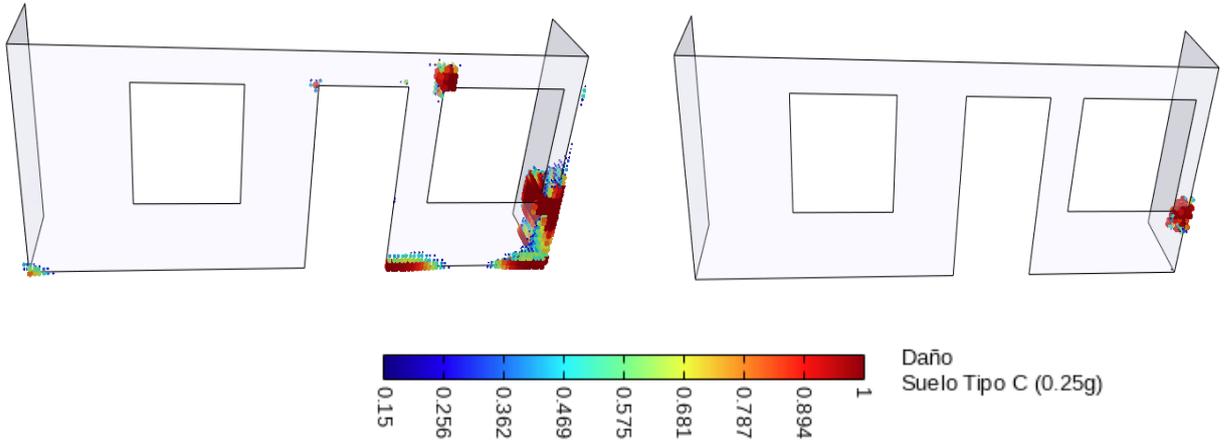
Escenarios de Amenaza Sismica



6. Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en Bosque de Monay Tipología 1

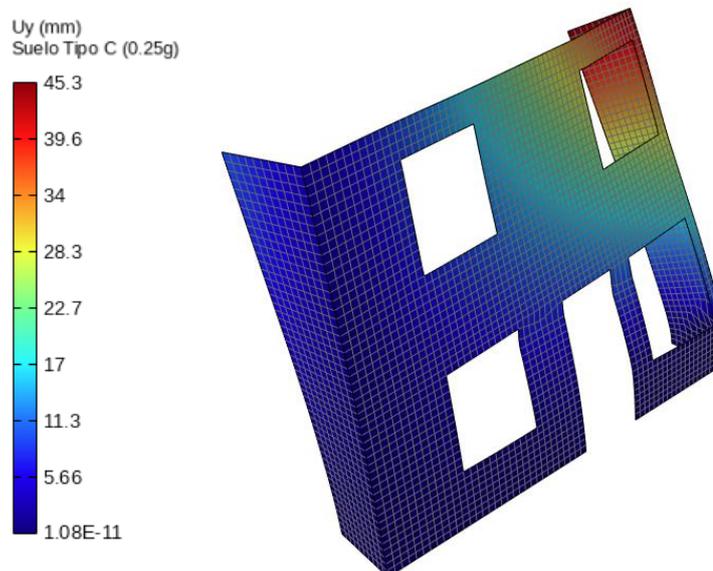
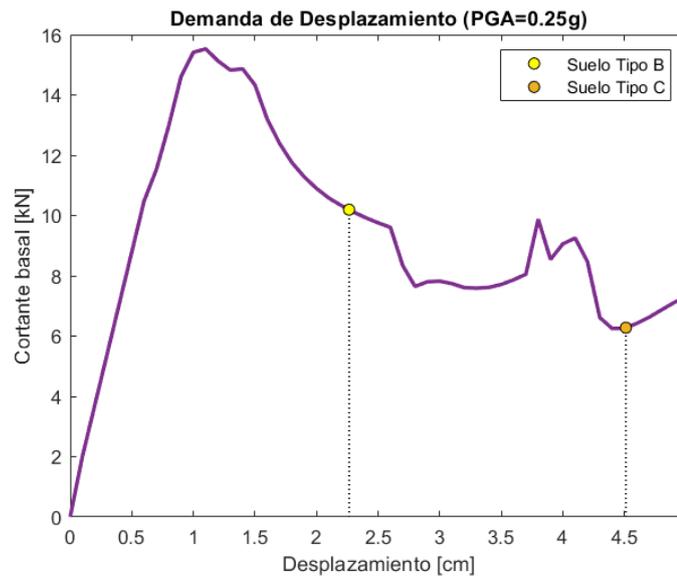
| No. Modo de Vibración | MPF ( $\gamma$ ) | Periodo | Masa  | Participación modal |
|-----------------------|------------------|---------|-------|---------------------|
|                       | [-]              | [s]     | [ton] | [%]                 |
| 1                     | 1.938            | 0.048   | 2.931 | 60.141              |
| 7                     | -1.066           | 0.014   | 0.248 | 5.097               |
| 6                     | -0.956           | 0.014   | 0.245 | 5.031               |
| 3                     | -0.689           | 0.033   | 0.167 | 3.421               |
| 16                    | 1.006            | 0.007   | 0.165 | 3.381               |
| 9                     | -0.683           | 0.012   | 0.124 | 2.553               |
| 12                    | -0.782           | 0.009   | 0.061 | 1.252               |
| <b>TOTAL</b>          |                  |         | 3.941 | 80.875              |



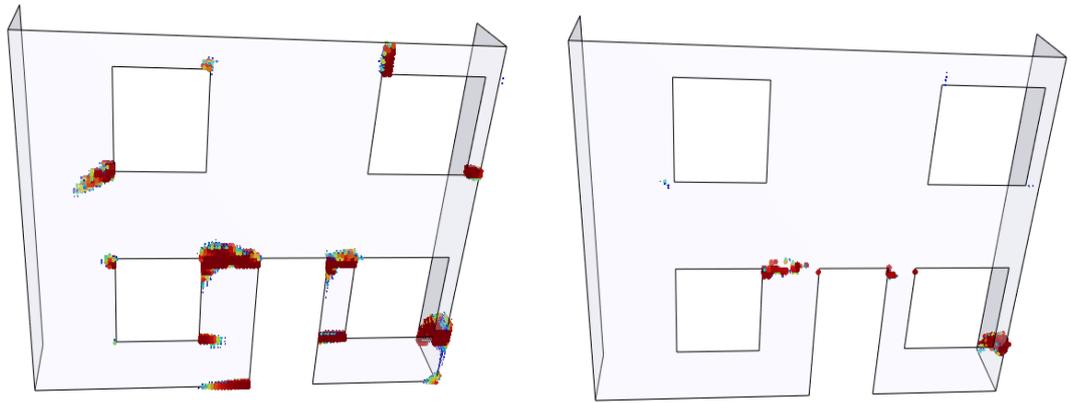
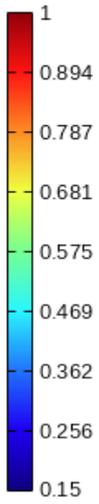


7. Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en Bosque de Monay Tipología 2

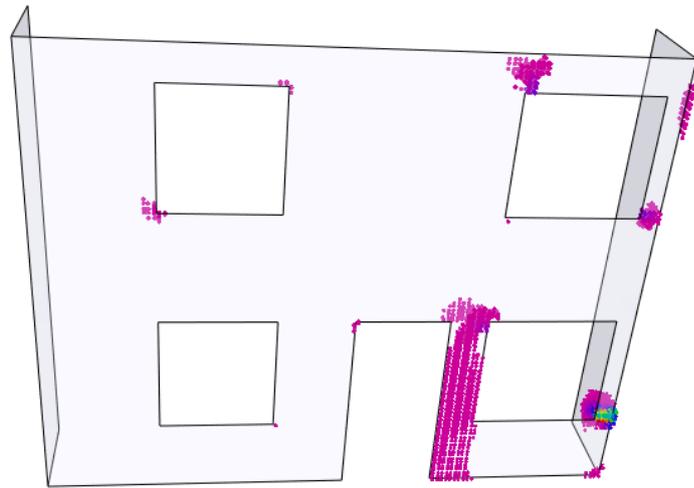
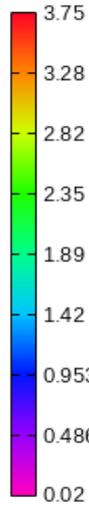
| No. Modo de Vibración | MPF ( $\gamma$ ) | Periodo | Masa  | Participación modal |
|-----------------------|------------------|---------|-------|---------------------|
|                       | [-]              | [s]     | [ton] | [%]                 |
| 1                     | 1.717            | 0.158   | 6.789 | 62.464              |
| 5                     | 0.989            | 0.034   | 1.665 | 15.317              |
| 3                     | 0.490            | 0.049   | 0.314 | 2.889               |
| <b>TOTAL</b>          |                  |         | 8.768 | 80.670              |



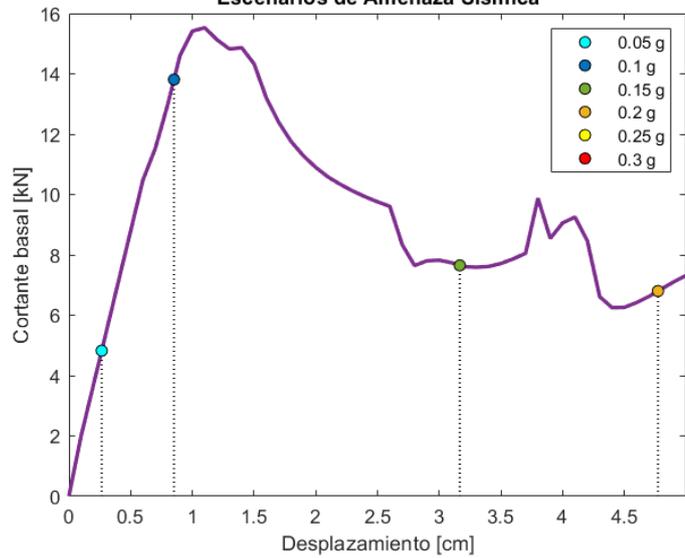
Daño  
Suelo Tipo C (0.25g)



Ancho de grieta (mm)  
Suelo Tipo C (0.25g)

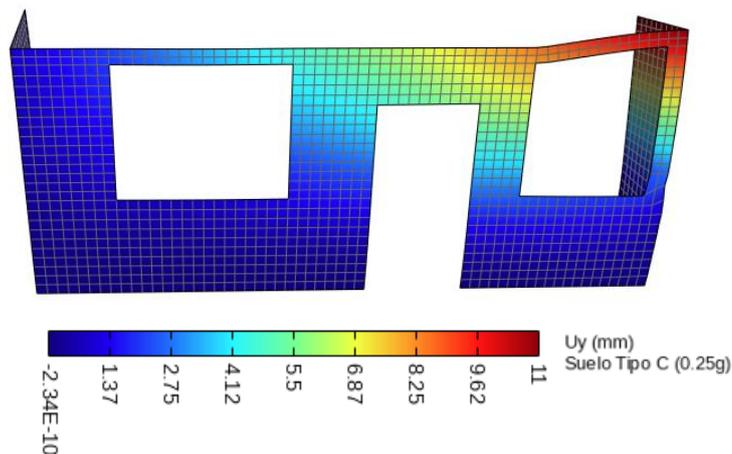
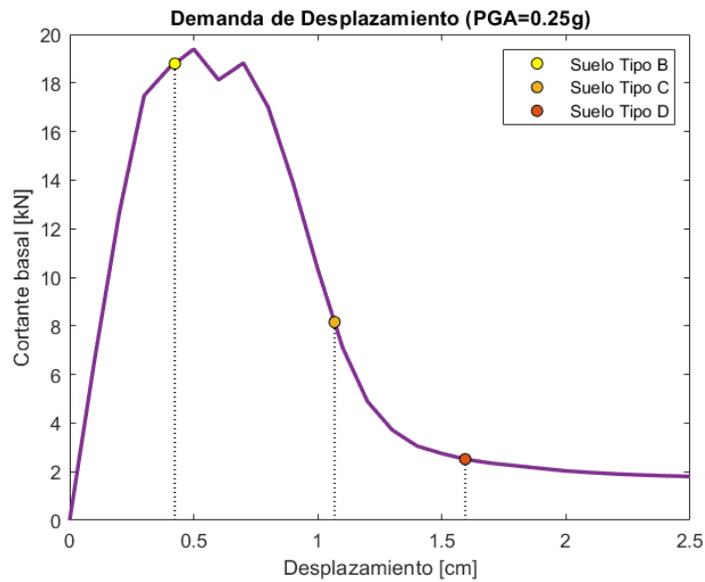


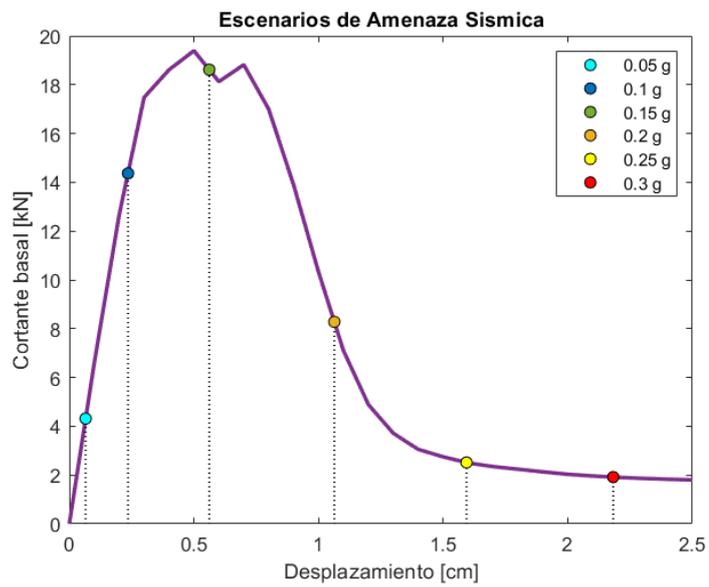
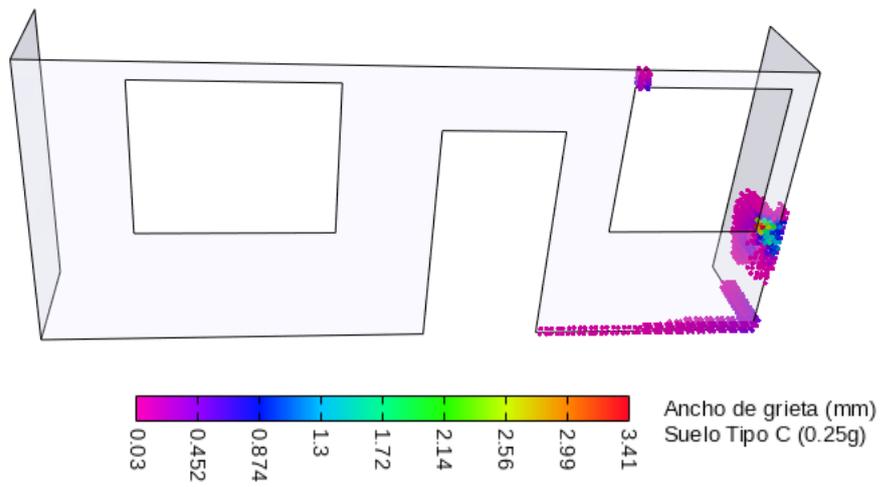
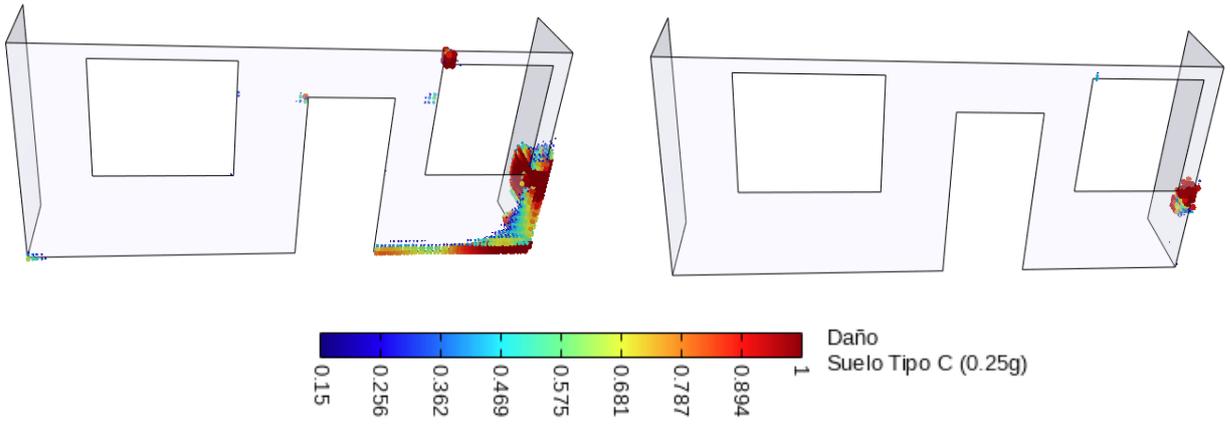
Escenarios de Amenaza Sismica



**8. Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en Eucaliptos Tipología 1**

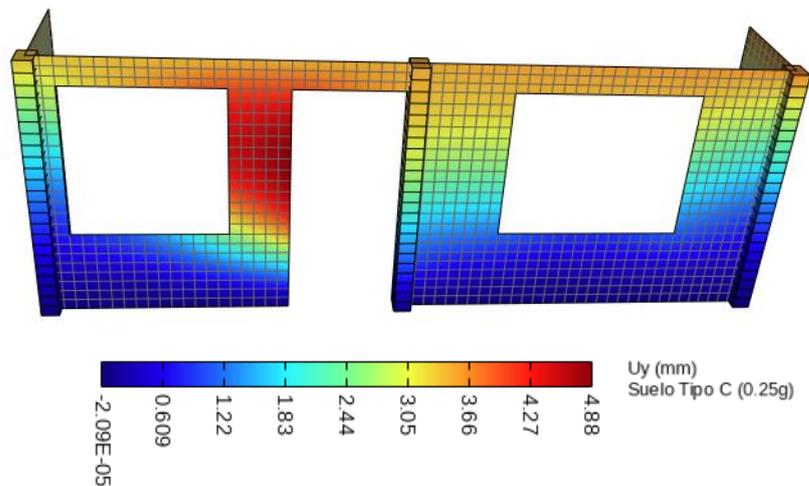
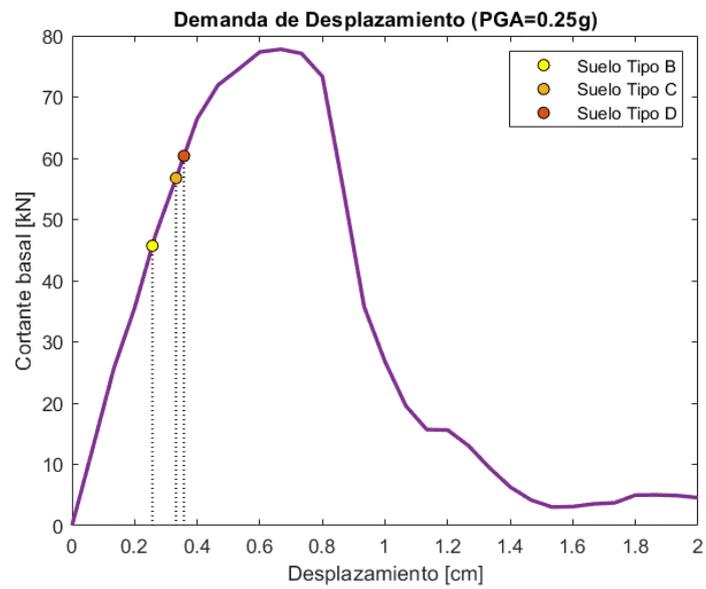
| No. Modo de Vibración | MPF ( $\gamma$ ) | Periodo | Masa         | Participación modal |
|-----------------------|------------------|---------|--------------|---------------------|
|                       | [-]              | [s]     | [ton]        | [%]                 |
| 1                     | 1.974            | 0.051   | 2.733        | 54.664              |
| 3                     | -0.724           | 0.034   | 0.333        | 6.660               |
| 5                     | 1.218            | 0.023   | 0.285        | 5.705               |
| 6                     | 0.996            | 0.017   | 0.227        | 4.533               |
| 12                    | -0.835           | 0.009   | 0.199        | 3.985               |
| 17                    | -0.774           | 0.007   | 0.149        | 2.989               |
| 19                    | 0.933            | 0.006   | 0.147        | 2.943               |
| <b>TOTAL</b>          |                  |         | <b>4.073</b> | <b>81.480</b>       |

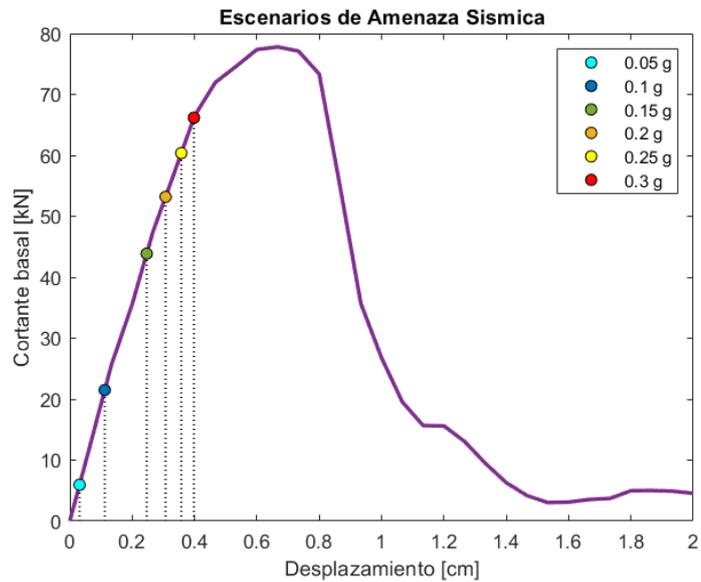
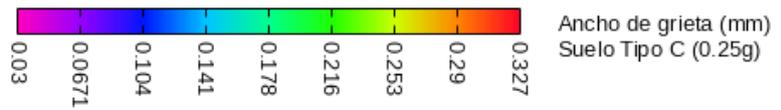
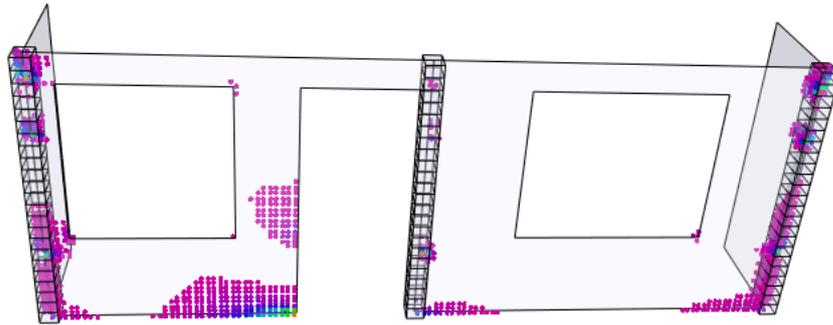
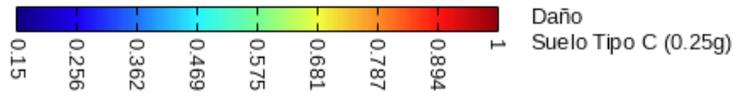
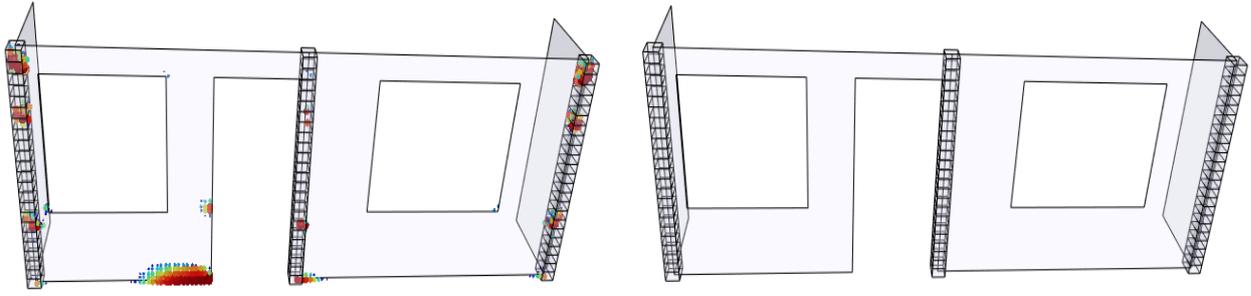




9. Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en Patamarca Tipología 1

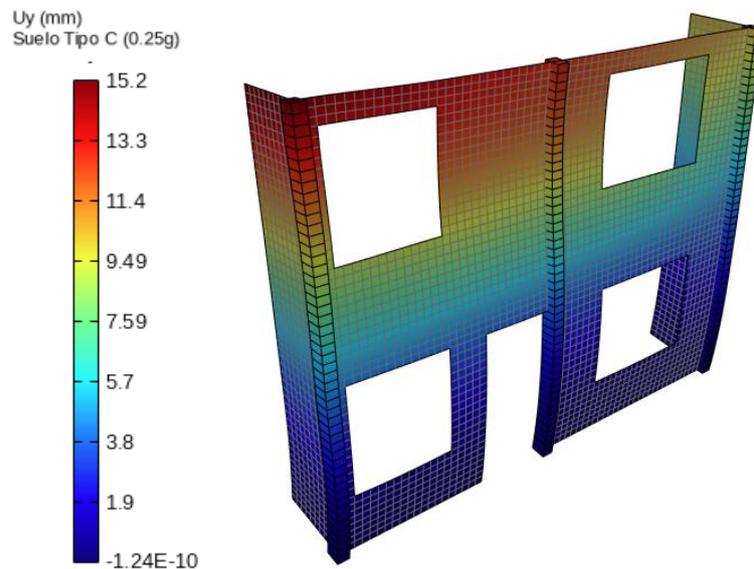
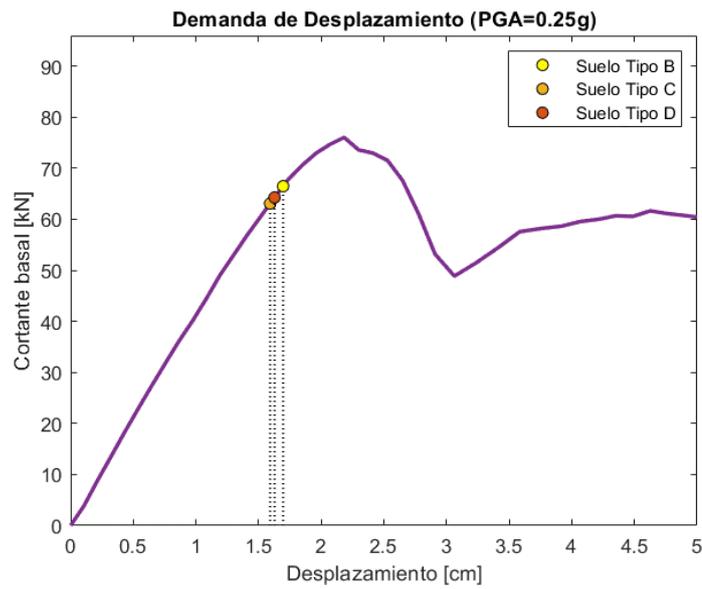
| No. Modo de Vibración | MPF ( $\gamma$ ) | Periodo | Masa         | Participación modal |
|-----------------------|------------------|---------|--------------|---------------------|
|                       | [-]              | [s]     | [ton]        | [%]                 |
| 1                     | -2.561           | 0.036   | 2.789        | 57.027              |
| 2                     | -0.938           | 0.031   | 0.360        | 7.370               |
| 8                     | -1.292           | 0.011   | 0.283        | 5.786               |
| 6                     | 0.854            | 0.013   | 0.138        | 2.832               |
| 5                     | -0.962           | 0.016   | 0.127        | 2.602               |
| 16                    | -1.020           | 0.006   | 0.100        | 2.043               |
| 11                    | -0.902           | 0.009   | 0.099        | 2.027               |
| 13                    | 0.792            | 0.007   | 0.094        | 1.928               |
| <b>TOTAL</b>          |                  |         | <b>3.991</b> | <b>81.615</b>       |



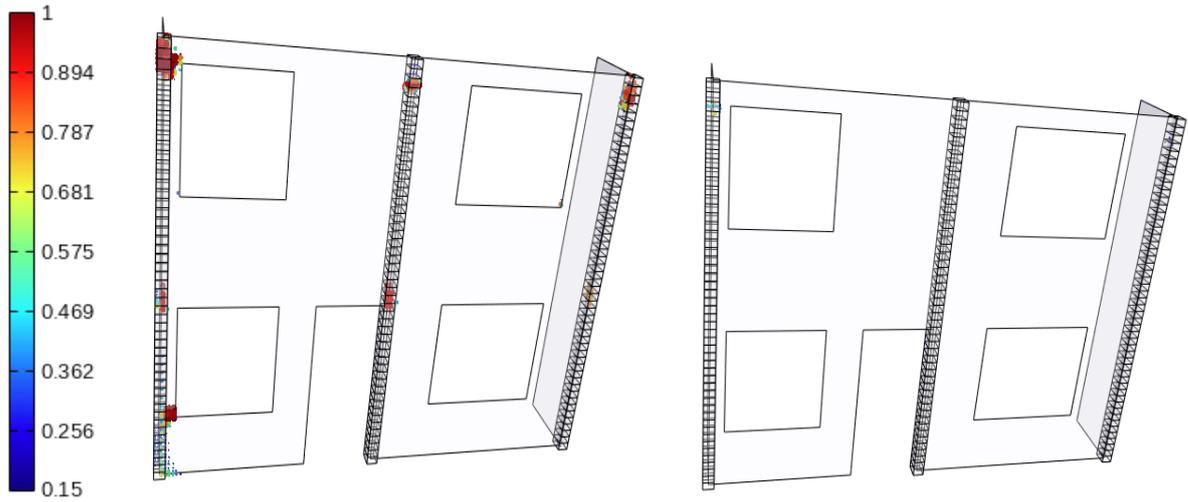


**10. Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en Patamarca Tipología 2**

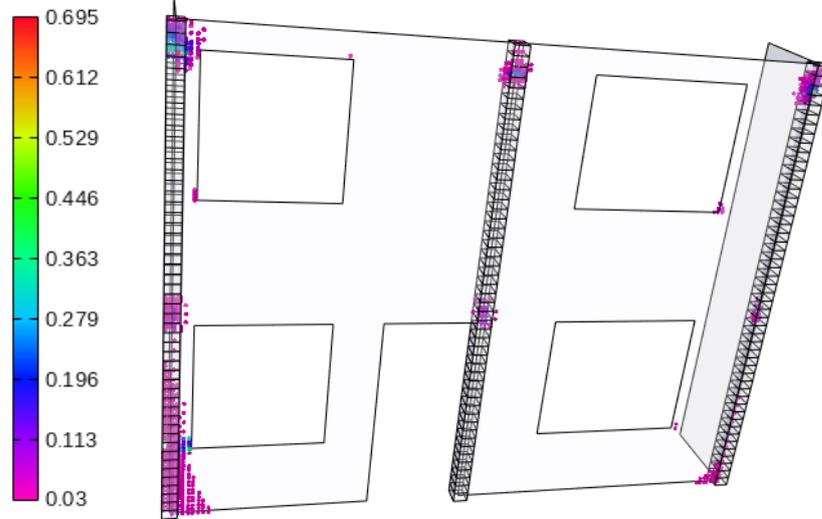
| No. Modo de Vibración | MPF ( $\gamma$ ) | Periodo | Masa  | Participación modal |
|-----------------------|------------------|---------|-------|---------------------|
|                       | [-]              | [s]     | [ton] | [%]                 |
| 1                     | 1.468            | 0.132   | 7.563 | 66.574              |
| 5                     | -0.914           | 0.029   | 1.393 | 12.266              |
| 3                     | 0.775            | 0.037   | 0.306 | 2.690               |
| <b>TOTAL</b>          |                  |         | 9.261 | 81.529              |



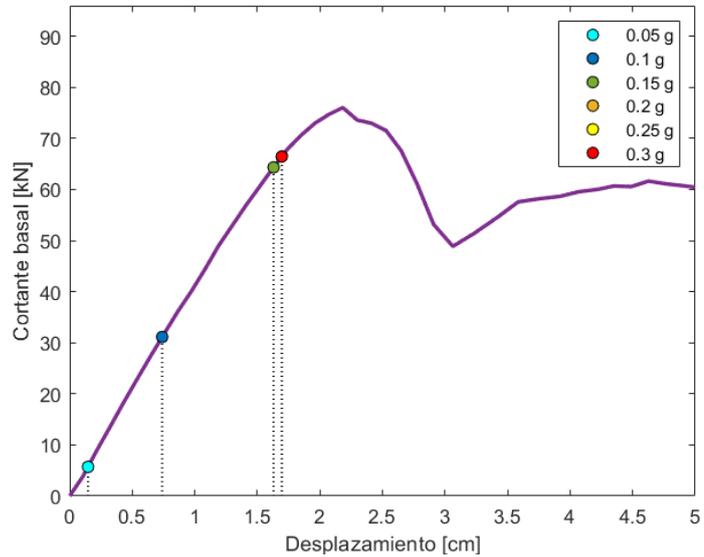
Daño  
Suelo Tipo C (0.25g)



Ancho de grieta (mm)  
Suelo Tipo C (0.25g)

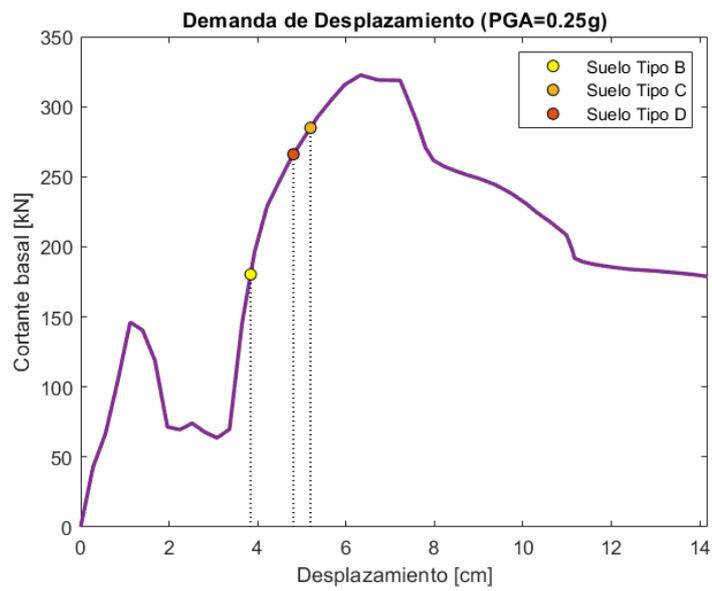


Escenarios de Amenaza Sismica

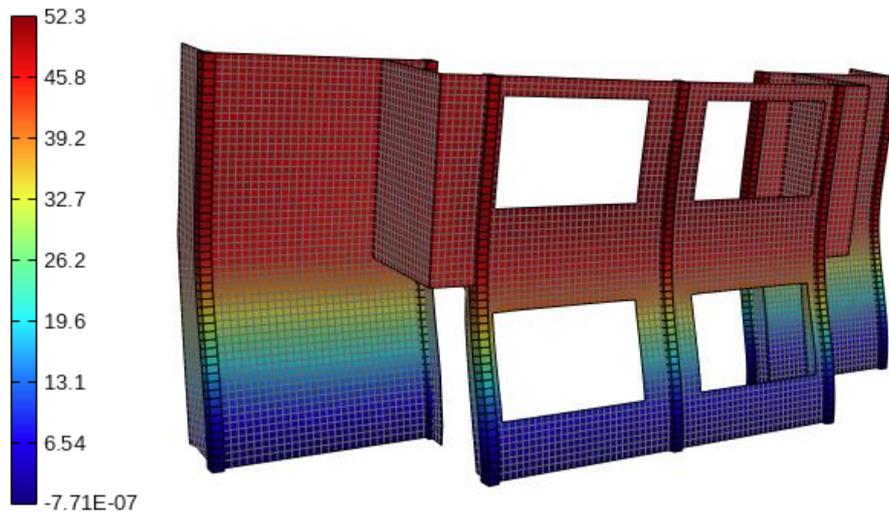


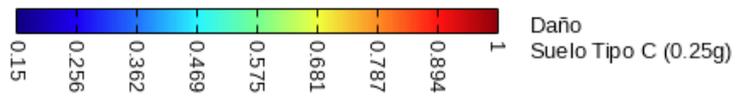
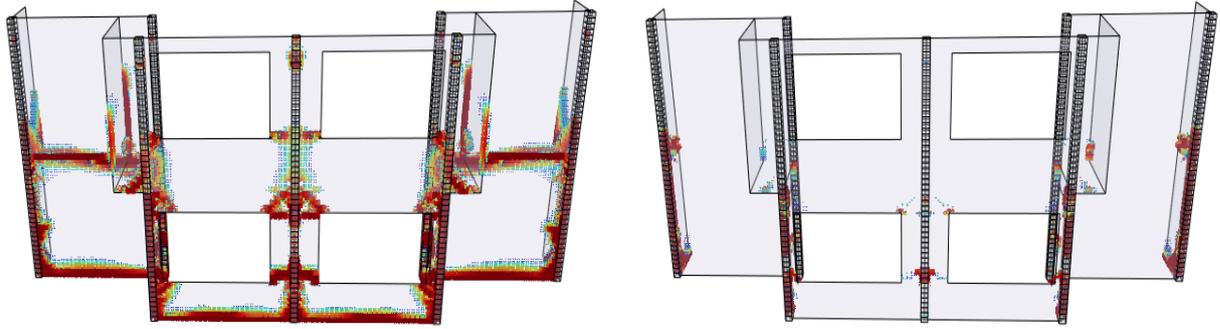
**11. Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en Tarqui Tipología 1**

| No. Modo de Vibración | MPF ( $\gamma$ ) | Periodo | Masa   | Participación modal |
|-----------------------|------------------|---------|--------|---------------------|
|                       | [-]              | [s]     | [ton]  | [%]                 |
| 1                     | -1.395           | 0.109   | 25.035 | 79.261              |
| 5                     | -0.992           | 0.032   | 2.219  | 7.027               |
| <b>TOTAL</b>          |                  |         | 27.254 | 86.288              |

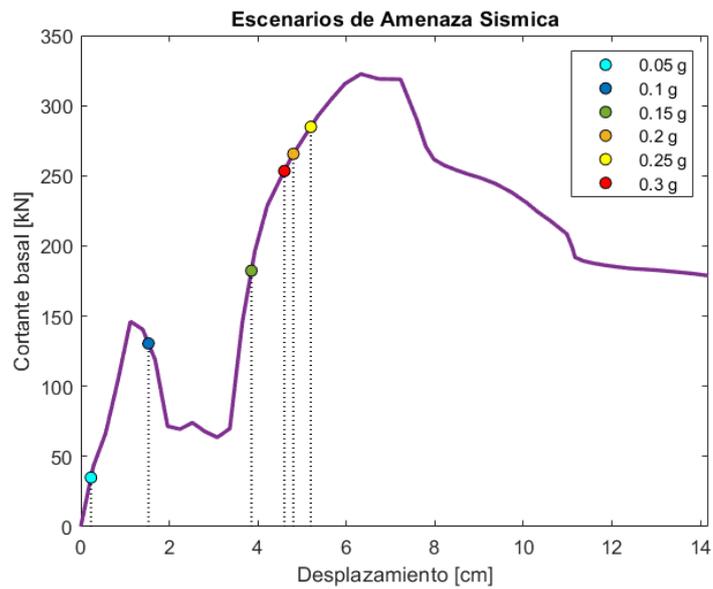
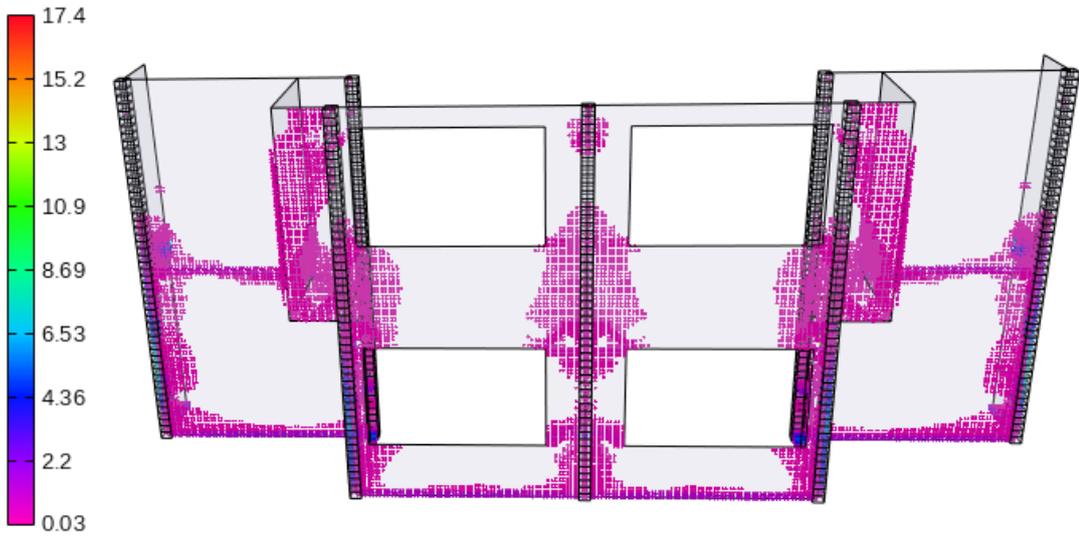


Uy (mm)  
Suelo Tipo C (0.25g)



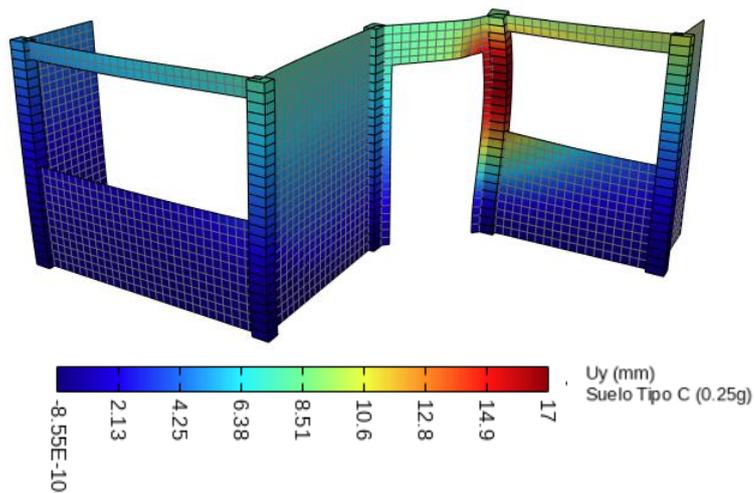
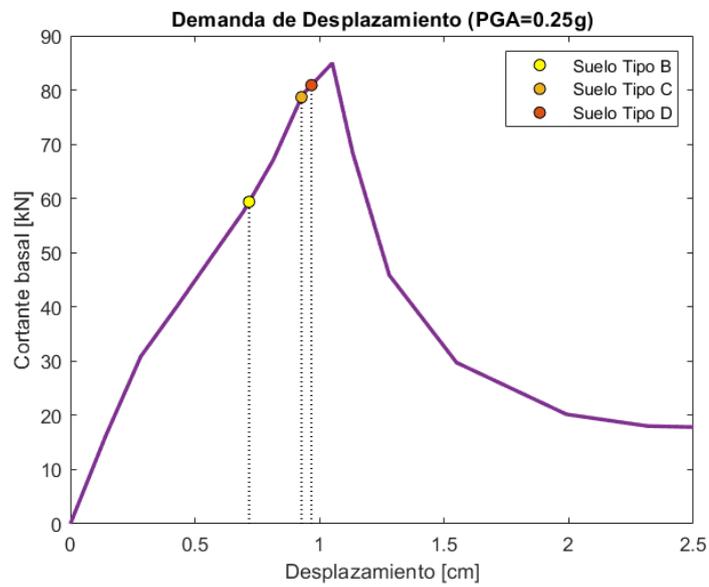


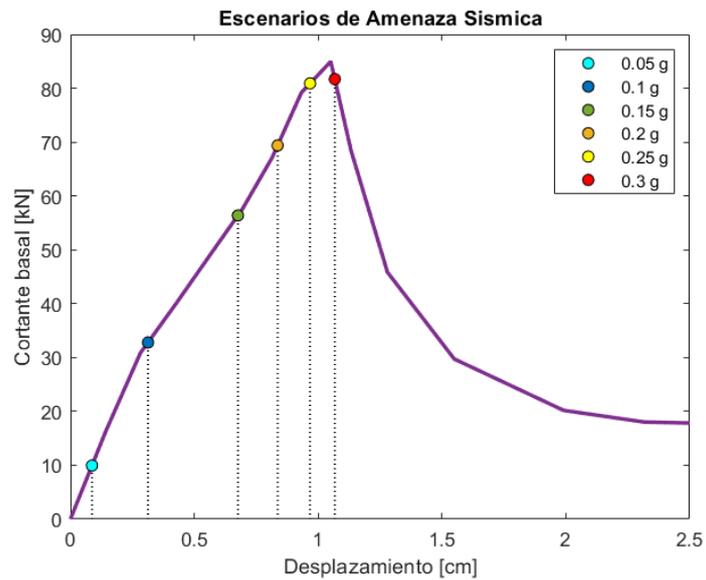
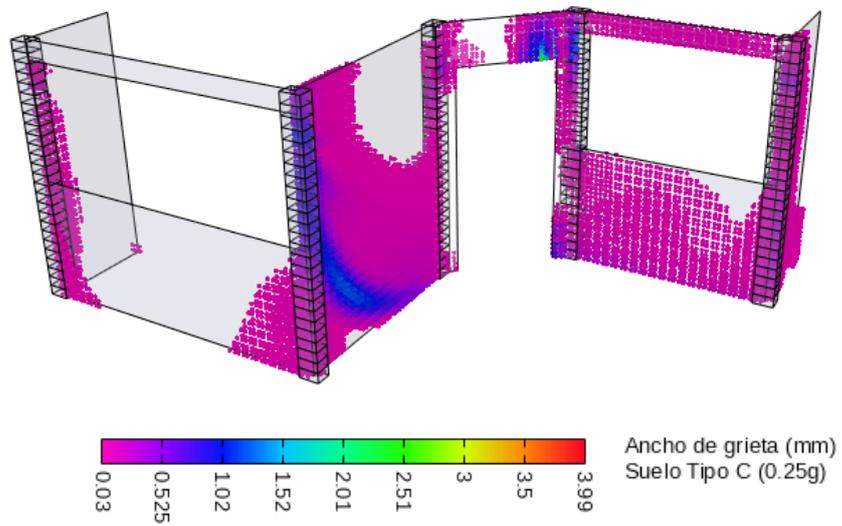
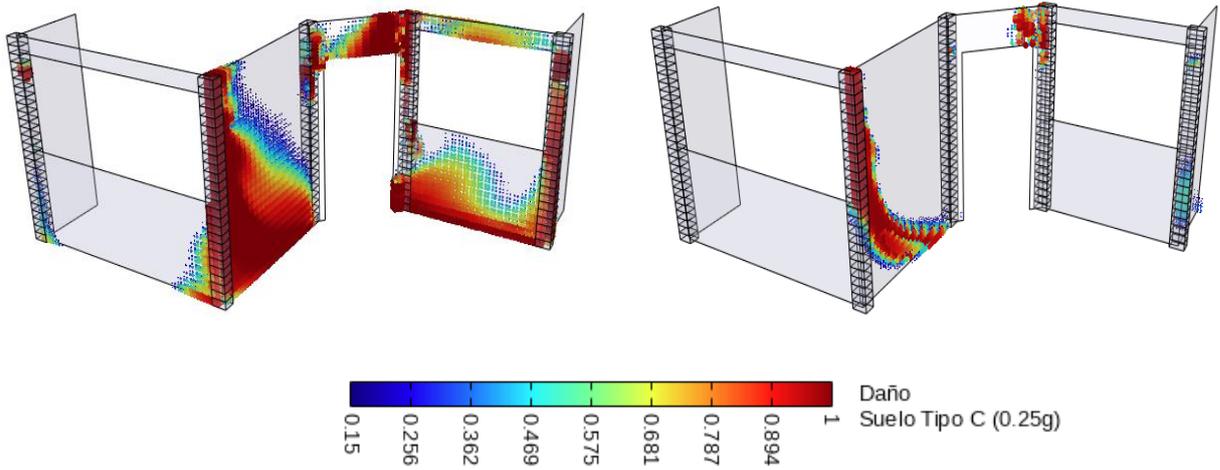
Ancho de grieta (mm)  
Suelo Tipo C (0.25g)



**12. Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en Los Cerezos Tipología 1**

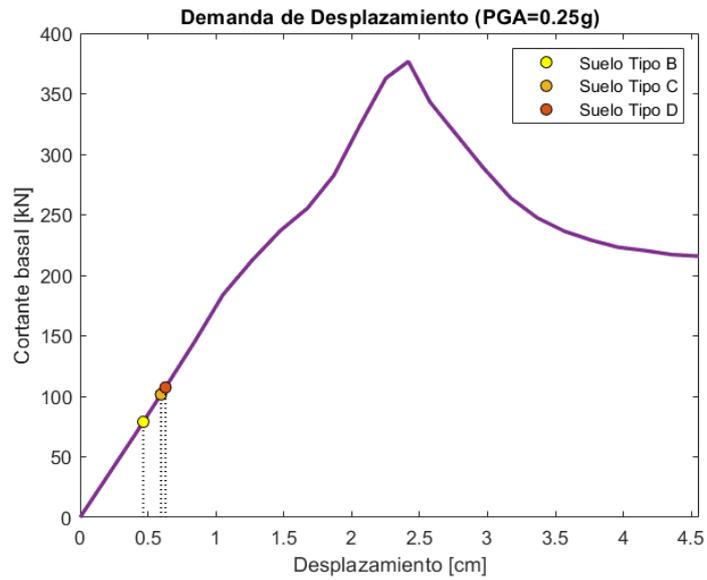
| No. Modo de Vibración | MPF ( $\gamma$ ) | Periodo | Masa         | Participación modal |
|-----------------------|------------------|---------|--------------|---------------------|
|                       | [-]              | [s]     | [ton]        | [%]                 |
| 3                     | -2.442           | 0.026   | 3.205        | 38.980              |
| 2                     | -3.251           | 0.029   | 1.675        | 20.368              |
| 4                     | -1.556           | 0.021   | 0.667        | 8.114               |
| 16                    | 1.790            | 0.006   | 0.427        | 5.196               |
| 5                     | -1.010           | 0.016   | 0.234        | 2.848               |
| 13                    | -1.108           | 0.007   | 0.188        | 2.285               |
| 9                     | 0.755            | 0.009   | 0.166        | 2.014               |
| 10                    | 0.594            | 0.009   | 0.142        | 1.728               |
| <b>TOTAL</b>          |                  |         | <b>6.704</b> | <b>81.533</b>       |



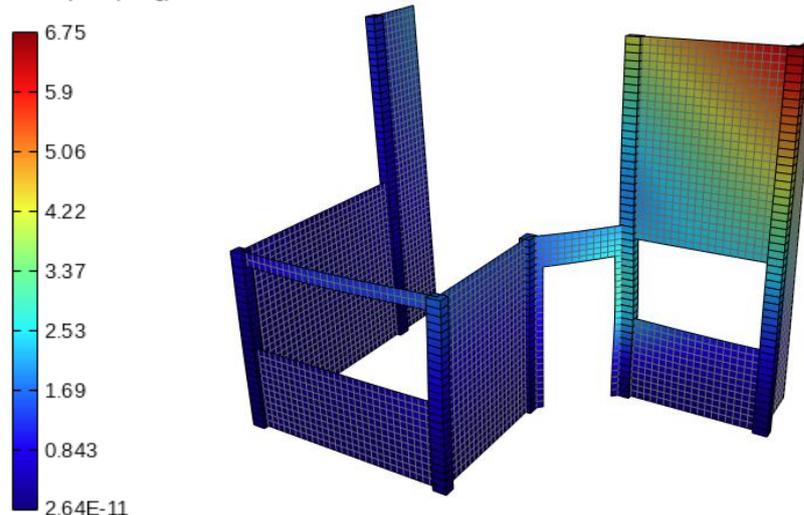


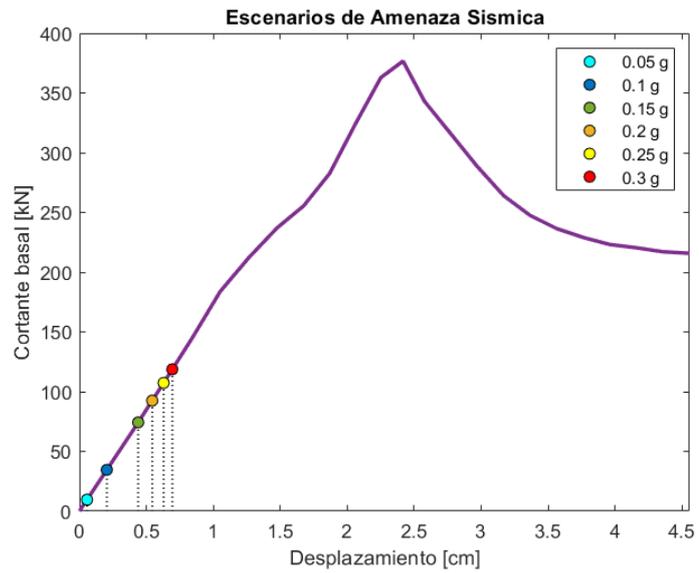
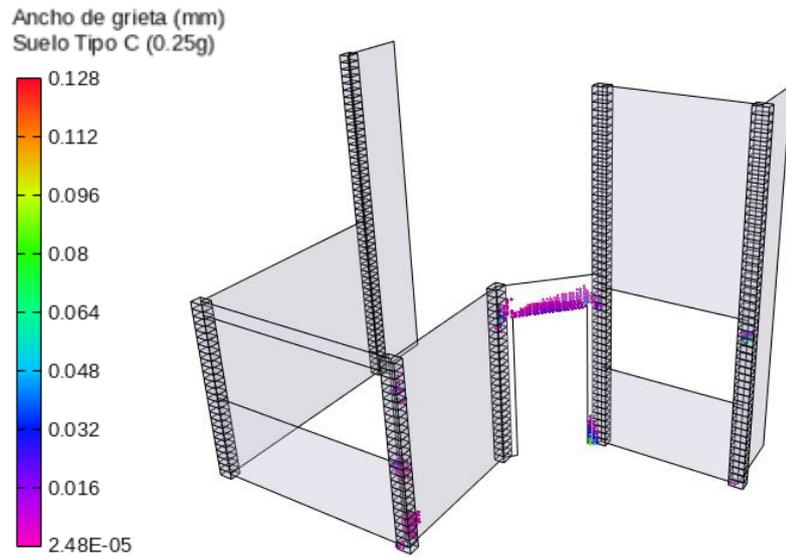
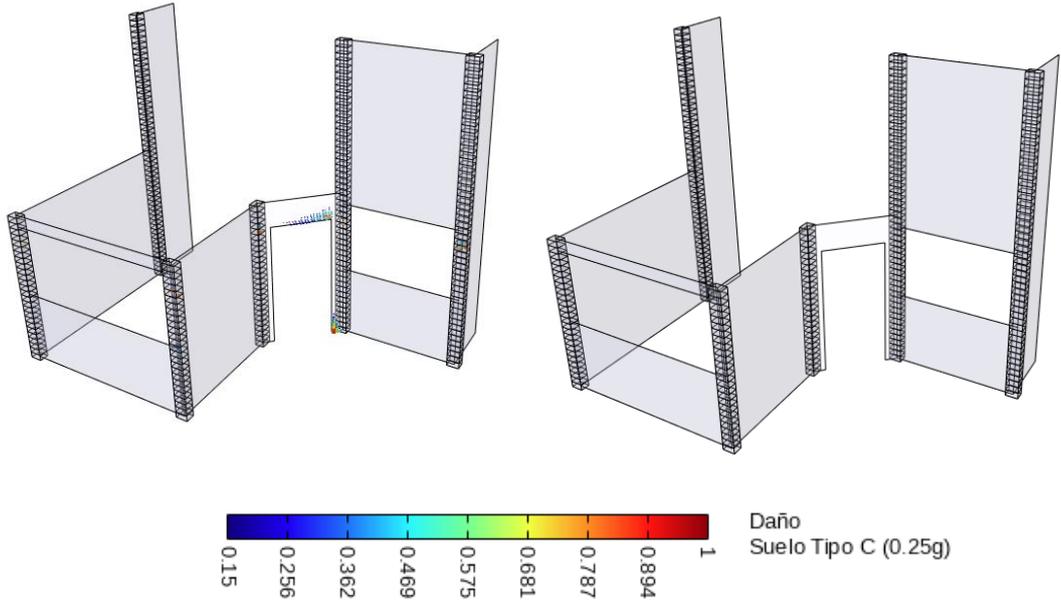
13. Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en Los Cerezos Tipología 2

| No. Modo de Vibración | MPF ( $\gamma$ ) | Periodo | Masa   | Participación modal |
|-----------------------|------------------|---------|--------|---------------------|
|                       | [-]              | [s]     | [ton]  | [%]                 |
| 1                     | -1.977           | 0.090   | 4.728  | 27.599              |
| 5                     | -1.448           | 0.027   | 3.680  | 21.483              |
| 8                     | -1.001           | 0.016   | 2.055  | 11.998              |
| 2                     | 1.690            | 0.039   | 1.240  | 7.239               |
| 4                     | 2.667            | 0.029   | 1.085  | 6.334               |
| 3                     | 1.280            | 0.031   | 0.923  | 5.389               |
| <b>TOTAL</b>          |                  |         | 13.713 | 80.042              |



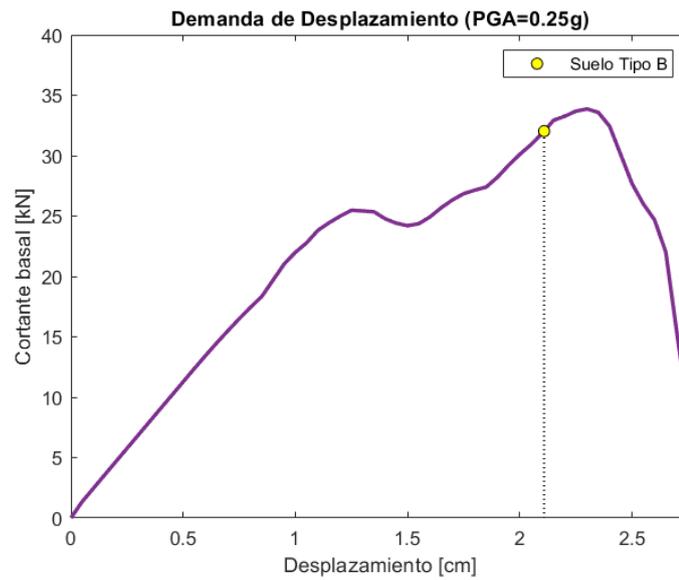
Uy (mm)  
Suelo Tipo C (0.25g)



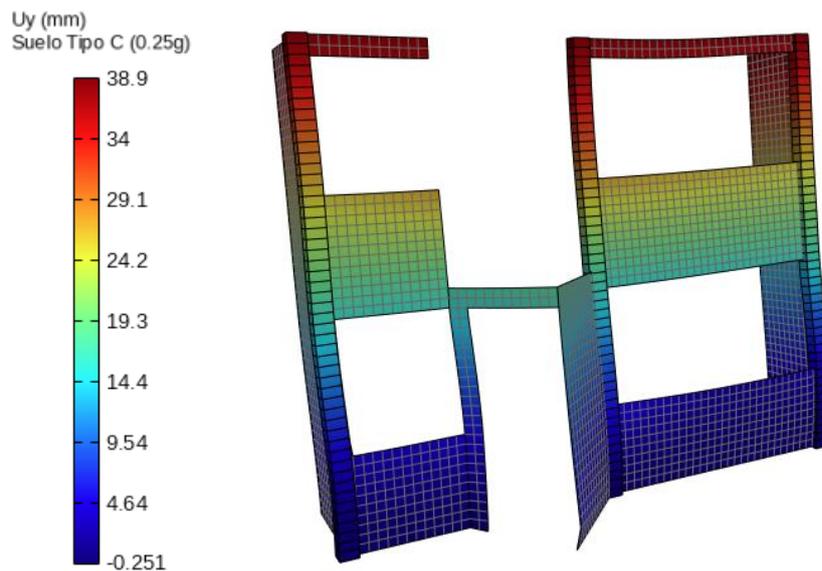


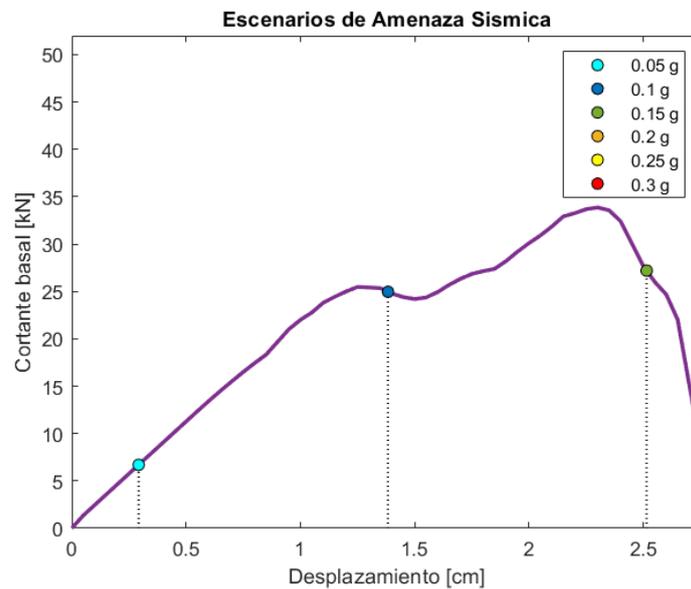
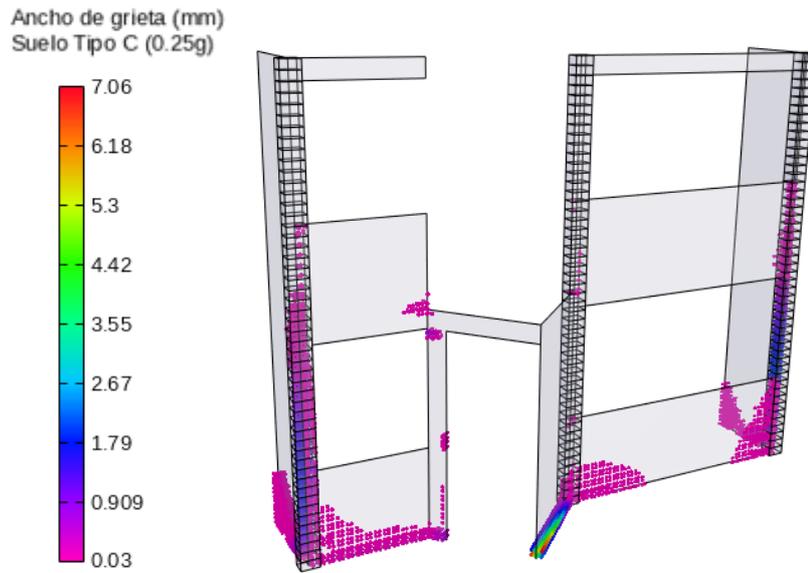
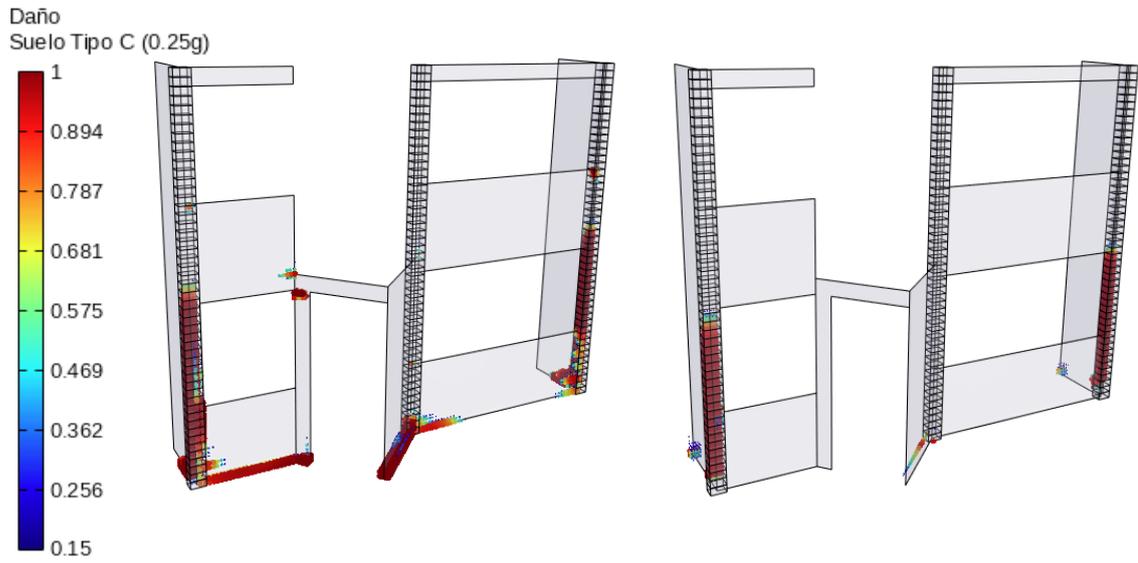
**14. Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en Los Nogales Tipología 1**

| No. Modo de Vibración | MPF ( $\gamma$ ) | Periodo | Masa          | Participación modal |
|-----------------------|------------------|---------|---------------|---------------------|
|                       | [-]              | [s]     | [ton]         | [%]                 |
| 1                     | 1.507            | 0.177   | 10.036        | 62.156              |
| 3                     | -1.943           | 0.044   | 1.738         | 10.767              |
| 4                     | -1.958           | 0.035   | 1.609         | 9.967               |
| <b>TOTAL</b>          |                  |         | <b>13.384</b> | <b>82.889</b>       |



Nota: Las demandas sísmicas de los suelos C y D superan la capacidad alcanzada en el análisis pushover

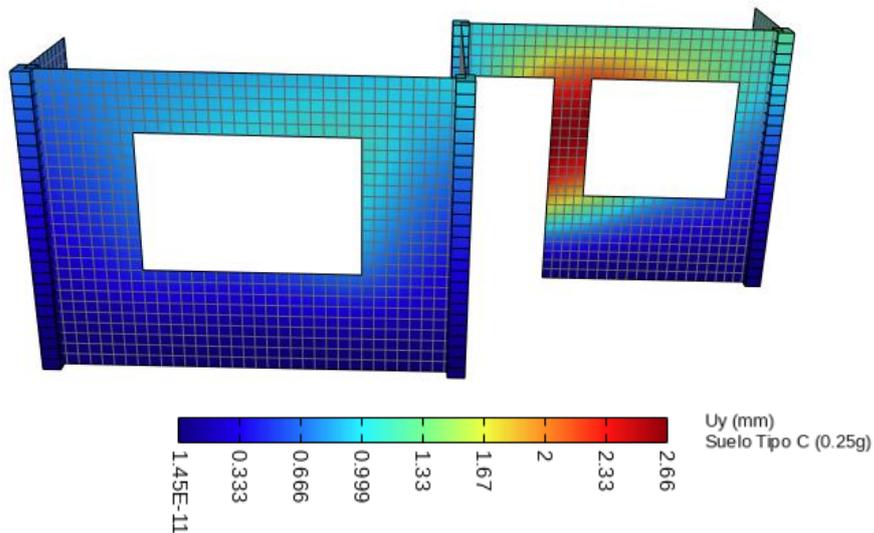
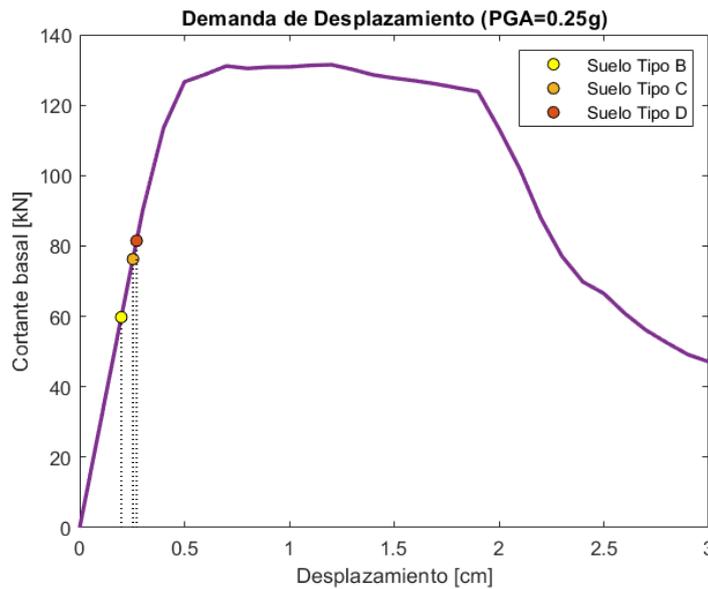


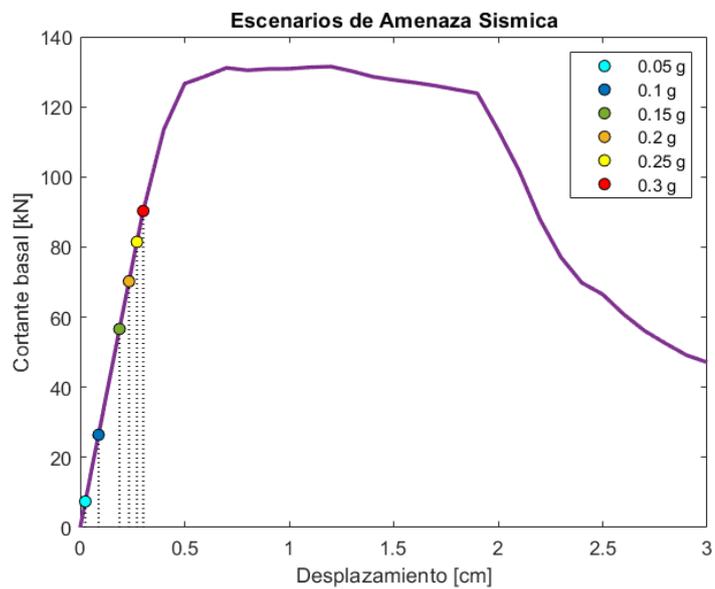
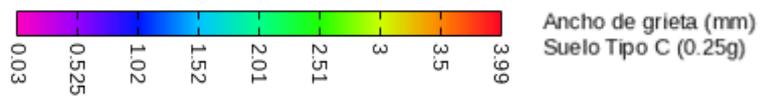
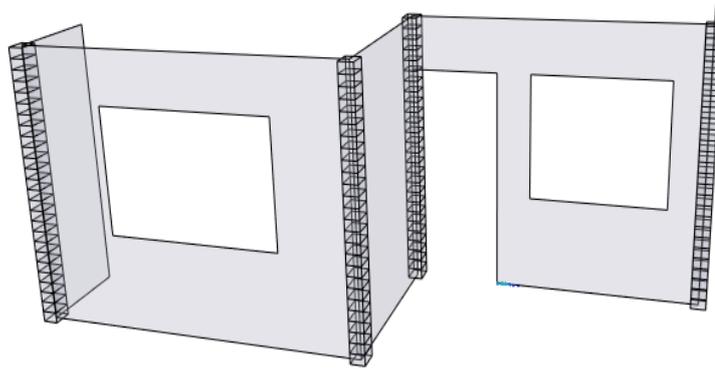
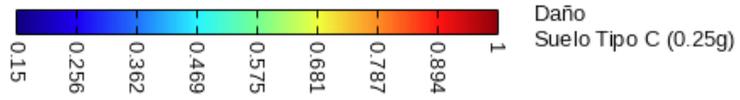
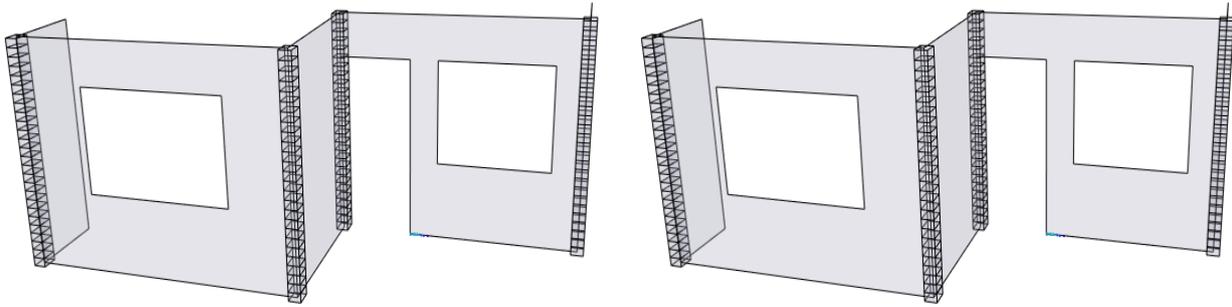


Nota: Las demandas sísmicas en PGAs superiores a 0.15g superan la capacidad alcanzada en el análisis pushover

15. Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en Jardines del Valle Tipología 1

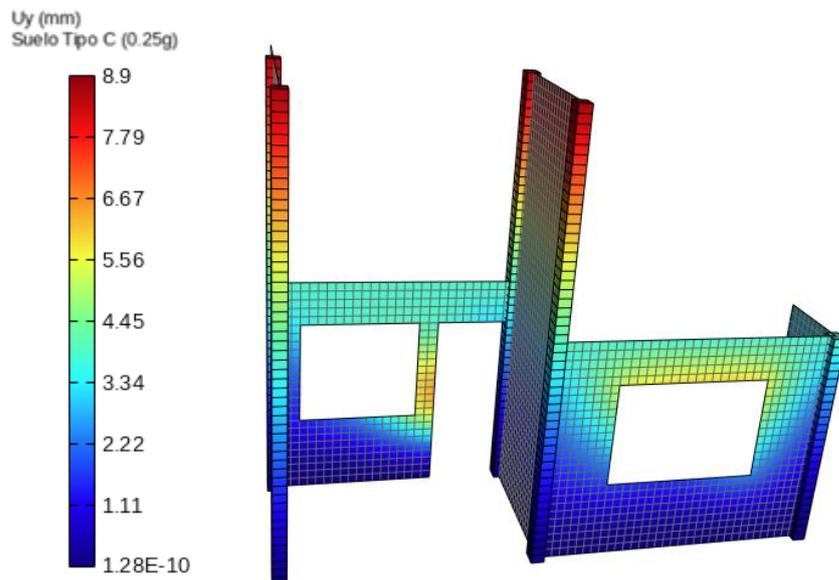
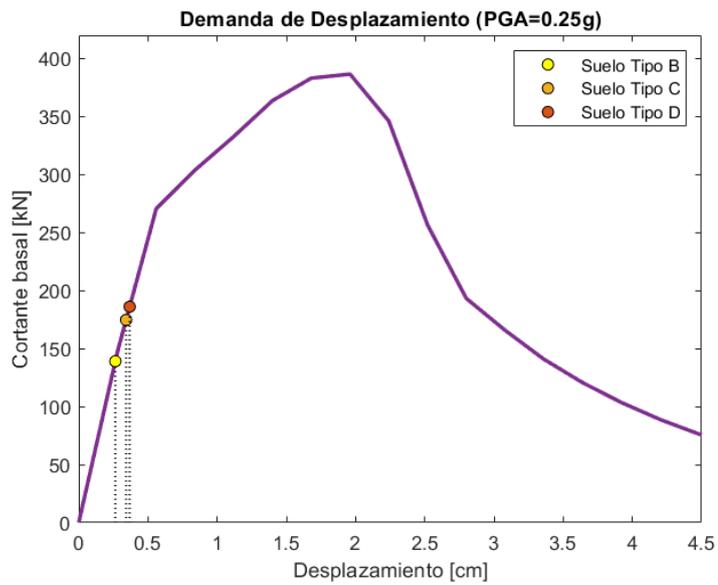
| No. Modo de Vibración | MPF ( $\gamma$ ) | Periodo | Masa  | Participación modal |
|-----------------------|------------------|---------|-------|---------------------|
|                       | [-]              | [s]     | [ton] | [%]                 |
| 2                     | 3.240            | 0.033   | 2.775 | 35.532              |
| 3                     | 1.843            | 0.027   | 1.814 | 23.218              |
| 7                     | -1.956           | 0.016   | 1.030 | 13.188              |
| 18                    | -0.957           | 0.006   | 0.293 | 3.751               |
| 6                     | 0.972            | 0.017   | 0.181 | 2.314               |
| 13                    | 0.636            | 0.009   | 0.113 | 1.445               |
| 4                     | 0.631            | 0.021   | 0.107 | 1.369               |
| <b>TOTAL</b>          |                  |         | 6.313 | 80.817              |



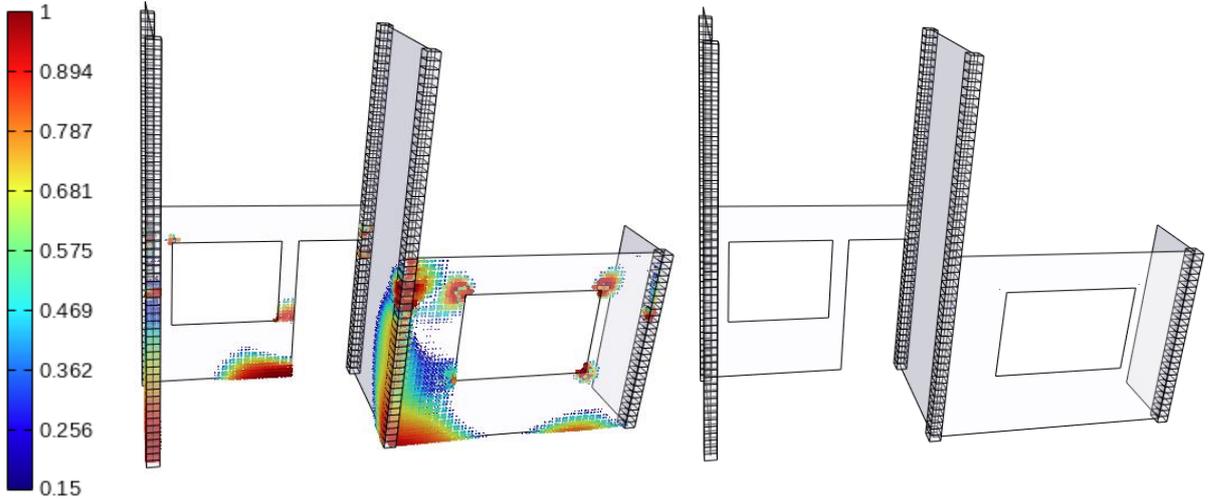


**16. Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en Jardines del Valle Tipología 2**

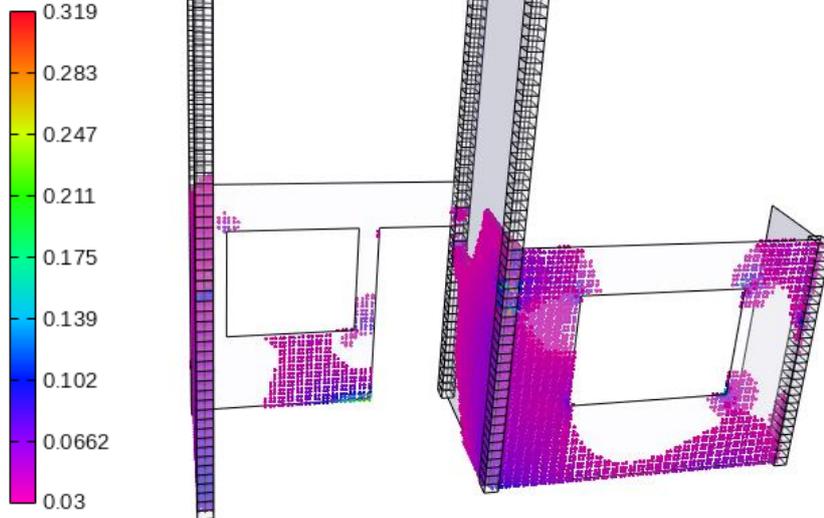
| No. Modo de Vibración | MPF ( $\gamma$ ) | Periodo | Masa   | Participación modal |
|-----------------------|------------------|---------|--------|---------------------|
|                       | [-]              | [s]     | [ton]  | [%]                 |
| 1                     | 1.636            | 0.055   | 12.591 | 67.844              |
| 9                     | 1.194            | 0.014   | 1.190  | 6.411               |
| 4                     | 1.643            | 0.025   | 0.845  | 4.553               |
| 8                     | 1.287            | 0.017   | 0.565  | 3.042               |
| <b>TOTAL</b>          |                  |         | 15.190 | 81.850              |



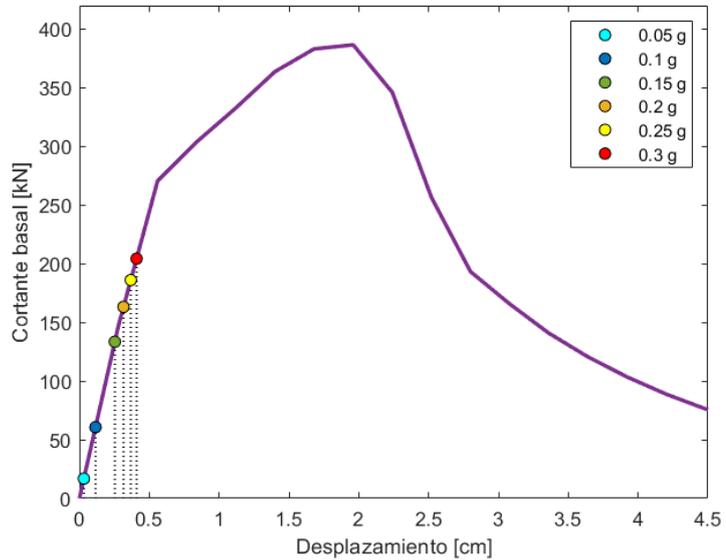
**Daño**  
Suelo Tipo C (0.25g)



**Ancho de grieta (mm)**  
Suelo Tipo C (0.25g)

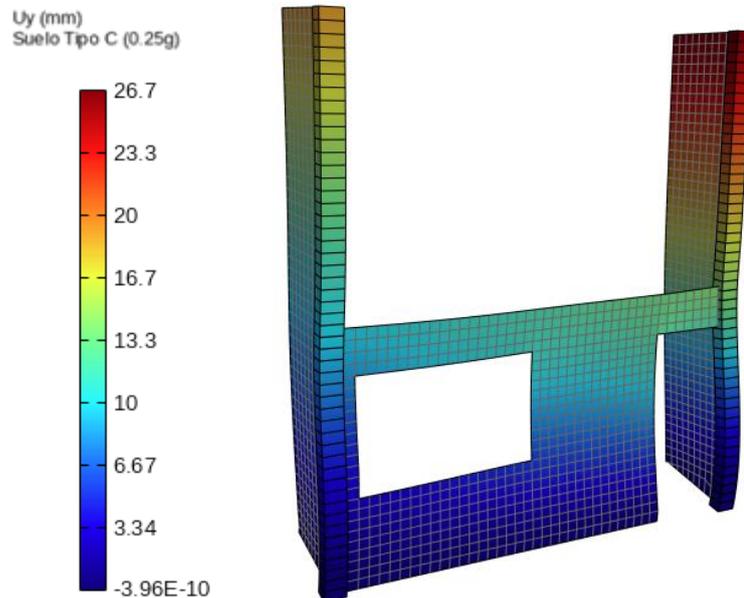
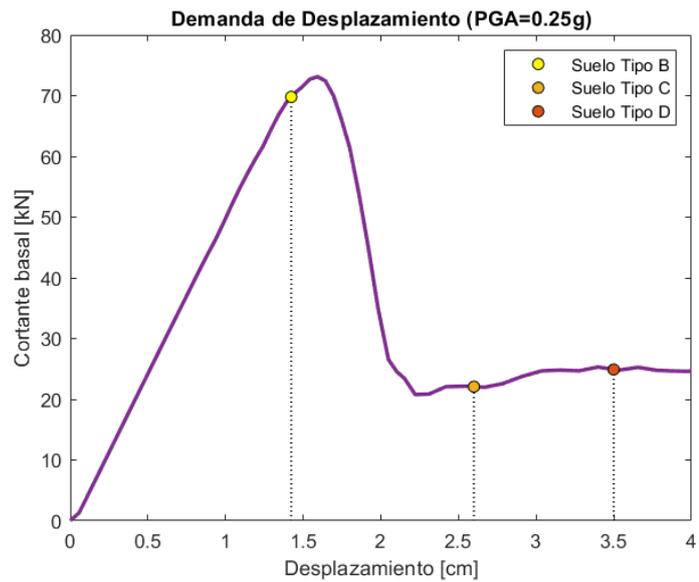


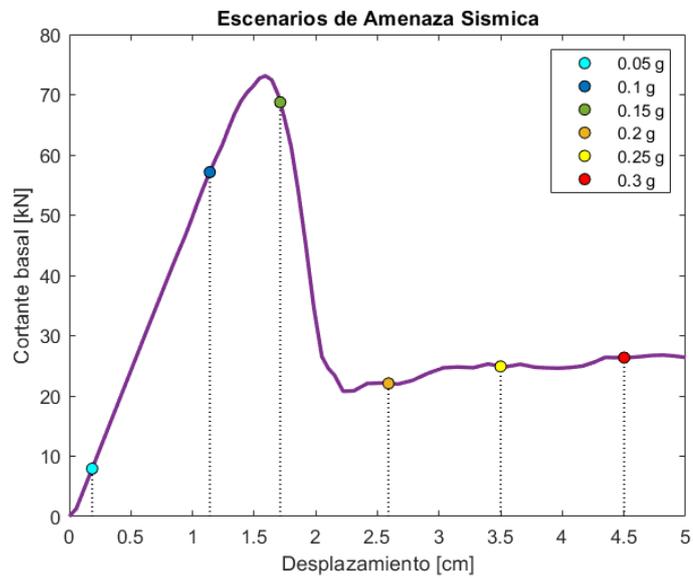
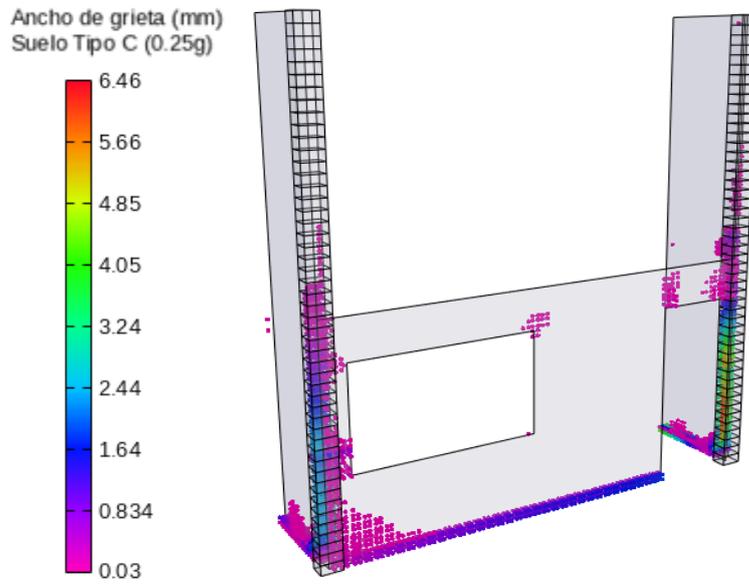
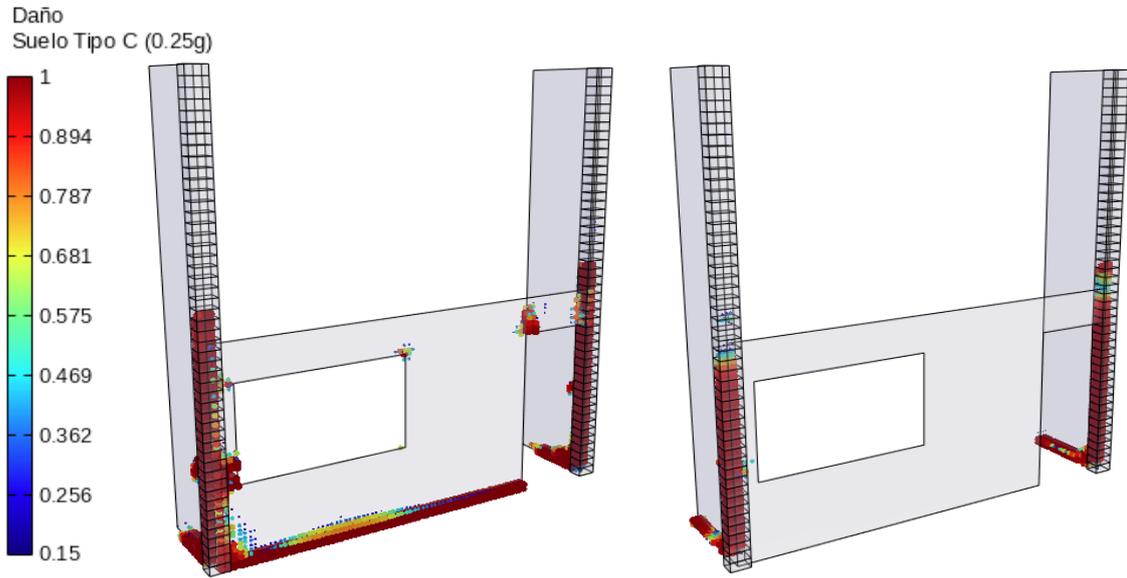
**Escenarios de Amenaza Sismica**



17. Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en Capulispamba Tipología 1

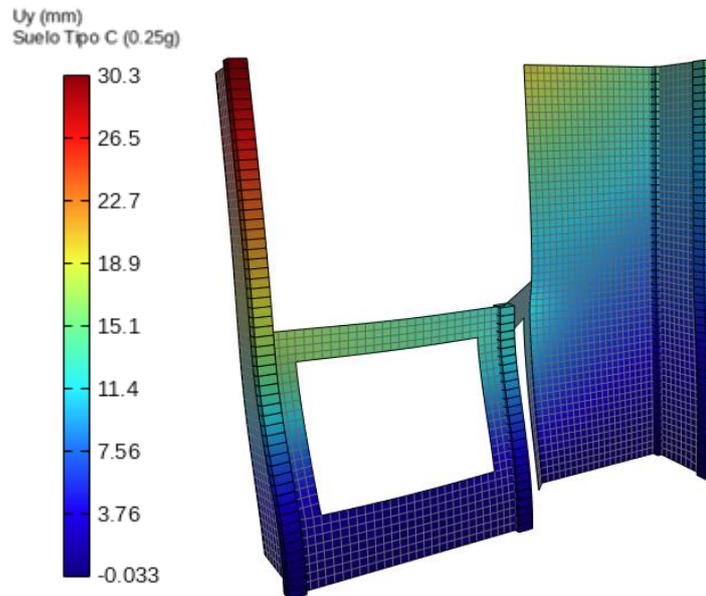
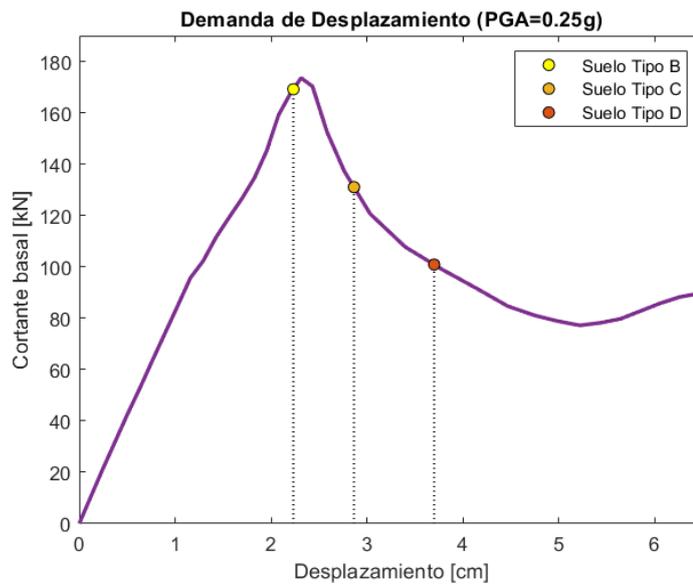
| No. Modo de Vibración | MPF ( $\gamma$ ) | Periodo | Masa   | Participación modal |
|-----------------------|------------------|---------|--------|---------------------|
|                       | [-]              | [s]     | [ton]  | [%]                 |
| 1                     | -1.414           | 0.225   | 14.697 | 67.930              |
| 3                     | -0.707           | 0.052   | 5.398  | 24.952              |
| <b>TOTAL</b>          |                  |         | 20.095 | 92.882              |



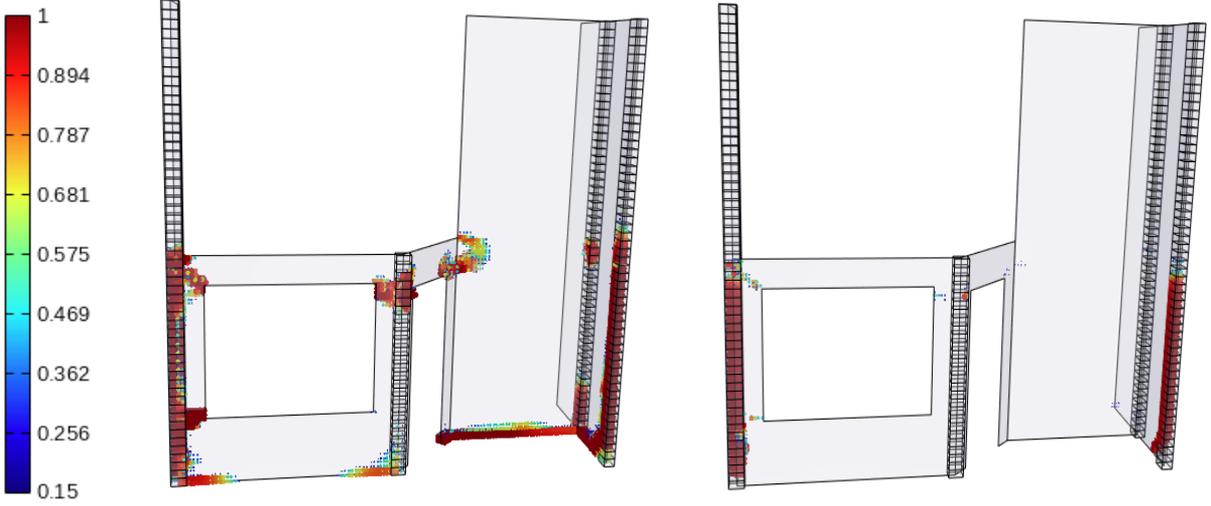


**18. Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en La Campiña Tipología 2**

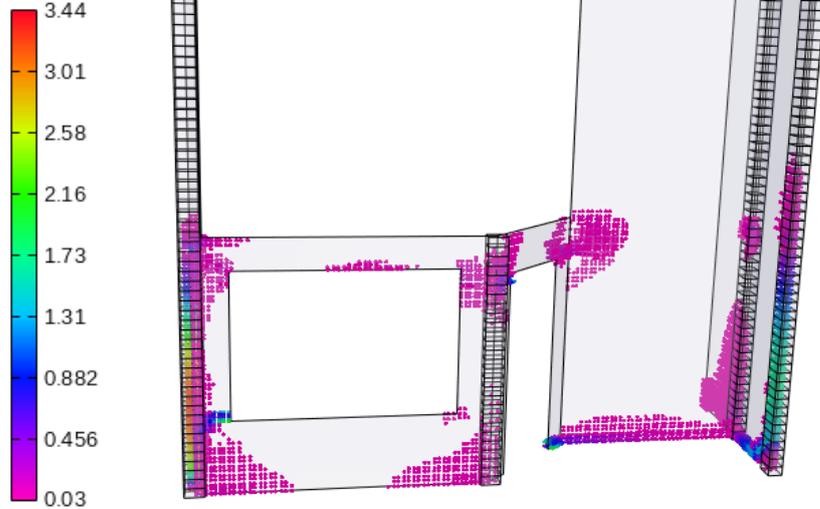
| No. Modo de Vibración | MPF ( $\gamma$ ) | Periodo | Masa   | Participación modal |
|-----------------------|------------------|---------|--------|---------------------|
|                       | [-]              | [s]     | [ton]  | [%]                 |
| 1                     | 2.567            | 0.171   | 15.057 | 54.363              |
| 2                     | 1.203            | 0.092   | 5.050  | 18.234              |
| 3                     | 0.926            | 0.053   | 4.083  | 14.744              |
| <b>TOTAL</b>          |                  |         | 24.190 | 87.341              |



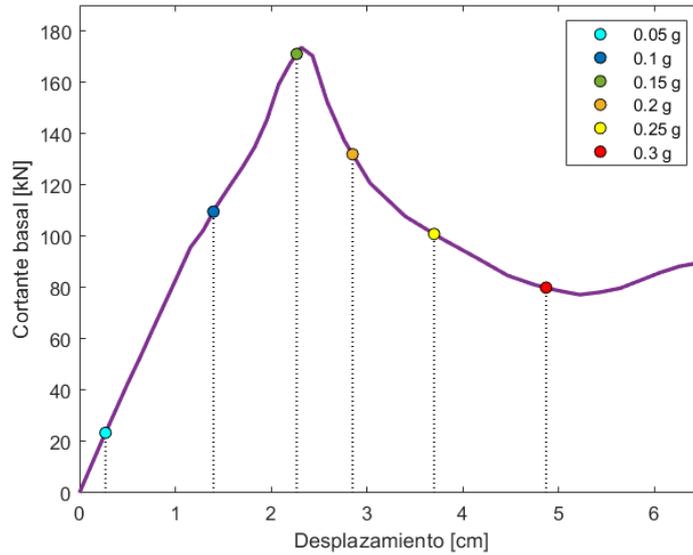
Daño  
Suelo Tipo C (0.25g)



Ancho de grieta (mm)  
Suelo Tipo C (0.25g)

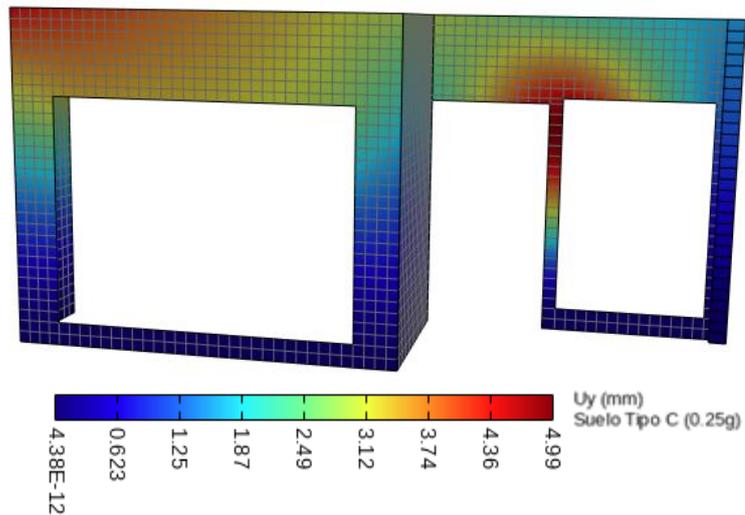
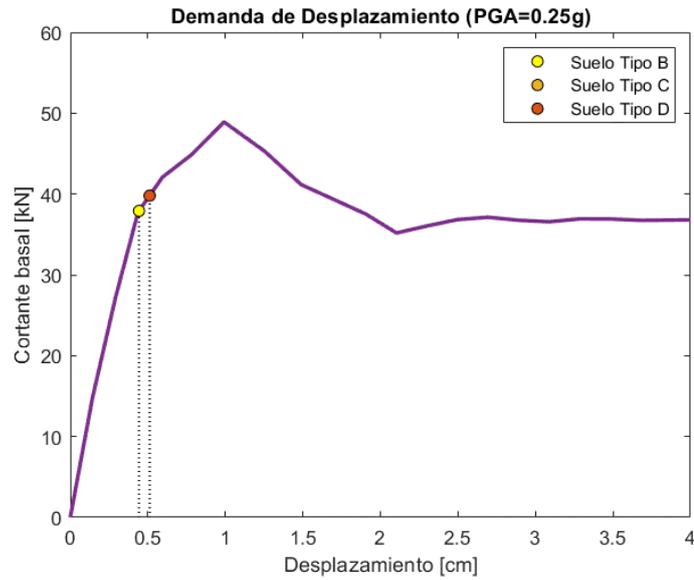


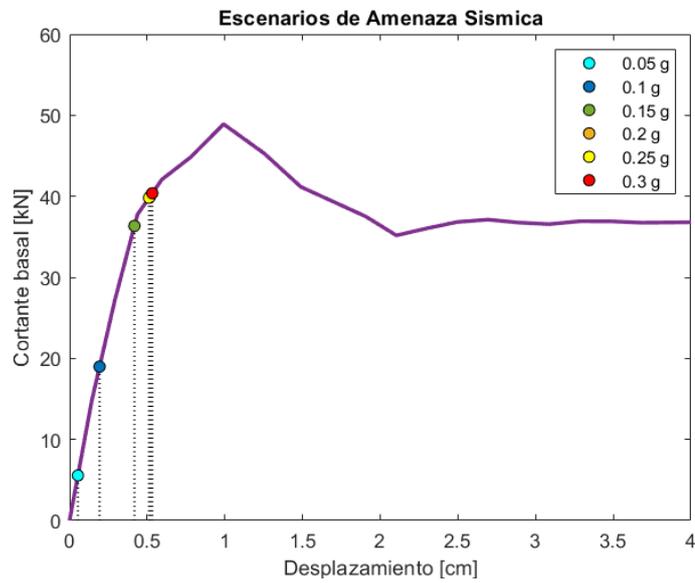
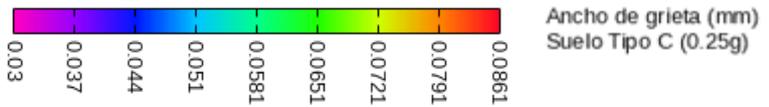
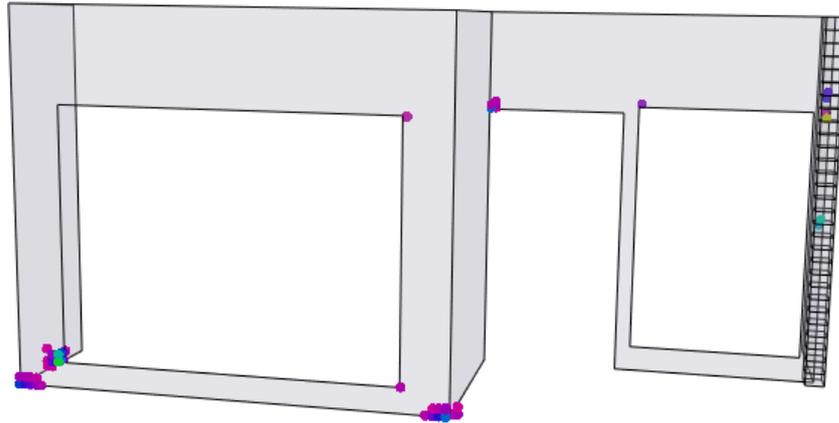
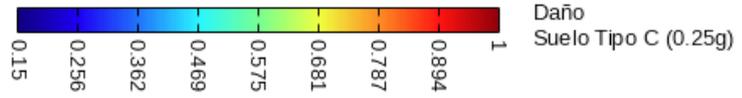
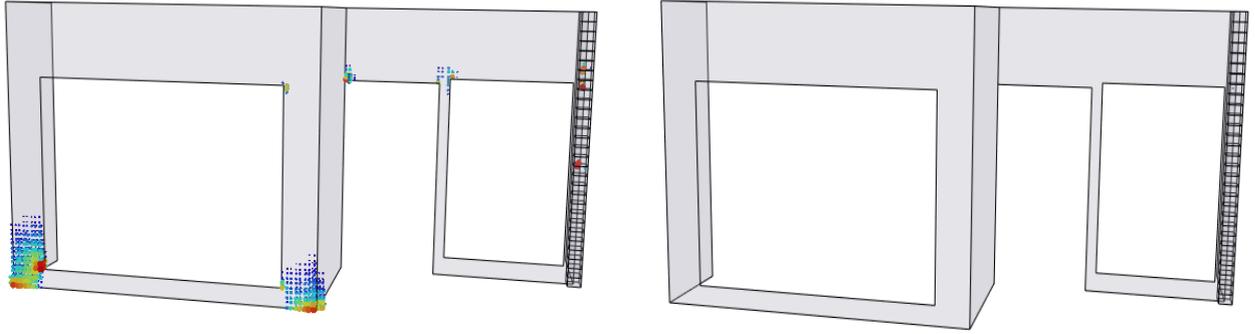
Escenarios de Amenaza Sismica



**19. Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en La Campiña Tipología 3**

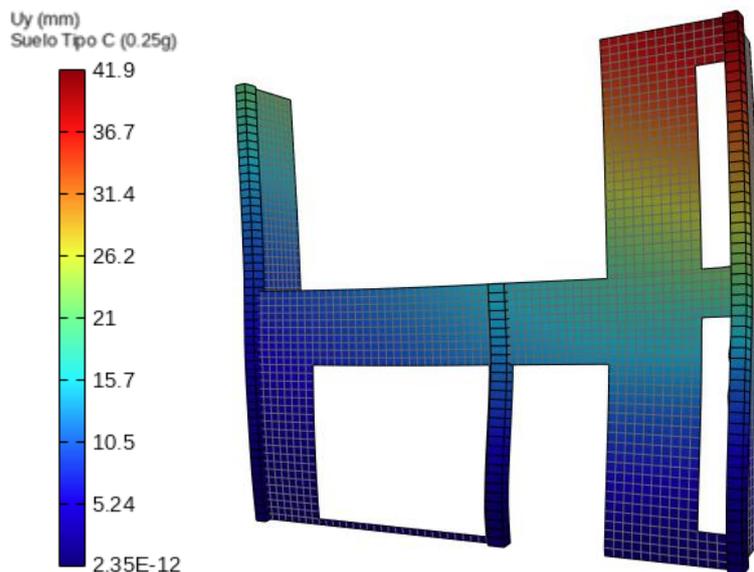
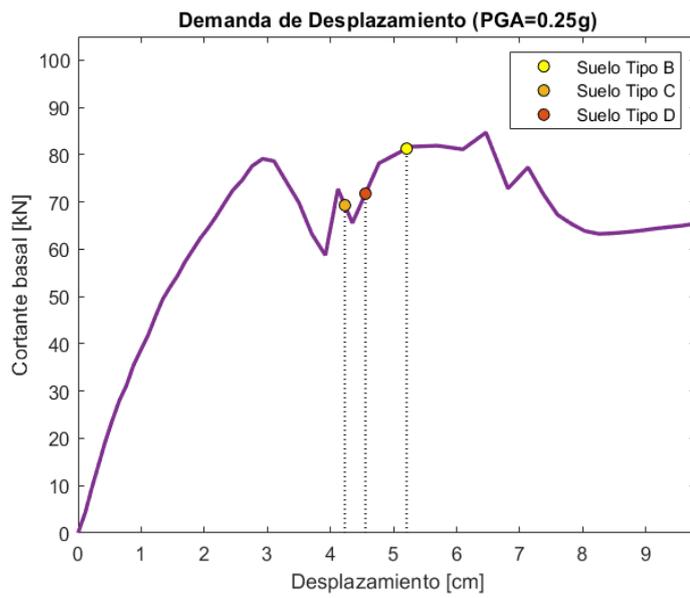
| No. Modo de Vibración | MPF ( $\gamma$ ) | Periodo | Masa  | Participación modal |
|-----------------------|------------------|---------|-------|---------------------|
|                       | [-]              | [s]     | [ton] | [%]                 |
| 1                     | -2.129           | 0.049   | 2.755 | 43.934              |
| 2                     | -1.988           | 0.040   | 1.151 | 18.353              |
| 4                     | 1.360            | 0.026   | 0.282 | 4.499               |
| 12                    | 1.064            | 0.008   | 0.276 | 4.397               |
| 11                    | 0.792            | 0.009   | 0.170 | 2.706               |
| 9                     | 0.925            | 0.010   | 0.162 | 2.590               |
| 3                     | 1.461            | 0.030   | 0.153 | 2.445               |
| 5                     | 1.338            | 0.019   | 0.140 | 2.240               |
| <b>TOTAL</b>          |                  |         | 5.090 | 81.164              |



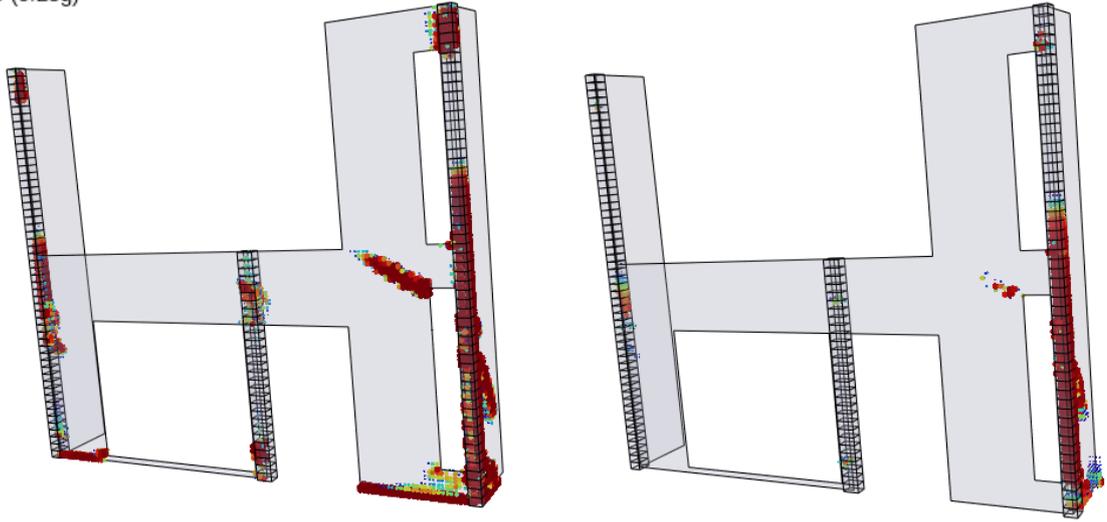
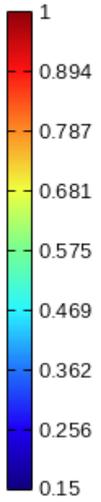


**20. Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en La Campiña Tipología 5**

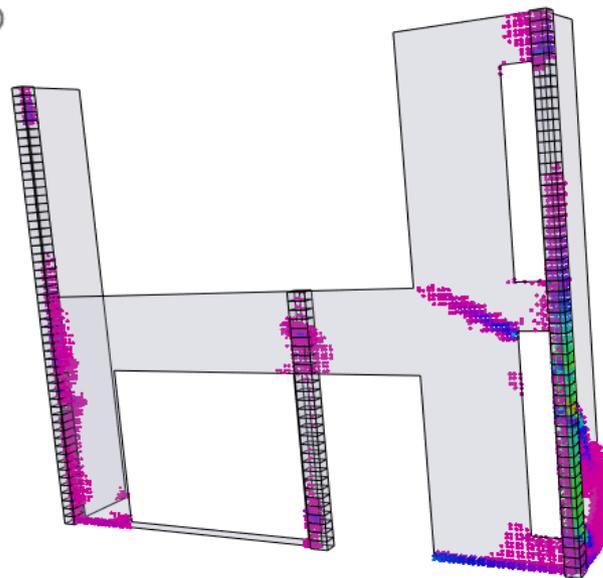
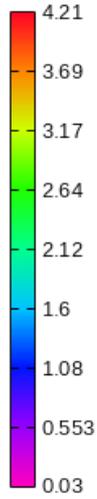
| No. Modo de Vibración | MPF ( $\gamma$ ) | Periodo | Masa   | Participación modal |
|-----------------------|------------------|---------|--------|---------------------|
|                       | [-]              | [s]     | [ton]  | [%]                 |
| 1                     | -1.733           | 0.186   | 13.236 | 70.086              |
| 3                     | -1.265           | 0.053   | 3.533  | 18.706              |
| <b>TOTAL</b>          |                  |         | 16.769 | 88.793              |



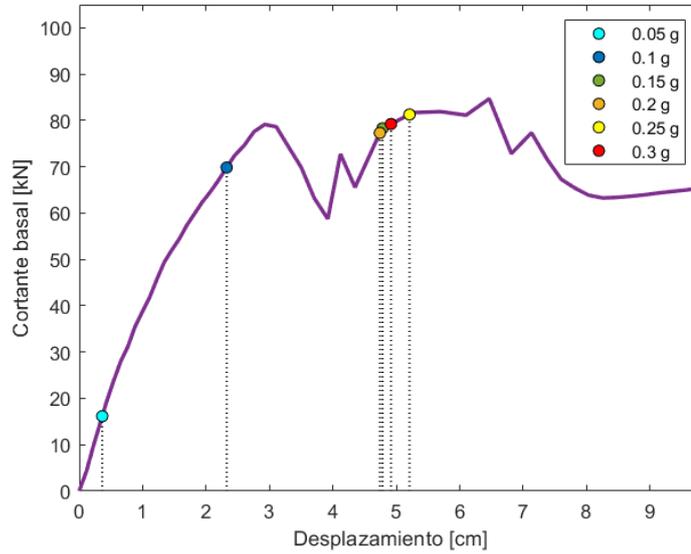
Daño  
Suelo Tipo C (0.25g)



Ancho de grieta (mm)  
Suelo Tipo C (0.25g)

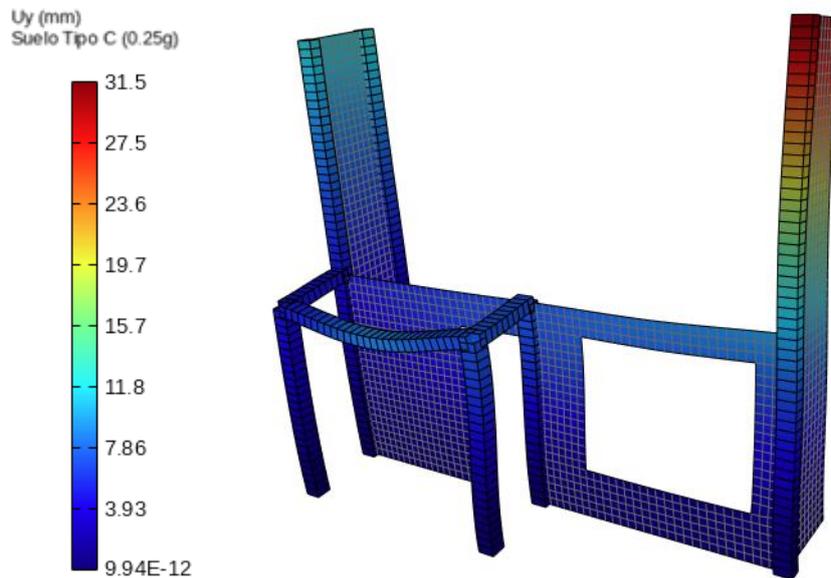
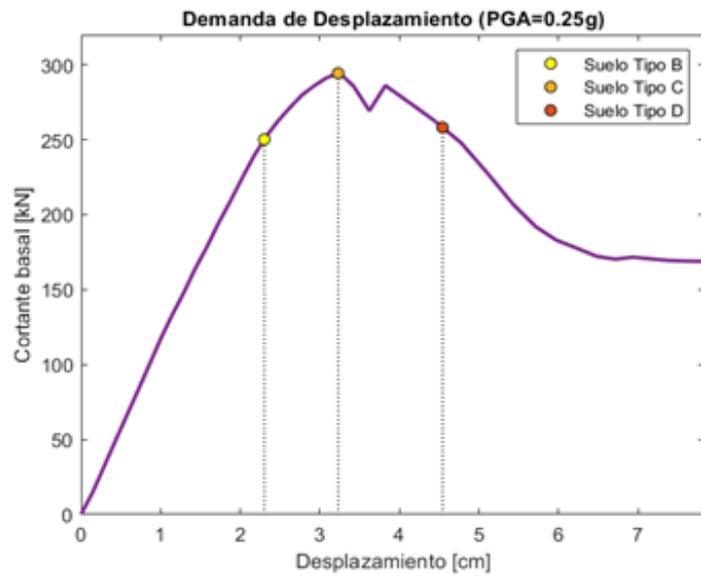


Escenarios de Amenaza Sismica

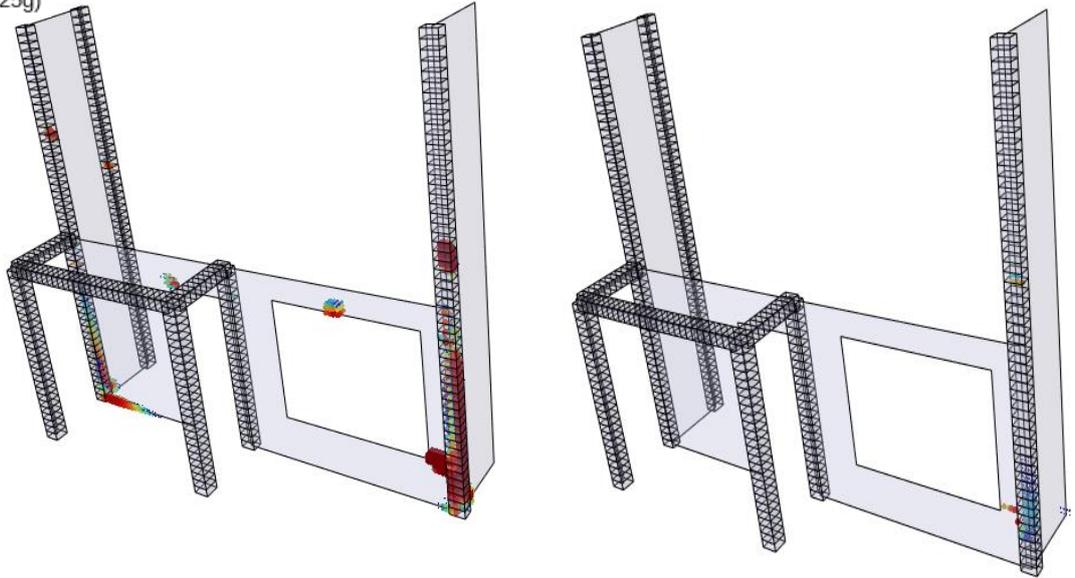
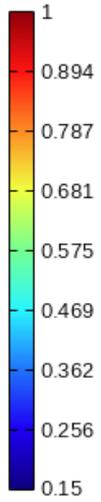


21. Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en La Campiña Tipología 6

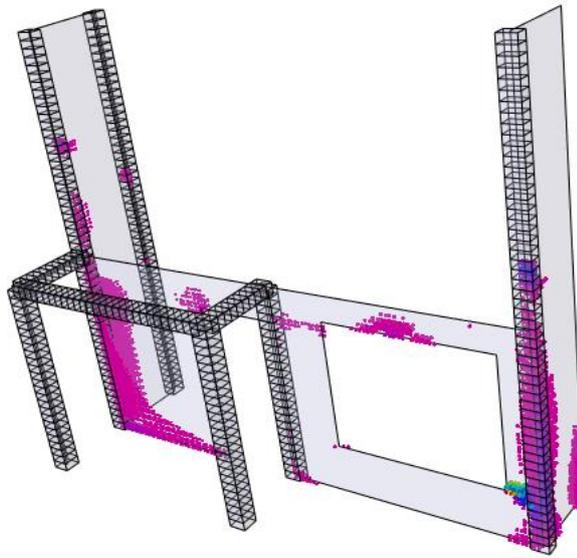
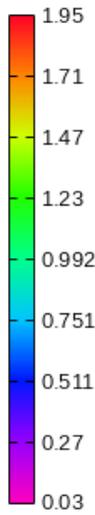
| No. Modo de Vibración | MPF ( $\gamma$ ) | Periodo | Masa   | Participación modal |
|-----------------------|------------------|---------|--------|---------------------|
|                       | [-]              | [s]     | [ton]  | [%]                 |
| 1                     | 3.323            | 0.140   | 21.142 | 73.376              |
| 2                     | 1.348            | 0.084   | 4.053  | 14.065              |
| <b>TOTAL</b>          |                  |         | 25.194 | 87.442              |



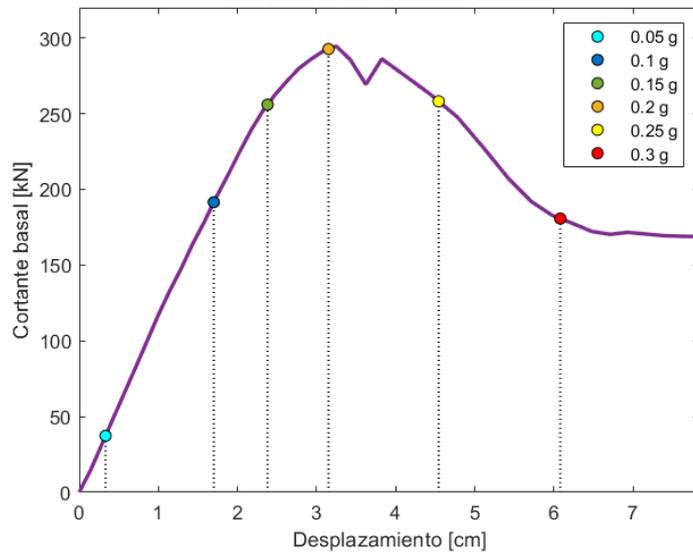
**Daño**  
Suelo Tipo C (0.25g)



**Ancho de grieta (mm)**  
Suelo Tipo C (0.25g)

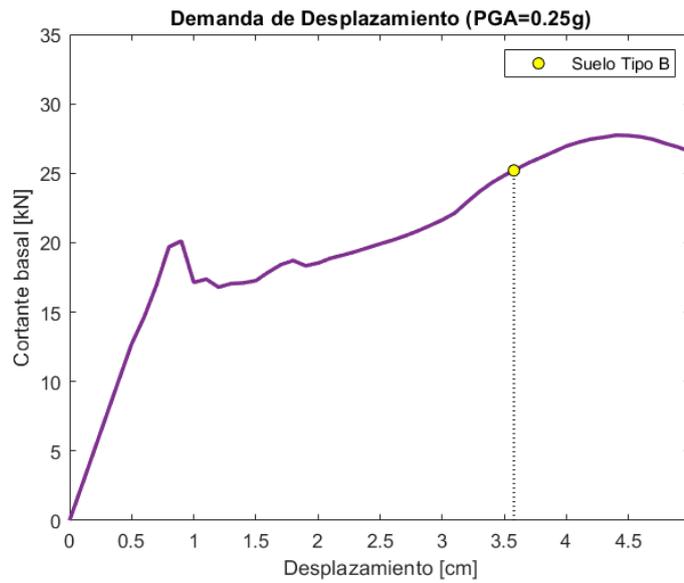


**Escenarios de Amenaza Sismica**

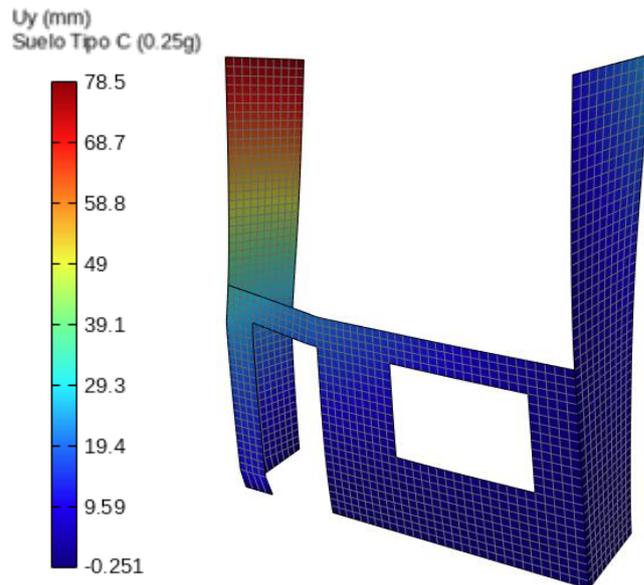


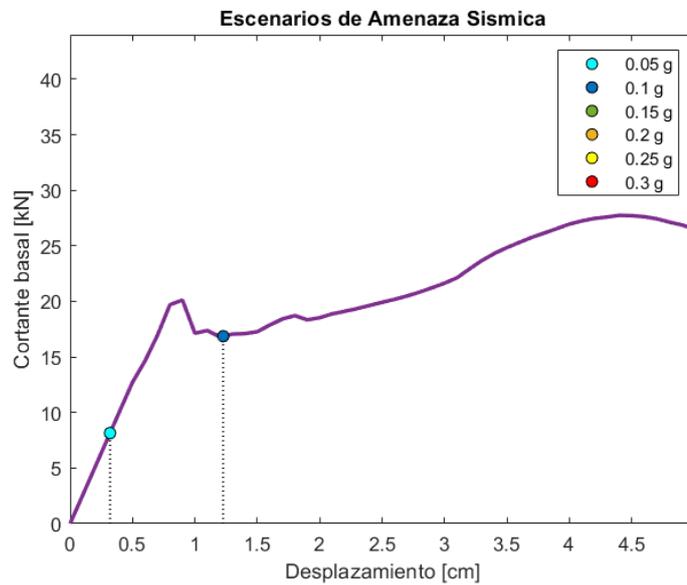
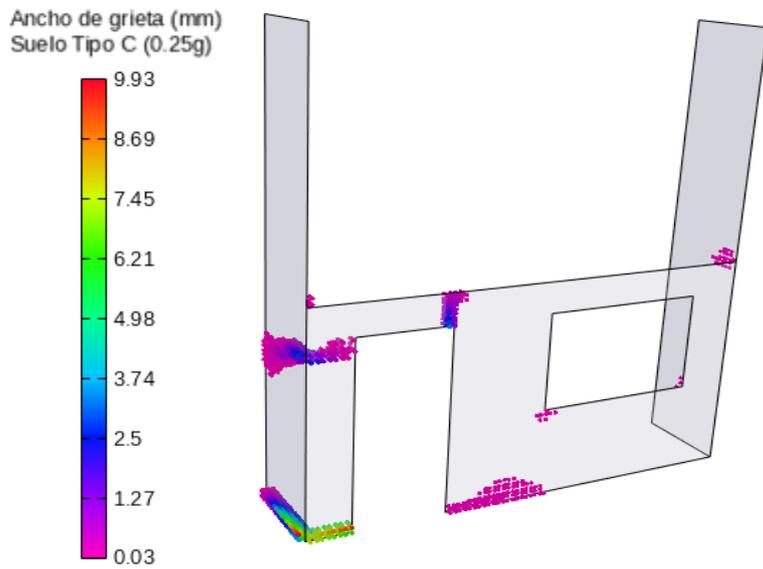
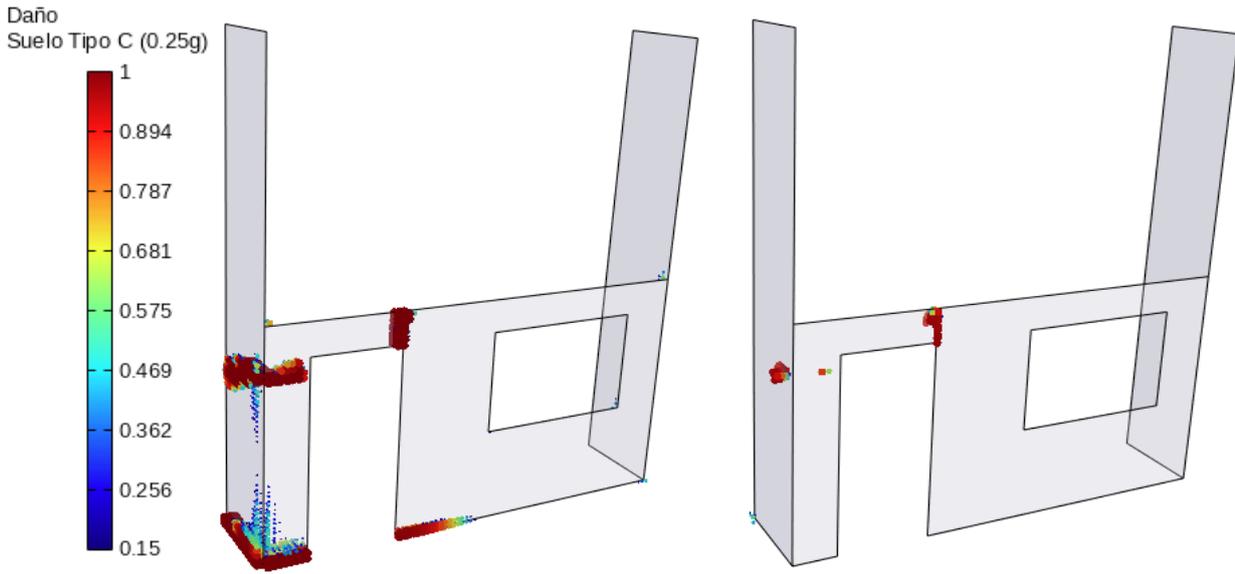
**22. Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en Miraflores Tipología 1**

| No. Modo de Vibración | MPF ( $\gamma$ ) | Periodo | Masa   | Participación modal |
|-----------------------|------------------|---------|--------|---------------------|
|                       | [-]              | [s]     | [ton]  | [%]                 |
| 1                     | -1.944           | 0.187   | 10.995 | 65.885              |
| 3                     | 0.906            | 0.061   | 3.997  | 23.949              |
| <b>TOTAL</b>          |                  |         | 14.992 | 89.834              |



Nota: Las demandas sísmicas de los suelos C y D superan la capacidad alcanzada en el análisis pushover

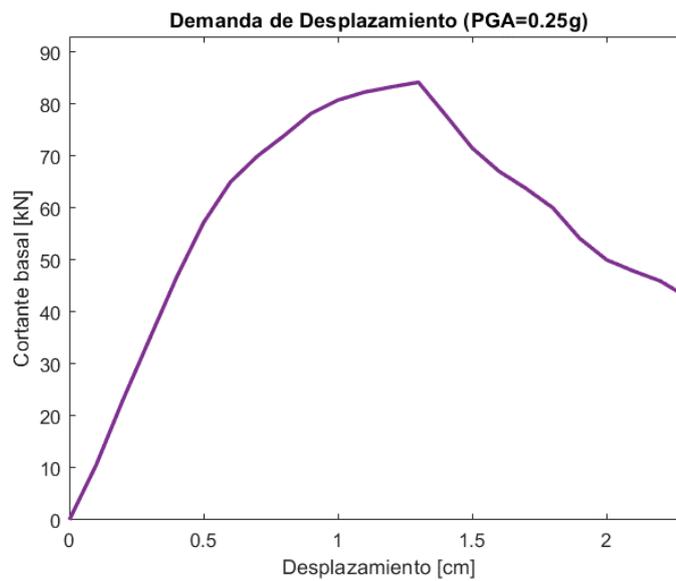




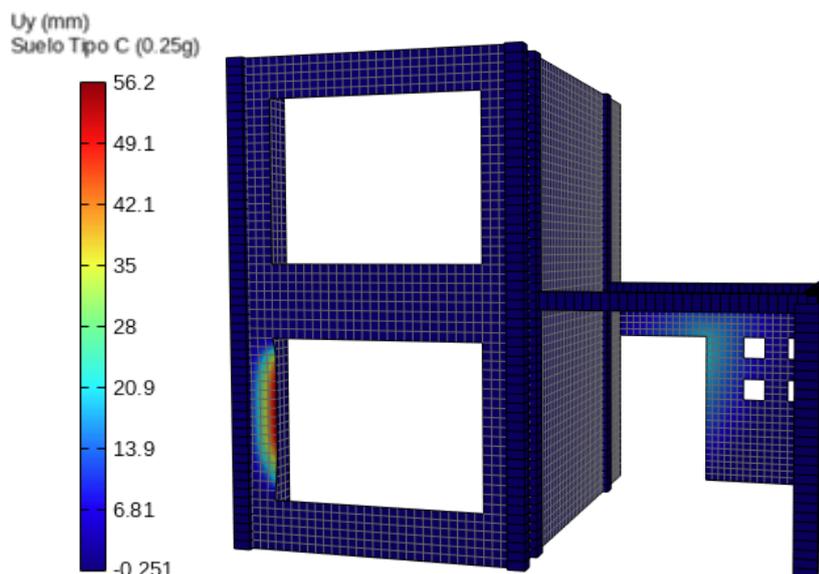
Nota: Las demandas sísmicas en PGAs superiores a 0.1g superan la capacidad alcanzada en el análisis pushover

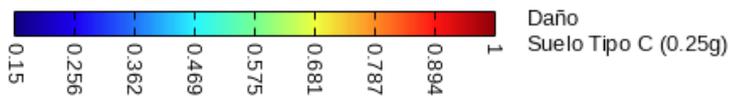
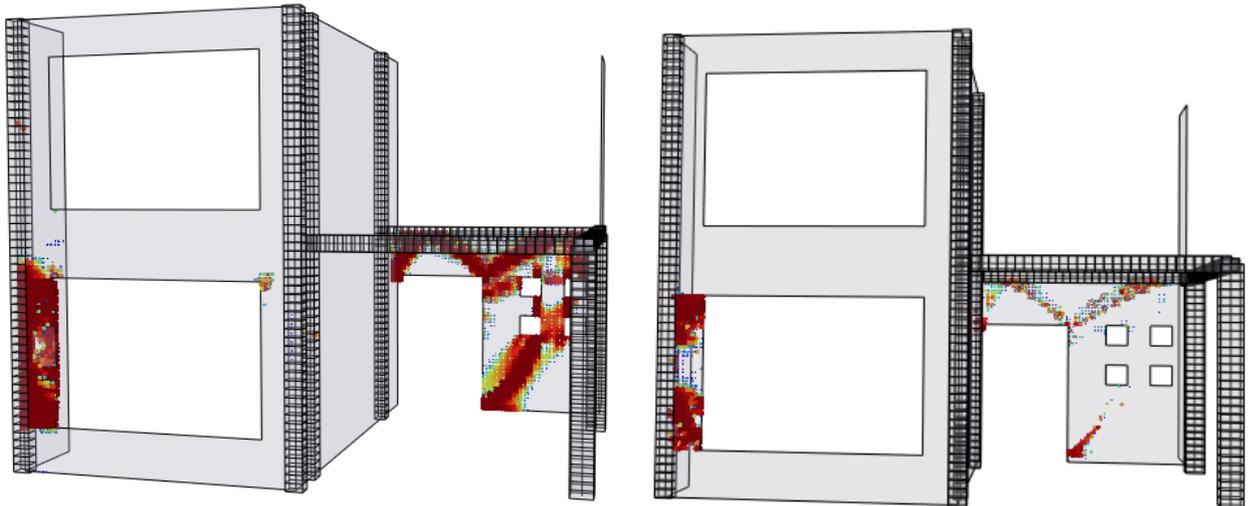
23. Resultados de Vulnerabilidad Sísmica en Vista al Río Tipología 2

| No. Modo de Vibración | MPF ( $\gamma$ ) | Periodo | Masa   | Participación modal |
|-----------------------|------------------|---------|--------|---------------------|
|                       | [-]              | [s]     | [ton]  | [%]                 |
| 2                     | -5.524           | 0.041   | 18.070 | 32.267              |
| 6                     | 6.693            | 0.020   | 11.196 | 19.993              |
| 5                     | -8.067           | 0.021   | 8.155  | 14.562              |
| 3                     | -3.442           | 0.040   | 6.334  | 11.311              |
| 11                    | 2.232            | 0.015   | 4.129  | 7.373               |
| <b>TOTAL</b>          |                  |         | 47.884 | 85.506              |

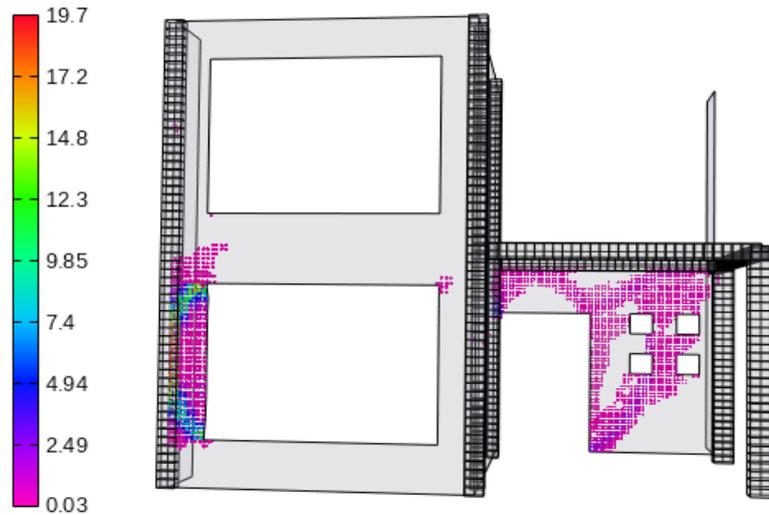


Nota: Las demandas sísmicas de los suelos B, C y D superan la capacidad alcanzada en el análisis pushover

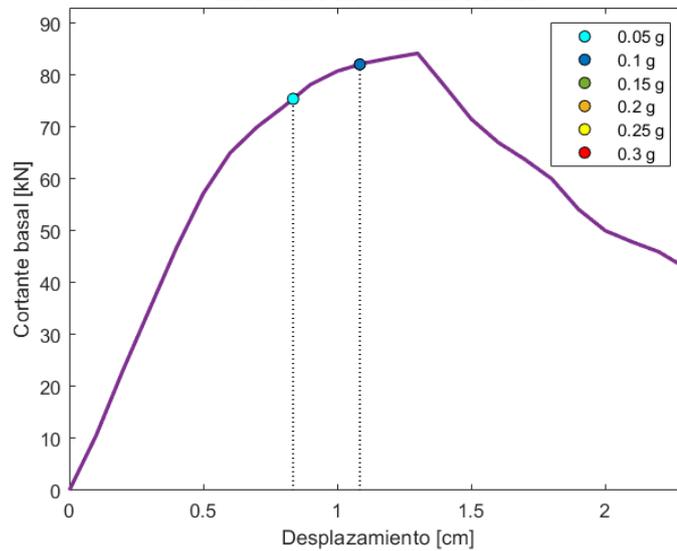




Ancho de grieta (mm)  
Suelo Tipo C (0.25g)



Escenarios de Amenaza Sismica



Nota: Las demandas sísmicas en PGAs superiores a 0.1g superan la capacidad alcanzada en el análisis pushover

**24. Síntesis General de Resultados de Demanda Sísmica (0.25g)**

| Proyecto           | Tipología | Perfil del Subsuelo |       |       |
|--------------------|-----------|---------------------|-------|-------|
|                    |           | B                   | C     | D     |
| Paraíso            | 1         | 1.721               | 3.342 | 4.911 |
| Paraíso            | 2         | 0.632               | 0.684 | 0.732 |
| Paraíso            | 3         | 2.337               | 3.211 | 4.189 |
| Retamas            | 1         | 0.198               | 0.293 | 0.312 |
| Tomebamba          | 1         | 0.617               | 0.791 | 0.832 |
| Huayna-Cápac       | 1         | 0.521               | 0.652 | 0.724 |
| Bosque Monay       | 1         | 0.442               | 0.987 | 1.552 |
| Bosque Monay       | 2         | 2.255               | 4.511 | 5.947 |
| Eucaliptos         | 1         | 0.433               | 1.144 | 1.688 |
| Patamarca          | 1         | 0.255               | 0.341 | 0.458 |
| Patamarca          | 2         | 1.611               | 1.652 | 1.743 |
| Tarqui             | 1         | 3.875               | 4.956 | 5.332 |
| Los Cerezos        | 1         | 0.678               | 0.887 | 0.997 |
| Los Cerezos        | 2         | 0.492               | 0.613 | 0.659 |
| Los Nogales        | 1         | 2.151               | 3.897 | 5.423 |
| Huizhil            | 1         | 0.098               | 0.125 | 0.158 |
| Jardines del Valle | 1         | 0.189               | 0.213 | 0.268 |
| Jardines del Valle | 2         | 0.478               | 0.589 | 0.667 |
| Capulispamba       | 1         | 1.452               | 2.678 | 3.552 |
| La Campiña         | 2         | 2.223               | 2.869 | 3.814 |
| La Campiña         | 3         | 0.478               | 0.523 | 0.549 |
| La Campiña         | 5         | 4.251               | 4.558 | 5.233 |
| La Campiña         | 6         | 2.335               | 3.245 | 4.578 |
| Miraflores         | 1         | 5.961               | 7.851 | 9.643 |
| Vista al Río       | 1         | 1.475               | 1.689 | 1.733 |
| Vista al Río       | 2         | 3.875               | 5.621 | 7.451 |

Nota: Demanda sísmica en la dirección fuera de plano (Uy) en cm.

**25. Síntesis General de Resultados de Escenarios de Amenaza Sísmica  
(Subsuelo Tipo B)**

| Proyecto           | Tipología | PGA   |       |       |       |       |       |
|--------------------|-----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|                    |           | 0.05g | 0.1g  | 0.15g | 0.2g  | 0.25g | 0.3g  |
| Paraíso            | 1         | 0.170 | 1.021 | 1.170 | 1.312 | 1.708 | 2.271 |
| Paraíso            | 2         | 0.046 | 0.157 | 0.341 | 0.451 | 0.562 | 0.535 |
| Paraíso            | 3         | 0.182 | 1.003 | 1.862 | 2.057 | 2.363 | 2.694 |
| Retamas            | 1         | 0.021 | 0.071 | 0.149 | 0.196 | 0.242 | 0.289 |
| Tomebamba          | 1         | 0.049 | 0.168 | 0.366 | 0.484 | 0.603 | 0.721 |
| Huayna-Cápac       | 1         | 0.039 | 0.133 | 0.288 | 0.382 | 0.476 | 0.569 |
| Bosque Monay       | 1         | 0.037 | 0.126 | 0.239 | 0.246 | 0.383 | 0.613 |
| Bosque Monay       | 2         | 0.147 | 0.836 | 0.932 | 1.767 | 2.264 | 3.024 |
| Eucaliptos         | 1         | 0.044 | 0.151 | 0.276 | 0.287 | 0.424 | 0.67  |
| Patamarca          | 1         | 0.021 | 0.072 | 0.156 | 0.206 | 0.257 | 0.307 |
| Patamarca          | 2         | 0.079 | 0.472 | 1.029 | 1.363 | 1.696 | 1.600 |
| Tarqui             | 1         | 0.129 | 0.717 | 2.322 | 3.081 | 3.844 | 4.600 |
| Los Cerezos        | 1         | 0.059 | 0.200 | 0.435 | 0.576 | 0.717 | 0.858 |
| Los Cerezos        | 2         | 0.038 | 0.131 | 0.283 | 0.374 | 0.465 | 0.556 |
| Los Nogales        | 1         | 0.166 | 0.854 | 1.425 | 1.645 | 2.108 | 2.724 |
| Huizhil            | 1         | 0.008 | 0.027 | 0.059 | 0.078 | 0.096 | 0.115 |
| Jardines del Valle | 1         | 0.017 | 0.057 | 0.121 | 0.160 | 0.200 | 0.237 |
| Jardines del Valle | 2         | 0.022 | 0.074 | 0.160 | 0.212 | 0.264 | 0.316 |
| Capulispamba       | 1         | 0.101 | 0.587 | 1.352 | 1.364 | 1.423 | 1.939 |
| La Campiña         | 2         | 0.148 | 0.865 | 1.945 | 2.257 | 2.233 | 2.344 |
| La Campiña         | 3         | 0.036 | 0.124 | 0.269 | 0.356 | 0.443 | 0.530 |
| La Campiña         | 5         | 0.208 | 1.122 | 3.505 | 4.740 | 5.208 | 4.650 |
| La Campiña         | 6         | 0.179 | 1.076 | 2.366 | 2.253 | 2.302 | 2.459 |
| Miraflores         | 1         | 0.378 | 2.353 | 4.797 | 5.395 | 6.100 | 6.874 |
| Vista al Río       | 1         | 0.105 | 0.395 | 0.860 | 1.138 | 1.417 | 1.601 |
| Vista al Río       | 2         | 0.465 | 0.947 | 1.890 | 3.132 | 4.415 | 5.848 |

Nota: Demanda sísmica en la dirección fuera de plano (Uy) en cm.

**26. Síntesis General de Resultados de Escenarios de Amenaza Sísmica (Subsuelo Tipo C)**

| Proyecto           | Tipología | PGA   |       |       |       |       |        |
|--------------------|-----------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|
|                    |           | 0.05g | 0.1g  | 0.15g | 0.2g  | 0.25g | 0.3g   |
| Paraíso            | 1         | 0.236 | 1.433 | 1.346 | 2.272 | 3.387 | 4.695  |
| Paraíso            | 2         | 0.068 | 0.246 | 0.536 | 0.543 | 0.573 | 0.925  |
| Paraíso            | 3         | 0.329 | 2.049 | 2.446 | 3.109 | 4.118 | 5.093  |
| Retamas            | 1         | 0.031 | 0.109 | 0.216 | 0.266 | 0.287 | 0.358  |
| Tomebamba          | 1         | 0.065 | 0.232 | 0.508 | 0.649 | 0.779 | 0.897  |
| Huayna-Cápac       | 1         | 0.051 | 0.182 | 0.401 | 0.513 | 0.615 | 0.709  |
| Bosque Monay       | 1         | 0.049 | 0.173 | 0.248 | 0.573 | 0.981 | 1.449  |
| Bosque Monay       | 2         | 0.200 | 0.851 | 1.773 | 3.108 | 4.511 | 6.032  |
| Eucaliptos         | 1         | 0.058 | 0.207 | 0.292 | 0.629 | 1.067 | 1.568  |
| Patamarca          | 1         | 0.028 | 0.099 | 0.216 | 0.277 | 0.332 | 0.383  |
| Patamarca          | 2         | 0.110 | 0.651 | 1.429 | 1.695 | 1.592 | 1.631  |
| Tarqui             | 1         | 0.174 | 1.084 | 3.381 | 4.329 | 5.197 | 4.310  |
| Los Cerezos        | 1         | 0.078 | 0.276 | 0.604 | 0.773 | 0.927 | 1.057  |
| Los Cerezos        | 2         | 0.051 | 0.180 | 0.391 | 0.498 | 0.596 | 0.684  |
| Los Nogales        | 1         | 0.226 | 1.347 | 1.730 | 2.605 | 3.640 | 4.700  |
| Huizhil            | 1         | 0.010 | 0.037 | 0.081 | 0.104 | 0.125 | 0.144  |
| Jardines del Valle | 1         | 0.022 | 0.078 | 0.167 | 0.212 | 0.254 | 0.292  |
| Jardines del Valle | 2         | 0.029 | 0.102 | 0.223 | 0.285 | 0.342 | 0.394  |
| Capulispamba       | 1         | 0.139 | 0.885 | 1.389 | 1.924 | 2.599 | 3.457  |
| La Campiña         | 2         | 0.205 | 1.230 | 2.237 | 2.301 | 2.865 | 3.770  |
| La Campiña         | 3         | 0.048 | 0.170 | 0.371 | 0.473 | 0.512 | 0.524  |
| La Campiña         | 5         | 0.277 | 1.675 | 4.782 | 4.088 | 4.229 | 4.591  |
| La Campiña         | 6         | 0.248 | 1.496 | 2.263 | 2.413 | 3.231 | 4.547  |
| Miraflores         | 1         | 0.478 | 3.250 | 4.722 | 5.775 | 7.476 | 9.185  |
| Vista al Río       | 1         | 0.143 | 0.544 | 1.194 | 1.529 | 1.648 | 1.620  |
| Vista al Río       | 2         | 0.647 | 1.022 | 3.817 | 6.131 | 8.856 | 11.900 |

Nota: Demanda sísmica en la dirección fuera de plano (Uy) en cm.

**27. Síntesis General de Resultados de Escenarios de Amenaza Sísmica (Subsuelo Tipo D)**

| Proyecto           | Tipología | PGA   |       |       |       |        |        |
|--------------------|-----------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|
|                    |           | 0.05g | 0.1g  | 0.15g | 0.2g  | 0.25g  | 0.3g   |
| Paraíso            | 1         | 0.316 | 1.244 | 2.228 | 3.507 | 4.892  | 6.255  |
| Paraíso            | 2         | 0.068 | 0.246 | 0.536 | 0.543 | 0.573  | 0.925  |
| Paraíso            | 3         | 0.329 | 2.049 | 2.446 | 3.109 | 4.118  | 5.093  |
| Retamas            | 1         | 0.031 | 0.109 | 0.216 | 0.266 | 0.287  | 0.358  |
| Tomebamba          | 1         | 0.073 | 0.263 | 0.577 | 0.719 | 0.837  | 0.931  |
| Huayna-Cápac       | 1         | 0.058 | 0.207 | 0.456 | 0.568 | 0.662  | 0.736  |
| Bosque Monay       | 1         | 0.055 | 0.196 | 0.507 | 0.975 | 1.471  | 2.021  |
| Bosque Monay       | 2         | 0.265 | 0.830 | 3.166 | 4.773 | 6.395  | 8.197  |
| Eucaliptos         | 1         | 0.065 | 0.236 | 0.561 | 1.063 | 1.594  | 2.182  |
| Patamarca          | 1         | 0.031 | 0.112 | 0.247 | 0.307 | 0.358  | 0.398  |
| Patamarca          | 2         | 0.147 | 0.740 | 1.630 | 1.619 | 1.627  | 1.695  |
| Tarqui             | 1         | 0.229 | 1.529 | 3.855 | 4.803 | 4.811  | 4.195  |
| Los Cerezos        | 1         | 0.087 | 0.313 | 0.676 | 0.836 | 0.967  | 1.067  |
| Los Cerezos        | 2         | 0.057 | 0.205 | 0.439 | 0.544 | 0.629  | 0.694  |
| Los Nogales        | 1         | 0.292 | 1.383 | 2.514 | 3.707 | 5.373  | 6.137  |
| Huizhil            | 1         | 0.012 | 0.042 | 0.092 | 0.115 | 0.134  | 0.149  |
| Jardines del Valle | 1         | 0.025 | 0.088 | 0.188 | 0.234 | 0.272  | 0.302  |
| Jardines del Valle | 2         | 0.032 | 0.115 | 0.254 | 0.316 | 0.368  | 0.409  |
| Capulispamba       | 1         | 0.186 | 1.140 | 1.711 | 2.589 | 3.499  | 4.501  |
| La Campiña         | 2         | 0.271 | 1.398 | 2.267 | 2.850 | 3.701  | 4.870  |
| La Campiña         | 3         | 0.054 | 0.193 | 0.418 | 0.519 | 0.511  | 0.532  |
| La Campiña         | 5         | 0.362 | 2.324 | 3.969 | 4.208 | 4.555  | 4.916  |
| La Campiña         | 6         | 0.333 | 1.701 | 2.380 | 3.151 | 4.543  | 6.081  |
| Miraflores         | 1         | 0.608 | 4.070 | 4.881 | 6.854 | 8.678  | 10.797 |
| Vista al Río       | 1         | 0.172 | 0.618 | 1.361 | 1.603 | 1.704  | 1.531  |
| Vista al Río       | 2         | 0.835 | 1.084 | 6.385 | 9.497 | 12.677 | 16.251 |

Nota: Demanda sísmica en la dirección fuera de plano (Uy) en cm.