



Análisis de riesgo sísmico de viviendas aporticadas de hormigón armado con mampostería de relleno, bajo el marco de la NEC-SE-VIVIENDA 2015, ubicadas en Tabacundo urbano. Propuesta de reforzamiento de los elementos estructurales y no estructurales del caso más vulnerable

Cisneros Mantilla, César Andrés

Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción

Carrera de Ingeniería Civil

Trabajo de titulación, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil

Ing. Caiza Sánchez, Pablo Enrique Ph.D.

10 de septiembre de 2020

URKUND

Document Information

| | |
|-------------------|--------------------------------------------------------------------------------|
| Analyzed document | TRABAJO DE TITULACIÓN_CESAR ANDRES CISNEROS MANTILLA_REVISIÓN.docx (D78159083) |
| Submitted | 8/25/2020 3:45:00 PM |
| Submitted by | Caiza Sánchez Pablo Enrique |
| Submitter email | pecaiza1@espe.edu.ec |
| Similarity | 3% |
| Analysis address | pecaiza1.espe@analysis.arkund.com |

Pablo Caiza S.
 DOCENTE PRINCIPAL
 UFA-ESTE

Sources included in the report

| | | |
|-----------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---|
| SA | Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE / Tesis ultimos cambios.docx Document Tesis ultimos cambios.docx (D47377492) Submitted by: pecaiza1@espe.edu.ec Receiver: pecaiza1.espe@analysis.arkund.com | 8 |
| W | URL: https://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/15853/1/T-ESPE-040777.pdf Fetched: 12/3/2019 6:36:44 AM | 2 |
| SA | Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE / TESIS_CESAR ANDRES CISNEROS MANTILLA_URKUND.docx Document TESIS_CESAR ANDRES CISNEROS MANTILLA_URKUND.docx (D78096135) Submitted by: pecaiza1@espe.edu.ec Receiver: pecaiza1.espe@analysis.arkund.com | 5 |
| SA | Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE / TESIS BURBANO CEVALLOS FEBRERO 2019.pdf Document TESIS BURBANO CEVALLOS FEBRERO 2019.pdf (D47503462) Submitted by: pecaiza1@espe.edu.ec Receiver: pecaiza1.espe@analysis.arkund.com | 2 |
| SA | Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE / LARA_MARTÍNEZ_TRABAJO DE TITULACIÓN_URKUND.docx Document LARA_MARTÍNEZ_TRABAJO DE TITULACIÓN_URKUND.docx (D77145805) Submitted by: pecaiza1@espe.edu.ec Receiver: pecaiza1.espe@analysis.arkund.com | 1 |
| SA | TESIS LUCHO CASTRO final.docx corregido.doc Document TESIS LUCHO CASTRO final.docx corregido.doc (D30525188) | 3 |
| W | URL: https://docplayer.es/93161122-Escuela-politecnica-nacional.html Fetched: 11/11/2019 8:09:33 AM | 3 |
| W | URL: https://docplayer.es/87240703-Facultad-de-ingenieria-escuela-de-ingenieria-civil.html Fetched: 3/25/2020 1:49:54 AM | 1 |



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y DE LA CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

CERTIFICACIÓN

Certifico que el trabajo de titulación, **“Análisis de riesgo sísmico de viviendas aporcadas de hormigón armado con mampostería de relleno, bajo el marco de la NEC-SE-VIVIENDA 2015, ubicadas en Tabacundo urbano. Propuesta de reforzamiento de los elementos estructurales y no estructurales del caso más vulnerable”** fue realizado por el señor **Cisneros Mantilla, César Andrés** el cual ha sido revisado y analizado en su totalidad por la herramienta de verificación de similitud de contenido; por lo tanto cumple con los requisitos legales, teóricos, científicos, técnicos y metodológicos establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, razón por la cual me permito acreditar y autorizar para que lo sustente públicamente.

Sangolquí, 24 de agosto de 2020

Firma:

Ing. Pablo Enrique Caiza Sánchez, Ph. D.

C.C: 1707597272



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y DE LA CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

RESPONSABILIDAD DE AUTORÍA

Yo, **Cisneros Mantilla, César Andrés**, con cédula de ciudadanía n°1750397919, declaro que el contenido, ideas y criterios del trabajo de titulación: **Análisis de riesgo sísmico de viviendas aporticadas de hormigón armado con mampostería de relleno, bajo el marco de la NEC-SE-VIVIENDA 2015, ubicadas en Tabacundo urbano. Propuesta de reforzamiento de los elementos estructurales y no estructurales del caso más vulnerable**, es de mi autoría y responsabilidad, cumpliendo con los requisitos legales, teóricos, científicos, técnicos, y metodológicos establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, respetando los derechos intelectuales de terceros y referenciando las citas bibliográficas.

Sangolquí, 24 de agosto de 2020

Firma:

Cisneros Mantilla, César Andrés

C.C: 1750397919



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y DE LA CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN

Yo, **Cisneros Mantilla, César Andrés**, con cédula de ciudadanía n°1750397919, autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar el trabajo de titulación: **Análisis de riesgo sísmico de viviendas aporticadas de hormigón armado con mampostería de relleno, bajo el marco de la NEC-SE-VIVIENDA 2015, ubicadas en Tabacundo urbano. Propuesta de reforzamiento de los elementos estructurales y no estructurales del caso más vulnerable**, en el Repositorio Institucional, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi responsabilidad.

Sangolquí, 24 de agosto de 2020

Firma:

A handwritten signature in blue ink, appearing to read 'César Andrés Cisneros Mantilla', is written over a horizontal line.

Cisneros Mantilla, César Andrés

C.C: 1750397919

Dedicatoria

A mi querida universidad ESPE y a la Carrera de Ingeniería Civil por ser mi segundo hogar, me dio los mejores momentos de mi vida y enseñanzas que llevaré conmigo para siempre.

César Andrés Cisneros Mantilla

Agradecimiento

A Dios y a la Virgen María por siempre estar a mi lado y no dejarme caer en ningún momento, por todas sus bendiciones y su luz que siempre me han guiado en la vida.

A mis padres César y Carmen, a mi hermana Mishell y mi novia Sarai por todo su cariño de familia, su comprensión y apoyo, además, por los valores que me inculcaron y sus enseñanzas que me hacen crecer cada día.

Al Dr. Pablo Caiza por guiarme en todo el proceso de investigación, por haber contribuido con sus consejos y su invaluable experiencia, por su paciencia en este largo camino que llevo la elaboración de este estudio. Muchas gracias por su apoyo.

A mi querida ciudad de Tabacundo por toda su colaboración e interés en este proyecto, a los tabacundeños por abrirme las puertas de sus hogares y darme su apoyo en este trabajo.

César Andrés Cisneros Mantilla

Índice de contenidos

| | |
|-----------------------------------|----|
| Dedicatoria | 6 |
| Agradecimiento | 7 |
| Índice de contenidos..... | 8 |
| Índice de tablas | 17 |
| Índice de figuras | 22 |
| Resumen..... | 31 |
| Abstract..... | 32 |
| Capítulo I..... | 33 |
| Aspectos generales | 33 |
| Introducción | 33 |
| Formulación del Problema | 33 |
| Macro | 33 |
| Meso | 34 |
| Micro | 35 |
| Justificación e Importancia..... | 35 |
| Objetivos..... | 36 |
| Objetivo General | 36 |
| Objetivos Específicos | 37 |
| Capítulo II..... | 38 |
| Marco teórico..... | 38 |
| Generalidades | 38 |
| Antecedentes Investigativos | 38 |
| Riesgo sísmico | 41 |
| Peligro Sísmico | 42 |

| | |
|----------------------------------------------|----|
| Fuentes Sísmicas en Ecuador. | 43 |
| Subducción de placas. | 43 |
| Fallas geológicas. | 44 |
| Sismos de origen volcánico | 46 |
| Zonas Sismogénicas..... | 47 |
| Zonificación Sísmica..... | 49 |
| Efectos de sitio | 53 |
| Periodo Fundamental del suelo mediante | |
| Nakamura | 54 |
| Prospección de sísmica del suelo..... | 57 |
| Atenuación de ondas sísmicas | 59 |
| Ecuaciones de predicción de movimiento | 59 |
| PEER-NGA Spectrum..... | 59 |
| Vulnerabilidad Sísmica..... | 63 |
| Metodología FEMA-P154..... | 63 |
| Metodología Chilena H/T | 66 |
| Exposición sísmica..... | 68 |
| Patologías Estructurales | 69 |
| Diseño sismorresistente..... | 71 |
| Reforzamiento de Mamposterías | 73 |
| Capítulo III..... | 75 |
| Metodología | 75 |
| Metodología de desarrollo del proyecto | 75 |
| Socialización del proyecto..... | 76 |
| Delimitación del sector de estudio..... | 76 |

| | |
|-------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tamaño de la muestra | 77 |
| Recopilación de Información | 79 |
| Ensayo con acelerómetro en suelo con el método de Nakamura | 80 |
| Ensayos de refracción sísmica | 84 |
| Registro de datos mediante FEMA P-154..... | 87 |
| Ensayo con acelerómetro en viviendas | 91 |
| Ejecución del ensayo y adquisición de datos | 91 |
| Determinación del periodo fundamental de la estructura | 93 |
| Estimación de la flexibilidad de la estructura con la metodología H/T..... | 97 |
| PEER-NGA Spectrum..... | 98 |
| Selección del caso más vulnerable | 103 |
| Modelos Estructurales | 104 |
| Capítulo IV | 106 |
| Peligro sísmico de Tabacundo | 106 |
| Historia sísmica | 106 |
| Peligro Sísmico..... | 107 |
| Fuente y trayectoria..... | 108 |
| Sistemas de fallas cercanas | 108 |
| Zonas Sismogénicas..... | 112 |
| Terremotos de control..... | 116 |
| Parámetros de geometría y distancia para las GMPEs del PEER- NGA..... | 125 |
| Efectos de sitio | 126 |

| | |
|-------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Velocidad de ondas de corte Vs30 de los suelos de Tabacundo | 126 |
| Isoperiodos fundamentales de los suelos de Tabacundo | 131 |
| Espectros de diseño y máximos considerados | 134 |
| Capítulo V | 147 |
| Determinación de la vulnerabilidad estructural y selección de caso de estudio | 147 |
| Datos preliminares | 147 |
| Vulnerabilidad Estructural | 149 |
| Mediante el uso de la metodología FEMA P-154 | 149 |
| Resultados de vulnerabilidad, metodología FEMA P-154 | 155 |
| Metodología Chilena H/T | 160 |
| Periodo fundamental e índice de vulnerabilidad H/T | 160 |
| Resultados de vulnerabilidad, metodología H/T | 167 |
| Interpretación de resultados de vulnerabilidad | 170 |
| Selección del caso más vulnerable | 174 |
| Capítulo VI | 177 |
| Exposición sísmica | 177 |
| Aspectos demográficos de Tabacundo | 177 |
| Aspectos socio económicos de Tabacundo | 180 |
| Capítulo VII | 184 |
| Modelamiento virtual de la estructura de estudio | 184 |
| Información As-Built | 184 |
| Generalidades | 186 |
| Ubicación | 186 |
| Configuración Arquitectónica | 187 |

| | |
|-----------------------------------------------------------------|-----|
| Sistema estructural..... | 190 |
| Diagnóstico de vulnerabilidad | 190 |
| Posibles patologías y establecimiento de causas | 192 |
| Modelo 0 (Elementos estructurales)..... | 192 |
| Modelo 0.1: Elementos estructurales / Actual..... | 193 |
| Estimación de cargas..... | 193 |
| Carga Muerta (D)..... | 193 |
| Carga Viva (L) | 196 |
| Procedimiento de Modelamiento..... | 197 |
| Definición de materiales..... | 197 |
| Definición de secciones | 199 |
| Asignación de cargas | 202 |
| Revisión de la modelación | 203 |
| Revisión de cargas | 204 |
| Revisión de Periodo Fundamental | 206 |
| Modelo 0.2: Elementos estructurales / De diseño..... | 207 |
| Estimación de cargas..... | 207 |
| Carga muerta (D), carga Viva (L) y carga de granizo (S)..... | 207 |
| Carga Sísmica (E) | 207 |
| Combinaciones de carga | 210 |
| Asignación de carga sísmica | 210 |
| Diagnóstico del modelo..... | 212 |
| Análisis de la Deriva | 212 |
| Análisis de torsión..... | 214 |

| | |
|-----------------------------------------------------------------------------|-----|
| Radio de capacidad a flexo compresión de columnas | 218 |
| Modelo 1: (Elementos estructurales y no estructurales) | 219 |
| Modelo 1.1: Real /Actual | 219 |
| Estimación de cargas..... | 219 |
| Carga Muerta (D) y Carga viva (L) | 219 |
| Asignación de cargas..... | 220 |
| Procedimiento de Modelamiento..... | 221 |
| Definición de materiales..... | 221 |
| Definición de secciones | 227 |
| Asignación de etiquetas Pier y Spandrel..... | 229 |
| Revisión de la modelación..... | 231 |
| Comparación del periodo fundamental del modelo con el experimental | 232 |
| Modelo 1.2: Real / De diseño | 233 |
| Estimación de cargas..... | 234 |
| Carga muerta (D), carga viva (L), carga de granizo (S) | 234 |
| Carga Sísmica (E) | 234 |
| Fuente de masas | 235 |
| Combinaciones de cargas..... | 235 |
| Agrietamiento de inercias en secciones de concreto..... | 235 |
| Asignación de la carga sísmica..... | 236 |
| Diagnóstico del modelo..... | 238 |
| Análisis de la Deriva | 238 |

| | |
|------------------------------------------------------------------|-----|
| Análisis de torsión..... | 239 |
| Verificación de solicitaciones mampostería..... | 241 |
| Mampostería bajo cargas gravitacionales | 241 |
| Resistencia al cortante de mampostería | 244 |
| Comparativa de Modelo 0 y Modelo 1 | 248 |
| Periodo Fundamental | 248 |
| Deriva máxima de piso | 248 |
| Torsión en planta..... | 249 |
| Requerimientos del reforzamiento | 250 |
| Capítulo VIII..... | 251 |
| Propuesta de reforzamiento | 251 |
| Alternativa elegida | 251 |
| Objetivos de la alternativa | 251 |
| Procedimientos de análisis | 252 |
| Criterio de aceptación para acciones controladas por fuerza..... | 252 |
| Modelo 2, estructura reforzada | 253 |
| Carga muerta (D)..... | 254 |
| Carga viva (L) | 254 |
| Carga sísmica..... | 255 |
| Carga sísmica para procedimiento lineal estático (LSP) | 255 |
| Carga sísmica para procedimiento lineal dinámico (LDP)..... | 255 |
| Escalamiento de fuerzas..... | 256 |

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Ajuste de cortante basal de los resultados obtenidos por el análisis dinámico..... | 256 |
| Combinaciones de cargas..... | 259 |
| Envolvente de diseño..... | 259 |
| Definición de materiales | 260 |
| Mortero de enchape..... | 260 |
| Acero de malla electrosoldada | 261 |
| Definición de secciones..... | 261 |
| Mampostería reforzada..... | 261 |
| Diseño del reforzamiento de mampostería | 265 |
| Distribución de los muros..... | 265 |
| Fuerzas internas sobre muros | 269 |
| Chequeo de esfuerzos axiales | 271 |
| Diseño por corte de mampostería reforzada | 273 |
| Verificación del modelo | 277 |
| Control de torsión | 277 |
| Radio de capacidad a flexo compresión de columnas..... | 278 |
| Verificación de derivas de piso | 280 |
| Planos de reforzamiento | 282 |
| Eficiencia del reforzamiento | 282 |
| Periodo Fundamental | 282 |
| Deriva máxima de piso | 283 |
| Torsión en planta..... | 284 |
| Criterios de intervención | 285 |
| Materiales..... | 285 |

| | |
|----------------------------------------------------|-----|
| Procedimiento | 285 |
| Reforzamiento de cimentación..... | 285 |
| Reforzamiento de mampostería..... | 286 |
| Presupuesto referencial | 288 |
| Capítulo IX | 290 |
| Conclusiones y recomendaciones | 290 |
| Conclusiones | 290 |
| Riesgo sísmico..... | 290 |
| Peligro sísmico | 290 |
| Fuente sísmica | 290 |
| Efectos de sitio | 291 |
| Trayectoria y atenuación de ondas sísmicas | 292 |
| Vulnerabilidad estructural..... | 293 |
| Exposición socioeconómica | 294 |
| Modelamiento virtual del caso más vulnerable | 295 |
| Propuesta de reforzamiento | 296 |
| Recomendaciones | 297 |
| Capítulo X | 299 |
| Referencias | 299 |
| Capítulo XI | 310 |
| Apéndice | 310 |

Índice de tablas

| | |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabla 1. <i>Parámetros de sismicidad de GR para las zonas fuentes de Ecuador.....</i> | 49 |
| Tabla 2. <i>Clasificación de los perfiles de suelo.....</i> | 58 |
| Tabla 3. <i>Características de las ecuaciones de predicción de movimiento PEER-NGA.....</i> | 60 |
| Tabla 4. <i>Parámetros de entrada para las GMPE's del PEER-NGA.....</i> | 62 |
| Tabla 5. <i>Rango de aceleración para para cada región de sismicidad.....</i> | 64 |
| Tabla 6. <i>Edificaciones tipo según FEMA P-154.....</i> | 65 |
| Tabla 7. <i>Puntaje final asociado a la vulnerabilidad sísmica.....</i> | 66 |
| Tabla 8. <i>Clasificación de la rigidez de las edificaciones en base al cociente H/T.....</i> | 67 |
| Tabla 9. <i>Principales patologías estructurales.....</i> | 70 |
| Tabla 10. <i>Principios de sismorresistencia.....</i> | 72 |
| Tabla 11. <i>Elementos del enchapado de paredes.....</i> | 74 |
| Tabla 12. <i>Viviendas del área de estudio según el número de pisos.....</i> | 78 |
| Tabla 13. <i>Respuestas de aceleración S_s y S_1 para Tabacundo.....</i> | 88 |
| Tabla 14. <i>Rango de aceleración para para cada región de sismicidad.....</i> | 88 |
| Tabla 15. <i>Parámetros de entrada utilizados en el programa SeismoSignal 2020.....</i> | 94 |
| Tabla 16. <i>Clasificación de los valores de Rigidez.....</i> | 97 |
| Tabla 17. <i>Modelos computacionales para el análisis y reforzamiento estructural.....</i> | 105 |
| Tabla 18. <i>Parámetros de sismicidad de Gutenberg-Richter para las zonas fuentes corticales representan amenaza sísmica de Tabacundo.....</i> | 113 |
| Tabla 19. <i>Modelo de área de Beauval y otros (2018), parámetros de magnitud- frecuencia para las zonas fuente cercanas a Tabacundo.....</i> | 115 |
| Tabla 20. <i>Modelo Geológico de Beauval y otros (2018), parámetros de las fallas que representan una amenaza al poblado de Tabacundo.....</i> | 115 |

| | |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabla 21. <i>Modelo Geodésico (Sin componente asísmico) de Beauval y otros (2018), parámetros de las fallas que representan una amenaza al poblado de Tabacundo.....</i> | 116 |
| Tabla 22. <i>Terremotos de control, zonas sismogénicas, región interandina de Parra 2016 para tiempos de retorno de 475, 975 y 2475 años y una vida útil de 50 años</i> | 120 |
| Tabla 23. <i>Terremotos de control, árbol lógico completo acorde a Beauval y otros (2018) para tiempos de retorno de 475, 975 y 2475 años, vida útil de 50 años</i> | 124 |
| Tabla 24. <i>Parámetros de entrada para los modelos de predicción del movimiento PEER-NGA para las fallas que representan amenaza para Tabacundo.....</i> | 126 |
| Tabla 25. <i>Ubicación de ensayos de prospección sísmica en Tabacundo.....</i> | 127 |
| Tabla 26. <i>Resultados de Vs30 (método activo, pasivo y combinado), tipo de perfil de suelo NEC-15 para los suelos de Tabacundo</i> | 129 |
| Tabla 27. <i>Coordenadas de los ensayos para obtención de periodos fundamentales de vibración del suelo de Tabacundo.....</i> | 131 |
| Tabla 28. <i>Información preliminar de las viviendas analizadas.</i> | 148 |
| Tabla 29. <i>Puntaje de vulnerabilidad de las viviendas de muestra, FEMA P-154</i> | 156 |
| Tabla 30. <i>Principales problemas de vulnerabilidad en las viviendas de estudio</i> | 157 |
| Tabla 31. <i>Frecuencia fundamental de las viviendas de estudio NEC-SE-DS (2015) ..</i> | 167 |
| Tabla 32. <i>Periodo fundamental viviendas de estudio e índice de vulnerabilidad "H/T".....</i> | 169 |
| Tabla 33. <i>Interpretación de coeficientes de rigidez H/T.....</i> | 170 |
| Tabla 34. <i>Interpretación de coeficientes de la evaluación FEMA P-154 de Nivel 2.....</i> | 171 |
| Tabla 35. <i>Puntaje de vulnerabilidad de las viviendas de muestra de acuerdo a la metodología FEMA P-154.....</i> | 175 |
| Tabla 36. <i>Aspectos demográficos generales del Cantón Pedro Moncayo.....</i> | 177 |

| | |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabla 37. <i>Valor aproximado de las viviendas de muestra, Tabacundo</i> | 183 |
| Tabla 38. <i>Requisitos As-Built ASCE/SEI 41, (2017)</i> | 185 |
| Tabla 39. <i>Periodos fundamentales e índice de vulnerabilidad “H/T” en vivienda seleccionada para estudio (#7)</i> | 191 |
| Tabla 40. <i>Puntaje de vulnerabilidad y observaciones de la vivienda de estudio</i> | 191 |
| Tabla 41. <i>Patologías estructurales de la vivienda (#7) y establecimiento de causas</i> .. | 192 |
| Tabla 42. <i>Carga muerta por concepto de paredes en Modelo 0</i> | 195 |
| Tabla 43. <i>Carga muerta por concepto de acabados en Modelo 0</i> | 195 |
| Tabla 44. <i>Carga muerta adicional en losas de Modelo 0, vivienda seleccionada (#7)</i> | 196 |
| Tabla 45. <i>Carga viva de acuerdo a la NEC de cargas no sísmicas, vivienda (#7)</i> | 196 |
| Tabla 46. <i>Combinaciones de carga utilizadas en Modelo 0</i> | 203 |
| Tabla 47. <i>Carga muerta calculada para la vivienda de estudio</i> | 205 |
| Tabla 48. <i>Carga muerta del Modelo 0 por piso, vivienda de estudio</i> | 205 |
| Tabla 49. <i>Parámetros del cortante basal de la estructura de diseño, peligro sísmico</i> . | 209 |
| Tabla 50. <i>Centros de masa, rigidez y excentricidades del Modelo 0, vivienda seleccionada (#7)</i> | 214 |
| Tabla 51. <i>Participación modal de los radios de masa del Modelo 0, vivienda seleccionada (#7)</i> | 215 |
| Tabla 52. <i>Centros de masa, rigidez y excentricidades del Modelo 0 con desacople de escalera, vivienda seleccionada (#7)</i> | 217 |
| Tabla 53. <i>Participación modal de los radios de masa del Modelo 0 con desacople de escalera, vivienda seleccionada (#7)</i> | 217 |
| Tabla 54. <i>Carga muerta adicional en losas de Modelo 1</i> | 220 |
| Tabla 55. <i>Propiedades de mampostería de bloque y ladrillos</i> | 223 |
| Tabla 56. <i>Comparativa periodos de vibración del modelo y experimentales</i> | 233 |

| | |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabla 57. Centros de masa, rigidez y excentricidades del Modelo 1.2, vivienda (#7) . | 239 |
| Tabla 58. Participación modal de la masa del Modelo 1.2, vivienda de estudio..... | 240 |
| Tabla 59. Análisis de esfuerzos axiales de los muros en sentido X, Modelo 1.2 | 242 |
| Tabla 60. Análisis de esfuerzos axiales de los muros en sentido Y, Modelo 1.2 | 243 |
| Tabla 61. Valor de cortante nominal resistido por la mampostería V_m | 244 |
| Tabla 62. Valores máximos para cortante nominal en mampostería V_n | 245 |
| Tabla 63. Análisis de esfuerzos cortantes de los muros en sentido X, Modelo 1.2 | 246 |
| Tabla 64. Análisis de esfuerzos cortantes de los muros en sentido Y, Modelo 1.2 | 247 |
| Tabla 65. Comparativa periodos de vibración del Modelo 0, Modelo 1 y valores experimentales..... | 248 |
| Tabla 66. Comparativa de las derivas con la inclusión de mampostería al modelo | 249 |
| Tabla 67. Comparativa de excentricidad con la inclusión de mampostería al modelo | 249 |
| Tabla 68. Participación modal de los radios de masa del Modelo 1.2, vivienda (#7) .. | 250 |
| Tabla 69. Ajuste de cortante basal, análisis dinámico | 257 |
| Tabla 70. Características de muros del Modelo 2 en sentido "X", vivienda (#7) | 267 |
| Tabla 71. Características de muros del Modelo 2 en sentido "Y", vivienda (#7) | 268 |
| Tabla 72. Fuerzas internas en muros del sentido "X", Modelo 2, vivienda (#7)..... | 269 |
| Tabla 73. Fuerzas internas en muros del sentido "Y", Modelo 2, vivienda (#7)..... | 270 |
| Tabla 74. Análisis de esfuerzos axiales de los muros en sentido X, Modelo 1.2 | 271 |
| Tabla 75. Análisis de esfuerzos axiales de los muros en sentido Y, Modelo 1.2 | 272 |
| Tabla 76. Análisis cortante de los muros en sentido X, Modelo 2 (reforzado)..... | 275 |
| Tabla 77. Análisis cortante de los muros en sentido Y, Modelo 2 (reforzado)..... | 276 |
| Tabla 78. Centros de masas y rigidez del Modelo 1.2, vivienda de estudio..... | 277 |
| Tabla 79. Participación modal de la masa del Modelo 2, vivienda (#7)..... | 278 |
| Tabla 80. Radio de capacidad a flexo compresión de columnas de Modelo 2..... | 279 |

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabla 81. <i>Comparativa periodos de vibración del Modelo 0, Modelo 1 y Modelo 2.....</i> | 282 |
| Tabla 82. <i>Índice de vulnerabilidad "H/T" de vivienda reforzada.</i> | 283 |
| Tabla 83. <i>Comparativa de derivas con el reforzamiento propuesto</i> | 283 |
| Tabla 84. <i>Comparativa de excentricidades con el reforzamiento propuesto.....</i> | 284 |
| Tabla 85. <i>Participación modal de los radios de masa del Modelo 1.2, vivienda (#7) ..</i> | 284 |
| Tabla 86. <i>Materiales para reforzamiento de mampostería con enchapado</i> | 285 |
| Tabla 87. <i>Procedimiento para el reforzamiento de mamposterías.....</i> | 287 |
| Tabla 88. <i>Presupuesto referencial del reforzamiento de la vivienda de estudio.....</i> | 289 |

Índice de figuras

| | | |
|-------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 1. | <i>Factores que intervienen en la evaluación de la peligrosidad sísmica</i> | 42 |
| Figura 2. | <i>Características tectónicas de la región Norandina</i> | 43 |
| Figura 3. | <i>Fallas cuaternarias activas y límite del Bloque Norandino</i> | 44 |
| Figura 4. | <i>Partes de una falla geológica</i> | 45 |
| Figura 5. | <i>Tipos de fallas Geológicas</i> | 46 |
| Figura 6. | <i>Red de monitoreo instrumental del volcán Cayambe</i> | 47 |
| Figura 7. | <i>Zonas Fuentes: a) Corticales; b) Interplaca e Intraplaca</i> | 48 |
| Figura 8. | <i>Ecuador. Zonas sísmicas NEC-15 para propósito de diseño</i> | 50 |
| Figura 9. | <i>Mapas de peligrosidad sísmica del Ecuador en términos de PGA para periodos de retorno de a) 475 años, b) 975 años y c) 2475 años</i> | 51 |
| Figura 10. | <i>Mapa de peligro, periodo de retorno 475 años en roca, combinando del modelo de fuentes y el modelo de predicción de movimiento del suelo</i> | 52 |
| Figura 11. | <i>Árbol lógico del modelo fuente de Beauval 2018</i> | 52 |
| Figura 12. | <i>Amplificación de las ondas sísmicas debido a efectos de sitio</i> | 53 |
| Figura 13. | <i>Distribución del daño en la ciudad de Shimizu, Sismo de Tonankai 1944</i> | 54 |
| Figura 14. | <i>Estructura geológica típica de una cuenca sedimentaria</i> | 55 |
| Figura 15. | <i>Definición de geometría de fallas y medidas de distancia; a) Falla transformante, b) Falla inversa o normal, en bloque de techo, c) Falla inversa o normal, en bloque de piso</i> | 61 |
| Figura 16. | <i>Cociente H/T en edificaciones chilenas</i> | 67 |
| Figura 17. | <i>Columnas cortas, HECAM Consulta externa sur</i> | 70 |
| Figura 18. | <i>Edificio con torsión en planta ubicado en la Ciudad de México (Vista Aérea Google Maps)</i> | 70 |

| | |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 19. <i>Edificio con piso blando en Portoviejo, antes y después del sismo de Pedernales de 2016.....</i> | 70 |
| Figura 20. <i>Vivienda con fisuras debido a asentamientos en cimentación.....</i> | 71 |
| Figura 21. <i>Viviendas sin junta contractiva, efecto de golpeteo.....</i> | 71 |
| Figura 22. <i>Delimitación del sector de estudio, Tabacundo.....</i> | 77 |
| Figura 23. <i>Sensor digital SARA SR04 GeoBox.....</i> | 80 |
| Figura 24. <i>Ubicación del medidor de periodos de vibración Nakamura junto a la Unidad Educativa del Milenio "Tabacundo".....</i> | 81 |
| Figura 25. <i>Programa SeismoWIN y ventana de adquisición de datos.....</i> | 82 |
| Figura 26. <i>Señales de los Canales norte, este y vertical del equipo GeoBox.....</i> | 83 |
| Figura 27. <i>Promedio HSVR vs. Frecuencia.....</i> | 83 |
| Figura 28. <i>Frecuencia fundamental seleccionada del promedio HVSR.....</i> | 84 |
| Figura 29. <i>Sismógrafo digital de 24 Bits PASI Anteo.....</i> | 85 |
| Figura 30. <i>Ubicación del sismógrafo y geófonos PASI Anteo en la calle Velasco Ibarra, Tabacundo.....</i> | 85 |
| Figura 31. <i>Interface del sismógrafo digital PASI Anteo.....</i> | 86 |
| Figura 32. <i>Diagrama de conexiones, sismógrafo PASI Anteo.....</i> | 86 |
| Figura 33. <i>FEMA P-154 de nivel 1 para regiones de alta peligrosidad sísmica.....</i> | 89 |
| Figura 34. <i>FEMA P-154 de nivel 2 para regiones de muy alta peligrosidad sísmica.....</i> | 90 |
| Figura 35. <i>Disposición de ejes en acelerómetro.....</i> | 91 |
| Figura 36. <i>Interfaz del programa Waspnote PRO IDE.....</i> | 92 |
| Figura 37. <i>Verificación de nivel de batería interna de equipo Waspnote.....</i> | 92 |
| Figura 38. <i>Botones para la adquisición de datos en programa Waspnote PRO IDE.....</i> | 93 |
| Figura 39. <i>Interface del programa SeismoSignal 2020.....</i> | 94 |
| Figura 40. <i>Herramientas de filtrado de ruido del programa SeismoSignal.....</i> | 95 |

| | | |
|-------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 41. | <i>Periodo fundamental de la estructura en función de la tipología y su altura</i> | 95 |
| Figura 42. | <i>Periodo fundamental de la estructura arrojado por el programa "SeismoSignal"</i> | 96 |
| Figura 43. | <i>Amplitud de Fourier vs. Frecuencia en Hz proveniente del programa SeismoSignal</i> | 96 |
| Figura 44. | <i>Opciones de generación de espectros PEER-NGA</i> | 98 |
| Figura 45. | <i>Ventana "Target Spectrum" del PEER-NGA database. (1) Seleccione el modelo de espectro, (2) Especificaciones del modelo seleccionado, (3) Explicación de las notaciones, (4) Trazado, (5) Control del trazado, (6) Crear espectro</i> | 99 |
| Figura 46. | <i>Panel de entrada para crear un espectro PEER-NGA</i> | 100 |
| Figura 47. | <i>Construcción de un espectro de ϵ constante PEER-NGA</i> | 101 |
| Figura 48. | <i>Ejemplo del espectro PEER-NGA con ϵ constante</i> | 102 |
| Figura 49. | <i>Parámetros de entrada necesarios para construir un espectro medio condicional</i> | 102 |
| Figura 50. | <i>Ejemplo de espectro medio condicional PEER-NGA</i> | 103 |
| Figura 51. | <i>Árbol lógico para la selección del caso más vulnerable</i> | 104 |
| Figura 52. | <i>Mapa que presenta el sistema de fallas alrededor de la región epicentral de los sismos del 5 de marzo de 1987</i> | 108 |
| Figura 53. | <i>Mapa que muestra las unidades geológicas, además de los epicentros del terremoto del 5 de marzo de 1987</i> | 109 |
| Figura 54. | <i>Zonas sismogénicas corticales de la región interandina sobre mapa de fallas cuaternarias activas de Egüez (2003) a) Parra (2016) y b) Beauval y otros (2018)</i> | 110 |
| Figura 55. | <i>Planos de fallas ciegas de Quito y ubicación de Tabacundo</i> | 111 |

| | |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 56. <i>Zonificación sísmica cortical de la región Interandina, donde se distingue: a) Representación de los límites de las zonas, b) Fallas y pliegues cuaternarios según Egüez (2003).....</i> | 112 |
| Figura 57. <i>Fuentes sismogénicas corticales, sistemas de fallas en los límites del bloque Norandino y tasas de desplazamiento.....</i> | 114 |
| Figura 58. <i>Parámetros GR de las zonas sismogénicas de la región interandina que influyen en el peligro sísmico de Tabacundo, según Parra (2016)</i> | 117 |
| Figura 59. <i>Árbol lógico de la media ponderada, considerando los Modelos de Área y Fuente acorde con los parámetros de Beauval y otros (2018).....</i> | 122 |
| Figura 60. <i>Magnitud-Frecuencia modelo GR Truncado de acuerdo a los parámetros de modelos de área, geológicos y geodésicos de Beauval y otros (2018); sistemas de fallas a) Chingual, b) Quito, c) El Ángel.....</i> | 123 |
| Figura 61. <i>Fallas de control para Tabacundo zonas sismogénicas de Beauval y otros (2018) sobre mapa de Egüez (2003).....</i> | 125 |
| Figura 62. <i>Ubicación de líneas sísmicas para ensayos de prospección sísmica en Tabacundo.....</i> | 128 |
| Figura 63. <i>Mapa de clasificación de perfiles de suelo NEC-15 para Tabacundo e isolíneas de Vs30.....</i> | 130 |
| Figura 64. <i>Ubicación y magnitud de los sondeos de periodo fundamental del suelo de Tabacundo.....</i> | 132 |
| Figura 65. <i>Mapa de isoperiodos fundamentales del suelo de Tabacundo.....</i> | 133 |
| Figura 66. <i>Espectros Tabacundo en roca, Tr=475 años - GMPE's PEER-NGA para terremotos en fallas a) Otavalo, b) Chingual y c) Quito Norte (Bellavista-Catequilla).....</i> | 135 |

| | |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 67. <i>Espectros Tabacundo suelo tipo D - GMPE's PEER-NGA para terremoto en falla (Bellavista-Catequilla) a) DE 475 años, b) MCE 975 años.....</i> | 137 |
| Figura 68. <i>Espectros Tabacundo suelo tipo C - GMPE's PEER-NGA para terremoto en falla (Bellavista-Catequilla) a) DE 475 años, b) MCE 975 años.....</i> | 138 |
| Figura 69. <i>Espectros Tabacundo- GMPE's PEER-NGA para terremoto histórico del 31 de agosto de 1587, sistema de fallas Quito para: a) Suelo D y b) Suelo C.....</i> | 140 |
| Figura 70. <i>Espectros Tabacundo- GMPE's PEER-NGA para terremoto histórico del 16 de agosto de 1868, falla Otavalo para: a) Suelo D y b) Suelo C.....</i> | 142 |
| Figura 71. <i>Espectros Tabacundo- GMPE's PEER-NGA para terremoto histórico del 5 de marzo de 1987, falla Chingual para: a) Suelo D y b) Suelo C.....</i> | 143 |
| Figura 72. <i>Espectros de Diseño (DE) Tabacundo: a) Suelo D y b) Suelo C.....</i> | 145 |
| Figura 73. <i>Mapa de ubicación de las viviendas muestra para estudio de vulnerabilidad, Tabacundo.....</i> | 149 |
| Figura 74. <i>Datos Generales, vivienda (#7) y evaluación Nivel 1 de FEMA P-154.....</i> | 150 |
| Figura 75. <i>Parámetros del puntaje, FEMA P-154 en la vivienda (#7).....</i> | 151 |
| Figura 76. <i>Modificadores de partida, FEMA P-154, Nivel 2 en la vivienda (#7).....</i> | 152 |
| Figura 77. <i>Modificadores de irregularidad vertical, FEMA P-154, vivienda (#7).....</i> | 152 |
| Figura 78. <i>Modificadores de irregularidad en Planta, FEMA P-154, vivienda (#7).....</i> | 153 |
| Figura 79. <i>Modificadores de redundancia y golpeteo, FEMA P-154, vivienda (#7).....</i> | 153 |
| Figura 80. <i>Puntuación FEMA P-154 Nivel 2 para la vivienda (#7).....</i> | 154 |
| Figura 81. <i>Peligros no estructurales observados, formato FEMA P-154.....</i> | 154 |
| Figura 82. <i>Problemas más comunes en las viviendas de la muestra.....</i> | 158 |
| Figura 83. <i>Problemas adicionales de las viviendas de muestra.....</i> | 160 |
| Figura 84. <i>Instalación del acelerómetro en la vivienda del Sr. David Andrango.....</i> | 161 |
| Figura 85. <i>Vista en planta de la vivienda (#1), detalle del centro de masas.....</i> | 161 |

| | |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 86. Registro de datos de acelerómetro en vivienda (#1) | 162 |
| Figura 87. Factores NEC-15 para aproximación de periodo fundamental | 163 |
| Figura 88. Filtrado de ruido de los registros de la vivienda del Sr. David Andrango ... | 164 |
| Figura 89. Resultado del programa “SeismoSignal”, sentido X, vivienda (#1) | 165 |
| Figura 90. Resultado de análisis acorde a la transformada de Fourier, sentido X, vivienda (#1) | 165 |
| Figura 91. Resultado del programa “SeismoSignal”, sentido Y, vivienda (#1) | 166 |
| Figura 92. Resultado de análisis acorde a la transformada de Fourier, sentido Y, vivienda (#1) | 166 |
| Figura 93. Transformación de escala de puntaje FEMA P-154 a metodología H/T ... | 174 |
| Figura 94. Puntaje de vulnerabilidad de las viviendas de muestra, metodología FEMA P-154, metodología chilena H/T y métodos combinados | 176 |
| Figura 95. Mapa de densidad poblacional a nivel parroquial, Provincia de Pichincha | 178 |
| Figura 96. Proyección Poblacional del Cantón Pedro Moncayo (2010-2020)..... | 179 |
| Figura 97. Recaudación de Impuestos (2012-2019), Cantón Pedro Moncayo | 181 |
| Figura 98. Mapa de ubicación de la vivienda seleccionada (#7) | 186 |
| Figura 99. Fotografía, vivienda seleccionada (#7)..... | 187 |
| Figura 100. Plano de fachada principal de la vivienda seleccionada (#7) | 188 |
| Figura 101. Plano de planta baja de la vivienda seleccionada (#7)..... | 188 |
| Figura 102. Plano de primera planta de la vivienda seleccionada (#7)..... | 189 |
| Figura 103. Plano de segunda planta de la vivienda seleccionada (#7)..... | 189 |
| Figura 104. Cálculo de pared maciza equivalente y peso específico | 194 |
| Figura 105. Valores de entrada en el programa ETABS, hormigón en vivienda (#7).. | 198 |
| Figura 106. Valores de entrada ETABS, acero de perfiles de cubierta, vivienda seleccionada (#7)..... | 199 |

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 107. <i>Propiedades columnas ETABS, vivienda seleccionada (#7)</i> | 200 |
| Figura 108. <i>Propiedades vigas ETABS, vivienda seleccionada (#7)</i> | 200 |
| Figura 109. <i>Propiedades secciones metálicas ETABS, vivienda de estudio</i> | 201 |
| Figura 110. <i>Propiedades de losas ETABS, vivienda seleccionada (#7)</i> | 202 |
| Figura 111. <i>Asignación de sobrecargas ETABS, vivienda de estudio (#7)</i> | 202 |
| Figura 112. <i>Modelo 0, vivienda de estudio a) Perspectiva de fachada, b) Perspectiva posterior, c) Primera planta y d) Segunda planta</i> | 204 |
| Figura 113. <i>Periodo fundamental de Modelo 0, obtenido en ETABS</i> | 206 |
| Figura 114. <i>Espectros elásticos de diseño para Tabacundo y envolvente de GMPE's PEER-NGA: a) Suelo D y b) Suelo C</i> | 208 |
| Figura 115. <i>Valores del coeficiente k en función del periodo fundamental</i> | 210 |
| Figura 116. <i>Patrones de carga, ETABS, Modelo 0, vivienda seleccionada (#7)</i> | 211 |
| Figura 117. <i>Fuerza sísmica en la base para Modelo 0, estructura de estudio</i> | 211 |
| Figura 118. <i>Combinaciones de carga del Modelo 0, vivienda seleccionada (#7)</i> | 212 |
| Figura 119. <i>Valores de derivas inelásticas máximas, expresados como fracción de la altura de piso</i> | 212 |
| Figura 120. <i>Máxima deriva elástica de piso con Sismo en X, Modelo 0, vivienda seleccionada (#7)</i> | 213 |
| Figura 121. <i>Máxima deriva elástica de piso con Sismo en Y, Modelo 0</i> | 214 |
| Figura 122. <i>Desacople de base de escalera en Modelo 0, vivienda (#7)</i> | 216 |
| Figura 123. <i>Radio de capacidad a flexo compresión de las columnas del Modelo 0, vivienda (#7)</i> | 218 |
| Figura 124. <i>Cargas asignadas a losas de Modelo 1</i> | 220 |
| Figura 125. <i>Valores de entrada en el programa ETABS, mampostería de bloque</i> | 223 |
| Figura 126. <i>Valores de entrada material ETABS, acople mampostería bloque-viga</i> | 224 |

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 127. <i>Valores de entrada en el programa ETABS, mampostería de ladrillo.....</i> | 226 |
| Figura 128. <i>Valores de entrada material ETABS, acople mampostería ladrillo-viga...227</i> | 227 |
| Figura 129. <i>Propiedades de sección mampostería ETABS, Modelo 1: a) Bloque, b) Acople Bloque Viga, c) Ladrillo y d) Acople Ladrillo-Viga</i> | 228 |
| Figura 130. <i>Elementos Pier y Spandrel en planta baja, Modelo 1</i> | 229 |
| Figura 131. <i>Elementos Pier y Spandrel en primera planta, Modelo 1.....</i> | 230 |
| Figura 132. <i>Elementos Pier y Spandrel en segunda planta, Modelo 1</i> | 230 |
| Figura 133. <i>Modelo 1, vivienda de estudio a) Perspectiva tridimensional extruida, b) Perspectiva tridimensional, c) Primera planta y d) Segunda planta</i> | 231 |
| Figura 134. <i>Periodo fundamental del primer modo de vibración del Modelo 1.1</i> | 232 |
| Figura 135. <i>Fuente de Masa del Modelo 1.2, vivienda de estudio.....</i> | 235 |
| Figura 136. <i>Agrietamiento de inercias en Modelo 1.2, a) Columnas y b) Vigas.....</i> | 236 |
| Figura 137. <i>Fuerza sísmica en la base para Modelo 1.2, sentido X.....</i> | 237 |
| Figura 138. <i>Fuerza sísmica en la base para Modelo 1.2, sentido Y.....</i> | 237 |
| Figura 139. <i>Máxima deriva elástica de piso con Sismo en X, Modelo 1.2</i> | 238 |
| Figura 140. <i>Máxima deriva elástica de piso con Sismo en Y, Modelo 1.2</i> | 239 |
| Figura 141. <i>Perspectivas de Modelo 2, vivienda seleccionada (#7).....</i> | 253 |
| Figura 142. <i>Carga muerta lineal por concepto de mampostería retirada de la modelación, Modelo 2</i> | 254 |
| Figura 143. <i>ETABS, espectro elástico de peligro sísmico de Tabacundo, suelo D.....</i> | 255 |
| Figura 144. <i>Caso de carga dinámico ETABS, Modelo 2 a) "X" y b) "Y"</i> | 256 |
| Figura 145. <i>Escalamiento de fuerzas dinámicas ETABS, Modelo 2 a) Sentido X y b) Sentido Y</i> | 258 |
| Figura 146. <i>Componente horizontal, caso dinámico no ortogonal.....</i> | 258 |
| Figura 147. <i>Combinaciones de carga ETABS, Modelo 2</i> | 259 |

| | |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 148. <i>Envolvente de diseño ETABS, Modelo 2</i> | 259 |
| Figura 149. <i>Definición de material mortero enchape, ETABS Modelo 2</i> | 260 |
| Figura 150. <i>Definición malla electrosoldada de refuerzo, ETABS Modelo 2</i> | 261 |
| Figura 151. <i>Material “layered” de ETABS, muro de ladrillo de 15cm con enchape de 3cm en cara interior y 5cm en cara exterior, vivienda seleccionada (#7)</i> | 262 |
| Figura 152. <i>Material “layered” de ETABS, muro de ladrillo de 15cm con enchape de 3cm en cara interior, vivienda seleccionada (#7)</i> | 263 |
| Figura 153. <i>Material “layered” de ETABS, muro de ladrillo de 15cm con enchape de 3cm en cara exterior, vivienda seleccionada (#7)</i> | 263 |
| Figura 154. <i>Material “layered” de ETABS, muro de bloque hueco de 15cm con enchape de 3cm en ambas caras, vivienda seleccionada (#7)</i> | 264 |
| Figura 155. <i>Material “layered” de ETABS, muro de bloque hueco de 15cm con enchape de 3cm en cara exterior, vivienda seleccionada (#7)</i> | 264 |
| Figura 156. <i>Vistas tridimensionales de muros reforzados en Modelo 2, vivienda seleccionada (#7)</i> | 265 |
| Figura 157. <i>Distribución de muros reforzados en Modelo 2, planta baja, vivienda seleccionada (#7) a) Planta baja, b) Primera planta y c) segunda planta</i> ... | 266 |
| Figura 158. <i>Radio de capacidad de las columnas del Modelo 2</i> | 278 |
| Figura 159. <i>Máxima deriva elástica de piso con sismo dinámico en X, Modelo 2</i> | 280 |
| Figura 160. <i>Máxima deriva elástica de piso con sismo dinámico en Y, Modelo 2</i> | 281 |
| Figura 161. <i>Máxima deriva elástica de piso con sismo dinámico en XY, Modelo 2</i> | 281 |
| Figura 162. <i>Detalle de ampliación de zócalo de cimentación para reforzamiento de vivienda seleccionada</i> | 286 |
| Figura 163. <i>Detalle de grapas de anclaje de malla electrosoldada en reforzamiento de paredes</i> | 288 |

Resumen

Es presentado a continuación, un análisis detallado de peligro sísmico para el poblado de Tabacundo, tratando cada una de las variables de las que este tema está compuesto; el peligro sísmico latente, la estimación de la vulnerabilidad estructural y la exposición socioeconómica. Además, se propone un reforzamiento de mampostería sismorresistente, para el caso más vulnerable.

Se presentan espectros de peligro sísmico para múltiples escenarios, para lo cual, son tratadas: fuente, trayectoria, atenuación y efectos de sitio. Se identifican sismos de control para distintos periodos de recurrencia de uso ingenieril en las principales fuentes generadoras identificadas como amenaza al poblado: sistema de fallas Quito, Otavalo y Chingual; además, sismos históricos que han ocasionado afectaciones y sus parámetros de trayectoria. Los efectos del sitio se obtienen experimentalmente a través de un estudio de microzonificación, se proporcionan mapas con clasificación de suelos y período característico de vibración por zona.

Los modelos de atenuación se desarrollan en base a las ecuaciones de predicción del movimiento del suelo (GMPE) del PEER-NGA para diferentes escenarios de terremotos, tipos de suelo y fuentes sísmicas.

Se realiza un estudio de vulnerabilidad sísmica de una muestra de viviendas del área, aplicado metodologías FEMA P-154 y chilena "H/T". Finalmente, se propone un sistema de reforzamiento de los elementos no estructurales del caso más vulnerable.

Palabras clave:

- **RIESGO SÍSMICO**
- **PELIGRO SÍSMICO**
- **VULNERABILIDAD SÍSMICA**
- **REACONDICIONAMIENTO DE VIVIENDAS**
- **MAMPOSTERÍA SISMORRESISTENTE**

Abstract

A detailed seismic hazard analysis for Tabacundo village is presented below, dealing with each of the variables of which this topic is composed: latent seismic hazard, vulnerability of housings and socioeconomic exposure. In addition, the seismic retrofit of masonry infills is proposed for the most vulnerable case.

Seismic hazard spectra are presented for multiple scenarios, for which they are treated: source, trajectory, attenuation and site effects. Control earthquakes are identified for different periods of recurrence of engineering use in the main generating sources identified as a threat to the village: Quito, Otavalo and Chingual fault systems; in addition, historical earthquakes that have caused impacts and their trajectory parameters. Site effects are obtained experimentally through a microzoning study, maps with soil classification by zone and their characteristic period of vibration. Attenuation models are developed based on ground motion prediction equations (GMPE) of PEER-NGA for different scenarios of earthquakes, ground types and seismic sources.

A vulnerability study has been carried out of a sample of homes in the area, applied FEMA P-154 and Chilean "H/T" methodologies. Finally, a system of strengthening the non-structural elements of the most vulnerable case is proposed.

Keywords:

- **SEISMIC RISK**
- **SEISMIC HAZARD**
- **SEISMIC VULNERABILITY**
- **HOUSING RETROFIT**
- **EARTHQUAKE RESISTANT MASONRY**

Capítulo I

Aspectos generales

Introducción

El presente capítulo procura brindar al lector la información necesaria para comprender la naturaleza del proyecto de investigación, en el cual encontrará; la formulación del problema en sus aspectos macro, meso y micro, justificación e importancia del estudio y los objetivos que se han planteado para el desarrollo del presente trabajo.

Formulación del Problema

Macro

Es propio de la naturaleza rígida de las mamposterías y el concreto poseer una baja capacidad de deformación, bajo esta premisa, a nivel mundial se manejan propuestas de reforzamiento, principalmente en mallas de acero, pero además, se han realizado estudios acerca de la utilización de todo tipo de fibras para el reforzamiento del concreto, como los ensayos a flexión realizados en muestras de concreto con adición de fibras de acero y carbono (Shi, Lu, & Bai, 2017), que analizó, aparte de la mejora en la capacidad a flexión del material, el aumento en su conductividad eléctrica.

En Canadá realizan trabajos en compuestos hechos con fibras el “Compuesto Dúctil, Eco-amigable cementoso” (EDCC) por sus siglas en inglés, que es un compuesto patentado que cuenta con fibras de polipropileno y asegura brindar ductilidad a los materiales cementicos utilizado para reforzar mamposterías (Kaheh & Shrive, 2017).

Se ha logrado recopilar algunos métodos propuestos en el mundo para reforzar mamposterías como son; el reforzamiento con malla electrosoldada, el reforzamiento con láminas de Fibra de Carbón Reforzada con Polímeros (FCRP), reforzamiento con varillas de fibra de vidrio y reforzamiento con mallas de polímero (Carrillo, 2008).

Meso

En el Ecuador, la principal fuente generadora de sismos es la subducción de la placa de Nazca debajo de la placa Sudamericana, sin embargo, existe un complejo sistema de fallas locales y regionales que atraviesan al país preferentemente en sentido norte-sur, generando sismos históricos destructivos a través del tiempo (Torres Galárraga, 2018).

El sismo de Pedernales del 16 de abril de 2016 se manifestó con daños en los paneles de relleno de las estructuras aporticadas; siendo estos debido principalmente a la calidad de los bloques y calidad del mortero de unión, evidenciándose esto en las estructuras de hospitales principalmente en donde se observó que a pesar de que vigas, columnas y losa no sufrieron daño, la mampostería sí, dejándolos sin utilidad el momento que más se los necesitaba (Viera & Caiza, 2017). Las observaciones realizadas sobre el colapso total o parcial de mamposterías durante el mencionado sismo muestran la necesidad urgente de incluir a las mamposterías dentro del análisis y modelamiento sismorresistente de las estructuras.

Por otro lado, si nos remontamos a el sismo de Bahía de Caráquez del 04 agosto del 1998.

Las edificaciones de hormigón armado de Bahía de Caráquez tuvieron un buen comportamiento estructural, aproximadamente el 20% de ellas tuvieron un mal comportamiento en el rango inelástico que son las que se han descrito y el 80%

restante tuvieron un muy buen comportamiento estructural si se considera que el sismo tuvo una magnitud de 7.1. El 67.6% tuvo un ligero daño estructural, de acuerdo a lo previsto en las normativas y códigos sísmicos, el mayor daño en estas edificaciones se presentó a nivel de mampostería (Aguiar & Varela, El sismo de bahía, 1998), (Citado por Costa, 2007).

Conclusión que revela indirectamente que, a pesar de un buen comportamiento de elementos del sistema resistente, los paneles de relleno de mampostería usadas en el medio ecuatoriano son los más afectados ante eventos sísmicos.

Micro

La ciudad de Tabacundo, cabecera del cantón Pedro Moncayo y la quinta urbe más poblada de la provincia de Pichincha, la cual está ubicada en el callejón interandino norte del Ecuador a 30km al noreste de Quito, en la hoya del río Guayllabamba, a 2877 msnm. El poblado se encuentra asentado cerca de fallas que han generado sismos de magnitud de momento (Mw) mayor a 6 grados.

Como ocurre en gran parte del país, las viviendas de Tabacundo son aporticadas con paneles de relleno de mampostería; tipología que trae problemas estructurales que necesitan ser solucionados, más aún con los altos considerando las enseñanzas que nos han dejado los eventos sísmicos, en especial el de Pedernales del 2016.

Justificación e Importancia

El pasado trágico de Tabacundo debido a los sismos ocasionados por las fallas geológicas cercanas hace prudente y responsable diseñar viviendas sismorresistentes y mostrar alternativas para reforzar las existentes. La Dirección de Planificación del

Cantón Pedro Moncayo necesita contar con un análisis de riesgo sísmico del poblado y, además, conocer la vulnerabilidad de las viviendas de la tipología estructural más común de Tabacundo, es decir de dos pisos, de hormigón armado con paneles de relleno de mampostería de ladrillo o bloque. (Tulcanaza, 2019).

Desde el punto de vista ingenieril, la responsabilidad que recae sobre la vida de los ocupantes hace que debemos prevenir afectaciones ocasionadas por fallas; tanto de lo que actualmente es considerado sistema estructural, así como de las mamposterías. En este sentido se podría recomendar que se incluya a las mamposterías como requerimiento general de modelamiento en las futuras normativas ecuatorianas de la construcción, además de brindar la guía de diseño, para que la propuesta en donde se refuerce elementos estructurales y no estructurales, elaborado para este caso de estudio, pueda ser replicado en otras viviendas.

Además, el presente proyecto podría convertirse en una referencia a detalle, de lo que se debería hacer para determinar los niveles de riesgo sísmico en poblados ecuatorianos poco estudiados, tratando las variables que compone este amplio tema de estudio; desde el peligro sísmico latente, la estimación de la vulnerabilidad estructural y la exposición socioeconómica. Además de ello proponer un reforzamiento tipo, que pueda ser utilizado en los casos más vulnerables, con su respectivo análisis de costos.

Objetivos

Objetivo General

Determinar el peligro sísmico de inmuebles de tipología aporticada con paneles de relleno de mampostería en Tabacundo, aplicando ensayo de campo e inspección visual, y adicional diseñar el reforzamiento de mamposterías de una estructura tipo, con la intención de proporcionar un comportamiento sismorresistente.

Objetivos Específicos

Estimar el grado de vulnerabilidad sísmica de la muestra de viviendas de hormigón armado, de tipología aporticada, con paneles de relleno de mampostería de Tabacundo Urbano.

Modelar el comportamiento real de la vivienda más vulnerable mediante software estructural.

Diseñar el reforzamiento de elementos estructurales y no estructurales que cumpla con las condiciones de sismo resistencia.

Elaborar un presupuesto referencial para la ejecución del reforzamiento estructural propuesto.

Capítulo II

Marco teórico

Generalidades

La ciudad de Tabacundo; ubicada a 2877 msnm. en el callejón interandino norte del Ecuador sobre la hoya del río Guayllabamba, es la cabecera del cantón Pedro Moncayo y la quinta urbe más poblada de la provincia de Pichincha con una población de 33 172 habitantes según el censo nacional del Instituto Ecuatoriano de Estadísticas y Censos (INEC, 2010).

La morfología de la ciudad de Tabacundo ha sido objeto de diferentes cambios; los principales fueron realizados cerca de los años 60 y correspondieron a rellenos de las quebradas, se desconoce las condiciones y materiales con los cuales han sido realizados estos trabajos, pero se presenta la posibilidad de que hoy en día podrían ser objeto de amenaza y repercutir en efectos no deseados frente a sismos que pudieran afectar al poblado.

El poblado se encuentra asentado cerca de fallas de corteza que han generado sismos de magnitud de momento (Mw) mayor a 6 grados. Los últimos grandes sismos que ha dejado daños considerables en la ciudad ocurrieron el 5 de marzo de 1987; las magnitudes fueron de 6.1 y 6.9 (Hall, 2000), los cuales tuvieron epicentros localizados cerca del volcán Reventador a aproximadamente 45 km de Tabacundo.

Antecedentes Investigativos

El uso de elementos para fortalecer materiales más débiles en tensión que en compresión se remonta a la antigüedad "Aquel mismo día, dio órdenes Faraón a los capataces que estaban sobre el pueblo, y a sus jefes, diciendo: Ya no daréis, como

antes, paja al pueblo para hacer ladrillos; que vayan ellos y recojan paja por sí mismos.” (Éxodo 5: 6-7 Versión de las Américas) (Citado por Bentur & Mindess, 2007). Probablemente este es el escrito más antiguo sobre un material compuesto, los ladrillos de arcilla reforzados con paja.

Actualmente en el mundo, se dispone de software que permite incluir la mampostería dentro del análisis y diseño estructural básico. En Sudamérica, que es una región que comparte características constructivas similares, se están trabajando en propuestas que puedan formar parte de normativas de diseño sismorresistente; como es el caso de la experiencia venezolana, en donde se busca tener como requerimiento general de modelamiento, que se debe considerar la presencia de elementos no estructurales como paredes, tabiques, elementos de fachada, antepechos y otros elementos que puedan incidir en el desempeño sísmico de las edificaciones (Lopez, y otros, 2018).

La informalidad en la construcción de viviendas las hace vulnerables ante eventos sísmicos, en referencia a este problema en la ciudad de Quito, Silva (2017) dice que “... la capital posee alrededor de 60% de sus viviendas en la informalidad, esto quiere decir estructuras poco seguras ante eventos naturales tales como un sismo de magnitud considerable”. Se puede afirmar que esta problemática se presenta en todo el territorio nacional.

Dentro del país se ha trabajado en métodos de reforzamiento de mampostería como las experiencias mostradas por el Centro de Estudios de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional. El sistema utilizado propuesto por el Ing. Patricio Placencia, denominado enchapado, consiste en la utilización de un mortero de recubrimiento y malla electrosoldada colocados en las dos caras de la mampostería

(Angulo & López, 2008). Se muestra el comportamiento de paneles de mampostería no armada, no confinada, reforzadas con un enchape de relación 1:3 de cemento arena y malla electrosoldada.

A su vez, Angulo Arellano & López Soria (2008) concluyen que "...la resistencia a la acción de cargas laterales de la misma mampostería aumenta en un 53.7% en una mampostería dañada y un 140% en una mampostería nueva bajo la acción de cargas laterales altas", evidenciando aumento en la capacidad de deformación de la mampostería con enchapado ante cargas laterales, con respecto a una mampostería sin reforzamiento.

Posteriormente el sistema de enchapado se lo lleva a ensayos más complejos en donde se elaboró un prototipo de dos pisos mediante el cual se mostró la resistencia del sistema estructural de muros con enchapado. Fernández y Paredes (2010) afirman que "El sistema puede servir también para reforzar estructuras ya existentes colocando el enchape de mortero-malla a los dos lados de las paredes perforando orificios por donde pasen los conectores. Estos conectores se deben anclar con un epóxico." Mostrando la practicidad de este método para el reforzamiento de mamposterías.

Se realizaron ensayos aplicando cargas laterales cíclicas y unidireccionales en; un pórtico sólo, un pórtico con panel de relleno, un pórtico con panel reforzado y un pórtico con panel reforzado con daño previo. De esta manera, se dice que al utilizar el enchapado en un panel de relleno aumenta la resistencia ante una carga lateral hasta en 2,9 veces. (Albuja, Pantoja, & Sosa, Estudio de la influencia del enchapado como reforzamiento estructural en el desempeño de pórticos de hormigón armado con paneles de relleno, 2017).

Para continuidad de la investigación del enchapado se ha trabajado en modelos computacionales de edificaciones con dicho reforzamiento. Así, con la elaboración de una propuesta de reforzamiento, en donde el enchapado de las mamposterías simule el efecto de muros de corte y el enchapado de antepechos de primer piso actúe como peralte de la cimentación (Naranjo & Peñaherrera, 2018). Se expone la necesidad de reforzar construcciones informales en el Ecuador y se genera una propuesta para ello.

En el presente trabajo se busca estudiar y aplicar en las viviendas en cuestión, los métodos de evaluación de vulnerabilidad propuestos por FEMA (Agencia Federal para el Manejo de Emergencias) además de la relación (Altura de la edificación con respecto al periodo de vibración) (Guendelman, Guendelman, & Lindenberg, 2000), que ha sido aplicado en el estudio de vulnerabilidad del barrio Solanda hecho por (Gualoto & Querembás, 2019). Posterior a ello diseñar un sistema de reforzamiento estructural de elementos estructurales y no estructurales de una vivienda de estudio, con criterios de sismorresistencia.

Riesgo sísmico

El riesgo sísmico se define como la probabilidad de daños a una infraestructura y a seres humanos causados por un evento sísmico, dentro de un periodo de tiempo y lugar determinados (Rivadeneira, y otros, 2007) (Citado por Arias, 2015).

Dicho riesgo de daño de las estructuras frente a un acontecimiento sísmico puede ser representado como la conjugación de vulnerabilidad, peligro y la exposición; como se manifiesta en la Ecuación (1) (CENAPRED, 2013).

$$\text{Riesgo} = \text{Vulnerabilidad} \times \text{Peligro} \times \text{Exposición} \quad (1)$$

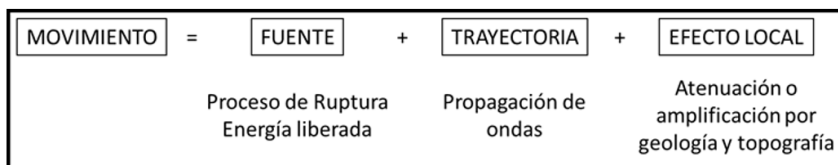
Peligro Sísmico

Se define la amenaza o peligro sísmico como la probabilidad de excedencia o período de retorno de un evento sísmico en un tiempo determinado (MIDUVI NEC-SE-DS, 2015). Es decir, cuantifica probabilísticamente el tiempo en que un evento sísmico se vuelve a presentar.

De acuerdo Parra (2016) estimación de la peligrosidad sísmica puede ser representada los tres factores determinantes mostrados en la Figura 1; la fuente sísmica, la atenuación de la onda o propagación del movimiento fuerte y el efecto de sitio.

Figura 1

Factores que intervienen en la evaluación de la peligrosidad sísmica



Nota: Elaborado por (Parra, 2016)

Dentro del cálculo de peligrosidad sísmica, por lo general se presentan las condiciones genéricas en roca, que puede ser presentada en mapas de zonificación sísmica como los presentados a continuación y posterior a ello con la utilización de estudios de microzonificación, que muestran las condiciones del terreno de emplazamiento, en función de las cuales se aplican coeficientes de amplificación.

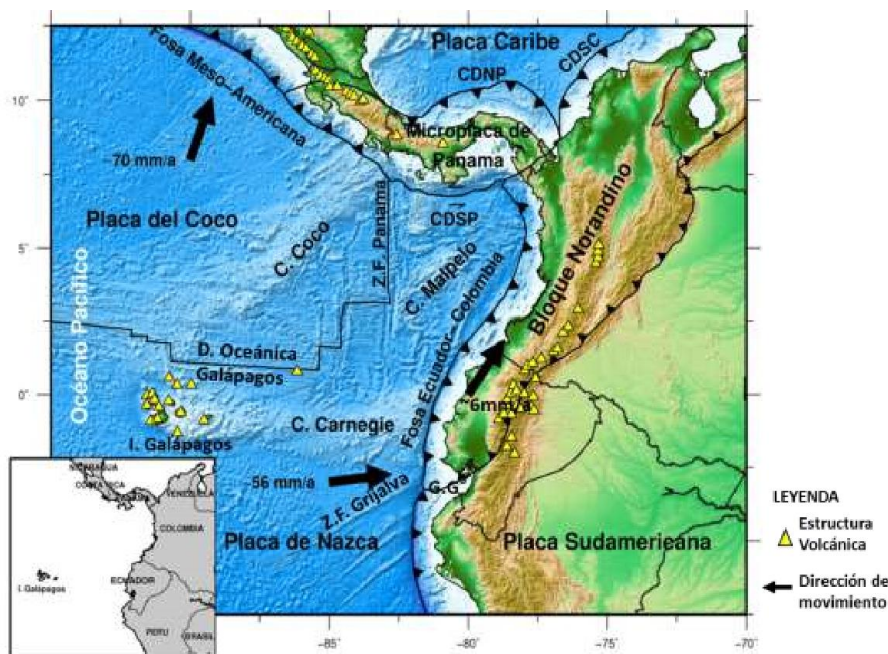
Fuentes Sísmicas en Ecuador.

Subducción de placas.

Ecuador continental se encuentra en una región tectónicamente activa, en la cual interviene la subducción de la placa de Nazca en la placa relativamente estable de Sudamérica, generando estructuras volcánicas como se muestra en la Figura 2.

Figura 2

Características tectónicas de la región Norandina

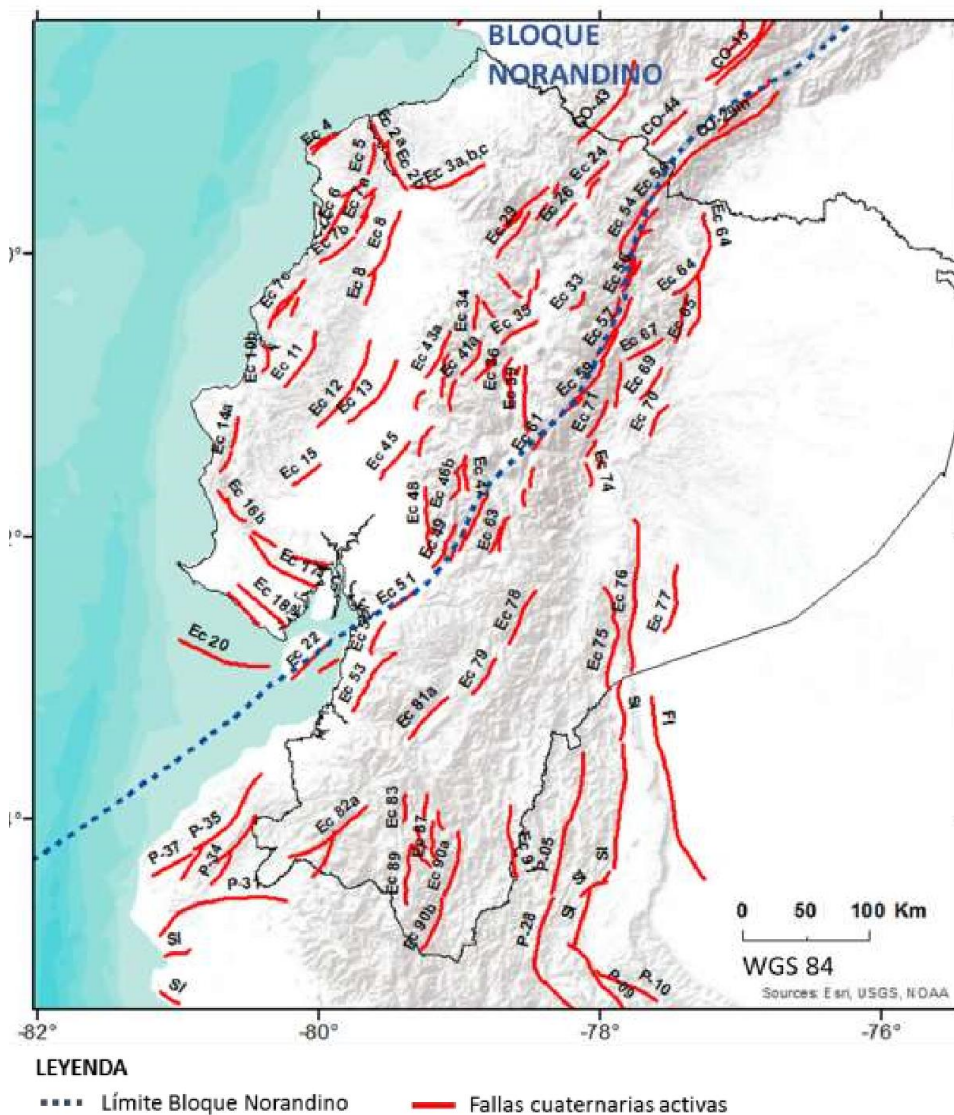


Nota: Presentado por (Parra, 2016)

Dicha subducción oblicua y el acoplamiento que se genera, sería además resultado del movimiento del bloque Andes Norte (NAB) en dirección NE a través de un sistema de fallas activo (Beauval et al., 2010; Witt & Bourgois, 2009) (Citado por Silva, 2016). En la Figura 3 es presentado el límite del Bloque Norandino.

Figura 3

Fallas cuaternarias activas y límite del Bloque Norandino



Nota: Presentado por (Alvarado, 2012; Egúez et al, 2003) (Citado por Parra, 2016)

Fallas geológicas.

Las fallas geológicas son fisuras en la corteza terrestre producto de acciones cinemáticas que por la acción de fuerzas como la gravedad, erosión o movimientos tectónicos que separan bloques rocos. Los deslizamientos bruscos en dichas fallas liberan energía en forma de ondas sísmicas.

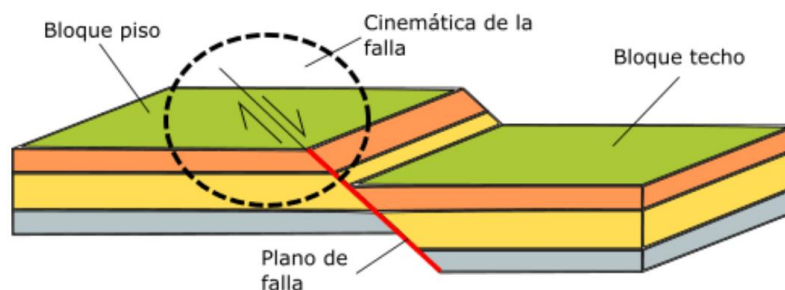
En la Figura 3 se presentaron las fallas cuaternarias activas según Egüez et al (2003), con sus respectivos identificativos, además se identifica límite del Bloque Norandino, evidenciando que las fallas geológicas generalmente no curren de forma aislada, sino que son parte de un grupo de fallas (sistema de fallas) que responden a una misma acción global.

- **Partes de una falla geológica**

En la Figura 4 se muestran las partes que componen una falla geológica; el bloque techo es el que se mueve mientras que el bloque piso es el que se mantiene en su posición relativa, mientras que el plano por el que se desliza el bloque se denomina plano de falla.

Figura 4

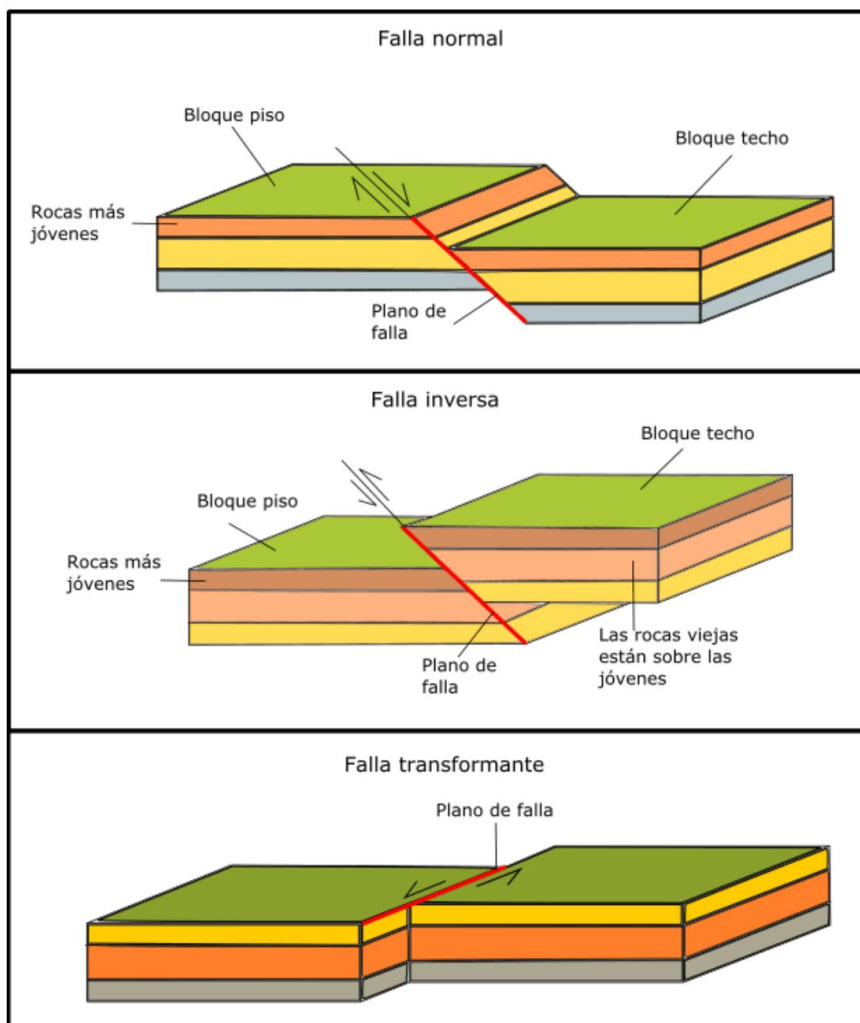
Partes de una falla geológica



Fuente: Elaborado por (Geologiaweb, 2020)

- **Tipos de fallas geológicas**

Los expertos geólogos definen tres tipos; normal (debido a esfuerzos de tensión), inversas (por esfuerzos de compresión) y transcurrentes que pueden ser dextrales o siniestrales de acuerdo al sentido de movimiento de los bloques que la componen, como se puede ver en la Figura 5.

Figura 5*Tipos de fallas Geológicas*

Nota: Elaborado por (Geologiaweb, 2020)

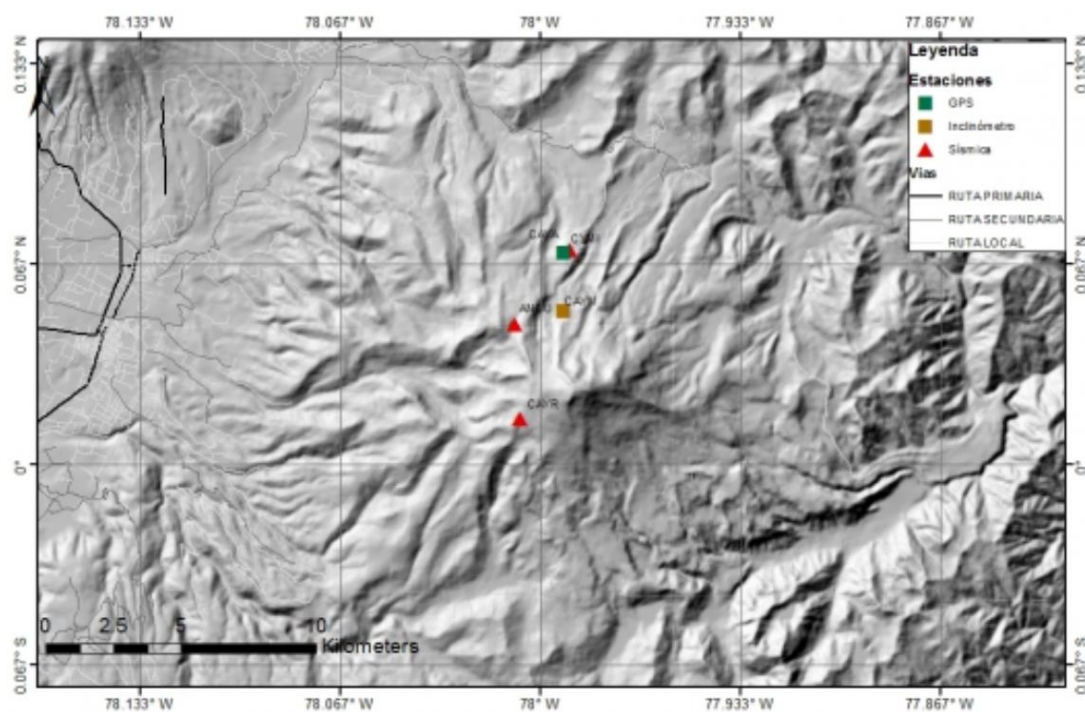
Sismos de origen volcánico

Los sismos de origen volcánico guardan relación con la actividad que se presenta en la cámara magmática en donde por el ascenso de sustancias se produce ruptura de roca y liberación de energía a través de ondas sísmicas que se generan a poca profundidad. Bartomioli (2008) menciona que las profundidades se sitúan en torno a 1 y 10 km para los volcanes de Ecuador y sus intensidades van entre 1 a 4,5 Mw.

Debido a la poca profundidad y magnitud, los sismos asociados a fuentes volcánicas no alcanzan a ser sentidos más que en las cercanías del epicentro, por lo que rara vez ocasionan daños. Los volcanes activos del Ecuador son monitoreados de manera constante con el uso de sismógrafos, principalmente por el riesgo que representaría su erupción. En la Figura 6 se muestra el instrumental de monitoreo del volcán Cayambe.

Figura 6

Red de monitoreo instrumental del volcán Cayambe



Nota: Presentado por (IGE-EPN, 2020)

Zonas Sismogénicas

Las zonas sismogénicas representan grandes cuerpos de litosfera en la cuales se puede evidenciar similares características de sismicidad lo que quiere decir que

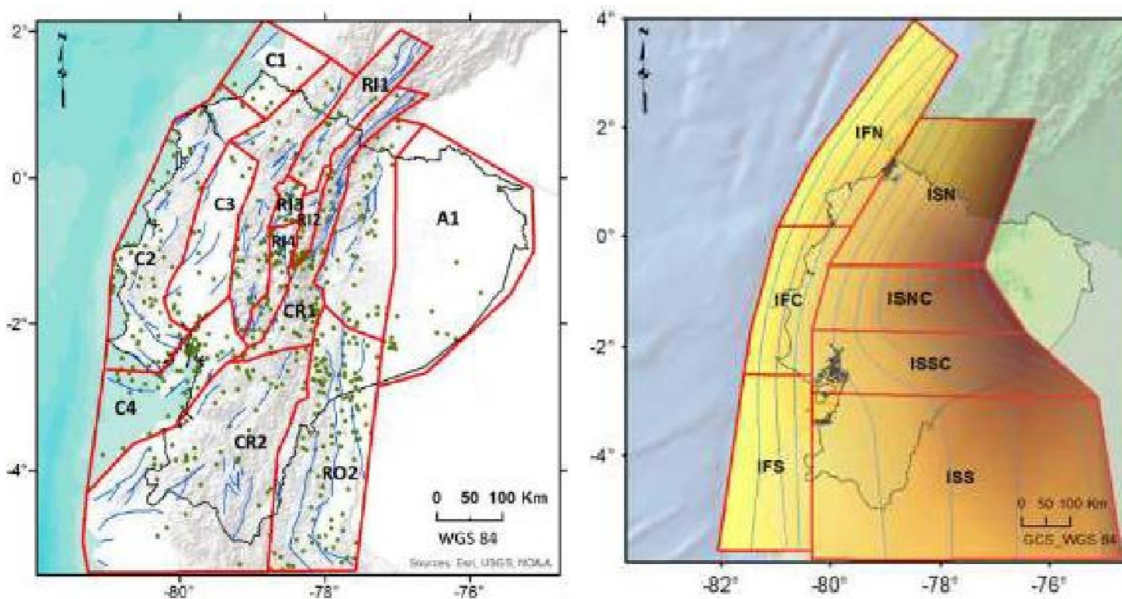
dentro de una misma zona fuente se espera magnitudes mínimas y máximas asociadas a un mismo sistema de recurrencia (Aguiar, 2017).

Parra (2016) presenta 14 zonas sismogénicas para fuentes corticales y 7 zonas sísmicas que corresponden a actividad sísmica de subducción, divididas en 3 zonas interplaca de bajo ángulo de buzamiento, asociada a sismos de 8 (Mw) y 4 intraplaca que se encuentran a partir de los 40 km, debido a lo cual no causan mayor daño (Citado por Aguilar, 2017).

Las zonas sismogénicas mencionadas se presentan en la Figura 7.

Figura 7

Zonas Fuentes: a) Corticales; b) Interplaca e Intraplaca



Fuente: Elaborado por (Parra, 2016) (Citado por Aguilar 2017)

Mediante un análisis probabilístico de recurrencia, utilizando catálogos de sismos tanto históricos como instrumentales, Parra (2016) presenta los parámetros del modelo de Gutenberg y Richter para cada zona fuente como se muestra en la Tabla 1.

Tabla 1

Parámetros de sismicidad de GR para las zonas fuentes de Ecuador

| ÁREA FUENTE | CÓD. | ÁREA | m_0 | M_{max} | Δ | α | β | $\sigma \beta$ | $\dot{N}(m_0)$ | $\dot{N}(m_0)/\text{ÁREA}$ |
|-----------------------------|-------|--------|-------|-----------|----------|----------|---------|----------------|----------------|----------------------------|
| Sismicidad Cortical | | | | | | | | | | |
| Costa 1 | C1 | 12950 | 4.0 | 5.9 | 1.2 | 10.74 | 1.99 | 1.65 | 0.32 | 2.47E-05 |
| Costa 2A * | C2A | 41619 | 4.0 | 4.8 | 0.0 | 17.42 | 2.96 | 0.29 | 2.54 | 6.10E-05 |
| Costa 2B * | C2B | 41619 | 4.9 | 6.8 | 0.4 | 10.96 | 1.59 | 0.70 | 0.27 | 6.44E-06 |
| Costa 3 | C3 | 19402 | 4.0 | 7.0 | 0.2 | 15.65 | 3.03 | 0.95 | 0.68 | 3.49E-05 |
| Costa 4A * | C4A | 24492 | 4.0 | 4.6 | 0.0 | 17.85 | 3.33 | 0.43 | 1.82 | 7.44E-05 |
| Costa 4B * | C4B | 24492 | 4.7 | 6.9 | 0.3 | 13.29 | 2.30 | 1.14 | 0.24 | 9.60E-06 |
| Western Cordillera | CO1 | 24433 | 4.0 | 6.7 | 0.5 | 15.72 | 2.88 | 0.52 | 1.31 | 5.35E-05 |
| Región Interandina 1 | RI1 | 14389 | 4.0 | 6.9 | 0.4 | 7.96 | 0.98 | 0.31 | 0.26 | 1.79E-05 |
| Región Interandina 2 | RI2 | 3035 | 4.0 | 5.8 | 0.8 | 18.52 | 3.77 | 0.95 | 0.62 | 2.04E-04 |
| Región Interandina 3 | RI3 | 2778 | 4.0 | 6.6 | 0.3 | 9.41 | 1.47 | 0.47 | 0.34 | 1.20E-04 |
| Región Interandina 4 | RI4 | 6200 | 4.0 | 6.7 | 0.9 | 11.29 | 1.60 | 0.27 | 0.60 | 9.71E-05 |
| Cordillera Real 1 | CR1 | 18107 | 4.0 | 6.8 | 0.6 | 13.25 | 1.86 | 0.21 | 1.51 | 8.36E-05 |
| Cordillera Real 2 | CR2 | 74991 | 4.0 | 6.9 | 0.4 | 18.16 | 3.45 | 0.54 | 1.55 | 2.07E-05 |
| Región Oriental 1 | RO1 | 27569 | 4.0 | 6.8 | 0.3 | 15.59 | 2.83 | 0.46 | 1.40 | 5.07E-05 |
| Región Oriental 2 | RO2 | 47101 | 4.0 | 7.1 | 0.4 | 15.09 | 2.15 | 0.19 | 2.95 | 6.25E-05 |
| Región Amazónica | A1 | 60682 | 4.0 | 5.0 | 0.2 | 12.68 | 2.43 | 1.21 | 0.38 | 6.23E-06 |
| Sismicidad Interfase | | | | | | | | | | |
| Interfase Norte A * | IFN_A | 59914 | 4.0 | 5.9 | 0.0 | 14.06 | 1.87 | 0.10 | 6.61 | 1.10E-04 |
| Interfase Norte B * | IFN_B | 59914 | 6.0 | 8.8 | 0.7 | 8.74 | 1.00 | 0.37 | 0.14 | 2.37E-06 |
| Interfase Centro A * | IFC_A | 39396 | 4.0 | 5.3 | 0.0 | 14.55 | 2.09 | 0.14 | 4.48 | 1.14E-04 |
| Interfase Centro B * | IFC_B | 39396 | 5.4 | 7.9 | 0.1 | 10.29 | 1.30 | 0.39 | 0.24 | 6.12E-06 |
| Interfase Sur | IFS | 59122 | 4.0 | 7.5 | 0.4 | 13.99 | 1.87 | 0.11 | 6.21 | 1.05E-04 |
| Sismicidad In-Slab | | | | | | | | | | |
| In-slab Norte | ISN | 81870 | 4.0 | 7.2 | 0.4 | 10.49 | 1.54 | 0.29 | 0.69 | 8.43E-06 |
| In-slab Norte Centro | ISNC | 49806 | 4.0 | 7.0 | 0.5 | 12.18 | 1.64 | 0.17 | 2.65 | 5.33E-05 |
| In-slab Sur Centro | ISSC | 66315 | 4.0 | 7.5 | 0.1 | 13.47 | 1.82 | 0.12 | 4.44 | 6.70E-05 |
| In-slab Sur | ISS | 202155 | 4.0 | 7.7 | 0.2 | 13.21 | 1.67 | 0.09 | 6.41 | 3.17E-05 |

Notación: *, Zonas con ajustes dobles; **ÁREA**: área de la zona fuente (km²); m_0 : magnitud mínima para la tasa; M_m M_w máxima esperada; α y β : parámetros de la relación Gutenberg-Richter; $\sigma \beta$: sigma de Beta; $\dot{N}(m_0)$: tasa eventos con $M_w \geq m_0$; $\dot{N}(m_0)/\text{ÁREA}$: tasa de eventos con $M_w \geq m_0$ dividido entre el área de la zona fuente.

Nota: Elaborado por (Parra, 2016) (Citado por Aguiar 2017).

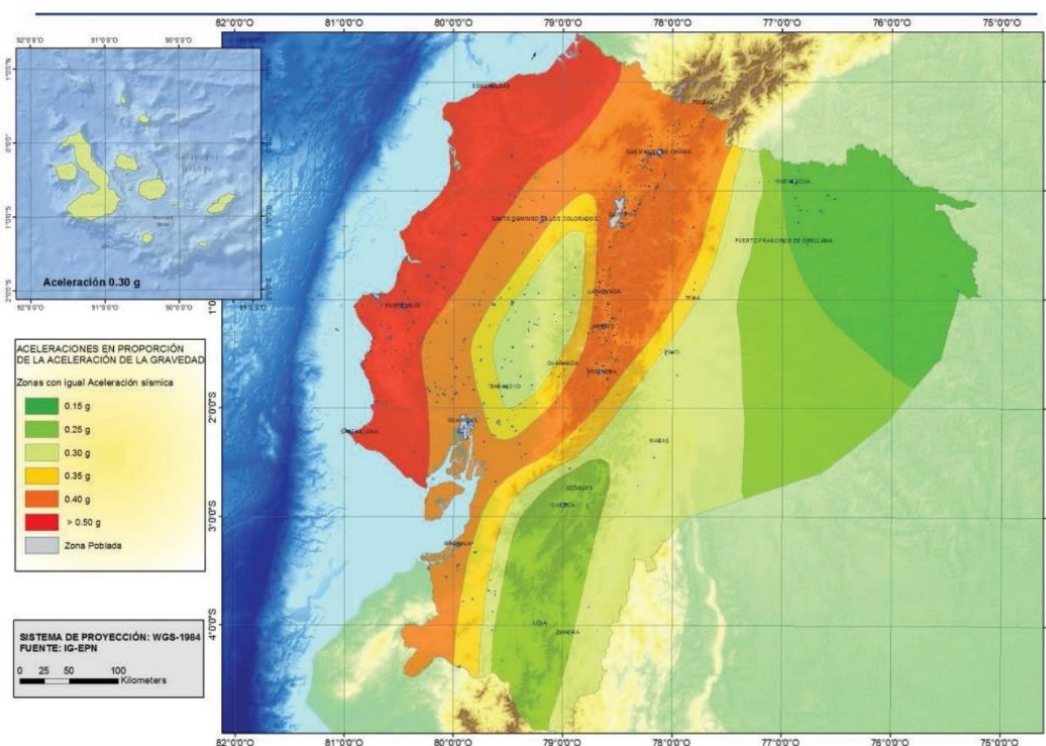
Zonificación Sísmica

Para mostrar gráficamente la caracterización del peligro sísmico, la Norma Ecuatoriana de la Construcción del 2015, muestra un mapa de zonas sísmicas obtenido

de los estudios de la evaluación de los eventos sísmica que incluyen trabajos de evaluación de magnitud y localización (Beauval, y otros, 2010).

Figura 8

Ecuador. Zonas sísmicas NEC-15 para propósito de diseño



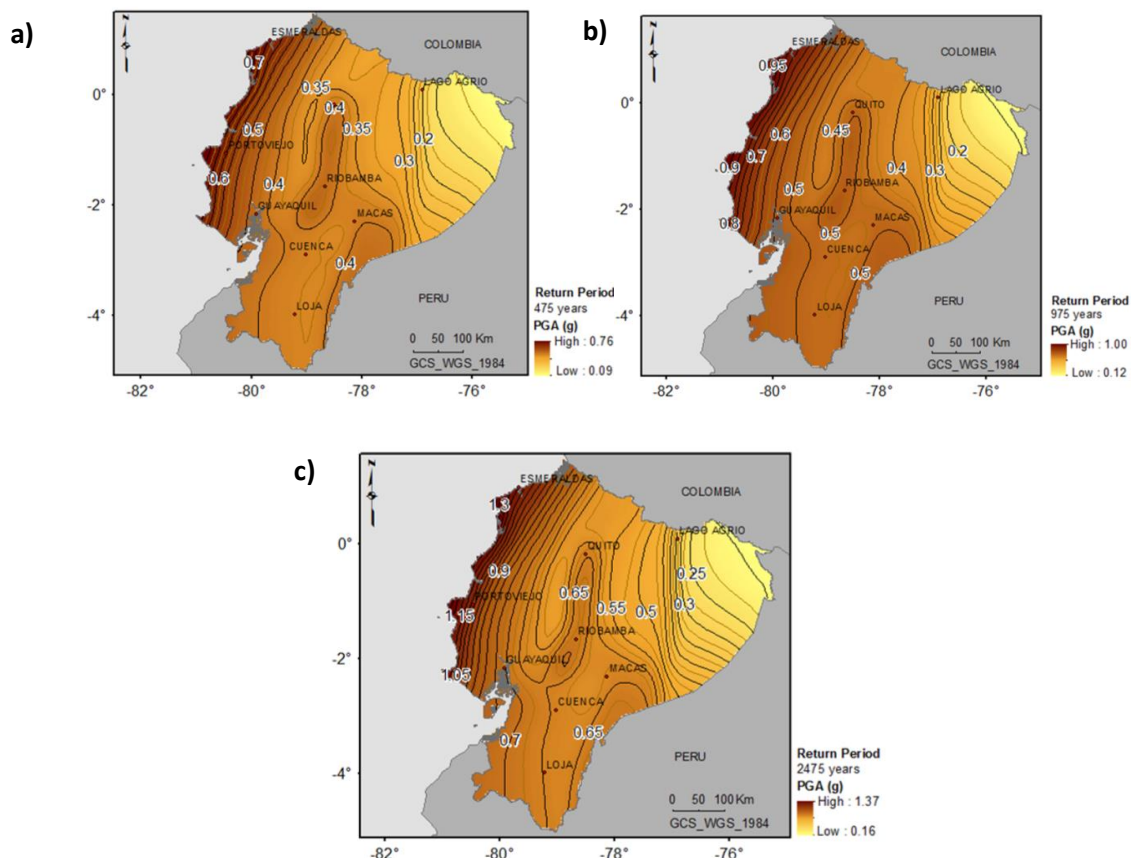
Nota: Presentado por (MIDUVI NEC-SE-DS, 2015)

El mapa de zonificación sísmica del Ecuador proviene de estudios de peligro sísmico a nivel nacional, con la inclusión de las principales fuentes sísmicas conocidas tanto corticales como de subducción (MIDUVI NEC-SE-DS, 2015).

Con los parámetros que se expuestos en la Tabla 1, haciendo uso del programa CRISIS (Ordaz et al., 2013), Parra (2016) presenta mapas de peligrosidad sísmica para el Ecuador continental en términos de aceleración pico (PGA) como se muestra en la Figura 9 y espectral S_a ($T=1s$), para periodos de retorno (PR) de 475, 975 y 2475 años.

Figura 9

Mapas de peligrosidad sísmica del Ecuador en términos de PGA para periodos de retorno de a) 475 años, b) 975 años y c) 2475 años

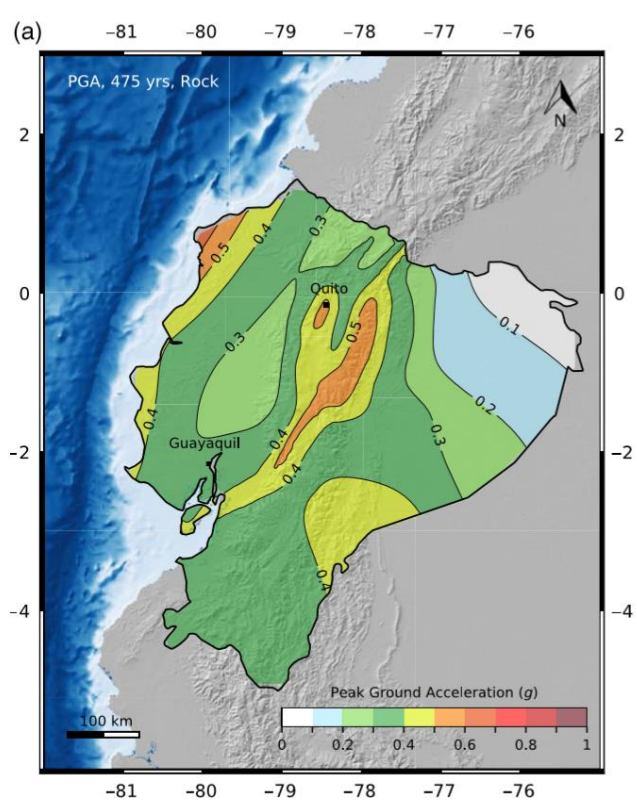


Nota: Elaborado por (Parra, 2016)

Investigaciones de Beauval y otros (2018) presentan un nuevo estudio de riesgo sísmico probabilístico para Ecuador, en base a catálogos de sismos que toman en cuenta la información obtenida después del sismo de Pedernales de 7.8 (Mw) en el año 2018, en la cual se presenta una zonificación sísmica regional para fuentes sismogénicas, la podría ser incluida en futuras actualizaciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción. En la Figura 10 se muestra el mapa de peligro que combina modelos de acuerdo a las ponderaciones mostrados a manera de árbol lógico en la Figura 11.

Figura 10

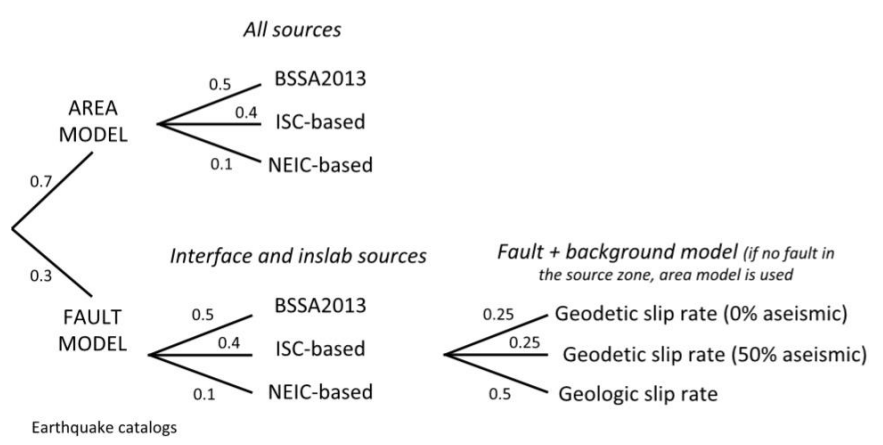
Mapa de peligro, periodo de retorno 475 años en roca, combinando del modelo de fuentes y el modelo de predicción de movimiento del suelo.



Nota: Elaborado por (Beauval, y otros, 2018)

Figura 11

Árbol lógico del modelo fuente de Beauval 2018



Nota: Elaborado por (Beauval, y otros, 2018)

Ecuador se caracteriza por un alto peligro sísmico con valores medios de PGA superiores a 0.3 g a excepción de ciertas zonas orientales; las regiones que presentan valores medios mayores a 0,4g se encuentran a lo largo de la costa y dentro de la cordillera (Beauval, y otros, 2018).

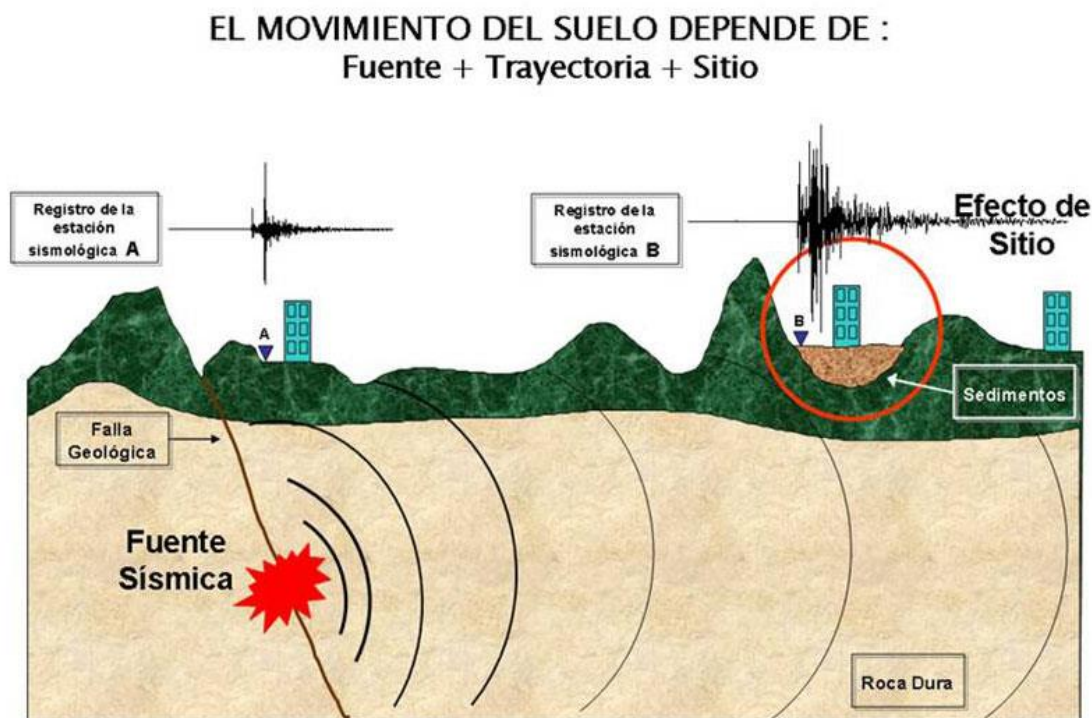
Efectos de sitio

El movimiento del suelo debido a un sismo depende naturalmente de parámetros asociados a la fuente sísmica y de cómo se atenúa la energía sísmica conforme se propaga desde esta al sitio de interés.

En la Figura 12 se muestra la variación de registro de ondas sísmicas influenciada por los efectos de sitio.

Figura 12

Amplificación de las ondas sísmicas debido a efectos de sitio



Nota: Presentado por (Museo de Ciencias de Puerto Rico, 2019)

Los efectos de sitio constituyen la modificación en los valores de movimiento sísmico debido a las condiciones geológicas de la superficie, dichos efectos en el movimiento del suelo dependen en gran medida de la variación en la velocidad de propagación de las ondas sísmicas en donde es común que los suelos de superficie tengan velocidades de propagación más bajas haciendo que aumente su amplitud (Chávez García & Montalva, 2014).

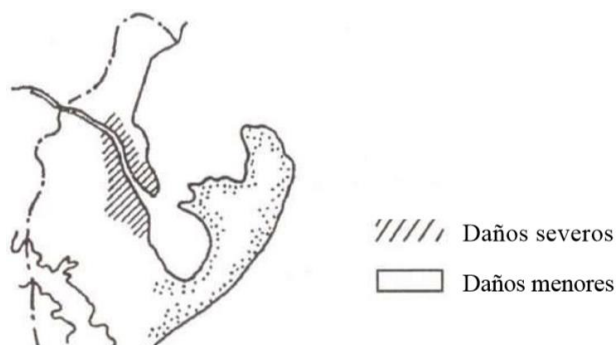
Los estratos de suelo blando pueden generar amplificación de 1.5 y 6 veces respecto a las ondas sísmicas que se propagan en roca y por lo tanto los daños en sitios con suelos blandos suelen ser mayores y deberían ser incluidos estos parámetros la estimación de la vulnerabilidad sísmica de las estructuras.

Periodo Fundamental del suelo mediante Nakamura

Uno de los casos ocurridos en el siglo pasado en el que se puede evidenciar los efectos de sitio ocurrió en el terremoto de Tonankai, Japón de 1944, en donde se evidenció que cerca del 80% de los daños de la ciudad de Shimizu estaban ubicados en las riveras de suelo blando, como se muestra en la Figura 13 (Ohsaki, 1972) (Citado por Ritta, Suárez, & Pando, 2012).

Figura 13

Distribución del daño en la ciudad de Shimizu, Sismo de Tonankai 1944



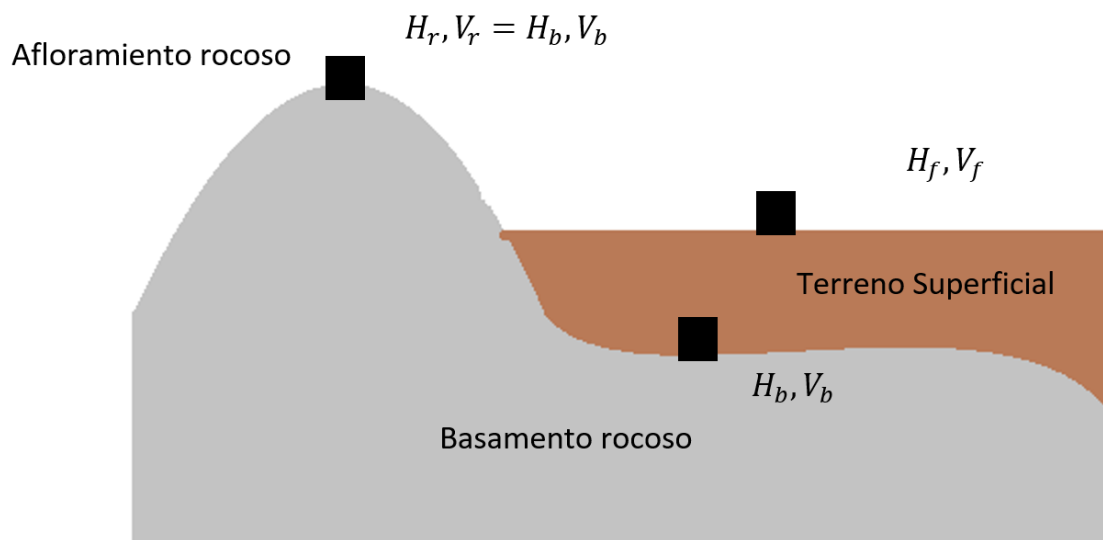
Nota: Elaborado por (Ohsaki, 1972) (Citado por Ritta, Suárez, & Pando, 2012).

La técnica del cociente espectral horizontal / vertical (H/V), desarrollada por Nakamura 1987 consiste en la determinación del periodo fundamental de vibración del suelo mediante la medición micro tremores (ondas producidas por ruido ambiental). La ventaja de este método con respecto a otros es que no necesita de la ocurrencia de un sismo para el registro de datos, se lo puede realizar en cualquier momento.

Nakamura (2000) argumenta que las ondas que causan el ruido ambiental en superficie son de dos tipos: superficiales o Reyleigh y ondas de cuerpo (ondas P y S). Además, en la Figura 14 se muestra el movimiento horizontal (H_f) y vertical (V_f) del terreno superficial libre como la suma de las ondas superficiales y las que viajan desde el basamento rocoso.

Figura 14

Estructura geológica típica de una cuenca sedimentaria



Nota: Presentado por (Nakamura Y. , 2000) (Citado por Ritta, Suárez, & Pando, 2012).

Las transformadas de Fourier del movimiento horizontal como vertical de la superficie vienen expresadas por $H_f(w)$ y $V_f(w)$ respectivamente. Si se dispusiera de los espectros del basamento rocoso $H_b(w)$ y $V_b(w)$, podría ser expresado como se muestra en la Ecuación (2).

$$T_h(w) = \frac{H_f(w)}{H_b(w)} \qquad T_v(w) = \frac{V_f(w)}{V_b(w)} \qquad (2)$$

De esta manera se podría expresar la función de transferencia entre la fuente y la superficie, sin embargo, no se dispone de dicha información. Nakamura (2000) asume que los espectros en el basamento rocoso $H_b(w)$ y $V_b(w)$ son iguales a los del afloramiento $H_r(w)$ y $V_r(w)$, y se podría considerar una aproximación pues si bien los picos coinciden las magnitudes del espectro en el basamento son mayores que las del afloramiento. Resulta complicado obtener los espectros del basamento rocoso, por lo que Nakamura propone usar una función de transferencia $T_h^*(w)$, mostrada en la Ecuación (3), que relaciona las funciones de transferencia horizontal y vertical.

$$T_h^*(w) = \frac{T_h(w)}{T_v(w)} \qquad (3)$$

Reemplazando $T_h(w)$ y $T_v(w)$ de las Ecuaciones (2) y (3) se obtiene:

$$T_h^*(w) = \frac{T_h(w)}{T_v(w)} = \frac{H_f(w)/H_b(w)}{V_f(w)/V_b(w)} = \frac{H_f(w)}{V_f(w)} \frac{1}{H_b(w)/V_b(w)} \qquad (4)$$

Experimentalmente Nakamura determinó que el cociente entre $H_b(w)$ y $V_b(w)$ se aproxima a 1 dentro de las frecuencias fundamentales del depósito w_0 y es este coeficiente $H_f(w)/V_f(w)$ mostrado en la Ecuación (5) al que Nakamura denomina QTS (Quasi Transfer Spectrum) o en español, cuasi-espectro de transferencia.

$$T_h^*(w) = \frac{T_h(w)}{T_v(w)} = \frac{H_f(w)}{V_f(w)} \quad (5)$$

Dicho consciente QTS es conocido comúnmente conocido en el mundo de la ingeniería como H/V.

Prospección de sísmica del suelo

La prospección geofísica por refracción sísmica es un método que permite determinar la propagación de ondas sísmicas en el terreno, para ello se generan ondas sísmicas artificiales en superficie que viajan en todas direcciones, el objetivo del ensayo es captar el tiempo en el cual viajan las ondas a sensores o geófonos ubicados en línea recta (Ampuero & Van Sint Jan, 2004).

En el caso de las prospecciones poco profundas se pueden generar ondas a través de herramientas manuales, las prospecciones más profundas se las realiza con la utilización de cargas explosivas.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción en su capítulo de peligro sísmico (MIDUVI NEC-SE-DS, 2015), mediante la Tabla 2, proporciona una clasificación de los tipos de perfil de suelo en función la velocidad de ondas de corte correspondientes a los 30m superiores del perfil.

Tabla 2*Clasificación de los perfiles de suelo*

| Tipo de perfil | Descripción | Definición |
|--------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|
| A | Perfil de roca competente | $V_s \geq 1500 \text{ m/s}$ |
| B | Perfil de roca de rigidez media | $1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$ |
| C | Perfiles de suelo muy densos o roca blanda, que cumpla con el criterio de velocidad cortante, o | $760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$ |
| | Perfiles de suelo muy densos o roca blanda, que cumpla con los dos criterios | $N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ KPa}$ |
| D | Perfiles de suelo que cumpla con el criterio de velocidad cortante, o | $360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$ |
| | Perfiles de suelo rígidos que cumplan con cualquiera de las dos condiciones | $50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$ |
| E | Perfile que cumpla con el criterio de velocidad cortante, o | $V_s < 180 \text{ m/s}$ |
| | Perfil que contiene un espesor total H mayor que 3 m de arcillas blandas | $IP > 20$ $w \geq 40\%$ |
| | | $S_u < 50 \text{ kPa}$ |
| F | Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases | |
| | F1 - Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. | |
| | F2 - Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). | |
| | F3 - Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP>75) | |
| | F4 - Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m) | |
| | F5 - Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte. | |
| F6 - Rellenos colocados sin control ingenieril. | | |

Nota: Presentado en (MIDUVI NEC-SE-DS, 2015).

Atenuación de ondas sísmicas

Ecuaciones de predicción de movimiento

Las ecuaciones de predicción de movimiento (GMPE, del inglés Ground Motion Prediction Equations), también conocidas como modelos de predicción de movimiento fuerte son modelos matemáticos que permiten predecir el movimiento del suelo dependiendo de las condiciones de la fuente, magnitud y distancia. Expresadas usualmente en aceleraciones espectrales $S_a(T)$ o aceleración máxima (PGA, del inglés Peak Ground Acceleration) (Parra, 2016). Existe una gran cantidad de modelos para distintos tipos de fuentes sísmicas, con el uso de distintos catálogos y bases de datos de registros sísmicos en todo el mundo.

PEER-NGA Spectrum

El Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), creó el programa “Next Generation of Ground-Motion Attenuation Models” para el oeste de los Estados Unidos (NGA West) en coordinación con el Servicio Geológico de los Estados Unidos (USGS), en el cual 5 equipos, trabajando de forma independiente, pero interactuando entre sí en todo el proceso, desarrollaron 5 GMPE’s concluyendo en 2008.

Posterior a ello, comenzó otro programa denominado NGA West 2, comenzando en el 1 de marzo 2010, con una duración de 30 meses. Dicho programa hace uso de un base de datos más grande de sismos registrados en regímenes tectónicos activos de todo el mundo e incluye una nueva herramienta en línea denominada “PEER-NGA Spectrum”.

Para el presente estudio se hará énfasis en los 5 GMPEs que forman parte del PEER-NGA Spectrum, presentados por la revista “Earthquake Spectra” en la febrero

del 2008; Abrahamson-Silva (A&S, 2008), Boore-Atkinson (B&A, 2008), Campbell-Borzorgnia (C&B, 2008), Chiou-Youngs (C&Y, 2008) e Idriss (2008). Un sumario con las principales características de las GMPE, es presentado en la Tabla 3.

Tabla 3

Características de las ecuaciones de predicción de movimiento PEER-NGA

| GMPE | Base de datos (sismos) | Tipo de falla | Rango de aplicabilidad | | | |
|--------|------------------------|------------------------------------------------------------------|------------------------|----------------|-------------------------|------------|
| | | | Magnitud (Mw) | Distancia (Km) | Periodo espectral (seg) | Vs30 (m/s) |
| A&S | 129 | Transformante, normal, normal oblicua, inversa e inversa oblicua | 5 - 8.5 | 0 - 200 | 0 - 10 | - |
| B&A | 51 | Transformante, normal, normal oblicua, inversa e inversa oblicua | 5 - 8 | 0 - 200 | 0.01 - 10 | 180 - 1300 |
| C&B | 64 | Transformante, normal, normal oblicua, inversa e inversa oblicua | 4 - 7.5 4 - 8.5 | 0 - 200 | 0.01 - 10 | - |
| C&Y | 41 | Transformante, normal, normal oblicua, inversa e inversa oblicua | 5 - 6.6 | 0 - 200 | 0.01 - 10 | - |
| Idriss | 74 | Transformante, inversa e inversa oblicua | 4.5 - 7.6 | 0 - 200 | 0.01 - 10 | 450 - 900 |

Nota: Elaborado en base a (Abrahamson & Silva, 2008), (Boore & Atkinson, 2008), (Campbell & Bozorgnia, 2008), (Chiou & Youngs, 2008) e (Idriss, 2008).

Si varios modelos son utilizados, la media puede ser expresada en forma aritmética o geométrica. La media aritmética para de n espectros es definida de acuerdo a la Ecuación (6).

$$SA(T) = \frac{1}{n} \left(\sum_{i=1}^n SA_i(T) \right) \quad (6)$$

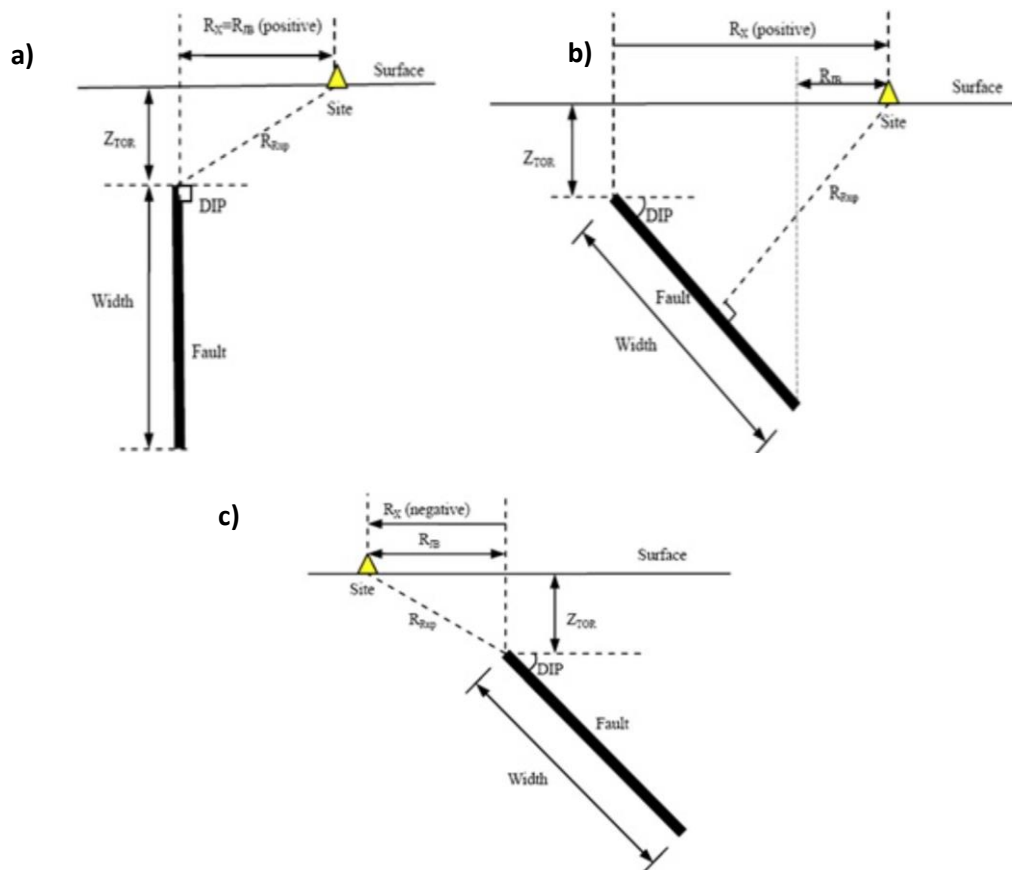
Siendo $SA_i(T)$ el espectro producido por el modelo i . La media geométrica del espectro puede ser visualizado con los valores aritméticos transformados de forma logarítmica como se muestra en la Ecuación (7).

$$\ln SA(T) = \frac{1}{n} \left(\sum_{i=1}^n SA_i(T) \right) \quad \text{ó} \quad SA(T) = \exp \frac{1}{n} \left(\sum_{i=1}^n SA_i(T) \right) \quad (7)$$

En la Figura 15 se explican los parámetros de las GMPE del PEER-NGA para cada tipo de falla.

Figura 15

Definición de geometría de fallas y medidas de distancia; a) Falla transformante, b) Falla inversa o normal, en bloque de techo, c) Falla inversa o normal, en bloque de piso



Nota: Presentado por (Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2010)

Los parámetros de entrada y el significado de cada una de las GMPE del PEER-NGA son presentados en la Tabla 4.

Tabla 4

Parámetros de entrada para las GMPE's del PEER-NGA

| Parámetro | GMPE's | | | | | Explicación |
|-----------------|--------|-----|-----|-----|--------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| | A&S | B&A | C&B | C&Y | Idriss | |
| Magnitude | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | Magnitud de momento del sismo (Mw) |
| Fault Type | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | Mecanismo de tipo de falla, opciones: (1) Falla transformante, (2) Normal o Normal Oblicua y (3) Inversa o Inversa Oblicua |
| Dip (deg) | ✓ | | ✓ | ✓ | | Angulo de inmersión del plano de ruptura |
| Width (km) | ✓ | | ✓ | ✓ | | Ancho de inmersión hacia abajo del plano de ruptura |
| Z_{TOR} (Km) | ✓ | | ✓ | ✓ | | Profundidad hasta la parte superior del plano de ruptura |
| R_{JB} (Km) | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | | Distancia Joyner-Boore al plano de ruptura |
| R_{Rup} (Km) | ✓ | | ✓ | ✓ | ✓ | La distancia más cercana al plano de ruptura |
| R_X (Km) | ✓ | | | ✓ | | Distancia a la parte superior de la ruptura |
| V_{s30} (m/s) | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | Velocidad de ondas de corte a los 30 m |
| Estimated | ✓ | | | ✓ | | Especificar V_{s30} se estima o se mide |
| $Z_{1.0}$ (Km) | ✓ | | | ✓ | | Profundidad de $V_s = 1.0 \text{ Km/s}$ |
| $Z_{2.5}$ (Km) | | | ✓ | | | Profundidad de $V_s = 2.5 \text{ Km/s}$ |
| Epsilon | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | Número de desviaciones estándar con respecto del espectro mediano |
| T_eps (seg) | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | El período en el que se condiciona el espectro medio condicional |

Nota: Presentado por (Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2010)

El modelo de Abrahamson & Silva (2008) utiliza las siguientes ecuaciones empíricas para estimar $Z_{1.0}$, donde $Z_{1.0}$ está en km y V_{s30} está en m/s, como se presenta en la Ecuación (8).

$$Z_{1.0} = \left\{ \begin{array}{ll} \exp(6.745)/1000 & \text{si } V_{s30} < 180 \text{ m/s} \\ \exp(5.494 - 4.48 * \ln(V_{s30}/500))/1000 & \text{si } V_{s30} > 500 \text{ m/s} \\ \exp(6.745 - 1.35 * \ln(V_{s30}/180))/1000 & \text{si } 500 \geq V_{s30} \geq 180 \end{array} \right\} \quad (8)$$

El modelo de Chiou & Youngs (2008) usa la relación para estimar el valor de $Z_{1.0}$ mostrado en la Ecuación (9).

$$Z_{1.0} = \exp(28.5 - 3.82/8 * \ln(V_{s30}^8 + 378.8^8))/1000 \quad (9)$$

La estimación de $Z_{1.0}$ de C&Y es siempre menor que la de A&S. El parámetro de $Z_{2.5}$ es usado únicamente en el modelo de Campbell & Bozorgnia (2008), si el valor es estimado, $Z_{2.5}$ será calculado con la Ecuación (10).

$$Z_{2.5} = 0.519 + 3.595 * Z_{1.0} \quad (10)$$

Vulnerabilidad Sísmica

Metodología FEMA-P154

Se define vulnerabilidad sísmica como el conjunto de elementos de riesgo o el grado de pérdida como consecuencia de un evento sísmico (Rivadeneira, y otros, 2007). Dicho esto, existen muchos métodos para estimar la vulnerabilidad sísmica,

Metodología FEMA P-154: Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards (RVS), con el objetivo de detectar edificios potencialmente peligrosos.

Una vez identificados como potencialmente peligrosos, dichos edificios deberían ser evaluados por un profesional del diseño con experiencia en diseño sísmico para determinar si, de hecho, son sísmicamente peligrosos. El procedimiento RVS utiliza una metodología basada en una encuesta y formulario de recopilación de datos, que la persona que realiza la encuesta completa, basándose en la observación visual del edificio desde el exterior y, si es posible, en el interior (Federal Emergency Management Agency (US) FEMA, 2015). El formato FEMA P-154 considera cinco regiones de sismicidad; baja, moderada, moderadamente alta, alta y muy alta sismicidad. Para una la aplicación más precisa es necesario identificar el peligro sísmico correspondiente a la región de análisis en base a los parámetros de aceleración de respuesta espectral (MCE_R) del máximo sismo considerado S_s y S_1 (Gualoto & Querembás, 2019); como se muestran en la Tabla 5.

Tabla 5

Rango de aceleración para para cada región de sismicidad

| Sismicidad de la Región | Rango de aceleraciones de respuesta para cada región | |
|-------------------------|------------------------------------------------------|----------------------------|
| | S_s (g) | S_1 (g) |
| Baja (L) | $S_s < 0.250g$ | $S_1 < 0.100g$ |
| Moderada (M) | $0.250g \leq S_s < 0.500g$ | $0.100g \leq S_1 < 0.200g$ |
| Moderadamente Alta (H) | $0.500g \leq S_s < 1.000g$ | $0.200g \leq S_1 < 0.400g$ |
| Alta (H) | $1.000g \leq S_s < 1.500g$ | $0.400g \leq S_1 < 0.600g$ |
| Muy Alta (VH) | $S_s \geq 1.500g$ | $S_1 \geq 0.600g$ |

Nota: Presentado en (Federal Emergency Management Agency (US) FEMA, 2015) (Citado por Gualoto & Querembas, 2019).

La caracterización de la tipología estructural se la realiza de acuerdo a los parámetros que se presentan en la Tabla 6.

Tabla 6

Edificaciones tipo según FEMA P-154

| Código | Característica |
|---------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| W1 | Pórticos de madera ligera de una o varias viviendas familiares, una o más plantas de altura. |
| W1A | Pórticos de madera ligera, unidades residenciales, edificios residenciales de varios pisos con áreas planas en cada piso de más de 300 metros cuadrados |
| W2 | Edificios comerciales e industriales con pórticos de madera con una superficie de más de 450 metros cuadrados. |
| S1 | Edificios con pórticos de acero resistentes a momento. |
| S2 | Edificios con pórticos de acero |
| S3 | Edificios de metal ligero |
| S4 | Edificios con pórticos de acero con muros de corte de hormigón. |
| S5 | Edificios con pórticos de acero con paredes de relleno de mampostería no reforzada |
| C1 | Edificios con pórticos de hormigón resistente a momento |
| C2 | Edificios con muros de corte de hormigón. |
| C3 | Edificios con estructura de hormigón con muros de relleno de mampostería no reforzada |
| PC1 | Galpones prefabricados |
| PC2 | Edificios prefabricados de hormigón. |
| RM1 | Construcciones de mampostería reforzada con piso flexible y diafragmas de techo. |
| RM2 | Construcciones de mampostería reforzada con piso rígido y diafragmas de techo. |
| URM | Edificios con mampostería no reforzada. |
| MH | Vivienda prefabricada |

Nota: Presentado por (Federal Emergency Management Agency (US) FEMA, 2015) (Citado por Gualoto & Querembas, 2019).

Luego de aplicar los formatos, el puntaje asociado a su grado de vulnerabilidad se lo puede apreciar en la Tabla 7.

Tabla 7

Puntaje final asociado a la vulnerabilidad sísmica

| Puntaje Final | Característica |
|----------------------|-----------------------|
| <2 | Alta Vulnerabilidad |
| Entre 2 y 2.5 | Media Vulnerabilidad |
| > 2.5 | Baja Vulnerabilidad |

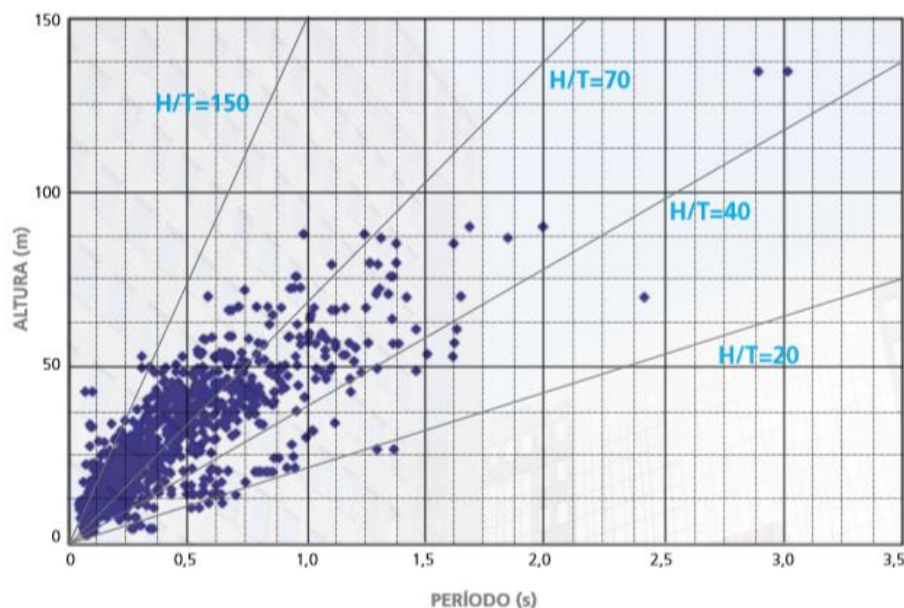
Nota: Presentado por (Federal Emergency Management Agency (US) FEMA, 2015) (Citado por Gualoto & Querembas, 2019)

Metodología Chilena H/T

Para el presente estudio se ha decidido hacer uso de una experiencia aportada por Guendelman, Guendelman & Lindenberg (2000) contenida en el método de clasificación sísmica, denominado “perfil bio-sísmico de edificios”, la cual es utilizada como indicador de rigidez y radica en el cociente “H/T”, en donde H es la altura total de la edificación y T el periodo de vibración fundamental o primer modo traslacional. Dicho parámetro, cuyas dimensiones son de velocidad, es considerado como una buena cuantificación de la rigidez de una edificación. En la Figura 16 se muestra la dependencia entre la altura de la edificación y el periodo fundamental de vibración, con una apreciable concentración en la recta que pasa por el origen y una pendiente percibida entre 50 y 60 m/seg.

Figura 16

Cociente H/T en edificaciones chilenas.



Nota: Elaborado por (Guendelman, Guendelman, & Lindenberg, 2000) (Citado por Aguiar & Zambrano, 2018)

De acuerdo a las observaciones de los valores mostradas en la Figura 16 , se identificaron los escenarios de flexibilidad que se detallan en la Tabla 8.

Tabla 8

Clasificación de la rigidez de las edificaciones en base al cociente H/T

| Edificación | Rango H/T (m/seg) |
|------------------|---------------------|
| Muy Flexible | $H/T \leq 20$ |
| Flexible | $20 < H/T \leq 40$ |
| Normal | $40 < H/T \leq 70$ |
| Rígida | $70 < H/T \leq 150$ |
| Excesiva Rigidez | $H/T > 150$ |

Nota: Presentado por (Guendelman, Guendelman, & Lindenberg, 2000)

Posterior al sismo de Pedernales del 16 de abril de 2016, con magnitud de momento 7.8; Aguiar & Zambrano (2018) presentan la evaluación de vulnerabilidad estructural de 13 edificaciones de hormigón armado ubicadas en la ciudad afectada de Bahía de Caráquez mediante la relación H/T. Dicho estudio analizó el grado de afectación de las edificaciones durante el terremoto y concluyó que las estructuras con un H/T menor a 10 m/seg, resistieron el terremoto, las estructuras con H/T entre 10 y 33 m/seg presentaron daños considerables en la mampostería y daños estructurales moderados. La relación H/T podría ser considerada en el diseño sísmico de las edificaciones como un método de verificación de la rigidez.

Los períodos de vibración en edificaciones dependen de su rigidez y masa. Mientras más masa, mayor periodo, y mientras más rigidez, menor periodo. Usualmente unos pocos modos de vibrar controlan el comportamiento estructural, siendo el más importante el de periodo más largo, denominado fundamental (Cevallos, Burbano, Moreano, & Caiza, 2018).

Para la detección del período de vibración se utiliza un acelerómetro, el cual tiene un sensor de movimiento que transmite las variaciones de aceleración experimentales, el cuál es capaz de captar señales tanto para dos ejes horizontales como para el eje vertical, una vez obtenidos los datos de las aceleraciones estos deben ser clasificados por sus componentes en los ejes X, Y, Z, el equipo registra las aceleraciones en mili gravedades, para el tratamiento de los datos se hará uso de software.

Exposición sísmica

Una de las componentes mostradas dentro de la evaluación de riesgo sísmico es la exposición, la cual se refiere al estudio de los aspectos demográficos y socio

económicos de la zona de estudio y particularmente, en el caso particular del presente estudio deberán ser estudiados estos aspectos para cada vivienda a ser tratada.




Dentro de la exposición se busca cuantificar las posibles afectaciones frente a un evento sísmico, teniendo en cuenta como variables el número de personas, bienes y valores de las infraestructuras susceptibles a ser afectadas frente a la ocurrencia de un evento sísmico.



Patologías Estructurales

Una patología estructural es una “enfermedad” de una edificación que no permite su correcto desempeño y no garantiza su seguridad. Para referirnos al estudio de las patologías de la estructura de una edificación, es necesario identificar cuáles son los elementos estructurales y los procesos patológicos que pudieran afectarlos. La principal función de los elementos estructurales es soportar acciones externas e internas, tanto estacionales como permanentes; como puede ser cargas de viento, granizo, nieve, temperatura, sismos (Monjo Carrió & Maldonado Ramos, 2001). Es pertinente hacer énfasis en este trabajo de las principales patologías estructurales, mostradas en la Tabla 9, que pudieran repercutir en un comportamiento deficiente ante eventos sísmicos.

Tabla 9

Principales patologías estructurales

| Patología | Descripción | Fotografía |
|--------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Columna Corta | El Efecto de Columna Corta consiste en una restricción parcial del desplazamiento lateral del cuerpo de una columna, que obliga a concentrar toda la demanda de deformaciones y tensiones en su porción libre (Beauperthuy & Ulrich, 2010). | <p data-bbox="951 411 1421 516">Figura 17 <i>Columnas cortas, HECAM Consulta externa sur</i></p>  |
| Torsión en planta | Es una de los principales causantes de colapso de las estructuras en un sismo. Por lo general se presenta cuando existe excentricidad entre el centro de masas y el centro de rigideces de la planta. | <p data-bbox="951 951 1421 1083">Figura 18 <i>Edificio con torsión en planta ubicado en la Ciudad de México (Vista Aérea Google Maps).</i></p>  <p data-bbox="951 1293 1421 1318"><i>Nota: (Tena, Juárez, Ruiz, & Archundia, 2017)</i></p> |
| Piso Blando | Piso en el cual su rigidez lateral es menor en un 70% de la rigidez lateral del piso inmediato superior (MIDUVI NEC-SE-DS, 2015). | <p data-bbox="951 1430 1421 1562">Figura 19 <i>Edificio con piso blando en Portoviejo, antes y después del sismo de Pedernales de 2016</i></p>  <p data-bbox="951 1766 1421 1782"><i>Nota: (Páez, Zabala, & Rodríguez, 2017)</i></p> |

| Patología | Descripción | Fotografía |
|---------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Asentamientos en cimentaciones | Pueden ser asentamientos inmediatos o elásticos por carga, asentamientos por consolidación del suelo o asentamientos por sismo, los últimos causados por licuación de depósitos de suelo (arenas, gravas limos o arcillas). | <p>Figura 20 <i>Vivienda con fisuras debido a asentamientos en cimentación</i></p>  <p><i>Nota: (Álvarez, 2012)</i></p> |
| Efecto de golpeteo | Fenómeno que ocasiona graves daños en la estructura ante eventos sísmicos por choque con edificaciones lindantes sin junta constructiva, ya que cada una posee su propio modo de vibración. | <p>Figura 21 <i>Viviendas sin junta constructiva, efecto de golpeteo</i></p>  |

Diseño sismorresistente

Un diseño sismorresistente procurará que la estructura de la edificación tenga un adecuado desempeño ante eventos sísmicos. Para las zonas de alta peligrosidad sísmica, Vasco López (2006) dice que debería cumplirse con tres requisitos en el diseño sismorresistente; los elementos estructurales deberían proporcionar rigidez a las cargas laterales, se debería evitar irregularidad de masas o rigideces en planta como en elevación y finalmente las estructuras deberían tener redundancia y capacidad de deformación mediante amortiguamiento inelástico sin que exista la presencia de fallas

frágiles. A criterio del autor, para minimizar el riesgo de colapso de una estructura se recomienda cumplir con los principios mostrados en la Tabla 10.

Tabla 10

Principios de sismorresistencia

| Nombre | Principio | Comentario |
|-----------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Cimentación | La cimentación será diseñada de acuerdo a las recomendaciones de un adecuado estudio geotécnico. | Las cimentaciones deberán transmitir con seguridad el peso de la edificación al suelo. Un correcto estudio de suelos recomendará una cimentación adecuada para cada caso y mitigará posibles daños ante fenómenos de amplificación de ondas sísmicas. |
| Estructura apropiada | La estructura será dimensionada acuerdo a su función con una correcta estimación de cargas. | La estimación de cargas deberá ser un proceso en el cual se considere la utilidad de los espacios y sus posibles cambios de uso durante la vida útil de la edificación. |
| Elementos no estructurales | El modelamiento estructural deberá incluir todos los elementos que inciden en su comportamiento. | La no inclusión de elementos como paredes o fachadas que puede incidir en patologías estructurales como columnas cortas, torsión en planta y en general una estimación de comportamiento lejano a la realidad. |
| Regularidad | Geometría sencilla tanto en planta como en elevación. | Una estructura irregular en planta ocasionaría efectos de torsión, mientras que la irregularidad en elevación podría repercutir en grandes derivas de piso y efectos de esbeltez (P-delta). |
| Peso | Reducir las cargas permanentes de la estructura. | El bajo peso hará que los esfuerzos actuantes sobre los elementos estructurales disminuyan. |
| Redundancia | Incluir una buena cantidad de elementos de soporte. | La redundancia proporcionará rigidez a la estructura, disminuyendo los desplazamientos. Demasiada flexibilidad favorece a daños en mamposterías, acabados e instalaciones. |
| Materiales competentes | Utilizar materiales de calidad | Se deberá cumplir con las especificaciones técnicas de diseño y estándares de calidad. |
| Supervisión de obra | La supervisión de obra será realizada por profesionales con experiencia. | Gran parte de las patologías constructivas se presentan debido a la informalidad en la construcción, la supervisión de los trabajos constructivos deberá realizarse por profesionales con experiencia en obra. |
| Mantenimiento | Realizar un adecuado mantenimiento | Con el fin de evitar patologías constructivas se deberán realizar trabajos de mantenimiento, en especial en los elementos expuestos a la oxidación, eflorescencia y ataque de microorganismos. |

El incumplimiento de estos principios aumentaría considerablemente la vulnerabilidad sísmica de la edificación, sin embargo, la ingeniería civil estará siempre al servicio de la estética y la funcionalidad del diseño arquitectónico y de ser necesario se puede llegar a considerar algunos de sus efectos y contrarrestarlos con un adecuado diseño estructural.

Reforzamiento de Mamposterías

Gran parte de los daños que presentan las estructuras frente a eventos sísmicos son ocasionados al no considerar a las mamposterías dentro de los modelos estructurales. Este elemento, usado con frecuencia en el medio ecuatoriano como división de espacios, presenta características que modifican el comportamiento estructural y que hoy en día no son consideradas en el modelamiento estructural. Por sus propiedades mecánicas la mampostería utilizada como paneles de relleno en pórticos de hormigón armado es propensa a fracturarse con los movimientos de las columnas y vigas que la enmarcan y dichos daños pueden ser causales de afectación a la vida de los ocupantes.

Algunos de los reforzamientos propuestos para mampostería son; el reforzamiento con malla electrosoldada, el reforzamiento con láminas de Fibra de Carbón Reforzada con Polímeros (FCRP), reforzamiento con varillas de fibra de vidrio y reforzamiento con mallas de polímero (Carrillo, 2008).

El Enchapado de paredes es un sistema de reforzamiento que consiste en un mortero de baja resistencia y malla electrosoldada ubicados en las caras de las mamposterías existentes de la estructura actuando como muros de corte (Naranjo & Peñaherrera, 2018).

En la Tabla 11 se muestran los elementos de los que consta el sistema de enchapado de paredes.

Tabla 11

Elementos del enchapado de paredes

| Elemento | Descripción |
|----------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Mampostería | Unión de bloques de hormigón o ladrillos |
| Mortero | Es ligante compuesto de cemento, arena y agua que en el sistema tendrá la función de lograr la adhesión de los mampuestos. |
| Malla Electrosoldada | Representa el refuerzo del enchape, constituido por varillas corrugadas de 4mm unidas transversalmente con electrosoldadura. |
| Conectores | Representan el medio de unión entre la malla electrosoldada y los elementos que confinan a la mampostería, serán varillas de 8mm de espesor, de ser necesario se adicionará epóxico para su correcta adhesión. |
| Grapas | Elementos de varilla corrugada de 6mm que unen la malla electrosoldada a la mampostería y evitan que se desprenda. |

Nota: Elaborado en base a (Naranjo & Peñaherrera, 2018)

Los trabajos desarrollados en el Centro de Investigación de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional son un claro ejemplo de soluciones al problema de la baja ductilidad de mamposterías. Se ha determinado el comportamiento del enchapado que es un revestimiento conformado por mortero y malla electrosoldada (Angulo & López, 2008). Posterior a ello se generó un ensayo de un pórtico de dos pisos reforzado con dicho enchapado (Fernández & Paredes, 2010). Se elaboró también un artículo en donde se evidenciaban las propiedades del enchapado reforzando a la mampostería que es confinada por un pórtico al que le aplicó cargas laterales cíclicas, evidenciando así que el pórtico reforzado con este sistema puede resistir hasta 2.9 veces más las cargas laterales que un pórtico con relleno de mortero convencional (Albuja, Pantoja, & Sosa, 2017).

Capítulo III

Metodología

Metodología de desarrollo del proyecto

La metodología que regirá en el desarrollo del presente proyecto será la investigación exploratoria, la cual indaga y explora toda la información necesaria para el estudio del proyecto como; estudios bibliográficos, recopilación de información y ensayos de campo. Los datos obtenidos de los ensayos son clasificados de tal manera que permitan analizar vulnerabilidad de las viviendas, mediante formularios FEMA y el uso de la relación H/T para proponer un reforzamiento estructural de mamposterías de la vivienda. Una vez determinados dichos parámetros se propondrá el reforzamiento de los elementos estructurales y no estructurales del caso más vulnerable.

El procedimiento que regirá el proyecto será:

- Levantamiento de información sobre riesgo sísmico en el área de intervención en estudios de sismología actualizados.
- Ensayos de refracción sísmica para zonificación de factores en la elaboración de espectros de diseño.
- Inspección con formularios de vulnerabilidad sísmica FEMA P-154.
- Ensayos con Acelerómetro.
- Procesamiento de datos y determinación de periodos de vibración e índice de vulnerabilidad.
- Selección del caso más vulnerable para el diseño del reforzamiento.
- Levantamiento de planos, tipología y daños estructurales.
- Modelamiento de la estructura en software estructural.

- Diseño de la propuesta de reforzamiento de elementos estructurales y no estructurales del caso más vulnerable.
- Análisis de costos unitarios del reforzamiento estructural.

Socialización del proyecto

El acercamiento con las autoridades del cantón fue realizado mediante oficio de fecha 11 de noviembre de 2019 dirigido al Sr Virgilio Andrango Cuascota, alcalde del Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal del Cantón Pedro Moncayo (GADMPPM). El mismo día se realizó una reunión en donde se explicó los detalles del presente trabajo de investigación y se solicitó información que se utilizaría para el diseño de la muestra y la elaboración de los mapas de riesgos de Tabacundo.

La información fue proporcionada el 19 de noviembre de 2019 por el Arq. Miguel Cisneros, director de Avalúos y Catastros del GADMPPM y consta archivos de sistema de información geográfica (GIS) por sus siglas del inglés (Dirección de Avalúos y Catastros del GAD Municipal de Pedro Moncayo, 2019).

Las visitas a las viviendas que servirían como muestra fueron realizadas entre el 3 y el 13 de marzo de 2020, en donde se comentó a los propietarios los detalles de la investigación y se solicitó acceso para realizar la inspección mediante formato FEMA P-154 y ensayos con acelerómetro.

Delimitación del sector de estudio

Se ha determinado como sector de estudio en casco urbano central de Tabacundo comprendido entre los siguientes límites. Norte: Calles Isidro Ayora, Rumiñahui y Sucre, Sur: Panamericana Norte, Este: Calle Marco Reinoso, Oeste: Calle

Quito. En la Figura 22 se muestran los límites y coordenadas de la zona de estudio. Los barrios que comprende el presente estudio son; Luis Freile, Bolivar, Sucre, San Blas y La Payita.

Figura 22

Delimitación del sector de estudio, Tabacundo



Nota: Elaborado sobre información de (Dirección de Avalúos y Catastros del GAD Municipal de Pedro Moncayo, 2019)

Tamaño de la muestra

Según la información proporcionada por la Dirección de Avalúos y Catastros del GADMPM (2020), en el casco urbano central de Tabacundo, delimitado en la Figura 9, existen edificaciones de 1 hasta 4 pisos en las proporciones que se muestran a continuación en la Tabla 12.

Tabla 12

Viviendas del área de estudio según el número de pisos

| Pisos | Viviendas | Porcentaje |
|--------------|------------------|-------------------|
| 1 | 805 | 52.2% |
| 2 | 635 | 41.2% |
| 3 | 99 | 6.4% |
| 4 | 3 | 0.2% |
| TOTAL | 1542 | 100% |

Nota: Datos de (Dirección de Avalúos y Catastros del GAD Municipal de Pedro Moncayo, 2019)

En el presente proyecto se ha seleccionado una muestra de 20 viviendas, tomadas de una población total de 1542 viviendas del casco urbano central de Tabacundo, de las cuales 951 viviendas, cumplen con los parámetros de altura (hasta 2 pisos) de la (NEC-SE-VIVIENDA,2015) y que además son de tipología aporticada, de hormigón armado con mampostería de relleno ubicadas en los barrios urbanos de Tabacundo; La Banda, Luis Freile, Bolívar, Sucre, San Blas y La Playita (Dirección de Avalúos y Catastros del GAD Municipal de Pedro Moncayo, 2019). Esta cantidad fue obtenida haciendo uso de la fórmula para calcular la muestra en poblaciones finitas (Aguilar, 2005). Como se muestra en la Ecuación (11), con un margen de error del 10%, una confianza del 95%.

$$\text{Tamaño de la muestra} = \frac{N * Z^2 * p * q}{d^2 * (N - 1) + Z^2 * p * q} \quad (11)$$

Donde:

N: Tamaño de la muestra

Z: Valor de varianza para el nivel de confianza

d: Error máximo admisible

p: probabilidad de éxito

q: probabilidad de fracaso

Reemplazados los valores se obtiene:

$$\text{Tamaño de la muestra} = \frac{951 * 1.94^2 * 0.95 * 0.05}{0.10^2 * (951 - 1) + 1.94^2 * 0.95 * 0.05} = 17.92 \text{ viviendas}$$

Se decide aproximar la muestra a 20 viviendas, valor con el cual el margen de error baja al 9.5%.

Además, el promedio de pisos de las viviendas del área de estudio es de 1.55, por lo cual se seleccionará para la muestra viviendas de 2 pisos, que representa el parámetro crítico de altura de la (MIDUVI NEC-SE-VIVIENDA, 2015).

La selección de las viviendas de estudio se realizó mediante un muestreo aleatorio simple entre las viviendas de 2 pisos de tipología aporticada, tratando de dispersar las viviendas seleccionadas en el área de estudio.

Recopilación de Información

Dentro de las técnicas de recopilación de información se ha querido dar énfasis en dos fuentes; primaria mediante trabajo de campo y recopilación de información en general y secundaria a través de revisión bibliográfica.

El trabajo de campo comprende a los ensayos de refracción sísmica, periodo fundamental del suelo, periodo fundamental de la estructura y aplicación de formatos FEMA P-154.

La Revisión Bibliográfica de artículos, normas, tesis, libros y datos históricos permitirá levantar información importante acerca del peligro y la exposición sísmica de Tabacundo.

Ensayo con acelerómetro en suelo con el método de Nakamura

El objetivo del ensayo es obtener el periodo fundamental del suelo a través de la medición del ruido sísmico ambiental. El método conocido como la relación espectral horizontal/vertical (HVSr), comúnmente denominada “H/V”, propuesto por Nakamura (1989), consiste en la medición de aceleraciones del suelo ocasionadas por ruido sísmico ambiental, por lo cual es considerado un método pasivo de recopilación de datos.

El equipo utilizado es el sensor digital SR04 GeoBox de la compañía italiana SARA Electronic Instruments, mostrado en la Figura 23, ha sido diseñado especialmente para la adquisición de señales para estudios sismológicos y geofísicos.

Figura 23

Sensor digital SARA SR04 GeoBox



Nota: Presentado por (SARA Electronic Instruments, 2020)

Para la realización del ensayo es necesario contar con un terreno libre de construcciones, árboles y tránsito en al menos veinte metros de radio a rededor del equipo, como se muestra en la Figura 24.

Figura 24

Ubicación del medidor de periodos de vibración Nakamura junto a la Unidad Educativa del Milenio "Tabacundo"

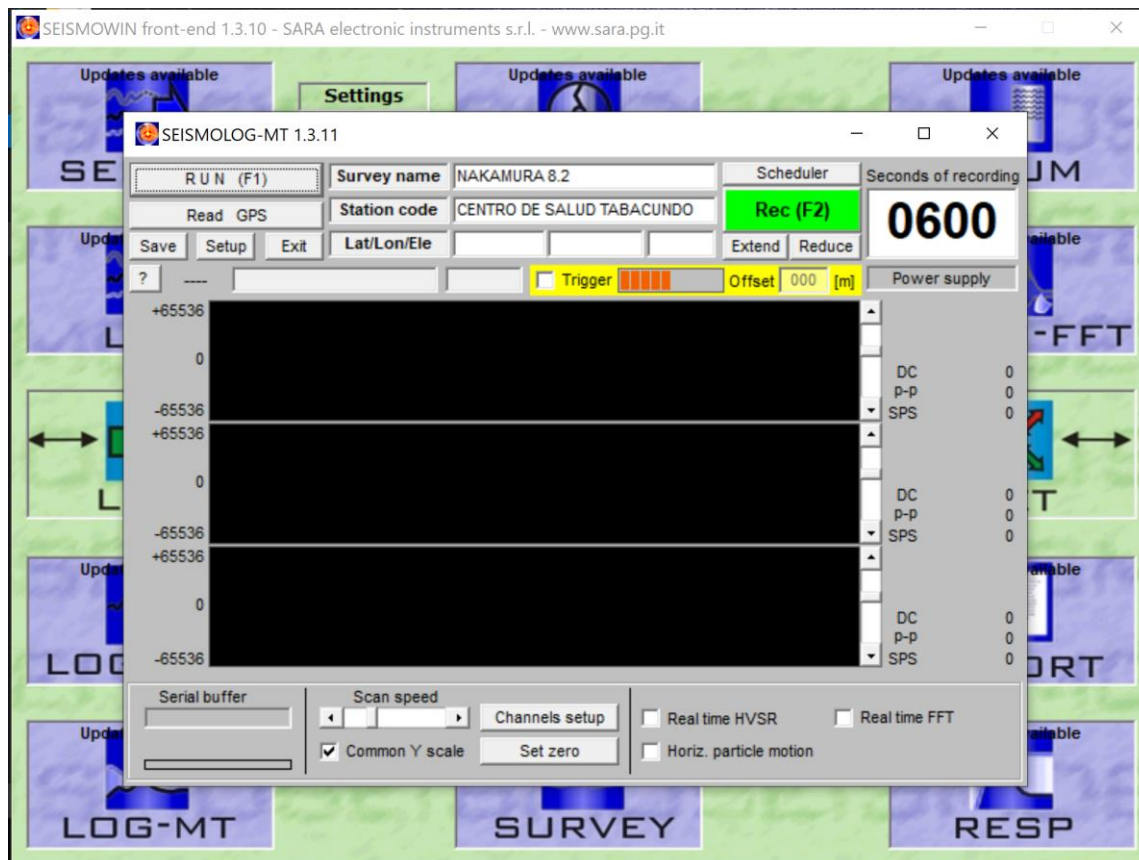


Una vez ubicado el punto en el cual se va a realizar la medición y tomadas las coordenadas GPS, se sitúa el equipo en dirección norte y es nivelado, se dispone de un nivel esférico.

Se conecta a través de un cable USB a la computadora y se la ubica a 20m del equipo, mediante el software SeismoWIN y su ventana SEISMOLOG-MT, mostrados en la Figura 25, realizar la adquisición de datos por un tiempo de diez minutos.

Figura 25

Programa SeismoWIN y ventana de adquisición de datos

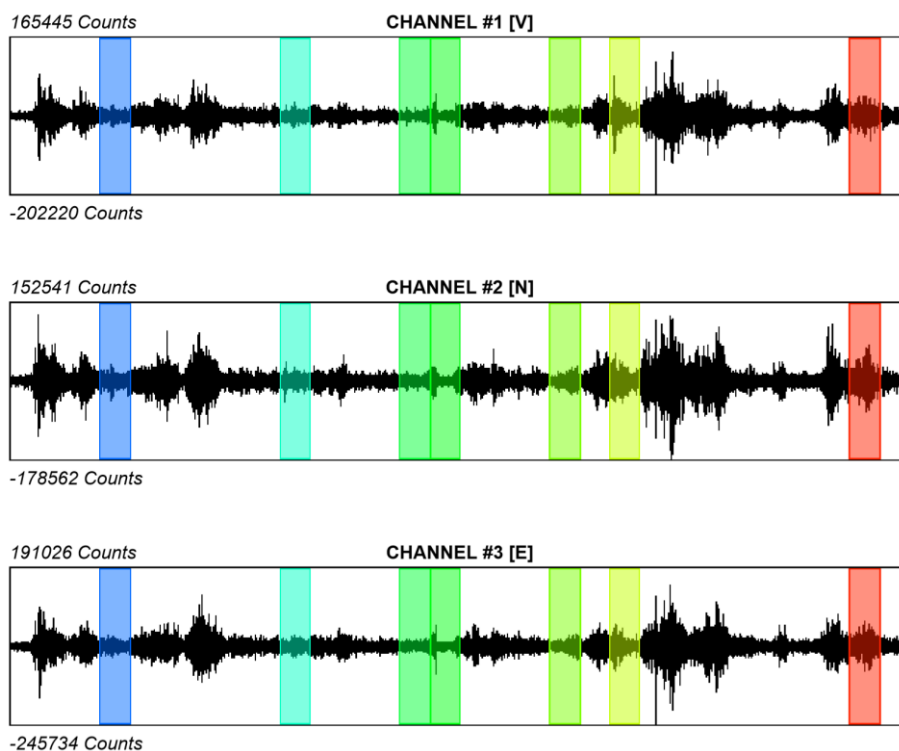


Los datos de la medición son recopilados en la carpeta de instalación del programa. El procesamiento de las señales se la realiza con el programa GeoExplorerHVSr que necesita para ser abierto una llave USB que viene con el equipo GeoBox.

Se dispone de señales en tres canales; norte, este y vertical como se muestra en la Figura 26.

Figura 26

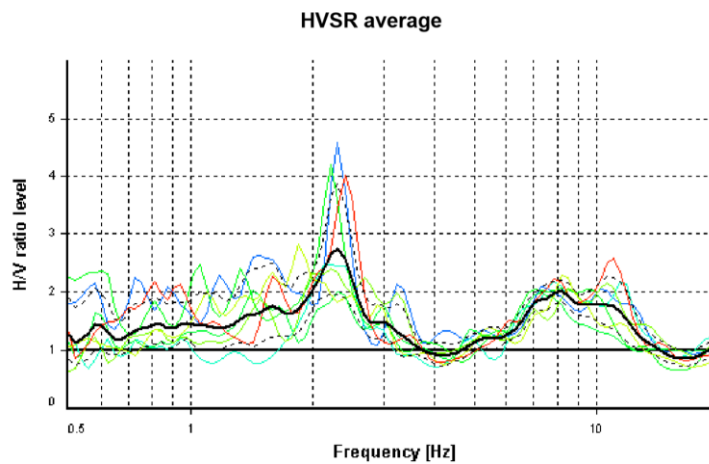
Señales de los Canales norte, este y vertical del equipo GeoBox



Se seleccionan los rangos de registro que brinden un mejor promedio HVSr como se detalla en la envolvente de la Figura 27.

Figura 27

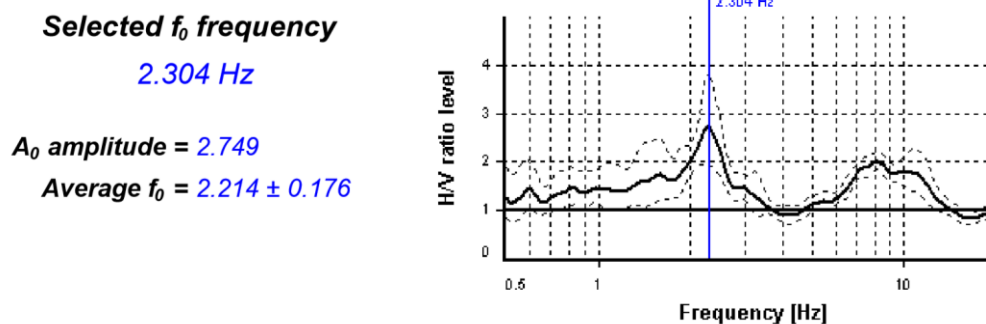
Promedio HVSr vs. Frecuencia



La frecuencia fundamental será la que presente un mayor valor de radio H/V, en el caso de la Figura 28, la frecuencia seleccionada es 2.304 Hz. El inverso de esta frecuencia será el periodo fundamental de vibración del suelo, es decir 0.434 seg.

Figura 28

Frecuencia fundamental seleccionada del promedio HVSR



El procedimiento detallado se ha realizado en distintos puntos de Tabacundo, con el fin de generar un mapa de isoperiodos fundamentales de vibración, el cual se presenta en el capítulo cuarto.

Ensayos de refracción sísmica

La prospección geofísica por refracción sísmica es un método que permite determinar la propagación de ondas sísmicas en el terreno, para ello se generan ondas sísmicas artificiales en superficie que viajan en todas direcciones, el objetivo del ensayo es captar el tiempo en el cual viajan las ondas a sensores o geófonos ubicados en línea recta (Ampuero & Van Sint Jan, 2004). En el caso de las prospecciones poco profundas se pueden generar ondas a través de herramientas manuales, las prospecciones más profundas se las realiza con la utilización de cargas explosivas.

Para el presente ensayo ha sido utilizado el sismógrafo digital de 24 Bits Anteo de la empresa italiana “PASI Geophysics”, presentado en la Figura 29 el cual cuenta

con una central de control y visualización a la cual es conectada los cables que reciben las señales de los geófonos.

Figura 29

Sismógrafo digital de 24 Bits PASI Anteo



Nota: Presentado por (PASI Geophysics, 2020)

Una vez seleccionado el lugar idóneo para realizar el ensayo, se extiende una cinta métrica con el objetivo de configurar la distribución de los geófonos en función del espacio disponible, como es presentado en la Figura 30.

Figura 30

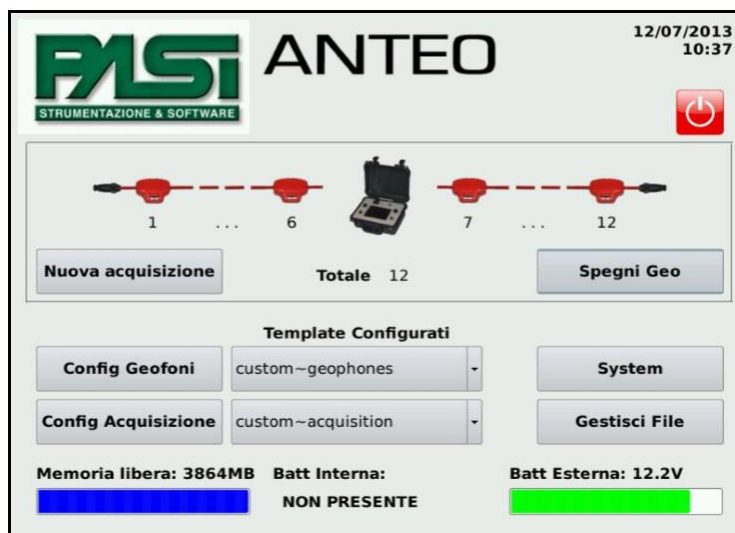
Ubicación del sismógrafo y geófonos PASI Anteo en la calle Velasco Ibarra, Tabacundo



Una vez extendido el cable se procede a ubicar los geófonos, el cable es conectado a la central de monitorización, cuya interface es mostrada en la Figura 31.

Figura 31

Interface del sismógrafo digital PASI Anteo

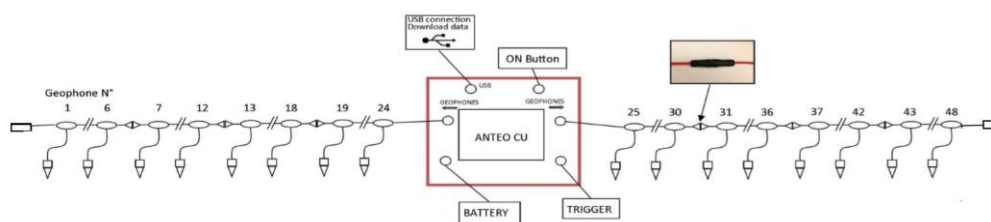


Nota: Presentado por (PASI Geophysics, 2020)

La central dispone además de conexiones para alimentación con una batería de 12V y de una conexión para el martillo con el cual se generarán señales sísmicas artificiales, en la Figura 32 se presenta un diagrama de las conexiones del equipo Anteo.

Figura 32

Diagrama de conexiones, sismógrafo PASI Anteo



Nota: Presentado por (PASI Geophysics, 2020)

Una vez realizadas todas las conexiones se procede con el ensayo activo, el cual consiste en dar un golpe que genere una señal sísmica artificial en los segmentos medios de los geófonos ubicados, para el presente caso se han ubicado 12 geófonos, es decir se realizaron 11 golpes por ensayo.

Una vez concluido el ensayo activo, se registran las señales de ruido ambiental por un tiempo de 10 minutos.

Los registros de los ensayos activos y pasivos son guardados en la central de monitoreo, los cuales son extraídos con una memoria USB para su posterior procesamiento en gabinete.

El procesamiento de los registros se los realiza con la utilización del programa "PICKWIN", para el análisis y ubicación de la geometría y disparos del estudio, y "WaveEq (Surface Wave Analysis)" para la inversión de la velocidad de fase frecuencia 2D, el modelamiento de las velocidades de onda V_s , el perfil de cizalla y el valor V_{s30} tanto en ensayo activo, pasivo y combinado.

El procedimiento detallado se ha realizado en distintos puntos de Tabacundo, con el fin de detectar variaciones en las velocidades de ondas de corte que pudieren repercutir en efectos de sitio como la amplificación de aceleraciones provenientes de un sismo.

Registro de datos mediante FEMA P-154

El primer parámetro a determinar para una adecuada aplicación del formato FEMA P-154 es la peligrosidad sísmica de acuerdo a los valores de aceleración. Para la presente investigación se han utilizado los valores mostrados en la Tabla 13.

Tabla 13*Respuestas de aceleración S_s y S_1 para Tabacundo*

| Fuente | S_s (g) | S_1 (g) |
|-----------------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| NEC-SE-DS 2015 | 1.20g | 0.69g |
| Estudio de peligro sísmico Tabacundo | 1.29g | 0.49g |

Los valores de aceleración para Tabacundo de la NEC-15 ubican a Tabacundo en una región de muy alta sismicidad, sin embargo, los valores del presente estudio de riesgo sísmico mostrados en el Capítulo V ubican al poblado en una zona de alta sismicidad.

Tabla 14*Rango de aceleración para para cada región de sismicidad*

| Sismicidad de la Región | Rango de aceleraciones de respuesta para cada región | |
|--------------------------------|-------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------|
| | S_s (g) | S_1 (g) |
| Baja (L) | $S_s < 0.250g$ | $S_1 < 0.100g$ |
| Moderada (M) | $0.250g \leq S_s < 0.500g$ | $0.100g \leq S_1 < 0.200g$ |
| Moderadamente Alta (H) | $0.500g \leq S_s < 1.000g$ | $0.200g \leq S_1 < 0.400g$ |
| Alta (H) | $1.000g \leq S_s < 1.500g$ | $0.400g \leq S_1 < 0.600g$ |
| Muy Alta (VH) | $S_s \geq 1.500g$ | $S_1 \geq 0.600g$ |

Nota: Parámetros presentados por (Federal Emergency Management Agency (US) FEMA, 2015)

Una vez determinada peligrosidad de la región sísmica se procede a la selección de los valores mínimos a ser utilizados, para nivel 1 mostrados en la Figura 33 y nivel 2 en la Figura 34.

Figura 33

FEMA P-154 de nivel 1 para regiones de alta peligrosidad sísmica

| Formato de evaluación rápida para peligrosidad sísmica Fema P-154 | | | | | | | | | | ALTA PELIGROSIDAD | | | | | | | |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------|---------|------|-------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------|------|------|------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------|-----------|------|------------------|------|-----------|------|
| Fotografía | | | | | | | | | | Dirección: | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | Cod. Postal: | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | Otra Identificación: | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | Nombre del Edificio: | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | Uso: | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | Latitud: | | | | Longitud: | | | |
| | | | | | | | | | | Ss: | | | | S1: | | | |
| | | | | | | | | | | Inspector: | | | | Fecha: | | | |
| | | | | | | | | | | N. Pisos: Sobre el nivel del piso: | | | | Bajo el nivel: | | | |
| | | | | | | | | | | Año de construcción | | | | Año Código: | | | |
| | | | | | | | | | | Área de construcción total (m2): | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | Adicionales: <input type="checkbox"/> No <input type="checkbox"/> Sí, Año de Construcción: | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | Ocupación: | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | Asamblea | | Comercial | | Serv. Emergencia | | Histórico | |
| | | | | | | | | | | Industrial | | Oficina | | Colegio | | Gobierno | |
| Utilidad | | Almacén | | Residencial # Unidades: | | | | | | | | | | | | | |
| Tipo de Suelo | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <input type="checkbox"/> A <input type="checkbox"/> B <input type="checkbox"/> C <input type="checkbox"/> D <input type="checkbox"/> E <input type="checkbox"/> F Desconocido | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Roca Roca Suelo Suelo Suelo Suelo Si es desconocido | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Dura Blanda Denso Rígido Blando Pobre Asuma tipo D | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Riesgo Geológico: | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Licuefacción: SI/NO/Descn Deslizamientos: SI/NO/Descn Grietas: SI/NO/Descn | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Proximidad: <input type="checkbox"/> Golpeteo <input type="checkbox"/> Peligros de caída de un edificio adyacente | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Irregularidad: <input type="checkbox"/> Vertical (Tipo/Gravedad) | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <input type="checkbox"/> Planta (Tipo) | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Riesgo de caída: <input type="checkbox"/> Chimeneas sin abrazadera <input type="checkbox"/> Revestimiento Pesado | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Peligros: <input type="checkbox"/> Parapetos <input type="checkbox"/> Apéndices | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <input type="checkbox"/> Otros: | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| COMENTARIOS: | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| PUNTAJE BÁSICO, MODIFICADO, Y PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1 SL1 | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Tipo de construcción FEMA | W1 | W1A | W2 | S1 | S2 | S3 | S4 | S5 | C1 | C2 | C3 | PC1 | PC2 | RM1 | RM2 | URM | MH |
| Puntaje Básico | 3.6 | 3.2 | 2.9 | 2.1 | 2.0 | 2.6 | 2.0 | 1.7 | 1.5 | 2.0 | 1.2 | 1.6 | 1.4 | 1.7 | 1.7 | 1.0 | 1.5 |
| Irregularidad Vertical Severa, VL1 | -1.2 | -1.2 | -1.2 | -1.0 | -1.0 | -1.1 | -1.0 | -0.8 | -0.9 | -1.0 | -0.7 | -1.0 | -0.9 | -0.9 | -0.9 | -0.7 | NA |
| Irregularidad Vertical Moderada, VL1 | -0.7 | -0.7 | -0.7 | -0.6 | -0.6 | -0.7 | -0.6 | -0.5 | -0.5 | -0.6 | -0.4 | -0.6 | -0.5 | -0.5 | -0.5 | -0.4 | NA |
| Irregularidad en planta, PL1 | -1.1 | -1.0 | -1.0 | -0.8 | -0.7 | -0.9 | -0.7 | -0.6 | -0.6 | -0.8 | -0.5 | -0.7 | -0.6 | -0.7 | -0.7 | -0.4 | NA |
| Pre-Código | -1.1 | -1.0 | -0.9 | -0.6 | -0.6 | -0.8 | -0.6 | -0.2 | -0.4 | -0.7 | -0.1 | -0.5 | -0.3 | -0.5 | -0.5 | 0.0 | -0.1 |
| Posterior-Punto de referencia | 1.6 | 1.9 | 2.2 | 1.4 | 1.4 | 1.1 | 1.9 | NA | 1.9 | 2.1 | NA | 2.0 | 2.4 | 2.1 | 2.1 | NA | 1.2 |
| Suelo tipo A o B | 0.1 | 0.3 | 0.5 | 0.4 | 0.6 | 0.1 | 0.6 | 0.5 | 0.4 | 0.5 | 0.3 | 0.6 | 0.4 | 0.5 | 0.5 | 0.3 | 0.3 |
| Suelo tipo E (1 - 3 Pisos) | 0.2 | 0.2 | 0.1 | -0.2 | -0.4 | 0.2 | -0.1 | -0.4 | 0.0 | 0.0 | -0.2 | -0.3 | -0.1 | -0.1 | -0.1 | -0.2 | -0.4 |
| Suelo tipo E (> 3 Pisos) | -0.3 | -0.6 | -0.9 | -0.6 | -0.6 | NA | -0.6 | -0.4 | -0.5 | -0.7 | -0.3 | NA | -0.4 | -0.5 | -0.6 | -0.2 | NA |
| Puntaje Mínimo Smin | 1.1 | 0.9 | 0.7 | 0.5 | 0.5 | 0.6 | 0.5 | 0.5 | 0.3 | 0.3 | 0.3 | 0.2 | 0.2 | 0.3 | 0.3 | 0.2 | 1.0 |
| PUNTAJE FINAL NIVEL 1, SL1 ≥ Smin | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ALCANCE DE LA REVISIÓN | | | | | OTROS RIESGOS | | | | | ACCIÓN REQUERIDA | | | | | | | |
| Exterior: <input type="checkbox"/> Parcial <input type="checkbox"/> Todos lados <input type="checkbox"/> Aereo | | | | | ¿Hay riesgos que desencadenan una evaluación estructural detallada? <input type="checkbox"/> Potencial Golpeteo (a menos que SL2>límite, si se conoce) <input type="checkbox"/> Peligro de caída desde un edificio adyacente mas alto <input type="checkbox"/> Peligro Geológico o Suelo tipo F <input type="checkbox"/> Daño/deterioro significativo al sistema estructural | | | | | Requiere una evaluación estructural detallada? <input type="checkbox"/> Sí, tipo de edificio desconocido de FEMA u otro edificio <input type="checkbox"/> Sí, puntúa menos que el límite <input type="checkbox"/> Sí, otros peligros presentes <input type="checkbox"/> No | | | | | | | |
| Interior: <input type="checkbox"/> No <input type="checkbox"/> Visible <input type="checkbox"/> Ingresó | | | | | | | | | | Se recomienda una evaluación no estructural detallada? (Seleccione una) <input type="checkbox"/> Sí, se identificaron riesgos no estructurales que deberían evaluarse <input type="checkbox"/> No, existen peligros no estructurales que pueden requerir mitigación, pero no es necesaria una evaluación detallada <input type="checkbox"/> No, no se identificaron peligros no estructurales <input type="checkbox"/> Desconocido | | | | | | | |
| Revisión de planos: <input type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> No | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Tipo de fuente de suelo: | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Fuente de peligros geológicos: | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Persona de contacto: | | | | | | | | | | | | | | | | | |

Nota: Formato de (Federal Emergency Management Agency (US) FEMA, 2015)

Figura 34

FEMA P-154 de nivel 2 para regiones de muy alta peligrosidad sísmica

| Formato de Evaluación Fema P-154 | | | Nivel 2 | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------|--|
| Nombre del edificio: | | | Puntaje Final Nivel 1: (no considerar puntaje mínimo)= SL1= | |
| Evaluador: | | | Modificadores de Irregularidad del nivel 1: Irreg Vert (V1), Irreg plant(PL1) V1= PL1= | |
| Fecha: | | | Puntaje de corrección: S=(SL1-V1-PL1)- S* | |
| Modificadores estructurales para agregar al puntaje básico | | | | |
| Tipo | Descripción | SI | Subtotales | |
| Irregularidad Vertical, V12 | Desnivel | Edificio W1: Existe al menos un piso completo de desnivel de un lado del edificio a otro | -1.2 | |
| | | Otros aparte de W1: Existe al menos un piso completo de desnivel de un lado del edificio a otro | -0.3 | |
| | Piso debil o blando | Edificio W1 con muros de sotano: Deformación en muros de sotano son visibles | -0.6 | |
| | | Edificio W1 sobre garage: Debajo de un piso ocupado existe un garage abierto sin estructura de acero resistente a momento y hay menos de 20cm de muro en la misma linea (para múltiples pisos, mínimo 40cm) | -1.2 | |
| | | Edificio W1A frente abierto: Existen entradas a nivel de piso para parqueadero sobre el 50% de la longitud del edificio. | -1.2 | |
| | | Otros aparte de W1: La longitud del sistema lateral en los pisos superiores es menor que el 50% de los pisos superiores, o la altura de cualquier piso es mas de 2 veces la altura de los pisos superiores. | -0.9 | |
| | | Otros aparte de W1: La longitud del sistema lateral de cualquier piso está entre 50%-75% de los pisos superiores, o la altura de cualquier piso está entre 1.3 y 2 veces la altura de los demas pisos(por lo general el primero) | -0.5 | |
| | Retiros | Los elementos verticales del sistema lateral en una planta superior están fuera de los que se encuentran en piso inferior, causando que el diafragma quede en cantiliver. | -1 | |
| | | Los elementos verticales del sistema lateral en los pisos superiores están en el interior de los que están en los pisos más bajos | -0.5 | |
| | | Elementos en cantiliver de mayor dimensión que el resto de elementos | -0.3 | |
| | Columna corta | C1, C2, C3, PCL, PC2, RM1, RM2: Al menos el 20% de las columnas (o pilares) a lo largo de una linea de columnas en el sistema lateral tienen relaciones de altura / profundidad inferiores al 50% de la relación altura / profundidad nominal en ese nivel | -0.5 | |
| | | C1, C2, C3, PCL, PC2, RM1, RM2: la profundidad de la columna es inferior a la mitad de la profundidad del espacio entre la parte superior de la ventana en un piso y el alféizar de la ventana en el piso anterior, o hay paredes de relleno o pisos adyacentes que acortan la columna | -0.5 | |
| Dos Niveles | Existe una division de niveles en un piso o en el techo. | -0.5 | | |
| Otra irregularidad | Hay otra irregularidad vertical severa observable que obviamente afecta el rendimiento sísmico del edificio | -1 | | |
| | Hay otra irregularidad vertical moderada observable que puede afectar el rendimiento sísmico del edificio | -0.5 | V12 | |
| Irregularidad en planta, P12 | Irregularidad torsional: el sistema lateral no parece estar bien distribuido en el plano en una o ambas direcciones. (No incluye la irregularidad de frente abierto W1A que se menciona arriba). | -0.7 | | |
| | Sistemas no paralelos: hay uno o más elementos verticales principales del sistema lateral que no son ortogonales entre si. | -0.4 | | |
| | Esquina reentrante: ambas proyecciones de una esquina interior superan el 25% de la dimensión general exterior. | -0.4 | | |
| | Abertura del diafragma: hay una abertura en el diafragma con un ancho superior al 50% del ancho total del diafragma en ese nivel | -0.2 | | |
| | C1, C2 construcción en cantiliver fuera del plano: las vigas exteriores no se alinean con las columnas en el plano | -0.4 | | |
| | Otra irregularidad: hay otra irregularidad en el plano observable que obviamente afecta el rendimiento sísmico del edificio. | -0.7 | P12 | |
| Redundancia | El edificio tiene al menos dos divisiones de elementos laterales en cada lado y cada dirección del edificio. | 0.3 | | |
| Golpeteo | El edificio está separado de una estructura adyacente por menos del 1% de la altura del edificio mas corto | -1 | | |
| | Los pisos no se alinean verticalmente por 60 cm | -1 | | |
| | Un edificio es 2 o mas pisos mas alto que el otro | -1 | | |
| | El edificio está al final de un bloque de edificios | -0.5 | | |
| Estructura S2 | Sistema de refuerzo "K" es visible | -1 | | |
| Estructura C1 | Placa plana sirve como viga en porticos de momento | -0.4 | | |
| Estructura PCI/RM1 | Existen arriostramientos que son visibles o conocidos a partir de dibujos que no trabajan a flexión transversal | 0.3 | | |
| Estructura PCI/RM1 | El edificio tiene paredes interiores muy espaciadas y de altura completa | 0.3 | | |
| Estructura URM | Existencia de paredes tipo Gable | -0.4 | | |
| Estructura MH | Hay un sistema complementario de apuntalamiento sísmico provisto entre la cimentación y el suelo | 1.2 | | |
| Adaptaciones | Modificación sísmica integral es visible o se conoce a partir de planos | 1.4 | M | |
| PUNTAJACIÓN FINAL NIVEL 2 SL2=(S*+V12+P12+M)≥ Smin: | | | | |
| Existe daño observable o deterioro u otra condición que negativamente afecte el desempeño sísmico del edificio, si la respuesta es si describa la condición en el cuadro de debajo indicando en la forma 1 que detalla que se requiere evaluación independiente a estas formas. | | | | |
| SI <input type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/> | | | | |
| Peligros no estructurales observables | | | | |
| Lugar | Descripción | SI | No | |
| Exterior | Hay un parapeto de mampostería no reforzado sin armadura, o una chimenea de mampostería no reforzada sin armadura | | | |
| | Hay un revestimiento pesado o chapado gruesa | | | |
| | Hay un toldo pesado sobre las puertas de salida o las aceras peatonales que parece estar inadecuadamente colocado | | | |
| | Hay un accesorio de albañilería no reforzado sobre las puertas de salida o los pasillos peatonales. | | | |
| | Hay un cartel publicado en el edificio que indica que hay materiales peligrosos presentes | | | |
| | Hay un edificio adyacente más alto con una pared URM sin anclaje o un parapeto o chimenea URM sin abrazadera | | | |
| | Otro peligro de caída no estructural exterior observado | | | |
| Interior | Hay tabiques de arcilla hueca o ladrillo en cualquier corredor de escalera o salida | | | |
| | Otro peligro de caída no estructural interior observado | | | |
| Estimar el rendimiento sísmico no estructural (Escoger una y adjuntarla a las conclusiones de la forma del nivel 1) | | | | |
| Posibles riesgos no estructurales con una amenaza significativa para la seguridad de vida de los ocupantes Se recomienda una evaluación no estructural detallada | | | | |
| Riesgo no estructural identificado con una amenaza significativa para la seguridad de vida de los ocupantes, pero no se requiere una evaluación no estructural detallada | | | | |
| Amenaza de riesgo no estructural bajo o nulo para la seguridad de vida de los ocupantes No se requiere una evaluación no estructural detallada | | | | |
| Comentarios: | | | | |

Nota: Formato de (Federal Emergency Management Agency (US) FEMA, 2015)

Ensayo con acelerómetro en viviendas

Ejecución del ensayo y adquisición de datos

El equipo Waspnote, de la compañía española Libelium mostrado en Figura 35, cuenta con un sensor de movimiento que registra variación en las aceleraciones en los ejes (X,Y,Z), en una frecuencia de 50 Hz, los ejes de las abscisas y ordenadas del equipo serán los mismos de la estructura, como se muestra en la instalación del acelerómetro se lo realiza en el centro de masas del último piso de la estructura por 30 minutos (Gualoto & Querembás, 2019).

Figura 35

Disposición de ejes en acelerómetro



Nota: (Libelium Comunicaciones Distribuidas S.L, 2018) (Citado por Gualoto & Querembas, 2019).

Para la toma de datos del acelerómetro Waspnote, es necesario conectarlo a una computadora portátil a través de un puerto USB, mediante el uso del programa Waspnote PRO IDE que se basa en una programación a través de códigos en lenguaje Java. En la Figura 36 se muestra la interfaz del programa que cuenta con ventanas, botones, código y mensaje de salida.

Figura 36

Interfaz del programa Waspnote PRO IDE

```

----- Waspnote Pro Code Example -----

Explanation: This is the basic Code for Waspnote Pro
Copyright (C) 2016 Libelium Comunicaciones Distribuidas S.L.
http://www.libelium.com

This program is free software; you can redistribute it and/or modify
it under the terms of the GNU General Public License as published by
the Free Software Foundation, either version 3 of the License, or
(at your option) any later version.

This program is distributed in the hope that it will be useful,
but WITHOUT ANY WARRANTY; without even the implied warranty of
MERCHANTABILITY or FITNESS FOR A PARTICULAR PURPOSE. See the
GNU General Public License for more details.

You should have received a copy of the GNU General Public License
along with this program. If not, see <http://www.gnu.org/licenses/>.
*/

// Put your libraries here (#include ...)

// Include libraries
#include <waspBee02.h>
#include <waspBee2.h>
#include <waspBeeIM.h>
#include <waspFrame.h>
#include <waspSX1272.h>

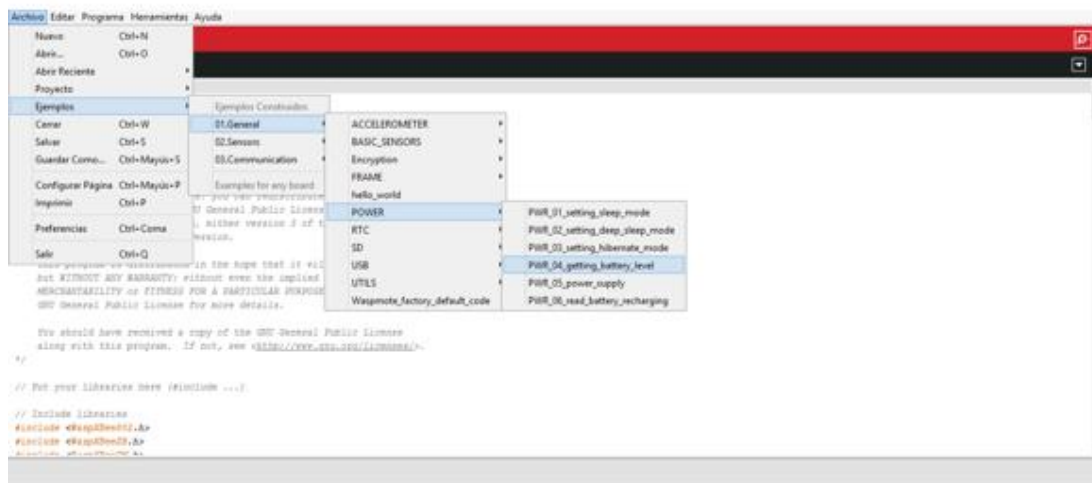
// Define the Waspnote default ID
char node_id[] = "mota6";
// Define the authentication key
char key_access[] = "LIBELIUM";
// Declare global variables

```

Antes del inicio y toma de datos, es necesario que el equipo se encuentre cargado más del 75% de batería interna, se comprobará el nivel de carga, iniciando el programa para verificar el nivel de carga, como se muestra en la Figura 37

Figura 37

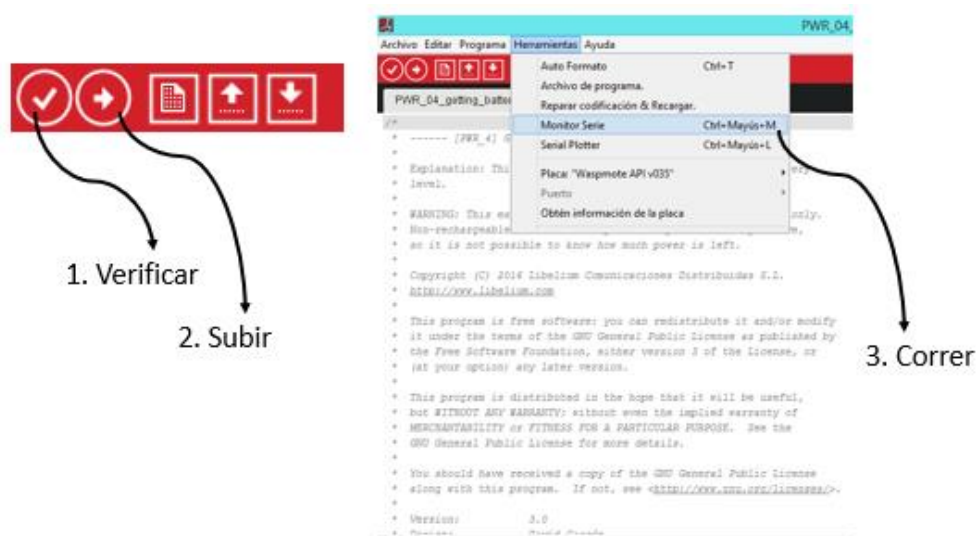
Verificación de nivel de batería interna de equipo Waspnote



Posterior a la verificación del nivel de batería se procede a registrar los datos, para ello una vez subido el código de adquisición se procede a compilarlo y subirlo al acelerómetro, para lo cual se dispone de estos botones en el programa, como se muestra en la Figura 38.

Figura 38

Botones para la adquisición de datos en programa Waspnote PRO IDE



Si el código no presente errores, se mostrará el mensaje de salida “Subido” y se podrá abrir el monitor de serie en el cual se imprimirá el tiempo y el registro de cada eje. Para el presente estudio se han hecho registros de 30 min en cada una de las viviendas.

Determinación del periodo fundamental de la estructura

El acelerómetro registra las aceleraciones en mili gravedades, para el tratamiento de los datos se hará uso de software SeismoSignal 2020, cuya interfaz es presentada en la Figura 39, en el cual se ingresará los datos de cada eje con su respectivo tiempo.

Figura 39

Interface del programa SeismoSignal 2020

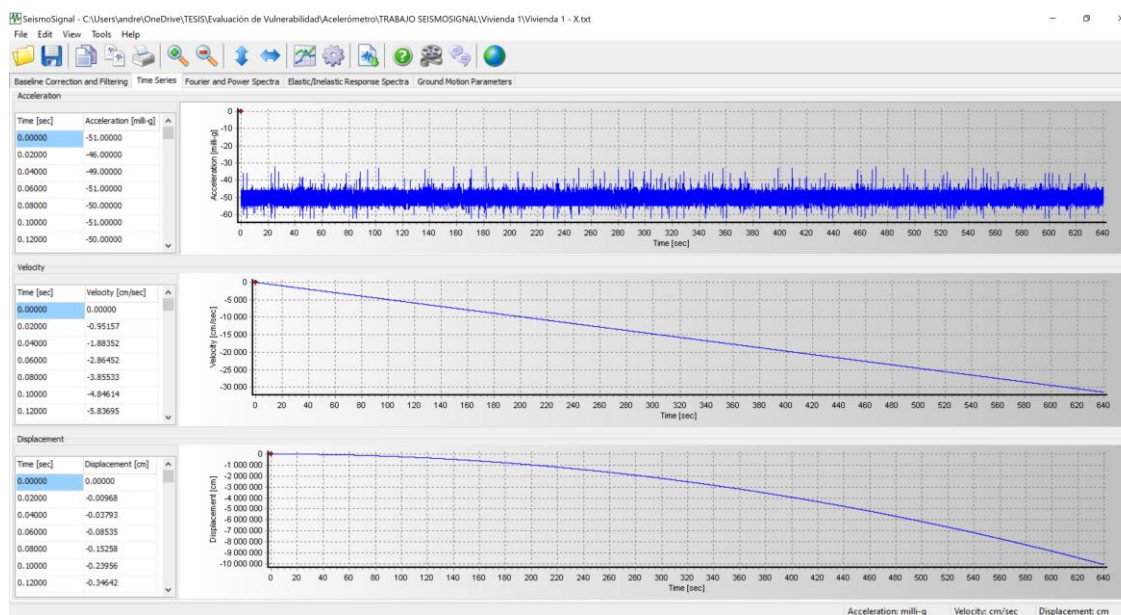


Tabla 15

Parámetros de entrada utilizados en el programa SeismoSignal 2020

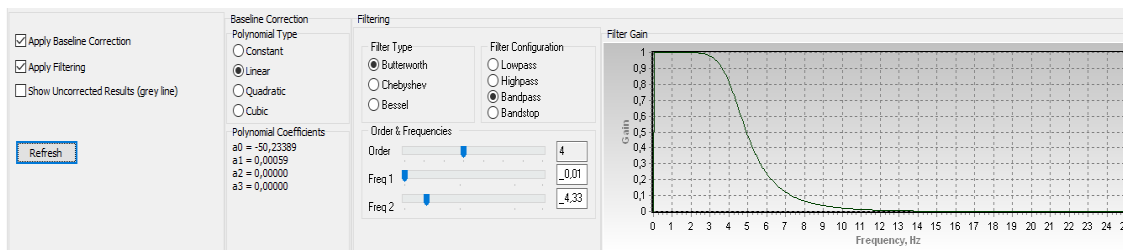
| Parámetro | Unidad |
|----------------|--------|
| Desplazamiento | cm |
| Velocidad | cm/seg |
| Aceleración | g |

Nota: Presentado por (Gualoto & Querembás, 2019)

Una vez importados los registros se realiza el filtrado del ruido para lo cual el programa cuenta con una herramienta que, dependiendo de los parámetros escogidos, permitirán llegar a una aproximación exacta de la frecuencia fundamental de la estructura en cuestión. Las opciones de filtrado del programa SeismoSignal son mostradas en la Figura 40.

Figura 40

Herramientas de filtrado de ruido del programa SeismoSignal



Nota: Presentado por (Gualoto & Querembás, 2019)

La configuración del filtrado para lo cual se define el rango de frecuencias en el cual trabaja la estructura, acorde a la (MIDUVI NEC-SE-DS, 2015), presentada en la Figura 41. El límite inferior para el cálculo es de 0.01 Hz y el filtro a utilizarse será del tipo “Butterworth” y un filtro de banda, siendo estos los óptimos para el tipo de procesamiento.

Figura 41

Periodo fundamental de la estructura en función de la tipología y su altura

| T | Periodo de vibración | Tipo de estructura | C_t | α |
|-----------------------------------------------|----------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------|----------|
| Estructuras de acero | | | | |
| | | Sin arriostamientos | 0.072 | 0.8 |
| | | Con arriostamientos | 0.073 | 0.75 |
| Pórticos especiales de hormigón armado | | | | |
| | | Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras | 0.055 | 0.9 |
| | | Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural | 0.055 | 0.75 |

Nota: Presentado en (MIDUVI NEC-SE-DS, 2015)

El programa realiza una relación entre la frecuencia y la amplitud de la transformada de Fourier, el mayor valor de amplitud será la frecuencia fundamental de la estructura y el inverso de esta será el periodo fundamental; sin embargo debido al ruido ambiental se toma como valor predominante al que más se acerque al valor de periodo fundamental que arroja como cálculo el programa SeismoSignal, presentado en la Figura 42, y a su vez este es comprobado con el periodo en función del periodo fundamental de la (MIDUVI NEC-SE-DS, 2015). La frecuencia y periodo fundamental resultado de análisis acorde a la transformada de Fourier es mostrada en la Figura 43.

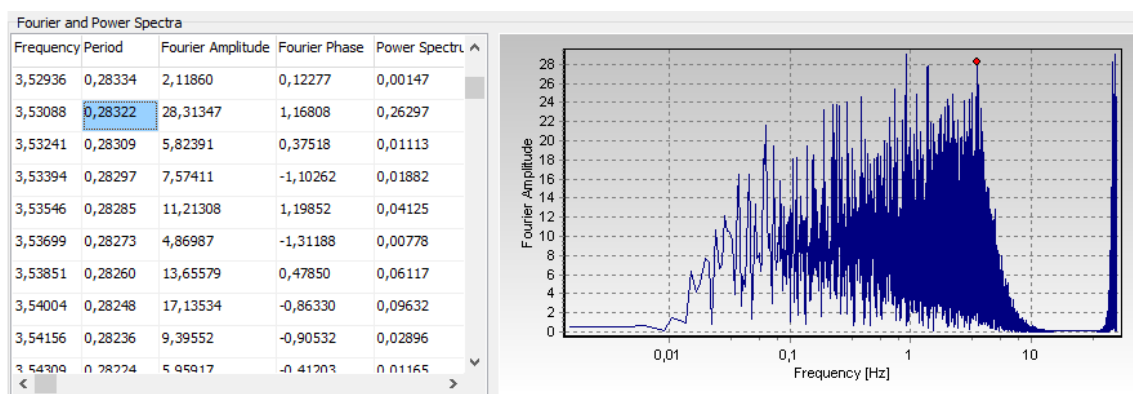
Figura 42

Periodo fundamental de la estructura arrojado por el programa “SeismoSignal”

| Parameter | Corrected Accelerogram |
|-----------------------------------|------------------------|
| Sustained Maximum Acceleration | 5,39044 |
| Sustained Maximum Velocity (cr) | 2,08044 |
| Effective Design Acceleration (i) | 31,03213 |
| A95 parameter (milli-g) | 9,21220 |
| Predominant Period (sec) | 0,28000 |
| Mean Period (sec) | 0,69460 |

Figura 43

Amplitud de Fourier vs. Frecuencia en Hz proveniente del programa SeismoSignal



Estimación de la flexibilidad de la estructura con la metodología H/T

Con la determinación del periodo fundamental de las estructuras a analizar, se procede a aplicar uno de los parámetros utilizados en el perfil Bio – sísmico de la metodología chilena, con la relación H/T (Guendelman, Guendelman, & Lindenberg, 2000), expresados en la Ecuación (12):

$$\text{Índice de Vulnerabilidad} = \frac{\text{Altura total de la edificación}}{\text{Periodo de Vibración}} \quad (12)$$

Se caracteriza la rigidez de la estructura conforme a los parámetros mostrados en la Tabla 16.

Tabla 16

Clasificación de los valores de Rigidez

| Índice de Vulnerabilidad | Rigidez |
|--------------------------|--------------|
| <20 | Muy Flexible |
| 20 - 40 | Flexible |
| 40 -70 | Normal |
| 70 - 150 | Rígidos |

Nota: Tomado de (Guendelman, Guendelman, & Lindenberg, 2000).

El análisis detallado anteriormente será aplicado en cada vivienda de la muestra para determinar la vulnerabilidad estructural en ambos sentidos horizontales.

PEER-NGA Spectrum

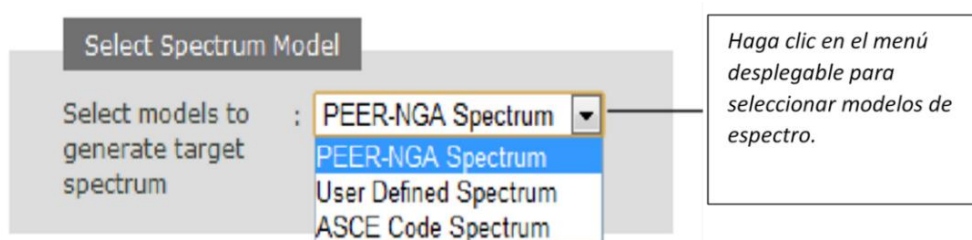
El modelo “PEER-NGA Spectrum” crea un espectro de respuesta utilizando las ecuaciones de predicción de movimiento (GMPEs) PEER-NGA publicadas en la edición de febrero de 2008 de la revista “Earthquake Spectra”; Abrahamson-Silva (A&S, 2008), Boore-Atkinson (B&A, 2008), Cambell-Borzorgnia (C&B, 2008), Chiou-Youngs (C&Y, 2008) e Idriss (2008).

El PEER NGA West 2 pone a su disposición una herramienta en línea para generar espectros en tres distintos modelos, como es mostrado en la Figura 44.

- PEER-NGA Spectrum
- User Definied Spectrum
- Espectro del código ASCE/SEI Standard 7-05.

Figura 44

Opciones de generación de espectros PEER-NGA



Nota: Presentado en (Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2010)

Para ello se deberá registrar en la página oficial <https://peer.berkeley.edu> y vez iniciada sesión se mostrará la ventana “Target Spectrum”, presentada en la Figura 45.

Figura 45

Ventana "Target Spectrum" del PEER-NGA database. (1) Seleccione el modelo de espectro, (2) Especificaciones del modelo seleccionado, (3) Explicación de las notaciones, (4) Trazado, (5) Control del trazado, (6) Crear espectro

Select Spectrum Model

Select models to generate target spectrum : NGA Model 1

PEER-NGA Spectrum 2

Abrahamson-Silva Boore-Atkinson
 Campbell-Bozorgnia Chiou-Youngs
 Idriss

Magnitude :

Fault Type : Strike Slip

DIP(deg) :

ZTOR(km) :

Width(km) :

Rrup(km) :

Rx(km) :

Rjb(km) :

Vs30(m/s) : estimated

Z1.0(km) : default

Z2.5(km) : default

Averages : Geometric Arithmetic

Epsilon :

Cond.Mean : Yes No

T_eps(s) :

PEER-NGA Spectrum

[Show notations](#)

Notations

| | |
|--------------|----------------------------------------|
| Mag | Moment magnitude |
| Dip | Dip angle of rupture plane |
| Width | Down-dip width of rupture plane |
| ZTOR | Depth to top of rupture |
| Rrup | Closest distance to rupture plane |
| Rjb | Joyner-Boore distance to rupture plane |
| Rx | Site coordinate w.r.t. top of rupture |
| Vs30 | Average shear velocity of top 30 m |
| Z1.0 | Depth to Vs=1.0 km/s horizon |
| Z2.5 | Depth to Vs=2.5 km/s horizon |
| Sds | Design Sa parameter at short period |
| Sd1 | Design Sa parameter at 1-sec period |
| TL | Long-period transition period |

3

[Show chart controls](#)

Scale : Loglog

Line Style : Solid Line

Color : Red Line 5

Grid On :

Only Average :

Normalize :

Nota: Presentado en (Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2010)

El espectro se define para un escenario de terremoto específico, en términos de magnitud, distancia, estilo de falla y condiciones de sitio como se especifica en las GMPE del PEER-NGA. Esta opción se selecciona haciendo clic en el menú desplegable y seleccionando la opción "PEER-NGA Spectrum". En la Figura 46 se muestra una vista ampliada de este panel de entrada. Los parámetros de entrada necesarios se describen a continuación.

Figura 46

Panel de entrada para crear un espectro PEER-NGA

The image shows a software interface titled "PEER-NGA Spectrum" with various input fields and checkboxes. Callouts provide explanations for these elements:

- Model Selection:** A group of checkboxes for "Abrahamson-Silva", "Boore-Atkinson", "Campbell-Bozorgnia", "Chiou-Youngs", and "Idriss". A callout indicates this is for selecting NGA models.
- Parameter Inputs:** Fields for Magnitude (7), Fault Type (Strike Slip), DIP(deg) (90), ZTOR(km) (0), Width(km) (100), Rrup(km) (20), Rx(km) (20), Rjb(km) (20), Vs30(m/s) (569), Z1.0(km) (0.1233), and Z2.5(km) (0.9623). A callout groups these as input fields for the models.
- Averages:** Radio buttons for "Geometric" (selected) and "Arithmetic". A callout explains this is for specifying the number of standard deviations.
- Epsilon:** A field for "Epsilon" (0). A callout explains this is for specifying the conditional period for the mean.
- Buttons:** "Load Sample Values" and "Clear" buttons. Callouts explain their functions: "Introducir valores de muestra" and "Limpiar casillas de entrada".
- Other Callouts:**
 - "Haga clic en el botón para especificar el método de premediación de los modelos NGA seleccionados" points to the model selection checkboxes.
 - "Haga clic en el botón para habilitar o deshabilitar el uso del método de media condicional" points to the "Cond. Mean" radio buttons.

Nota: Presentado en (Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2010)

El parámetro ϵ se utiliza para definir el número de desviaciones estándar lejos de la mediana representada por un nivel de movimiento de tierra determinado. Por ejemplo, el espectro del percentil 84 es un espectro en el que los niveles de movimiento del suelo son una desviación estándar por encima de la mediana en todos los períodos espectrales ($\epsilon=1.0$).

Para construir el espectro de ϵ constante, el usuario proporciona el valor de ϵ deseado y deshabilita el método de espectro medio condicional, como se muestra en la Figura 47.

Figura 47

Construcción de un espectro de ϵ constante PEER-NGA

Seleccione esta opción para calcular "media geométrica" o "media aritmética"

Introduzca el valor de Epsilon

Haga clic en el botón "No" para deshabilitar el método de media condicional

Si "Cond. Media" se establece en "No", T_{eps} no se aplica y el cuadro de entrada está deshabilitado.

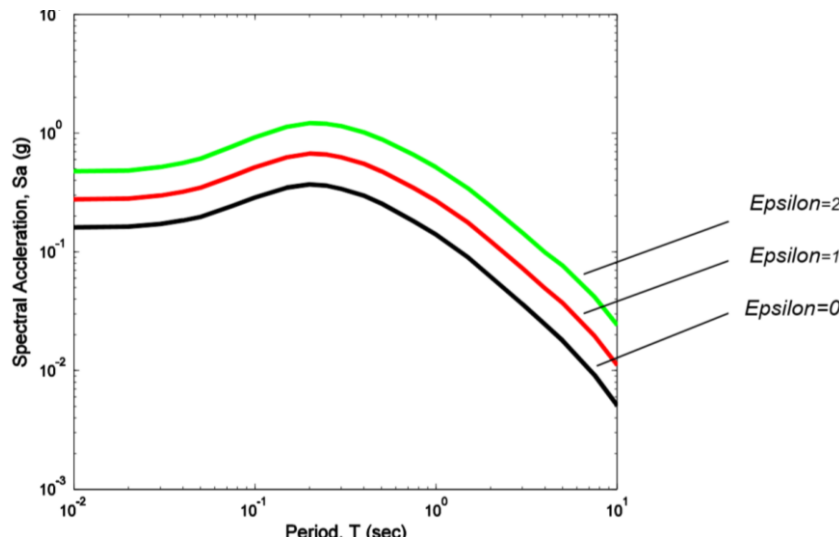
Averages : Geometric Arithmetic
 Epsilon : 1
 Cond. Mean : Yes No
 $T_{eps}(s)$: [disabled input field]

Nota: Presentado en (Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2010)

La Figura 48 muestra ejemplos de espectros de ϵ constantes generados utilizando el promedio de cinco modelos NGA y ϵ 0, 1 y 2. Los parámetros del modelo se especifican como se muestra en la Figura 46. Los tres casos se trazan juntos en el mismo gráfico para facilitar la comparación.

Figura 48

Ejemplo del espectro PEER-NGA con épsilon constante



Nota: Presentado en (Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2010)

Se puede construir un espectro medio condicional utilizando modelos NGA y el modelo de coeficiente de correlación de Baker y Jayaram (2008). Las condiciones de entrada necesarias para construir un espectro medio condicional se presentan en la Figura 49.

Figura 49

Parámetros de entrada necesarios para construir un espectro medio condicional

The figure shows a software interface for calculating conditional mean spectra. The interface includes the following elements:

- Averages:** Radio buttons for Geometric and Arithmetic. A callout box asks: "Seleccione esta opción para calcular 'media geométrica' o 'media aritmética'".
- Epsilon:** A text input field containing the value "1". A callout box says: "Introduzca el valor de Épsilon".
- Cond.Mean:** Radio buttons for Yes and No. A callout box says: "Seleccione 'Sí' para habilitar el método de media condicional".
- T_eps(s):** A text input field containing the value "0.5". A callout box says: "Introduzca el valor T_eps para el método de media condicional".

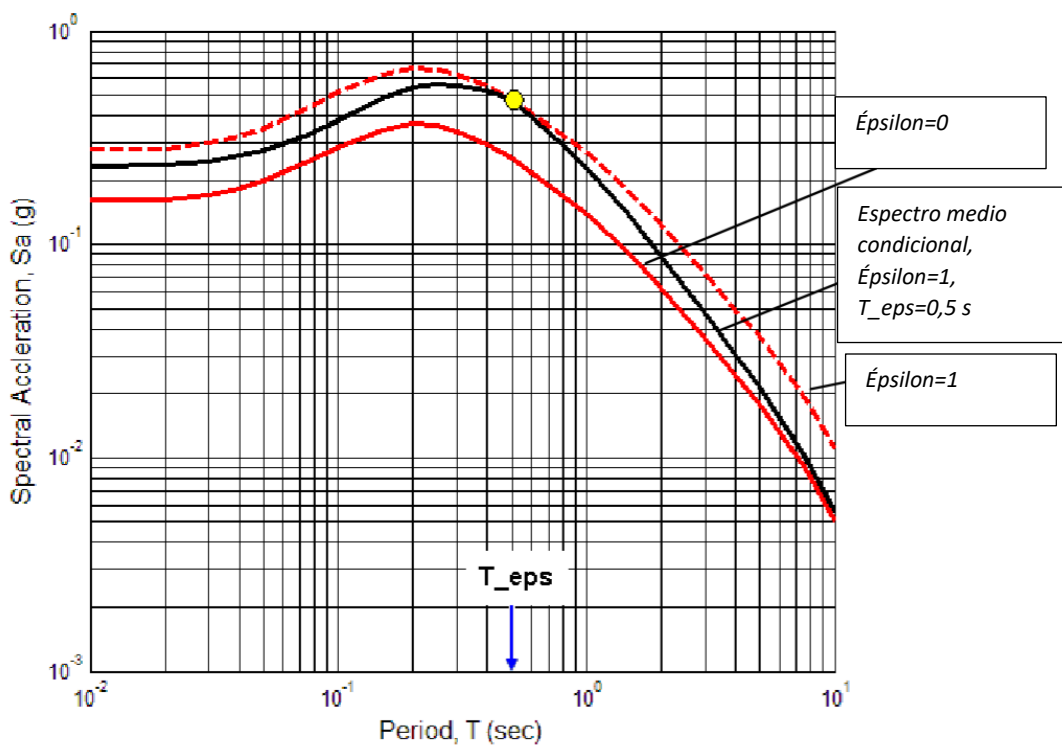
Nota: Presentado en (Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2010)

La Figura 50 muestra un ejemplo de un espectro medio condicional (CMS) creado para un valor de ϵ de 1.0 en un período espectral de 0,5 segundos. Los

parámetros del modelo se especifican como se muestra en la Figura 46 utilizando los parámetros de entrada para el CMS que son los mismos que se muestran en la Figura 49. La línea negra muestra el CMS generado para $\epsilon=1$ y $T_{\epsilon}=0,5$ seg. Los espectros de ϵ constante para $\epsilon=0, 1$, como se muestra anteriormente en la Figura 48, también se trazan en la Figura 50 para la comparación con el CMS.

Figura 50

Ejemplo de espectro medio condicional PEER-NGA



Nota: Presentado en (Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2010)

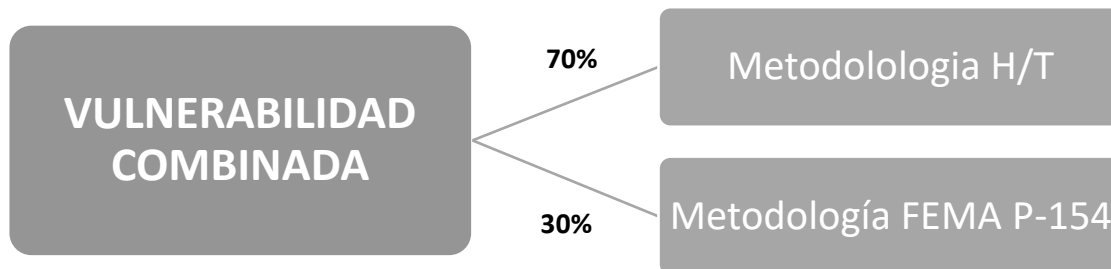
Selección del caso más vulnerable

La selección de la vivienda más vulnerable que servirá como caso de estudio para el diseño del reforzamiento de los elementos estructurales y no estructurales cumple con los criterios mostrados en el árbol lógico de la Figura 51. Se ha dado mayor

ponderación a la vulnerabilidad obtenida mediante la metodología H/T porque esta representa un valor experimental y no una aproximación visual como sucede con la metodología FEMA P-154. Debido a que las escalas de los dos métodos utilizados son distintas, se hará una relación entre valores máximos y mínimos de cada método, para poderles dar una adecuada ponderación. La vivienda seleccionada será la que tenga el menor puntaje ponderado de vulnerabilidad.

Figura 51

Árbol lógico para la selección del caso más vulnerable



Modelos Estructurales

Los modelos estructurales a realizarse para la vivienda de estudio pretenden aprovechar el periodo fundamental de la estructura obtenido experimentalmente con acelerómetro para realizar una aproximación más exacta al comportamiento real de la estructura. Además la obtención de factores de sitio en base a la zonificación sísmica permitirán elaborar correctamente el espectro de diseño del Modelo 1.2 (Real/de diseño) presentado en la Tabla 17, la cual, muestra, además, todos los modelos a generar con el software estructural; los elementos y características de cada uno.

Tabla 17*Modelos computacionales para el análisis y reforzamiento estructural*

| Modelo | Elementos | Característica |
|---------------|--------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Modelo 0 | Columnas, vigas y losa | Modelo 0.1. Busca determinar el comportamiento de los elementos resistentes de la superestructura. |
| | | Modelo 0.2. Busca determinar el comportamiento de los elementos resistentes de la superestructura bajo condiciones de diseño. |
| Modelo 1 | Columnas, vigas, losas, mampostería. | Modelo 1.1. (Real/Actual) Modelo del comportamiento real de la estructura, ajustado en base al periodo de vibración obtenido experimentalmente con acelerómetro. |
| | | Modelo 1.2. (Real / De diseño) Muestra el comportamiento de la estructura ante un evento sísmico de diseño, para ello se realizarán análisis lineales estáticos y dinámicos. |
| Modelo 2 | Columnas, vigas, losas, mamposterías (elementos reforzados). | Modelo reforzado, su propósito es mostrar el comportamiento de la estructura con el reforzamiento de elementos estructurales y no estructurales. |

Capítulo IV

Peligro sísmico de Tabacundo

Historia sísmica

Tabacundo ha presentado sismos históricos de Magnitud de momento (Mw) 6 grados o superior, ocasionados por los sistemas de fallas de corteza cercanos al poblado y dejando considerables pérdidas humanas y materiales.

El primer sismo de gran intensidad registrado por los cronistas y el primero del catálogo del Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional ocurrió el 31 de agosto de 1587 ubicado al extremo norte de la falla de Quito, del cual se relata “no vino el temblor avisándonos...., sin ruido; duró obra de dos o tres credos, que si más duraba no quedaba casa ni pared enhiesta” según el padre Provincial de la Compañía de Jesús Juan de Atienza (Burgos Guevara, 1995) (Citado por Yepes, 2014).

Investigaciones de sismología histórica le atribuyen una magnitud de alrededor de 6.4 (Beauval, y otros, 2010) y un epicentro en (Latitud: 0.05°, Longitud: -78.33°, Profundidad: 10 km) es decir aproximadamente a 13.8 km al oeste de la Tabacundo.

El sismo más destructivo que afectó a Tabacundo, conocido como el terremoto de Ibarra, tuvo lugar el 16 de agosto de 1868 con una magnitud estimada en base a la distribución de intensidades está en el rango de 7.0 y 7.3 (Beauval, y otros, 2010).

Varias poblaciones resultaron destruidas en las provincias de Imbabura, Carchi y el norte de Pichincha (Tabacundo). Se habla de numerosas pérdidas humanas; “El Dr. García Moreno, nombrado Jefe Civil y Militar de la provincia indica que el terremoto dejó de 15 a 20.000 muertos (Amílcar Varela)” (Citado por Ruiz, 2017). El terremoto ocasionó también movimientos que dañaron las vías de la región y la aislaron de Quito como lo relata Wolf (1904) de lo cual menciona: “No es raro que el pueblo denomine los

derrumbos en las montañas erupciones o reventazones así por ej. en Otavalo hablan frecuentemente de la “erupción” del Cotacachi en el año de 1868, que no fue otra cosa sino un gran derrumbo” (p.54). Las investigaciones sismológicas muestran a este terremoto como uno de los de mayor magnitud generado por fallas en la corteza continental del país.

Finalmente, los últimos grandes sismos que ha dejado daños considerables en el poblado ocurrieron el 5 de marzo de 1987.

Las magnitudes fueron de 6.1 y 6.9 los cuales tuvieron epicentro localizado en la Provincia de Napo, aproximadamente 100 km al noreste de Quito, 45 km al este de Tabacundo y 25 km al norte del volcán El Reventador, se estima cerca de 1000 muertes, un total de 12083 viviendas dañadas en la Región de las cuales 2308 fueron dañadas irreparablemente. Por otra parte, se relata que estos sismos dañaron el oleoducto transecuatoriano, privando al Ecuador de alrededor del 60% de sus ingresos de exportaciones (Hall, 2000).

En aquel entonces el tipo de construcción predominante en las provincias afectadas de Pichincha, Imbabura y Carchi se conocía como tapial, sin refuerzos en las esquinas. El material más común para las paredes era el adobe (mezcla de barro y paja) y bahareque (barro y varas de caña de azúcar o similares); materiales que comparten características con las mamposterías actuales al no poseer un comportamiento dúctil.

Peligro Sísmico

De acuerdo lo establecido teóricamente para el presente proyecto, el peligro sísmico es la conjugación de fuente, trayectoria y efecto local. En tal virtud, a continuación, dichos aspectos serán tratados.

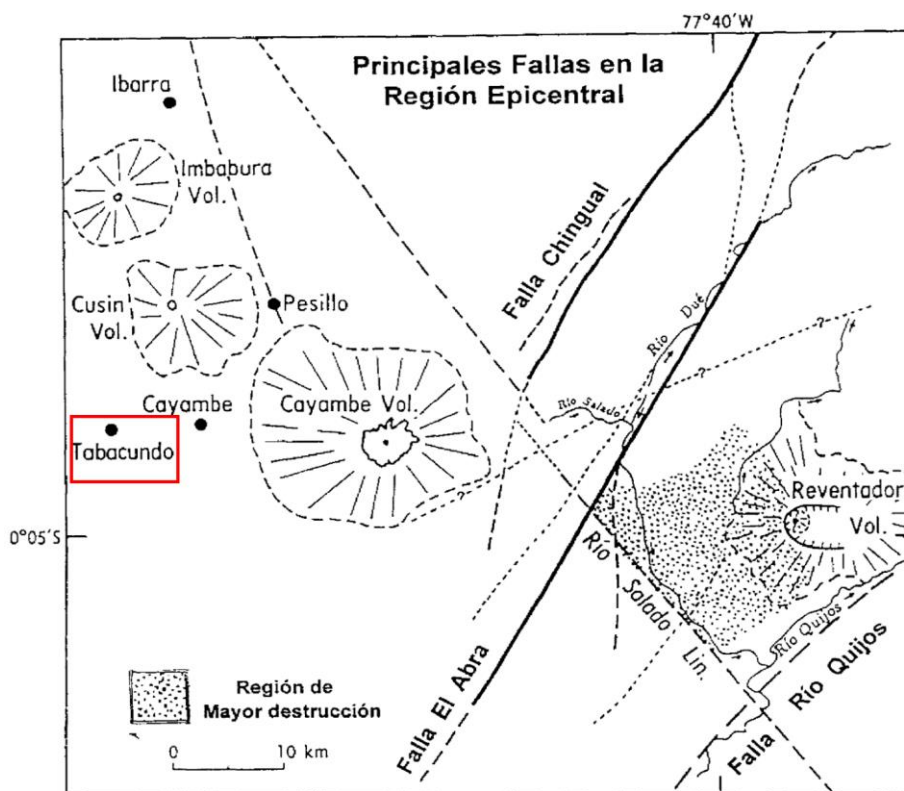
Fuente y trayectoria

Sistemas de fallas cercanas

La ciudad de Tabacundo está rodeada importantes fallas en la corteza. Los estudios de Hall (2000), referentes a los terremotos cerca del volcán reventador del 5 de marzo de 1987, muestran algunos de los sistemas de fallas que están ubicados al oriente del poblado, como se muestra en la Figura 52.

Figura 52

Mapa que presenta el sistema de fallas alrededor de la región epicentral de los sismos del 5 de marzo de 1987



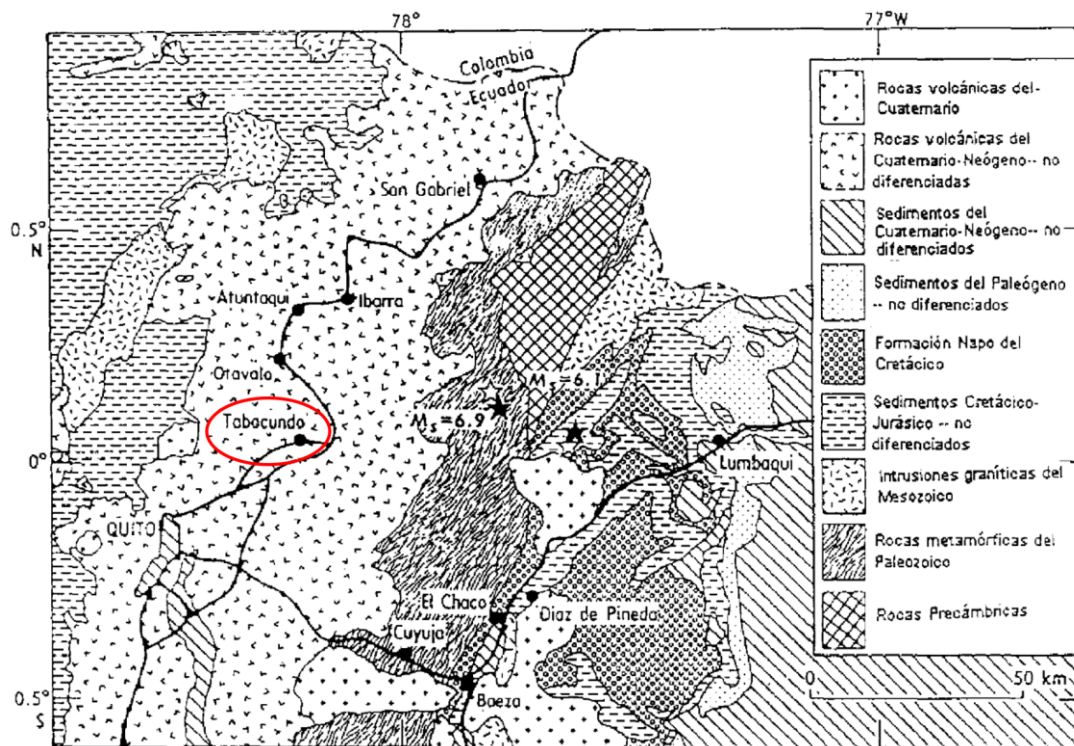
Nota: Elaborado por (Hall, 2000)

Los principales sistemas de fallas expuestos en la Figura 52 son; Chingual, El Abra y Río Quijos. Conjuntamente, en la Figura 53 se muestran los epicentros de los

sismos, de 6.1 y 6.9, así como el mapa de muestras de las unidades geológicas más importantes en la región del epicentro.

Figura 53

Mapa que muestra las unidades geológicas, además de los epicentros del terremoto del 5 de marzo de 1987



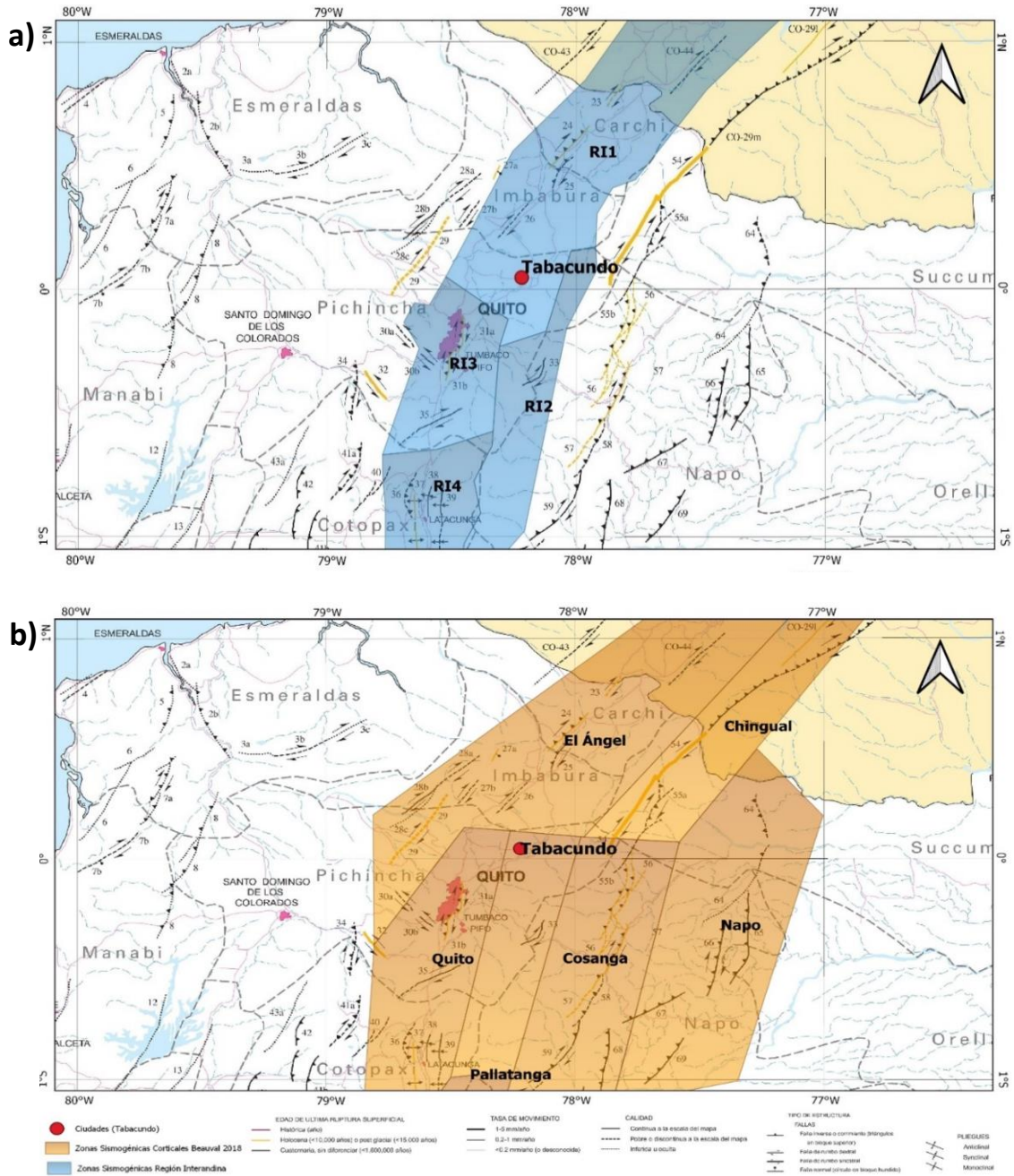
Nota: Elaborado por (Hall, 2000)

Los estudios realizados por Egúez, y otros (2003) forman parte del programa internacional de Litosfera del Servicio Geológico de los Estados Unidos, en el cual se presenta una base de datos y mapa sobre las fallas y pliegues cuaternarios del Ecuador.

En la Figura 54 es presentado dicho mapa con énfasis en la región de estudio y se ha adicionado las zonas sismogénicas corticales a) Parra (2016) y b) Beauval y otros (2018).

Figura 54

Zonas sismogénicas corticales de la región interandina sobre mapa de fallas cuaternarias activas de Egüez (2003) a) Parra (2016) y b) Beauval y otros (2018)



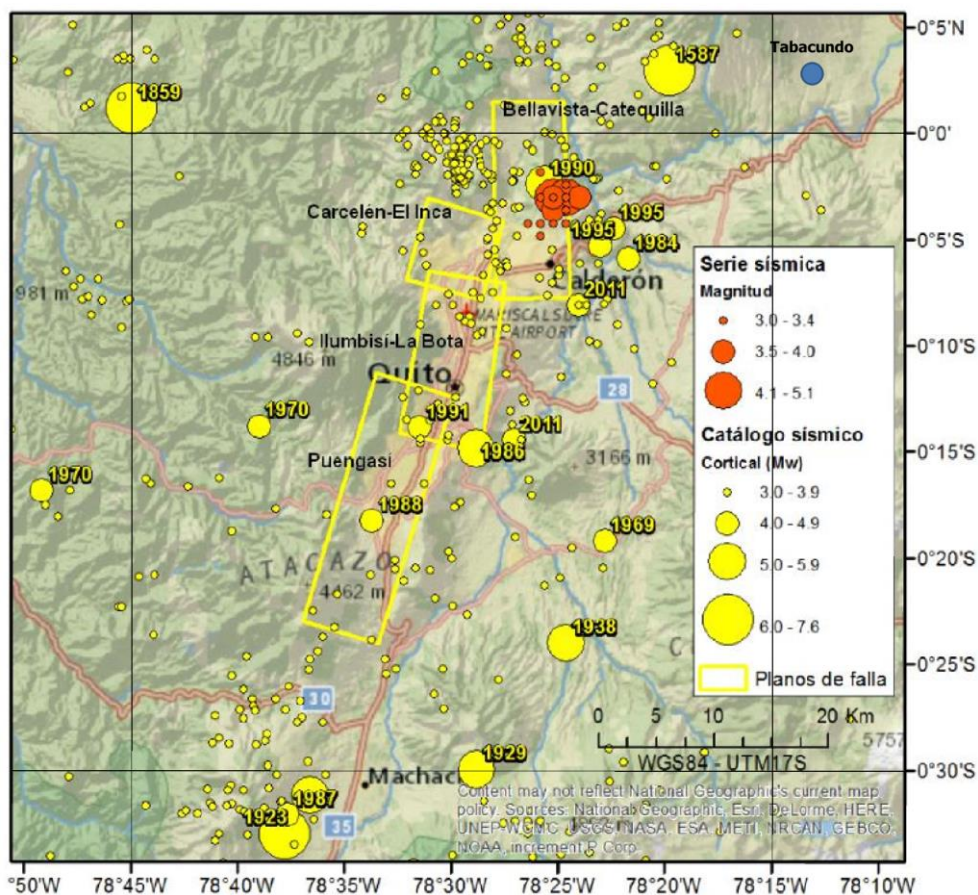
Nota: Elaborado sobre información de (Parra, 2016) y (Egüez, y otros, 2003)

Con el apoyo de la información histórica presentada al inicio del presente capítulo y ayudados de la información gráfica que nos proporciona Egüez, y otros, 2003, podemos determinar 3 fallas que influyen sustancialmente y representan una amenaza para el poblado de Tabacundo; Quito (E31a), Otavalo (E26) y Chingual (E54).

Rivas, Aguiar, & Benito (2014) presentan en la Figura 55 un mapa de los segmentos de fallas ciegas de Quito, en el cual se puede apreciar la orientación del segmento más próximo a Tabacundo (Bellavista-Catequilla)

Figura 55

Planos de fallas ciegas de Quito y ubicación de Tabacundo



Nota: Tomado de (Rivas, Aguiar, & Benito, 2014)

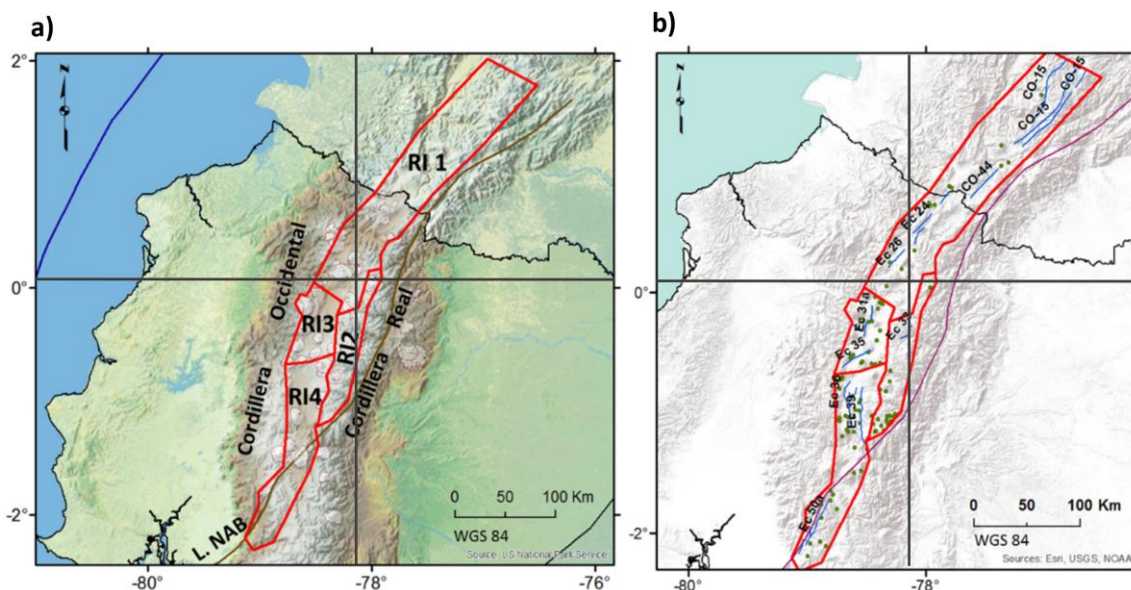
Zonas Sismogénicas

Las zonas sismogénicas o zonas fuentes representan grandes cuerpos de litosfera en la cuales se puede evidenciar similares características de sismicidad (Aguiar, 2017).

Parra (2016) presenta zonas sismogénicas, la sección con el mismo nombre del Capítulo 2. En la Figura 56 se muestran las zonas sismogénicas de la región interandina y ubicación de Tabacundo.

Figura 56

Zonificación sísmica cortical de la región Interandina, donde se distingue: a) Representación de los límites de las zonas, b) Fallas y pliegues cuaternarios según Egüez (2003)



Nota: Tomado de (Parra, 2016)

Tabacundo se encuentra ubicado en la zona fuente cortical de la Región Interandina número 1 (RI1), la cual podría generar terremotos estimados como consecuencia de ruptura de fallas en el rango de magnitud Mw 6.5-7.1.

Considerando los sismos históricos que han afectado a este poblado, podemos decir existe gran influencia de las zonas (RI2) y (RI3). En la Tabla 18 se presentan los parámetros de Gutenberg-Richter (GR) para las zonas fuentes que representan una amenaza al poblado de Tabacundo.

Tabla 18

Parámetros de sismicidad de Gutenberg-Richter para las zonas fuentes corticales representan amenaza sísmica de Tabacundo.

| ÁREA FUENTE | CÓD. | ÁREA | m_0 | M_{max} | Δ | α | β | $\sigma \beta$ | $\dot{N}(m_0)$ | $\dot{N}(m_0)/\text{ÁREA}$ |
|----------------------------|------|-------|-------|-----------|----------|----------|---------|----------------|----------------|----------------------------|
| Sismicidad Cortical | | | | | | | | | | |
| Región Interandina 1 | RI1 | 14389 | 4.0 | 6.9 | 0.4 | 7.96 | 0.98 | 0.31 | 0.26 | 1.79E-05 |
| Región Interandina 2 | RI2 | 3035 | 4.0 | 5.8 | 0.8 | 18.52 | 3.77 | 0.95 | 0.62 | 2.04E-04 |
| Región Interandina 3 | RI3 | 2778 | 4.0 | 6.6 | 0.3 | 9.41 | 1.47 | 0.47 | 0.34 | 1.20E-04 |

Notación

*, Zonas con ajustes dobles; **ÁREA**: área de la zona fuente (km²); **m_0** : magnitud mínima para la tasa; **M_{max}** : M_w máxima esperada; **α y β** : parámetros de la relación Gutenberg-Richter; **$\sigma \beta$** : sigma de Beta; **$\dot{N}(m_0)$** : tasa de eventos con $M_w \geq m_0$; **$\dot{N}(m_0)/\text{ÁREA}$** : tasa de eventos con $M_w \geq m_0$ dividido entre el área de la zona fuente

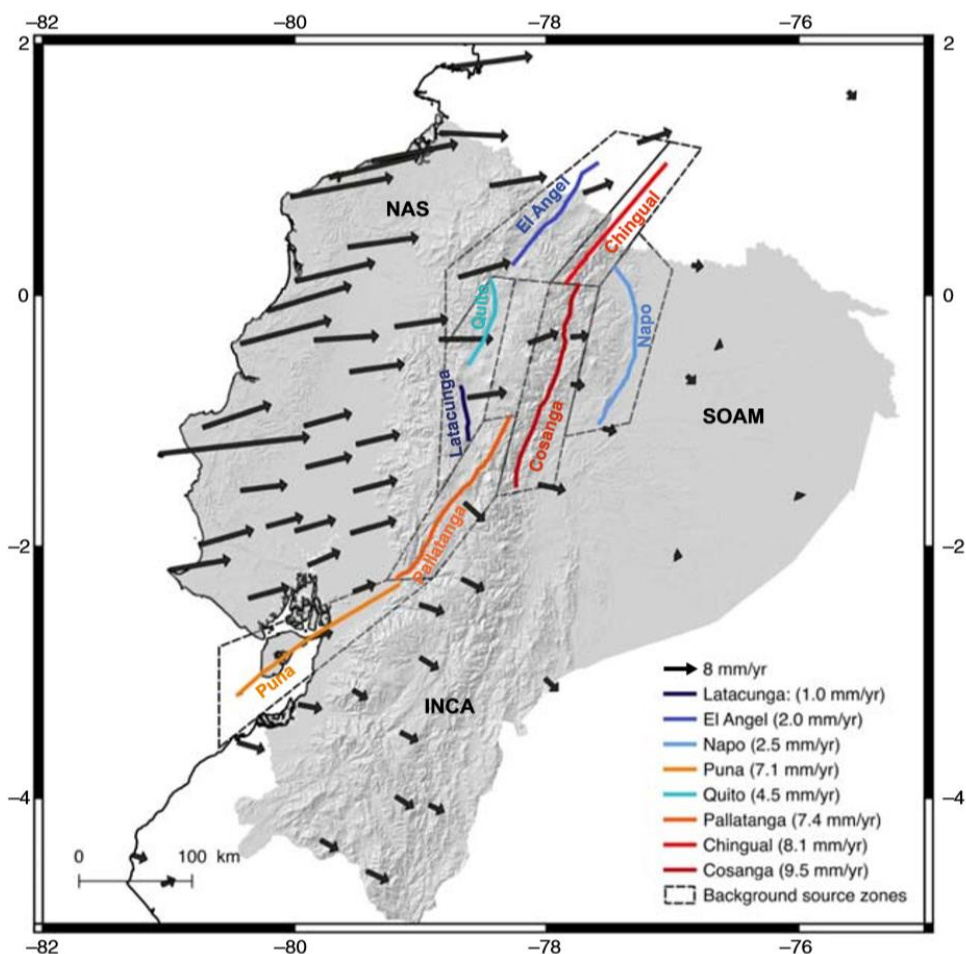
Nota: Tomado de (Parra, 2016)

Por otro lado, los estudios de Beauval y otros (2018) presenta un nuevo modelo de peligro sísmico para Ecuador, resultado de una década de colaboración entre científicos franceses y ecuatorianos, modificando el estudio de Yepes y otros (2016) para incluir la información obtenida después del sismo de Pedernales de 2016 de 7.8 M_w . Se utilizaron tres catálogos de sismos diferentes y que además realiza estimaciones para sistemas de fallas corticales con baja sismicidad cortical con modelos geológicos y geodésicos además del modelo de fuentes sísmicas ya que existen fallas corticales que tienen un alto potencial sísmico, refiriéndonos a los sistemas de fallas que limitan el Bloque Norandino, entre ellas los sistemas de fallas Chingual, el Ángel y Quito que

representan una amenaza para el poblado de Tabacundo, como se muestra en la Figura 57.

Figura 57

Fuentes sismogénicas corticales, sistemas de fallas en los límites del bloque Norandino y tasas de desplazamiento



Nota: Tomado de (Beauval, y otros, 2018)

A continuación, en la Tabla 19 se presentan los parámetros de distribución magnitud-frecuencia del modelo de área de las zonas fuentes de acuerdo al modelo doblemente truncado de Gutenberg-Richter que representan amenaza para el poblado de Tabacundo.

Tabla 19

Modelo de área de Beauval y otros (2018), parámetros de magnitud-frecuencia para las zonas fuente cercanas a Tabacundo

| Zona | α | β | $\lambda_{Mw \geq 4.5}$ | M_0 para GR | Número de eventos \geq M_0 | M_{maxobs} | M_{max} | Rango de profundidad |
|-----------------|----------|---------|-------------------------|---------------------|--------------------------------------|--------------|-----------|-------------------------|
| Chingual | 3.0831 | 0.98 | 0.046 | 4.2 | 3 | 7.4 | 7.6 | 0 - 35 |
| Quito Latacunga | 2.6797 | 0.70 | 0.336 | 4.5 | 17 | 6.4 | 7.3 | 0 - 35 |
| El Ángel | 3.4503 | 0.98 | 0.127 | 4.5 | 9 | 7.2 | 7.7 | 0 - 35 |

Nota: Tomado de (Beauval, y otros, 2018)

Cabe señalar que la falla de Otavalo (E26) de Egüez (2003), en los estudios de Beauval y otros (2003) y Beauval y otros (2018) forman parte del sistema de fallas el Ángel, por tanto, en el presente análisis los parámetros de sismicidad de los diferentes modelos y diferentes autores, estarán relacionados.

Los parámetros del modelo geológico de acuerdo a las ecuaciones de Leonard (2010), presentados por Beauval y otros (2018) para las fallas que representan una amenaza al poblado de Tabacundo se muestran a continuación en la Tabla 20, no se presentan valores para el sistema de fallas el Ángel.

Tabla 20

Modelo Geológico de Beauval y otros (2018), parámetros de las fallas que representan una amenaza al poblado de Tabacundo

| Zona | Tipo | L (Km) | Tasa de deslizamiento (mm/año) | Prof. Máx. | Dip (°) | Ancho (Km) | Alpha (10^{-4}) | M_{max} de A | M_{max} | β | α Calculado |
|----------|------|-----------|--------------------------------------|---------------|---------|---------------|------------------------|-------------------|-----------|---------|-----------------------|
| Chingual | SS | 136 | 9.8 | 18 | 90 | 18 | 0.2012 | 7.4 | 7.6 | 0.98 | 4.65 |
| Quito | R | 80 | 1.0 | 25 | 55 | 28 | 0.2411 | 7.3 | 7.3 | 0.70 | 1.93 |

SS: Del inglés Strike Slip, falla Transformante, R: Del inglés Reverse, falla inversa

Nota: Tomado de (Beauval, y otros, 2018)

Los parámetros del modelo geodésico sin el componente asísmico de acuerdo a las ecuaciones de Leonard (2010), presentados por Beauval y otros (2018) para sistemas de fallas que representan una amenaza al poblado de Tabacundo se muestran a continuación en la Tabla 21.

Tabla 21

Modelo Geodésico (Sin componente asísmico) de Beauval y otros (2018), parámetros de las fallas que representan una amenaza al poblado de Tabacundo

| Zona | Mecanismo | L (Km) | Tasa de desliz. (mm/año) | Prof. máxima | Dip (°) | Ancho | Alpha (10^{-4}) | M_{max} de A | M_{max} | β | α Calc. |
|----------|-----------|--------|--------------------------|--------------|---------|-------|---------------------|----------------|-----------|---------|----------------|
| Chingual | SS | 136 | 8.1 | 18 | 90 | 18 | 0.2012 | 7.4 | 7.6 | 0.98 | 4.57 |
| Quito | R | 80 | 4.5 | 25 | 55 | 28 | 0.2411 | 7.3 | 7.3 | 0.70 | 2.59 |
| El Ángel | SS | 118 | 2.0 | 18 | 90 | 18 | 0.2061 | 7.3 | 7.7 | 0.98 | 3.98 |

SS: Del inglés *Strike Slip*, falla Transformante, R: Del inglés *Reverse*, falla inversa
 Nota: Tomado de (Beauval, y otros, 2018)

Terremotos de control

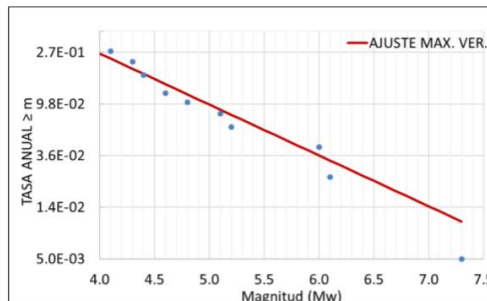
El análisis de recurrencia realizado por Parra (2016), presenta parámetros de magnitud que pueden ser expresados en función de la tasa anual de excedencia, como se representado en la Figura 58 y esta a su vez puede ser representada en periodo de retorno, comúnmente usado en la ingeniería.

Figura 58

Parámetros GR de las zonas sismogénicas de la región interandina que influyen en el peligro sísmico de Tabacundo, según Parra (2016)

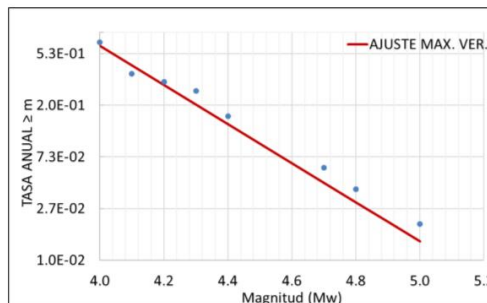
Región Interandina 1 (RI1):

| | |
|-------------|--------|
| Alfa | 7.959 |
| Beta | -0.978 |
| Sigma(Alfa) | 0.000 |
| Sigma(Beta) | 0.306 |
| TASA 4.0 | 0.258 |



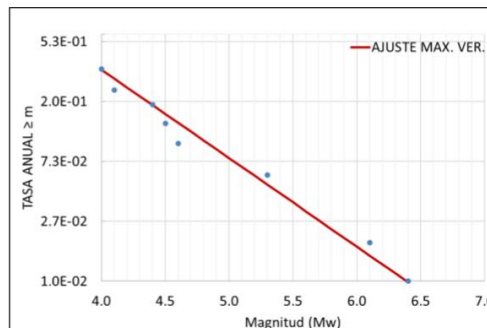
Región Interandina 2:

| | |
|-------------|--------|
| Alfa | 18.516 |
| Beta | -3.766 |
| Sigma(Beta) | 0.948 |
| TASA 4.0 | 0.618 |



Región Interandina 3 (RI3):

| | |
|-------------|--------|
| Alfa | 9.414 |
| Beta | -1.467 |
| Sigma(Beta) | 0.466 |
| TASA 4.0 | 0.334 |



Nota: Elaborado por (Parra, 2016)

Los parámetros servirán como referencia para la determinación de los terremotos de control, en la elaboración de espectros para Tabacundo.

El periodo de retorno T_r , es una expresión estadística que se define de acuerdo a la Ecuación (13).

$$T_r = -\frac{t}{\ln(1 - N)} \quad (13)$$

El tiempo de retorno es evaluado para una vida útil $t = 50$ años y tasas anuales P de 10%, 5% y 2%, resultando periodos T_r de 475, 975 y 2475 años respectivamente.

Los gráficos presentados en la Figura para las zonas sismogénicas activas RI1, RI2 y RI3 de Parra (2016) responden a la función Gutenberg & Richter (1944) que asocia Magnitud (M_w) con tasa anual de excedencia (P), mostrada en las Ecuaciones (14) y (15).

$$\ln N(m) = \alpha - \beta(M) \quad (14)$$

$$N(m) = e^{\alpha - \beta(M)} \quad (15)$$

Siendo N la tasa anual de excedencia, M la magnitud del sismo, α y β los parámetros de la curva de Gutenberg & Richter.

Con la información que se presenta en la Figura 58, podemos deducir una ecuación para obtener la tasa anual de excedencia en función de la magnitud, al transformar los la escala logarítmica en una recta. El valor β es la pendiente y el punto necesario para el planteamiento de la ecuación es $(\ln(Tasa4.0), M_0)$ siendo $Tasa4.0$ el valor obtenido para cada zona fuente y $M_0 = 4$, el límite inferior que Parra (2016) propuso de acuerdo al modelo truncado de Gutenberg-Richter de Cornell & Vanmarcke

(1969). Se hará uso para la deducción mencionada con la utilización de la ecuación general de la recta mostrada a continuación:

$$y - y_1 = m(x - x_1) \quad (16)$$

Para efectos del presente análisis, tenemos que $y = \ln(N)$, $x = M$, $y_1 = \ln(\text{Tasa4.0})$ y $x_1 = M_0$

Reemplazando estos valores en la Ecuación (16) tenemos que:

$$\ln(N) - \ln(\text{Tasa4.0}) = \beta(M - M_0) \quad (17)$$

Desarrollando la Ecuación (17), el valor de la tasa anual de excedencia es representado por la Ecuación (18).

$$N(M) = \delta * e^{-\beta M} \rightarrow \text{para } M > M_0 \quad (18)$$

Siendo δ un valor constante que se representa con la siguiente expresión:

$$\delta = e^{\ln(\text{Tasa4.0}) + \beta M_0} \quad (19)$$

Ahora bien, si es que queremos obtener el valor de la Magnitud en fusión de la tasa anual de excedencia, se lo puede realizar despejando M de la Ecuación (18), resultando la expresión mostrada a continuación.

$$M(N) = \frac{\ln\left(\frac{\text{Tasa4.0}}{N}\right) + \beta M_0}{\beta} \quad (20)$$

Valorando la Ecuación (20) con los parámetros de Parra (2016) para las zonas sismogénicas corticales de la región interandina, podemos obtener las magnitudes de terremotos de control.

En el presente estudio se ha hecho el análisis en función de las tasas anuales de excedencia más utilizadas en el diseño sismorresistente (10%, 5% y 2%), Las magnitudes de los terremotos de control para las zonas sismogénicas corticales de la región interandina de acuerdo al estudio de recurrencia de Parra (2016) son presentados en la Tabla 22.

Tabla 22

Terremotos de control, zonas sismogénicas, región interandina de Parra 2016 para T_r de 475, 975 y 2475 años y una vida útil de 50 años

| Zonas Sismogénicas | Magnitud (Mw) | | |
|----------------------------|------------------------------------------------------------|---------------|----------------|
| | Tasa anual de excedencia – Periodo de retorno para 50 años | | |
| | 10% - 475 años | 5% - 975 años | 2% - 2475 años |
| Región Interandina 1 (RI1) | 5.0 | 5.7 | 6.6 |
| Región Interandina 2 (RI2) | 4.5 | 4.7 | 4.9 |
| Región Interandina 3 (RI3) | 4.8 | 5.3 | 5.9 |
| Región Interandina 4 (RI4) | 5.1 | 5.6 | 6.1 |

Por otro lado, los estudios de Beauval y otros (2018) además del modelo de fuentes (modelo de área), presenta modelos geológicos y geodésicos para sistemas de fallas con baja sismicidad instrumental pero que tienen un potencial sísmico bastante importante, refiriéndonos a los sistemas de fallas que se encuentran en el límite del bloque Norandino como se mostró en la Figura 57, siendo los sistemas de fallas El Ángel, Quito y Chingual parte de este potencial nos llevan se cree conveniente para el presente estudio hacer énfasis en el análisis mencionado.

Los parámetros presentados por Beauval y otros (2018) en la Tabla 19 , Tabla 20 y Tabla 21 han sido establecidos de acuerdo al modelo truncado de Gutenberg-Richter, por tanto se hará uso de la Ecuación (21). Siendo $\vartheta = e^{\alpha-\beta M_0}$ la tasa media anual de excedencia.

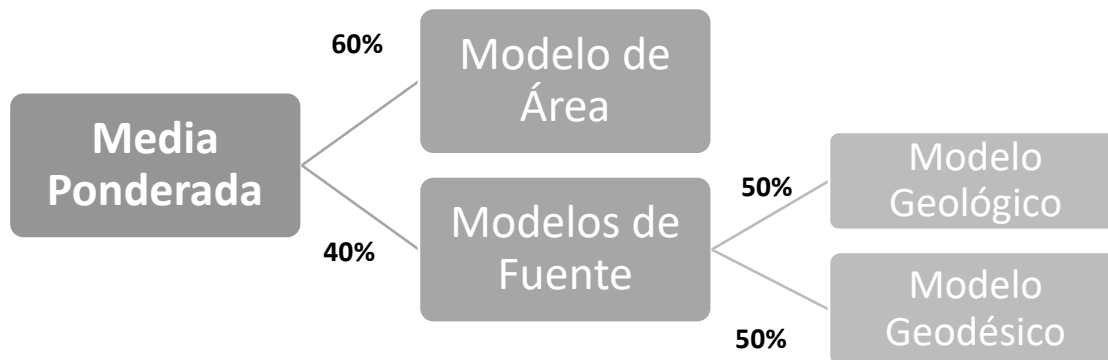
$$N(M) = e^{\alpha-\beta M_0} * \left[\frac{e^{-\beta(M-M_0)} - e^{-\beta(M_u-M_0)}}{1 - e^{-\beta(M_u-M_0)}} \right]; \text{ para } M_0 \leq M \leq M_u \quad (21)$$

Es importante recalcar que el modelo de Beauval y otros (2018), considera que los sismos instrumentales de los catálogos existentes para análisis de recurrencia en Ecuador son limitados, estudios afirman que existe una gran potencial sísmico en sistemas de fallas que se encuentran en el límite del bloque Norandino y este peligro no se ve reflejado adecuadamente en los modelos de fuentes realizados con la utilización de catálogos por ello se ha incluido modelos que estiman sismos de acuerdo a las características geológicas y geodésicas de las fallas.

Considerando que dichos modelos son estimaciones, se ha creído conveniente darles una ponderación menor a los modelos de fuente (Área), tal como se muestra en el árbol lógico de la Figura 59. En el caso de que el modelo de área sea mayor al geológico será considerado este modelo para los terremotos de control, como es el caso del sistema de fallas de Quito.

Figura 59

Árbol lógico de la media ponderada, considerando los Modelos de Área y Fuente acorde con los parámetros de Beauval y otros (2018)

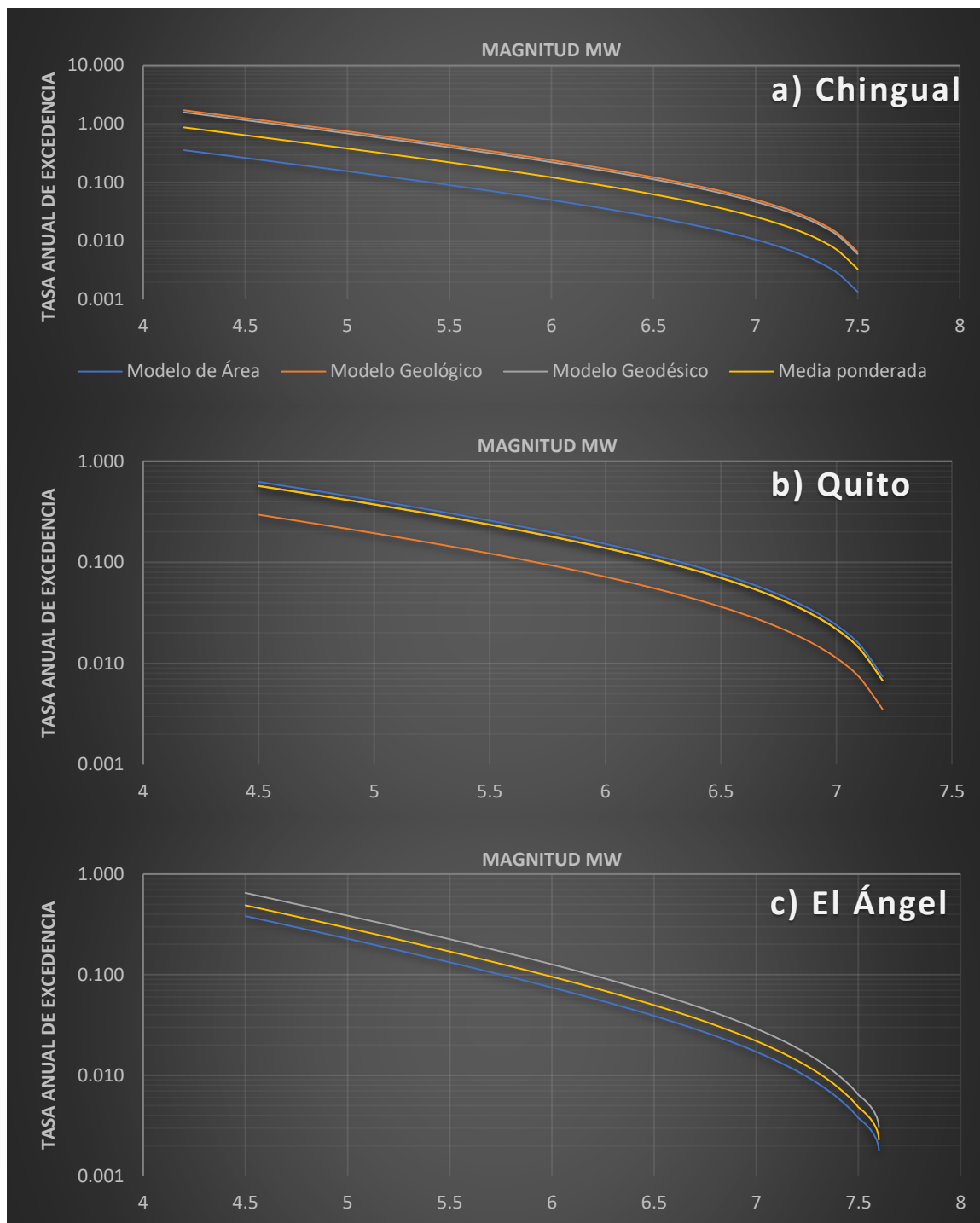


En la Figura 60 se presentan los gráficos de Magnitud-Frecuencia para los sistemas de fallas a) Chingual, b) Quito y c) el Ángel de acuerdo a los parámetros de los modelos de área, geológico, geodésico presentado por Beauval y otros (2018) y la media ponderada de dichos modelos, de acuerdo al árbol lógico de la Figura 59.

Al interpretar los valores de la Falla Chingual, y sabiendo que el número de sismos instrumentales mayores a M_0 para el modelo de área es de tan solo 3 sismos, evidenciamos que las magnitudes de los sismos históricos que han repercutido en el mencionado modelo son menores con respecto a los sismos potenciales en función de la geología y geodesia de la falla. Por otra parte, ocurre lo contrario con el sistema de fallas de Quito, en donde, los sismos instrumentales son mayores a las magnitudes del modelo geológico y muy cercanas a las del modelo geodésico.

Figura 60

Magnitud-Frecuencia modelo GR Truncado de acuerdo a los parámetros de modelos de área, geológicos y geodésicos de Beauval y otros (2018); sistemas de fallas a) Chingual, b) Quito, c) El Ángel



Despejando la Ecuación (21), se obtiene el valor de la magnitud en función de la tasa anual de excedencia.

$$M(N) = \frac{\beta M_0 - \ln \left[\frac{N(1 - e^{-\beta(M_u - M_0)})}{\vartheta} + e^{-\beta(M_u - M_0)} \right]}{\beta} \quad (22)$$

Aplicando la expresión de la ecuación para periodos de retorno de 475, 975 y 2475 años, obtenemos las magnitudes mostradas en la Tabla 23.

Tabla 23

Terremotos de control, árbol lógico completo acorde a Beauval y otros (2018) para tiempos de retorno de 475, 975 y 2475 años, vida útil de 50 años

| Sistemas de fallas | Falla cercana según Egüez (2003) | Magnitud (Mw) Árbol lógico completo | | |
|--------------------|----------------------------------|-------------------------------------|---------------|----------------|
| | | Tasa anual de excedencia | | |
| | | 10% - 475 años | 5% - 975 años | 2% - 2475 años |
| El Ángel | Otavaló (E26) | 5.93 | 6.47 | 7.02 |
| Chingual | Chingual (E54) | 5.89 | 6.40 | 6.92 |
| Quito | Quito Norte (E31a) | 6.33 | 6.73 | 7.05 |

Al ser el estudio de Beauval y otros (2018) el análisis que representa al estado de arte en materia de peligro sísmico en la actualidad, se ha decidido optar por los terremotos de control acorde con los parámetros de dicho estudio representados en los valores de magnitud vs. periodos de retorno, presentados en la Tabla 23, con las condiciones que se presentaron el árbol lógico de la Figura 59.

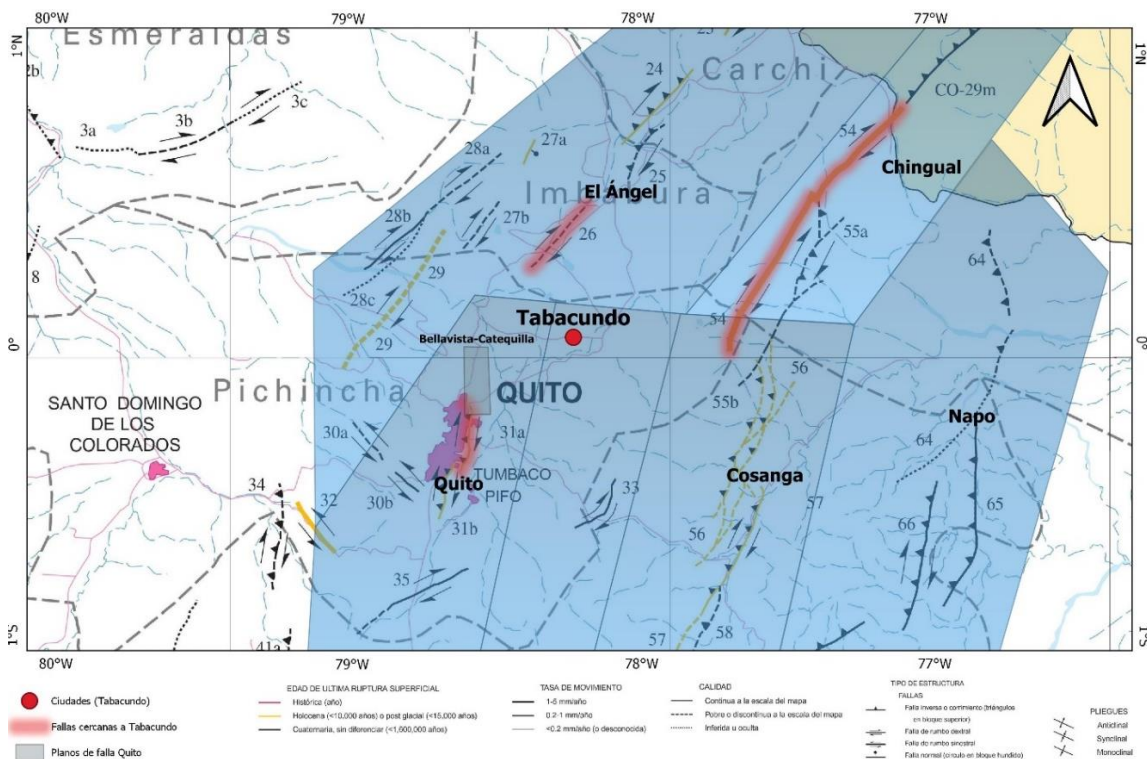
Parámetros de geometría y distancia para las GMPEs del PEER-NGA

Los valores presentados en el presente apartado son desarrollados acorde a los parámetros de entrada de las ecuaciones de predicción de movimiento del PEER-NGA, desarrolladas con detalle en las secciones PEER-NGA Spectrum, teóricamente en el Capítulo II y metodológicamente en el Capítulo III.

En el mapa de la Figura 61 son presentadas las fallas que representan amenaza para el poblado de Tabacundo. Fallas transformantes de Otavalo E26 y Chingual E54 y falla Inversa de Quito norte E31a, segmento Bellavista-Catequilla.

Figura 61

Fallas de control para Tabacundo zonas sismogénicas de Beauval y otros (2018) sobre mapa de Egüez (2003)



Los parámetros de entrada del PEER-NGA para cada falla de control son presentados en la Tabla 24.

Tabla 24

Parámetros de entrada para los modelos de predicción del movimiento PEER-NGA para las fallas que representan amenaza para Tabacundo.

| Parámetro | Otavalo E26 | Chingual E54 | Quito N E31a |
|------------------|------------------------|-------------------------|-------------------------|
| Fault Type | Transformante | Transformante | Inversa |
| Dip (deg) | 90 | 90 | 55 |
| Width (km) | 18 | 18 | 28 |
| Z_{TOR} (Km) | 10 | 10 | 5 |
| R_{JB} (Km) | 20.5 | 39.0 | 20 |
| R_{Rup} (Km) | 21.10 | 40.26 | 20.62 |
| R_X (Km) | 20.5 | 39.0 | -20 |

Efectos de sitio

Velocidad de ondas de corte Vs30 de los suelos de Tabacundo

Se realizó ensayos de prospección sísmica, a través registros con métodos activos (herramienta manual) y pasivos (ruido ambiental) con el despliegue de 11 líneas sísmicas con 12 geófonos cada una, ubicados estratégicamente alrededor de Tabacundo. En la Tabla 25 se presentan las coordenadas inicial y final de cada línea, así como el valor de la velocidad de ondas de corte a los 30 m Vs30 para cada sitio. En el Apéndice 1 se presenta un informe geotécnico en donde se detalla el proceso de adquisición, procesamiento y resultados de Vs30 en los suelos de Tabacundo.

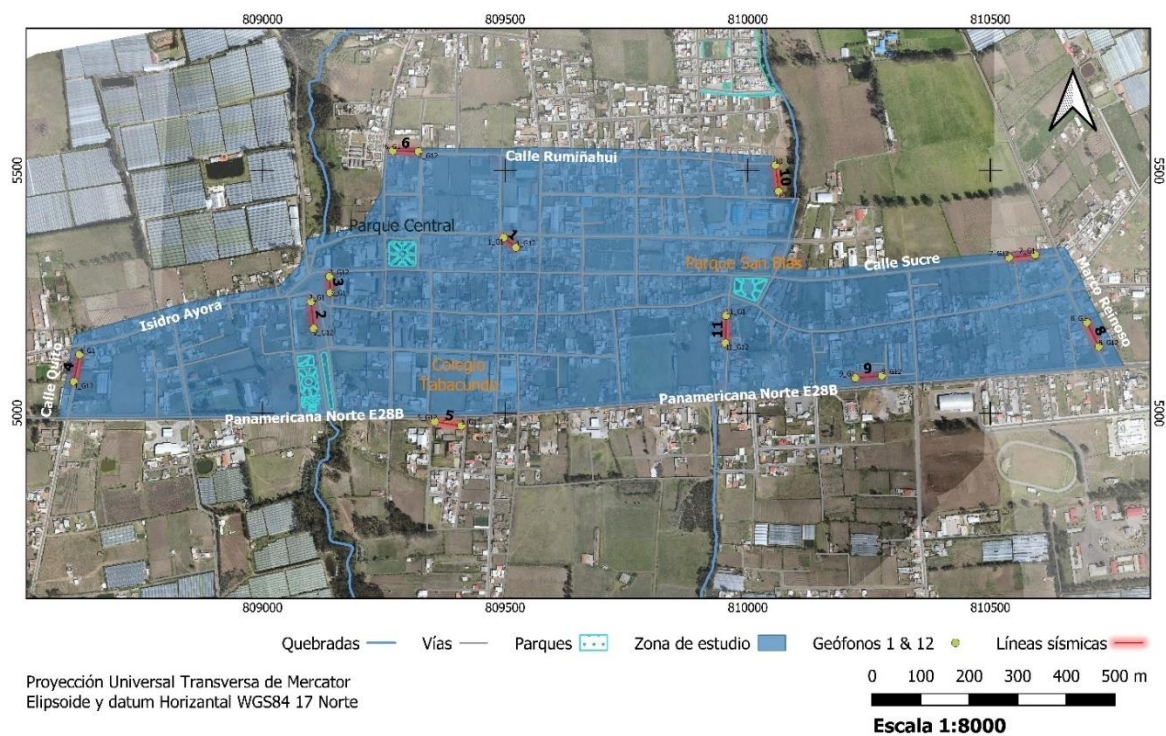
Tabla 25*Ubicación de ensayos de prospección sísmica en Tabacundo*

| No. | Sitio | Línea sísmica | Geófono | Ubicación (m) | Latitud | Longitud |
|-----|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------|---------|---------------|---------|----------|
| 1 | Terreno cercano al Coliseo Tabacundo entre las calles Gonzales Suarez y Luis Freile | Ls1 -Ls2 | G1 | 0 | 5361.8 | 809497.0 |
| | | | G12 | 33 | 5345.6 | 809519.2 |
| 2 | Terreno cercano a la Plazoleta “La Banda”, frente a la calle Simón Bolívar | Ls3-Ls4 | G1 | 0 | 5225.7 | 809104.5 |
| | | | G12 | 55 | 5170.3 | 809113.8 |
| 3 | Terreno cercano a la Plazoleta “La Banda”, frente a la calle Simón Bolívar | Ls5-Ls6 | G1 | 0 | 5247.2 | 809132.3 |
| | | | G12 | 33 | 5284.1 | 809141.6 |
| 4 | Terreno entre las calles Quito e Isidro Ayora | Ls7-Ls8 | G1 | 0 | 5108.8 | 808640.3 |
| | | | G12 | 55 | 5065.8 | 808606.3 |
| 5 | Terreno frente a la Vía Tabacundo – Guayllabamba, paralelo a la calle 23 | Ls9-Ls10 | G1 | 0 | 4982.8 | 809379.9 |
| | | | G12 | 55 | 4985.9 | 809358.3 |
| 6 | Frente al Cementerio, a lo largo de la calle Rumiñahui | Ls11-Ls12 | G1 | 0 | 5542.3 | 809268.5 |
| | | | G12 | 55 | 5539.2 | 809321.1 |
| 7 | A lo largo de la Calle Sucre, perpendicular a la Calle Marcos Reinoso | Ls13-Ls14 | G1 | 0 | 5324.1 | 810593.0 |
| | | | G12 | 55 | 5321.0 | 810540.4 |
| 8 | A lo largo de la Calle Marcos Reinoso, perpendicular a la Vía Guayllabamba - Tabacundo | Ls15-Ls16 | G1 | 0 | 5173.5 | 810664.2 |
| | | | G12 | 55 | 5136.6 | 810723.0 |
| 9 | Terreno Frente al Centro de Salud B Tabacundo IESS | Ls17-Ls18 | G1 | 0 | 5075.1 | 810221.7 |
| | | | G12 | 55 | 5075.1 | 810268.1 |
| 10 | A lo largo de la calle a lado del tanque de agua Potable | Ls19-Ls20 | G1 | 0 | 5511.6 | 810057.6 |
| | | | G12 | 55 | 5459.3 | 810063.8 |
| 11 | A lo largo de la Calle Aquiles Polanco entre la calle Velasco Ibarra y la Vía Guayllabamba - Tabacundo | Ls21-Ls22 | G1 | 0 | 5201.1 | 809964.8 |
| | | | G12 | 55 | 5148.8 | 809949.3 |

En la Figura 62 se muestra el mapa que indica la ubicación de las líneas sísmicas de acuerdo al sistema UTM, elipsoide WGS-84 17N.

Figura 62

Ubicación de líneas sísmicas para ensayos de prospección sísmica en Tabacundo



Los resultados de velocidad de ondas de corte a los 30m (V_{s30}) para cada línea sísmica, en los métodos activo, pasivo y combinado son presentados en la Tabla 26, adicional se clasifica el tipo de perfil de suelo de acuerdo a MIDUVI NEC-SE-DS (2015), en función al resultado de V_{s30} por el método combinado.

Tabla 26

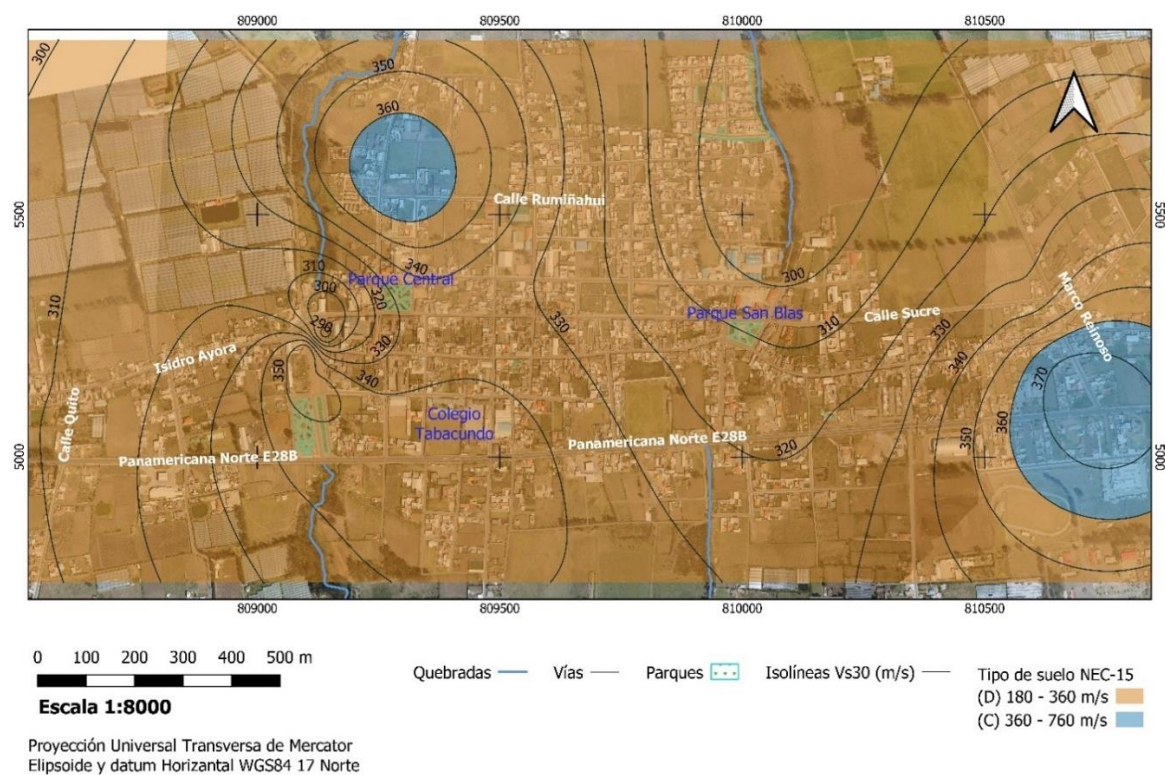
Resultados de Vs30 (método activo, pasivo y combinado), tipo de perfil de suelo NEC-15 para los suelos de Tabacundo

| No. | Sitio | Línea sísmica | Método | Vs30 (m/s) | Tipo de suelo NEC-15 |
|-----|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------|-----------|------------|----------------------|
| 1 | Terreno cercano al Coliseo Tabacundo entre las calles Gonzales Suarez y Luis Freile | Ls1 | Activo | 272.3 | D |
| | | Ls2 | Pasivo | 349.6 | |
| | | | Combinado | 332.7 | |
| 2 | Terreno cercano a la Plazoleta "La Banda", frente a la calle Simón Bolívar | Ls3 | Activo | 361.4 | D |
| | | Ls4 | Pasivo | 339.9 | |
| | | | Combinado | 352.0 | |
| 3 | Terreno cercano a la Plazoleta "La Banda", frente a la calle Simón Bolívar | Ls5 | Activo | 292.9 | D |
| | | Ls6 | Pasivo | 296.6 | |
| | | | Combinado | 293.3 | |
| 4 | Terreno entre las calles Quito e Isidro Ayora | Ls7 | Activo | 273.3 | D |
| | | Ls8 | Pasivo | 314.8 | |
| | | | Combinado | 312.7 | |
| 5 | Terreno frente a la Vía Tabacundo – Guayllabamba, paralelo a la calle 23 | Ls9 | Activo | 343.9 | D |
| | | Ls10 | Pasivo | 355.9 | |
| | | | Combinado | 347.3 | |
| 6 | Frente al Cementerio, a lo largo de la calle Rumiñahui | Ls11 | Activo | 311.2 | C |
| | | Ls12 | Pasivo | 380.8 | |
| | | | Combinado | 366.7 | |
| 7 | A lo largo de la Calle Sucre, perpendicular a la Calle Marcos Reinoso | Ls13 | Activo | 307.5 | D |
| | | Ls14 | Pasivo | 339.9 | |
| | | | Combinado | 334.4 | |
| 8 | A lo largo de la Calle Marcos Reinoso, perpendicular a la Vía Guayllabamba - Tabacundo | Ls15 | Activo | 341.2 | C |
| | | Ls16 | Pasivo | 373.7 | |
| | | | Combinado | 373.5 | |
| 9 | Terreno Frente al Centro de Salud B Tabacundo IESS | Ls17 | Activo | 316.7 | D |
| | | Ls18 | Pasivo | 326.8 | |
| | | | Combinado | 323.0 | |
| 10 | A lo largo de la calle a lado del tanque de agua Potable | Ls19 | Activo | 260.5 | D |
| | | Ls20 | Pasivo | 303.9 | |
| | | | Combinado | 293.2 | |
| 11 | A lo largo de la Calle Aquiles Polanco entre la calle Velasco Ibarra y la Vía Guayllabamba - Tabacundo | Ls21 | Activo | 286.7 | D |
| | | Ls22 | Pasivo | 316.4 | |
| | | | Combinado | 315.9 | |

Con resultado final del estudio de prospección sísmica, es presentado un mapa de clasificación de suelos, para Tabacundo, presentado en la Figura 63, en donde se puede evidenciar, uniformidad en los tipos de suelo presentes para Tabacundo, siendo en su mayoría tipo D y C según MIDUVI NEC-SE-DS, (2015), que coincide con perfiles de suelo de roca banda y para el caso de Tabacundo, la denominada Cangahua.

Figura 63

Mapa de clasificación de perfiles de suelo NEC-15 para Tabacundo e isólinas de Vs30



Para efectos de cálculo de los espectros PEER-NGA, serán considerados valores Vs30 de 300 m/s para suelo tipo C y 460 m/s para suelo tipo D.

Isoperiodos fundamentales de los suelos de Tabacundo

Se realizaron sondeos con acelerómetro para la determinación del periodo fundamental del suelo en 12 puntos de Tabacundo, de manera que se pueda realizar una interpolación lineal para obtener un mapa de isoperiodos fundamentales de vibración del suelo. Los resultados de los ensayos con el uso del método Nakamura se presentan en la Tabla 27. En el Apéndice 1 se presenta un informe geotécnico en donde se detalla el proceso de adquisición, procesamiento y resultados de los valores de Periodo Fundamental de los suelos de Tabacundo.

Tabla 27

Coordenadas de los ensayos para obtención de periodos fundamentales de vibración del suelo de Tabacundo

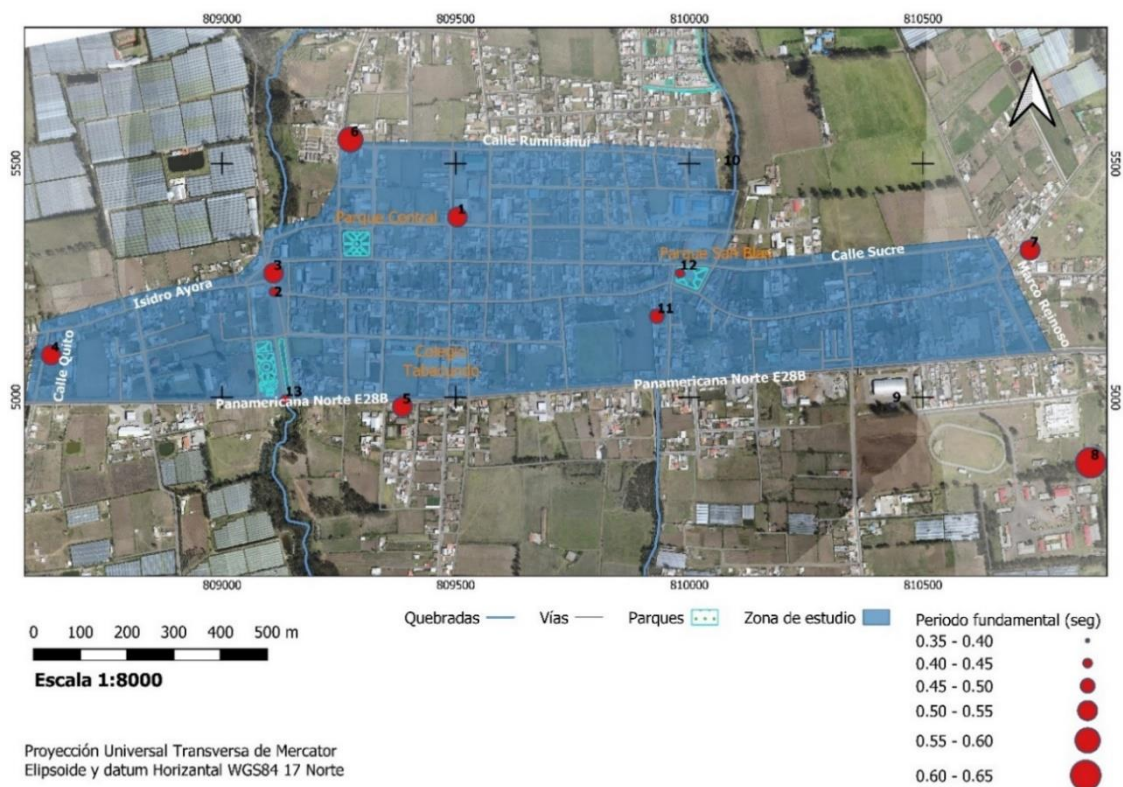
| No. | Descripción | Latitud | Longitud | Frecuencia (Hz) | Periodo (s) |
|-----|---------------------------------------------------------------------------------------------------|---------|-----------|-----------------|-------------|
| 1 | Terreno cercano al Coliseo Tabacundo entre las calles Gonzales Suarez y Luis Freile. | 5385.50 | 809503.70 | 1.84 | 0.54 |
| 2 | Terreno cercano a la Plazoleta "La Banda", frente a la calle Simón Bolívar | 5225.70 | 809110.70 | 2.30 | 0.43 |
| 3 | Terreno cercano a la Plazoleta "La Banda", frente a la calle Simón Bolívar | 5265.60 | 809110.10 | 1.91 | 0.52 |
| 4 | Terreno entre las calles Quito e Isidro Ayora | 5090.40 | 808634.10 | 1.84 | 0.54 |
| 5 | Terreno cercano al UPC Tabacundo frente a la Vía Tabacundo – Guayllabamba, paralelo a la calle 23 | 4979.70 | 809386.10 | 1.84 | 0.54 |
| 6 | Terreno frente al Cementerio, entre las calles Rumiñahui y P. Gutiérrez | 5551.50 | 809274.70 | 1.78 | 0.56 |
| 7 | Terreno frente a la calle Tambo | 5314.90 | 810729.20 | 1.84 | 0.54 |

| No. | Descripción | Latitud | Longitud | Frecuencia (Hz) | Periodo (s) |
|-----|----------------------------------------------------------------------------------------------------|---------|-----------|-----------------|-------------|
| 8 | Terreno frente al Centro de Salud Tabacundo Tipo C | 4859.90 | 810859.20 | 1.59 | 0.63 |
| 9 | Terreno detrás del Centro de Exposiciones Pedro Moncayo | 4982.90 | 810435.20 | 2.58 | 0.39 |
| 10 | Terreno detrás de Tanque de Agua Potable | 5490.00 | 810073.10 | 2.78 | 0.36 |
| 11 | Terreno frente a la calle Aquiles Polanco, diagonal a la Cafetería Caprichos y Aromas | 5173.40 | 809930.80 | 2.06 | 0.49 |
| 12 | Terreno de la cancha del Parque San Blas, entre las calles Velasco Ibarra, Sucre y Aquiles Polanco | 5265.60 | 809980.30 | 2.30 | 0.43 |

La ubicación de los puntos de acuerdo al sistema UTM, elipsoide WGS-84 17N, es presentado en la Figura 64.

Figura 64

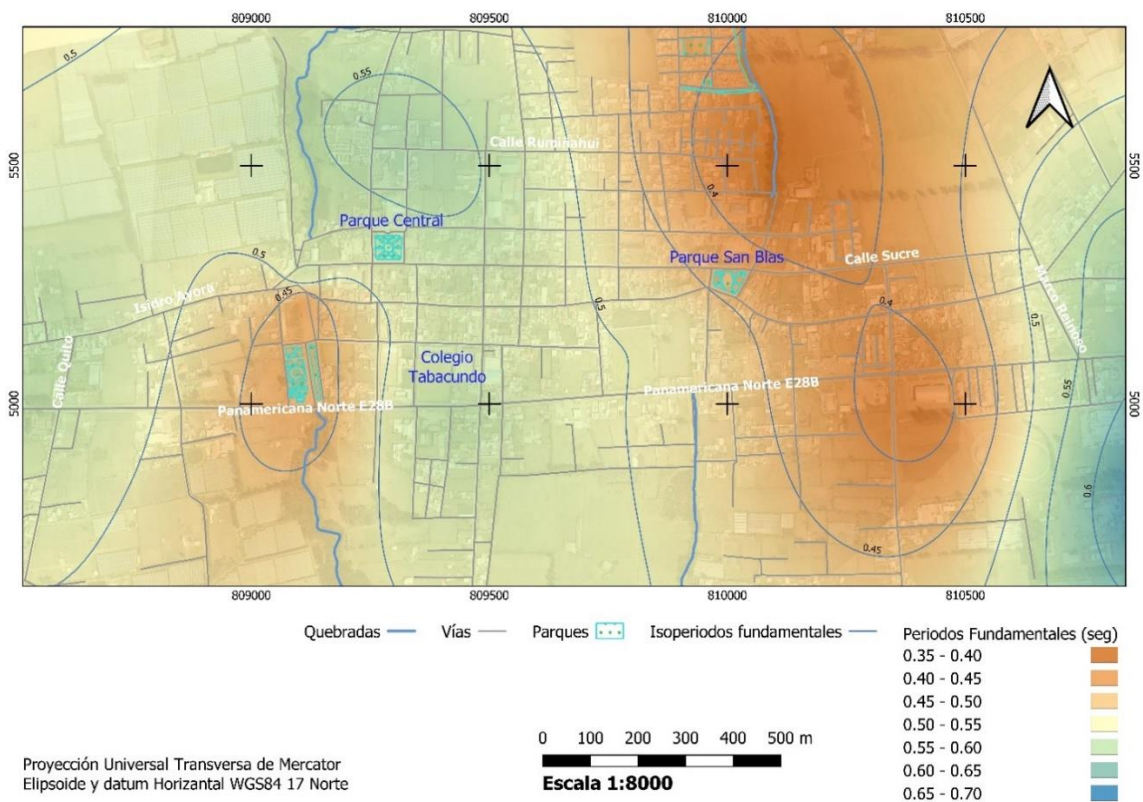
Ubicación y magnitud de los sondeos de periodo fundamental del suelo de Tabacundo



Como resultado final del estudio con acelerómetros (Nakamura), es un Mapa de isoperiodos fundamentales del suelo, para Tabacundo, presentado en la Figura 65, en donde se puede evidenciar, variaciones en sitios en donde ha habido relleno de quebradas, como es el caso de los barrios la Banda y San Blas, en donde debido a la compactación del suelo los periodos fundamentales son más bajos.

Figura 65

Mapa de isoperiodos fundamentales del suelo de Tabacundo



Se ha decidido ubicar en color rojo, los valores de periodo fundamental más bajos, es decir los que más se acercan al periodo fundamental característico de las viviendas de Tabacundo.

Datos históricos de la ciudad y relatos de los moradores de mayor antigüedad, dan cuenta de que los barrios más afectados por los sismos del 5 de marzo de 1987

(6.1 y 6.9 Mw) fueron; San Blas y la Payita, en donde se asegura que la mayor parte de viviendas de adobe presentaron daños severos, por lo que en este sector se ven muy pocas viviendas tradicionales de construcción anterior al sismo.

Se podría relacionar la mayor afectación a los barrios en cuestión, con el fenómeno de resonancia, en donde el fundamental estructural característico de las viviendas (0.20 - 0.30 seg) se acerca en mayor medida al periodo fundamental del suelo (0.35 – 0.45 seg).

Se recomienda para un futuro, utilizar el mapa de la Figura 65, como medio de verificación del diseño estructural, en donde se deberá alejar el periodo fundamental de la estructura de los periodos fundamentales del suelo en cada sector.

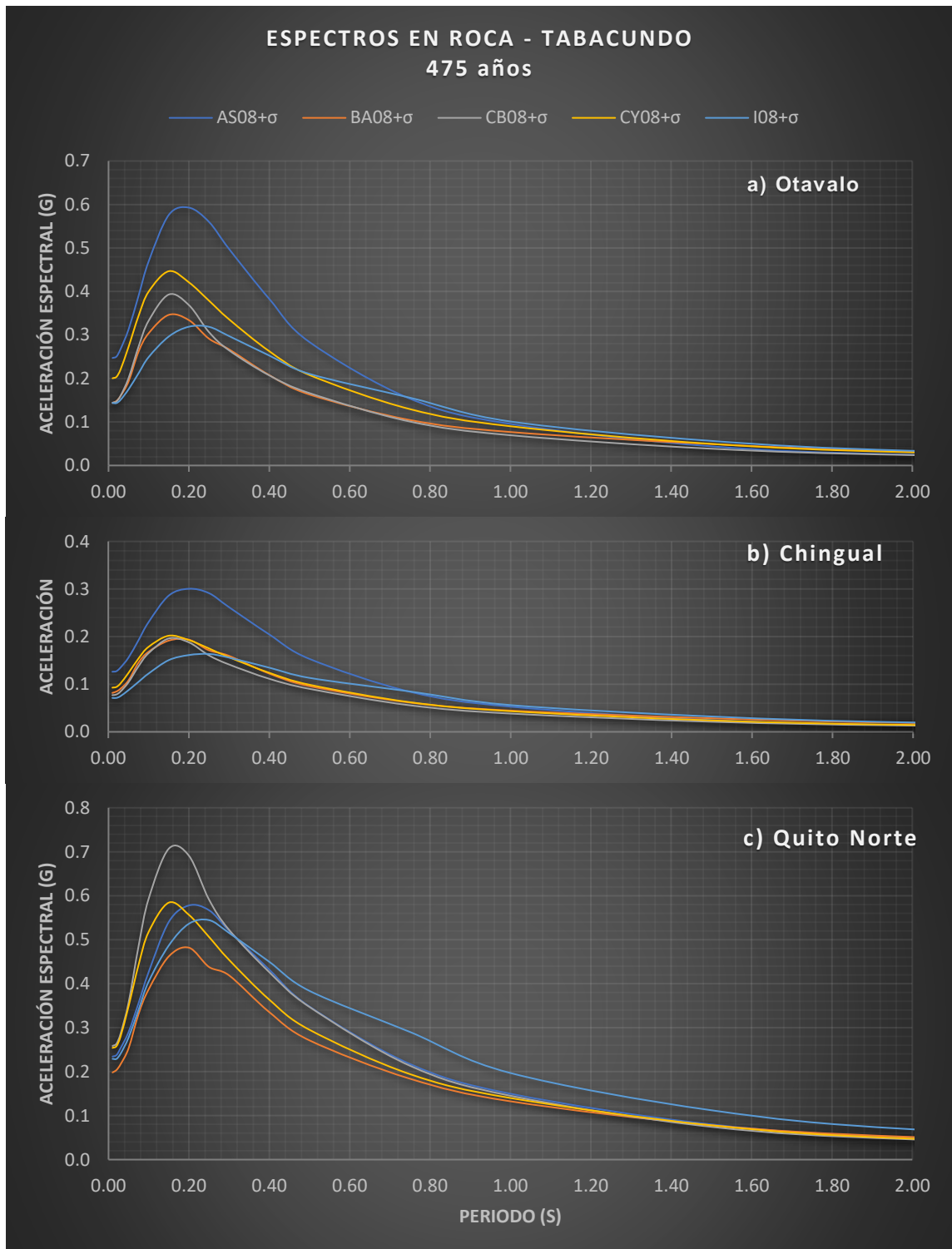
Espectros de diseño y máximos considerados

En primer lugar, se ha decidido presentar los espectros en roca ($V_{s30}=760\text{m/s}$) para Tabacundo, con un periodo de retorno de 475 años, una confianza del 84% y una desviación estándar para las GMPE's del PEER-NGA Abrahamson-Silva (A&S, 2008), Boore-Atkinson (B&A, 2008), Campbell-Borzorgnia (C&B, 2008), Chiou-Youngs (C&Y, 2008) e Idriss (2008) para a) Falla Otavalo, b) Falla Chingual y c) Falla Quito norte (Bellavista Catequilla).

Los mencionados espectros, mostrados en la Figura 66, tienen el objetivo de comparar las GMPE's y su comportamiento para los tipos de falla en cuestión, además de establecer la falla que representa mayor riesgo para el poblado de Tabacundo.

Figura 66

Espectros Tabacundo en roca, $T_r=475$ años - GMPE's PEER-NGA para terremotos en fallas a) Otavalo, b) Chingual y c) Quito Norte (Bellavista-Catequilla)



De la Figura 66, se puede deducir que el modelo Abrahamson-Silva (2008) presenta los mayores valores de aceleración para fallas del tipo transformante como es el caso de la falla Otavalo y Chingual. Por otra parte, el modelo Cambell-Borzorgnia (2008) es el que refleja los mayores valores de aceleración para fallas del tipo inversa como es el caso del sistema de fallas Quito.

Además, la falla que ocasionaría mayores aceleraciones en el poblado de Tabacundo, es el segmento Bellavista-Catequilla del sistema de fallas Quito E31a, por tanto, esta falla será la que se considere para la elaboración de espectros de riesgo sísmico para los distintos tipos de suelo.

Los espectros de riesgo sísmico de las GMPE's del PEER-NGA Spectrum serán presentados conjuntamente con los espectros MIDUVI NEC-SE-DS (2015) a manera de espectros de control para establecer comparativas que puedan servir al momento de tomar decisiones en el diseño de las estructuras de Tabacundo.

Los espectros de diseño (DE) tienen un periodo de retorno de 475 años, mientras que los espectros máximos considerados (MCE) están dados para un periodo de retorno de 975 años. Según el Aguiar (2017), gran parte de los proyectistas estructurales determinan el sismo MCE aumentado en un 50%. De este modo, para realizar una comparativa, los sismos MCE de la MIDUVI-NEC-SE-DS (2015), será el espectro DE multiplicado por 1.5.

A continuación, en la Figura 67 y Figura 68, son presentados los espectros de control para los suelos tipo D ($V_{s30}=300\text{m/s}$) y C ($V_{s30}=460\text{m/s}$) respectivamente.

Figura 67

Espectros Tabacundo suelo tipo D - GMPE's PEER-NGA para terremoto en falla (Bellavista-Catequilla) a) DE 475 años, b) MCE 975 años

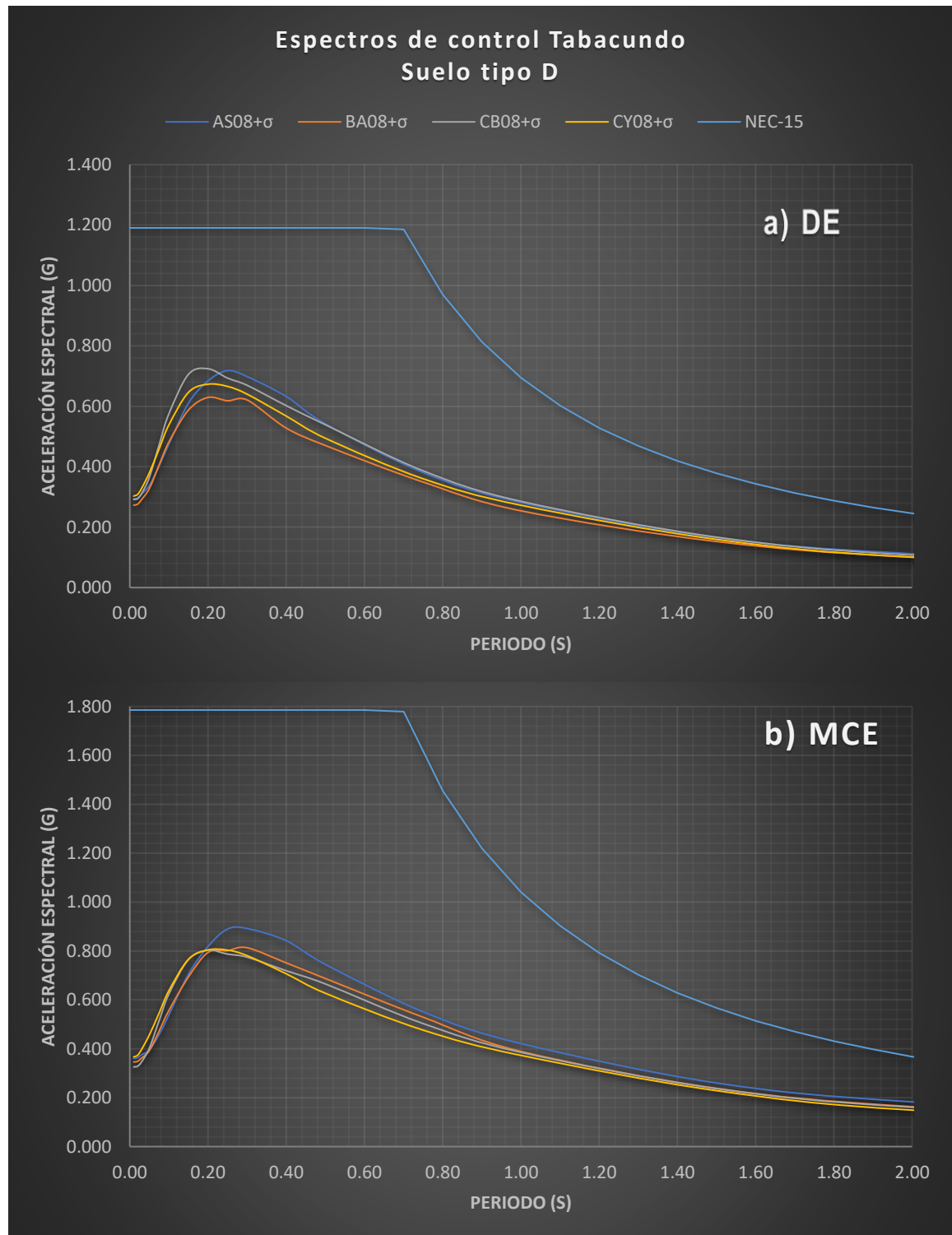
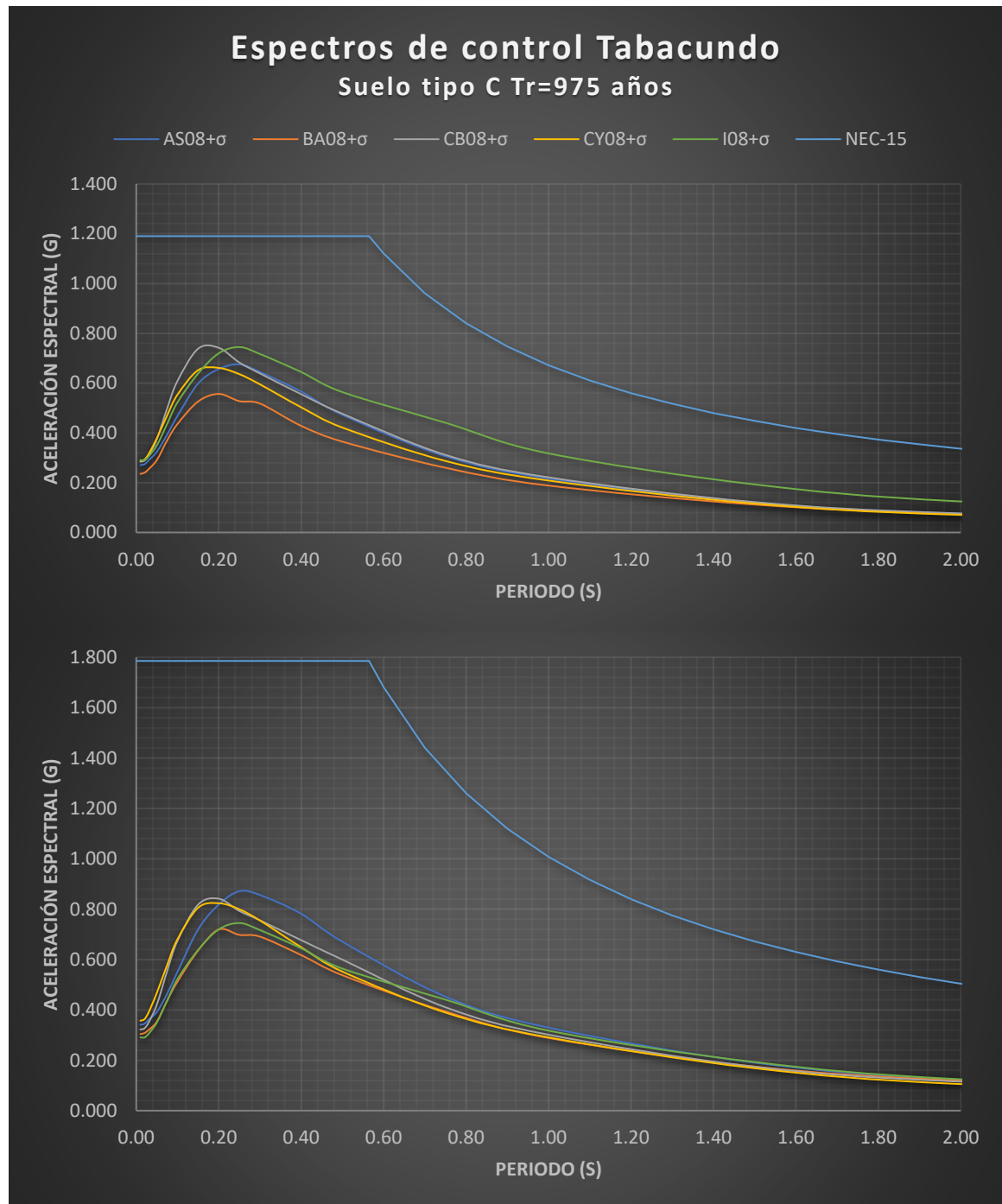


Figura 68

Espectros Tabacundo suelo tipo C - GMPE's PEER-NGA para terremoto en falla (Bellavista-Catequilla) a) DE 475 años, b) MCE 975 años



Observando las gráficas de los espectros de peligro sísmico, es correcto decir que el espectro de la NEC-15 presenta mayores aceleraciones, esto se debe a que la mayor parte de la sierra ecuatoriana se encuentra en la Zona V que representa un alto peligro sísmico, de ahí que los valores de aceleración que se presentan en la normativa, son los de sitios cercanos a fallas geológicas de las cuales parten los análisis de recurrencia de Beauval y otros (2013), homogenizando el peligro sísmico de acuerdo a zonas sismogénicas que abarcan gran área. Se puede inferir la importancia de realizar estudios de peligro sísmico focalizados en los poblados del Ecuador, como el que se está presentando, para así conseguir un mayor grado de precisión que permita optimizar recursos en la construcción de infraestructura.

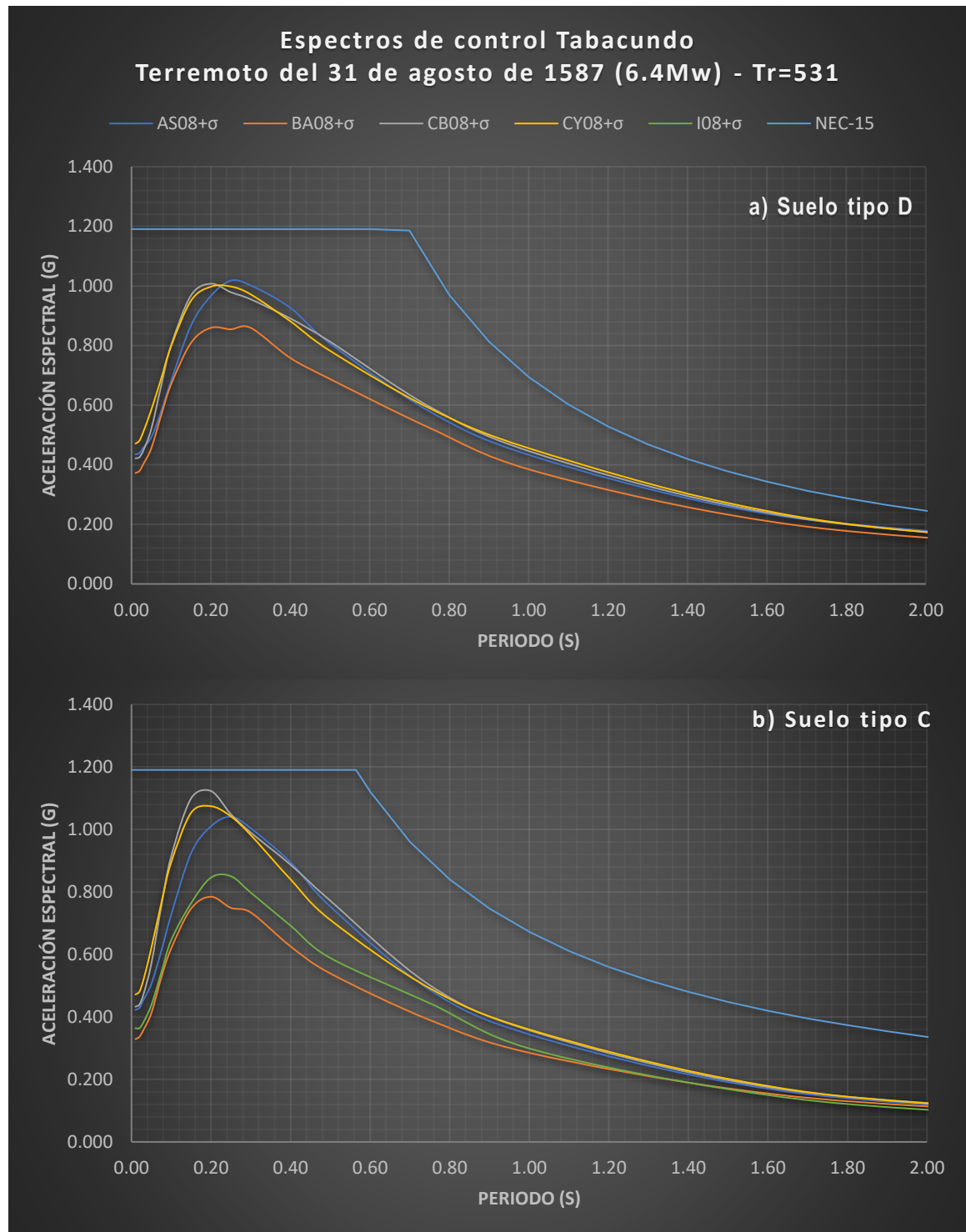
Sin embargo, los gráficos antes presentados podrían dar una falsa sensación de seguridad con respecto a la Normativa del 2015, hay que considerar los grandes valores de coeficientes de reducción de la capacidad que para el caso de las viviendas tipo de Tabacundo, puede dividir la aceleración entre un cociente de hasta 8.

Ahora bien, los catálogos utilizados, obvian algunos sismos históricos, debido a que su estimación se basa en muy limitados datos que dificultan la distribución de intensidades.

El sismo de 1587, del cual se presentó un relato al inicio del presente capítulo, de acuerdo a los estudios de Beauval y otros (2010) se le atribuye una magnitud M_w de 6.4 y un epicentro estimado ubicado a 13.5 Km de Tabacundo, como se pudo observar en la Figura 55, en un sitio mucho más cercano al poblado que el segmento de falla Bellavista-Catequilla, situado a 20 Km, que ha sido utilizado para el presente análisis de peligro sísmico. En la Figura 69 se presentan valores de aceleración para este sismo.

Figura 69

Espectros Tabacundo- GMPE's PEER-NGA para terremoto histórico del 31 de agosto de 1587, sistema de fallas Quito para: a) Suelo D y b) Suelo C



Al inicio del presente capítulo se relataron 3 sismos históricos que han afectado al poblado de Tabacundo; 31 de agosto de 1587 (6.4 Mw), 16 de agosto de 1868 (7.0 - 7.3 Mw) y los del 5 de marzo de 1987 (6.1 y 6.8 Mw). Estudios antes mencionados atribuyen al sismo de 1597 al sistema de fallas Quito, mientras que los sismos de 1868 y 1987 son atribuidos a los sistemas de fallas Otavalo y Chingual respectivamente.

Se ha creído conveniente mostrar los espectros de aceleración de estos sismos históricos para que puedan servir como referencia para los diseños estructurales a realizarse en el sector de estudio.

Cabe señalar que el sismo del 31 de agosto de 1587 (6.4 Mw), tiene un periodo de retorno de 531 años, de acuerdo al modelo de área de Beauval y otros 2018. Los espectros mostrados en la Figura 69, elaborados de acuerdo a los datos de ubicación y magnitud del sismo histórico antes mencionado, presentados por Beauval y otros (2010), muestra aceleraciones más altas que las presentadas en la Figura 67 y Figura 68 debido al epicentro ubicado más cerca del poblado, en un sitio sin fallas conocidas.

En la Figura 70 se presentan los espectros de aceleración de peligro sísmico del terremoto de Ibarra del 16 de agosto de 1868 (7.0 Mw) ubicado en el extremo sur de la falla de Otavalo y en la Figura 71 los espectros del terremoto del reventador del 5 de marzo de 1987 (6.9Mw) ubicado en el extremo sur de la falla Chingual. Los parámetros de geometría y distancia son los presentados en la Tabla 24.

De acuerdo a la media ponderada de los modelos de aérea y fuente de Beauval y otros (2018) con las proporciones del árbol lógico de la Figura 59, el sismo de Ibarra (1868) y el sismo del Reventador (1987) tienen un periodo de retorno de 2253 y 1549 años respectivamente.

Figura 70

Espectros Tabacundo- GMPE's PEER-NGA para terremoto histórico del 16 de agosto de 1868, falla Otavalo para: a) Suelo D y b) Suelo C

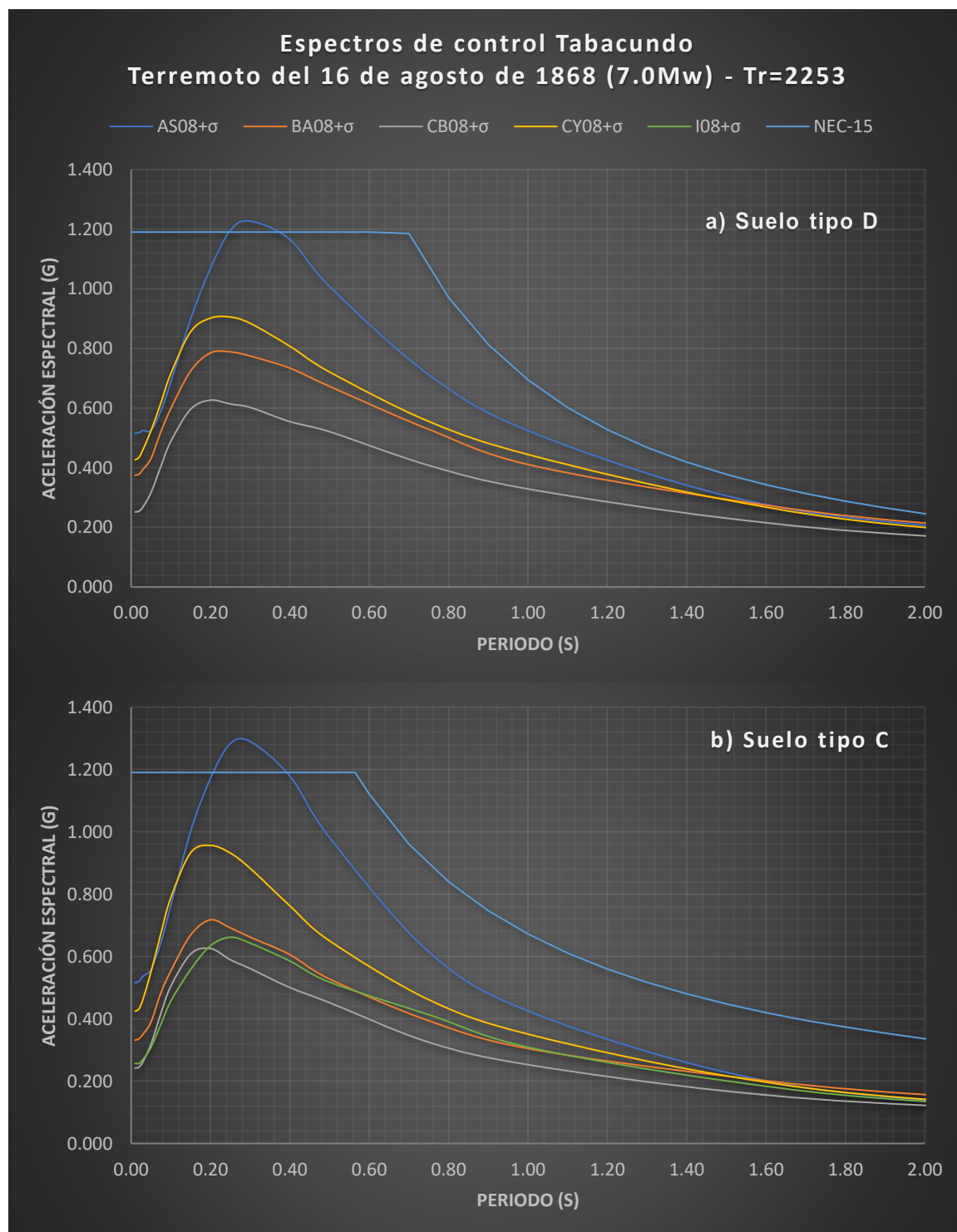
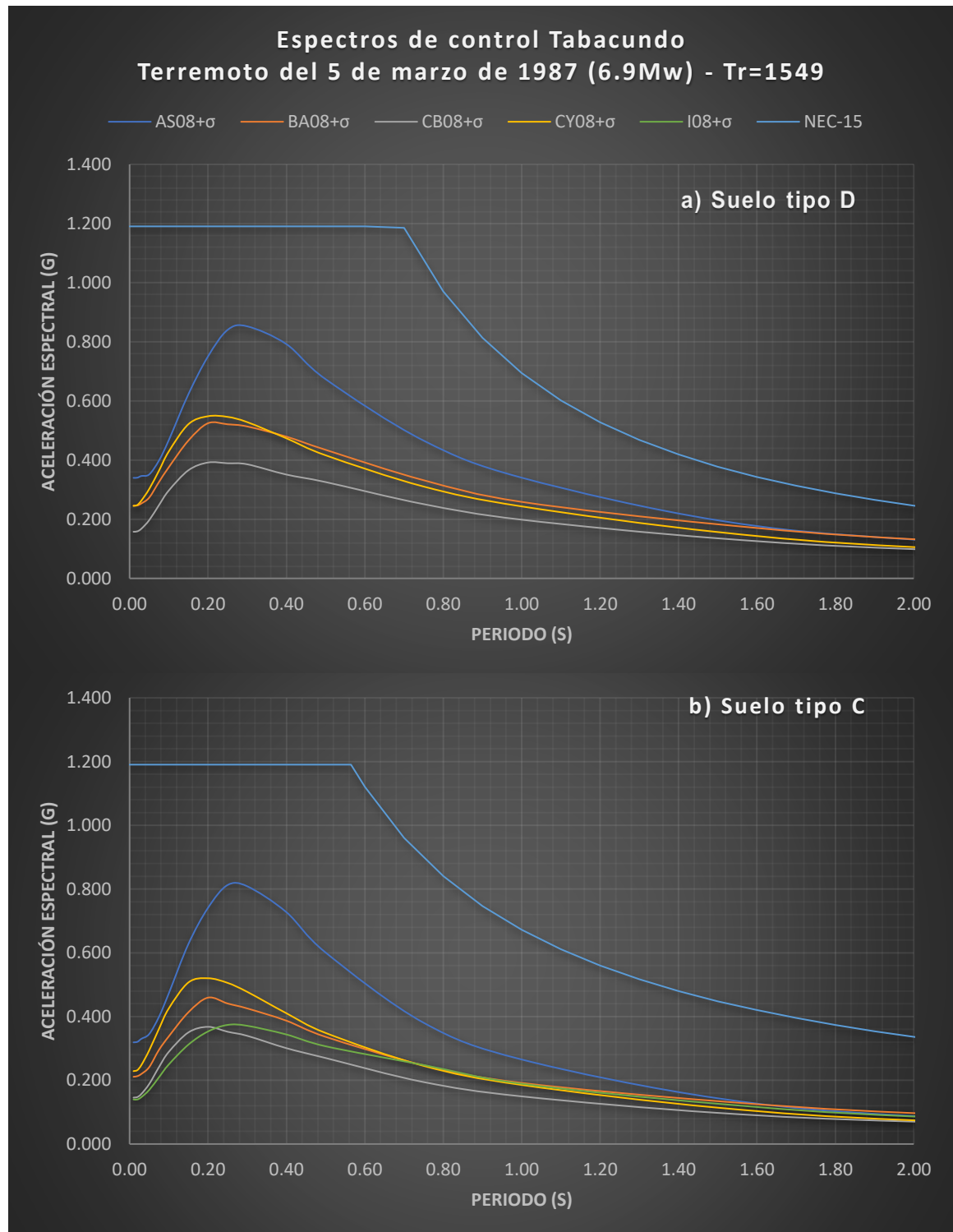


Figura 71

Espectros Tabacundo- GMPE's PEER-NGA para terremoto histórico del 5 de marzo de 1987, falla Chingual para: a) Suelo D y b) Suelo C



El modelo de Idriss (2008) puede ser aplicado únicamente a velocidades de onda de corte V_{s30} mayores a 450 m/s, por lo tanto, no ha sido utilizado en el suelo tipo D (300 m/s) de Tabacundo.

Los terremotos históricos mostrados en la Figura 69, Figura 70 y Figura 71 pueden servir al diseñador como medio de control de las estructuras a través de análisis de historia en el tiempo. Sin embargo, considerando las condiciones dúctiles de las estructuras es necesario presentar un espectro de peligro sísmico elástico, tal como el de la NEC-SE-DS (2015).

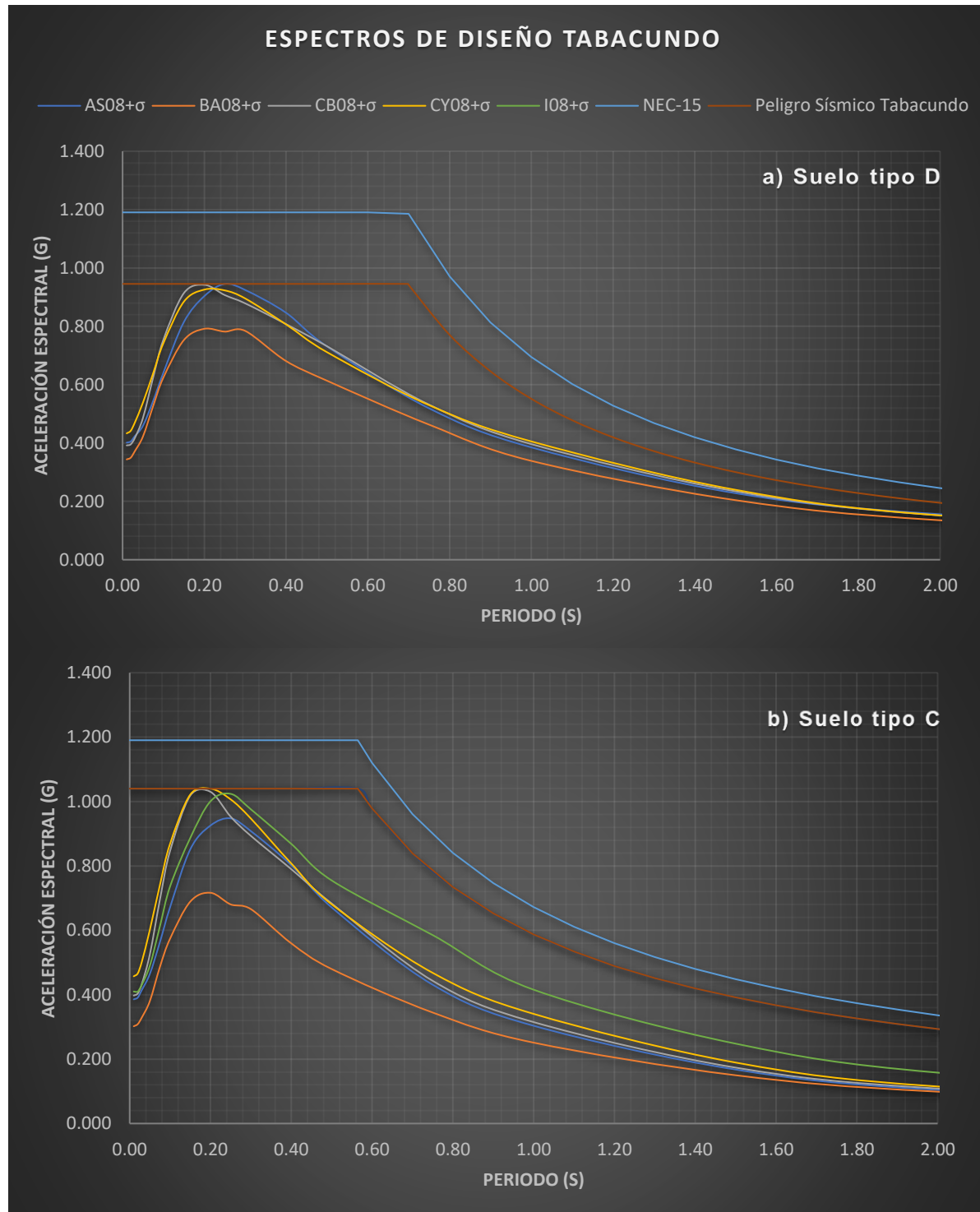
Los espectros de peligro sísmico que se han presentado en la Figura 67 y Figura 68, representan un sismo ubicado en el segmento Bellavista-Catequilla del sistema de fallas Quito con un epicentro ubicado a cerca de 20 Km de Tabacundo, adicional a ello, en la Figura 69 se presentó al sismo histórico del 31 de agosto de 1587, al cual Beauval y otros (2010) lo ubican a 13 Km de Tabacundo, en donde hasta el momento no se ubicó una fuente, pero que considerando la geografía dominada por la presencia del río Pisque, podría ubicarse una falla ciega generadora de sismos, más cercana al poblado.

En la Figura 72, se presentan los espectros de peligro sísmico de diseño para Tabacundo, con las condiciones establecidas en los análisis de recurrencia de Beauval y otros (2018), y con un epicentro ubicado en el lugar atribuido al sismo histórico de 1587.

Es importante señalar, que el espectro elástico presentado ha sido elaborado a partir de la envolvente máxima de las GMPE's para un resultado conservador. El espectro de diseño propuesto considera una desviación estándar y un $T_r=475$ años, de acuerdo a lo indicado por la normativa MIDUVI NEC-SE-RE (2015).

Figura 72

Espectros de Diseño (DE) Tabacundo: a) Suelo D y b) Suelo C



El PGA de los espectros de peligro sísmico de diseño es de 0.95g para suelo tipo D y de 1.04g para suelo tipo C, que comparado con los espectros de diseño de la NEC-15 (1.19g) representa una reducción de la aceleración del 20% y 12% para suelo tipo D y C respectivamente. Se recomienda al diseñador que utilice los espectros de peligro sísmico presentados, con el fin de reducir costos estructurales innecesarios; el presente estudio de peligro sísmico ha considerado múltiples escenarios de sismos y enfoques de análisis. El concepto de diseño que es manejado por la NEC-15 acepta daño a través del coeficiente "R" mediante los cuales dependiendo del sistema estructural y considerando la ductilidad se disminuye la aceleración de diseño. Hay que considerar que las personas no quieren daño en sus viviendas, dentro de la cultura ecuatoriana las viviendas traspasan generaciones de ahí que se debería considerar esto para reformular la normativa.

Existen lugares en donde estudios de peligro sísmico muestran aceleraciones más altas a las de la normativa, pero en el caso de Tabacundo, menores a la normativa. A criterio del autor, el país necesita que se realicen estudios de peligro sísmico y microzonificación sísmica focalizados a cada poblado, permitiendo optimizar recursos en la construcción, al presentarse valores de aceleración propios para cada sitio. Adicional a ello, se recomienda reconsiderar valores de reducción de la respuesta sísmica "R", para evitar el mayor daño posible. En el presente estudio se propondrá además un reforzamiento de mamposterías para el caso más vulnerable de la muestra de viviendas de Tabacundo, esto porque se cree importante incluir a los elementos estructurales como un requerimiento general de modelamiento, aprovechar su capacidad portante y solventar sus deficiencias en flexión.

Capítulo V

Determinación de la vulnerabilidad estructural y selección de caso de estudio

En el presente capítulo se presenta la información general de las viviendas de muestra para la evaluación de vulnerabilidad estructural, así como un ejemplo de inspección visual con el formato de evaluación rápida FEMA P-154 y de la ejecución del ensayo con acelerómetro para la determinación del periodo fundamental de las viviendas que será utilizado en la determinación de la vulnerabilidad estructural a través de la relación de flexibilidad “H/T”. Los resultados de vulnerabilidad con las dos metodologías propuestas son procesados y relacionados para en base a los resultados obtenidos escoger el caso más vulnerable que servirá como caso de estudio para la elaboración de la propuesta de reforzamiento de los elementos estructurales y no estructurales.

Datos preliminares

La información general de las viviendas estudiadas es presentada en la Tabla 28 y su ubicación mostrada en el mapa de la Figura 73, en sistema de coordenadas proyectadas (UTM), geoide y datum horizontal WGS84, 17N.

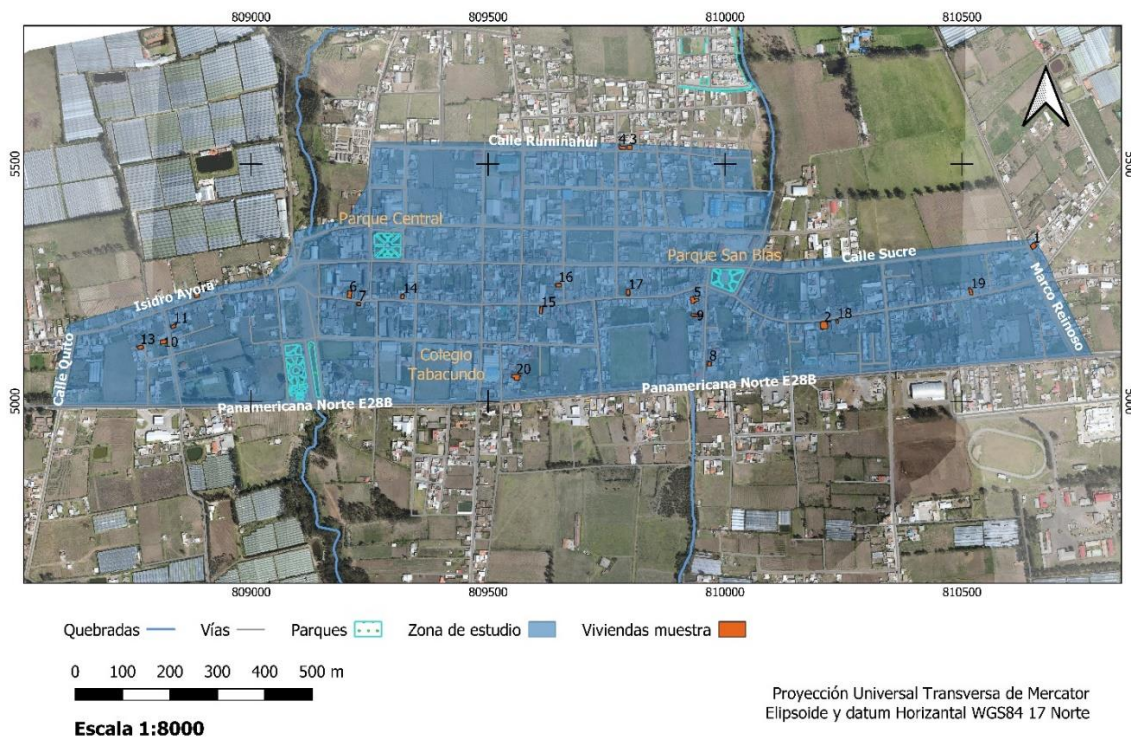
Las viviendas seleccionadas tienen dos pisos y cumplen con la tipología aporticada, de hormigón armado, con paneles de relleno de mampostería. En el Apéndice 2 se muestra un registro fotográfico resultado de la inspección de cada vivienda de la muestra.

Tabla 28*Información preliminar de las viviendas analizadas.*

| No. | Propietario | Latitud | Longitud | Año de construcción | Hab. | Altura (m) |
|------------|--------------------|----------------|-----------------|----------------------------|-------------|-------------------|
| 1 | David Andrango | 5325.28 | 810650.57 | 2005 | 6 | 6.03 |
| 2 | Servando Játiva | 5158.06 | 810206.75 | 1985 | 8 | 5.31 |
| 3 | Mariana Torres | 5536.14 | 809796.63 | 2008 | 7 | 5.24 |
| 4 | José Pinos | 5535.53 | 809779.96 | 2000 | 3 | 5.36 |
| 5 | Antonil Mármol | 5225.66 | 809938.25 | 2017 | 4 | 7.43 |
| 6 | Milton Arroyo | 5221.94 | 809206.34 | 1990 | 5 | 6.02 |
| 7 | Manuel Aguirre | 5206.31 | 809227.20 | 2006 | 4 | 5.57 |
| 8 | Cecilia Cabascango | 5082.64 | 809965.44 | 2017 | 3 | 5.28 |
| 9 | Nelson Mantilla | 5183.57 | 809942.90 | 1980 | 12 | 5.00 |
| 10 | Rosario Toapanta | 5125.76 | 808819.50 | 2015 | 6 | 5.58 |
| 11 | Hilda Espín | 5156.50 | 808833.26 | 2016 | 4 | 5.68 |
| 12 | Alberto Jarrín | 5220.88 | 808886.84 | 2000 | 6 | 5.10 |
| 13 | Gladys Mejía | 5114.37 | 808771.04 | 2016 | 15 | 5.12 |
| 14 | Hermelinda Pujota | 5217.21 | 809320.12 | 2000 | 9 | 5.15 |
| 15 | Elsa Espinosa | 5199.73 | 809612.59 | 2013 | 5 | 5.62 |
| 16 | Diego Boada | 5245.23 | 809652.50 | 1972 | 2 | 5.53 |
| 17 | Dolores Mejía | 5224.30 | 809796.41 | 2009 | 4 | 5.70 |
| 18 | Carlos Fiallos | 5171.70 | 810236.39 | 2008 | 11 | 5.29 |
| 19 | Beatriz Mármol | 5225.61 | 810520.16 | 2009 | 5 | 5.22 |
| 20 | Yolanda Morillo | 5046.22 | 809559.95 | 1997 | 9 | 5.50 |

Figura 73

Mapa de ubicación de las viviendas muestra para estudio de vulnerabilidad, Tabacundo



Vulnerabilidad Estructural

Mediante el uso de la metodología FEMA P-154


En el Apéndice 2 se encuentra la memoria fotográfica de las viviendas de muestra, mientras que los formatos FEMA P-154 de la evaluación de vulnerabilidad en cada vivienda son presentados en el Apéndice 3.

A continuación, se detalla a manera de ejemplo, los datos de la evaluación realizada a la vivienda del Sr. Manuel Aguirre (#7), bajo los parámetros de una región de alta peligrosidad sísmica, para niveles de evaluación 1 y 2. Para el caso de esta vivienda, se recomienda de ser el caso una evaluación estructural detallada de la edificación.

El primer apartado del formato FEMA P-154, Nivel 1, son los datos generales de la edificación en los que se incluye los espectros de respuesta de aceleración S_s (periodo corto o 0.2s) y S_1 (periodo largo o 1.0s) y las primeras observaciones sobre peligro estructural y no estructural, como se indica en la Figura 74.

Figura 74

Datos Generales, vivienda (#7) y evaluación Nivel 1 de FEMA P-154

| Formato de evaluación rápida para peligrosidad sísmica | | ALTA PELIGROSIDAD | |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--|
| Fema P-154 | | | |
| Fotografía | | Dirección: Bolívar entre Cochasky y Plaza Gutiérrez | |
|  | | Cod. Postal: 170450 | |
| | | Otra Identificación: Vivienda junto a antiguo Centro de Salud Tabacundo | |
| | | Nombre del Edificio: Vivienda Sr. Manuel Aguirre | |
| | | Uso: Residencial | |
| | | Latitud: 5206.31 Longitud: 809227.2 | |
| | | Ss: 1.29g S1: 0.49g | |
| | | Inspector: César Andrés Cisneros Mantilla Fecha: 17/3/2020 | |
| | | N. Pisos: Sobre el nivel del piso: 2 Bajo el nivel: 0 | |
| | | Año de construcción: 2006 Año Código: 2001 | |
| | | Area de construcción total (m2): 106.83 | |
| Adicionales: <input type="checkbox"/> No <input checked="" type="checkbox"/> Si, Año de Construcción: 2010 | | | |
| Ocupación: | | <input type="checkbox"/> Asamblea <input type="checkbox"/> Comercial <input type="checkbox"/> Serv. Emergencia <input type="checkbox"/> Histórico <input type="checkbox"/> Industrial <input type="checkbox"/> Oficina <input type="checkbox"/> Colegio <input type="checkbox"/> Gobierno <input type="checkbox"/> Utilidad <input type="checkbox"/> Almacén <input checked="" type="checkbox"/> Residencial # Unidades: 4 hab. | |
| Tipo de Suelo | | <input type="checkbox"/> A <input type="checkbox"/> B <input type="checkbox"/> C <input checked="" type="checkbox"/> D <input type="checkbox"/> E <input type="checkbox"/> F Desconocido Roca Roca Suelo Suelo Suelo Si es desconocido Dura Blanda Denso Rígido Blando Pobre Asuma tipo D | |
| Riesgo Geológico: | | Licuefacción: SI/NO/Descn Deslizamientos: SI/NO/Descn Grietas: SI/NO/Descn Proximidad: <input type="checkbox"/> Golpeteo <input type="checkbox"/> Peligros de caída de un edificio adyacente Irregularidad: <input checked="" type="checkbox"/> Vertical (Tipo/Gravedad) <input checked="" type="checkbox"/> Planta (Tipo) | |
| Riesgo de caída: | | <input type="checkbox"/> Chimeneas sin abrazadera <input type="checkbox"/> Revestimiento Pesado Peligros: <input checked="" type="checkbox"/> Parapetos <input type="checkbox"/> Apéndices <input type="checkbox"/> Otros: | |
| COMENTARIOS: La vivienda presenta fisuras verticales debido a flexión de voladizos, además de fisuras en parapetos no confinados. | | | |

Dentro de los aspectos presentados en la Figura 74 se encuentran los datos generales de la vivienda; ubicación, año de construcción. Adicional a ello, se registran aspectos de ocupación del espacio, tipo de suelo de asentamiento, posibles riesgos geológicos, identificación de problemas de irregularidad, colapso de elementos no estructurales. Finalmente se registran comentarios de acuerdo a lo observado.

En la Figura 75 son presentados los valores del puntaje de evaluación Nivel 1.

Figura 75

Parámetros del puntaje, FEMA P-154 en la vivienda (#7)

| PUNTAJE BÁSICO, MODIFICADO, Y PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1 SL1 | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------|------|------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------|------|------|------|------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|
| Tipo de construcción FEMA | W1 | W1A | W2 | S1 | S2 | S3 | S4 | S5 | C1 | C2 | C3 | PC1 | PC2 | RM1 | RM2 | URM | MH |
| Puntaje Básico | 3.6 | 3.2 | 2.9 | 2.1 | 2.0 | 2.6 | 2.0 | 1.7 | 1.5 | 2.0 | 1.2 | 1.6 | 1.4 | 1.7 | 1.7 | 1.0 | 1.5 |
| Irregularidad Vertical Severa, VL1 | -1.2 | -1.2 | -1.2 | -1.0 | -1.0 | -1.1 | -1.0 | -0.8 | -0.9 | -1.0 | -0.7 | -1.0 | -0.9 | -0.9 | -0.9 | -0.7 | NA |
| Irregularidad Vertical Moderada, VL1 | -0.7 | -0.7 | -0.7 | -0.6 | -0.6 | -0.7 | -0.6 | -0.5 | -0.5 | -0.6 | -0.4 | -0.6 | -0.5 | -0.5 | -0.5 | -0.4 | NA |
| Irregularidad en planta, PL1 | -1.1 | -1.0 | -1.0 | -0.8 | -0.7 | -0.9 | -0.7 | -0.6 | -0.6 | -0.8 | -0.5 | -0.7 | -0.6 | -0.7 | -0.7 | -0.4 | NA |
| Pre-Código | -1.1 | -1.0 | -0.9 | -0.6 | -0.6 | -0.8 | -0.6 | -0.2 | -0.4 | -0.7 | -0.1 | -0.5 | -0.3 | -0.5 | -0.5 | 0.0 | -0.1 |
| Posterior-Punto de referencia | 1.6 | 1.9 | 2.2 | 1.4 | 1.4 | 1.1 | 1.9 | NA | 1.9 | 2.1 | NA | 2.0 | 2.4 | 2.1 | 2.1 | NA | 1.2 |
| Suelo tipo A o B | 0.1 | 0.3 | 0.5 | 0.4 | 0.6 | 0.1 | 0.6 | 0.5 | 0.4 | 0.5 | 0.3 | 0.6 | 0.4 | 0.5 | 0.5 | 0.3 | 0.3 |
| Suelo tipo E (1 - 3 Pisos) | 0.2 | 0.2 | 0.1 | -0.2 | -0.4 | 0.2 | -0.1 | -0.4 | 0.0 | 0.0 | -0.2 | -0.3 | -0.1 | -0.1 | -0.1 | -0.2 | -0.4 |
| Suelo tipo E (> 3 Pisos) | -0.3 | -0.6 | -0.9 | -0.6 | -0.6 | NA | -0.6 | -0.4 | -0.5 | -0.7 | -0.3 | NA | -0.4 | -0.5 | -0.6 | -0.2 | NA |
| Puntaje Mínimo Smin | 1.1 | 0.9 | 0.7 | 0.5 | 0.5 | 0.6 | 0.5 | 0.5 | 0.3 | 0.3 | 0.3 | 0.2 | 0.2 | 0.3 | 0.3 | 0.2 | 1.0 |
| PUNTAJE FINAL NIVEL 1, SL1 ≥ Smin | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ALCANCE DE LA REVISIÓN | | | | OTROS RIESGOS | | | | | | ACCIÓN REQUERIDA | | | | | | | |
| Exterior: <input type="checkbox"/> Parcial <input checked="" type="checkbox"/> Todos lados <input type="checkbox"/> Aereo | | | | ¿Hay riesgos que desencadenan una evaluación estructural detallada? <input type="checkbox"/> Potencial Golpeteo (a menos que SL2>límite, si se conoce) <input type="checkbox"/> Peligro de caída desde un edificio adyacente mas alto <input type="checkbox"/> Peligro Geológico o Suelo tipo F <input type="checkbox"/> Daño/deterioro significativo al sistema estructural | | | | | | Requiere una evaluación estructural detallada? <input type="checkbox"/> Sí, tipo de edificio desconocido de FEMA u otro edificio <input checked="" type="checkbox"/> Sí, puntúa menos que el límite <input checked="" type="checkbox"/> Sí, otros peligros presentes <input type="checkbox"/> No | | | | | | | |
| Interior: <input type="checkbox"/> No <input type="checkbox"/> Visible <input checked="" type="checkbox"/> Ingresó | | | | | | | | | | Se recomienda una evaluación no estructural detallada? (Seleccione una) <input checked="" type="checkbox"/> Sí, se identificaron riesgos no estructurales que deberían evaluarse <input type="checkbox"/> No, existen peligros no estructurales que puede requerir mitigación, pero no es necesaria una evaluación detallada <input type="checkbox"/> No, no se identificaron peligros no estructurales: <input type="checkbox"/> Desconocido | | | | | | | |
| Revisión de planos: <input type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> No | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Tipo de fuente de suelo: | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Fuente de peligros geológicos: | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Persona de contacto: | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Estudio Propio/ César Andrés Cisneros Mantilla - 0987737516 | | | | | | | | | | | | | | | | | |

El puntaje de la evaluación de Nivel 1 (SL1) es de -0.1, siendo menor al puntaje mínimo de 0.2 por lo cual es necesario realizar una evaluación de Nivel 2.

Partiendo con los datos de la evaluación de Nivel 1 se procede a determinar el puntaje de corrección del Nivel 2 S' que para el caso de la vivienda del Sr. Manuel Aguirre, es de 1.0, como se muestra en la Figura 76.

Figura 76

Modificadores de partida, FEMA P-154, Nivel 2 en la vivienda (#7)

| Formato de Evaluación Fema P-154 | | | Nivel 2 | |
|----------------------------------|--------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------|-------------|------------|
| Nombre del edificio: | Vivienda Sr. Manuel Aguirre | Puntaje Final Nivel 1: (no considerar puntaje mínimo) = | SL1= | -0.1 |
| Evaluador: | Cesar Andrés Cisneros Mantilla | Modificadores de Irregularidad del nivel 1: Irreg Vert (VL1), Irreg planta (PL1) | VL1= | -0.7 |
| | | | PL1= | -0.4 |
| Fecha: | 17/3/2020 | Puntaje de corrección: S'=(SL1-VL1-PL1) = | S'= | 1.0 |

En la Figura 77 se presentan los modificadores del puntaje debido a Irregularidad Vertical (VI2).

Figura 77

Modificadores de irregularidad vertical, FEMA P-154, vivienda (#7)

| | | | | |
|-----------------------------|---------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------|-----|
| Irregularidad Vertical, VI2 | Desnivel | Edificio W1: Existe al menos un piso completo de desnivel de un lado del edificio a otro | -1.2 | VI2 |
| | | Otros aparte de W1: Existe al menos un piso completo de desnivel de un lado del edificio a otro | -0.3 | |
| | Piso debil o blando | Edificio W1 con muros de sotano: Deformación en muros de sotano son visibles | -0.6 | |
| | | Edificio W1 sobre garage: Debajo de un piso ocupado existe un garage abierto sin estructura de acero resistente a momento y hay menos de 20cm de muro en la misma línea (para multiples pisos, minimo 40cm) | -1.2 | |
| | | Edificio W1A frente abierto: Existen entradas a nivel de piso para parqueadero sobre el 50% de la longitud del edificio. | -1.2 | |
| | | Otros aparte de W1: La longitud del sistema lateral de cualquier piso es menor que el 50% de los pisos superiores, o la altura de cualquier piso es es mas de 2 veces la altura de los pisos superiores. | -0.9 | |
| | Retiros | Otros aparte de W1: La longitud del sistema lateral de cualquier piso está entre 50%-75% de los pisos superiores, o la altura de cualquier piso está entre 1.3 y 2 veces la altura de los demas pisos(por lo general el primero) | -0.5 | |
| | | inferior, causando que el diafragma quede en cantiliver. | -1 | |
| | | Los elementos verticales del sistema lateral en los pisos superiores están en el interior de los que están en los pisos más bajos | -0.5 | |
| | Columna corta | Elementos en cantiliver de mayor dimensión que el resto de elementos | -0.3 | |
| | | C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: Al menos el 20% de las columnas (o pilares) a lo largo de una línea de columnas en el sistema lateral tienen relaciones de altura / profundidad inferiores al 50% de la relación altura / profundidad nominal en ese nivel | -0.5 | |
| | | C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: la profundidad de la columna es inferior a la mitad de la profundidad del espacio entre la parte superior de la ventana en un piso y el alféizar de la ventana en el piso anterior, o hay paredes de relleno o pisos adyacentes que acortan la columna | -0.5 | |
| | Dos Niveles | Existe una división de niveles en un piso o en el techo. | -0.5 | |
| | Otra irregularidad | Hay otra irregularidad vertical severa observable que obviamente afecta el rendimiento sísmico del edificio | -1 | |
| | | Hay otra irregularidad vertical moderada observable que puede afectar el rendimiento sísmico del edificio | -0.5 | |

A continuación, son presentados en la Figura 78 los modificadores de Irregularidad en planta.

Figura 78

Modificadores de irregularidad en Planta, FEMA P-154, vivienda (#7)

| | | | |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------|-----|
| Irregularidad en planta, PI2 | Irregularidad torsional: el sistema lateral no parece estar bien distribuido en el plano en una o ambas direcciones. (No incluya la irregularidad de frente abierto W1A que se menciona arriba). | -0.7 | PI2 |
| | Sistemas no paralelos: hay uno o más elementos verticales principales del sistema lateral que no son ortogonales entre sí. | -0.4 | |
| | Esquina reentrante: ambas proyecciones de una esquina interior superan el 25% de la dimensión general exterior. | -0.4 | |
| | Abertura del diafragma: hay una abertura en el diafragma con un ancho superior al 50% del ancho total del diafragma en ese nivel | -0.2 | |
| | C1, C2 construcción en cantiliver fuera del plano: las vigas exteriores no se alinean con las columnas en el plano | -0.4 | |
| Otra irregularidad: hay otra irregularidad en el plano observable que obviamente afecta el rendimiento sísmico del edificio. | -0.7 | | |

La vivienda (#7) tiene una configuración en planta que no sigue ángulos rectos, como se muestra en la vista en planta de la Figura 74 y que puede repercutir en problemas de torsión ante un evento sísmico.

Los modificadores correspondientes a Redundancia, efectos de golpeteo y de tipo estructural, son presentadas en la Figura 79.

Figura 79

Modificadores de redundancia y golpeteo, FEMA P-154, vivienda (#7)

| | | | |
|--------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------|---|
| Redundancia | El edificio tiene al menos dos divisiones de elementos laterales en cada lado y cada dirección del edificio. | 0.3 | M |
| Golpeteo | El edificio está separado de una estructura adyacente por menos del 1% de la altura del edificio mas corto | -1 | |
| | Los pisos no se alinean verticalmente por 60 cm | | |
| | Un edificio es 2 o mas pisos mas alto que el otro | -1 | |
| | El edificio está al final de un bloque de edificios | -0.5 | |
| Estructura S2 | Sistema de refuerzo 'K' es visible | -1 | |
| Estructura C1 | Placa plana sirve como viga en porticos de momento | -0.4 | |
| Estructura PC1/RM1 | Existen arriostramientos que son visibles o conocidos a partir de dibujos que no trabajan a flexión transversal | 0.3 | |
| Estructura PC1/RM1 | El edificio tiene paredes interiores muy espaciadas y de altura completa | 0.3 | |
| Estructura URM | Existencia de paredes tipo Gable | -0.4 | |
| Estructura MH | Hay un sistema complementario de apuntalamiento sísmico provisto entre la cimentación y el suelo | 1.2 | |
| Adaptaciones | Modificación sísmica integral es visible o se conoce a partir de planos | 1.4 | |

La puntuación obtenida por la estructura de acuerdo a la evaluación de Nivel 2 del FEMA P-154, es presentada en la Figura 80.

Figura 80

Puntuación FEMA P-154 Nivel 2 para la vivienda (#7)

| | |
|-------------------------------------------------------------------------------|-------------|
| PUNTUACIÓN FINAL NIVEL 2 $SL2=(S'+VI2+PI2+M) \geq S_{min}$: | -2.9 |
|-------------------------------------------------------------------------------|-------------|

El valor obtenido es menor SL2 (-2.9) es menor al puntaje mínimo para este sistema estructural S_{min} (0.2), se realizan recomendaciones. En la Figura 81 se presentan observaciones de peligro no estructural encontradas.

Figura 81

Peligros no estructurales observados, formato FEMA P-154

| Peligros no estructurales observables | | | |
|---------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|----|
| Lugar | Descripción | Si | No |
| Exterior | Hay un parapeto de mampostería no reforzado sin armadura, o una chimenea de mampostería no reforzada sin armadura | X | |
| | Hay un revestimiento pesado o chapado gruesa | X | |
| | Hay un toldo pesado sobre las puertas de salida o las aceras peatonales que parece estar inadecuadamente colocado | | X |
| | Hay un accesorio de albañilería no reforzado sobre las puertas de salida o los pasillos peatonales. | X | |
| | Hay un cartel publicado en el edificio que indica que hay materiales peligrosos presentes | | X |
| | Hay un edificio adyacente más alto con una pared URM sin anclaje o un parapeto o chimenea URM sin abrazadera | | X |
| | Otro peligro de caída no estructural exterior observado | X | |
| Interior | Hay tabiques de arcilla hueca o ladrillo en cualquier corredor de escalera o salida | X | |
| | Otro peligro de caída no estructural interior observado | X | |

De acuerdo a las observaciones antes presentadas, se concluye que existen “Posibles riesgos no estructurales con una amenaza significativa para la seguridad de vida de los ocupantes Se recomienda una evaluación no estructural detallada”.

Además de ello se comenta que “La configuración en planta de la vivienda no sigue ángulos rectos, siendo esto objeto de riesgo por posibles efectos de torsión frente a un evento sísmico. Los pisos superiores sobresalen de piso inferior, y llevan gran cantidad de mampostería en bordes que genera cargas que han ocasionado deflexión

en losa y vigas en cantiléver resultantes. Se recomienda un análisis estructural detallado para poner a prueba dinámicamente a la estructura, validar su comportamiento sismorresistente y de ser el caso proponer un reforzamiento.”

En el Apéndice 2 se presenta un registro fotográfico en donde se puede evidenciar los problemas antes expuestos para todas las viviendas de la muestra.

Resultados de vulnerabilidad, metodología FEMA P-154

En el Apéndice 3 son presentados los formatos FEMA P-154 de Nivel 1 y Nivel 2 para las 20 viviendas de muestra, es pertinente indicar que ninguna de las viviendas cumple con el puntaje mínimo del formato y de acuerdo a lo indicado a la clasificación presentada en teoría, todas las viviendas presentan “Alta Vulnerabilidad”.

En todas las viviendas se realizan comentarios acerca del estado estructural, posibles afectaciones que podrían tener y recomendaciones en algunos casos de estudios estructurales detallados.

Los puntajes de vulnerabilidad de acuerdo a la Metodología FEMA P-154 Nivel 2 son presentados en la Tabla 29, siendo la vivienda número 7 es el caso más vulnerable de acorde a esta metodología.

Los formatos de inspección FEMA P-154 ayudaron a determinar los principales problemas que presen las estructuras de la muestra, como se muestra en la Tabla 30, adicionando tres preguntas concernientes a cuestiones de diseño y construcción.

Tabla 29*Puntaje de vulnerabilidad de las viviendas de muestra, FEMA P-154*

| Vivienda | Latitud | Longitud | Año de const. | Hab. | FEMA P-154 Nivel 2 | Comentario |
|-----------------|----------------|-----------------|----------------------|-------------|---------------------------|---------------------|
| 1 | 5325.28 | 810650.57 | 2005 | 6 | -2 | Alta Vulnerabilidad |
| 2 | 5158.06 | 810206.75 | 1985 | 8 | -1.6 | Alta Vulnerabilidad |
| 3 | 5536.14 | 809796.63 | 2008 | 7 | -0.8 | Alta Vulnerabilidad |
| 4 | 5535.53 | 809779.96 | 2000 | 3 | -0.8 | Alta Vulnerabilidad |
| 5 | 5225.66 | 809938.25 | 2017 | 4 | -1.7 | Alta Vulnerabilidad |
| 6 | 5221.94 | 809206.34 | 1990 | 5 | -1.6 | Alta Vulnerabilidad |
| 7 | 5206.31 | 809227.20 | 2006 | 4 | -2.9 | Alta Vulnerabilidad |
| 8 | 5082.64 | 809965.44 | 2017 | 3 | -0.1 | Alta Vulnerabilidad |
| 9 | 5183.57 | 809942.90 | 1980 | 12 | -0.6 | Alta Vulnerabilidad |
| 10 | 5125.76 | 808819.50 | 2015 | 6 | -1.3 | Alta Vulnerabilidad |
| 11 | 5156.50 | 808833.26 | 2016 | 4 | -1.3 | Alta Vulnerabilidad |
| 12 | 5220.88 | 808886.84 | 2000 | 6 | -2.8 | Alta Vulnerabilidad |
| 13 | 5114.37 | 808771.04 | 2016 | 15 | -1.4 | Alta Vulnerabilidad |
| 14 | 5217.21 | 809320.12 | 2000 | 9 | -1.1 | Alta Vulnerabilidad |
| 15 | 5199.73 | 809612.59 | 2013 | 5 | -1.6 | Alta Vulnerabilidad |
| 16 | 5245.23 | 809652.50 | 1972 | 2 | -0.1 | Alta Vulnerabilidad |
| 17 | 5224.30 | 809796.41 | 2009 | 4 | -0.2 | Alta Vulnerabilidad |
| 18 | 5171.70 | 810236.39 | 2008 | 11 | -1.2 | Alta Vulnerabilidad |
| 19 | 5225.61 | 810520.16 | 2009 | 5 | -1.4 | Alta Vulnerabilidad |
| 20 | 5046.22 | 809559.95 | 1997 | 9 | -1.8 | Alta Vulnerabilidad |

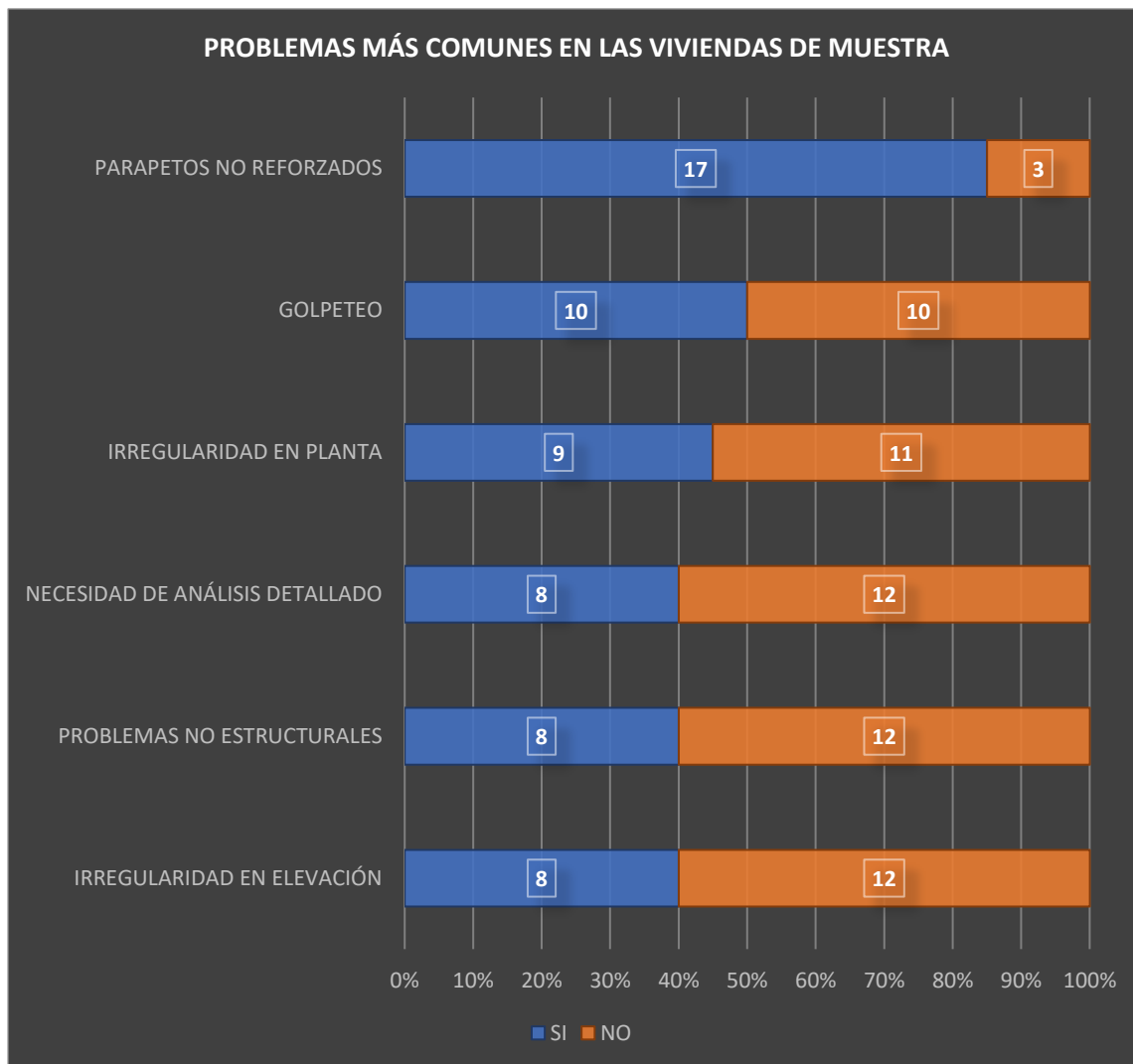
Tabla 30*Principales problemas de vulnerabilidad en las viviendas de estudio*

| No | Planta | Elevación | Parapetos | Golpeteo | Prob. no estruct. | N. análisis detallado | Cálculo estruct. | Diseño arq. | Superv. Prof. |
|----|--------|-----------|-----------|----------|-------------------|-----------------------|------------------|-------------|---------------|
| 1 | SI | NO | SI | SI | NO | NO | NO | SI | NO |
| 2 | NO | NO | SI | SI | NO | NO | NO | NO | NO |
| 3 | SI | NO | SI | NO | SI | SI | NO | SI | NO |
| 4 | SI | NO | SI | NO | NO | NO | NO | NO | NO |
| 5 | SI | SI | SI | NO | NO | SI | NO | SI | NO |
| 6 | NO | SI | SI | SI | NO | NO | NO | NO | NO |
| 7 | SI | SI | SI | NO | SI | SI | NO | SI | NO |
| 8 | NO | NO | NO | SI | NO | NO | NO | SI | NO |
| 9 | NO | SI | NO | NO | NO | NO | NO | NO | NO |
| 10 | NO | SI | SI | SI | SI | SI | NO | SI | NO |
| 11 | SI | NO | SI | NO | SI | SI | NO | SI | NO |
| 12 | SI | SI | SI | SI | SI | SI | NO | NO | NO |
| 13 | NO | NO | SI | SI | NO | NO | NO | SI | NO |
| 14 | NO | NO | SI | NO | SI | SI | NO | NO | NO |
| 15 | NO | NO | SI | SI | NO | NO | NO | SI | NO |
| 16 | NO | NO | NO | NO | NO | NO | NO | NO | NO |
| 17 | NO | SI | SI | NO | NO | NO | NO | SI | NO |
| 18 | NO | SI | SI | SI | SI | NO | NO | SI | NO |
| 19 | SI | NO | SI | SI | SI | SI | NO | SI | NO |
| 20 | SI | NO | SI | NO | NO | NO | NO | NO | NO |

La información de la Tabla 30 es representada gráficamente en la Figura 82 y Figura 83 donde se puede apreciar los porcentajes de las viviendas de acuerdo a cada problema de vulnerabilidad.

Figura 82

Problemas más comunes en las viviendas de la muestra



Se identificó a los parapetos no reforzados como el problema más común en las viviendas de la muestra con un 85%.

El potencial efecto de golpeteo entre viviendas se presenta en el 50% de las viviendas de la muestra, debido a que los predios de Tabacundo no tienen retiros laterales ni frontales entre viviendas, las viviendas que no presentan ese problema en su mayoría, debido a que junto a ellas aún no se han realizado construcciones o poseen garajes laterales.

La irregularidad en planta es un problema muy común en las viviendas estudiadas, el 45% de ellas, presenta este problema que las hace propensas a fenómenos de torsión ante eventos sísmicos.

De acuerdo con el autor, el 40% de las viviendas de la muestra necesitan un análisis detallado para identificar posibles problemas estructurales que pongan en riesgo su integridad. Del mismo modo un 40% de las viviendas presenta problemas no estructurales como fisuras en mampostería, dichos problemas podrían reflejar problemas estructurales que necesitan ser analizados.

La irregularidad en elevación se presentó en el 40% de las viviendas estudiadas, principalmente debido a que las plantas bajas son utilizadas como garajes o en la mayoría de casos como locales comerciales.

Además, todas las viviendas analizadas tienen pisos superiores que sobresalen, generando losas y vigas en cantiléver que, en el 2% de los casos tienen posibles problemas de flexión que se refleja en fisuras de mampostería al comienzo de este voladizo.

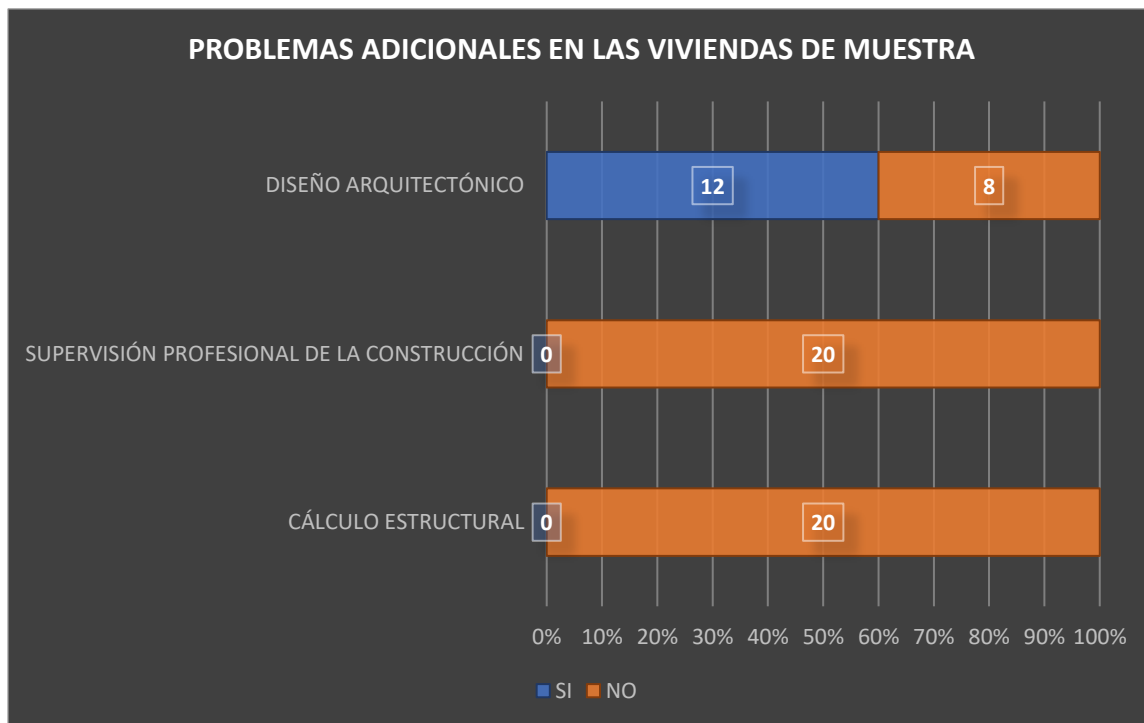
Adicional a los parámetros propios del FEMA P-154 se ha querido incluir tres aspectos que el autor considera importantes al momento de realizar la evaluación de las estructuras.

- ¿La vivienda contó con diseño arquitectónico?
- ¿La vivienda contó con supervisión de un profesional de la construcción?
- ¿La vivienda contó con cálculo elaborado por un Ingeniero Civil o Estructural?

Los resultados de estas interrogantes son presentados a continuación en la Figura 83.

Figura 83

Problemas adicionales de las viviendas de muestra



Metodología Chilena H/T

En el presente apartado se detalla como ejemplo el proceso de obtención del periodo fundamental de la estructura en la vivienda del Sr. David Andrango, así como el factor de vulnerabilidad debido a la rigidez H/T. El informe completo de los periodos fundamentales de las 20 estructuras analizadas es detallado en el Apéndice 3.

Periodo fundamental e índice de vulnerabilidad H/T

- **Ubicación del acelerómetro en la estructura.**

Como primer punto del ensayo ha sido determinado el centro de masas de la última planta de cada vivienda y este es el sitio en donde se ha ubicado el acelerómetro, haciendo coincidir los ejes principales de la estructura con los ejes del equipo.

En la Figura 84 se presenta la ubicación del acelerómetro Waspnote en la vivienda del Sr. David Andrango.

Figura 84

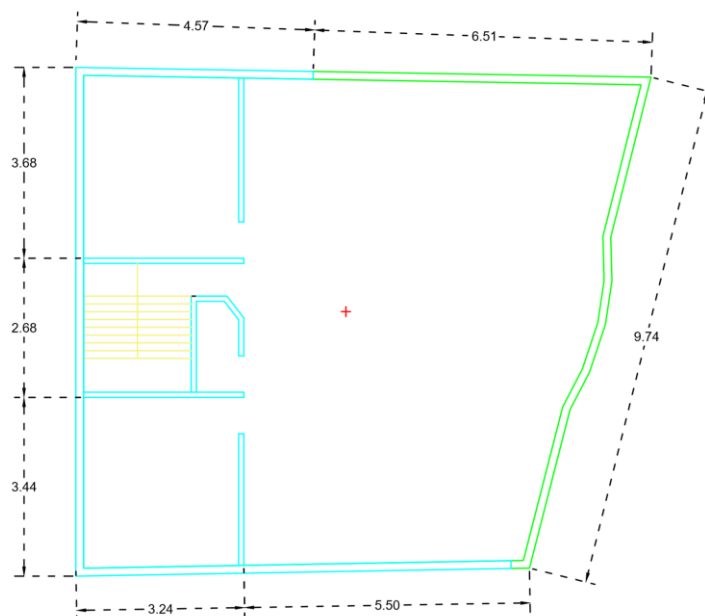
Instalación del acelerómetro en la vivienda del Sr. David Andrango



En la Figura 85 se muestra la planta de la vivienda en cuestión y su centro de masas.

Figura 85

Vista en planta de la vivienda (#1), detalle del centro de masas



- **Registro de datos con acelerómetro Waspnote**

Una vez situado el equipo, se procede a subir el código para la medición. Al cabo de 30 min se apaga el acelerómetro con el fin de no generar picos de ruido por la manipulación del equipo.

Los datos recopilados son guardados en un bloc de notas, mostrado en la Figura 86 y posteriormente separados en su componente X e Y para ser procesados individualmente.

Figura 86

Registro de datos de acelerómetro en vivienda (#1)

```

Vivienda 1 Tabacundo: Bloc de notas
Archivo Edición Formato Ver Ayuda
E#
Starting program by default
=====
7583:
-48
-50
1087
7603:
-51
-45
1088
7623:
-46
-46
1087
7643:
-50
-48
1088
7663:
-46

```

| | | |
|-------|---|--------------------------|
| 7583: | → | Tiempo (No empieza en 0) |
| -48 | → | Aceleración X (mili-g) |
| -50 | → | Aceleración Y (mili-g) |
| 1087 | → | Aceleración Z (mili-g) |

- **Procesamiento de la información**

Posterior a su configuración se procede a la realización del filtrado de datos, el cual primero se lo define las frecuencias en las cuales trabaja nuestra estructura, se lo hace acorde a la NEC-SE-DS (2015).

$$T = C_t * h_n^\alpha \quad (23)$$

Donde:

C_t : Coeficiente que depende del tipo de Edificio

h_n : Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

T: Periodo de vibración

f: Frecuencia

Los valores seleccionados corresponden a el tipo de estructura aporticada, de hormigón armado sin muros estructurales, como se muestra en la Figura 87 se conoce que:

$$f = 1/T \quad (24)$$

Figura 87

Factores NEC-15 para aproximación de periodo fundamental

| Tipo de estructura | C_t | α |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------|----------|
| Estructuras de acero | | |
| Sin arriostramientos | 0.072 | 0.8 |
| Con arriostramientos | 0.073 | 0.75 |
| Pórticos especiales de hormigón armado | | |
| Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras | 0.055 | 0.9 |
| Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural | 0.055 | 0.75 |

Nota: (MIDUVI NEC-SE-DS, 2015).

Para el desarrollo se usa la primera estructura de hormigón armado con una altura de 6.03 m, desde la base de la estructura.

Por lo que el periodo definido de acuerdo a la normativa MIDUVI NEC-SE-DS (2015), es:

$$T = 0.055 \times 6.03^{0.9}$$

$$T = 0.2771$$

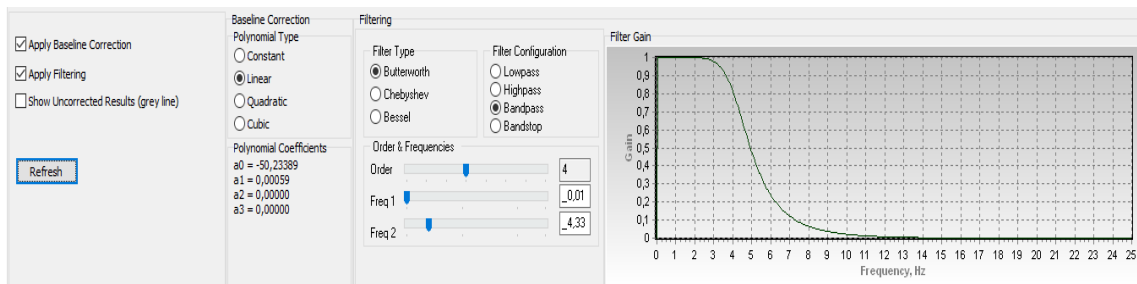
Al ser un análisis de forma empírica se trabajó con un error del 20%, por tanto, el límite superior del rango de frecuencias con el que se va a realizar el filtrado:

$$f = \frac{1}{0.2771} \times 1.2 = 4.3304$$

El límite inferior para cálculo es de 0.01 y se usó el filtro de “Butterworth” y un filtro de banda, siendo estos los óptimos para este tipo de procesamientos, como es presentado en la Figura 88.

Figura 88

Filtrado de ruido de los registros de la vivienda del Sr. David Andrango



- **Análisis en el eje “X”**

A continuación, se detallan los resultados del procesamiento de datos de aceleración en el eje X, en la Figura 89 se muestran los resultados arrojados por el programa SeismoSignal y en la Figura 90, los resultados acordes a la trasformada de Fourier.

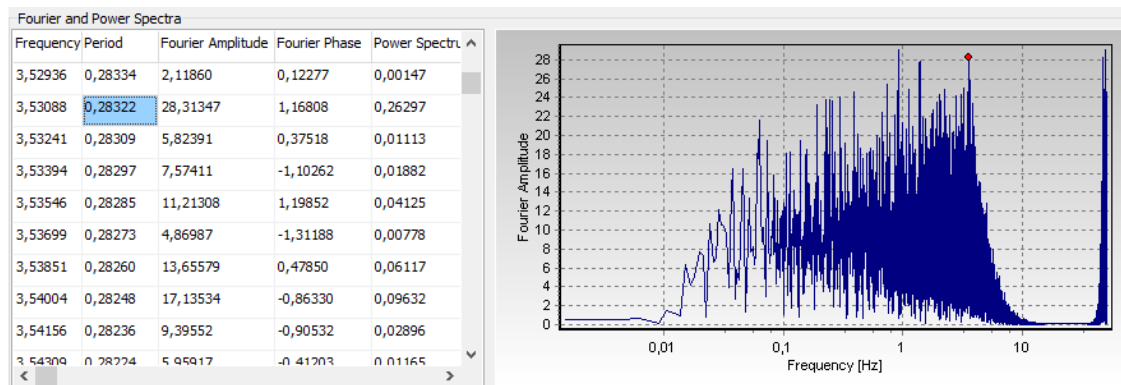
Figura 89

Resultado del programa “SeismoSignal”, sentido X, vivienda (#1)

| Intensity Parameters | | Durations |
|-----------------------------------|------------------------|-----------|
| Parameter | Corrected Accelerogram | |
| Sustained Maximum Acceleration | 5,39044 | |
| Sustained Maximum Velocity (cr) | 2,08044 | |
| Effective Design Acceleration (l) | 31,03213 | |
| A95 parameter (milli-g) | 9,21220 | |
| Predominant Period (sec) | 0,28000 | |
| Mean Period (sec) | 0,69460 | |

Figura 90

Resultado de análisis acorde a la transformada de Fourier, sentido X, vivienda (#1)



Siendo la altura total de la edificación 6.03m y el periodo fundamental en el eje X 0.28322 seg, la relación H/T es igual a 21.29 que, según los parámetros mostrados en la Tabla 8 del Capítulo 2, es considerada como una estructura flexible.

- **Análisis en el eje “Y”**

A continuación, se detallan los resultados del procesamiento de datos de aceleración en el eje Y, en la Figura 91 se muestran los resultados arrojados por el programa SeismoSignal.

Figura 91

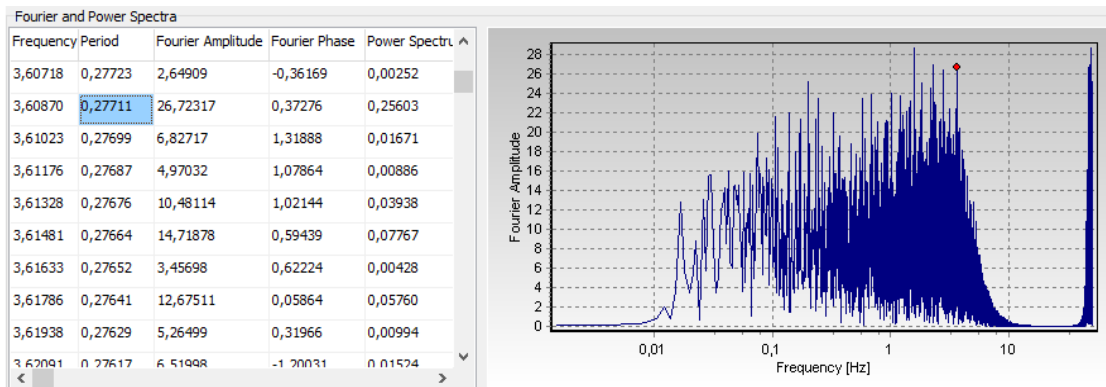
Resultado del programa “SeismoSignal”, sentido Y, vivienda (#1)

| Intensity Parameters | | Durations |
|-----------------------------------|------------------------|-----------|
| Parameter | Corrected Accelerogram | |
| Sustained Maximum Acceleration | 5,04515 | |
| Sustained Maximum Velocity (cm) | 2,07989 | |
| Effective Design Acceleration (g) | 31,48135 | |
| A95 parameter (milli-g) | 8,22075 | |
| Predominant Period (sec) | 0,30000 | |
| Mean Period (sec) | 0,66495 | |

En la Figura 92 son presentados los valores de frecuencia, acorde a la transformada de Fourier, por el pico máximo es el que marca la frecuencia fundamental de la estructura, en este caso el pico máximo representa ruido.

Figura 92

Resultado de análisis acorde a la transformada de Fourier, sentido Y, vivienda (#1)



Siendo la altura total de la edificación 6.03m y el periodo fundamental en el eje Y 0.27711 seg, la relación H/T es igual a 21.76 que, según los parámetros de Guendelman, Guendelman, & Lindenberg (2000), mostrados en la Tabla 8 del Capítulo 2, es considerada como una estructura flexible.

Resultados de vulnerabilidad, metodología H/T

Los periodos de vibración y frecuencias obtenidos acorde con la ecuación empírica de la NEC-SE-DS (2015) que fueron utilizados como dato en el proceso de filtrado de ruido.

El rango de frecuencias en el que trabajan las estructuras está comprendido entre 0.01 Hz y los valores mostrados en la Tabla 31.

Tabla 31

Frecuencia fundamental de las viviendas de estudio NEC-SE-DS (2015)

| Vivienda | Altura | Periodo según NEC 2015 | % Error | Frecuencia (Hz) |
|----------|--------|------------------------|---------|-----------------|
| 1 | 6.03 | 0.277 | 1.2 | 4.330 |
| 2 | 5.31 | 0.247 | 1.2 | 4.855 |
| 3 | 5.24 | 0.244 | 1.2 | 4.914 |
| 4 | 5.36 | 0.249 | 1.2 | 4.815 |
| 5 | 7.43 | 0.334 | 1.2 | 3.589 |
| 6 | 6.02 | 0.277 | 1.2 | 4.337 |
| 7 | 5.57 | 0.258 | 1.2 | 4.651 |
| 8 | 5.28 | 0.246 | 1.2 | 4.880 |
| 9 | 5.00 | 0.234 | 1.2 | 5.126 |
| 10 | 5.58 | 0.258 | 1.2 | 4.644 |
| 11 | 5.68 | 0.263 | 1.2 | 4.570 |
| 12 | 5.10 | 0.238 | 1.2 | 5.035 |
| 13 | 5.12 | 0.239 | 1.2 | 5.017 |
| 14 | 5.15 | 0.240 | 1.2 | 4.991 |

| Vivienda | Altura | Periodo según NEC 2015 | % Error | Frecuencia (Hz) |
|----------|--------|---------------------------|---------|-----------------|
| 15 | 5.62 | 0.260 | 1.2 | 4.614 |
| 16 | 5.53 | 0.256 | 1.2 | 4.681 |
| 17 | 5.70 | 0.263 | 1.2 | 4.555 |
| 18 | 5.29 | 0.246 | 1.2 | 4.872 |
| 19 | 5.22 | 0.243 | 1.2 | 4.931 |
| 20 | 5.50 | 0.255 | 1.2 | 4.704 |

Un informe detallado de los resultados de frecuencia y periodo fundamental obtenido para las viviendas de muestra es presentado en el Apéndice 3, en dicho estudio se muestran las gráficas individuales en ambos ejes y los resultados obtenidos acorde a la transformada de Fourier además de los valores arrojados por el programa SeismoSignal. En la Tabla 32 se presentan los valores de periodo fundamental de las estructuras obtenidos experimentalmente con el uso del acelerómetro Libelium Waspnote y el software de procesamiento de señal SeismoSignal, así como el índice de vulnerabilidad H/T de cada vivienda. Se presentan las alturas de cada edificación y además los valores de periodo fundamental obtenidos de acuerdo al valor máximo predominante y los valores conseguidos acorde a la transformada de Fourier.

Para el presente estudio se han seleccionado los valores acordes a la transformada de Fourier como frecuencia fundamental de las estructuras para efectos de análisis y son los utilizados como cociente para la relación H/T, se presentan valores para ambos ejes y para la selección del caso más vulnerable será utilizado el valor promedio.

Los resultados mostrados a continuación, de acuerdo a los parámetros presentados teóricamente sobre la metodología Chilena H/T, arrojan a las viviendas de

Tabacundo como flexibles, y en el caso de la vivienda No. 7, muy flexible, siendo este el caso más vulnerable de acuerdo a esta metodología.

Tabla 32

Periodo fundamental viviendas de estudio e índice de vulnerabilidad "H/T"

| No. | Altura | Periodo Fundamental de la estructura | | | | H/T | | | |
|-----|--------|--------------------------------------|-------|-------------------------|-------|------|------|-------|--------------|
| | | Predominante SeismoSignal | | Transformada de Fourier | | X | Y | Media | |
| | | X | Y | X | Y | | | | |
| 1 | 6.03 | 0.280 | 0.300 | 0.283 | 0.277 | 21.3 | 21.8 | 21.5 | Flexible |
| 2 | 5.31 | 0.200 | 0.260 | 0.237 | 0.260 | 22.4 | 20.4 | 21.4 | Flexible |
| 3 | 5.24 | 0.240 | 0.240 | 0.238 | 0.262 | 22.0 | 20.0 | 21.0 | Flexible |
| 4 | 5.36 | 0.200 | 0.300 | 0.226 | 0.328 | 23.7 | 16.3 | 20.0 | Flexible |
| 5 | 7.43 | 0.360 | 0.280 | 0.379 | 0.289 | 19.6 | 25.7 | 22.6 | Flexible |
| 6 | 6.02 | 0.260 | 0.260 | 0.250 | 0.276 | 24.1 | 21.8 | 23.0 | Flexible |
| 7 | 5.57 | 0.240 | 0.220 | 0.289 | 0.282 | 19.3 | 19.8 | 19.5 | Muy Flexible |
| 8 | 5.28 | 0.240 | 0.260 | 0.224 | 0.216 | 23.6 | 24.5 | 24.0 | Flexible |
| 9 | 5.00 | 0.220 | 0.200 | 0.227 | 0.225 | 22.0 | 22.3 | 22.1 | Flexible |
| 10 | 5.58 | 0.260 | 0.320 | 0.273 | 0.268 | 20.5 | 20.8 | 20.6 | Flexible |
| 11 | 5.68 | 0.240 | 0.300 | 0.259 | 0.304 | 21.9 | 18.7 | 20.3 | Flexible |
| 12 | 5.10 | 0.180 | 0.240 | 0.229 | 0.254 | 22.3 | 20.1 | 21.2 | Flexible |
| 13 | 5.12 | 0.180 | 0.180 | 0.230 | 0.217 | 22.3 | 23.6 | 22.9 | Flexible |
| 14 | 5.15 | 0.380 | 0.180 | 0.250 | 0.221 | 20.6 | 23.3 | 21.9 | Flexible |
| 15 | 5.62 | 0.240 | 0.240 | 0.243 | 0.266 | 23.2 | 21.2 | 22.2 | Flexible |
| 16 | 5.53 | 0.260 | 0.300 | 0.255 | 0.286 | 21.7 | 19.3 | 20.5 | Flexible |
| 17 | 5.70 | 0.240 | 0.360 | 0.262 | 0.248 | 21.7 | 22.9 | 22.3 | Flexible |
| 18 | 5.29 | 0.180 | 0.220 | 0.231 | 0.249 | 22.9 | 21.3 | 22.1 | Flexible |
| 19 | 5.22 | 0.240 | 0.220 | 0.237 | 0.228 | 22.1 | 22.9 | 22.5 | Flexible |
| 20 | 5.50 | 0.260 | 0.280 | 0.263 | 0.284 | 20.9 | 19.3 | 20.1 | Flexible |

Interpretación de resultados de vulnerabilidad

A continuación, en la Tabla 33, es presentada una interpretación de los resultados obtenidos de acuerdo a los valores de periodo fundamental en los dos sentidos para cada vivienda de la muestra.

Tabla 33

Interpretación de coeficientes de rigidez H/T

| No. | H/T x | H/T y | Comentario |
|-----|-------|-------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 1 | 21.3 | 21.8 | La rigidez estructural es similar en ambos sentidos, estructura flexible. |
| 2 | 22.4 | 20.4 | La rigidez estructural es similar en ambos sentidos, estructura flexible. |
| 3 | 22.0 | 20.0 | La rigidez estructural es similar en ambos sentidos, estructura flexible. |
| 4 | 23.7 | 16.3 | Existe un problema debido a que a que los periodos en ambos sentidos varían drásticamente, la rigidez de la estructura es mucho menor en el sentido de la fachada con respecto a su sentido ortogonal. |
| 5 | 19.6 | 25.7 | Existe un problema debido a que a que los periodos en ambos sentidos varían drásticamente, la rigidez de la estructura es mucho menor en el sentido de la fachada con respecto a su sentido ortogonal. Estructura con irregularidad en planta y elevación severa. |
| 6 | 24.1 | 21.8 | La rigidez estructural es similar en ambos sentidos, estructura flexible. |
| 7 | 19.3 | 19.8 | Varía resultado del máximo esperado con respecto al espectro de Fourier. La rigidez en ambos sentidos varía considerablemente. Estructura muy flexible. |
| 8 | 23.6 | 24.5 | La rigidez estructural es similar en ambos sentidos, estructura flexible. |
| 9 | 22.0 | 22.3 | La rigidez estructural es similar en ambos sentidos, estructura flexible, mayor redundancia en sentido ortogonal a la fachada principal. |
| 10 | 20.5 | 20.8 | Varía resultado del máximo esperado con respecto al espectro de Fourier, podría deberse a ruido ambiental, debajo pasa colector de aguas lluvias. Estructura flexible. |

| No. | H/T x | H/T y | Comentario |
|-----|-------|-------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 11 | 21.9 | 18.7 | Existe un problema debido a que a que los periodos en ambos sentidos varían drásticamente, la rigidez de la estructura es mucho menor en el sentido de la fachada con respecto a su sentido ortogonal. Irregularidad en planta severa. Estructura flexible. |
| 12 | 22.3 | 20.1 | La rigidez de la estructura es menor en el sentido de la fachada con respecto a su sentido ortogonal, debido a empuje de suelo en parte posterior de vivienda, actúa como apoyo y proporciona rigidez. Se recomienda levantar muros de contención. Irregularidad en la distribución de masas. Estructura flexible. |
| 13 | 22.3 | 23.6 | La rigidez estructural es similar en ambos sentidos, estructura flexible. |
| 14 | 20.6 | 23.3 | La rigidez estructural es similar en ambos sentidos, estructura flexible. |
| 15 | 23.2 | 21.2 | La rigidez estructural es similar en ambos sentidos, estructura flexible. |
| 16 | 21.7 | 19.3 | La rigidez estructural es similar en ambos sentidos, estructura flexible. |
| 17 | 21.7 | 22.9 | La rigidez estructural es similar en ambos sentidos, estructura flexible. |
| 18 | 22.9 | 21.3 | La rigidez estructural es similar en ambos sentidos, estructura flexible. |
| 19 | 22.1 | 22.9 | La rigidez estructural es similar en ambos sentidos, estructura flexible. |
| 20 | 20.9 | 19.3 | La rigidez estructural es similar en ambos sentidos, estructura flexible. |

En la Tabla 34 se presentan las observaciones que se realizó a las viviendas de la muestra bajo el marco de la inspección con los formatos FEMA P-154.

Tabla 34

Interpretación de coeficientes de la evaluación FEMA P-154 de Nivel 2.

| No. | Puntaje | Comentario |
|-----|---------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 1 | -2 | Vivienda con irregularidad en planta, podría repercutir en efectos de torsión ante una sollicitación sísmica. Se recomienda análisis estructural dinámico incluyendo mamposterías para conocer modos de vibración e identificar problemas de torsión en planta. |

| No. | Puntaje | Comentario |
|-----|---------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 2 | -1.6 | Vivienda en aparente buen estado, no presenta fisuras. Se identificó potencial riesgo de elemento no estructural, los parapetos (antepechos) de la terraza no se encuentran bien confinados y presentan alto riesgo de desprendimiento en un evento sísmico. |
| 3 | -0.8 | Se identificó potencial riesgo de elemento no estructural, la mampostería presenta fisuras en inicio de voladizo de pisos superiores. Fisuras en mampostería por posible asentamiento de losa. Se recomienda realizar un estudio estructural detallado, posiblemente la estructura sea demasiado flexible. |
| 4 | -0.8 | Se identificó potencial riesgo de elemento no estructural, la mampostería presenta fisuras en inicio de voladizo de pisos superiores. No se identificaron fisuras que evidencien problemas en la estructura, sin embargo, la irregularidad en planta de la vivienda la hace propensa a problemas de torsión ante eventos sísmicos, se recomienda análisis estructural |
| 5 | -1.7 | No se identificaron fisuras que evidencien problemas en la estructura, sin embargo, la irregularidad en planta de la vivienda es severa y la hace propensa a problemas de torsión ante eventos sísmicos, se recomienda análisis estructural detallado. |
| 6 | -1.6 | No se identificaron fisuras que evidencien problemas en la estructura, sin embargo, podría existir un fenómeno de golpeteo con la estructura aladaña en el caso de un evento sísmico. |
| 7 | -2.9 | La configuración en planta de la vivienda no sigue ángulos rectos, siendo esto objeto de riesgo por posibles efectos de torsión frente a un evento sísmico. Los pisos superiores sobresalen de piso inferior, y llevan gran cantidad de mampostería en bordes que genera cargas que han ocasionado deflexión en losa y vigas en cantiléver resultantes. Se recomienda un análisis estructural detallado para poner a prueba dinámicamente a la estructura, validar su comportamiento sismorresistente y de ser el caso proponer un reforzamiento. |
| 8 | -0.1 | La configuración en planta de la vivienda tiene irregularidad moderada, no existen fisuras que evidencien problemas estructurales. |
| 9 | -0.6 | Vivienda presenta riesgo debido a que se encuentra junto al relleno de la quebrada San Blas, presentó fisuras en el sismo de 1987, posiblemente se necesite realizar un reforzamiento estructural debido al año en el que fue construida, se recomienda un análisis estructural detallado. |
| 10 | -1.3 | Vivienda presenta fisuras debido a restricciones ocasionadas por pared de estructura aladaña. Se recomienda reforzamiento de mampostería en cuestión para proporcionarle resistencia a flexión. Soportes de la tapa gradas de la vivienda de mampostería no reforzada, tiene un alto riesgo de colapso, se recomienda reforzamiento. |
| 11 | -1.3 | Vivienda presenta fisuras en la primera planta, que podría deberse a flexión de losa. Es preocupante la configuración en planta de la vivienda, podría repercutir |

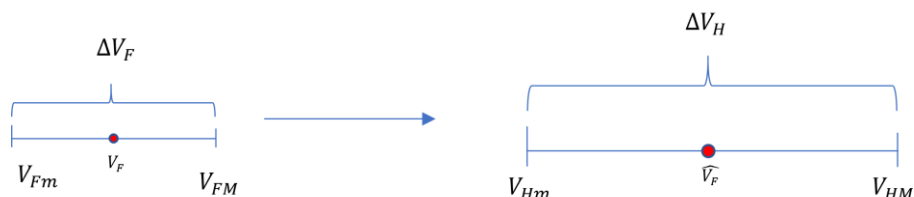
| No. | Puntaje | Comentario |
|-----|---------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| | | en torsión ante eventos sísmicos, se recomienda un análisis estructural detallado. |
| 12 | -2.8 | Vivienda con riesgo geológico, en la parte posterior soporta cerca de 3 m de empuje de suelo, sin un muro de contención. En el sector se encuentra bajo un conjunto de reservorios que anteriormente se han desbordado y ha colapsado los sistemas de alcantarillado del sector, en el caso de que ocurra nuevamente el suelo podría saturarse y aumentar considerablemente la carga que es soportada actualmente por las paredes sin reforzar de la vivienda. Se recomienda realizar un análisis estructural exhaustivo y un reforzamiento en la parte posterior de la vivienda. |
| 13 | -1.4 | Vivienda sin aparente riesgo estructural y no estructural. Escaleras posteriores podrían mover el centro de rigidez de la vivienda. |
| 14 | -1.1 | Vivienda con configuración y elevación regular, sin embargo, escaleras podrían mover el centro de rigideces ocasionando problemas de torsión. Escaleras posteriores con estructura deficiente, posiblemente necesiten ser reforzadas. |
| 15 | -1.6 | Problema no estructural observado, fisuras en antepechos de escaleras, se podría generar un reforzamiento para evitar desprendimiento ante un evento sísmico. |
| 16 | -0.1 | Vivienda con aparente buen estado estructural, ducto de gradas a un costado podría alterar el centro de rigideces ocasionando torsión en planta. |
| 17 | -0.2 | Vivienda sin evidentes problemas estructurales, ducto de gradas podría repercutir en excentricidades entre centro de masas y centro de rigideces, ocasionando torsión en planta ante un evento sísmico. |
| 18 | -1.2 | Vivienda sin evidentes problemas estructurales, ducto de gradas podría repercutir en excentricidades entre centro de masas y centro de rigideces, ocasionando torsión en planta ante un evento sísmico. |
| 19 | -1.4 | Se identificó potencial riesgo de elemento no estructural, fisuras en mampostería por posible asentamiento de losa y además la configuración irregular en planta de la vivienda la hace propensa a efectos de torsión ante eventos sísmicos. Se recomienda realizar un estudio estructural detallado, posiblemente la estructura sea demasiado flexible. |
| 20 | -1.8 | Ducto de gradas e irregularidad en planta podría repercutir en excentricidades entre centro de masas y centro de rigideces, ocasionando torsión en planta ante un evento sísmico. Se recomienda análisis estructural detallado. |

Selección del caso más vulnerable

Como fue indicado en el apartado de metodología, se ha decidido darle una ponderación mayor al puntaje obtenido de acuerdo a la metodología H/T con respecto a FEMA P-154 en una proporción de 70% y 30% respectivamente. Los resultados obtenidos de acuerdo a la metodología FEMA serán llevados a la escala del método H/T, como se representa en la Figura 93 y para tal efecto, se hará uso de la Ecuación (25).

Figura 93

Transformación de escala de puntaje FEMA P-154 a metodología H/T



$$\widehat{V}_F = \frac{\Delta V_H (V_F - V_{Fm})}{\Delta V_F} \quad (25)$$

En donde:

V_{Fm} = Puntuación mínima de la metodología FEMA P-154

V_{FM} = Puntuación máxima de la metodología FEMA P-154

V_{Hm} = Puntuación mínima de la metodología H/T

V_{HM} = Puntuación máxima de la metodología H/T

\widehat{V}_F = Puntuación FEMA P-154 llevada a la escala de metodología H/T

En la Tabla 35 son presentados los resultados de vulnerabilidad de las dos metodologías y la combinada.

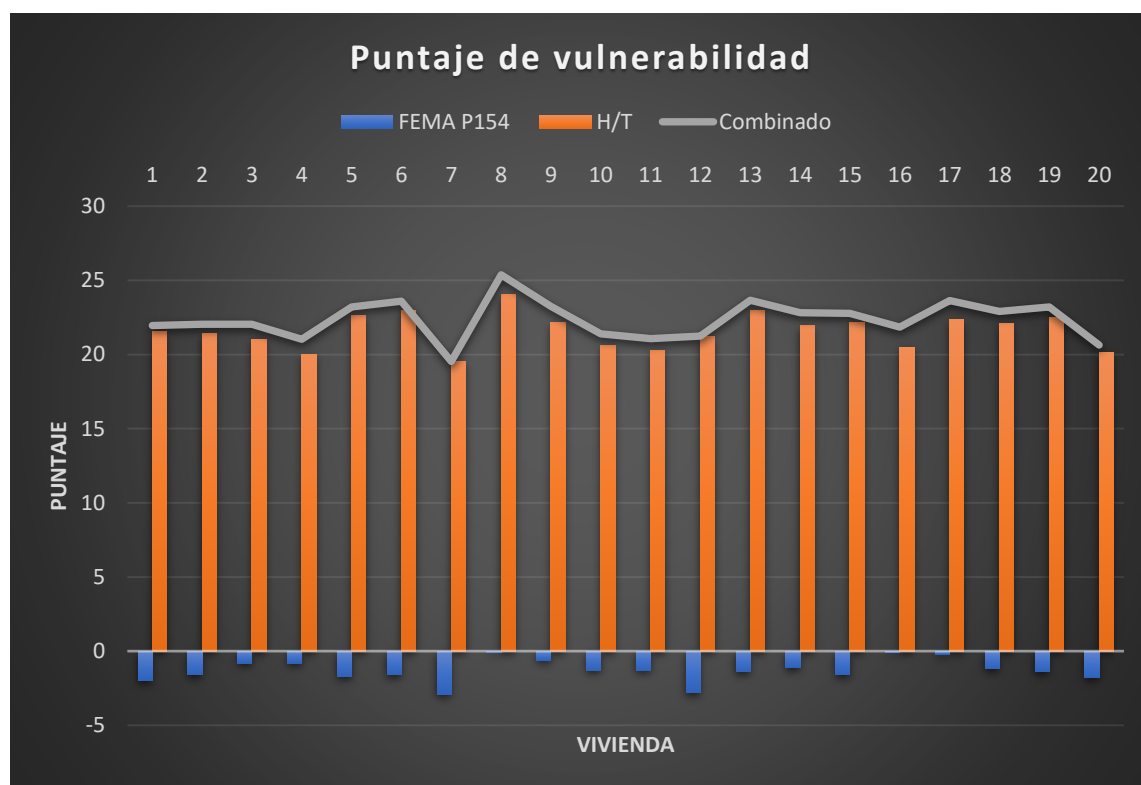
Tabla 35*Puntaje de vulnerabilidad de las viviendas de muestra de acuerdo a la metodología**FEMA P-154*

| Vivienda | Latitud | Longitud | V_F | V_H | \widehat{V}_F | Puntaje combinado |
|-----------------|----------------|-----------------|-------|-------|-----------------|--------------------------|
| 7 | 5206.31 | 809227.20 | -2.9 | 19.53 | 19.53 | 19.53 |
| 20 | 5046.22 | 809559.95 | -1.8 | 20.12 | 21.88 | 20.65 |
| 4 | 5535.53 | 809779.96 | -0.8 | 20.01 | 23.38 | 21.02 |
| 11 | 5156.50 | 808833.26 | -1.3 | 20.30 | 22.87 | 21.07 |
| 12 | 5220.88 | 808886.84 | -2.8 | 21.20 | 21.36 | 21.25 |
| 10 | 5125.76 | 808819.50 | -1.3 | 20.62 | 23.19 | 21.39 |
| 16 | 5245.23 | 809652.50 | -0.1 | 20.49 | 24.98 | 21.84 |
| 1 | 5325.28 | 810650.57 | -2 | 21.53 | 22.97 | 21.96 |
| 3 | 5536.14 | 809796.63 | -0.8 | 21.02 | 24.39 | 22.03 |
| 2 | 5158.06 | 810206.75 | -1.6 | 21.41 | 23.50 | 22.04 |
| 15 | 5199.73 | 809612.59 | -1.6 | 22.16 | 24.25 | 22.78 |
| 14 | 5217.21 | 809320.12 | -1.1 | 21.95 | 24.84 | 22.82 |
| 18 | 5171.70 | 810236.39 | -1.2 | 22.08 | 24.81 | 22.90 |
| 19 | 5225.61 | 810520.16 | -1.4 | 22.48 | 24.89 | 23.20 |
| 5 | 5225.66 | 809938.25 | -1.7 | 22.62 | 24.55 | 23.20 |
| 9 | 5183.57 | 809942.90 | -0.6 | 22.14 | 25.84 | 23.25 |
| 6 | 5221.94 | 809206.34 | -1.6 | 22.96 | 25.05 | 23.59 |
| 17 | 5224.30 | 809796.41 | -0.2 | 22.33 | 26.66 | 23.63 |
| 13 | 5114.37 | 808771.04 | -1.4 | 22.95 | 25.35 | 23.67 |
| 8 | 5082.64 | 809965.44 | -0.1 | 24.03 | 28.52 | 25.37 |

Los valores presentados en la Tabla 35 se encuentran ordenados del caso más vulnerable al caso menos vulnerable, siendo todas las viviendas de alta vulnerabilidad de acuerdo a la metodología FEMA P-154 y estructuras flexibles de acuerdo al método H/T. En la Figura 94 son representados los puntajes de vulnerabilidad de las viviendas.

Figura 94

Puntaje de vulnerabilidad de las viviendas de muestra, metodología FEMA P-154, metodología chilena H/T y métodos combinados



La vivienda (#7) obtuvo menor puntaje de acuerdo a las dos metodologías utilizadas y el método combinado, por ello ha sido seleccionada como caso de estudio para el diseño del reforzamiento de sus elementos estructurales y no estructurales.

Capítulo VI

Exposición sísmica

El presente apartado trata el grado de afectación humana y económica que se encuentra expuesto en un evento sísmico, para lo cual se ha creído conveniente tratar estos aspectos generales para el caso de Tabacundo y particulares en cada vivienda de la muestra de estudio.

Aspectos demográficos de Tabacundo

El Cantón Pedro Moncayo es uno de los ocho cantones de la Provincia de Pichincha, limita al oeste con el Cantón Quito, norte con la Provincia de Imbabura, sur y este con el cantón Cayambe.

Fue creado el 26 de septiembre de 1911, conformado cuatro parroquias rurales (Malchinguí, Tocachi, La Esperanza y Tupigachi) y una parroquia urbana (Tabacundo). En la Tabla 36 se presentan sus principales datos poblacionales.

Tabla 36

Aspectos demográficos generales del Cantón Pedro Moncayo

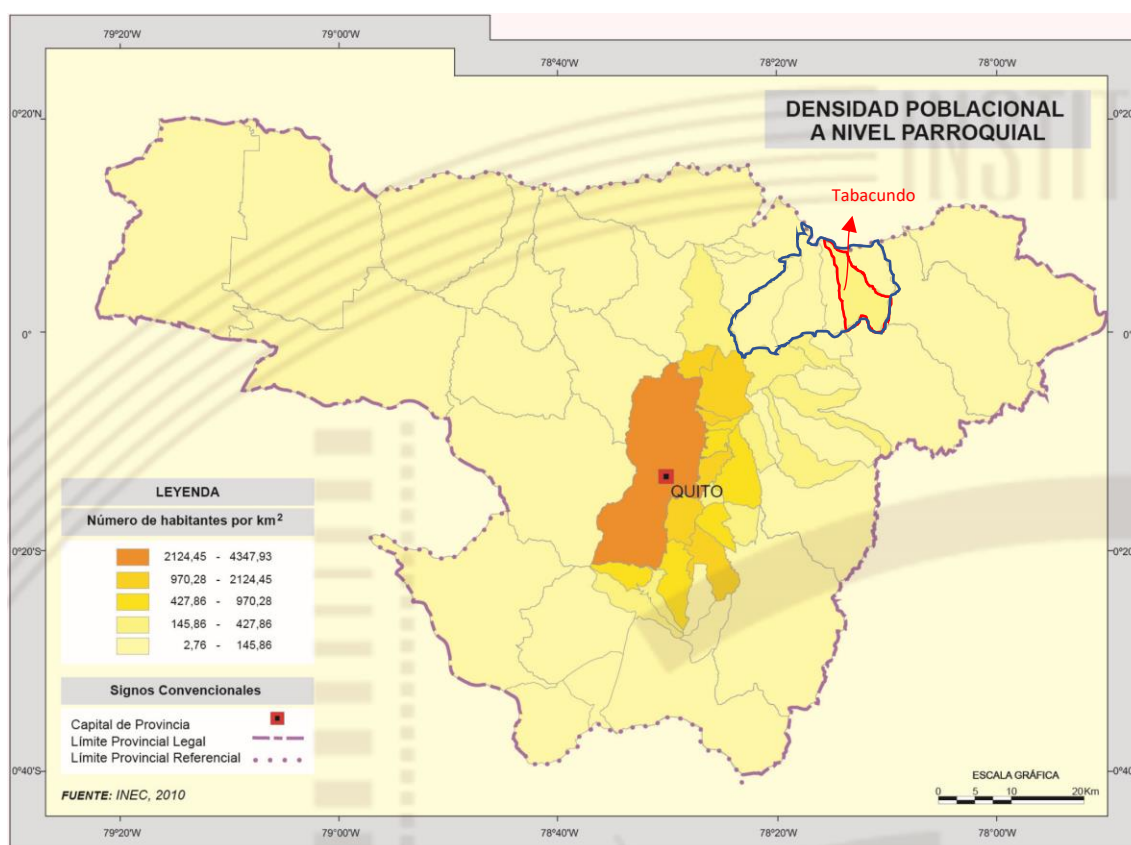
| Dato | Valor |
|----------------------------|-------------------|
| Población Cantonal | 33 172 habitantes |
| Población de Tabacundo | 16 403 habitantes |
| Tasa de crecimiento urbana | 2,4 % |
| Hombres 49.17% | 16 311 habitantes |
| Mujeres 50.83% | 16 861 habitantes |

Nota: Datos del (INEC, 2010)

Tabacundo, cabecera cantón Pedro Moncayo, presentó de acuerdo al censo nacional del Instituto Ecuatoriano de Estadística y Censos (INEC) del año 2010 una población de 16 403 habitantes, convirtiéndose en la quinta urbe con mayor población de la provincia de Pichincha como se representa en la Figura 95.

Figura 95

Mapa de densidad poblacional a nivel parroquial, Provincia de Pichincha

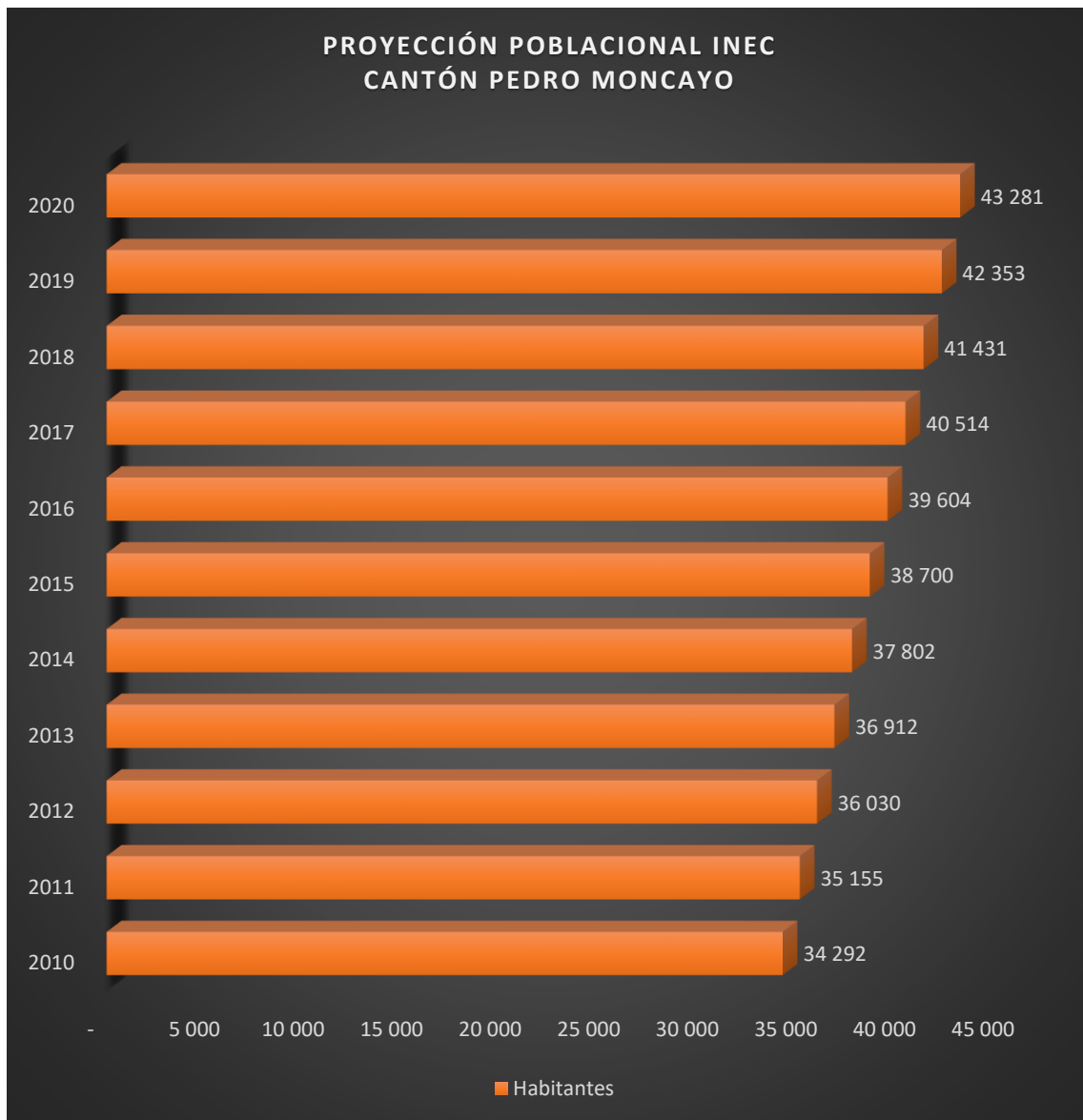


Nota: Gráfico del (Instituto Geográfico Militar, 2020)

El INEC presenta también su proyección poblacional por cantones que, para el caso de Pedro Moncayo, es presentado en la Figura 96.

Figura 96

Proyección Poblacional del Cantón Pedro Moncayo (2010-2020)



Nota: Datos del (Instituto Nacional de Estadística y Censos, 2020)

De acuerdo a las cifras presentadas por el INEC, para 2020 la población del cantón sería de 43 281 habitantes. Del mismo modo para Tabacundo, se hará uso de la proyección de crecimiento al año 2020, de acuerdo a la Ecuación (26).

$$P = P_o(1 + i)^n \quad (26)$$

En donde:

P = Población futura

P_o = Población actual

i = 2.4% (Tasa de crecimiento)

n = número de años

Se reemplaza los valores presentados en la Tabla 36 en la expresión de crecimiento poblacional de la Ecuación (26).

$$P = 16\,403 (1 + 0.024)^{10}$$

$$P = 20\,794 \text{ habitantes}$$

Se obtiene para Tabacundo una población estimada al año 2020 de 20 794 habitantes que se encuentran expuestos a las afectaciones de un evento sísmico.

Aspectos socio económicos de Tabacundo

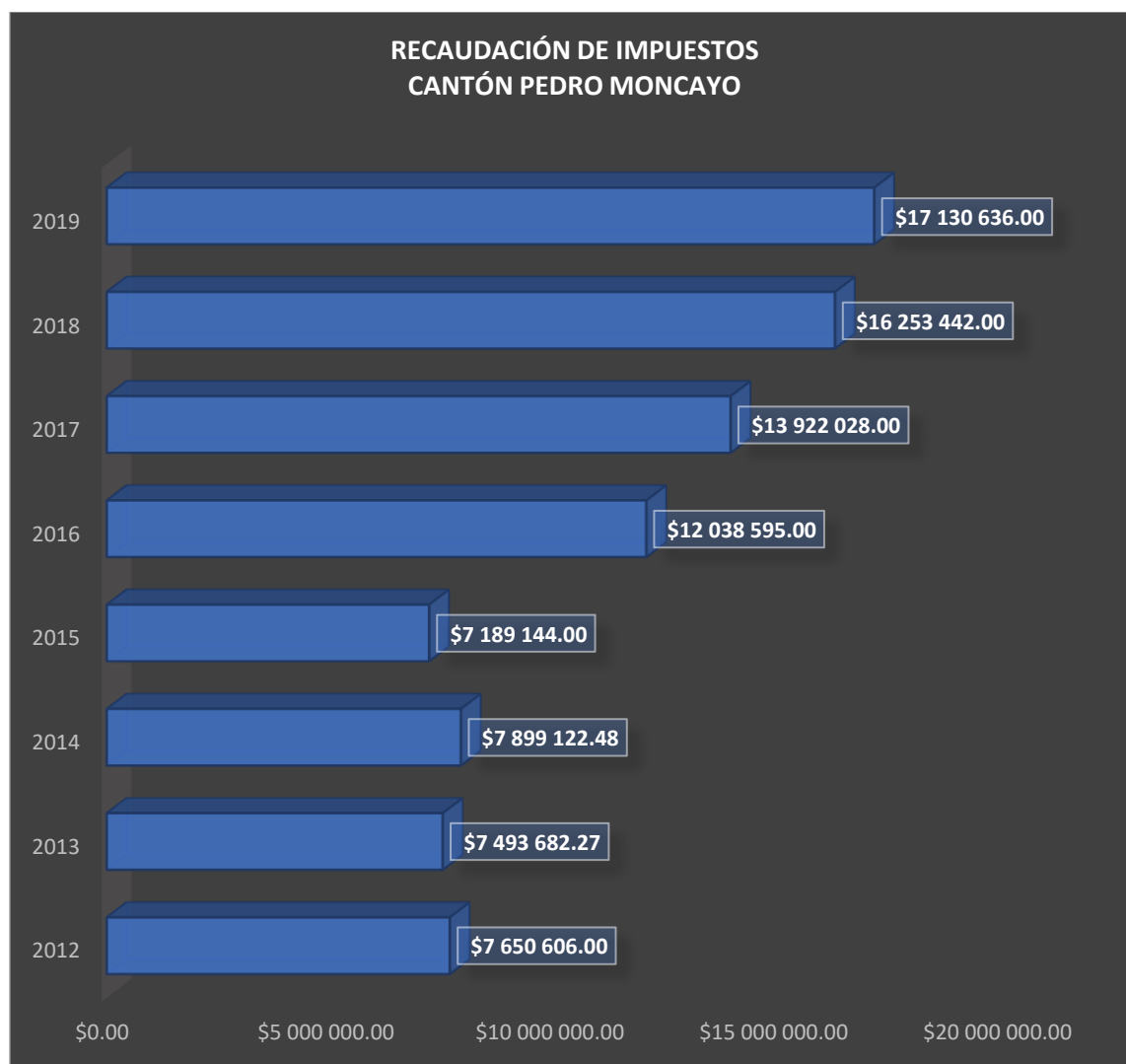
El Cantón Pedro Moncayo constituye uno de los principales centros de producción florícola del país, 140 fincas producen alrededor del 25% de las flores de exportación, ocupando este rubro el tercer lugar dentro de los bienes no tradicionales y perecibles que exporta el Ecuador.

De acuerdo con las estadísticas del Servicio de Rentas Internas del año 2019, en el Cantón Pedro Moncayo se recaudaron en el año 2019 17'130,636 dólares por concepto de impuestos. En la Figura 97 son presentados los valores de recaudación de impuestos en el Cantón Pedro Moncayo del año 2012 al 2019.

Una de las observaciones que hizo Hall (2000) acerca de los terremotos del reventador de 1987 hablan de una pérdida para el país de cerca del 80% de ingresos provenientes de exportaciones debido a las afectaciones en el oleoducto trans ecuatoriano. Llevando a contexto este dato histórico, podemos prever que un sismo en la región cercana a Tabacundo, podría privar al país de importantes ingresos provenientes exportación florícola.

Figura 97

Recaudación de Impuestos (2012-2019), Cantón Pedro Moncayo



Nota: Datos del (Servicio de Rentas Internas del Ecuador, 2020)

En la Figura 97 se presentaron los valores tributarios que el Cantón Pedro Moncayo. Según un estudio realizado por la Cámara de Industrias de la Producción (2018), la carga tributaria en el Ecuador es de 20.40% del Producto Interno Bruto (PIB). Llevando a contexto estas cifras, se podría decir que la economía de Pedro Moncayo en el 2019 tuvo ingresos de alrededor de \$83 973 705.90, gran parte de este valor correspondería a divisas por concepto de exportación de rosas.

En el caso de un evento sísmico, los ingresos afectados dependerían de algunas variables, entre ellas, el tiempo de paralización de la producción y el mes del año en el que ocurra, ya que la demanda mundial de flores varía acorde a fechas festivas.

Según los datos de la Cámara de la Industria de la Construcción los valores de m² de construcción para el Ecuador están en torno a los \$850 y \$1500 por metro cuadro para acabados de alta gama, y un promedio de \$365 en una vivienda para una familia de clase media, este valor servirá como referencia para el análisis presentado a continuación ya que además se sitúa en torno a la oferta presente en Tabacundo.

En la Tabla 37 se presenta las áreas de construcción de las 20 viviendas de muestra, además del número de habitantes de cada una y el costo aproximado de acuerdo a los datos presentados en el párrafo anterior. Siendo el costo promedio de la muestra de \$ 94 116.89. Considerando que la muestra es de viviendas de dos pisos que estaría dentro de la media de Tabacundo y que además de acuerdo a la Dirección de Avalúos y Catastros del GADM-PM (2019) el número de viviendas de Tabacundo es de 1542, el valor aproximado expuesto a un evento sísmico en Tabacundo por concepto de viviendas es de alrededor de \$ 145.12 millones de dólares

Tabla 37*Valor aproximado de las viviendas de muestra, Tabacundo*

| Vivienda | Latitud | Longitud | Habitantes | m² const. | Valor aproximado |
|-----------------|----------------|-----------------|-------------------|-----------------------------|-------------------------|
| 7 | 5206.31 | 809227.20 | 6 | 238.25 | \$ 86 961.25 |
| 20 | 5046.22 | 809559.95 | 8 | 577.88 | \$ 210 924.38 |
| 4 | 5535.53 | 809779.96 | 7 | 194.95 | \$ 71 156.75 |
| 11 | 5156.50 | 808833.26 | 3 | 216.68 | \$ 79 086.38 |
| 12 | 5220.88 | 808886.84 | 4 | 447.25 | \$ 163 246.25 |
| 10 | 5125.76 | 808819.50 | 5 | 328.30 | \$ 119 829.50 |
| 16 | 5245.23 | 809652.50 | 4 | 106.83 | \$ 38 991.13 |
| 1 | 5325.28 | 810650.57 | 3 | 183.25 | \$ 66 886.25 |
| 3 | 5536.14 | 809796.63 | 12 | 300.15 | \$ 109 554.75 |
| 2 | 5158.06 | 810206.75 | 6 | 244.80 | \$ 89 352.00 |
| 15 | 5199.73 | 809612.59 | 4 | 246.21 | \$ 89 866.65 |
| 14 | 5217.21 | 809320.12 | 6 | 318.76 | \$ 116 347.40 |
| 18 | 5171.70 | 810236.39 | 15 | 214.20 | \$ 78 183.00 |
| 19 | 5225.61 | 810520.16 | 9 | 160.88 | \$ 58 719.38 |
| 5 | 5225.66 | 809938.25 | 5 | 207.25 | \$ 75 646.25 |
| 9 | 5183.57 | 809942.90 | 2 | 196.75 | \$ 71 813.75 |
| 6 | 5221.94 | 809206.34 | 4 | 238.97 | \$ 87 224.05 |
| 17 | 5224.30 | 809796.41 | 11 | 95.75 | \$ 34 948.75 |
| 13 | 5114.37 | 808771.04 | 5 | 242.50 | \$ 88 512.50 |
| 8 | 5082.64 | 809965.44 | 9 | 397.50 | \$ 145 087.50 |

Capítulo VII

Modelamiento virtual de la estructura de estudio

El presente capítulo busca determinar el comportamiento estructural de la vivienda más vulnerable de la muestra de análisis (vivienda #7). Se presentan dos modelos del comportamiento de la estructura, los denominados Modelo 0 y Modelo 1; el primero de ellos se centra en el comportamiento de los elementos estructurales (columnas, vigas y losa). Ambos modelos se subdividen en dos, el primero busca establecer las condiciones actuales de la edificación (cargas gravitacionales) y el segundo muestra el comportamiento ante condiciones de diseño (cargas de diseño e inercias agrietadas). El Modelo 1.1 representa las condiciones reales de la edificación, el periodo fundamental de vibración de este modelo se acerca al periodo experimental obtenido con acelerómetro. Finalmente, se hace comparativa entre los Modelos 1 y 2, para conocer en cuanto interviene la mampostería en el comportamiento estructural de la vivienda.

Información As-Built

La información necesaria para elaborar el diagnóstico estructural de la edificación ha sido obtenida en base al estudio de peligro sísmico, el cual contempla el análisis de la vulnerabilidad, exposición y riesgo sísmico.

De acuerdo con la Normativa de Evaluación y Rehabilitación Sísmica de Edificios Existentes ASCE/SEI 41, (2017) en su capítulo de requerimientos de evaluación y rehabilitación, existen requisitos de información de la construcción, los cuales son presentados y tratados en la Tabla 38.

Tabla 38*Requisitos As-Built ASCE/SEI 41, (2017)*

| Requisito | Información |
|----------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Tipo de construcción | De comportamiento semi dúctil, el tipo de edificación de acuerdo a la clasificación del ASCE/SEI 41, (2017) es de marcos de hormigón con paredes de mampostería de relleno (C3) |
| Configuración de la construcción | La disposición de los elementos, plantas, componentes estructurales y no estructurales ha sido obtenida en base al levantamiento arquitectónico realizado in situ, los planos son presentados más adelante en la sección de planos arquitectónicos y Apéndice 4. Las dimensiones de las secciones han sido obtenidas in situ, las características de los materiales se han obtenido de acuerdo a estudios experimentales de condiciones similares a las de los elementos construidos y adicional a esto se han generado propiedades a través de los resultados experimentales obtenidos de ensayo con acelerómetro para la obtención de periodo fundamental de la estructura. |
| Propiedades de los componentes | Debido a la emergencia sanitaria por COVID-19, no ha sido posible realizar ensayos de materiales, sin embargo, sus características son justificadas en base a condiciones dinámicas reales de los modelos, alcanzadas gracias a periodos fundamentales experimentales (Ingeniería inversa). Adicionalmente, la normativa MIDUVI NEC-SE-RE (2015) para los casos impidan la ejecución de pruebas físicas, habla de un factor de incertidumbre aplicado a las propiedades mecánicas asumidas de $k \leq 0.75$ y además, se deberá realizar un análisis lineal, cuyos resultados son más conservadores que los de un análisis no-lineal. |
| Información del sitio de implantación | Las condiciones de sitio han sido obtenidas de manera experimental mediante estudios de prospección sísmica y periodo fundamental del suelo, presentadas en el Capítulo IV de peligro sísmico. Adicionalmente, en el Capítulo IV, se presentan las características de fuente, trayectoria y ecuaciones atenuación que permitieron obtener espectros de diseño elásticos propios para el poblado. |
| Construcciones adyacentes | No existen edificaciones lindantes que puedan generar amenaza de golpeteo ni riesgo de colapso para la estructura de estudio. En la página 7 del Apéndice 2, es presentado el registro fotográfico de la inspección realizada a la vivienda de estudio. |

Generalidades

Son presentadas las principales características arquitectónicas y estructurales de la vivienda; además, se muestra un diagnóstico previo, proveniente del análisis de vulnerabilidad que se ha elaborado para esta vivienda.

Ubicación

La vivienda de estudio se encuentra ubicada en el barrio Bolívar, junto al antiguo edificio del Centro de Salud Dr. Eduardo Estrella de Tabacundo (calle Simón Bolívar y Cristóbal Hidrovo). En la Figura 98, es presentada la ubicación de la vivienda dentro del área de estudio y en la Figura 99 una fotografía en perspectiva de su fachada.

Figura 98

Mapa de ubicación de la vivienda seleccionada (#7)

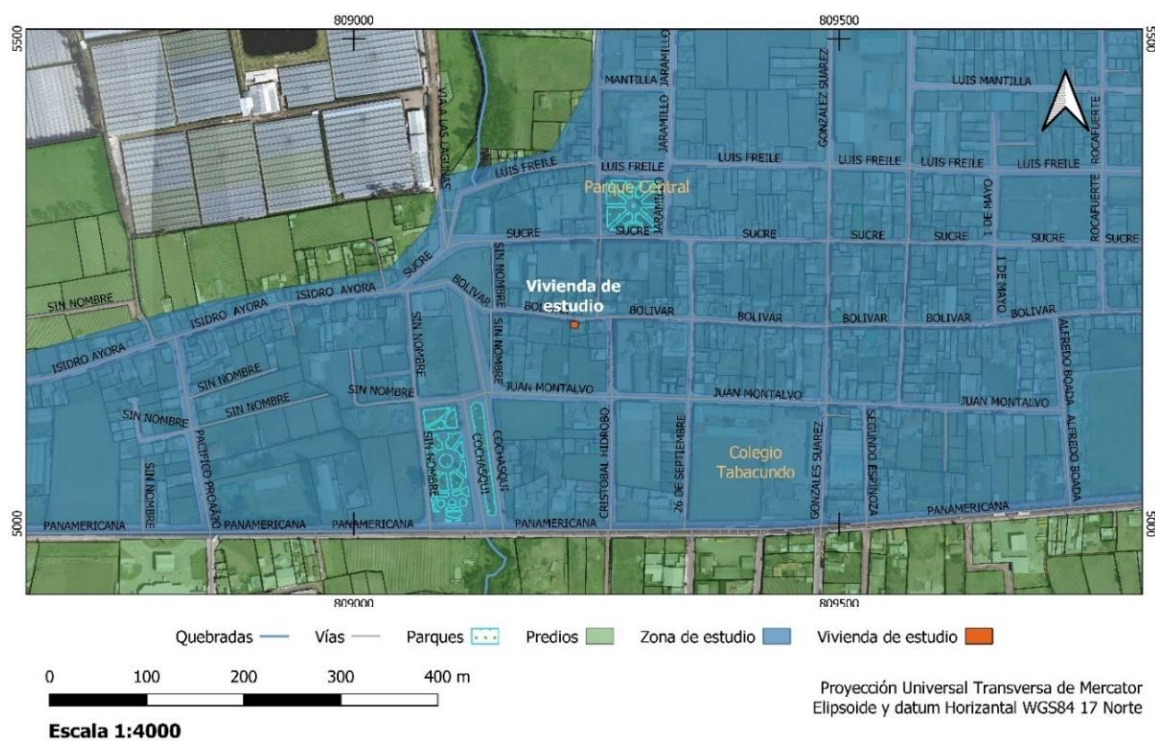


Figura 99

Fotografía, vivienda seleccionada (#7)

**Configuración Arquitectónica**

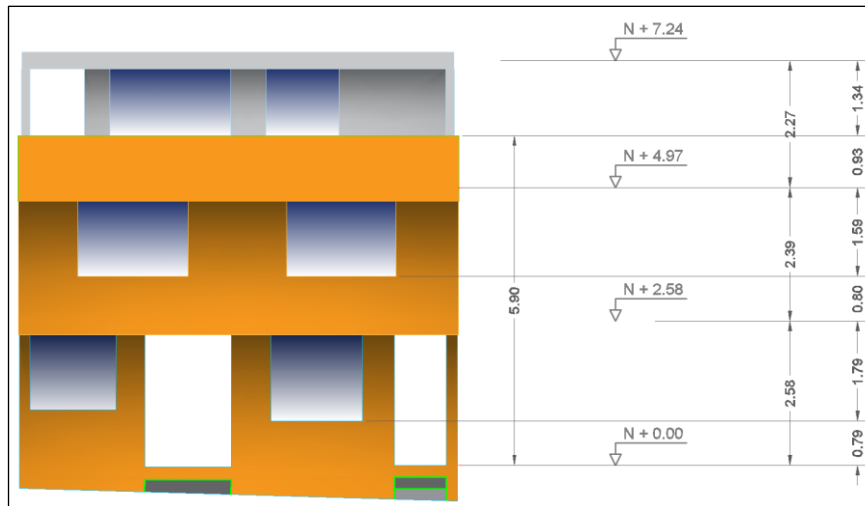
La vivienda consta de es de 2 pantas, la planta baja tiene un uso comercial, la primera planta consta de 2 habitaciones y un baño; en la planta superior existe una cubierta realizada con estructura metálica con objeto de cubrir el cuarto de lavado.

Se ha realizado un levantamiento para determinar las dimensiones de cada espacio, los vértices de la vivienda no forman ángulos rectos. En el Apéndice 4 son presentados los planos arquitectónicos As-Built de la vivienda seleccionada (#7).

En la Figura 100 se presenta la vista en elevación de la fachada de la vivienda de estudio.

Figura 100

Plano de fachada principal de la vivienda seleccionada (#7)



En la Figura 101, Figura 102 y Figura 103 son presentados los planos de la planta baja, primera y segunda planta respectivamente.

Figura 101

Plano de planta baja de la vivienda seleccionada (#7)

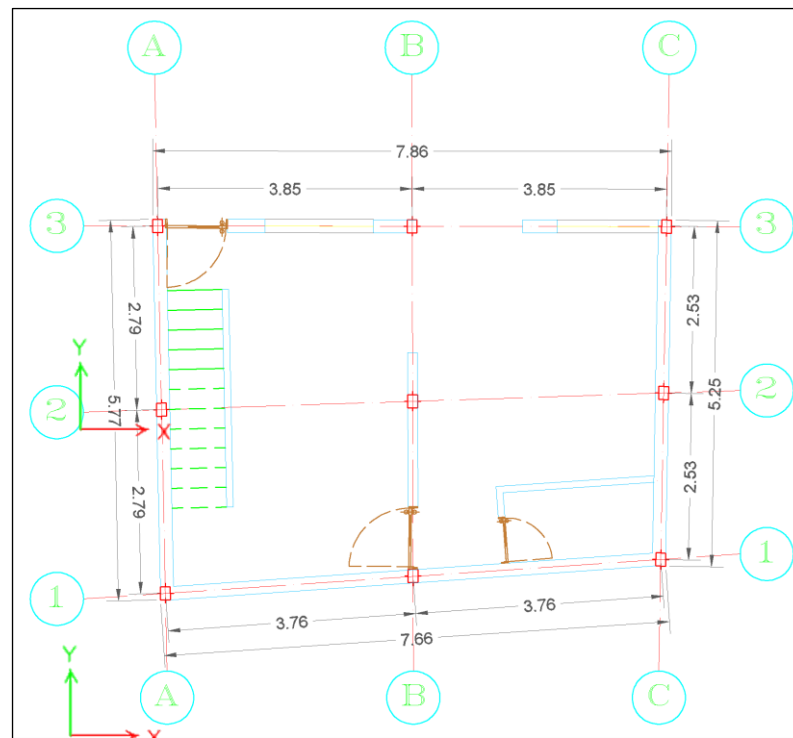
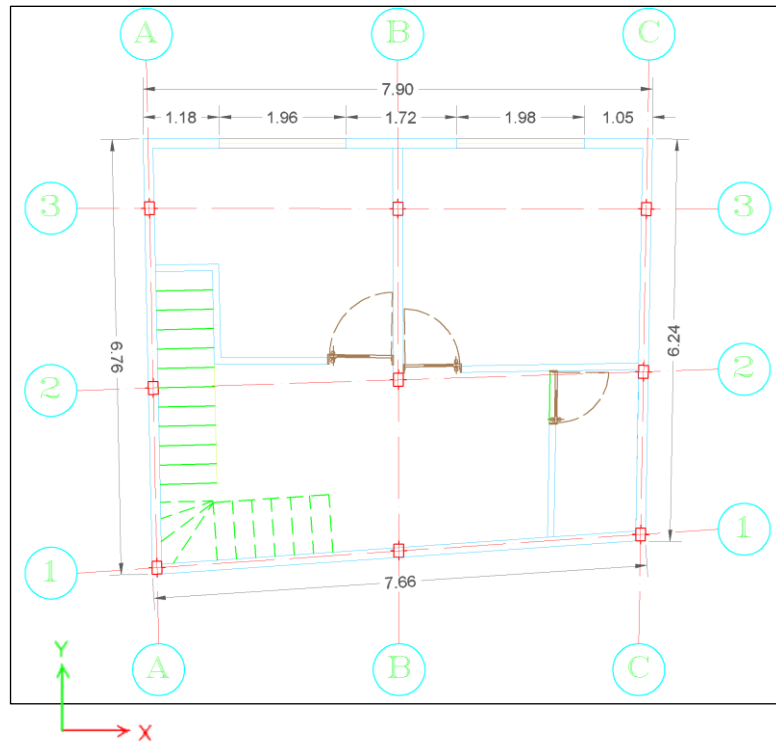
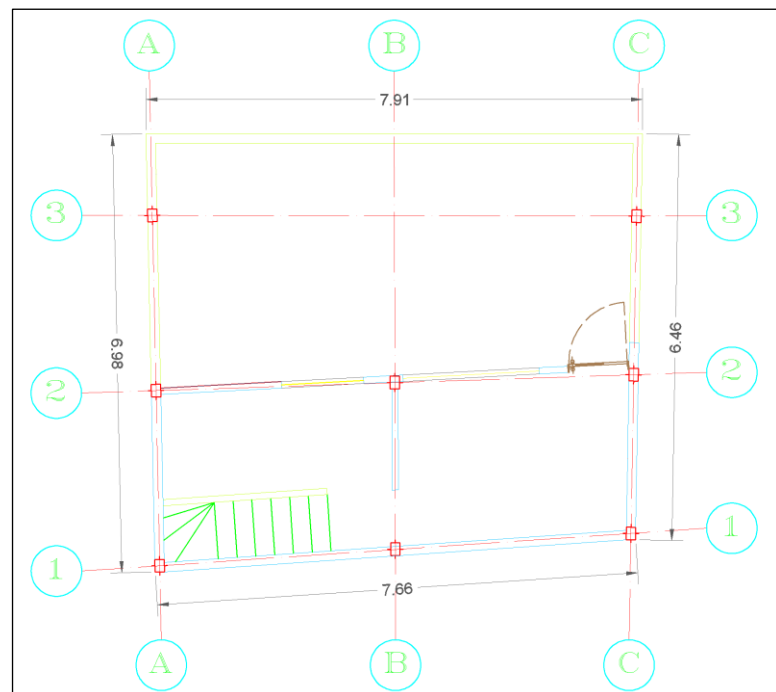


Figura 102

Plano de primera planta de la vivienda seleccionada (#7)

**Figura 103**

Plano de segunda planta de la vivienda seleccionada (#7)



Sistema estructural

La vivienda está conformada por ejes de 3 columnas en cada sentido, no ortogonales entre sí. Las columnas son de 15x20cm y las vigas del tipo banda de 30x20cm. Las vigas de los bordes de la estructura no están alineadas con el eje de las columnas presentando una excentricidad. Las losas son de tipo alivianado y están armadas en ambos sentidos; los bloques de alivianamiento tienen una altura de 15 cm, la carpeta de compresión es de 5 cm y los nervios se encuentran cada 100cm. Los paneles de relleno de mampostería del primer piso están elaborados con ladrillo de arcilla de espesor 15cm, la mampostería de los niveles superiores es de bloque hueco de hormigón de 10cm de espesor.

El tipo de edificación de acuerdo a la clasificación del ASCE/SEI 41, (2017) es de marcos de hormigón con paredes de mampostería de relleno (C3), en el cual el comportamiento sísmico depende de la interacción entre el pórtico de hormigón armado y los paneles de relleno, su comportamiento combinado es más como de muro cortante que como un pórtico en sí; los paneles de mampostería conforman puntales de compresión diagonales entre los nudos de columnas y vigas. Estructura de comportamiento semi dúctil.

Diagnóstico de vulnerabilidad

El presente diagnóstico ha sido elaborado de acuerdo a los resultados experimentales de periodo fundamental de la estructura que forma parte de la evaluación de vulnerabilidad con la metodología chilena "H/T", además de las conclusiones realizadas a través de la metodología FEMA P-154.

En la Tabla 39 son presentados los resultados de periodo fundamental de la vivienda e índice de vulnerabilidad "H/T". En el informe de vulnerabilidad del Apéndice

3, el sentido Y de análisis coincide con la fachada de la vivienda; en este caso, se han invertido los ejes de periodo para que coincida con el del modelo, como se presentó en la Figura 101.

Tabla 39

Periodos fundamentales e índice de vulnerabilidad "H/T" en vivienda seleccionada para estudio (#7)

| Vivienda | H (m) | Tx (seg) | Ty (seg) | H/Tx | H/Ty | Comentario |
|-----------------|--------------|-----------------|-----------------|-------------|-------------|-------------------|
| 7 | 5.57 | 0.282 | 0.289 | 19.5 | 19.3 | Muy flexible |

En la Tabla 40 se presentan las puntuaciones de vulnerabilidad obtenidas por la vivienda en ambas metodologías y el comentario emitido acerca de ellas.

Tabla 40

Puntaje de vulnerabilidad y observaciones de la vivienda de estudio

| Metodología | Puntaje | Comentario |
|--------------------|----------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| H/T | 19.4 | El resultado varía del máximo esperado con respecto al espectro de Fourier. Estructura muy flexible. |
| FEMA P-154 | -2.9 | La configuración en planta de la vivienda no sigue ángulos rectos, siendo esto objeto de riesgo por posibles efectos de torsión frente a un evento sísmico. Los pisos superiores sobresalen de piso inferior, y llevan gran cantidad de mampostería en bordes que genera cargas que han ocasionado deflexión en losa y vigas en cantiléver resultantes. Se recomienda un análisis estructural detallado para poner a prueba dinámicamente a la estructura, validar su comportamiento sismorresistente y de ser el caso proponer un reforzamiento. |

Posibles patologías y establecimiento de causas

Son presentadas las principales patologías estructurales encontradas para la vivienda de acuerdo a los ensayos realizados y conforme con las metodologías de evaluación de la vulnerabilidad de la vivienda de estudio.

Tabla 41

Patologías estructurales de la vivienda (#7) y establecimiento de causas

| Posible patología | Causa probable |
|--------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Torsión | Configuración irregular en planta |
| Fisuras | Fisuras verticales al inicio de voladizo de primera planta, posiblemente ocasionadas por flexión de vigas en cantiléver. |
| Excesiva flexibilidad | Ocasionada por problemas de esbeltez, estructura delgada y con poca redundancia. |

Los modelos matemáticos a generarse se concentrarán en identificar detalladamente las patologías estructurales que necesitan de una solución.

Modelo 0 (Elementos estructurales)

El modelo 0 busca determinar el comportamiento de los elementos resistente de la superestructura, las secciones modeladas son las consideradas actualmente dentro del sistema estructural (columnas, vigas y losa). El análisis de comportamiento realizado es de tipo lineal estático.

En el presente modelo se verificará el periodo fundamental obtenido, para luego, en el Modelo 1.1, determinar la contribución de las mamposterías a la rigidez general de la estructura.

Modelo 0.1: Elementos estructurales / Actual

Estimación de cargas

El periodo de vibración de la estructura depende de su masa y su rigidez, en la presente sección se tratará la estimación de masas de la estructura.

Carga Muerta (D)

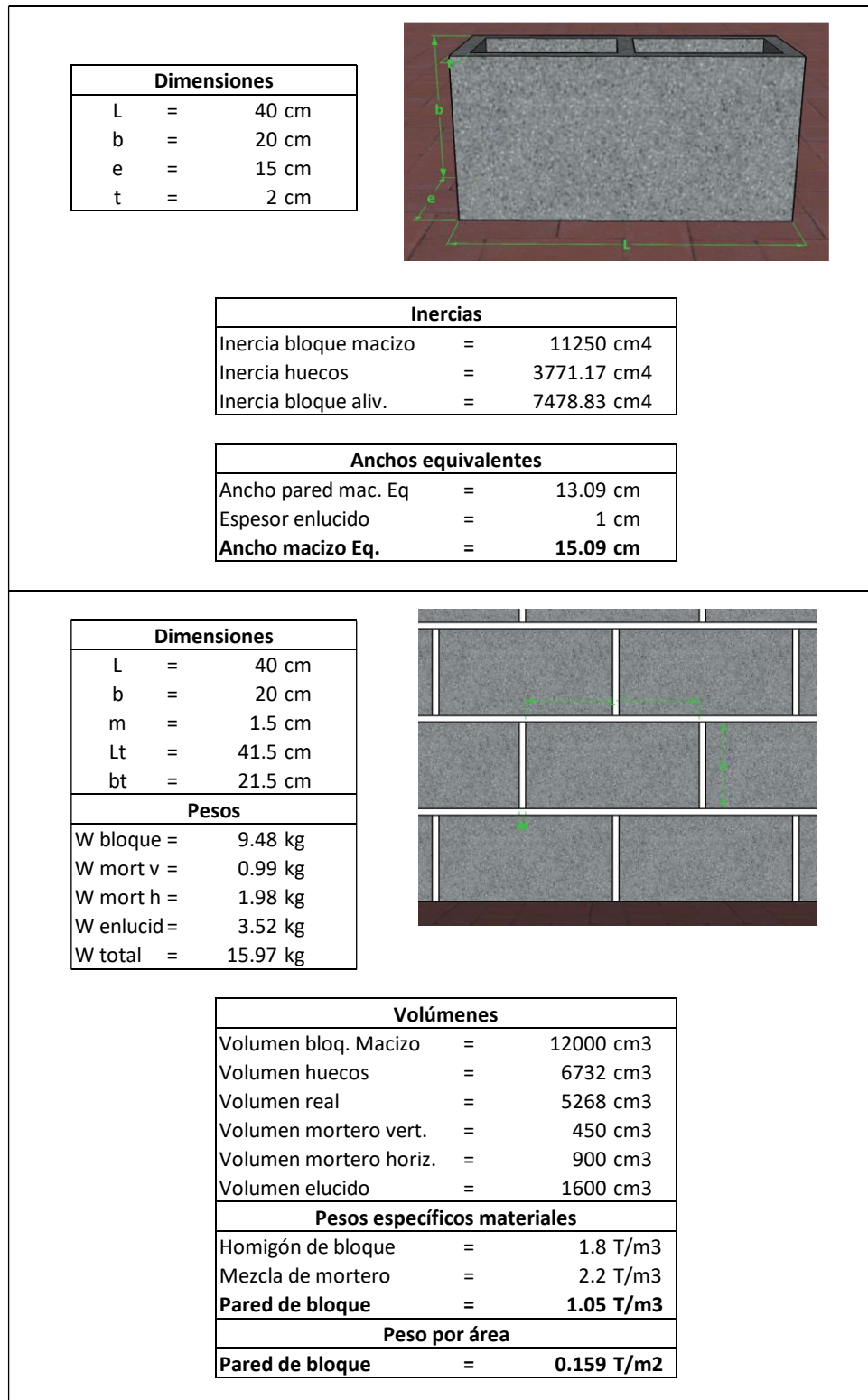
Son considerados como carga muerta los elementos estáticos de la superestructura, tanto estructurales como no estructurales.

Las losas de entrepiso serán modeladas como secciones de tipo Waffle y las losas de escalera como secciones macizas. El peso de losas, vigas, y columnas serán calculadas directamente por el programa ETABS. Al peso propio del modelo se le adicionará los pesos de paredes y acabados.

Para paredes de bloque, presentes en primera y segunda planta se hará una relación de equivalencia del bloque alivianado con respecto a un muro macizo, como se presenta en la Figura 104 y además, el peso por unidad de área de este tipo de pared, que servirá para el modelamiento del material mampostería de bloque hueco.

Figura 104

Cálculo de pared maciza equivalente y peso específico



En la Tabla 42 se muestran los pesos por concepto de paredes y antepechos que recaen sobre las 3 losas de entrepiso, de acuerdo al análisis presentado, en la Figura 104 y las dimensiones de paredes existentes; en la planta 3 de cubierta refleja un pequeño antepecho de una fila de bloques.

Tabla 42

Carga muerta por concepto de paredes en Modelo 0

| Planta | A paredes (m2) | Peso por área (Kgf/m2) | W paredes (Kgf) | Área losa (m2) | D paredes (Kgf/m2) |
|---------------|---------------------------|-----------------------------------|----------------------------|---------------------------|-------------------------------|
| 1 | 90.89 | 158.91 | 14443.56 | 47.11 | 307 |
| 2 | 59.18 | 158.91 | 9404.83 | 49.30 | 191 |
| 3 | 8.19 | 158.91 | 1301.51 | 27.30 | 48 |

En la Tabla 43 se presentan las cargas consideraras por concepto de enlucidos, instalaciones, acabados y demás.

Tabla 43

Carga muerta por concepto de acabados en Modelo 0

| Planta | W acabados (Kgf) | Área losa (m2) | D acabados (Kgf/m2) |
|---------------|-------------------------|-----------------------|----------------------------|
| 1 | 3250.59 | 47.11 | 69 |
| 2 | 2267.8 | 49.30 | 46 |
| 3 | 0 | 27.30 | 0 |

Debido a que las losas a modelarse son del Tipo Waffle, el peso de los alivianamientos es considerados como carga muerta adicional y corresponde a 80 Kg/m2. En la Tabla 44, se la carga muerta de las losas del para el modelo 0.

Tabla 44

Carga muerta adicional en losas de Modelo 0, vivienda seleccionada (#7)

| Planta | WD (Kgf) | Área losa (m2) | D acabados (Kgf/m2) |
|---------------|-----------------|-----------------------|----------------------------|
| 1 | 21462.95 | 47.11 | 456 |
| 2 | 15616.63 | 49.30 | 317 |
| 3 | 3485.51 | 27.30 | 128 |

Carga Viva (L)

En la Tabla 45 se presentan los valores de carga viva en cada nivel de acuerdo a la NEC-SE-DS (2015).

Tabla 45

Carga viva de acuerdo a la NEC de cargas no sísmicas, vivienda (#7)

| Planta | Uso | L (Kgf/m2) |
|---------------|------------------------|-------------------|
| 1 | Residencial (Vivienda) | 200 |
| 2 | Residencial (Vivienda) | 200 |
| 3 | Cubierta plana | 70 |
| 4 | Escaleras | 200 |

Nota: Parámetros del (MIDUVI, NEC-SE-CG, 2015)

Procedimiento de Modelamiento

Definición de materiales

El periodo fundamental de la estructura depende de la rigidez y la masa de los elementos; la rigidez es una medida del nivel de deformación de los elementos y depende de su sección transversal, su módulo de Young (E) y de su longitud (L). Dicho periodo fundamental de la estructura ha sido obtenido de manera experimental, y será de gran ayuda al momento de estimar de mejor manera las condiciones actuales de los materiales.

- **Concreto de Vigas, columnas y losa**

Acorde con la experiencia de Naranjo y Calvopiña (2018) en el diseño del reforzamiento de mamposterías, se ha considerado un valor de resistencia a la compresión del hormigón de $f'c = 180 \text{ Kg}/\text{cm}^2$, valor conservador. Además, debido a las condiciones de los materiales del medio, se define un módulo de Young de acuerdo a la Ecuación (27).

$$E \approx 12000 * \sqrt{f'c} \quad (27)$$

Aplicando la Ecuación (27), se obtiene el siguiente valor:

$$E \approx 12000 * \sqrt{180} = 160996.89 \text{ Kg}/\text{cm}^2$$

El módulo de Young o elasticidad, variará en los modelos 1 y 2 para acercarlos a las condiciones reales de vibración de la estructura, obtenidas de forma experimental.

En la Figura 105 son presentados los valores ingresados para este material en el programa ETABS.

Figura 105

Valores de entrada en el programa ETABS, hormigón en vivienda (#7)

The image shows two overlapping dialog boxes from the ETABS software. The larger dialog on the left is titled 'Material Property Data' and contains the following sections:

- General Data:** Material Name: 'Concreto Fc 180 Kg/cm2', Material Type: 'Concrete', Directional Symmetry Type: 'Isotropic', Material Display Color: (dark grey swatch), Material Notes: (empty field).
- Material Weight and Mass:** Specify Weight Density, Specify Mass Density. Weight per Unit Volume: 2400 kg/m³, Mass per Unit Volume: 2400 kg/m³.
- Mechanical Property Data:** Modulus of Elasticity, E: 160996.89 kgf/cm², Poisson's Ratio, U: 0.2, Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C, Shear Modulus, G: 67082.04 kgf/cm².
- Design Property Data:** (Empty field with a 'Modify/Show Material Property Design Data...' button).
- Advanced Material Property Data:** (Buttons for 'Nonlinear Material Data...', 'Material Damping Properties...', and 'Time Dependent Properties...').

The smaller dialog on the right is titled 'Material Property Design Data' and contains:

- Material Name and Type:** Material Name: 'Concreto Fc 180 Kg/cm2', Material Type: 'Concrete, Isotropic'.
- Design Properties for Concrete Materials:** Specified Concrete Compressive Strength, Fc: 180 kgf/cm², Lightweight Concrete, Shear Strength Reduction Factor: (empty field).

- **Acero para perfiles de cubierta**

La cubierta de gradas de la vivienda está conformada por vigas principales y secundarias de acero laminado en frío, sobre la cual se asienta una losa tipo “Deck”, con una carpeta de compresión de 5cm.

El modelamiento de las propiedades del acero en el programa ETABS es presentado en la Figura 106.

Figura 106

Valores de entrada ETABS, acero de perfiles de cubierta, vivienda seleccionada (#7)

The image shows two overlapping dialog boxes from a software application. The larger window on the left is titled 'Material Property Data' and contains several sections of input fields:

- General Data:** Material Name (Acero A36), Material Type (Steel), Directional Symmetry Type (Isotropic), Material Display Color (red), and Material Notes (Modify/Show Notes...).
- Material Weight and Mass:** Radio buttons for 'Specify Weight Density' (selected) and 'Specify Mass Density'. Fields for Weight per Unit Volume (7849.05 kgf/m³) and Mass per Unit Volume (7849.047 kg/m³).
- Mechanical Property Data:** Modulus of Elasticity, E (2038901.92 kgf/cm²), Poisson's Ratio, U (0.3), Coefficient of Thermal Expansion, A (0.0000117 1/C), and Shear Modulus, G (784193.04 kgf/cm²).
- Design Property Data:** A button labeled 'Modify/Show Material Property Design Data...'. Below it, a section for 'Advanced Material Property Data' with buttons for 'Nonlinear Material Data...', 'Material Damping Properties...', and 'Time Dependent Properties...'.

The smaller window on the right is titled 'Material Property Design Data' and contains:

- Material Name and Type:** Material Name (Acero A36) and Material Type (Steel, Isotropic).
- Design Properties for Steel Materials:** Minimum Yield Stress, Fy (2531.05 kgf/cm²), Minimum Tensile Strength, Fu (4077.8 kgf/cm²), Effective Yield Stress, Fye (3796.58 kgf/cm²), and Effective Tensile Strength, Fue (4485.58 kgf/cm²).

Both windows have 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

Definición de secciones

- **Columnas**

Se define un único tipo de columnas de hormigón armado de sección 15x20cm, para efectos de análisis estructural se le ha incluido el factor de inercia agrietada conforme a la normativa de 0.8, como se muestra en la Figura 107. Para determinar el periodo fundamental del estado actual de los elementos estructurales no se agrietaron las inercias.

Figura 107

Propiedades columnas ETABS, vivienda seleccionada (#7)

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: C1-20x15

Material: Concreto Fc 180 Kg/cm2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 150 mm

Width: 200 mm

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

Show Section Properties...

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

OK
Cancel

- Vigas

Figura 108

Propiedades vigas ETABS, vivienda seleccionada (#7)

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: V-20x30

Material: Concreto Fc 180 Kg/cm2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 200 mm

Width: 300 mm

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

Show Section Properties...

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

OK
Cancel

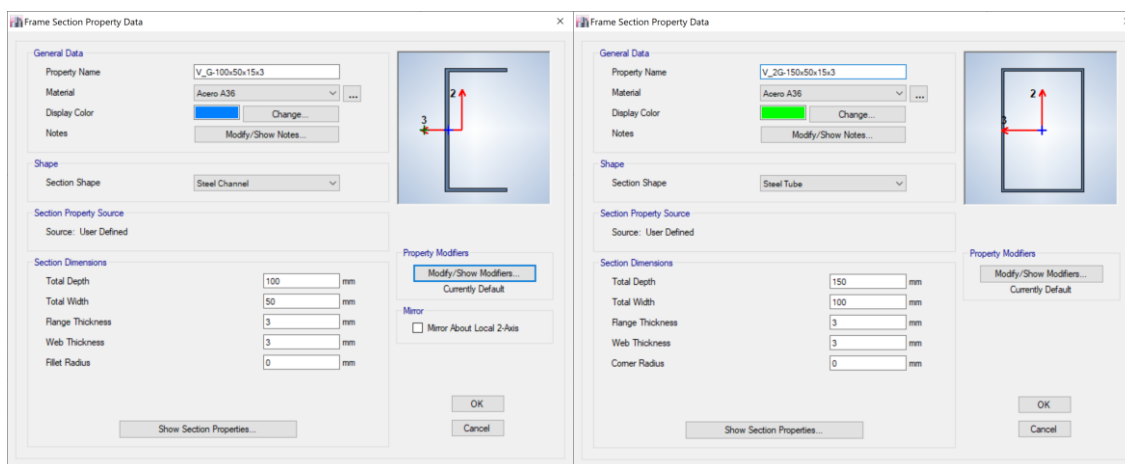
Las vigas presentes en la estructura son de tipo banda con una sección de 30x20 cm, para verificación del periodo fundamental de vibración de la estructura, no se agrietará la inercia de las vigas, pero para efectos de análisis estructural se aplica el factor de agrietamiento de elementos a flexión de 0.5, como se presenta en la Figura 108.

- **Secciones metálicas**

Se definen dos tipos de sección metálicas; correas tipo G 100x50x15x3 y vigas tipo 2G 150x50x15x3.

Figura 109

Propiedades secciones metálicas ETABS, vivienda de estudio



- **Losas**

Son definidos dos tipos de losa, en las plantas 1 y 2 del tipo aliviado bidireccional, y en la cubierta una losa del tipo Deck.

Figura 110

Propiedades de losas ETABS, vivienda seleccionada (#7)

The image shows two side-by-side dialog boxes: 'Slab Property Data' and 'Deck Property Data'.

Slab Property Data:

- General Data:** Property Name: Losa Aliv 2D- 20cm; Slab Material: Concreto Fc 180 Kg/cm2; Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...; Modeling Type: Shell-Thin; Modifiers (Currently Default): Modify/Show...; Display Color: Change...; Property Notes: Modify/Show...
- Property Data:** Type: Waffle; Overall Depth: 200 mm; Slab Thickness: 50 mm; Stem Width at Top: 100 mm; Stem Width at Bottom: 100 mm; Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 1-Axis: 400 mm; Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 2-Axis: 400 mm.

Deck Property Data:

- General Data:** Property Name: Deck1; Type: Filled; Slab Material: Concreto Fc 180 Kg/cm2; Deck Material: Acero A36; Modeling Type: Membrane; Modifiers (Currently Default): Modify/Show...; Display Color: Change...; Property Notes: Modify/Show...
- Property Data:** Slab Depth, tc: 50 mm; Rib Depth, hr: 50 mm; Rib Width Top, wrt: 155 mm; Rib Width Bottom, wrb: 120 mm; Rib Spacing, sr: 275 mm; Deck Shear Thickness: 0.8 mm; Deck Unit Weight: 7.47 kgf/m²; Shear Stud Diameter: 10 mm; Shear Stud Height, hs: 80 mm; Shear Stud Tensile Strength, Fu: 4078.86 kgf/cm².

Asignación de cargas

Figura 111

Asignación de sobrecargas ETABS, vivienda de estudio (#7)

The image shows three side-by-side 'Slab Information' dialog boxes, each representing a different story.

Slab Information (Story 1): Object ID: Story1, Label: F2, Unique Name: 26. GUID: 1c28d232-1743-40ba-9792465a8873a601. Load Pattern: Carga Muerta (Uniform, 456 kgf/m²); Load Pattern: CV entrapiso (Uniform, 200 kgf/m²).

Slab Information (Story 2): Object ID: Story2, Label: F1, Unique Name: 46. GUID: 204d079b-6d4a-44f8-918f-325cdfd7b36. Load Pattern: Carga Muerta (Uniform, 317 kgf/m²); Load Pattern: CV entrapiso (Uniform, 200 kgf/m²).

Slab Information (Story 3): Object ID: Story3, Label: F3, Unique Name: 47. GUID: 351c164a-a886-4594-86c1-aa63d06478c. Load Pattern: Carga Muerta (Uniform, 48 kgf/m²); Load Pattern: CV cubierta (Uniform, 70 kgf/m²); Load Pattern: S (Uniform, 100 kgf/m²).

Adicional a las cargas antes indicadas se ha incluido la carga mínima de granizo ($S=100\text{Kgf/m}^2$), las combinaciones de carga utilizadas para el presente análisis son las establecidas por la normativa MIDUVI NEC-SE-CG (2015), conforme se presenta en la Tabla 46.

Tabla 46

Combinaciones de carga utilizadas en Modelo 0

| No. | Combinación | No. | Combinación |
|-----|--------------------------------|-----|--------------------------------|
| 1 | 1.4 D | 5.3 | 1.2 D + 1.0 EY + 1.0 L + 0.2 S |
| 2 | 1.2 D + 1.6 L + 0.5 S | 5.4 | 1.2 D - 1.0 EY + 1.0 L + 0.2 S |
| 3 | 1.2 D + 1.6 S + 1.0 L | 6.1 | 0.9 D + 1.0 EX |
| 4 | 1.2 D + 1.0 L + 0.5S | 6.2 | 0.9 D - 1.0 EX |
| 5.1 | 1.2 D + 1.0 EX + 1.0 L + 0.2 S | 6.3 | 0.9 D + 1.0 EY |
| 5.2 | 1.2 D - 1.0 EX + 1.0 L + 0.2 S | 6.4 | 0.9 D - 1.0 EY |

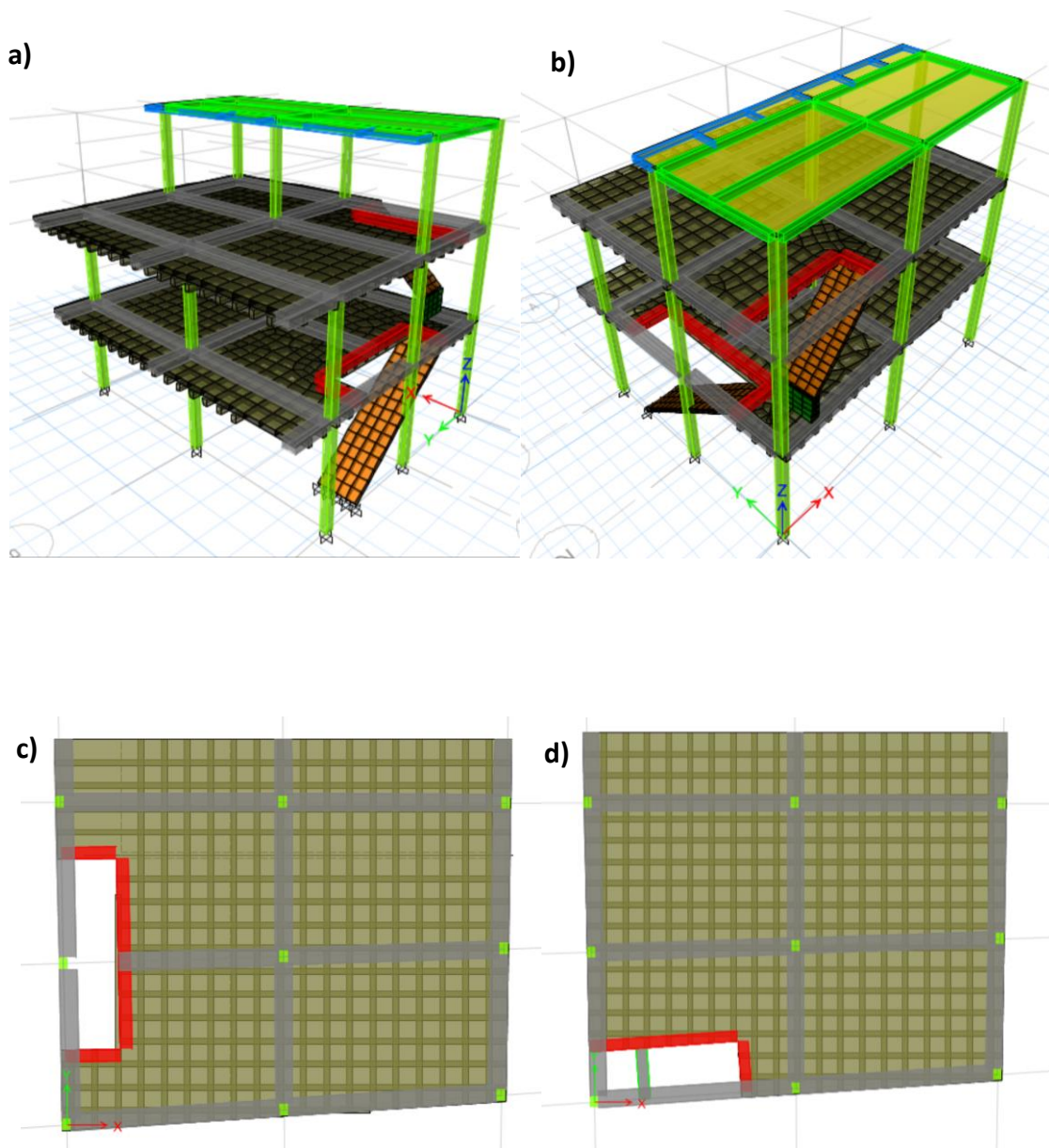
Nota: Parámetros del (MIDUVI, NEC-SE-CG, 2015)

Revisión de la modelación

Conforme al levantamiento arquitectónico, se procede a dibujar las secciones en el programa ETABS, debido a la no ortogonalidad de los ejes se hace uso de las herramientas que permiten introducir al modelo dibujos arquitectónicos. En la Figura 112 son presentadas vistas tridimensionales del modelo.

Figura 112

Modelo 0, vivienda de estudio a) Perspectiva de fachada, b) Perspectiva posterior, c) Primera planta y d) Segunda planta



Revisión de cargas

En la Tabla 47 son presentados los pesos calculados, en sobrecarga son incluidas mampostería y acabados.

Tabla 47*Carga muerta calculada para la vivienda de estudio*

| Elementos | Peso (Kgf) | Peso Acumulado (Kgf) |
|---------------------|-------------------|-----------------------------|
| Columnas | 4201.20 | 4201.20 |
| Vigas | 13024.32 | 17225.52 |
| Secciones Metálicas | 403.74 | 17629.26 |
| Losas | 36963.74 | 54592.99 |
| Sobrecarga muerta | 30668.28 | 85261.27 |
| Gradas | 1530.9568 | <u>86792.23</u> |

El peso estimado manualmente para la estructura es de alrededor de 86.80 Tonf. En la Tabla 48 son presentados los valores de carga muerta que arroja el programa ETABS.

Tabla 48*Carga muerta del Modelo 0 por piso, vivienda de estudio*

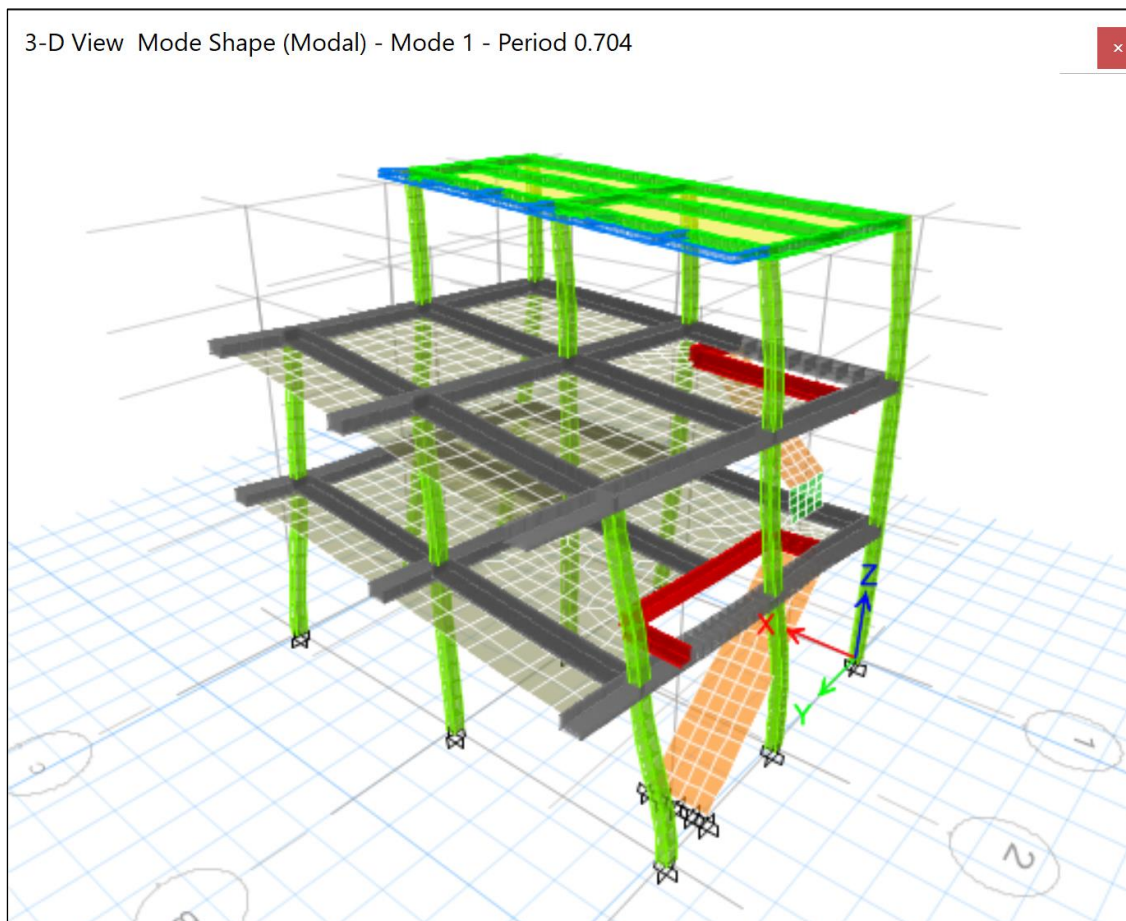
| Story | UX (Kgf) | UY (kgf) | U acum. (Kgf) |
|--------------|-----------------|-----------------|----------------------|
| Story 3 | 6681.12 | 6681.12 | 6681.12 |
| Story 2 | 37042.57 | 37042.57 | 43723.69 |
| Story 1 | 43223.42 | 43223.42 | 86947.11 |
| Base | 1316.15 | 1316.15 | <u>88263.26</u> |

El peso por concepto de carga muestra arrojado por el programa ETABS es de 88.26 Tonf, con una diferencia de menos del 2%, se acepta el modelo.

Revisión de Periodo Fundamental

Figura 113

Periodo fundamental de Modelo 0, obtenido en ETABS



El modelo preliminar corrido con el peso propio de la estructura, y los elementos del Modelo 0, arroja un periodo fundamental en el primer modo de vibración de 0.704 seg, periodo que muestra elementos estructurales muy flexibles.

El periodo fundamental experimental de la estructura es de 0.28 seg, por tanto, la rigidez de la estructura es dominada por la mampostería.

Modelo 0.2: Elementos estructurales / De diseño

Modelo de elementos estructurales (vigas, columnas y losas) bajo condiciones de diseño, se agrietan las inercias, se agregan cargas sísmicas y combinaciones de diseño. Adicionalmente, para llevar al modelo a condiciones de diseño se agrega a la masa reactiva para el cálculo de fuerzas sísmicas un 25% de la carga viva de acuerdo a los requerimientos de la normativa MIDUVI NEC-SE-DS (2015).

Estimación de cargas

Para el Modelo 0.2 se adiciona cargas sísmicas a las cargas ya asignadas en el Modelo 0.1.

Carga muerta (D), carga Viva (L) y carga de granizo (S)

La asignación de muerta, carga viva y carga de granizo se encuentra representada en la Figura del Modelo 0.1.

Carga Sísmica (E)

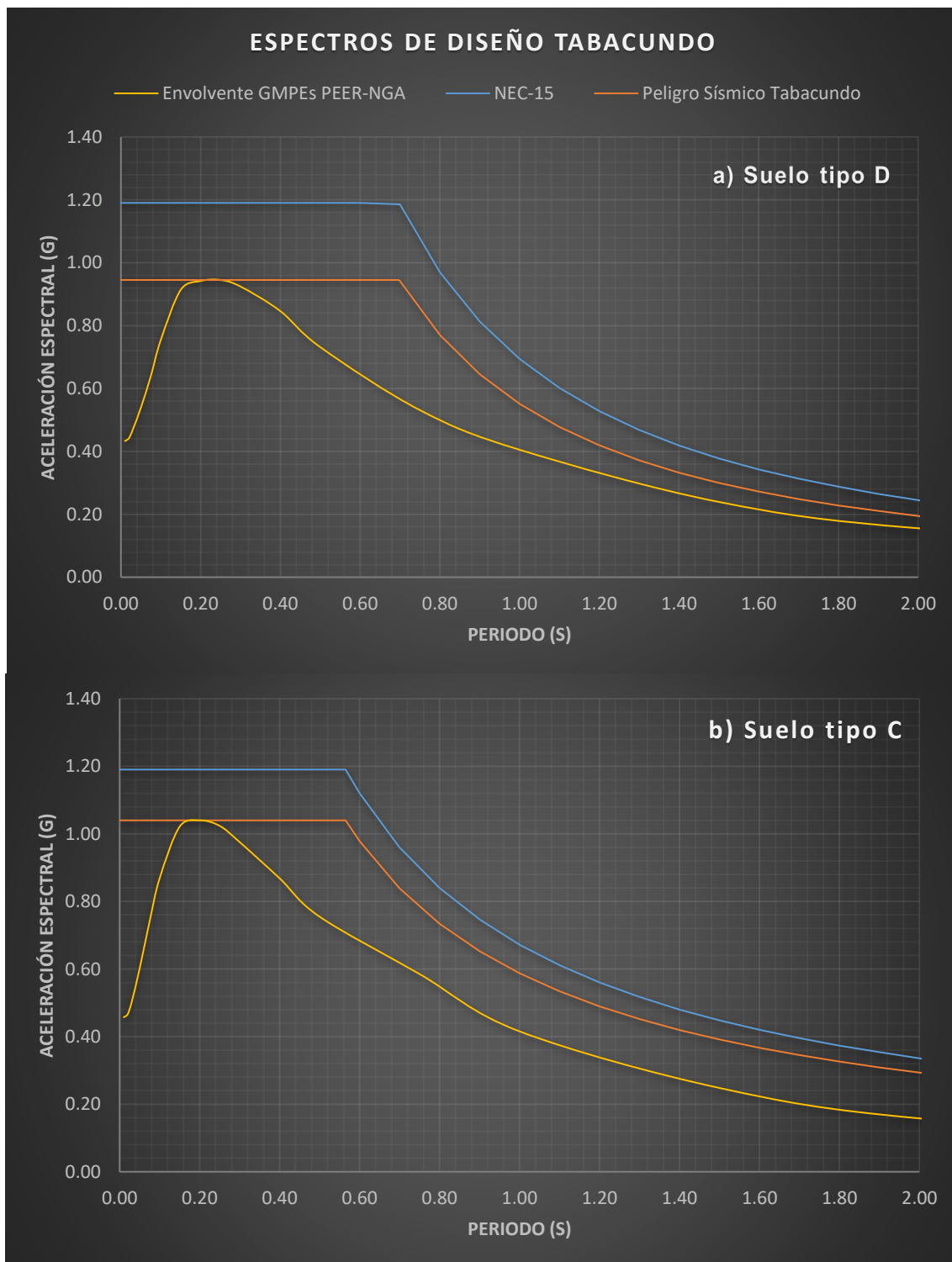
En la Figura 114 es presentado el Espectro de diseño NEC y el de peligro sísmico teniendo en cuenta que la vivienda ha sido asentada sobre suelo de Tipo D.

Se presenta adicionalmente la envolvente máxima de las ecuaciones de predicción del movimiento del suelo (GMPE) del programa PEER-NGA.

En análisis detallado de peligro sísmico de Tabacundo se encuentra en el Capítulo IV; fuentes sísmicas, trayectoria, atenuación y efectos de sitio.

Figura 114

Espectros elásticos de diseño para Tabacundo y envolvente de GMPE's PEER-NGA: a) Suelo D y b) Suelo C



La carga sísmica será estimada conforme al diseño basado en fuerzas, para ello será calculado V , el cortante basal de la Ecuación (28) (MIDUVI NEC-SE-DS, 2015).

$$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_P * \phi_E} * W \quad (28)$$

En donde:

$S_a(T_a)$ = Aceleración espectral para el periodo fundamental de la estructura

ϕ_P y ϕ_E = Coeficientes de configuración en planta y elevación, según NEC-15

I = Coeficiente de importancia, según NEC-15

R = Factor de reducción de la resistencia sísmica, según NEC-15

W = Carga sísmica reactiva, según NEC-15

T_a = Periodo de vibración, según NEC-15

En la Tabla 49 son presentados los valores utilizados de acuerdo a la NEC-SE-DS (2015) y aceleración del presente estudio de peligro sísmico.

Tabla 49

Parámetros del cortante basal de la estructura de diseño, peligro sísmico

| Ítem | Valor | Comentario |
|------------|-------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| T_a E | 0.28 | Periodo fundamental experimental de la estructura. |
| $S_a(T_a)$ | 0.95 | Aceleración espectral de acuerdo a análisis de peligro sísmico de Tabacundo, vivienda asentada en suelo Tipo D, ver Figura 114. |
| I | 1 | Tipo de uso (Otras estructuras) NEC-SE-DS (2015) |
| R | 3 | Pórticos resistentes a momento dentro de la NEC-SE-VIVIENDA (2015) |
| ϕ_P | 0.81 | Coeficiente de irregularidad en planta (Tipo 1 y 4). |
| ϕ_E | 0.9 | Coeficiente de irregularidad en elevación (Tipo 3). |

Nota: (MIDUVI NEC-SE-DS, 2015)

Es necesario utilizar valores R acorde con el modelo estructural, para el presente modelo se hará uso del coeficiente de la NEC-SE-VIVIENDA (2018), por tanto, el cortante basal es:

$$V = \frac{1 * 0.95}{3 * 0.81 * 0.9} * W$$

$$V = 0.434 * W$$

Se trabajará con una fuerza en la base del 43.4% de la carga reactiva.

Combinaciones de carga

Asignación de carga sísmica

Se obtiene un coeficiente $k = 1.112$ relacionado al periodo de vibración de la estructura, de acuerdo a lo señalado en la Figura 115.

Con el periodo fundamental del modelo (0.724seg), se obtiene el coeficiente k , relacionado al periodo de vibración de la estructura, de acuerdo a lo señalado en la

Figura 115

Valores del coeficiente k en función del periodo fundamental

| Valores de T (s) | k |
|--------------------|-----------------|
| ≤ 0.5 | 1 |
| $0.5 < T \leq 2.5$ | $0.75 + 0.50 T$ |
| > 2.5 | 2 |

Nota: Valores de (MIDUVI NEC-SE-DS, 2015)

En la Figura 116 se presentan los patrones de carga, mientras que en la Figura 117 se muestra la definición de las cargas sísmicas en el sentido X e Y considerando una excentricidad accidental del 5% debido a que no se ha modelado mampostería.

Figura 116

Patrones de carga, ETABS, Modelo 0, vivienda seleccionada (#7)

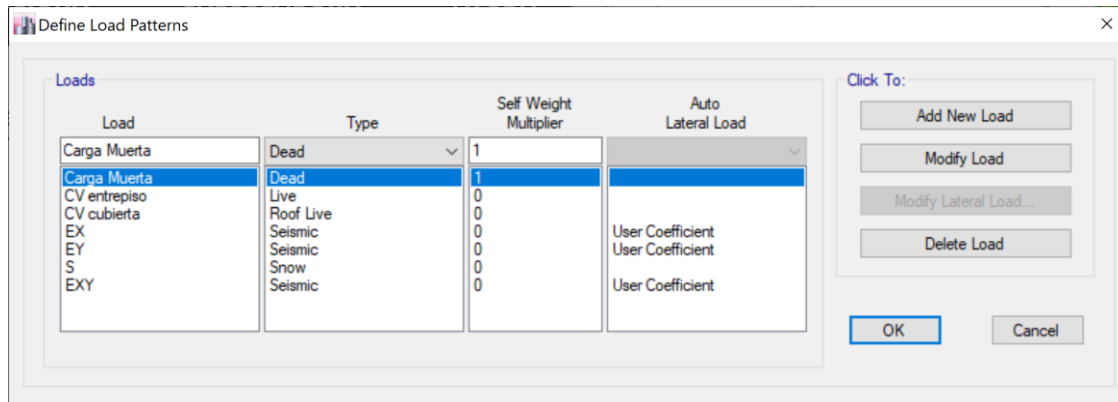
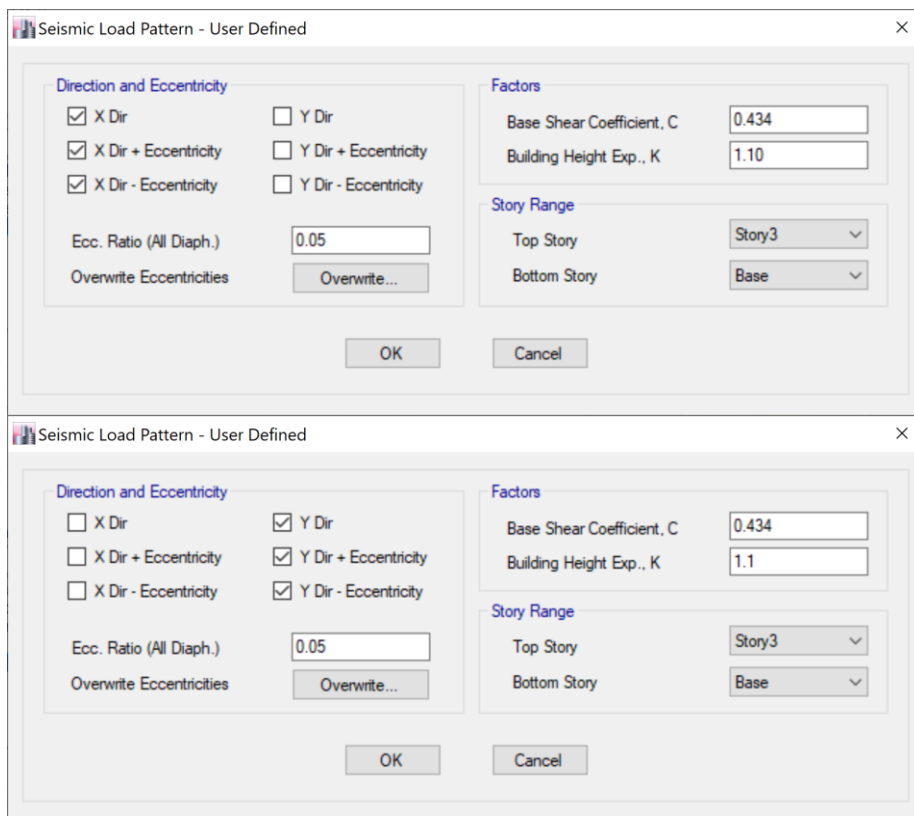


Figura 117

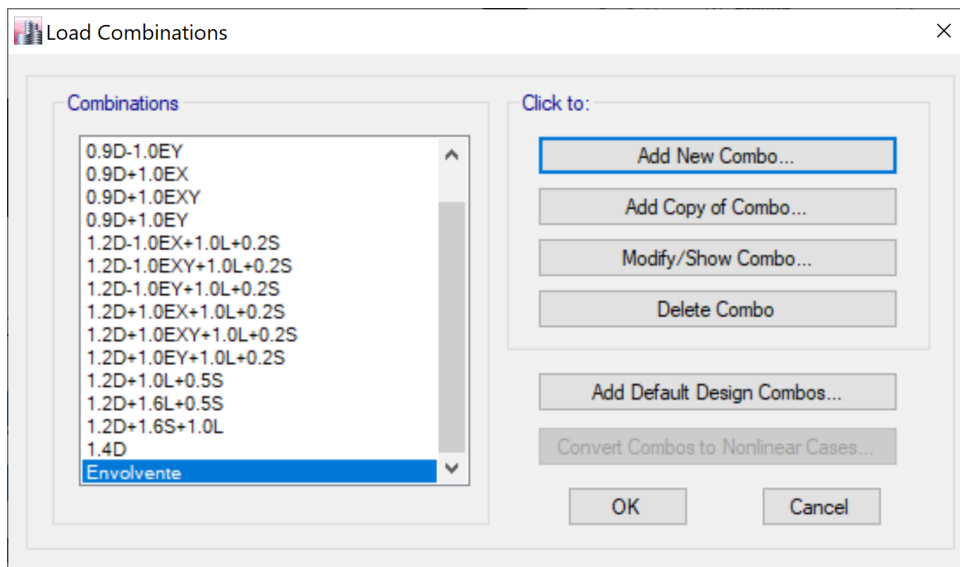
Fuerza sísmica en la base para Modelo 0, estructura de estudio



En la Figura 118 son presentadas las combinaciones de carga utilizadas en el análisis del Modelo 0.1.

Figura 118

Combinaciones de carga del Modelo 0, vivienda seleccionada (#7)



Diagnóstico del modelo

Análisis de la Deriva

La normativa ecuatoriana MIDUVI NEC-SE-DS (2015), dice que “La deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en la tabla siguiente, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso”. En la Figura 119 son presentados los valores máximos de derivas inelásticas.

Figura 119

Valores de derivas inelásticas máximas, expresados como fracción de la altura de piso

| Estructuras de: | Δ_M máxima (sin unidad) |
|----------------------------------------------------|--------------------------------------------------|
| Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera | 0.02 |
| De mampostería | 0.01 |

Nota: Valores del (MIDUVI NEC-SE-DS, 2015)

La deriva inelástica para el Modelo 0 será de 2%, se hará uso de la expresión presentada en la Ecuación (29) para transformar la deriva elástica del modelo en deriva inelástica.

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E \quad (29)$$

En donde:

Δ_M = Deriva inelástica

Δ_E = Deriva elástica

R = Coeficiente de reducción de la resistencia sísmica

Por tanto, la deriva elástica máxima es:

$$\Delta_E max = \frac{0.02}{0.75 * 3} = 0.0089$$

- **Análisis Sismo en X**

Figura 120

Máxima deriva elástica de piso con Sismo en X, Modelo 0, vivienda seleccionada (#7)

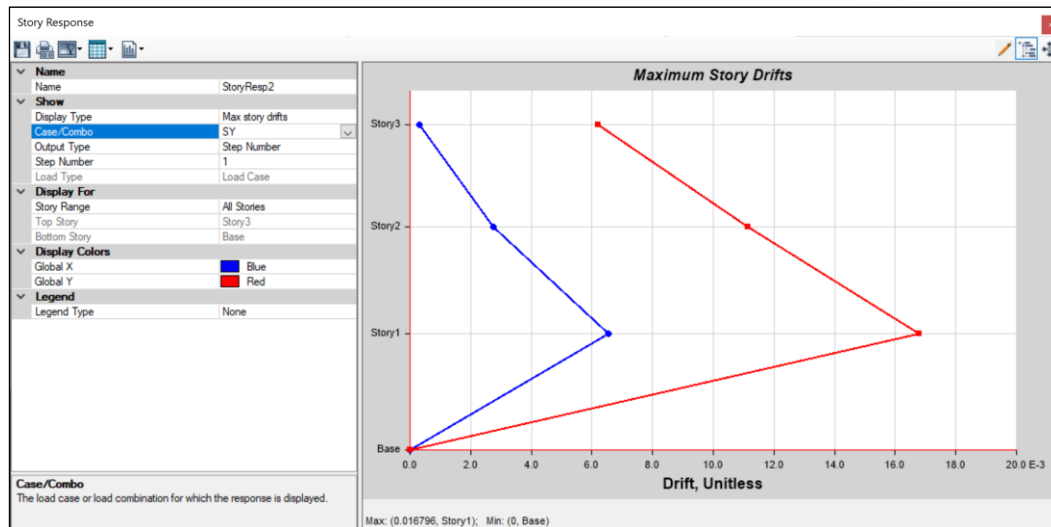


$$\Delta_E = 0.02086 > \Delta_E max \quad \therefore \text{No pasa}$$

- **Análisis Sismo en Y**

Figura 121

Máxima deriva elástica de piso con Sismo en Y, Modelo 0



$$\Delta_E = 0.01680 > \Delta_E^{max} \quad \therefore \text{No pasa}$$

Análisis de torsión

En la Tabla 50 se presentan los centros de masas y rigideces y sus respectivas excentricidades.

Tabla 50

Centros de masa, rigidez y excentricidades del Modelo 0, vivienda seleccionada (#7)

| Story | XCM (m) | YCM (m) | XCR (m) | YCR (m) | Ex. X (m) | Ex. Y (m) |
|---------|---------|---------|---------|---------|-----------|-----------|
| Story 3 | 3.70 | 1.86 | 3.15 | 1.61 | 0.55 | 0.25 |
| Story 2 | 3.85 | 3.63 | 1.90 | 1.86 | 1.95 | 1.77 |
| Story 1 | 3.90 | 3.39 | 0.97 | 2.62 | 2.93 | 0.77 |

Los centros de rigidez presentan excentricidades con respecto a los centros de masas de los diafragmas de hasta 2.9m, evidenciando una torsión severa del sistema estructural. La estructura tiende a rotar a rededor de las escaleras de la vivienda.

Para el análisis de la participación modal se ha creído conveniente hacer uso del coeficiente de irregularidad en planta propuesto por Medina & Medina (2017), en base a la Ecuación (30), que acepta una torsión relativa del 25% en los dos primeros modos.

$$\phi_p = 1.05 - \frac{Rz_i}{\sqrt{Ux_i^2 + Uy_i^2}} \leq 1 \quad (30)$$

$$\text{Si } \phi_p < 0.75 \quad \therefore \quad \text{Rediseñar la estructura} \quad (31)$$

En donde:

ϕ_p = Coeficiente de irregularidad en planta

Rz_i = Porcentaje de participación de la masa en torsión

Ux_i y Uy_i = Porcentaje de participación de la masa en traslación en "X" y "Y".

Del análisis de los tres primeros modos de vibración se obtiene:

Tabla 51

Participación modal de los radios de masa del Modelo 0, vivienda seleccionada (#7)

| Caso | Modo | Periodo (seg) | UX | UY | RZ | % Torsión | ϕ_p | Observación | Conclusión |
|-------|------|---------------|--------|--------|--------|-----------|----------|--------------|--------------------------------|
| Modal | 1 | 0.724 | 0.2981 | 0.3999 | 0.2767 | 55.5% | 0.495 | Torsional | <u>Rediseñar la estructura</u> |
| Modal | 2 | 0.594 | 0.2355 | 0.1200 | 0.1197 | 45.3% | 0.597 | Torsional | |
| Modal | 3 | 0.413 | 0.0907 | 0.1578 | 0.0185 | 10.2% | 0.948 | Traslacional | |

Una estructura saludable presenta los dos primeros modos de vibración traslacionales y el tercero rotacional. Para el caso del Modelo 0, el primer modo de vibración muestra un coeficiente de irregularidad en planta muy severo y que de acuerdo al planteamiento de la Ecuación (31) se necesita un rediseño de la estructura.

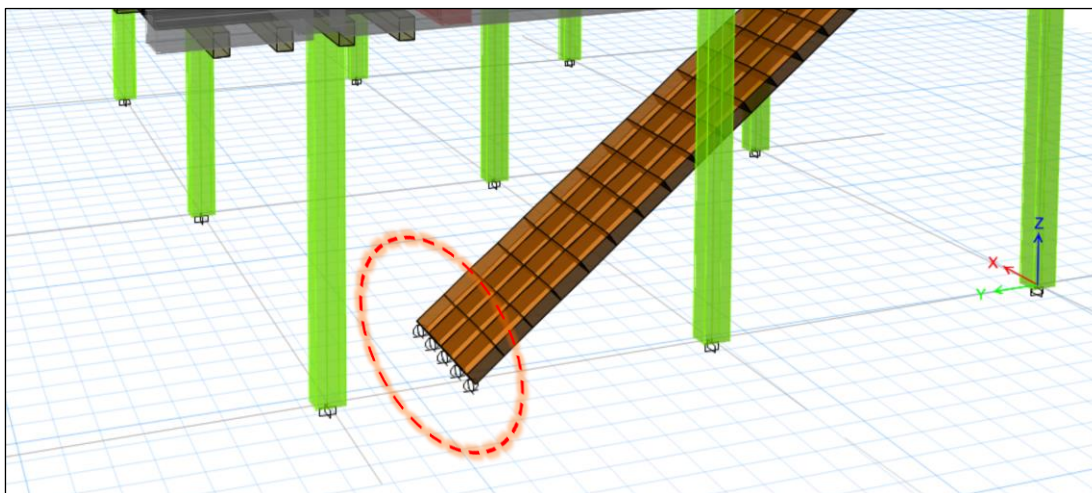
- **Análisis de torsión con desacople de escalera**

La rigidez de la estructura es dominada por las escaleras ubicadas en un costado, es necesario encontrar un sistema que permita reducir su aporte a la excentricidad que está ocasionando torsión en la estructura.

Para ello se probará desacoplando la escalera y haciéndola trabajar en su base como un apoyo móvil, tal como se presenta en la Figura 122.

Figura 122

Desacople de base de escalera en Modelo 0, vivienda (#7)



En la Tabla 52 son presentados los centros de masas y rigideces de la estructura con el desacople efectuado.

Tabla 52

Centros de masa, rigidez y excentricidades del Modelo 0 con desacople de escalera, vivienda seleccionada (#7)

| Story | XCM (m) | YCM (m) | XCR (m) | YCR (m) | Ex. X (m) | Ex. Y (m) | % Reducción X | % Reducción Y |
|---------|---------|---------|---------|---------|-----------|-----------|---------------|---------------|
| Story 3 | 3.70 | 1.86 | 3.44 | 1.71 | 0.26 | 0.15 | 52.5% | 41.1% |
| Story 2 | 3.85 | 3.63 | 2.84 | 2.07 | 1.01 | 1.56 | 48.5% | 11.8% |
| Story 1 | 3.90 | 3.39 | 2.88 | 2.73 | 1.02 | 0.65 | 65.4% | 15.2% |

En la Tabla 53 se presentan las torsiones relativas en los tres primeros modos de vibración del Modelo 0 con el desacople de escaleras.

Tabla 53

Participación modal de los radios de masa del Modelo 0 con desacople de escalera, vivienda seleccionada (#7)

| Caso | Modo | Periodo (seg) | UX | UY | RZ | % Torsión | ϕ_p | Observación | Conclusión |
|-------|------|---------------|--------|--------|--------|-----------|----------|--------------|---------------------------|
| Modal | 1 | 0.843 | 0.8803 | 0.0157 | 0.0573 | 6.5% | 0.985 | Traslacional | |
| Modal | 2 | 0.691 | 0.0512 | 0.7225 | 0.1782 | 24.6% | 0.804 | Traslacional | <u>Mecanismo funciona</u> |
| Modal | 3 | 0.519 | 0.0135 | 0.2054 | 0.6301 | 306.1% | -2.01 | Torsional | |

Con el desacople de escaleras se evidencia un decrecimiento en las excentricidades del centro de masas con respecto al centro de rigideces de la estructura de hasta el 65%, por tanto, se buscará realizar esta intervención con el fin de mejorar el comportamiento dinámico de la estructura.

Sería ideal buscar un mecanismo de intervención que permita un mecanismo de falla que desacople la escalera en eventos sísmicos.

Para el caso de la vivienda seleccionada para el presente estudio, no es posible generar dicho desacople, debido a que existen paredes que confinan la escalera y no le permitirían desplazarse. Se podría derrocar una de las paredes, sin embargo, se descarta esta opción debido a que esta pared está contribuyendo mucho en el soporte de las vigas y losa que se encuentran sobre ella.

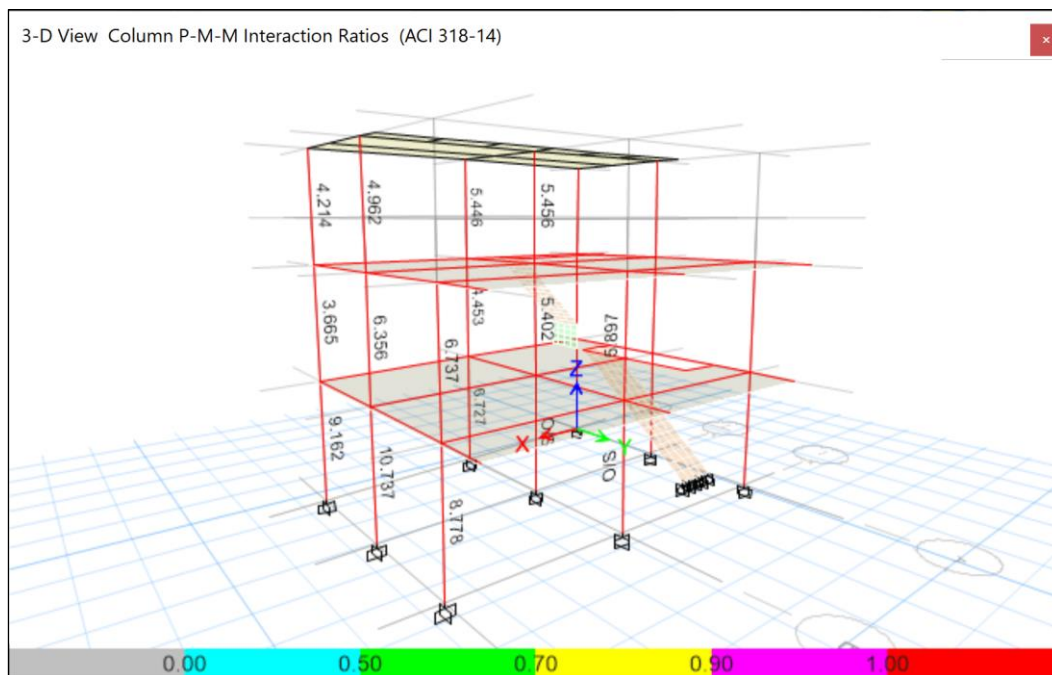
Dicho mecanismo de intervención, es propuesto para que el diseñador en cuyo caso de estudio particular, se encuentre en condiciones de implementarlo, lo considere para solucionar los problemas de torsión que pudiere presentar.

Radio de capacidad a flexo compresión de columnas

Ninguna de las columnas en ninguno de los niveles, tiene la capacidad de trabajar a flexo compresión bajo cargas de diseño, en la Figura 123 son presentados los radios de capacidad.

Figura 123

Radios de capacidad a flexo compresión de las columnas del Modelo 0, vivienda (#7)



Se hace evidente la necesidad de incluir mamposterías al modelamiento, ya que su trabajo estructural es indispensable, con el Modelo 1, se verificará el comportamiento de la mampostería dentro de la estructura.

Modelo 1: (Elementos estructurales y no estructurales)

El Modelo 1 tiene como objetivo determinar el comportamiento real de la estructura para lo cual será adicionada la mampostería dentro de la modelación.

El análisis se dividirá en Modelo 1.1 del estado real actual y Modelo 1.2 del estado real bajo condiciones de diseño. Es importante señalar que el Modelo 1.1 deberá coincidir en sus periodos fundamentales de vibración con los obtenidos experimentalmente a través del uso de acelerómetro.

Modelo 1.1: Real /Actual

El Modelo 1.1 busca acercarse al comportamiento real de la estructura, ajustado en base al periodo de vibración obtenido experimentalmente con acelerómetro. Una vez que este modelo satisfaga las condiciones experimentales, se le aplicarán condiciones y cargas de diseño en el Modelo 1.2.

Estimación de cargas

Carga Muerta (D) y Carga viva (L)

Son consideradas en el Modelo 1, las mismas cargas utilizadas para el Modelo 0, con excepción de mamposterías puesto que serán calculadas como peso propio por el programa ETABS.

Las cargas presentadas en la Tabla 54 corresponden a acabados y un adicional de 80 Kg/m² correspondiente a los aliviamientos de la losa.

Tabla 54

Carga muerta adicional en losas de Modelo 1

| Planta | Peso W (Kgf) | Área losa (m2) | D acabados + aliv. (Kgf/m2) |
|--------|--------------|----------------|-----------------------------|
| 1 | 9186.45 | 47.11 | 195 |
| 2 | 8479.60 | 49.30 | 172 |
| 3 | 1929.41 | 27.30 | 71 |

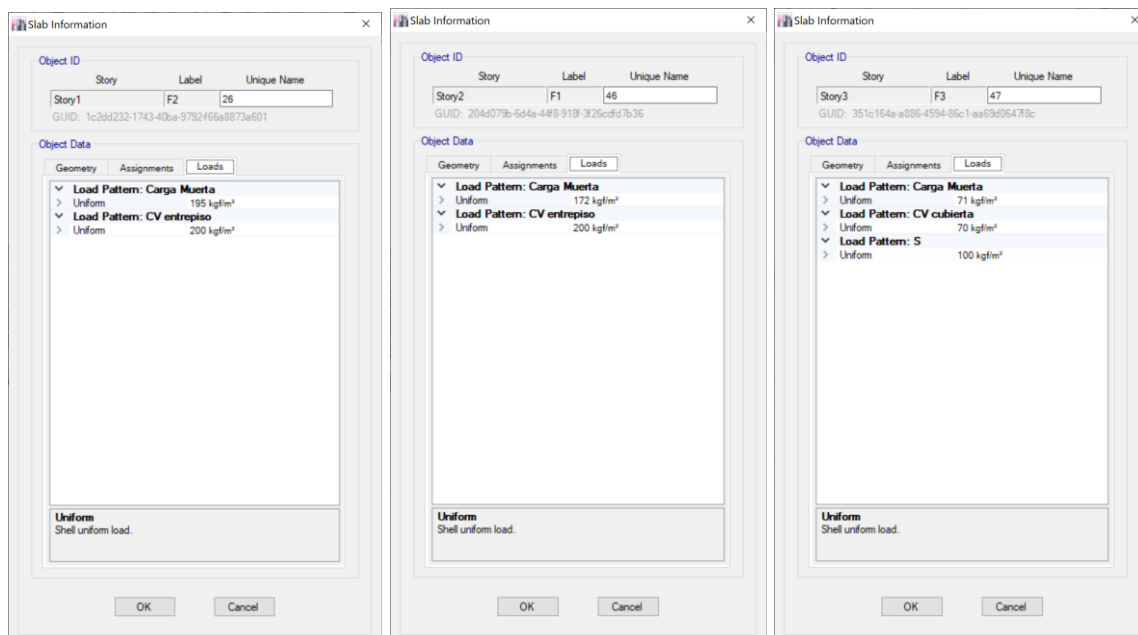
La carga viva utilizada para el Modelo 1, es la misma del Modelo 0.

Asignación de cargas

En la Figura 124, son presentadas las cargas asignadas a cada losa del modelo, en la losa de cubierta se ha adicionado una carga mínima de granizo de 100Kgf/m2 de acuerdo a normativa MIDUVI NEC-SE-CG (2015).

Figura 124

Cargas asignadas a losas de Modelo 1



Procedimiento de Modelamiento

Definición de materiales

- **Concreto estructural y acero de perfilería**

El concreto utilizado cumple con las características presentadas en la Figura 105 del Modelo 0 y acero utilizado para perfilería cumple con las características presentadas en la Figura 106.

- **Mampostería de bloque**

De acuerdo con el planteamiento de Crisafulli (1997), el módulo de elasticidad el material compuesto conformado por mampostería y mortero puede ser representado por la Ecuación (32).

$$E_m = E_b * \frac{\frac{b}{j} + 1}{\frac{b}{j} + \frac{E_b}{E_j}} \quad (32)$$

En donde:

E_m = Módulo de elasticidad del panel de mampostería

E_b = Módulo de elasticidad del bloque

b y j = Altura del bloque y altura de mortero de unión respectivamente.

Del mismo modo, Crisafulli (1997) arma que la fuerza de compresión del mortero está entre los 10Mpa y los 20Mpa, tomando el valor mínimo de este rango y haciendo uso de la Ecuación (33), se obtiene:

$$E_j = 1000 * f'_{cr} \quad (33)$$

$$E_j = 1000 * 100 = 100000 \text{ Kgf/cm}^2$$

El módulo de elasticidad utilizado para la mampostería se determinará de acuerdo a la Ecuación (34), propuesta por Lopez & Ushiña (2017) en su estudio sobre el bloque no estructural de la vivienda ecuatoriana.

$$Eb = 237 * f'b \quad (34)$$

La resistencia a la compresión de la unidad de bloque $f'b = 24.58Kgf/cm^2$ de acuerdo al trabajo de Gualacata & Ortega (2017), por tanto:

$$Eb = 237 * 24.58 = 5825.46 Kgf/cm^2$$

De acuerdo a lo presentado en la Figura 104, $b = 20cm$ y $j = 1.5cm$; entonces, aplicando la Ecuación (32), se obtiene:

$$Em = 5825.46 * \frac{\frac{20}{1.5} + 1}{\frac{20}{1.5} + \frac{5825.46}{100000}} = 6235.13Kgf/cm^2$$

El esfuerzo a compresión de la mampostería de bloque, de acuerdo con el estudio de Kirstchig (1985), puede ser expresado de acuerdo a la Ecuación (Citado por Albuja & Pantoja, 2017).

$$f'm = 0.161 * f'cb^{0.43} * Ej^{0.26} \quad (Mpa) \quad (35)$$

Aplicando la Ecuación (35) tenemos que:

$$f'm = 0.161 * 2.548^{0.43} * 10000^{0.26} = 2.599 \quad (Mpa)$$

$$f'm \approx 25.99 \quad (Kgf/cm^2)$$

Por otro lado, los resultados experimentales de Gualacata & Ortega (2017), sobre muretes elaborados con bloque y con ladrillo arrojan valores mucho menores, tal como se presenta en la Tabla 55.

Tabla 55*Propiedades de mampostería de bloque y ladrillos*

| Parámetro | Mampostería de Bloque | Mampostería de ladrillo |
|----------------------------------------------------|-----------------------|-------------------------|
| Resistencia a la compresión (kgf/cm ²) | 16.66 | 5.91 |
| Resistencia al corte (kgf/cm ²) | 1.86 | 0.52 |
| Módulo de elasticidad (kgf/cm ²) | 3959.51 | 731.14 |

Nota: Datos de (Gualacata & Ortega, 2017)

Para el caso de la mampostería de bloque se ha decidido optar por los valores experimentales presentados en la Tabla 55, ya que son los que mejor funcionan para acercar los periodos de vibración dinámicos del modelo a los experimentales obtenidos mediante acelerómetro. En la Figura 125 son presentados los parámetros de entrada del material mampostería de bloque en el programa ETABS.

Figura 125*Valores de entrada en el programa ETABS, mampostería de bloque*

The figure shows two overlapping dialog boxes from the ETABS software. The left dialog, titled 'Material Property Data', contains the following fields and values:

- General Data:** Material Name: 'Mampostería de bloque'; Material Type: 'Masonry'; Directional Symmetry Type: 'Isotropic'; Material Display Color: a red color swatch; Material Notes: empty.
- Material Weight and Mass:** 'Specify Weight Density' is selected; Weight per Unit Volume: 1050 kgf/m³; Mass per Unit Volume: 1050 kg/m³.
- Mechanical Property Data:** Modulus of Elasticity, E: 3959.51 kgf/cm²; Poisson's Ratio, U: 0.25; Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C; Shear Modulus, G: 1583.8 kgf/cm².
- Design Property Data:** A button labeled 'Modify/Show Material Property Design Data...'.
- Advanced Material Property Data:** Buttons for 'Nonlinear Material Data...', 'Material Damping Properties...', and 'Time Dependent Properties'.

The right dialog, titled 'Material Property Design Data', shows:

- Material Name and Type:** Material Name: 'Mampostería de bloque'; Material Type: 'Masonry, Isotropic'.
- Design Properties for Concrete Materials:** Specified Compressive Strength, Fm: 16.66 kgf/cm².

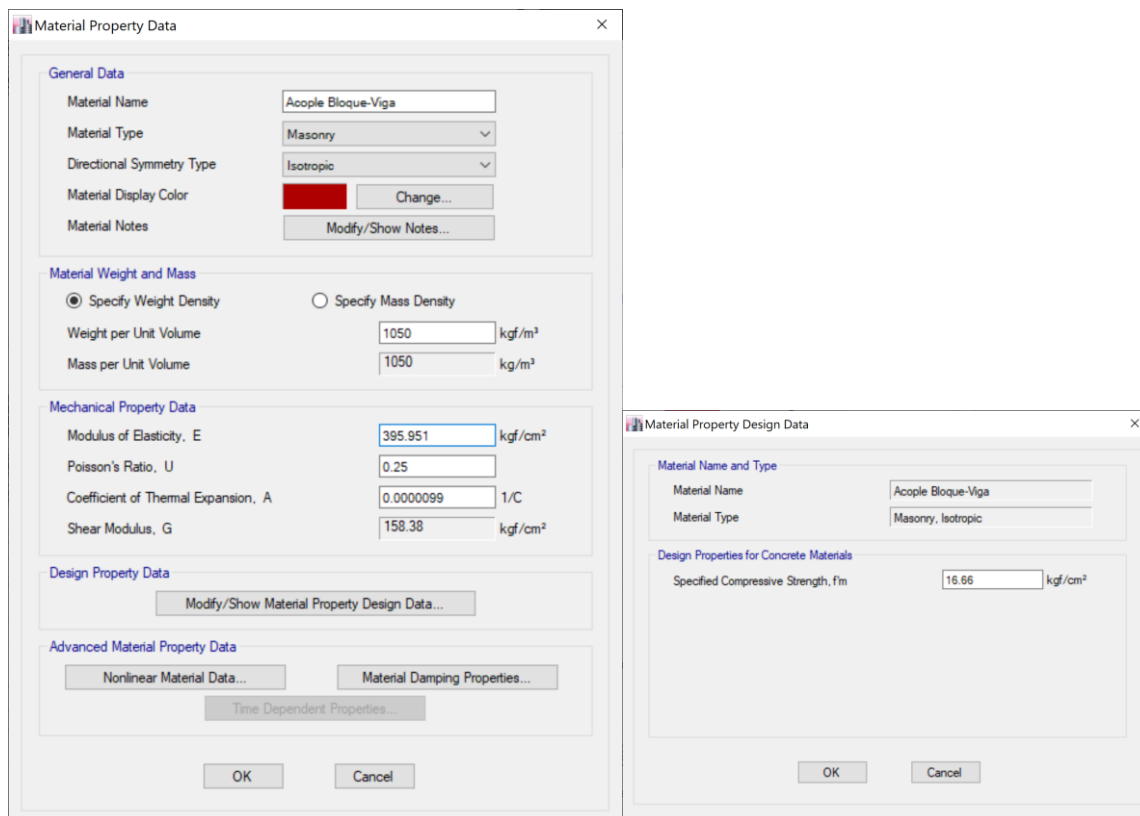
Both dialogs have 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

El peso por unidad de volumen ingresado es el mostrado en el análisis de la Figura 104 para una pared de bloque maciza, equivalente al bloque hueco existente.

Para simular el efecto de la capa gruesa de mortero que sirve de acople entre la mampostería y las losas se ha decidido incluir una fila de elementos finitos en la parte superior de la mampostería con un módulo de elasticidad 10 veces menor, como se presenta en la Figura 126.

Figura 126

Valores de entrada material ETABS, acople mampostería bloque-viga



- Mampostería de ladrillo

De acuerdo al estudio realizado por Gualacata & Ortega (2017) la resistencia a la compresión de la unidad de ladrillo es de $f'_{cu} = 20.28 \text{ Kgf/cm}^2$, mientras que el

valor de resistencia a la compresión del mortero utilizada es de $f'_{cr} = 100 \text{ Kg}/\text{cm}^2$, explicado en el planteamiento de la mampostería de bloque.

La resistencia a compresión de la mampostería de ladrillo es de $f'_m = 13.79 \text{ Kg}/\text{cm}^2$, obtenido mediante el uso de la Ecuación (36), propuesta por Hendry (1998).

$$f'_m = C_m * \varphi * (C_f * f'_{cu})^{0.75} * (f'_{cr})^{0.25} \quad (\text{Mpa}) \quad (36)$$

En donde:

C_m = Factor de continuidad, $C_m = 0.45$

φ = Factor de baja resistencia de mampostería, $\varphi = 1$

C_f = Factor de forma, $C_f = 1$

f'_{cu} = Esfuerzo resistente a compresión del ladrillo

f'_{cr} = Esfuerzo resistente a compresión del mortero de unión

Aplicando la Ecuación (36), tenemos que:

$$f'_m = 0.45 * 1 * (1 * 2.028)^{0.75} * (10)^{0.25} = 1.36 \quad (\text{Mpa})$$

$$f'_m = 13.60 \text{ Kg}/\text{cm}^2$$

De acuerdo con el planteamiento del módulo de elasticidad de la mampostería (E_m) está en el rango de $400 * f'_m$ y $1000 * f'_m$, considerando que la fabricación de ladrillos en el medio es artesanal, se decide optar por el valor inferior. Adicional a ello, los resultados experimentales con muretes de Gualacata & Ortega (2017), que se presentaron en la Tabla, muestran un valor mucho menor, correspondiente a $124 * f'_m$.

Considerando las diferentes afirmaciones hechas anteriormente y además el resultado experimental de periodos fundamentales de vibración de la estructura, se utilizar la Ecuación (37) y castigar al módulo de elasticidad de la mampostería de bloque un 15%.

$$E_m = 0.85 * 400 * f'm \quad (37)$$

Aplicando la Ecuación, encontramos que:

$$E_m = 400 * 13.60 * 0.75 = 4624 \text{ Kg/cm}^2$$

En la Figura 127 son presentados los valores de entrada del material mampostería de ladrillo en el programa ETABS.

Figura 127

Valores de entrada en el programa ETABS, mampostería de ladrillo

The figure shows two screenshots of the ETABS software interface for defining material properties for brick masonry.

Material Property Data (Left Window):

- General Data:**
 - Material Name: Mampostería de ladrillo
 - Material Type: Masonry
 - Directional Symmetry Type: Isotropic
 - Material Display Color: Blue
 - Material Notes: Modify/Show Notes...
- Material Weight and Mass:**
 - Specify Weight Density (selected):
 - Weight per Unit Volume: 1800 kgf/m³
 - Mass per Unit Volume: 1800 kg/m³
 - Specify Mass Density (unselected)
- Mechanical Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: 4624 kgf/cm²
 - Poisson's Ratio, U: 0.25
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000081 1/C
 - Shear Modulus, G: 1849.6 kgf/cm²
- Design Property Data:**
 - Modify/Show Material Property Design Data...
- Advanced Material Property Data:**
 - Nonlinear Material Data...
 - Material Damping Properties...
 - Time Dependent Properties...

Material Property Design Data (Right Window):

- Material Name and Type:**
 - Material Name: Mampostería de ladrillo
 - Material Type: Masonry, Isotropic
- Design Properties for Concrete Materials:**
 - Specified Compressive Strength, f'm: 13.6 kgf/cm²

Del mismo modo que en la mampostería de bloque, los elementos finitos de los bordes de mampostería y viga han sido reducidos su módulo de elasticidad en 10 veces para simular la capa gruesa de mortero que se coloca en la misma.

Figura 128

Valores de entrada material ETABS, acople mampostería ladrillo-viga

The image shows two dialog boxes from ETABS. The left dialog, 'Material Property Data', is for defining the material 'Acople Ladrillo-Viga'. It is categorized as 'Masonry' with 'Isotropic' symmetry. The weight and mass are set to 1800 kg/m³. Mechanical properties include a Modulus of Elasticity (E) of 462.4 kgf/cm², Poisson's Ratio (U) of 0.25, a Coefficient of Thermal Expansion (A) of 0.0000081 1/C, and a Shear Modulus (G) of 184.96 kgf/cm². The right dialog, 'Material Property Design Data', shows the design strength for this material, with a Specified Compressive Strength (f_m) of 13.6 kgf/cm².

Definición de secciones

- **Columnas, vigas, secciones metálicas y losas**

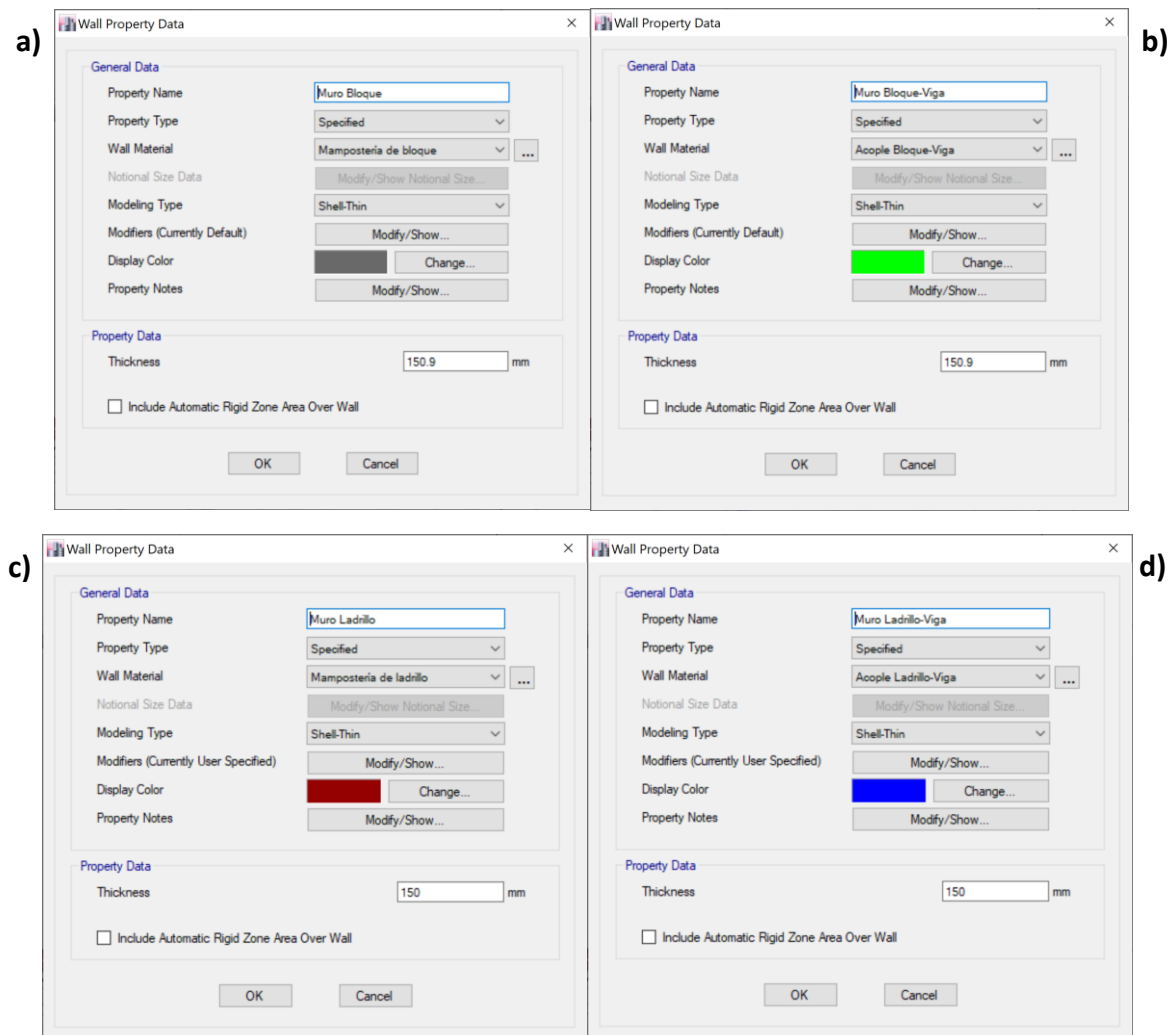
La definición de columnas, vigas, secciones metálicas será la misma del Modelo 0, presentadas en la Figura 107, Figura 108, Figura 109 y Figura 110, respectivamente.

- **Mampostería de bloque y ladrillo**

En la Figura son presentados los valores de entrada en las secciones de mampostería de bloque y mampostería de ladrillo. Cabe señalar que el espesor de la mampostería de bloque ha sido obtenido haciendo una conversión de bloque hueco a su sección equivalente maciza, tal como se presentó en la Figura 104.

Figura 129

Propiedades de sección mampostería ETABS, Modelo 1: a) Bloque, b) Acople Bloque Viga, c) Ladrillo y d) Acople Ladrillo-Viga



Asignación de etiquetas Pier y Spandrel

Se recomienda realizar la distinción de elementos de mampostería que trabajan como elementos Pier (Flexo-compresión) y Spandrel (Flexión).

Para el caso del modelo de la vivienda de estudio, se han distinguido dos tipos de elementos Pier para ambos sentidos horizontales, los “PX” o “PY” y los “PDX” o “PDY”. Los últimos asignados a paredes divisorias sin confinamiento. Para el caso de los elementos Spandrel, se han distinguido de igual manera, etiquetas “SX” o “SY” y los “SDX” y “SDY”, los últimos aplicados a antepechos sin confinamiento.

En la Figura 130, Figura 131 y Figura 132 se puede apreciar respectivamente la planta baja, primera y segunda planta, en donde se encuentran representados el número de elemento Pier y Spandrel asignado a cada muro.

Figura 130

Elementos Pier y Spandrel en planta baja, Modelo 1

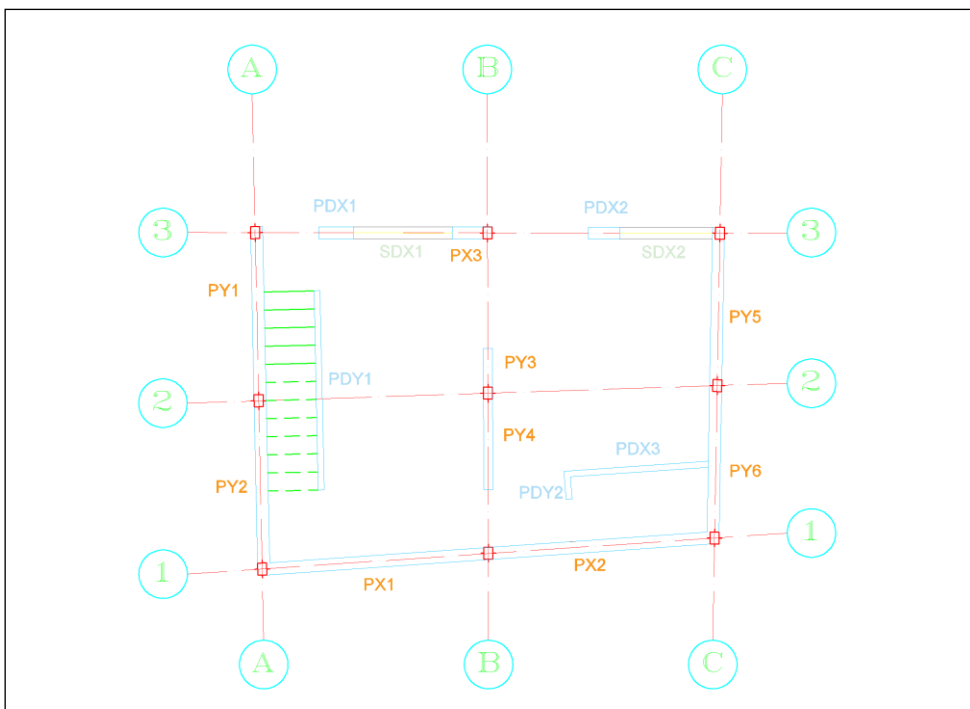
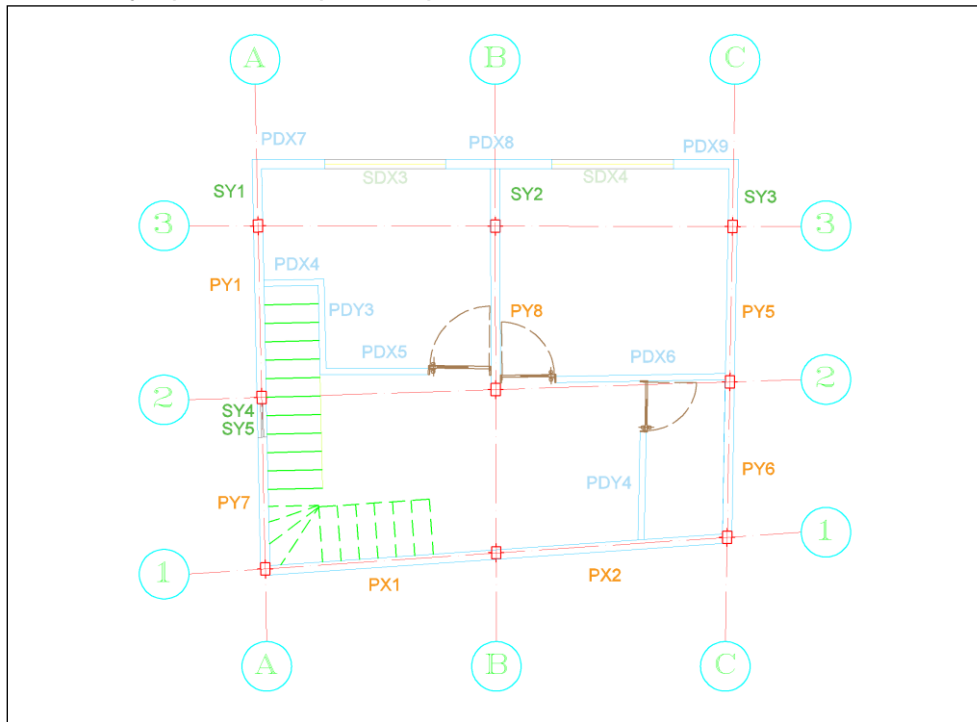
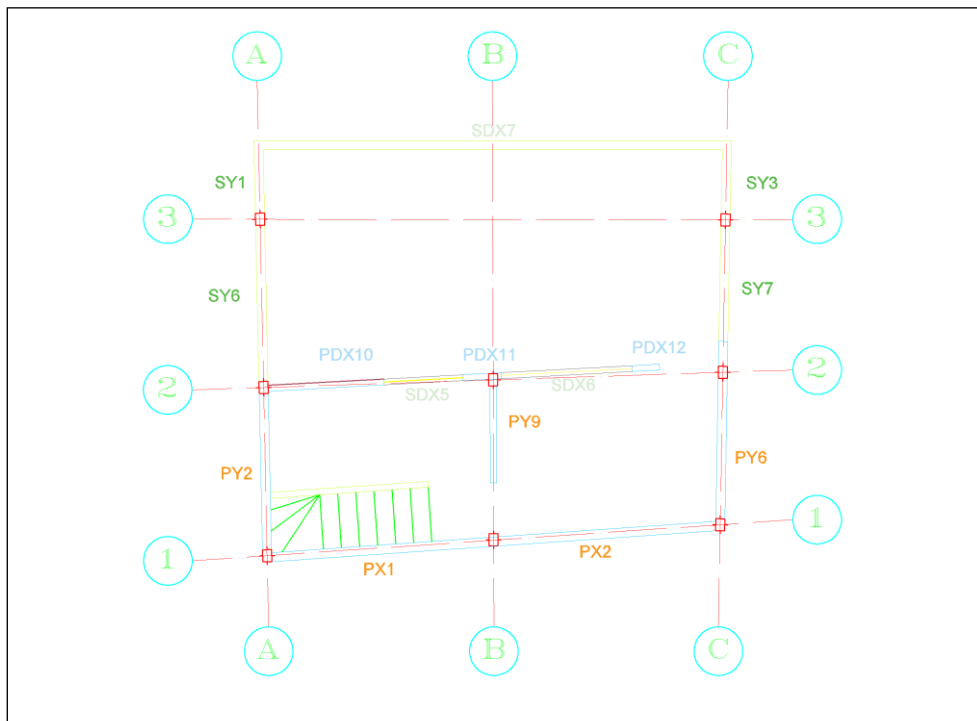


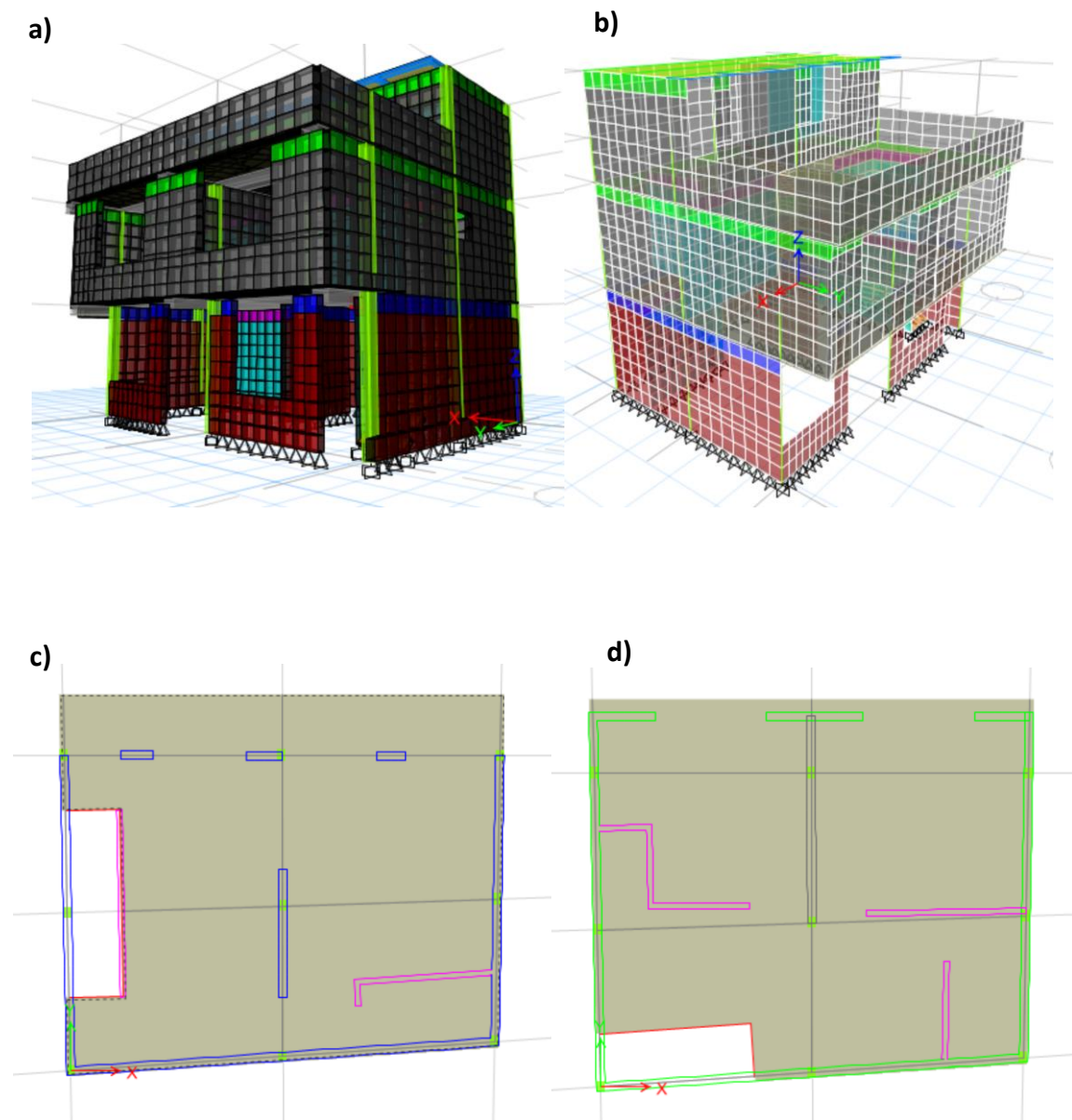
Figura 131*Elementos Pier y Spandrel en primera planta, Modelo 1***Figura 132***Elementos Pier y Spandrel en segunda planta, Modelo 1*

Revisión de la modelación

En la Figura 133 son presentadas las vistas tridimensionales y en planta del Modelo1.

Figura 133

Modelo 1, vivienda de estudio a) Perspectiva tridimensional extruida, b) Perspectiva tridimensional, c) Primera planta y d) Segunda planta



Los son mostrados de acuerdo a las propiedades de las secciones, se puede apreciar la diferencia en los elementos finitos superiores de los paneles de mampostería.

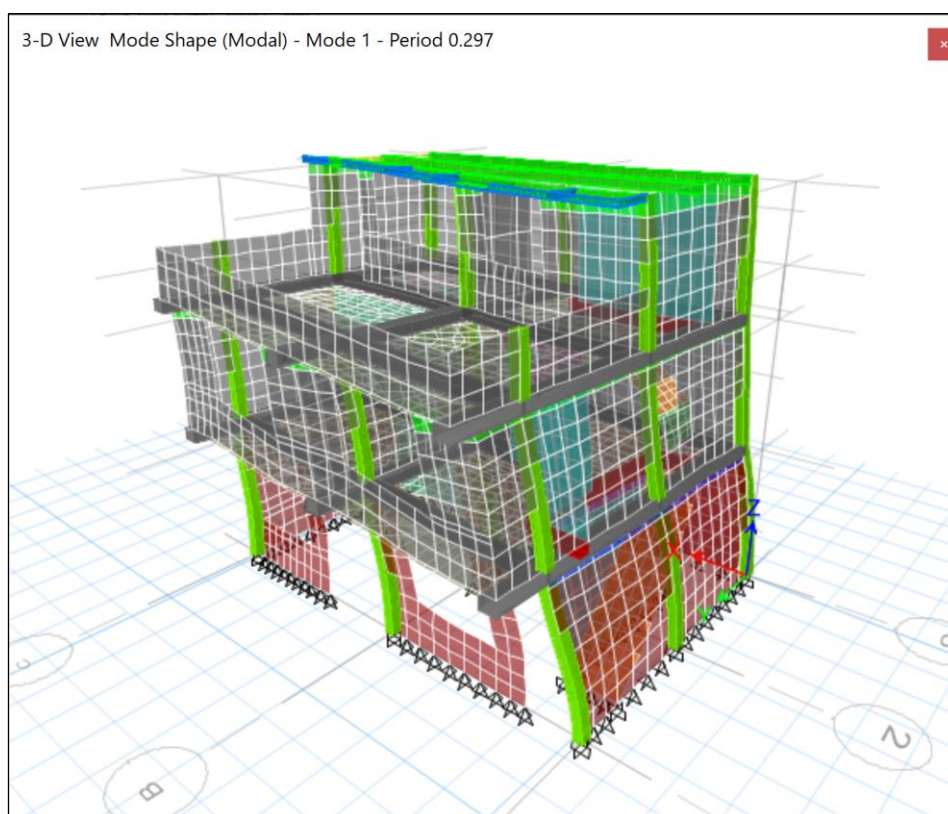
Comparación del periodo fundamental del modelo con el experimental

Es importante para conseguir un comportamiento cercano a la realidad, que el periodo fundamental del Modelo 1.1 se acerque en la mayor medida posible al obtenido experimentalmente en la vivienda con el uso de acelerómetro. El periodo fundamental obtenido experimentalmente para la estructura es de 0.288seg, ver Apéndice 3.

En la Figura 134 es presentado el periodo fundamental del primer modo de vibración del Modelo 1.1, que es de 0.297 seg.

Figura 134

Periodo fundamental del primer modo de vibración del Modelo 1.1



Los periodos de vibración experimentales obtenidos mediante la transformada de Fourier, tal como se trata a detalle en el informe del Apéndice 3, se han tomado por sobre los valores del máximo predominante arrojado por el programa de análisis de señales SeismoSignal.

El primer modo de vibración de la estructura en el sentido X, se ha conseguido una aproximación del 99.7% del Modelo 1.1 al resultado obtenido con acelerómetro. Sin embargo, en el segundo modo de vibración, el valor más cercano al modelo es el obtenido como máximo predominante por el programa, con una aproximación del 90%.

Tabla 56

Comparativa periodos de vibración del modelo y experimentales

| Modo | Sentido | T dinámico Modelo 1.1 | T predominante SeismoSignal | T pico transformada de Fourier | Aproximación mínima | Aproximación máxima |
|------|---------|-----------------------|-----------------------------|--------------------------------|---------------------|---------------------|
| 1 | X | 0.297 | 0.24 | 0.289 | 81% | 97% |
| 2 | Y | 0.206 | 0.22 | 0.282 | 73% | 94% |

Con un error en la aproximación del 3% en el primer modo de vibración de la estructura, el modelo es aceptado y servirá para verificar el comportamiento sismorresistente de la estructura en el Modelo 1.2.

Modelo 1.2: Real / De diseño

El Modelo 1.2 muestra el comportamiento de la estructura ante un evento sísmico de diseño, para ello se realizarán análisis basado en fuerzas.

Estimación de cargas

Carga muerta (D), carga viva (L), carga de granizo (S)

Las cargas definidas para el Modelo 1, fueron presentadas en los modelos anteriores; en la Tabla 54 para carga muerta (D) y **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** para carga viva (L), la asignación de las mismas en las losas se encuentra representada en la Figura 124, en el Modelo 1.1.

Se ha considerado una carga mínima de granizo en cubierta de 100Kgf/cm² de acuerdo a la normativa MIDUVI-NEC-SE-CG (2015).

Carga Sísmica (E)

La carga sísmica para el análisis del comportamiento de la estructura, será determinada a través del diseño basado en fuerzas (DBF) de la normativa MIDUVI-NEC-SE-DS (2015) a través del cortante basal, expresado en la Ecuación (28), presentada en el Modelo 0. Se trabajará con una fuerza en la base del 43.2% de la carga reactiva, $V = 0.432 * W$.

Los parámetros del cortante basal utilizados se encuentran en la Tabla 49, presentada en el Modelo 0, valores acorde a la normativa MIDUVI NEC-SE-DS (2015) y aceleración del estudio de peligro sísmico elaborado en la presente investigación (Capítulo V); en la Figura 114 presentada en el Modelo 0, se encuentran los espectros de aceleración elásticos de peligro sísmico, de la NEC-15 y la envolvente de las GMPE del PEER-NGA.

Fuente de masas

En la Figura 135 se presenta la fuente de masas ingresada al programa ETABS, en donde es considerado de acuerdo a la normativa MIDUVI NEC-SE-DS (2015), un 25% de la carga viva.

La fuente de masas representa la carga reactiva que servirá para el cálculo de fuerzas laterales actuantes a partir del cortante en la base.

Figura 135

Fuente de Masa del Modelo 1.2, vivienda de estudio

Mass Source Data

Mass Source Name: 100CM+15CV

Mass Source

- Element Self Mass
- Additional Mass
- Specified Load Patterns
- Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:
 - This Ratio of Diaphragm Width in X Direction:
 - This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction:

Mass Multipliers for Load Patterns

| Load Pattern | Multiplier |
|--------------|------------|
| CV cubierta | 0.25 |
| Carga Muerta | 1 |
| CV entrepiso | 0.25 |
| CV cubierta | 0.25 |

Buttons: Add, Modify, Delete

Mass Options

- Include Lateral Mass
- Include Vertical Mass
- Lump Lateral Mass at Story Levels

Buttons: OK, Cancel

Combinaciones de cargas

Las combinaciones utilizadas de acuerdo con la normativa MIDUVI-NEC-SE-CG (2015), fueron presentadas en el modelo 0, Tabla 46. La definición de las combinaciones en el programa ETABS fue presentada en la Figura 118.

Agrietamiento de inercias en secciones de concreto

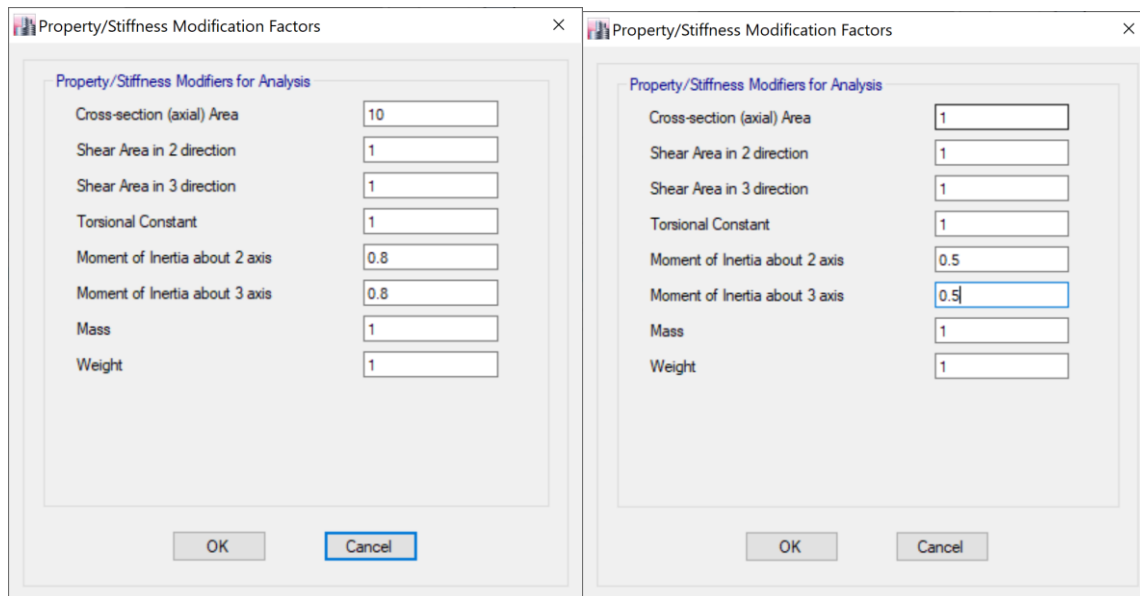
En la Figura 136 son presentados los valores modificadores de inercia en secciones de concreto armado. De acuerdo con la normativa MIDUVI NEC-SE-DS

(2015), en el cálculo de la rigidez y las derivas máximas se deben utilizar los valores de inercias agrietada, que son coeficientes de reducción de la inercia gruesa (I_g) y que para el caso de los elementos estructurales es:

- Vigas ($0.5 * I_g$)
- Columnas ($0.8 * I_g$)
- Muros estructurales ($0.6 * I_g$)

Figura 136

Agrietamiento de inercias en Modelo 1.2, a) Columnas y b) Vigas



Asignación de la carga sísmica

Con el periodo fundamental del modelo (0.289seg), Se obtiene un coeficiente $k = 1$ relacionado al periodo de vibración de la estructura, de acuerdo a lo señalado en la Figura 115, del Modelo 0.

En la Figura 137 y Figura 138 se encuentran los patrones de sísmica est tica lineal del Modelo 1.2, en ambos sentidos horizontales.

Figura 137

Fuerza sísmica en la base para Modelo 1.2, sentido X

Seismic Load Pattern - User Defined

Direction and Eccentricity

X Dir Y Dir

X Dir + Eccentricity Y Dir + Eccentricity

X Dir - Eccentricity Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.) 0.05

Overwrite Eccentricities Overwrite...

Factors

Base Shear Coefficient, C 0.434

Building Height Exp., K 1

Story Range

Top Story Story3

Bottom Story Base

OK Cancel

Figura 138

Fuerza sísmica en la base para Modelo 1.2, sentido Y

Seismic Load Pattern - User Defined

Direction and Eccentricity

X Dir Y Dir

X Dir + Eccentricity Y Dir + Eccentricity

X Dir - Eccentricity Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.) 0.05

Overwrite Eccentricities Overwrite...

Factors

Base Shear Coefficient, C 0.434

Building Height Exp., K 1

Story Range

Top Story Story3

Bottom Story Base

OK Cancel

En la Figura 118, del Modelo 0, fueron presentadas las combinaciones de carga utilizadas.

Diagnóstico del modelo

Análisis de la Deriva

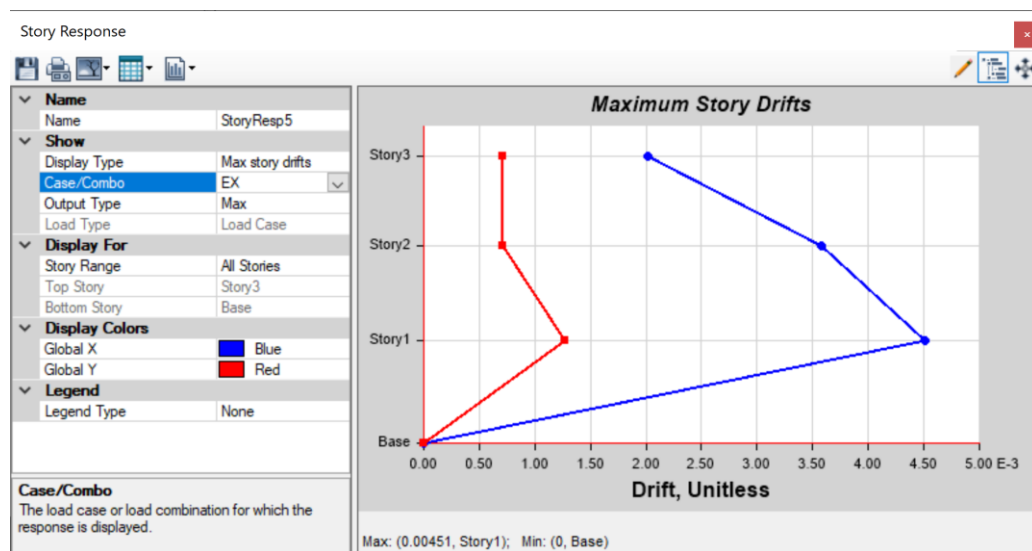
La normativa ecuatoriana MIDUVI NEC-SE-DS (2015), dice que “La deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en la tabla siguiente, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso”. En la Figura 119, del Modelo 0, fueron presentados los valores máximos de derivas inelásticas. La deriva inelástica para el Modelo 1.2 será de 1%, se hará uso de la expresión presentada en la Ecuación (29), del Modelo 0, para transformar la deriva elástica del modelo en deriva inelástica. A continuación, se presenta la deriva elástica máxima para el Modelo 1.2.

$$\Delta_E max = \frac{0.01}{0.75 * 3} = 0.0044$$

- Análisis Sismo en X

Figura 139

Máxima deriva elástica de piso con Sismo en X, Modelo 1.2

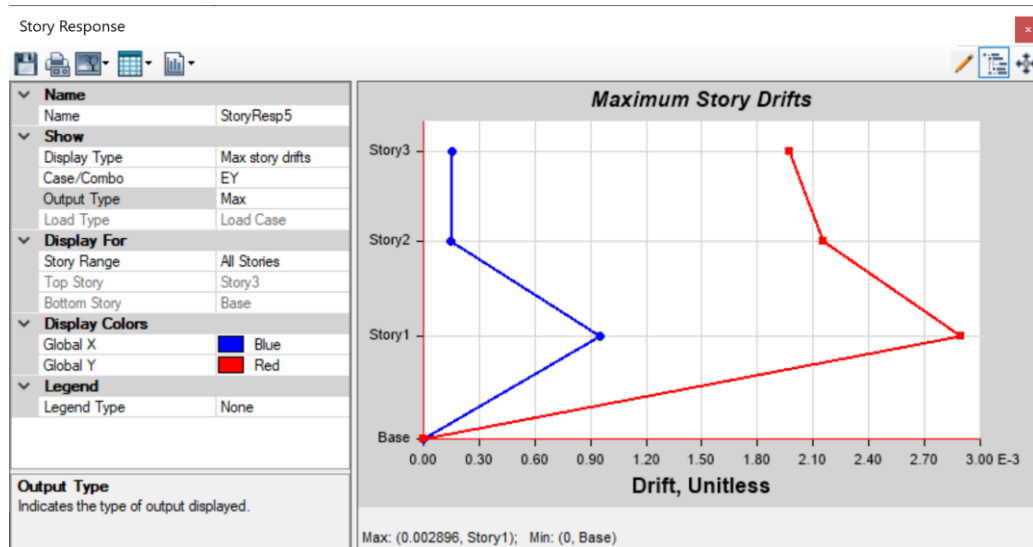


$$\Delta_E = 0.0045 > \Delta_E max \quad \therefore \text{No pasa}$$

- **Análisis Sismo en Y**

Figura 140

Máxima deriva elástica de piso con Sismo en Y, Modelo 1.2



$$\Delta_E = 0.0029 < \Delta_E \max \quad \therefore \text{Pasa}$$

Análisis de torsión

En la Tabla 57 se presentan los centros de masas y rigideces y sus respectivas excentricidades.

Tabla 57

Centros de masa, rigidez y excentricidades del Modelo 1.2, vivienda (#7)

| Story | XCM (m) | YCM (m) | XCR (m) | YCR (m) | Ex. X (m) | Ex. Y (m) |
|---------|---------|---------|---------|---------|-----------|-----------|
| Story 3 | 3.54 | 1.70 | 3.38 | 0.88 | 0.16 | 0.82 |
| Story 2 | 3.84 | 3.55 | 2.81 | 1.40 | 1.04 | 2.15 |
| Story 1 | 3.93 | 3.15 | 1.87 | 1.16 | 2.06 | 1.99 |

Los centros de rigidez presentan excentricidades con respecto a los centros de masas de los diafragmas de hasta 2.18m, evidenciando una torsión importante en el

sistema estructural. La estructura tiende a rotar a rededor de las escaleras de la vivienda, como se presentó en el Modelo 0, sin embargo, la mampostería ayuda a reducir las excentricidades en el sentido X, mientras que en el sentido Y las aumenta; en términos generales, existe una disminución de excentricidades.

Para el análisis de la participación modal se ha creído conveniente hacer uso del coeficiente de irregularidad en planta propuesto por Medina & Medina (2017), en base a la Ecuación (30), presentada en el Modelo 0, que acepta una torsión relativa del 25% en los dos primeros modos de vibración de la estructura. Del análisis de los tres primeros modos de vibración se obtiene:

Tabla 58

Participación modal de la masa del Modelo 1.2, vivienda de estudio

| Modo | Periodo (s) | UX | UY | RZ | % Torsión | ϕ_p | Observación |
|-------------|--------------------|-----------|-----------|-----------|------------------|----------|--------------------|
| 1 | 0.363 | 0.7717 | 0.0624 | 0.1119 | 14.5% | 0.905 | Traslacional |
| 2 | 0.257 | 0.1081 | 0.664 | 0.1003 | 14.9% | 0.901 | Traslacional |
| 3 | 0.191 | 0.0437 | 0.0818 | 0.6221 | 670.8% | -5.65 | Rotacional |

Una estructura saludable presenta los dos primeros modos de vibración traslacionales y el tercero rotacional. Para el caso del Modelo 1.2, los primeros modos de vibración muestran un porcentaje de torsión relativa de 15%, que están por debajo del 25% admisible de acuerdo a Medina & Medina (2017), sin embargo, el modelo generado con únicamente elementos estructurales (Modelo 0), presenta porcentajes de torsión relativa en el primer modo del 55%, muy por encima del valor máximo, se puede decir que el comportamiento dinámico de la estructura está regido por elementos no estructurales (mampostería) y es necesario precautelar su comportamiento sismorresistente dentro de rangos inelásticos.

Verificación de solicitaciones mampostería

Mampostería bajo cargas gravitacionales

A continuación, se presenta en análisis de los elementos “Pier” bajo cargas gravitacionales. De acuerdo con la normativa de mampostería estructural MIDUVI NEC-SE-MP (2015), la condición de resistencia ante cargas axiales a compresión, está dada por la Ecuación (38).

$$P_u \leq \phi * P_n = \phi * 0.8 * P_o * R_e \quad (38)$$

En donde:

P_u = Fuerza axial de diseño a compresión sobre el muro.

ϕ = Factor de reducción, igual a 0.6 para compresión.

P_n = Resistencia nominal a carga axial.

P_o = Máxima resistencia axial teórica.

R_e = Factor de reducción de resistencia axial por esbeltez.

$f'm$ = Resistencia nominal a la compresión de la mampostería.

A_e = Área efectiva de la sección de mampostería.

Siendo P_o representado por la Ecuación (39) y R_e por la Ecuación (40).

$$P_o = 0.85 * f'm * A_e \quad \text{para mampostería no reforzada} \quad (39)$$

$$R_e = 1 - \left[\frac{h'}{40t} \right]^3 \quad (40)$$

Donde:

h' y t = Longitud diagonal entre elementos de confinamiento y espesor efectivo.

En la Tabla 59 es presentado un análisis de fuerzas axiales de los muros en sentido "X" y en la Tabla 60, en el sentido "Y".

Tabla 59

Análisis de esfuerzos axiales de los muros en sentido X, Modelo 1.2

| Piso | Muro | Material | Ae (cm ²) | Pu (Kgf) | f'm (Kgf/cm ²) | φPn (Kgf) | Observación | % de f'm actuante |
|------|-------|----------|-----------------------|----------|----------------------------|-----------|-------------|-------------------|
| 3 | PX1 | Bloque | 2039.65 | 2252.64 | 16.66 | 6556.71 | PASA | 7% |
| 3 | PX2 | Bloque | 2039.65 | 1153.12 | 16.66 | 6556.71 | PASA | 3% |
| 3 | PDX10 | Bloque | 1084.80 | 932.72 | 16.66 | 4105.87 | PASA | 5% |
| 3 | PDX11 | Bloque | 355.95 | 698.49 | 16.66 | 1444.28 | PASA | 12% |
| 3 | PDX12 | Bloque | 254.25 | 935.88 | 16.66 | 1036.30 | PASA | 22% |
| 3 | PDX13 | Bloque | 1469.00 | 1278.41 | 16.66 | 5249.66 | PASA | 5% |
| 2 | PX1 | Bloque | 2039.65 | 4486.14 | 16.66 | 6503.06 | PASA | 13% |
| 2 | PX2 | Bloque | 2039.65 | 2509.06 | 16.66 | 6503.06 | PASA | 7% |
| 2 | PDX4 | Ladrillo | 704.00 | 741.48 | 13.60 | 2702.89 | PASA | 8% |
| 2 | PDX5 | Ladrillo | 1328.00 | 1341.52 | 13.60 | 5037.20 | PASA | 7% |
| 2 | PDX6 | Ladrillo | 2200.00 | 2149.79 | 13.60 | 8139.36 | PASA | 7% |
| 2 | PDX7 | Bloque | 576.30 | 1053.63 | 16.66 | 2278.91 | PASA | 11% |
| 2 | PDX8 | Ladrillo | 1720.00 | 1274.26 | 13.60 | 6829.53 | PASA | 5% |
| 2 | PDX9 | Ladrillo | 900.00 | 1122.57 | 13.60 | 3596.53 | PASA | 9% |
| 1 | PX1 | Ladrillo | 5415.00 | 7203.02 | 13.60 | 22083.95 | PASA | 10% |
| 1 | PX2 | Ladrillo | 5415.00 | 6727.20 | 13.60 | 22083.95 | PASA | 9% |
| 1 | PX3 | Ladrillo | 765.00 | 3105.01 | 13.60 | 3147.75 | PASA | 30% |
| 1 | PDX1 | Ladrillo | 855.00 | 1644.37 | 13.60 | 3517.85 | PASA | 14% |
| 1 | PDX2 | Ladrillo | 780.00 | 1838.94 | 13.60 | 3209.44 | PASA | 17% |
| 1 | PDX3 | Ladrillo | 1832.00 | 4166.54 | 13.60 | 6855.60 | PASA | 17% |

Tabla 60*Análisis de esfuerzos axiales de los muros en sentido Y, Modelo 1.2*

| Piso | Muro | Material | Ae (cm ²) | Pu (Kgf) | f'm (Kgf/cm ²) | φPn (Kgf) | Observación | % de f'm actuante |
|------|------|----------|--------------------------|-------------|-------------------------------|--------------|-------------|----------------------|
| 3 | PY2 | Bloque | 1457.70 | 1009.58 | 16.66 | 5218.96 | PASA | 4% |
| 3 | PY6 | Bloque | 1316.45 | 863.42 | 16.66 | 4819.93 | PASA | 4% |
| 3 | PY9 | Bloque | 904.00 | 3751.05 | 16.66 | 3499.77 | REDISEÑAR | 25% |
| 2 | PY1 | Bloque | 1463.35 | 2770.74 | 16.66 | 5186.85 | PASA | 11% |
| 2 | PY5 | Bloque | 1316.45 | 1611.76 | 16.66 | 4774.76 | PASA | 7% |
| 2 | PY6 | Bloque | 1316.45 | 1178.07 | 16.66 | 4774.76 | PASA | 5% |
| 2 | PY7 | Bloque | 1130.00 | 3760.80 | 16.66 | 4209.25 | PASA | 20% |
| 2 | PY8 | Bloque | 1384.25 | 2032.52 | 16.66 | 4968.69 | PASA | 9% |
| 2 | PDY3 | Ladrillo | 1040.00 | 416.03 | 13.60 | 3969.87 | PASA | 3% |
| 2 | PDY4 | Ladrillo | 1400.00 | 1432.36 | 13.60 | 5300.99 | PASA | 8% |
| 1 | PY1 | Ladrillo | 3885.00 | 7079.91 | 13.60 | 15904.53 | PASA | 13% |
| 1 | PY2 | Ladrillo | 3870.00 | 6307.91 | 13.60 | 15843.67 | PASA | 12% |
| 1 | PY3 | Ladrillo | 960.00 | 2736.26 | 13.60 | 3949.55 | PASA | 21% |
| 1 | PY4 | Ladrillo | 2250.00 | 7231.49 | 13.60 | 9241.65 | PASA | 24% |
| 1 | PY5 | Ladrillo | 3495.00 | 4078.27 | 13.60 | 14320.52 | PASA | 9% |
| 1 | PY6 | Ladrillo | 3495.00 | 6653.23 | 13.60 | 14320.52 | PASA | 14% |
| 1 | PDY1 | Ladrillo | 2640.00 | 8577.51 | 13.60 | 9622.45 | PASA | 24% |
| 1 | PDY2 | Ladrillo | 296.00 | 1620.05 | 13.60 | 1141.29 | REDISEÑAR | 40% |

Resistencia al cortante de mampostería

De acuerdo con la normativa de mampostería estructural MIDUVI NEC-SE-MP (2015), la condición de resistencia cortante en la dirección paralela al plano del muro, está dada por la Ecuación (38).

$$V_u \leq \phi * V_n = \phi * (V_m + V_s) \quad (41)$$

En donde:

V_u = Fuerza cortante ultima.

V_n = Fuerza resistente nominal a cortante [N], debe ser menor a Tabla 65.

V_m = Fuerza resistente a corte de mampostería definido por la Tabla 61.

V_s = Resistencia nominal a corte contribuida por el refuerzo a cortante (0).

A_{mv} = Área efectiva para esfuerzos cortantes [mm²].

Tabla 61

Valor de cortante nominal resistido por la mampostería V_m

| $\frac{M}{Vd}$ | V_m [N] |
|-----------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------|
| $0.25 \geq \frac{M}{Vd}$ | $V_m = 0.20 * A_{mv} * \sqrt{f'm}$ |
| $0.25 < \frac{M}{Vd} < 1.0$ | $V_m = \left[0.23 - 0.13 \left(\frac{M}{Vd} \right) \right] * A_{mv} * \sqrt{f'm}$ |
| $\frac{M}{Vd} \geq 1$ | $V_m = 0.10 * A_{mv} * \sqrt{f'm}$ |

Nota: Parámetros del (MIDUVI NEC-SE-MP, 2015)

En donde:

A_{mv} = Área efectiva para esfuerzos cortantes [mm²]

$f'm$ = Resistencia nominal a la compresión de la mampostería [MPa]

M = Momento que ocurre simultáneamente con el cortante para la sección V

d = Puede tomarse como el 80% de la longitud horizontal del muro

La resistencia nominal a cortante V_n , no deberá ser mayor que la Tabla 62.

Tabla 62

Valores máximos para cortante nominal en mampostería V_n

| $\frac{M}{Vd}$ | V_n |
|-----------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| $0.25 \geq \frac{M}{Vd}$ | $0.50 * A_{mv} * \sqrt{f'm} \leq 2.7 A_{mv}$ |
| $0.25 < \frac{M}{Vd} < 1.0$ | $\left[0.56 - 0.23 \left(\frac{M}{Vd}\right)\right] * A_{mv} * \sqrt{f'm} \leq \left[3.0 - 1.3 \left(\frac{M}{Vd}\right)\right] * A_{mv}$ |
| $\frac{M}{Vd} \geq 1$ | $0.33 * A_{mv} * \sqrt{f'm} \leq 1.7 A_{mv}$ |

Nota: Parámetros del (MIDUVI NEC-SE-MP, 2015)

Para el tipo de estructura, el tipo de falla es de corte en el sentido paralelo al plano del muro, a continuación, se realizará una verificación de los esfuerzos cortantes en la mampostería, que servirán como punto de partida del diseño de reforzamiento de elementos no estructurales.

En la Tabla 63 se presentan los valores del análisis a corte en el sentido paralelo a los muros del eje "X" y en la Tabla 64, los valores que corresponden a los muros del eje "Y".

Tabla 63*Análisis de esfuerzos cortantes de los muros en sentido X, Modelo 1.2*

| Piso | Muro | Amv (mm ²) | f'm (Mpa) | Vu (Kgf) | Mu (Kgf-m) | M/Vd | ϕ^*V_m (Kgf) | Observación | % de sqrt(f'm) actuante |
|------|-------|------------------------|-----------|----------|------------|------|-------------------|-------------|-------------------------|
| 3 | PX1 | 144400 | 1.63 | 3119.29 | 982.67 | 0.11 | 2257.78 | REDISEÑAR | 17% |
| 3 | PX2 | 144400 | 1.63 | 3433.38 | 1280.68 | 0.13 | 2257.78 | REDISEÑAR | 18% |
| 3 | PDX10 | 76800 | 1.63 | 1419.24 | 721.09 | 0.33 | 1122.75 | REDISEÑAR | 14% |
| 3 | PDX11 | 25200 | 1.63 | 387.78 | 106.54 | 0.55 | 313.51 | REDISEÑAR | 12% |
| 3 | PDX12 | 18000 | 1.63 | 361.90 | 117.32 | 0.90 | 158.92 | REDISEÑAR | 15% |
| 3 | PDX13 | 104000 | 1.63 | 1515.31 | 2063.54 | 0.65 | 1178.01 | REDISEÑAR | 11% |
| 2 | PX1 | 144400 | 1.63 | 8797.93 | 5532.99 | 0.22 | 2257.78 | REDISEÑAR | 47% |
| 2 | PX2 | 144400 | 1.63 | 7381.63 | 2793.30 | 0.13 | 2257.78 | REDISEÑAR | 39% |
| 2 | PDX4 | 70400 | 1.33 | 1276.68 | 467.68 | 0.52 | 807.34 | REDISEÑAR | 15% |
| 2 | PDX5 | 132800 | 1.33 | 1513.12 | 2109.36 | 1.05 | 938.02 | REDISEÑAR | 10% |
| 2 | PDX6 | 220000 | 1.33 | 4655.18 | 3460.71 | 0.34 | 2891.46 | REDISEÑAR | 18% |
| 2 | PDX7 | 40800 | 1.63 | 1658.32 | 624.50 | 0.46 | 542.26 | REDISEÑAR | 31% |
| 2 | PDX8 | 172000 | 1.33 | 1826.53 | 1425.78 | 0.57 | 1898.32 | PASA | 9% |
| 2 | PDX9 | 90000 | 1.33 | 1428.17 | 515.95 | 0.50 | 1047.47 | REDISEÑAR | 13% |
| 1 | PX1 | 541500 | 1.33 | 11034.89 | 3025.51 | 0.09 | 7649.69 | REDISEÑAR | 17% |
| 1 | PX2 | 541500 | 1.33 | 11902.05 | 2331.96 | 0.07 | 7649.69 | REDISEÑAR | 19% |
| 1 | PX3 | 76500 | 1.33 | 583.74 | 264.61 | 1.11 | 540.35 | REDISEÑAR | 6% |
| 1 | PDX1 | 85500 | 1.33 | 404.00 | 223.99 | 1.22 | 603.92 | PASA | 4% |
| 1 | PDX2 | 78000 | 1.33 | 329.25 | 176.75 | 1.29 | 550.95 | PASA | 4% |
| 1 | PDX3 | 183200 | 1.33 | 3943.56 | 2903.29 | 0.40 | 2300.22 | REDISEÑAR | 18% |

Tabla 64*Análisis de esfuerzos cortantes de los muros en sentido Y, Modelo 1.2*

| Piso | Muro | Amv (mm ²) | f'm (MPa) | Vu (Kgf) | Mu (Kgf-m) | M/Vd | ϕ^*Vn (Kgf) | Observación | % de sqrt(f'm) actuante |
|------|------|------------------------|-----------|----------|------------|------|------------------|-------------|-------------------------|
| 3 | PY2 | 103200 | 1.63 | 3316.57 | 1473.64 | 0.22 | 1613.57 | REDISEÑAR | 25% |
| 3 | PY6 | 93200 | 1.63 | 2501.76 | 997.81 | 0.21 | 1457.22 | REDISEÑAR | 21% |
| 3 | PY9 | 64000 | 1.63 | 2915.41 | 1675.21 | 0.45 | 858.78 | REDISEÑAR | 35% |
| 2 | PY1 | 103600 | 1.63 | 5308.44 | 1731.99 | 0.16 | 1619.83 | REDISEÑAR | 39% |
| 2 | PY5 | 93200 | 1.63 | 5643.34 | 1718.98 | 0.16 | 1457.22 | REDISEÑAR | 46% |
| 2 | PY6 | 93200 | 1.63 | 4959.15 | 1886.55 | 0.20 | 1457.22 | REDISEÑAR | 41% |
| 2 | PY7 | 80000 | 1.63 | 3185.77 | 1629.81 | 0.32 | 1178.49 | REDISEÑAR | 31% |
| 2 | PY8 | 98000 | 1.63 | 5705.56 | 1624.32 | 0.15 | 1532.27 | REDISEÑAR | 45% |
| 2 | PDY3 | 104000 | 1.33 | 995.61 | 692.52 | 0.67 | 1050.86 | PASA | 8% |
| 2 | PDY4 | 140000 | 1.33 | 1310.58 | 990.51 | 0.54 | 1580.42 | PASA | 8% |
| 1 | PY1 | 388500 | 1.33 | 3109.51 | 849.52 | 0.13 | 5488.23 | PASA | 7% |
| 1 | PY2 | 387000 | 1.33 | 2845.20 | 903.36 | 0.15 | 5467.04 | PASA | 6% |
| 1 | PY3 | 96000 | 1.33 | 447.75 | 258.42 | 1.13 | 678.08 | PASA | 4% |
| 1 | PY4 | 225000 | 1.33 | 2395.57 | 1814.41 | 0.63 | 2351.27 | REDISEÑAR | 9% |
| 1 | PY5 | 349500 | 1.33 | 7386.66 | 1517.04 | 0.11 | 4937.29 | REDISEÑAR | 18% |
| 1 | PY6 | 349500 | 1.33 | 7570.54 | 1663.14 | 0.12 | 4937.29 | REDISEÑAR | 18% |
| 1 | PDY1 | 264000 | 1.33 | 2711.19 | 4018.37 | 0.56 | 2927.91 | PASA | 9% |
| 1 | PDY2 | 29600 | 1.33 | 112.89 | 58.70 | 1.76 | 209.08 | PASA | 3% |

Comparativa de Modelo 0 y Modelo 1

Periodo Fundamental

En la Tabla 65 es presentada un comparativa de los periodos fundamentales de en los dos primeros modos de vibración del Modelo 0 (Elementos estructurales) y Modelo 1.1 (Elementos estructurales+ Mampostería), de la vivienda de estudio, bajo condiciones reales.

Tabla 65

Comparativa periodos de vibración del Modelo 0, Modelo 1 y valores experimentales

| Modo | Sentido | T Modelo 0 (seg) | T Modelo 1.1 (seg) | % Decrecimiento | T experimental | Máxima aproximación |
|-------------|----------------|-------------------------|---------------------------|------------------------|-----------------------|----------------------------|
| 1 | X | 0.704 | 0.297 | 58% | 0.289 seg | 97% |
| 2 | Y | 0.584 | 0.206 | 65% | 0.220 seg | 94% |

Al incluirse los paneles de mampostería al modelo se tiene un decrecimiento del 58% en el periodo fundamental de vibración de la estructura, esto quiere decir que los paneles de mampostería dominan el comportamiento dinámico de la estructura al aportar gran rigidez.

Deriva máxima de piso

En la Tabla 66 son presentadas las comparativas de valores correspondientes a deriva elástica para el Modelo 0 (Elementos estructurales) y Modelo 1.2 (Elementos estructurales y mampostería).

Tabla 66

Comparativa de las derivas con la inclusión de mampostería al modelo

| Deriva elástica | Modelo 0 | Modelo 1.2 | % Decrecimiento |
|-----------------|----------|------------|-----------------|
| $\Delta_E X$ | 0.0209 | 0.0045 | 78% |
| $\Delta_E Y$ | 0.0168 | 0.0029 | 83% |

En los sentidos X e Y, la deriva de piso máxima disminuyó en un 78% y 83% respectivamente con la inclusión de mampostería a la modelación.

Torsión en planta

En la Tabla 67 es presentada una comparativa de los valores de excentricidad del centro de masas con la inclusión de mamposterías al modelo.

Tabla 67

Comparativa de excentricidad con la inclusión de mampostería al modelo

| Piso | Excentricidad X (m) | | | Excentricidad Y (m) | | |
|--------|---------------------|------------|-----------------|---------------------|------------|--------------|
| | Modelo 0 | Modelo 1.2 | % Decrecimiento | Modelo 0 | Modelo 1.2 | % Incremento |
| Piso 3 | 0.55 | 0.16 | 71% | 0.25 | 0.82 | 70% |
| Piso 2 | 1.95 | 1.04 | 47% | 1.77 | 2.15 | 18% |
| Piso 1 | 2.93 | 2.06 | 30% | 0.77 | 1.99 | 61% |

Con la inclusión de mamposterías al modelo existen variaciones importantes en la excentricidad del centro de rigideces con respecto al centro de masas de la estructura, específicamente, un decrecimiento de hasta el 71% en el eje X y un incremento de hasta el 70% en el eje Y. En la Tabla 68 se presenta una comparativa

entre los Modelos 0 y 1 de los porcentajes de torsión relativa y los coeficientes de irregularidad en planta de los primeros tres modos de vibración.

Tabla 68

Participación modal de los radios de masa del Modelo 1.2, vivienda (#7)

| Caso | Modo | % Torsión relativa | | Coef. Irreg. planta | | % Decrecimiento |
|-------|------|--------------------|------------|---------------------|------------|-----------------|
| | | Modelo 0 | Modelo 1.1 | Modelo 0 | Modelo 1,1 | |
| Modal | 1 | 55.5% | 14.5% | 0.495 | 0.905 | 45% |
| Modal | 2 | 45.3% | 14.9% | 0.597 | 0.901 | 34% |
| Modal | 3 | 10.2% | 670.8% | 0.948 | -5.658 | -117% |

Se observa un decrecimiento de la irregularidad en planta con la inclusión de mamposterías al modelo en los dos primeros modelos de vibración de la estructura del 45% y 34% respectivamente.

Requerimientos del reforzamiento

Se ha puesto en manifiesto la importancia de la mampostería en el comportamiento dinámico de la estructura, por tanto, la alternativa de reforzamiento elegida deberá permitir a la estructura aprovechar sus ventajas y reducir sus deficiencias. La mampostería proporciona rigidez a la estructura al mismo tiempo que brinda soporte, por ello, el daño de la misma frete a un evento sísmico pondría a la estructura en condiciones muy desfavorables como fue presentado en el diagnóstico del Modelo 0.

Capítulo VIII

Propuesta de reforzamiento

Con la evaluación de vulnerabilidad y diagnóstico estructural de la vivienda de estudio pone en evidencia problemas estructurales que necesitan de una solución. En el presente capítulo son presentados los aspectos relacionados al diseño del reforzamiento propuesto, mediante el cual se dotará a la estructura de un comportamiento sismorresistente.

Alternativa elegida

Se ha tomado como referencia los estudios del sistema de reforzamiento “enchapado”, elaborados en los laboratorios del Centro de Estudios de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional, el cual consiste en la inclusión de malla electrosoldada y mortero de baja resistencia en las caras de la mampostería y cuyas características se describen en el Capítulo I del presente trabajo. La propuesta presentada para la vivienda de estudio, tendrá variantes de este sistema de acuerdo a las necesidades propias del caso de estudio.

Objetivos de la alternativa

- Reducir la excentricidad torsional de la estructura
- Aumentar la rigidez al conjunto
- Proporcionar ductilidad a mamposterías
- Proporcionar un comportamiento sismorresistente al conjunto estructural
- Reducir la vulnerabilidad sísmica de la vivienda

Procedimientos de análisis

De acuerdo con la normativa ASCE/SEI 41 (2017), se realizará un análisis la edificación utilizando el procedimiento estático lineal (LSP), el procedimiento dinámico lineal (LDP), el procedimiento estático no lineal (NSP) o el procedimiento dinámico no lineal (NDP).

Para el caso de estudio, debido a las limitaciones para la obtención de características mecánicas de los materiales, se hará uso de procedimientos lineales, los cuales presentan valores conservares, adicional a eso se hará uso de un factor de incertidumbre $k = 0.75$, como recomienda la normativa MIDUVI NEC-SE-RE (2015).

Criterio de aceptación para acciones controladas por fuerza

De acuerdo a la normativa ASCE/SEI 41 (2017) las para los procedimientos LSP y LDP, las acciones controladas por esfuerzos deberán satisfacer la Ecuación (42).

$$k * Q_{CL} > Q_{UF} \quad (42)$$

En donde:

k = Factor de incertidumbre

Q_{CL} = Mínima resistencia de una acción controlada por fuerza de un elemento en el nivel de deformación considerado, se determinará tenido en cuenta todas las acciones que intervienen en el elemento.

Q_{UD} = Máxima sollicitación actuante sobre el elemento de acuerdo a las combinaciones de carga establecidas para el control del modelo.

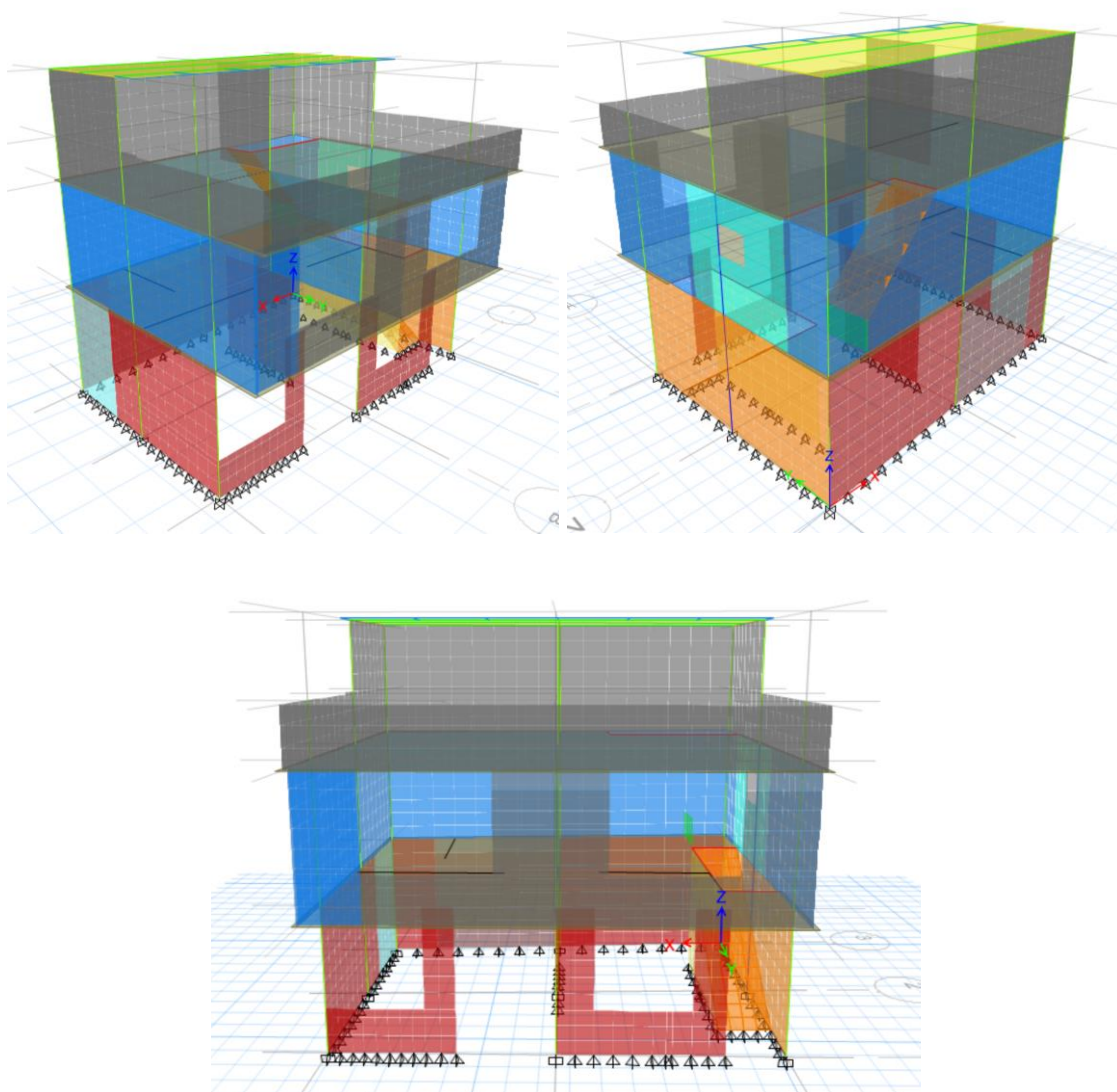
Modelo 2, estructura reforzada

Modelo reforzado, su propósito es mostrar el comportamiento de la estructura con el reforzamiento de elementos estructurales y no estructurales de acuerdo a la necesidad del caso de estudio.

En la Figura 141 es presentada la vista tridimensional del Modelo 2.

Figura 141

Perspectivas de Modelo 2, vivienda seleccionada (#7)

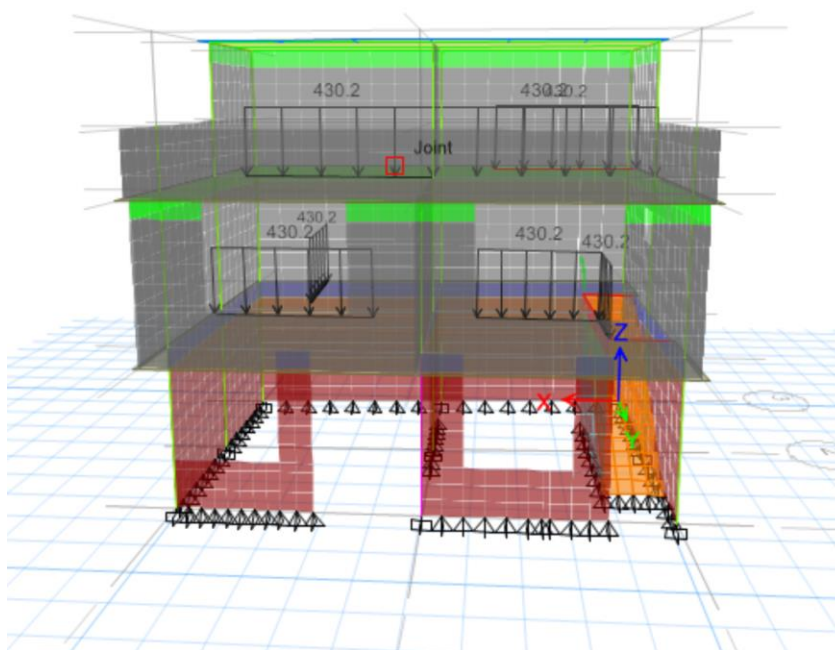


Carga muerta (D)

La carga muerta asignada para el Modelo 2, es la misma presentada en el Modelo 1.1 y se adiciona carga lineal distribuida por concepto de mampostería interior divisoria sin confinamiento que se ha retirado de la modelación, como se presenta en la Figura 142. La asignación de cargas fue presentada en la Figura 124.

Figura 142

Carga muerta lineal por concepto de mampostería retirada de la modelación, Modelo 2



Carga viva (L)

La carga viva asignada a las losas en el Modelo 1, es la misma que se presenta para el Modelo 1, en la Tabla 45. La asignación de cargas fue presentada en la Figura 124.

Carga sísmica

Carga sísmica para procedimiento lineal estático (LSP)

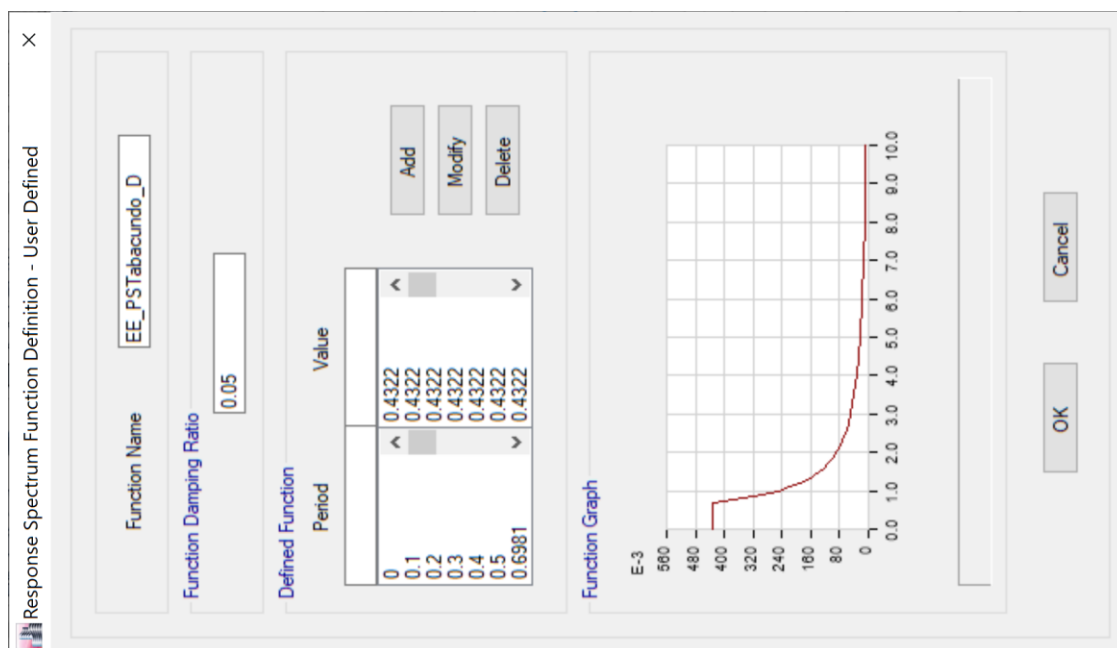
La carga sísmica asignada de acuerdo al procedimiento lineal estático, fue presentada en el Modelo 1.2; Figura 137 y Figura 138 para los ejes “X” e “Y” respectivamente.

Carga sísmica para procedimiento lineal dinámico (LDP)

- **Asignación de función**

Figura 143

ETABS, espectro elástico de peligro sísmico de Tabacundo, suelo D



- **Definición de cargas sísmicas dinámicas**

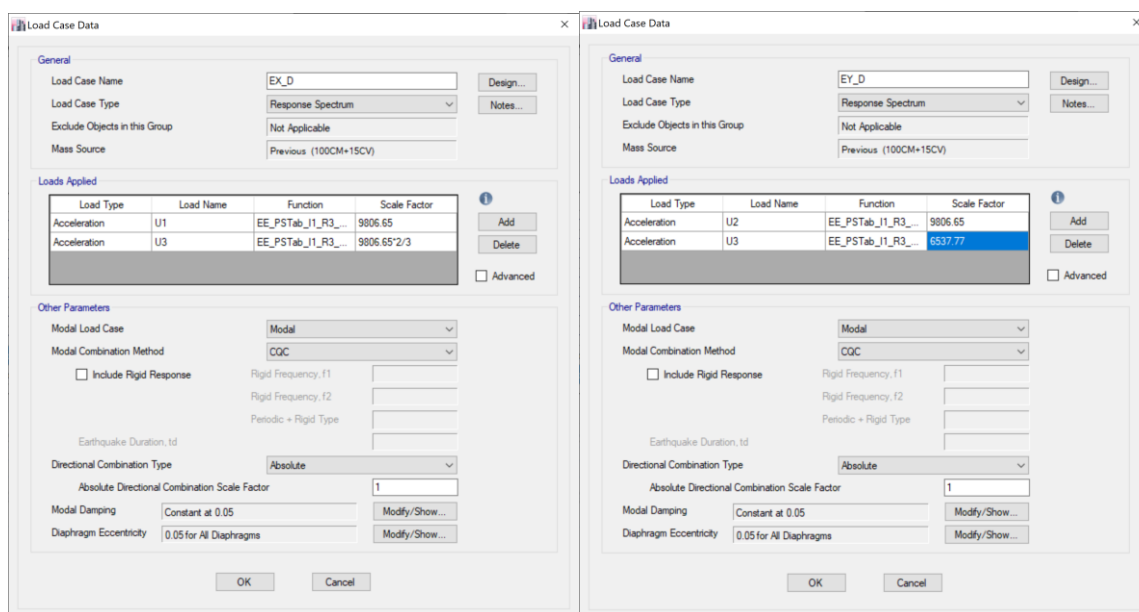
Las cargas dinámicas han sido desarrolladas con la combinación modal cuadrática completa y adicional a ello, se ha considerado una componente vertical con

un factor de escala de $2/3$, de acuerdo a la fuerza neta vertical reversible de la normativa MIDUVI NEC-SE-DS (2015).

En la Figura 144 son presentados los casos de carga sísmica dinámica afectados por un factor de escala con el valor de la aceleración de la gravedad en mm/s^2 .

Figura 144

Caso de carga dinámica ETABS, Modelo 2 a) "X" y b) "Y"



Escalamiento de fuerzas

Ajuste de cortante basal de los resultados obtenidos por el análisis dinámico

De acuerdo con la normativa MIDUVI NEC-SE-DS (2015), cortante basal obtenido por métodos dinámicos no deberá ser menor al 85% del cortante basal obtenido por método estático para estructuras irregulares.

En la Tabla 69 son presentados los cortantes estáticos y dinámicos.

Tabla 69*Ajuste de cortante basal, análisis dinámico*

| Cortante Basal | VX (Kgf) | VY (Kgf) |
|-----------------------|-----------------|-----------------|
| Estático | 45737.348 | 45972.01 |
| Dinámico | 36818.4634 | 32158.9987 |

Para aplicar la condición de la normativa se hará uso del factor de escala la Ecuación (43).

$$f_{escala} = 0.85 * \left(\frac{V_{estático}}{V_{dinámico}} \right) \quad (43)$$

En donde:

f_{escala} = Factor de escala que limita el mínimo del cortante basal de método dinámico

$V_{estático}$ = Cortante basal por método estático

$V_{dinámico}$ = Cortante basal por método dinámico

Aplicando la ecuación tenemos que:

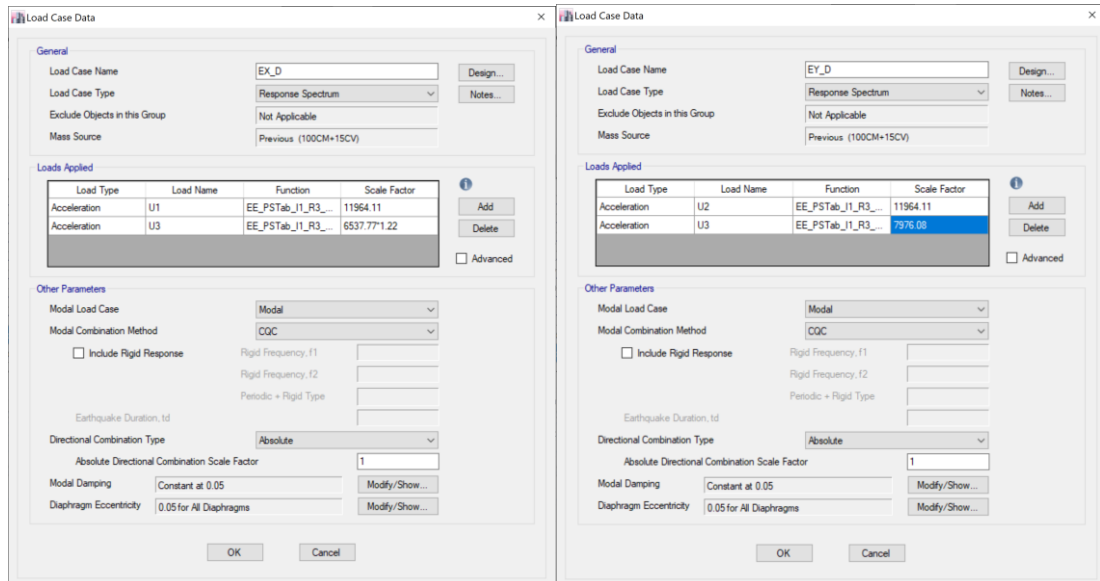
$$f_{escala} = 0.85 * \left(\frac{45972.01}{32158.9987} \right)$$

$$f_{escala} = 1.22$$

Aplicando la corrección en los casos de carga, se obtienen los valores de escala presentados en la Figura 145, el valor de la aceleración de la gravedad ha sido multiplicado por el factor para la componente horizontal y para el caso de la componente vertical, la gravedad se multiplica por el factor de escala y por dos tercios.

Figura 145

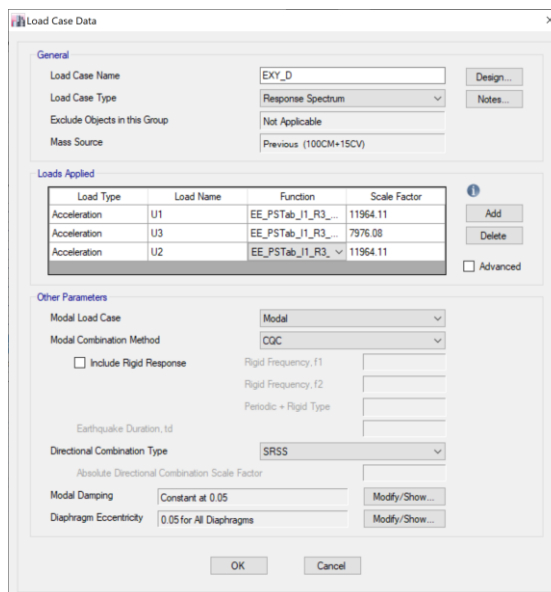
Escalamiento de fuerzas dinámicas ETABS, Modelo 2 a) Sentido X y b) Sentido Y



Adicionalmente, debido a la irregularidad de la estructura se ha añadido un sismo no ortogonal, con el uso de la raíz de los cuadrados de las componentes “X” e “Y”, como se presenta en la Figura 146.

Figura 146

Componente horizontal, caso dinámico no ortogonal

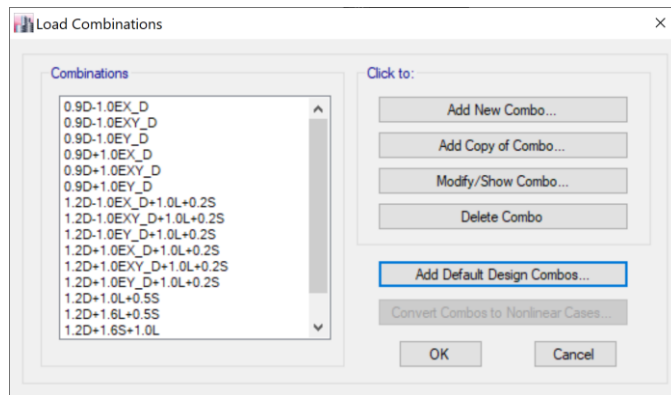


Combinaciones de cargas

En la Tabla 46 fueron presentadas las combinaciones de carga para el diseño estructural, de acuerdo a la normativa MIDUVI, NEC-SE-CG (2015). En la Figura 147 son presentadas las combinaciones dentro del programa ETABS.

Figura 147

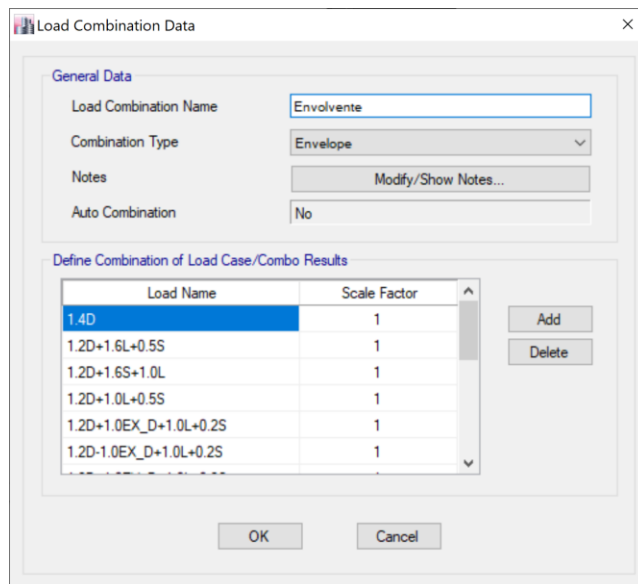
Combinaciones de carga ETABS, Modelo 2



Envolvente de diseño

Figura 148

Envolvente de diseño ETABS, Modelo 2



Definición de materiales

Mortero de enchape

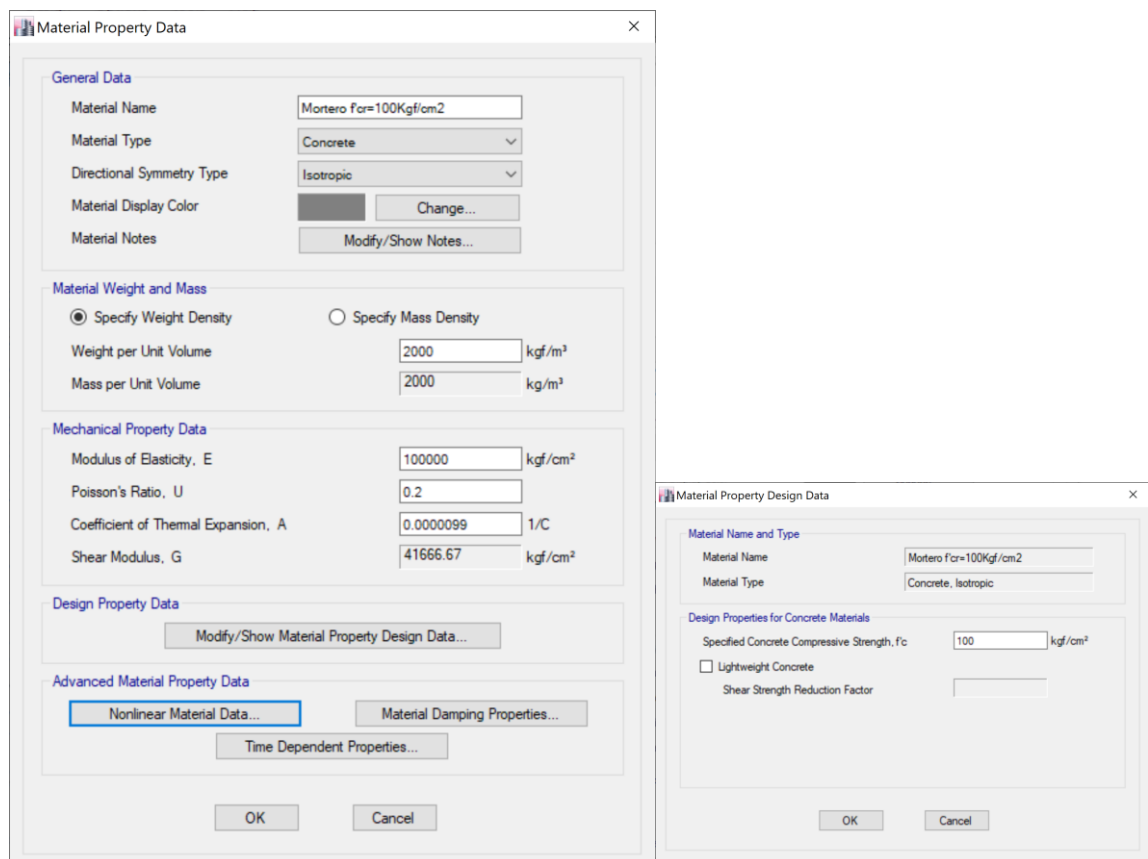
Se ha modelado un mortero convencional de proporciones cemento arena 1:3 y una resistencia a la compresión $f'_{cr} = 100 \text{ Kgf/cm}^2$, su módulo de elasticidad (E_j) se encuentra definido de acuerdo a la Ecuación (44).

$$E_j = 1000 * f'_{cr} \quad (44)$$

En la Figura 149 es presentado el material modelado en el programa ETABS.

Figura 149

Definición de material mortero enchape, ETABS Modelo 2



Acero de malla electrosoldada

El acero de las mallas electrosoldadas de alta resistencia a ser utilizado para el reforzamiento deberá cumplir con una resistencia a la fluencia mínima $f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$. La definición del material en el programa ETABS, es presentado en la Figura 150.

Figura 150

Definición malla electrosoldada de refuerzo, ETABS Modelo 2

The figure shows two windows from the ETABS software interface. The left window, titled 'Material Property Data', contains the following fields and values:

- General Data:**
 - Material Name: ME fy=5000Kg/cm2
 - Material Type: Rebar
 - Directional Symmetry Type: Uniaxial
 - Material Display Color: (blue button) Change...
 - Material Notes: (button) Modify/Show Notes...
- Material Weight and Mass:**
 - Specify Weight Density Specify Mass Density
 - Weight per Unit Volume: 7849.05 kgf/m³
 - Mass per Unit Volume: 7849.047 kg/m³
- Mechanical Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: 2038901.92 kgf/cm²
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C
- Design Property Data:**
 - (button) Modify/Show Material Property Design Data...
- Advanced Material Property Data:**
 - (button) Nonlinear Material Data...
 - (button) Material Damping Properties...
 - (button) Time Dependent Properties...

The right window, titled 'Material Property Design Data', contains the following fields and values:

- Material Name and Type:**
 - Material Name: ME fy=5000Kg/cm2
 - Material Type: Rebar, Uniaxial
- Design Properties for Rebar Materials:**
 - Minimum Yield Strength, Fy: 5000 kgf/cm²
 - Minimum Tensile Strength, Fu: 6300 kgf/cm²
 - Expected Yield Strength, Fye: 4640.26 kgf/cm²
 - Expected Tensile Strength, Fue: 6960.39 kgf/cm²

Definición de secciones

Mampostería reforzada

Se han definido varios tipos de mampostería reforzada para muros de ladrillo y bloque hueco de hormigón presentes en la vivienda de estudio.

El espesor de enchape escogido es de 3cm y la malla electrosoldada utilizada en todos los reforzamientos de mampostería es de 4mm@15cm y una resistencia a la fluencia mínima $f_y = 5000 \text{ Kg}/\text{cm}^2$. El espesor y la malla escogidos son los mínimos que se recomiendan para realizar el reforzamiento de mampostería.

Las paredes tanto de bloque y ladrillo han sido modeladas como elementos "Wall" del tipo "layered", los cuales consideran la mampostería y las caras de enchape (mortero y malla electrosoldada).

Para facilitar el modelamiento de paredes se ha uniformizado los ejes locales de los elementos "Wall", haciendo coincidir el eje local "3" que sale del plano del muro con el interior de la vivienda.

- **Mampostería de ladrillo con enchape de 3cm interior y 5cm exterior**

Figura 151

Material "layered" de ETABS, muro de ladrillo de 15cm con enchape de 3cm en cara interior y 5cm en cara exterior, vivienda seleccionada (#7)

Wall Property Layer Definition Data - MR_Ladrillo_2C_3cm Interior_5cm Exterior

Layer Definition Data

| Layer Name | Distance | Thickness | Modeling Type | Number Integration Points | Material | Material Angle | Material Behavior | Material S11 | Material S22 | Material S12 |
|-------------------------|----------|-----------|---------------|---------------------------|-------------------------|----------------|-------------------|--------------|--------------|--------------|
| Mortero C1 | 90 | 30 | Shell | 2 | Mortero fcr=100Kgf/cm2 | 0 | Directional | Linear | Linear | Linear |
| Malla horizontal C1 | 91.5 | 0.1 | Shell | 1 | Malla fy=5000Kgf/cm2 | 0 | Directional | Linear | Inactive | Linear |
| Malla vertical C1 | 91.5 | 0.1 | Shell | 1 | Malla fy=5000Kgf/cm2 | 90 | Directional | Linear | Inactive | Linear |
| Mampostería de ladrillo | 0 | 150 | Shell | 2 | Mampostería de ladrillo | 0 | Directional | Linear | Linear | Linear |
| Mortero C2 | -100 | 50 | Shell | 2 | Mortero fcr=100Kgf/cm2 | 0 | Directional | Linear | Linear | Linear |
| Malla Horizontal C2 | -91 | 0.1 | Shell | 1 | Malla fy=5000Kgf/cm2 | 0 | Directional | Linear | Inactive | Linear |
| Malla vertical C2 | -91 | 0.1 | Shell | 1 | Malla fy=5000Kgf/cm2 | 90 | Directional | Linear | Inactive | Linear |

Calculated Layer Information

Number of Layers: 7
 Total Section Thickness: 230 mm
 Sum of Layer Overlaps: 0.5 mm
 Sum of Gaps Between Layer: 0 mm

Cross Section

Highlight Selected Layer

Transparency

Vertical Scale

Min Max

Order Layers

Order Ascending by Distance

Order Descending by Distance

Quick Start

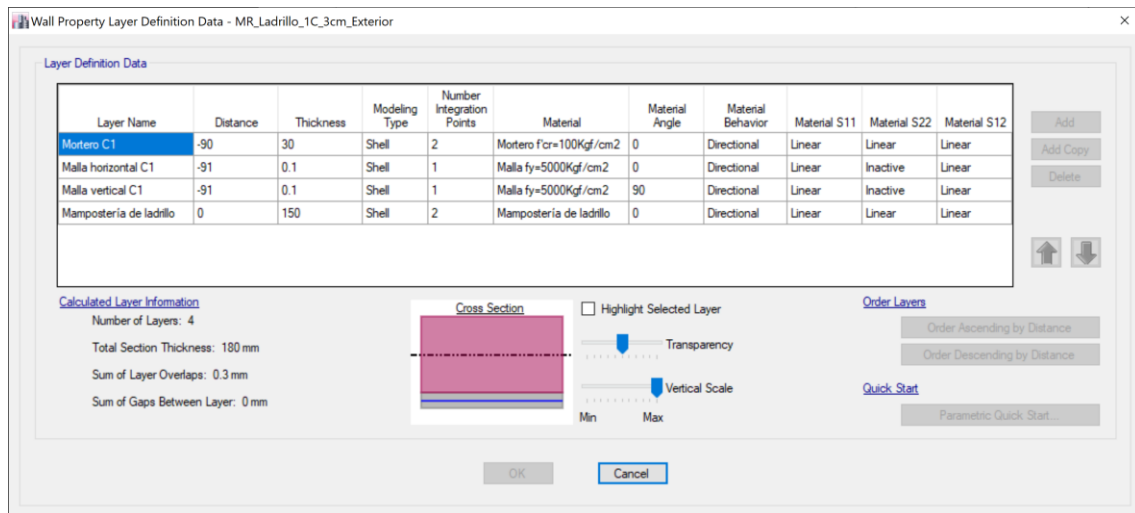
Parametric Quick Start...

OK Cancel

- **Mampostería de ladrillo con enchape de 3cm interior**

Figura 152

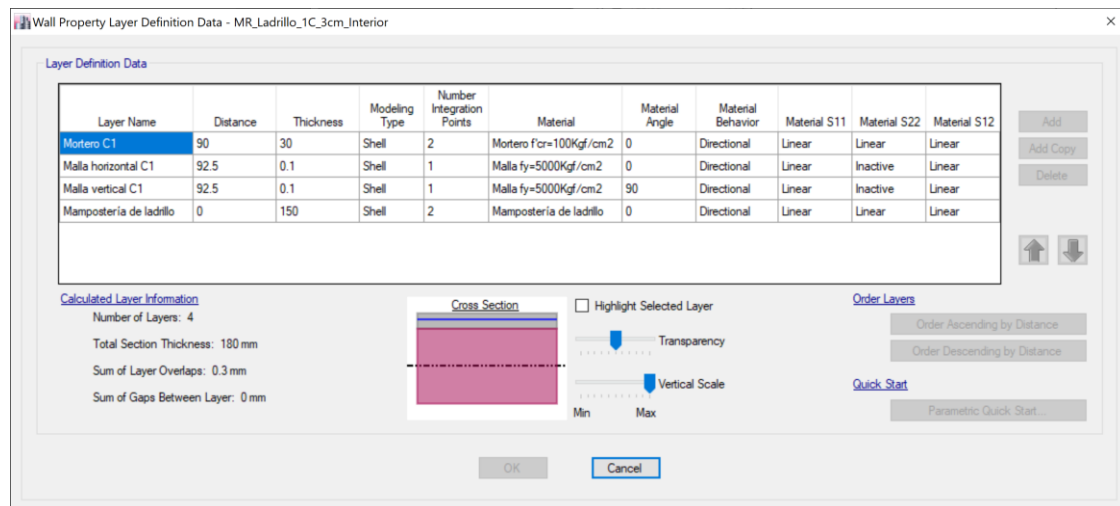
Material “layered” de ETABS, muro de ladrillo de 15cm con enchape de 3cm en cara interior, vivienda seleccionada (#7)



- **Mampostería de ladrillo con enchape de 3cm exterior**

Figura 153

Material “layered” de ETABS, muro de ladrillo de 15cm con enchape de 3cm en cara exterior, vivienda seleccionada (#7)

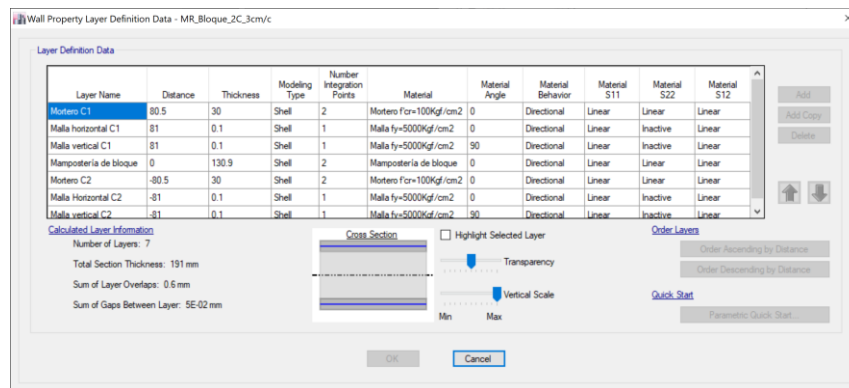


- **Mampostería de bloque con enchape de 3cm en ambas caras**

La mampostería de bloque hueco de 15 cm de espesor es modelada con su sección maciza equivalente en inercia de 13.09 cm, el cálculo de esta sección equivalente se encuentra detallada en la Figura del modelo 0. En la Figura, es presentada la mampostería reforzada.

Figura 154

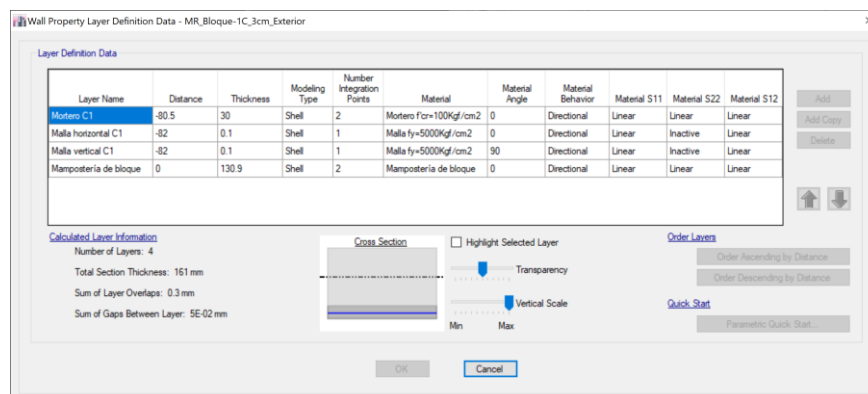
Material "layered" de ETABS, muro de bloque hueco de 15cm con enchape de 3cm en ambas caras, vivienda seleccionada (#7)



- **Mampostería de bloque con enchape de 3cm en cara exterior**

Figura 155

Material "layered" de ETABS, muro de bloque hueco de 15cm con enchape de 3cm en cara exterior, vivienda seleccionada (#7)



Diseño del reforzamiento de mampostería

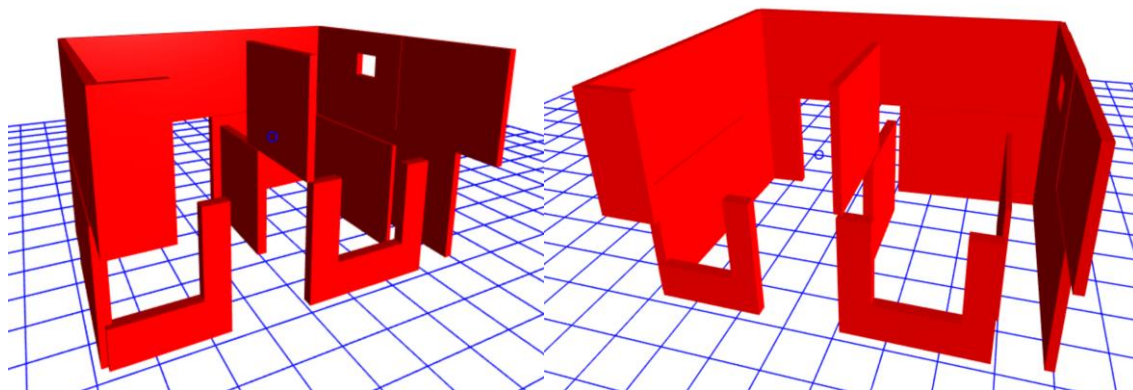
El reforzamiento propuesto deberá controlar la irregularidad en planta de la vivienda asegurando modos de vibración saludables y adicionalmente suplir las deficiencias a flexo compresión de las columnas. Considerando el mecanismo de falla de los muros de mampostería, el reforzamiento será diseñado para resistir fuerzas cortantes paralelas al plano.

Distribución de los muros

Se realizaron 74 interacciones para llegar a la modelo final de reforzamiento, cada interacción representa una distribución de reforzamiento distinta, en donde se verificó la torsión en planta y los radios de capacidad de las columnas a flexo compresión. En la Figura 156 es presentada la distribución final de muros reforzados del Modelo 2.

Figura 156

Vistas tridimensionales de muros reforzados en Modelo 2, vivienda seleccionada (#7)

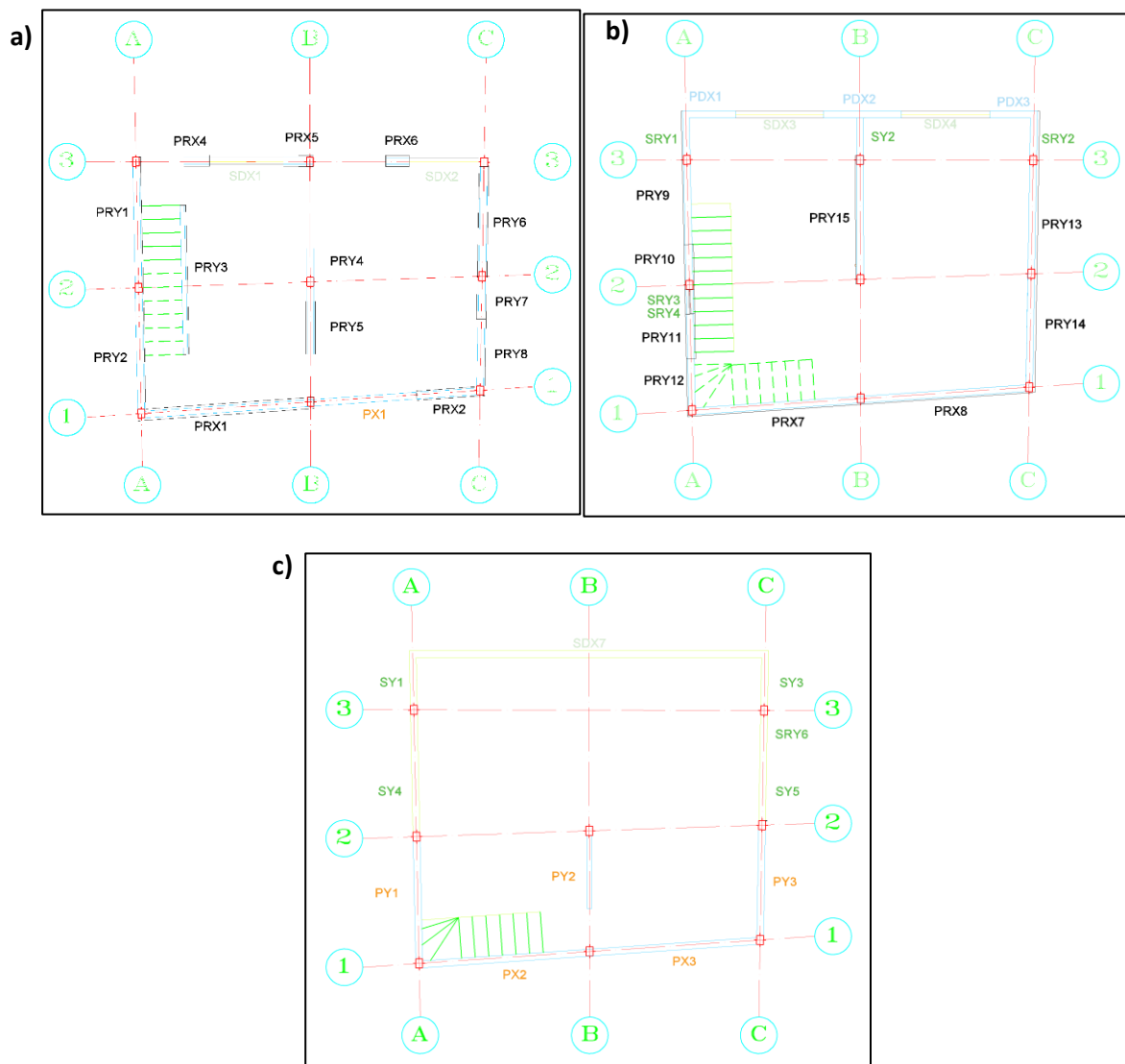


En la Figura 157, es presentada la distribución final de muros en la vivienda seleccionada.

Figura 157

Distribución de muros reforzados en Modelo 2, planta baja, vivienda seleccionada (#7)

a) Planta baja, b) Primera planta y c) segunda planta



En la Tabla 70 y Tabla 71 son presentadas las principales características de los muros del Modelo 2 en el sentido “X” y “Y” respectivamente.

Tabla 70*Características de muros del Modelo 2 en sentido "X", vivienda (#7)*

| Piso | Muro | Tipo | Material | Longitud (m) | Reforzamiento |
|-------------|-------------|-------------|-----------------|---------------------|-----------------------------------------------|
| 3 | PX2 | Pier | Bloque | 3.76 | - |
| 3 | PX3 | Pier | Bloque | 3.76 | - |
| 3 | SDX7 | Spandrel | Bloque | 7.91 | - |
| 2 | PRX7 | Pier | Bloque | 3.76 | Enchape de 3cm en cara exterior |
| 2 | PDX1 | Pier | Bloque | 1.18 | - |
| 2 | PDX2 | Pier | Bloque | 1.72 | - |
| 2 | PDX3 | Pier | Bloque | 1.05 | Enchape de 3cm en cara exterior |
| 2 | PRX8 | Pier | Bloque | 2.35 | Enchape de 3cm en cara exterior y malla doble |
| 2 | SDX3 | Spandrel | Bloque | 1.96 | - |
| 2 | SDX4 | Spandrel | Bloque | 1.98 | - |
| 1 | PX1 | Pier | Ladrillo | 2.27 | - |
| 1 | PRX1 | Pier | Ladrillo | 3.76 | Enchape de 3cm interior y 5cm exterior |
| 1 | PRX2 | Pier | Ladrillo | 1.41 | Enchape de 3cm interior y 5cm exterior |
| 1 | PRX4 | Pier | Ladrillo | 0.6 | Enchape de 3cm interior y 5cm exterior |
| 1 | PRX5 | Pier | Ladrillo | 0.6 | Enchape de 3cm interior y 5cm exterior |
| 1 | PRX6 | Pier | Ladrillo | 0.52 | Enchape de 3cm interior y 5cm exterior |
| 1 | SDX1 | Spandrel | Ladrillo | 1.64 | Enchape de 3cm interior y 5cm exterior |
| 1 | SDX2 | Spandrel | Ladrillo | 1.53 | Enchape de 3cm interior y 5cm exterior |

Tabla 71*Características de muros del Modelo 2 en sentido "Y", vivienda (#7)*

| Piso | Muro | Tipo | Material | Longitud (m) | Reforzamiento |
|-------------|-------------|-------------|-----------------|---------------------|----------------------------------------|
| 3 | PY1 | Pier | Bloque | 2.79 | - |
| 3 | PY2 | Pier | Bloque | 1.71 | - |
| 3 | PY3 | Pier | Bloque | 2.53 | - |
| 3 | SY1 | Spandrel | Bloque | 1.31 | Contrafuerte en antepecho |
| 3 | SY3 | Spandrel | Bloque | 1.31 | Contrafuerte en antepecho |
| 3 | SY4 | Spandrel | Bloque | 2.79 | Contrafuerte en antepecho |
| 3 | SY5 | Spandrel | Bloque | 2.53 | Contrafuerte en antepecho |
| 2 | PRY9 | Pier | Bloque | 1.88 | Enchape de 3cm en cara exterior |
| 2 | PRY10 | Pier | Bloque | 0.90 | Enchape de 3cm en ambas caras |
| 2 | PRY11 | Pier | Bloque | 1.00 | Enchape de 3cm en ambas caras |
| 2 | PRY12 | Pier | Bloque | 1.14 | Enchape de 3cm en cara exterior |
| 2 | PRY13 | Pier | Bloque | 2.53 | Enchape de 3cm en cara exterior |
| 2 | PRY14 | Pier | Bloque | 2.53 | Enchape de 3cm en cara exterior |
| 2 | PRY15 | Pier | Bloque | 2.65 | Enchape de 3cm en cara exterior |
| 2 | SRY3 | Spandrel | Bloque | 0.65 | Enchape de 3cm en ambas caras |
| 2 | SRY4 | Spandrel | Bloque | 0.65 | Enchape de 3cm en ambas caras |
| 1 | PRY1 | Pier | Ladrillo | 2.79 | Enchape de 3cm en cara interior |
| 1 | PRY2 | Pier | Ladrillo | 2.79 | Enchape de 3cm en cara interior |
| 1 | PRY3 | Pier | Ladrillo | 3.30 | Enchape de 3cm en cara exterior |
| 1 | PRY4 | Pier | Ladrillo | 0.74 | Enchape de 3cm en ambas caras |
| 1 | PRY5 | Pier | Ladrillo | 1.60 | Enchape de 3cm en ambas caras |
| 1 | PRY6 | Pier | Ladrillo | 2.53 | Enchape de 3cm interior y 5cm exterior |
| 1 | PRY7 | Pier | Ladrillo | 0.95 | Enchape de 3cm interior y 5cm exterior |
| 1 | PRY8 | Pier | Ladrillo | 1.58 | Enchape de 3cm en cara exterior |

Fuerzas internas sobre muros

En la Tabla 72 son presentadas las fuerzas internas que actúan sobre los elementos "Pier" en el sentido "X".

Tabla 72

Fuerzas internas en muros del sentido "X", Modelo 2, vivienda (#7)

| Piso | Muro | Pu (Kgf) | Vu paralelo (Kgf) | Mu paralelo (Kgf-m) | Vu trasversal (Kgf) | Mu trasversal (Kgf-m) |
|------|------|-------------|----------------------|------------------------|------------------------|--------------------------|
| 3 | PX2 | 2031.72 | 4187.96 | 1097.50 | 64.98 | 75.40 |
| 3 | PX3 | 1968.19 | 4524.98 | 1149.71 | 129.12 | 127.19 |
| 2 | PRX7 | 17211.64 | 11333.61 | 8624.51 | 346.98 | 1084.27 |
| 2 | PDX1 | 632.30 | 382.75 | 211.77 | 26.36 | 13.92 |
| 2 | PDX2 | 1099.83 | 673.79 | 508.41 | 101.10 | 35.76 |
| 2 | PDX3 | 1493.47 | 2383.00 | 2992.79 | 144.07 | 82.17 |
| 2 | PRX8 | 10287.65 | 14947.92 | 15240.10 | 544.21 | 899.21 |
| 1 | PX1 | 2585.37 | 1161.96 | 353.17 | 11.96 | 6.20 |
| 1 | PRX1 | 37287.19 | 26243.18 | 40182.98 | 1107.58 | 1934.52 |
| 1 | PRX2 | 15734.31 | 3297.25 | 2436.21 | 625.59 | 1041.68 |
| 1 | PRX4 | 5493.86 | 1973.84 | 2070.97 | 146.16 | 263.81 |
| 1 | PRX5 | 10517.62 | 3428.25 | 1707.21 | 113.42 | 291.29 |
| 1 | PRX6 | 7465.60 | 1782.18 | 1775.39 | 101.54 | 257.80 |

En la Tabla 73 son presentadas las fuerzas internas que actúan sobre los elementos "Pier" en el sentido "Y".

Tabla 73*Fuerzas internas en muros del sentido "Y", Modelo 2, vivienda (#7)*

| Piso | Muro | Pu (Kgf) | Vu paralelo (Kgf) | Mu paralelo (Kgf-m) | Vu trasversal (Kgf) | Mu transversal (Kgf-m) |
|-------------|-------------|---------------------|------------------------------|--------------------------------|------------------------------------|-----------------------------------|
| 3 | PY1 | 1351.27 | 6331.57 | 1121.13 | 85.29 | 82.80 |
| 3 | PY2 | 2971.16 | 2547.40 | 1289.88 | 17.17 | 30.49 |
| 3 | PY3 | 1072.37 | 6638.93 | 1097.07 | 97.60 | 90.87 |
| 2 | PRY9 | 5864.56 | 6114.67 | 1663.81 | 523.21 | 454.85 |
| 2 | PRY10 | 4238.39 | 3059.39 | 948.40 | 263.36 | 691.88 |
| 2 | PRY11 | 3365.78 | 3194.19 | 1038.40 | 414.98 | 620.60 |
| 2 | PRY12 | 4103.05 | 2830.72 | 585.65 | 241.47 | 292.57 |
| 2 | PRY13 | 12397.66 | 9883.73 | 3222.05 | 562.41 | 1002.03 |
| 2 | PRY14 | 11478.18 | 8801.02 | 5285.51 | 616.81 | 1067.03 |
| 2 | PRY15 | 10104.99 | 5839.21 | 5387.92 | 347.29 | 900.45 |
| 1 | PRY1 | 13657.19 | 8105.30 | 5026.85 | 1432.02 | 594.08 |
| 1 | PRY2 | 13972.31 | 8157.56 | 5071.35 | 983.14 | 725.52 |
| 1 | PRY3 | 9013.75 | 5262.48 | 9576.64 | 1301.78 | 632.95 |
| 1 | PRY4 | 12605.40 | 2817.11 | 1151.40 | 204.17 | 442.09 |
| 1 | PRY5 | 23036.85 | 6267.38 | 3576.96 | 340.73 | 446.88 |
| 1 | PRY6 | 27381.86 | 14033.75 | 10139.73 | 1431.32 | 1726.79 |
| 1 | PRY7 | 12947.51 | 5853.60 | 1517.76 | 384.88 | 610.96 |
| 1 | PRY8 | 9852.28 | 4418.91 | 1946.39 | 337.52 | 497.34 |

Chequeo de esfuerzos axiales

El chequeo de esfuerzos axiales se ha realizado considerando un factor de reducción de la capacidad $\phi = 0.6$, de acuerdo a lo establecido en la normativa MIDUVI NEC-SE-MP (2015) y además se le ha adicionado un factor de incertidumbre $k = 0.75$, conforme a la normativa MIDUVI NEC-SE-RE (2015).

En la Tabla 74 es presentado el análisis de los elementos "Pier" bajo sollicitaciones axiales en el sentido "X".

Tabla 74

Análisis de esfuerzos axiales de los muros en sentido X, Modelo 1.2

| Piso | Muro | Material | Ae (cm ²) | Pu (Kgf) | f'm (Kgf/cm ²) | K*φ*Pn (Kgf) | Observación | % Trabajo |
|------|------|----------|-----------------------|----------|----------------------------|--------------|-------------|-----------|
| 3 | PX2 | Bloque | 2124.40 | 2031.72 | 16.66 | 6655.05 | PASA | 31% |
| 3 | PX3 | Bloque | 2124.40 | 1968.19 | 16.66 | 6655.05 | PASA | 30% |
| 2 | PRX7 | Bloque | 2124.40 | 17211.64 | 16.66 | 49801.05 | PASA | 35% |
| 2 | PDX1 | Bloque | 666.70 | 632.30 | 16.66 | 2616.63 | PASA | 24% |
| 2 | PDX2 | Bloque | 971.80 | 1099.83 | 16.66 | 3693.90 | PASA | 30% |
| 2 | PDX3 | Bloque | 593.25 | 1493.47 | 16.66 | 14391.56 | PASA | 10% |
| 2 | PRX8 | Bloque | 1327.75 | 10287.65 | 16.66 | 31773.77 | PASA | 32% |
| 1 | PX1 | Ladrillo | 3405.00 | 2585.37 | 13.60 | 13954.48 | PASA | 19% |
| 1 | PRX1 | Ladrillo | 5640.00 | 37287.19 | 13.60 | 66133.88 | PASA | 56% |
| 1 | PRX2 | Ladrillo | 2115.00 | 15734.31 | 13.60 | 24868.81 | PASA | 63% |
| 1 | PRX4 | Ladrillo | 900.00 | 5493.86 | 13.60 | 10587.88 | PASA | 52% |
| 1 | PRX5 | Ladrillo | 900.00 | 10517.62 | 13.60 | 10587.88 | PASA | 99% |
| 3 | PX2 | Bloque | 2124.40 | 2031.72 | 16.66 | 6655.05 | PASA | 31% |

En la Tabla 75 es presentado el análisis de los elementos “Pier” bajo sollicitaciones axiales en el sentido “Y”.

Tabla 75

Análisis de esfuerzos axiales de los muros en sentido Y, Modelo 1.2

| Piso | Muro | Material | Ae (cm ²) | Pu (Kgf) | f'm (Kgf/cm ²) | K*φ*Pn (Kgf) | Observación | % Trabajo |
|------|-------|----------|-----------------------|----------|----------------------------|--------------|-------------|-----------|
| 3 | PY1 | Bloque | 1576.35 | 1351.27 | 16.66 | 5483.11 | PASA | 25% |
| 3 | PY2 | Bloque | 966.15 | 2971.16 | 16.66 | 3674.92 | PASA | 81% |
| 3 | PY3 | Bloque | 1429.45 | 1072.37 | 16.66 | 5094.43 | PASA | 21% |
| 2 | PRY9 | Bloque | 1062.20 | 5864.56 | 16.66 | 25565.26 | PASA | 23% |
| 2 | PRY10 | Bloque | 508.50 | 4238.39 | 16.66 | 12348.38 | PASA | 34% |
| 2 | PRY11 | Bloque | 565.00 | 3365.78 | 16.66 | 13711.18 | PASA | 25% |
| 2 | PRY12 | Bloque | 644.10 | 4103.05 | 16.66 | 15614.42 | PASA | 26% |
| 2 | PRY13 | Bloque | 1429.45 | 12397.66 | 16.66 | 34126.18 | PASA | 36% |
| 2 | PRY14 | Bloque | 1429.45 | 11478.18 | 16.66 | 34126.18 | PASA | 34% |
| 2 | PRY15 | Bloque | 1497.25 | 10104.99 | 16.66 | 35686.39 | PASA | 28% |
| 1 | PRY1 | Ladrillo | 4185.00 | 13657.19 | 13.60 | 49135.85 | PASA | 28% |
| 1 | PRY2 | Ladrillo | 4185.00 | 13972.31 | 13.60 | 49135.85 | PASA | 28% |
| 1 | PRY3 | Ladrillo | 2640.00 | 9013.75 | 13.60 | 47489.95 | PASA | 19% |
| 1 | PRY4 | Ladrillo | 1110.00 | 12605.40 | 13.60 | 13057.57 | PASA | 97% |
| 1 | PRY5 | Ladrillo | 2400.00 | 23036.85 | 13.60 | 28215.23 | PASA | 82% |
| 1 | PRY6 | Ladrillo | 3795.00 | 27381.86 | 13.60 | 44571.05 | PASA | 61% |
| 1 | PRY7 | Ladrillo | 1425.00 | 12947.51 | 13.60 | 16761.17 | PASA | 77% |
| 1 | PRY8 | Ladrillo | 2370.00 | 9852.28 | 13.60 | 27863.05 | PASA | 35% |

Diseño por corte de mampostería reforzada

Es verificado el comportamiento a corte de la mampostería de acuerdo a las ecuaciones presentadas en la Tabla 61 y Tabla 62 Tabla del Modelo 1.2.

La condición de aceptación del diseño a corte se rige por la Ecuación (45):

$$k * \phi * V_n > V_u \quad (45)$$

En donde:

k = Factor de incertidumbre (0.75) de acuerdo a MIDUVI NEC-SE-RE (2015).

ϕ = Factor de reducción de la resistencia a corte (0.6) de acuerdo a MIDUVI NEC-SE-MP (2015).

V_n = Fuerza resistente nominal al corte del muro

V_u = Fuerza cortante última mayorada que actúa sobre el muro

La resistencia nominal a corte de la mampostería reforzada es definida de acuerdo a la Ecuación (46):

$$V_n = V_m + V_{cr} + V_s \quad (46)$$

En donde:

V_m = Resistencia nominal al corte de la mampostería

V_{cr} = Resistencia nominal al corte del mortero de enchape

V_s = Resistencia nominal al corte de la malla de refuerzo (sentido horizontal)

La resistencia nominal a corte del mortero de enchape es definida de acuerdo a la Ecuación (47), acorde con la normativa MIDUVI NEC-SE-HM (2015).

$$V_{cr} = A_e * 0.53 \sqrt{f'_{cr}} \quad (47)$$

En donde:

A_e (cm²) = Área efectiva a corte

f'_{cr} (Kgf/cm²) = Esfuerzo resistente del mortero (100 Kgf/cm²) para mortero convencional.

Finalmente, la resistencia nominal al corte de la malla electrosoldada sometida al corte está definida por la Ecuación (48).

$$V_s = \rho_n * f_y * A_e \quad (48)$$

En donde:

ρ_n = Cuantía de refuerzo que contribuye a la resistencia cortante

f_y = Esfuerzo de fluencia del refuerzo a corte (5000 Kgf/cm²) para malla electrosoldada.

Siendo:

$$\rho_n = \frac{A_v}{sb} \quad (49)$$

En donde:

A_v = Área de la varilla de refuerzo (0.126 cm²) para varilla de 4mm de malla utilizada.

s = Separación del refuerzo a corte a lo largo del eje vertical del muro (15cm)

b = Ancho efectivo de la sección de reforzamiento.

En la Tabla es presentado el análisis a corte de los muros en sentido "X".

Tabla 76*Análisis cortante de los muros en sentido X, Modelo 2 (reforzado)*

| Piso | Muro | Vu (Kgf) | Vm (Kgf) | Vcr (kgf) | cuantía (%) | Vs (kgf) | k*φ*Vn (Kgf) | Observación | % Trabajo |
|------|------|-------------|-------------|--------------|----------------|-------------|-----------------|-------------------|--------------|
| 3 | PX2 | 4187.96 | 3919.31 | 0.00 | 0 | 0.00 | 1763.69 | SE AGRIETA | 237% |
| 3 | PX3 | 4524.98 | 3919.31 | 0.00 | 0 | 0.00 | 1763.69 | SE AGRIETA | 257% |
| 2 | PRX7 | 11333.61 | 3862.73 | 5978.40 | 0.28 | 20999.80 | 13878.42 | PASA | 82% |
| 2 | PDX1 | 382.75 | 945.90 | 0.00 | 0 | 0.00 | 425.65 | PASA | 90% |
| 2 | PDX2 | 673.79 | 1778.45 | 0.00 | 0 | 0.00 | 800.30 | PASA | 84% |
| 2 | PDX3 | 2383.00 | 684.06 | 1669.50 | 0.28 | 7330.38 | 4357.77 | PASA | 55% |
| 2 | PRX8 | 14947.92 | 2441.91 | 7473.00 | 0.56 | 32812.19 | 19227.19 | N. DOBLE MALLA | 78% |
| 1 | PX1 | 1161.96 | 8016.99 | 0.00 | 0 | 0.00 | 3607.65 | PASA | 32% |
| 1 | PRX1 | 26243.18 | 10877.39 | 11956.80 | 0.56 | 157498.51 | 81149.71 | PASA | 32% |
| 1 | PRX2 | 3297.25 | 3606.50 | 4483.80 | 0.56 | 59061.94 | 30218.51 | PASA | 11% |
| 1 | PRX4 | 1973.84 | 1059.51 | 1908.00 | 0.56 | 25132.74 | 12645.11 | PASA | 16% |
| 1 | PRX5 | 3428.25 | 1059.51 | 1908.00 | 0.56 | 25132.74 | 12645.11 | PASA | 27% |
| 1 | PRX6 | 1782.18 | 918.25 | 1653.60 | 0.56 | 21781.71 | 10959.10 | PASA | 16% |

Es necesario colocar doble malla en el enchape exterior del muro PRX8 del segundo piso. Es importante señalar que, con el fin de disminuir costos en el reforzamiento, se acepta daños en las paredes de la terraza.

Tabla 77*Análisis cortante de los muros en sentido Y, Modelo 2 (reforzado)*

| Piso | Muro | Vu (Kgf) | Vm (Kgf) | Vcr (kgf) | cuantía (%) | Vs (kgf) | k*φ*Vn (Kgf) | Observación | % Trabajo |
|------|-------|-------------|-------------|--------------|----------------|-------------|-----------------|-------------|--------------|
| 3 | PY1 | 6331.57 | 2908.21 | 0.00 | 0 | 0.00 | 1308.70 | SE AGRIETA | 484% |
| 3 | PY2 | 2547.40 | 1620.98 | 0.00 | 0 | 0.00 | 729.44 | SE AGRIETA | 349% |
| 3 | PY3 | 6638.93 | 2637.20 | 0.00 | 0 | 0.00 | 1186.74 | SE AGRIETA | 559% |
| 2 | PRY9 | 6114.67 | 1959.66 | 2989.20 | 0.28 | 10499.90 | 6951.94 | PASA | 88% |
| 2 | PRY10 | 3059.39 | 816.31 | 2862.00 | 0.56 | 10053.10 | 6179.13 | PASA | 50% |
| 2 | PRY11 | 3194.19 | 923.40 | 3180.00 | 0.56 | 11170.11 | 6873.08 | PASA | 46% |
| 2 | PRY12 | 2830.72 | 1188.30 | 1812.60 | 0.28 | 6366.96 | 4215.54 | PASA | 67% |
| 2 | PRY13 | 9883.73 | 3296.50 | 4022.70 | 0.28 | 17662.73 | 11241.87 | PASA | 88% |
| 2 | PRY14 | 8801.02 | 2524.15 | 4022.70 | 0.28 | 14130.19 | 9304.67 | PASA | 95% |
| 2 | PRY15 | 5839.21 | 2395.15 | 4213.50 | 0.28 | 14800.39 | 9634.07 | PASA | 61% |
| 1 | PRY1 | 8105.30 | 9551.85 | 4436.10 | 0.28 | 58433.62 | 32589.71 | PASA | 25% |
| 1 | PRY2 | 8157.56 | 3496.00 | 2067.00 | 0.28 | 27227.14 | 14755.56 | PASA | 55% |
| 1 | PRY3 | 5262.48 | 4363.16 | 5247.00 | 0.28 | 36861.35 | 20912.18 | PASA | 25% |
| 1 | PRY4 | 2817.11 | 1832.67 | 2353.20 | 0.56 | 30997.05 | 15832.31 | PASA | 18% |
| 1 | PRY5 | 6267.38 | 4860.64 | 5088.00 | 0.56 | 67020.64 | 34636.18 | PASA | 18% |
| 1 | PRY6 | 14033.75 | 8202.22 | 8045.40 | 0.56 | 105976.39 | 55000.81 | PASA | 26% |
| 1 | PRY7 | 5853.60 | 3114.37 | 3021.00 | 0.56 | 39793.51 | 20667.99 | PASA | 28% |
| 1 | PRY8 | 4418.91 | 5153.19 | 2512.20 | 0.28 | 33091.44 | 18340.57 | PASA | 24% |

Verificación del modelo

Control de torsión

Tabla 78

Centros de masas y rigidez del Modelo 1.2, vivienda de estudio

| Story | XCM (m) | YCM (m) | XCR (m) | YCR (m) | Ex. X (m) | Ex. Y (m) |
|---------|---------|---------|---------|---------|-----------|-----------|
| Story 3 | 3.69 | 1.66 | 3.60 | -0.01 | 0.09 | 1.67 |
| Story 2 | 3.78 | 3.47 | 3.53 | -0.01 | 0.25 | 3.48 |
| Story 1 | 3.93 | 3.10 | 3.83 | 0.65 | 0.11 | 2.45 |

En la Tabla 78 se presentan los centros de masas y rigideces y sus respectivas excentricidades. Los centros de rigidez presentan excentricidades con respecto a los centros de masas de los diafragmas que debido a las características de la vivienda en el sentido “Y”, presenta excentricidades de hasta 3.5m, siendo esto causado por la irregularidad en la distribución de los muros en ambos sentidos de la vivienda, existen considerablemente menos muros en el sentido “X” que en “Y”. Sin embargo, se realizaron 74 interacciones con diferentes configuraciones de muros para llegar al mejor resultado posible para controlar efectos de esbeltez y que a su vez permita suplir las deficiencias en resistencia del sistema estructural.

Para el análisis de la participación modal se ha creído conveniente hacer uso del coeficiente de irregularidad en planta propuesto por Medina & Medina (2017), en base a la Ecuación (30), presentada en el Modelo 2, que acepta una torsión relativa del 25% en los dos primeros modos de vibración de la estructura. Se realizaron 74 interacciones para llegar a la modelo final de reforzamiento.

Del análisis de los tres primeros modos de vibración se obtiene:

Tabla 79

Participación modal de la masa del Modelo 2, vivienda (#7)

| Modo | Periodo (seg) | UX | UY | RZ | % Torsión | ϕ_p | Observación |
|------|---------------|--------|--------|--------|-----------|----------|--------------|
| 1 | 0.153 | 0.5829 | 0.0028 | 0.0694 | 11.9% | 0.931 | TRASLACIONAL |
| 2 | 0.114 | 0.0134 | 0.3461 | 0.0033 | 1.0% | 1.040 | TRASLACIONAL |
| 3 | 0.099 | 0.1748 | 0.011 | 0.0545 | 31.1% | 0.739 | ROTACIONAL |

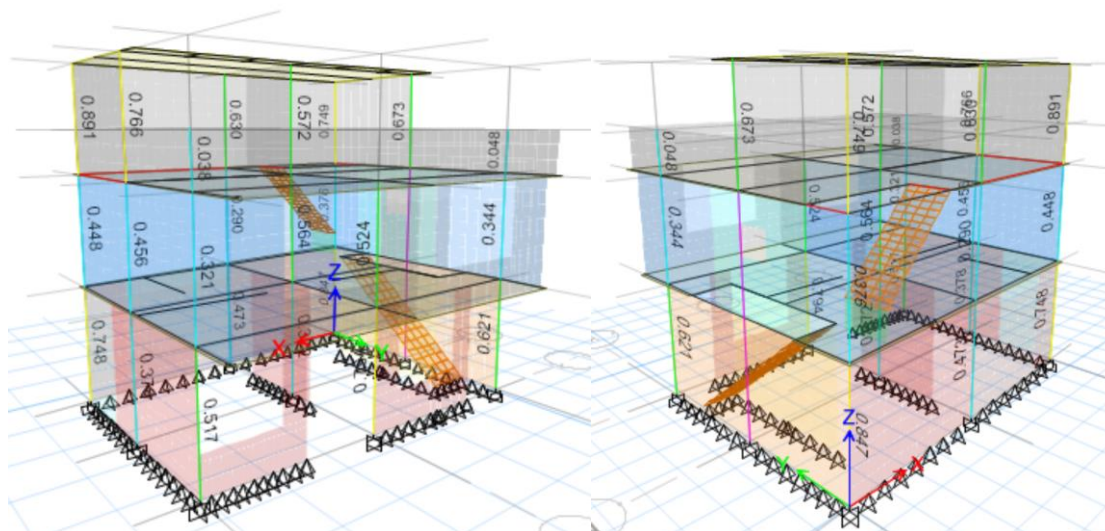
Una estructura saludable presenta los dos primeros modos de vibración traslacionales y el tercero rotacional. Con el reforzamiento propuesto existe una reducción en la torsión relativa del 3% para el primer modo de vibración y 13% en el segundo modo de vibración.

Radio de capacidad a flexo compresión de columnas

En la Figura 158 son mostrados los radios de capacidad a flexo compresión de las columnas del Modelo 2.

Figura 158

Radios de capacidad de las columnas del Modelo 2



En la Tabla 80 son presentados los radios de capacidad de las columnas divididas por piso.

Tabla 80

Radio de capacidad a flexo compresión de columnas de Modelo 2.

| Columna | Piso 3 | Piso 2 | Piso 1 |
|----------------|---------------|---------------|---------------|
| A1 | 48% | 34% | 62% |
| A2 | 67% | 65% | 85% |
| A3 | 75% | 38% | 85% |
| B1 | - | 52% | 79% |
| B2 | 57% | 56% | 37% |
| B3 | 63% | 29% | 47% |
| C1 | 4% | 32% | 52% |
| C2 | 77% | 46% | 38% |
| C3 | 89% | 45% | 75% |

Con el reforzamiento propuesto columnas de la primera planta trabajan en el rango del 37% al 85% de capacidad a flexo compresión, dichos valores tienen un margen de seguridad que contempla la decisión de reforzar las paredes de la terraza. El reforzamiento cumple con suplir la deficiencia a flexo compresión que presenta la vivienda en su estado actual.

Verificación de derivas de piso

La normativa ecuatoriana MIDUVI NEC-SE-DS (2015), dice que “La deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en la tabla siguiente, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso”.

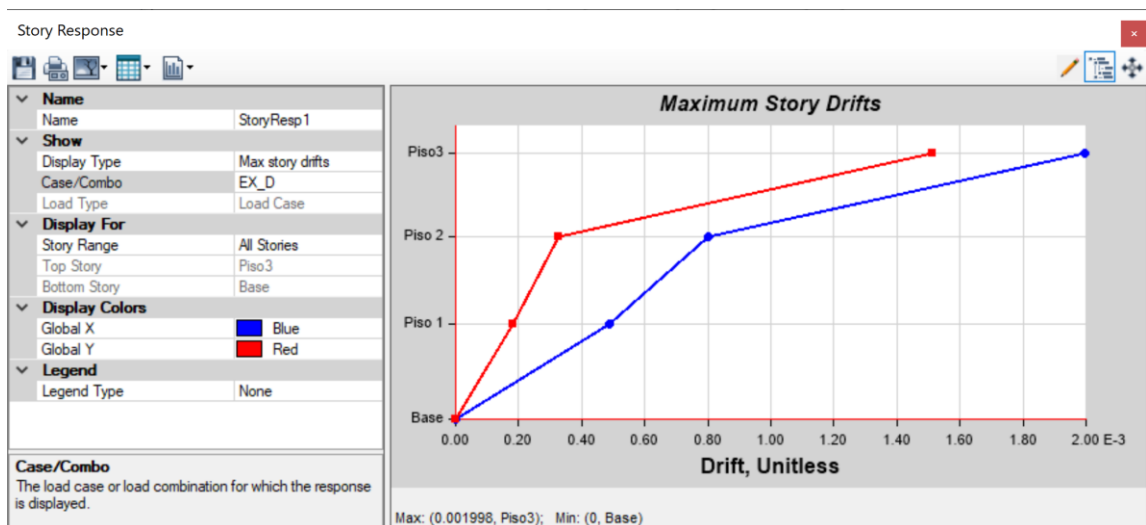
En la Figura 109, del Modelo 0, fueron presentados los valores máximos de derivas inelásticas. La deriva inelástica para el Modelo 2 será de 1%, se hará uso de la expresión presentada en la Ecuación (29), del Modelo 0, para transformar la deriva elástica del modelo en deriva inelástica. A continuación, se presenta la deriva elástica máxima para el Modelo 2.

$$\Delta_E max = \frac{0.01}{0.75 * 3} = 0.0044$$

- **Análisis Sismo dinámico en X**

Figura 159

Máxima deriva elástica de piso con sismo dinámico en X, Modelo 2

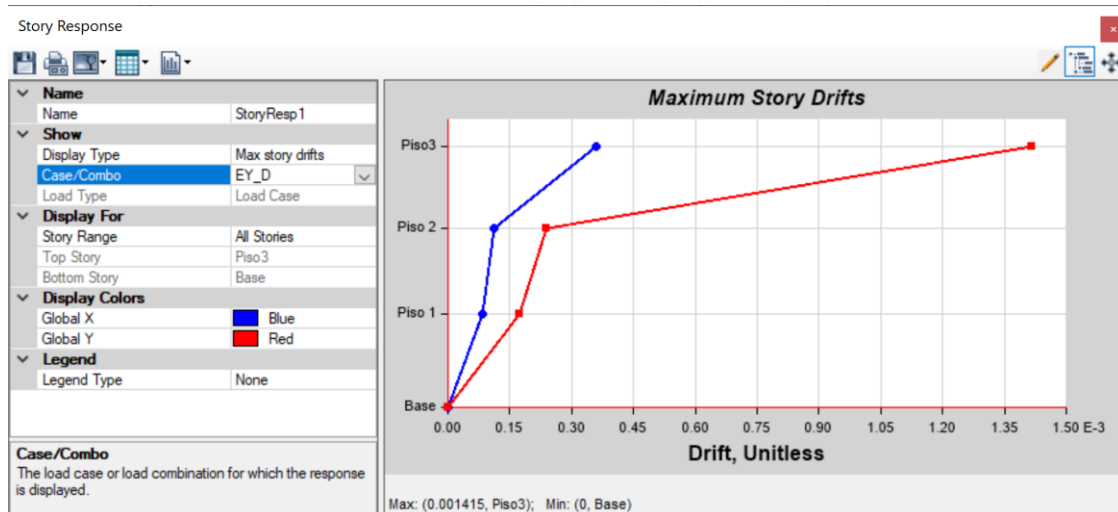


$$\Delta_E = 0.0020 < \Delta_E max \quad \therefore \quad \text{Pasa}$$

- Análisis Sismo dinámico en Y

Figura 160

Máxima deriva elástica de piso con sismo dinámico en Y, Modelo 2

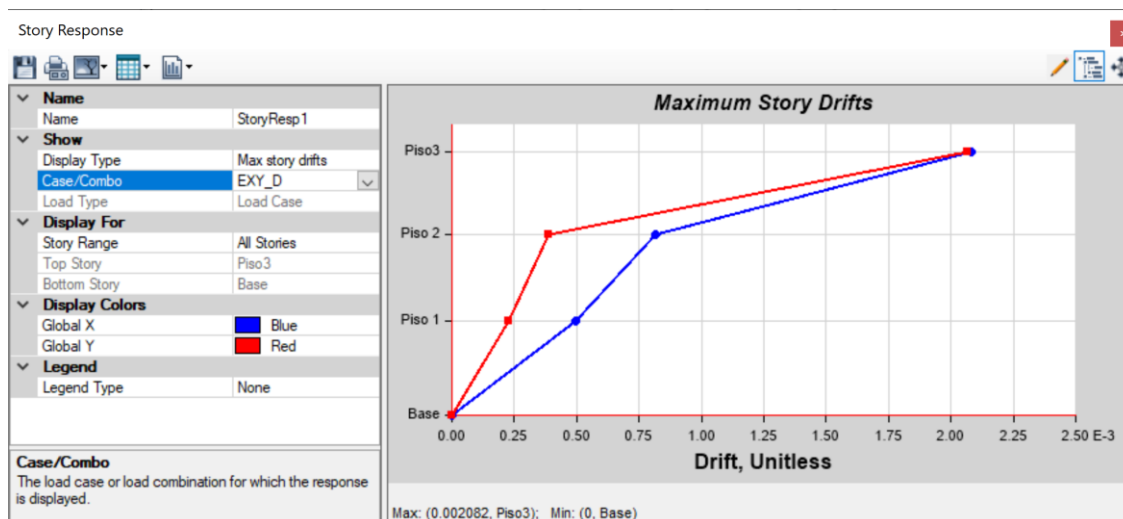


$$\Delta_E = 0.0014 < \Delta_E \max \quad \therefore \text{Pasa}$$

- Análisis Sismo dinámico no ortogonal (XY)

Figura 161

Máxima deriva elástica de piso con sismo dinámico en XY, Modelo 2



$$\Delta_E = 0.0021 < \Delta_E \max \quad \therefore \text{Pasa}$$

Planos de reforzamiento

Los planos del reforzamiento propuesto para la vivienda seleccionada (#7), son se encuentran en el Apéndice 5.

Eficiencia del reforzamiento

Para expresar cuantitativamente los resultados del reforzamiento es conveniente realizar una comparación entre los resultados del Modelo 2 (reforzado) con el Modelo 1 (Real/Actual) y Modelo 0 (Elementos estructurales).

Periodo Fundamental

En la Tabla 65 es presentada un comparativa de los periodos fundamentales de en los dos primeros modos de vibración del Modelo 0.2 (Elementos estructurales) y Modelo 1.2 (Elementos estructurales+ Mampostería), y el Modelo 2 (Modelo reforzado) todos los modelos bajo condiciones de diseño.

Tabla 81

Comparativa periodos de vibración del Modelo 0, Modelo 1 y Modelo 2

| Modo | Sentido | Periodo de vibración T (seg) | | | % Decrecimiento |
|------|---------|------------------------------|------------|----------|-----------------|
| | | Modelo 0.2 | Modelo 1.2 | Modelo 2 | |
| 1 | X | 0.724 | 0.363 | 0.153 | 58% |
| 2 | Y | 0.594 | 0.257 | 0.114 | 56% |

El reforzamiento de la mampostería proporciona a la estructura un decrecimiento del 58% en el periodo fundamental de vibración de la estructura, aumentando la rigidez estructural. En la Tabla es presentado un análisis

En la Tabla 82 es presentado índice de vulnerabilidad “H/T” de la vivienda reforzada.

Tabla 82

Índice de vulnerabilidad “H/T” de vivienda reforzada.

| Modo | Sentido | Altura (m) | Periodo (seg) | Índice “H/T” | Interpretación |
|-------------|----------------|-------------------|----------------------|---------------------|-----------------------|
| 1 | X | 5.57 | 0.153 | 36.41 | Flexible |
| 2 | Y | 5.57 | 0.114 | 48.86 | Normal |

Considerando que la estructura en su estado actual es considerada como “Muy flexible”, el reforzamiento pone a la vivienda en rangos normales de vulnerabilidad de acuerdo a esta metodología.

Deriva máxima de piso

En la Tabla 84 son presentadas las comparativas de valores correspondientes a deriva elástica para el Modelo 0 (Elementos estructurales) y Modelo 1.2 (Elementos estructurales y mampostería).

Tabla 83

Comparativa de derivas con el reforzamiento propuesto

| Deriva elástica | Modelo 0.2 | Modelo 1.2 | Modelo 2 | % Decrecimiento |
|------------------------|-------------------|-------------------|-----------------|------------------------|
| $\Delta_E X$ | 0.0209 | 0.0045 | 0.0020 | 56% |
| $\Delta_E Y$ | 0.0168 | 0.0029 | 0.0014 | 52% |

Con el reforzamiento propuesto, en los sentidos X e Y, la deriva de piso máxima disminuyó en un 56% y 52% respectivamente con respecto al estado actual de la estructura.

Torsión en planta

En la Tabla 84 es presentada una comparativa de los valores de excentricidad del centro de masas con la inclusión de mamposterías al modelo.

Tabla 84

Comparativa de excentricidades con el reforzamiento propuesto

| Piso | Excentricidad X (m) | | | Excentricidad Y (m) | | |
|------|---------------------|----------|-----------------|---------------------|----------|--------------|
| | Modelo 1.2 | Modelo 2 | % Decrecimiento | Modelo 1.2 | Modelo 2 | % Incremento |
| 3 | 0.16 | 0.09 | 44% | 0.82 | 1.67 | 51% |
| 2 | 1.04 | 0.25 | 76% | 2.15 | 3.48 | 38% |
| 1 | 2.06 | 0.11 | 95% | 1.99 | 2.45 | 19% |

Con el reforzamiento existen variaciones importantes en la excentricidad del centro de rigideces con respecto al centro de masas de la estructura, específicamente, un decrecimiento de hasta el 95% en el eje X y un incremento de hasta el 51% en el eje Y. En términos generales, en la Tabla 85 se evidencia una disminución general en la torsión relativa de la estructura reforzada con respecto a la estructura actual, en los dos primeros modos de vibración

Tabla 85

Participación modal de los radios de masa del Modelo 1.2, vivienda (#7)

| Modo | % Torsión relativa | | Coef. Irreg. planta | | % Decrecimiento |
|------|--------------------|----------|---------------------|------------|-----------------|
| | Modelo 1.2 | Modelo 2 | Modelo 1.2 | Modelo 2.2 | |
| 1 | 14.5% | 11.7% | 0.905 | 0.933 | 3% |
| 2 | 14.9% | 1.0% | 0.901 | 1.040 | 14% |
| 3 | 670.8% | 30.3% | -5.658 | 0.747 | 641% |

La modelo de la estructura reforzada presenta una disminución de torsión relativa en los dos primeros modos de vibración de la estructura del 3% y 14% respectivamente en los ejes "X" y "Y".

Criterios de intervención

Materiales

En la Tabla 86 se muestra el detalle de los materiales utilizados para el reforzamiento de mampostería.

Tabla 86

Materiales para reforzamiento de mampostería con enchapado

| Material | Características |
|-----------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Mortero | Mortero $f'c=100$ Kgf/cm ² |
| Malla electrosoldada | Malla electrosoldada $f_y=5000$ Kgf/cm ² , $\phi 4$ mm @ 15cm, en dimensiones comerciales de 2.4mx3.0m |
| Grapas de anclaje | Varillas $\phi 6$ mm que anclan la malla electrosoldada con la mampostería a una distancia horizontal y vertical de 60cm |
| Conectores | Varillas $\Phi 8$ mm@30cm, para conectar malla con cimientos, vigas y columnas, con una longitud de conexión con la malla de 50cm |

Procedimiento

Reforzamiento de cimentación

Teniendo en cuenta que la vivienda se encuentra elevada con respecto al nivel de terreno natural y que bajo las paredes existe una cadena de cimentación de gran peralte (65cm), se ha creído conveniente realizar únicamente una ampliación del zócalo

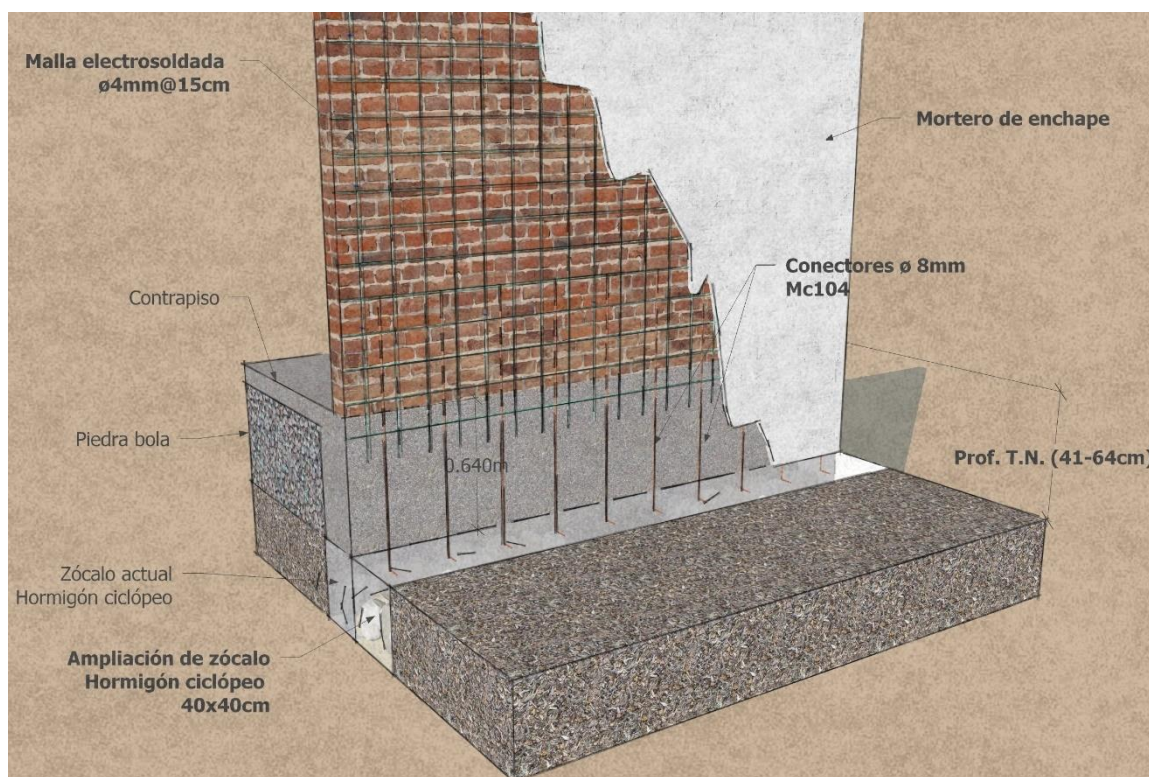
de cimentación con hormigón ciclópeo de 60% hormigón simple $f'c=210\text{Kgf/cm}^2$ y 40% piedra con dimensiones 40x40cm, de acuerdo a lo señalado en los planos (Apéndice 5)

Para el resto de casos se recomienda utilizar una viga de cimentación de hormigón armado sobre el zócalo propuesto.

En la Figura 162 se presenta el detalle de ampliación de zócalo de cimentación y los conectores que anclan al mismo con el reforzamiento de mampostería.

Figura 162

Detalle de ampliación de zócalo de cimentación para reforzamiento de vivienda seleccionada



Reforzamiento de mampostería

El procedimiento presentado a continuación, en la Tabla 87 toma como bases la experiencia aportada por el Centro de Investigaciones de la Vivienda de la Escuela

Politécnica Nacional, acorde con lo indicado por Fernández & Paredes (2010) y ratificado por Naranjo & Peñaherrera (2018).

Tabla 87

Procedimiento para el reforzamiento de mamposterías

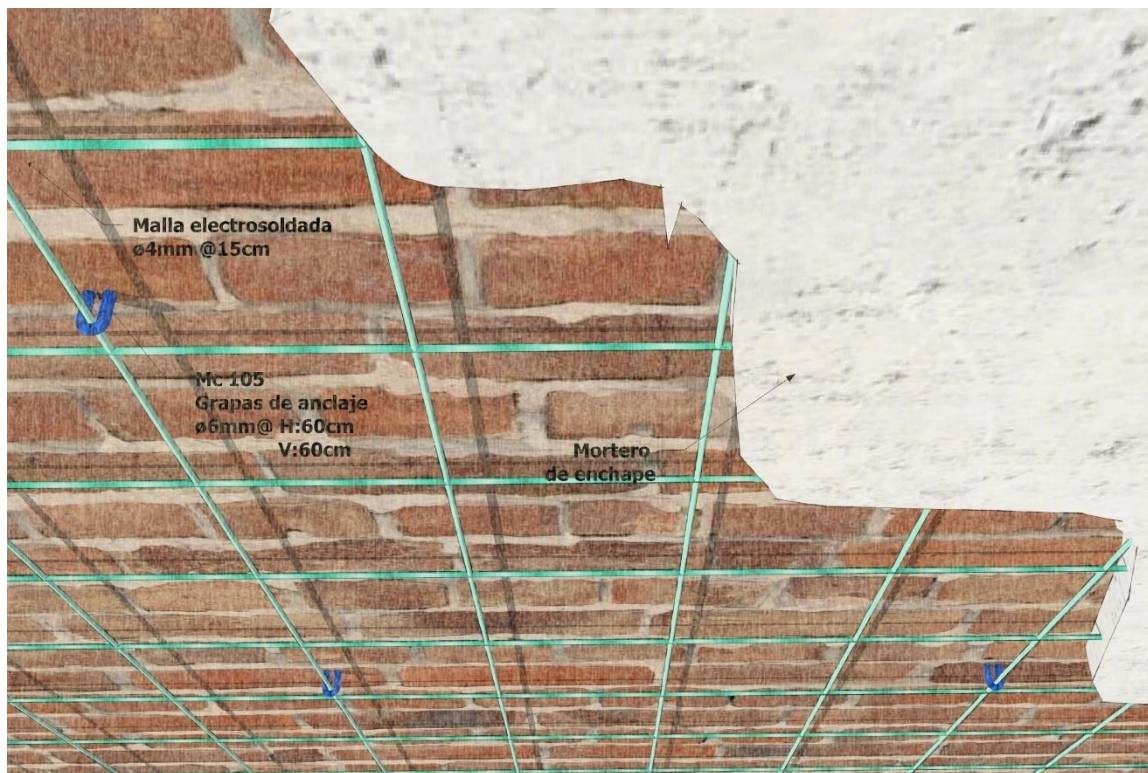
| Ítem | Descripción |
|-------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 1 | Desprender enlucido de paredes (pintura, mortero, etc.), asegurar una superficie rugosa que favorezca la adherencia del mortero de enchape. |
| 2 | Perforar columnas, vigas, losas, cimentación y colocar conectores cada $\Phi 8\text{mm}@30\text{cm}$ con epóxico de anclaje. |
| 3 | Colocar malla electrosoldada $\Phi 4\text{mm}@15\text{cm}$ con grapas de anclaje $\Phi 6\text{mm}$ cada 60cm en sentido horizontal y vertical, para ello es necesario perforar paredes y fijar malla con grapas y epóxico de anclaje químico. La malla deberá quedar fija a la pared durante todo el proceso constructivo |
| 4 | Colocar mortero de enchape, de acuerdo a lo especificado en planos, el enchape mínimo es de 3cm, y la malla electrosoldada deberá quedar en la mitad, teniendo un recubrimiento de 1.5cm hasta el eje de la malla. |

Se han elaborado detalles constructivos acerca de la colocación de los elementos de reforzamiento de paredes, presentados en los planos estructurales del Apéndice 5.

En la Figura 163, se presenta un detalle de las grapas de anclaje de la malla electrosoldada a la pared, de diámetro 6mm, tipo U, colocadas cada 60cm en horizontal y vertical.

Figura 163

Detalle de grapas de anclaje de malla electrosoldada en reforzamiento de paredes



Presupuesto referencial

El presupuesto referencial es presentado a continuación, en la Tabla 88. El análisis de precios unitarios se encuentra detallado en el Apéndice 6 y ha sido elaborado en base a precios de mercado de la Cámara de la Construcción de Quito y salarios de la lista de Contraloría General del Estado.

El reforzamiento propuesto tiene un valor referencial de \$ 9 670.49 dólares e incluye materiales, mano de obra, equipos, reposición de acabados y mobiliario, costos indirectos e impuestos.

Tabla 88*Presupuesto referencial del reforzamiento de la vivienda de estudio*

| PRESUPUESTO REFERENCIAL | | | | | | |
|--------------------------------|---------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------|-----------------|-------------|--------------------|
| Ítem | Código | Descripción | Unidad | Cantidad | P. U | P. Total |
| 1 | | TRABAJOS PRELIMINARES | | | | \$ 1 697.43 |
| 1.1 | TP-1 | Picado de enlucidos | m2 | 85.38 | 7.16 | 611.14 |
| 1.2 | TP-2 | Excavación manual de zanjas | m3 | 1.59 | 146.93 | 233.18 |
| 1.3 | TP-3 | Zócalo de cimentación para enchapado 40x40 cm | ml | 10.58 | 80.63 | 853.11 |
| 2 | | ENCHAPADO DE PAREDES | | | | \$ 4 195.15 |
| 2.1 | EP-1 | Colocación de chicotes de anclaje, varilla corrugada $\phi 8\text{mm}@30\text{cm}$ $f_y=4200\text{kgf/cm}^2$ | kg | 162.81 | 6.27 | 1025.67 |
| 2.2 | EP-2 | Colocación malla electrosoldada 4mm@15cm $f_y=5000\text{Kgf/cm}^2$ | m2 | 128.66 | 6.47 | 831.79 |
| 2.3 | EP-3 | Colocación de grapas de anclaje, varilla corrugada $\phi 6\text{mm}@30\text{cm}$ $f_y=4200\text{kgf/cm}^2$ | kg | 28.56 | 23.91 | 662.48 |
| 2.4 | EP-4 | Mortero de enchape 1:3 $f_c=100\text{ Kgf/cm}^2$ | m3 | 5.31 | 296.46 | 1575.22 |
| 3 | | RECUBRIMIENTOS | | | | \$ 1 857.96 |
| 3.1 | RE-01 | Empaste de paredes interiores | m2 | 85.38 | 6.41 | 547.34 |
| 3.2 | RE-02 | Pintura | m2 | 85.38 | 15.35 | 1310.62 |
| 4 | | PUERTAS Y VENTANAS | | | | \$ 156.00 |
| 4.1 | PV-01 | Puerta exterior metálica | u | 1.00 | 156.00 | 156.00 |
| 5 | | MUEBLES | | | | \$ 420.95 |
| 5.1 | MB-01 | Mesones de cocina (e=5cm) con porcelanato | ml | 2.00 | 210.48 | 420.95 |
| 6 | | INSTALACIONES ELECTRICAS | | | | \$ 70.68 |
| 6.1 | IE-01 | Tomacorriente 110 V | pto. | 5.00 | 7.07 | 35.34 |
| 6.2 | IE-02 | Interruptores 110 V | pto. | 5.00 | 7.07 | 35.34 |
| 7 | | OTROS | | | | \$ 203.47 |
| 7.1 | LI-01 | Limpieza general | m2 | 51.28 | 3.97 | 203.47 |
| SUBTOTAL | | | | | | \$ 8 634.37 |
| IVA | | | | | 12% | \$ 1 036.12 |
| TOTAL | | | | | | \$ 9 670.49 |

Son: nueve mil seiscientos setenta con 49/100 dólares.

Capítulo IX

Conclusiones y recomendaciones

Conclusiones

Siendo el objetivo de partida del presente estudio la determinación de riesgo sísmico de las viviendas de Tabacundo y el reforzamiento de los elementos estructurales y no estructurales del caso más vulnerable. Además, considerando la amplitud del tema se ha creído conveniente presentar las conclusiones en función al subtema al que pertenecen. De este modo, se permite plasmar de manera ordenada las metas alcanzadas en el trabajo de investigación.

Riesgo sísmico

Peligro sísmico

Fuente sísmica

Se estimaron las aceleraciones en roca para el poblado de Tabacundo, mediante el uso de estudios de recurrencia sísmica actualizados y ecuaciones de predicción de movimiento, obteniendo espectros de aceleración para los sistemas de fallas de corteza con mayor potencial de generar daños (Otavalo, Quito Norte y Chingual).

Se presentaron terremotos de control para el sistema de fallas Quito-Latacunga, con magnitudes (M_w) de 6.33, 6.73 y 7.05; para periodos de retorno de 475, 975 y 2475 años respectivamente, dentro de una vida útil de 50 años.

Los terremotos de control para la falla Otavalo (sistema de fallas El Ángel) tienen magnitudes (M_w) de 5.93, 6.47 y 7.02; para periodos de retorno de 475, 975 y 2475 años respectivamente, dentro de una vida útil de 50 años.

Se presentaron terremotos de control para la falla Chingual, con magnitudes (M_w) de 5.89, 6.40 y 6.92; para periodos de retorno de 475, 975 y 2475 años respectivamente, dentro de una vida útil de 50 años.

Las aceleraciones máximas del suelo (PGA) en roca ($V_{s30}=760\text{m/s}$), obtenida del análisis de peligro sísmico para un periodo de retorno de 475 años y una vida útil de 50 años son de 0.71g ($T=0.15\text{seg}$), 0.59g ($T=0.20\text{seg}$) y 0.3g ($T=0.2\text{seg}$) para las fallas Quito (segmento Bellavista-Catequilla), Otavalo y Chingual, respectivamente.

Se identificó al sistema de fallas Quito, segmento Bellavista-Catequilla como la fuente sísmica conocida que representa mayor peligro para el poblado de Tabacundo, seguido de la falla Otavalo y Chingual respectivamente.

Efectos de sitio

Se realizó la zonificación de efectos de sitio de Tabacundo urbano, los cuales han sido plasmados en mapas de clasificación de perfil de suelo y de isoperiodos fundamentales de vibración.

Las velocidades de onda de corte a los 30m (V_{s30}) para los suelos de Tabacundo urbano están en torno a los 293 y 374 m/s, que de acuerdo a los parámetros de clasificación de perfil de suelo la NEC-SE-DS (2015), son del tipo D y C, como se muestra en el mapa de isolíneas de V_{s30} de la Figura 63.

Los periodos fundamentales de vibración en los suelos del área de estudio están en torno a los 0.39 y 0.56 seg, como se muestra en el mapa de isoperiodos fundamentales de la Figura 65.

Se podría relacionar la mayor afectación a los barrios San Blas y La Playita de Tabacundo frente a los sismos del 5 de marzo de 1987, con el fenómeno de resonancia, en donde el periodo estructural característico de las viviendas (0.20 – 0.30 seg) se acerca en mayor medida al periodo fundamental del suelo para estos sectores (0.35 – 0.45 seg).

Trayectoria y atenuación de ondas sísmicas

El terremoto histórico de Ibarra del 16 de agosto de 1868 (7.0 Mw) y un epicentro ubicado a 20 Km de Tabacundo en el sistema de fallas El Ángel, considerando una vida útil de 50 años, tendría un periodo de retorno de 2253 años y habría generado aceleraciones de hasta 1.23g (T=0.3 seg) en suelo de tipo D y de 1.29g (T=0.3 seg) en suelo tipo C.

El terremoto histórico del Reventador del 05 de marzo de 1987 (6.9 Mw) y un epicentro ubicado a 39 Km de Tabacundo en el sistema de fallas Chingual, considerando una vida útil de 50 años, tendría un periodo de retorno de 1549 años y habría generado aceleraciones de hasta 0.85g (T=0.3 seg) en suelo de tipo D y de 0.81g (T=0.25 seg) en suelo tipo C.

Se elaboraron espectros de diseño para Tabacundo en base a los estudios de peligro sísmico, de los cuales se presentan valores de PGA de 0.95g para suelo tipo D y de 1.04g para suelo tipo C, que comparado con los espectros de diseño de la NEC-15 (1.19g), representa una reducción de la aceleración del 20% y 12% para suelo tipo D y C respectivamente.

Vulnerabilidad estructural

De acuerdo a los parámetros de Guendelman, Guendelman, & Lindenberg (2000), de la metodología chilena “H/T”, 19 viviendas son clasificadas como estructuras flexibles, mientras que 1 vivienda es considerada una estructura muy flexible.

Conforme a las observaciones realizadas sobre los periodos fundamentales de las estructuras de la muestra, el 70% de las viviendas presentó rigideces similares en ambos ejes horizontales mientras que el 30% presenta variaciones considerables que podrían denotar problemas estructurales.

De acuerdo a la inspección con el formato FEMA P-154, las viviendas de la muestra presentan una alta vulnerabilidad sísmica y además se estableció que:

- Los parapetos no reforzados como el problema más común en las viviendas de la muestra con un 85%.
- El potencial efecto de golpeteo entre viviendas se presenta en el 50% de las viviendas de la muestra, debido a que los predios de Tabacundo no tienen retiros laterales ni frontales entre viviendas, las viviendas que no presentan ese problema en su mayoría, debido a que junto a ellas aún no se han realizado construcciones o poseen garajes laterales.
- La irregularidad en planta es un problema muy común en las viviendas estudiadas, el 45% de ellas, presenta este problema que las hace propensas a fenómenos de torsión ante eventos sísmicos.
- El 40% de las viviendas de la muestra necesitan un análisis detallado para identificar posibles problemas estructurales que pongan en riesgo su integridad.

- Un 40% de las viviendas presenta problemas no estructurales como fisuras en mampostería, dichos problemas podrían reflejar problemas estructurales que necesitan ser analizados.
- La irregularidad en elevación se presentó en el 40% de las viviendas estudiadas, principalmente debido a que las plantas bajas son utilizadas como garajes o en la mayoría de casos como locales comerciales.
- Además, todas las viviendas analizadas tienen pisos superiores que sobresalen, generando losas y vigas en cantiléver que, en el 2% de los casos tienen posibles problemas de flexión que se refleja en fisuras de mampostería al comienzo de este voladizo.
- El 60% de las viviendas de análisis contó con diseño arquitectónico y ninguna de las viviendas contó con supervisión de un profesional con título de tercer nivel o superior en Ingeniería Civil o Arquitectura en su construcción ni tampoco contó con cálculo elaborado por un Ingeniero Civil o Estructural.

Se seleccionó a la vivienda (#7) como el caso más vulnerable de la muestra de acuerdo a las metodologías FEMA P-154, chilena "H/T" y el método combinado de ambas, presentado en el Capítulo V.

Exposición socioeconómica

De acuerdo a las proyecciones, la población del cantón Pedro Moncayo sería de 43 281 habitantes al año 2020 y 20 794 habitantes en Tabacundo se encuentran expuestos a las afectaciones de un evento sísmico.

La economía de Pedro Moncayo fue de alrededor de \$83 973 705.90, en el año 2019, gran parte de este valor correspondería a divisas por concepto de exportación de

rosas; los ingresos afectados dependerían de algunas variables, entre ellas, el tiempo de paralización de la producción y el mes del año en el que ocurra, ya que la demanda mundial de flores varía acorde a fechas festivas.

El valor aproximado expuesto a un evento sísmico en Tabacundo por concepto de viviendas es de alrededor de \$145.12 millones de dólares.

Modelamiento virtual del caso más vulnerable

Se modeló el comportamiento de los elementos estructurales de la vivienda más vulnerable de la muestra y su comportamiento ante un evento sísmico de diseño.

Se modeló el comportamiento real de la estructura (adicionando mampostería) y su comportamiento ante un evento sísmico de diseño. Para ello, se utilizaron los resultados experimentales de los periodos de vibración estructural de la vivienda para llegar a un modelo cercano al comportamiento real.

Se realizó una comparativa entre el modelo de elementos estructurales (Modelo 0) y el modelo real (Modelo 1), estableciendo que:

- Al incluirse los paneles de mampostería al modelo de la vivienda de estudio, se presenta un decrecimiento del 58% en el periodo fundamental de vibración de la estructura, esto quiere decir que los paneles de mampostería dominan el comportamiento dinámico de la estructura al aportar gran rigidez.
- En los sentidos X e Y, la deriva de piso máxima de la estructura de estudio, disminuyó en un 78% y 83% respectivamente con la inclusión de mampostería a la modelación.
- Con la inclusión de mamposterías al modelo existen variaciones importantes en la excentricidad del centro de rigideces con respecto al centro de masas de la

estructura, específicamente, un decrecimiento de hasta el 60% en el eje X y un incremento de hasta el 70% en el eje Y.

- Se observa un decrecimiento de la irregularidad en planta con la inclusión de mamposterías al modelo en los dos primeros modelos de vibración de la estructura del 45% y 34% respectivamente.

Propuesta de reforzamiento

Se diseñó el reforzamiento de los paneles de mampostería de la vivienda más vulnerable de la muestra

La modelo de la estructura reforzada (Modelo 2) presenta una disminución de torsión relativa en los dos primeros modos de vibración de la estructura del 3% y 14% respectivamente en los ejes "X" y "Y".

Con el reforzamiento propuesto, en los sentidos X e Y, la deriva de piso máxima disminuyó en un 56% y 52% respectivamente con respecto al estado actual de la estructura.

El reforzamiento de elementos estructurales y no estructurales propuesto para la vivienda de estudio garantiza su comportamiento sismorresistente.

El reforzamiento propuesto tiene un valor referencial de \$ 9 670.49 dólares, elaborado mediante un análisis de costos unitarios que incluye materiales, mano de obra, equipos, reposición de acabados y mobiliario, costos indirectos e impuestos.

Recomendaciones

Se recomienda a los calculistas de proyectos en Tabacundo, utilizar el mapa de isoperiodos fundamentales presentado en la Figura 65, como medio de verificación del diseño estructural, en donde se deberá alejar el periodo fundamental de la estructura de los periodos fundamentales del suelo en cada sector, evitando así posibles efectos de resonancia ante eventos sísmicos.

Se recomienda realizar un análisis estructural detallado en las viviendas que se señalan en la Tabla 30.

Se recomienda al diseñador estructural que utilice los espectros elásticos de peligro sísmico para Tabacundo de la Figura 114, con el fin de reducir costos estructurales innecesarios; el presente estudio de peligro sísmico ha considerado múltiples escenarios de sismos y enfoques de análisis conservadores.

El análisis de peligro sísmico podría dar una falsa sensación de seguridad con respecto a la normativa del 2015, se recomienda considerar que los grandes valores de coeficientes de reducción de resistencia sísmica pueden dividir la aceleración entre un cociente de hasta 8 para el caso de las viviendas tipo de Tabacundo y el país en general.

Se recomienda se realicen estudios de peligro sísmico focalizados en los poblados del Ecuador, como el que se está presentando, para así conseguir un mayor grado de precisión que permita optimizar recursos en la construcción de infraestructura y presentar valores de aceleración más cercanos a la realidad siempre y cuando los coeficientes de reducción de capacidad sean revisados.

Se recomienda que el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), revise los coeficientes de reducción de capacidad R, mediante los cuales, dentro de los conceptos de diseño actuales, se acepta daño; se debe considerar, que dentro de la realidad y cultura ecuatoriana las viviendas traspasan generaciones.

Se recomienda al MIDUVI adopte un formato de inspección visual para estimación de vulnerabilidad estructural, que adapte los valores del FEMA P-154 a la realidad ecuatoriana y que en estructuras de mayor importancia sea acompañado con un método de evaluación menos subjetivo, como el "H/T".

Se recomienda al MIDUVI, actualizar la Norma Ecuatoriana de la Construcción para que las estructuras que se rigen bajo el marco de la NEC-SE-VIVIENDA (2015) requieran obligatoriamente un diseño estructural elaborado por un Ingeniero Civil o Estructural.

Se recomienda al MIDUVI incluir dentro de los requerimientos generales de modelamiento de estructuras a mamposterías, fachadas y demás elementos actualmente considerados no estructurales, que influyen en el comportamiento dinámico de las estructuras.

Con el fin de salvaguardar vidas, se recomienda al Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal del Cantón Pedro Moncayo (GADM-PM) y demás municipalidades del país, generen una ordenanza que obligue a que toda construcción sea supervisada por un profesional con título de tercer nivel o superior en Ingeniería Civil, Estructural o Arquitectura.

Capítulo X

Referencias

- Abrahamson, N. A., & Silva, W. J. (2008). Summary of the Abrahamson & Silva NGA groundmotion relations. *Earthquake Spectra*, 24(1), 67-97.
- ACI Committee 318. (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14)*. American Concrete Institute.
- Aguiar, R. (2017). Análisis sísmico probabilístico del Hospital de Muisne. *Ciencia*, 10(4), 413-430.
- Aguiar, R., & Varela, F. (1998). El sismo de bahía. Sangolquí, Ecuador: Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército. Obtenido de https://www.researchgate.net/publication/282123992_El_Sismo_de_Bahia
- Aguiar, R., & Zambrano, V. (2018). Relación H/T en estructuras de Bahía de Caráquez y el sismo de 2016. *Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE*.
- Aguilar, S. (2005). Fórmulas para el cálculo de la muestra en investigaciones. Villahermosa, México: Secretaría de Salud del Estado de Tabasco.
- Albuja, D., & Pantoja, J. (2017). *Estudio del reforzamiento de la mampostería de bloque de hormigón con malla electrosoldada mediante ensayos destructivos*. Quito: Escuela Politécnica Nacional. Obtenido de <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/17516>
- Albuja, D., Pantoja, J., & Sosa, D. (2017). Estudio de la influencia del enchapado como reforzamiento estructural en el desempeño de pórticos de hormigón armado con paneles de relleno. *Proceedings of the "Third Annual State-of-the-Art in Civil Engineering Structures and Materials"*.

- Alvarado, A. (2012). *Néotectonique et cinématique de la déformation continentale en Equateur*. Grenoble, France: Université de Grenoble.
- Álvarez, J. L. (2012). *Estudio y proyecto de rehabilitación de una vivienda afectada por un asentamiento diferencial del terreno*. Barcelona: Universitat Politécnica de Catalunya, Escola Politécnica Superior d'Edificació de Barcelona.
- Ampuero, A., & Van Sint Jan, M. (2004). *Velocidades de Onda medidas en Santiago con el Ensayo de Refracción Sísmica*. Santiago: Research Gate. Obtenido de https://www.researchgate.net/profile/Michel_Van_Sint_Jan/publication/268430875_Velocidades_de_Onda_medidas_en_Santiago_con_el_Ensayo_de_Refraccion_Sismica/links/5b05a0344585157f870928f1/Velocidades-de-Onda-medidas-en-Santiago-con-el-Ensayo-de-Refraccion-S
- Angulo, L. G., & López, C. E. (2008). Reforzamiento de mampostería de ladrillo artesanal. Quito, Ecuador: Escuela Politecnica Nacional. Obtenido de <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/1069>
- Arias, J. (2015). *Diseño de un sistema de reforzamiento estructural para el edificio de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental de la Escuela Politécnica Nacional*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- ASCE/SEI 41. (2017). *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Baker, J. W., & Jayaram, N. (2008). Correlation of spectral acceleration values from NGA ground motion models. *Earthquake Spectra*, 24(1), 299–317.
- Beaupérthuy, J. L., & Urich, A. J. (2010). El efecto de columna corta estudios de casos. *B.R.S. Ingenieros, C.A.*

- Beauval, C., Marinier, J., Yepes, H., Audin, L., Nocquet, J., Alvarado, A., . . . Jomard, H. (3 de Abril de 2018). A New Seismic Hazard Model for Ecuador. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 108(3A), 1443-1464.
doi:<https://doi.org/10.1785/0120170259>
- Beauval, C., Yepes, H., Bakun, W. H., Egred, J., Alvarado, A., & Singucho, J. C. (Junio de 2010). Locations and magnitudes of historical earthquakes in the Sierra of Ecuador (1587–1996). *Geophysical Journal International*, 181 (3), 1613-1633.
Obtenido de <https://doi.org/10.1111/j.1365-246X.2010.04569.x>
- Bentur, A., & Mindess, S. (2007). *Fibre Reinforced Cementitious Composites*. Londres: Taylor & Francis.
- Boore, D. M., & Atkinson, G. M. (2008). Ground-motion prediction equations for the average horizontal component of PGA, PGV, and 5% damped PSA at spectral periods between 0.01s and 10.0s. *Earthquake Spectra*, 24(1), 99-138.
- Burgos Guevara, H. (1995). *Primeras doctrinas en la Real Audiencia de Quito (1570-1640)*. Quito: Abya-Yala.
- Cámara de Industrias y Producción. (noviembre de 2018). *La carga tributaria en el Ecuador*. Obtenido de <https://www.cip.org.ec/wp-content/uploads/2019/05/La-carga-tributaria-en-Ecuador-1.pdf>
- Campbell, K. W., & Bozorgnia, Y. (2008). NGA ground motion model for the geometric mean horizontal component of PGA, PGV, PGD and 5% damped linear elastic response spectra for periods ranging from 0.01 to 10 s. *Earthquake Spectra*, 24(1), 131-171.

- Carrillo, C. (2008). Comparación de la respuesta sísmica incorporando y desacoplando mampostería y técnicas de reforzamiento. *Escuela Politécnica del Ejército*.
Obtenido de <http://repositorio.espe.edu.ec/handle/21000/1617>
- CENAPRED. (2013). *Atlas Nacional de Riesgos*. México D.F.
- Cevallos, A., Burbano, A., Moreano, R., & Caiza, P. (2018). Vulnerabilidad de estructuras en base a los periodos de vibración. *Congreso de Ciencia y Tecnología. Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE*, 13(1).
doi:<http://dx.doi.org/10.24133/cctespe.v13i1.777>
- Chavez García, F., & Montalva, G. (2014). *Efectos de sitio para Ingenieros Geotécnicos, estudio del valle Parkway*. doi:dx.doi.org/10.4067/S0718-28132014000200001
- Chiou, B. S., & Youngs, R. R. (2008). NGA ground motion relations for the geometric mean horizontal component of peak and spectral ground motion parameters. *Earthquake Spectra*, 24(1), 173-215.
- Cornell, A., & Vanmarcke, H. (1969). The major influences on seismic risk. *WCEE*, 69-83.
- Costa , A. V. (2007). *Análisis sísmico de estructuras con disipadores de energía viscoelásticos usando espectros y acelerogramas*. Sangolquí, Ecuador: Escuela Politécnica del Ejército. Obtenido de
<http://repositorio.espe.edu.ec/handle/21000/1564>
- Crisafulli, F. J. (1997). *Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills*. Christchurch, New Zeland: University of Canterbury. Obtenido de
<http://hdl.handle.net/10092/1221>

- Dirección de Avalúos y Catastros del GAD Municipal de Pedro Moncayo. (noviembre de 2019). Catastro del Cantón Pedro Moncayo. Tabacundo, Pichincha, Ecuador.
- Egüez, A., Alvarado, A., Yepes, H., Machette, M. N., Costa, C., Dart, R. L., & Bradley, L.-A. (2003). Database and Map of Quaternary Faults and Folds of Ecuador and its offshore regions. *A project of the International Lithosphere Program Task Group II-2, Major Active Faults of the World.*
- Federal Emergency Management Agency (US) FEMA. (2015). Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards: A handbook.
- Fernández, L., & Paredes, P. (2010). Investigación teórico experimental de un sistema estructural alternativo. Quito, Ecuador: Escuela Politécnica Nacional. Obtenido de <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/2621>
- Geologiaweb. (07 de 05 de 2020). *geologiaweb.com*. Obtenido de https://geologiaweb.com/geologia-estructural/fallas-geologicas/#Tipos_de_fallas_geologicas
- Gualacata, G., & Ortega, J. (2017). *Determinación experimental de la resistencia asociada a la falla por tracción diagonal de dos tipos de mampostería simple: bloque y ladrillo, para ser usado en modelos computacionales*. Quito: Escuela Politécnica Nacional. Obtenido de <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/19002>
- Gualoto, J., & Querembás, O. (2019). Análisis de la vulnerabilidad sísmica del Barrio Solanda sector 1 en el Distrito Metropolitano de Quito mediante ensayo con acelerómetro y formato de evaluación estructural. *Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE.*

- Guendelman, T., Guendelman, M., & Lindenberg, J. (2000). Perfil bio-sísmico de edificios. *Revista Técnica de la Construcción*, 17.
- Gutenberg, B., & Richter, C. (1944). Frequency of Earthquakes in California. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 34, 185-188.
- Hall, M. L. (2000). *Los terremotos de Ecuador del 5 de marzo de 1987. Deslizamientos y sus efectos socioeconómicos* (Vol. 9). (A. d. Escuela Politécnica Nacional, Ed.) Quito: Corporación Editora Nacional.
- Hendry, A. W. (1998). *Structural masonry*. Macmillan International Higher Education.
- Idriss, I. M. (2008). An NGA empirical model for estimating the horizontal spectral values generated by shallow crustal earthquake. *Earthquake Spectra*, 24(1), 217-242.
- IGE-EPN. (07 de 05 de 2020). *Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional*.
Obtenido de <https://www.igepn.edu.ec/cayambe-red-de-monitoreo>
- INEC. (2010). *Instituto Ecuatoriano de Estadísticas y Censos INEC. Censo poblacional y de vivienda*.
- Instituto Geográfico Militar. (26 de junio de 2020). *Geoportal*. Obtenido de Mapas Temáticos Provinciales:
<http://www.geoportaligm.gob.ec/portal/index.php/descargas/geoinformacion/mapas-tematicos-provinciales/>
- Instituto Nacional de Estadística y Censos. (28 de junio de 2020). *Ecuador en Cifras*.
Obtenido de Proyección de la población ecuatoriana, por años calendario, según Cantones 2010-2020: <https://www.ecuadorencifras.gob.ec/inec-presenta-sus-proyecciones-poblacionales-cantonales/>

- Kaheh, P., & Shrive, N. (June de 2017). Seismic strength of hollow concrete masonry walls using eco friendly ductile cementitious composites (EDCC). *13th Canadian Masonry Symposium*.
- Kirstchig, K. (1985). *On the failure mechanism of masonry subjected to compresion*. Melbourne, Australia.
- Leonard, M. (september de 2010). Earthquake Fault Scaling: Self-Consistent Relating of Rupture Length, Width, Average Displacement, and Moment Release. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 100(5A), 1971-1988.
doi:10.1785/0120090189
- Lopez, K., & Ushiña, W. (2017). *Determinación del módulo de elasticidad de mampostería de bloque no estructural utilizada en la vivienda ecuatoriana*. Quito: Escuela Politécnica Nacional. Obtenido de <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/18756>
- Lopez, O., Hernández, J., Jácome, J., Schmitz, M., Mirinilli, A., Coronel, G., . . . Márquez, B. (2018). *Proyecto de Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes*. Caracas.
- Medina, C., & Medina, S. (Julio de 2017). Coeficiente Irregularidad en Planta a partir del Análisis de Torsión. *Revista Politécnica*, 39(2), 51-60.
- MIDUVI NEC-SE-DS. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción, Cargas Sísmicas*.
- MIDUVI NEC-SE-HM. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción, Estructuras de hormigón armado*.
- MIDUVI NEC-SE-MP. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción, Mampostería Estructural*.

MIDUVI NEC-SE-RE. (2015). *Normativa Ecuatoriana de la Construcción, riesgo sísmico, evaluación, rehabilitación de estructuras* .

MIDUVI NEC-SE-VIVIENDA. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción, Viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5m.*

MIDUVI, NEC-SE-CG. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción, Cargas no sísmicas.*

Monjo Carrió, J., & Maldonado Ramos, L. (2001). *Patología y técnicas de intervención en estructuras arquitectónicas*. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid.

Museo de Ciencias de Puerto Rico. (10 de noviembre de 2019). *Terremotos, efectos*.
Obtenido de <https://ecoexploratorio.org/amenazas-naturales/terremotos/efectos/>

Nakamura, Y. (1989). *A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremors on the ground surface*.

Nakamura, Y. (2000). Clear identification of fundamental idea of Nakamura's technique and its applications. *12th World Conference on Earthquake Engineering*. Auckland.

Naranjo, M. A., & Peñaherrera, A. C. (2018). Diseño del reforzamiento estructural sismo resistente con echapado de mampostería de una vivienda con asentamientos diferenciales. Quito, Ecuador: Escuela Politécnica Nacional. Obtenido de <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/19227>

Ohsaki, Y. (1972). Japanese microzonation methods. *Bulletin of the Earthquake Research Institute*, 49, 161-182.

- Pacific Earthquake Engineering Research Center. (2010). *Users Manual for the PEER Gound Motion Database Web Application*. Berkeley: University of California.
- Páez, D., Zabala, J., & Rodríguez, Y. (2017). Piso blado, una falla común en el terremoto de pedernales. *Tevista CIENCIA*, 19(1), 59-75.
- Parra, H. (2016). *Desarrollos metodológicos y aplicaciones hacia el cálculo de la peligrosidad sísmica en el Ecuador continental y estudio de riesgo sísmico en la ciudad de Quito*. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid.
- PASI Geophysics. (28 de marzo de 2020). *Ficha técnica del sismógrafo digital de 24 bits PASI Anteo* . Obtenido de https://www.pasisrl.it/Documenti/Anteo_ITA_rev1.pdf
- Ritta, R., Suárez, L., & Pando, M. (2012). Determinación del periodo fundamental del suelo usando vibración ambiental y el cociente espectral Horizontal/Vertical. *Mecánica Computacional*, XXXI, 1399-1419.
- Rivadeneira, F., Segovia, M., Alvarado, A., Egred, J., Tocosó, L., Vaca, S., & Yepes, H. (2007). *Breves fundamentos sobre los terremotos en el Ecuador*. Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional. Quito: Corporación Editora Nacional.
- Rivas, A., Aguiar, R., & Benito, B. (2014). Determinación del período de recurrencia y magnitud máxima para el control de las estructuras en el rango elástico ante un sismo asociado a las fallas inversas de Quito. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 19(2), 203-221.
- Ruiz, M. (17 de agosto de 2017). *Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional* . Obtenido de <https://www.igepn.edu.ec/servicios/noticias/1505-el-terremoto-de-ibarra-del-16-de-agosto-de-1868>

- SARA Electronic Instruments. (27 de marzo de 2020). *Geobox data sheet*. Obtenido de <https://www.sara.pg.it/prodotti.php?id=14&n=geobox&cat=single-product#product-page>
- Servicio de Rentas Internas del Ecuador. (28 de junio de 2020). *Estadísticas Generales de Recaudación*. Obtenido de <https://www.sri.gob.ec/web/guest/estadisticas-generales-de-recaudacion-sri>
- Shi, L., Lu, Y., & Bai, Y. (2017). Mechanical and electrical characterisation of steel fiber and carbon black engineered cementitious composites. *Procedia Engineering*, 188, 325/332.
- Silva, J. (2017). *Guía de reforzamiento para estructuras informales aporticadas según estudio de vulnerabilidad en el Distrito Metropolitano de Quito*. Sangolqui.
- Tena, A., Juárez, G., Ruiz, M., & Archundia, H. (2017). Revisión de la seguridad sísmica de un edificio de concreto reforzado de mediana altura fuertemente irregular existente en la ciudad de México. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 22(3), 281-326.
- Torres Galárraga, G. F. (2018). Análisis de la amenaza sísmica y volcánica para la presa de la Laguna San Marcos: Cayambe-Pichincha. Trabajo de titulación previo a la obtención del Título de Ingeniero en Geología. Carrera de Ingeniería en Geología. *Universidad Central del Ecuador*. Obtenido de <http://www.dspace.uce.edu.ec/handle/25000/16316>
- Tulcanaza, J. (27 de marzo de 2019). Cuestionario con fines Académicos Elaborado para el Departamento de Planificación del Gobierno Autónomo Descentralizado

Municipal de Pedro Moncayo. (C. Cisneros, Entrevistador) Tabacundo, Pichincha, Ecuador.

United States Geological Survey. (2018). *Worldwide Seismic Desing Tool ASCE/SEI-7-10*. Obtenido de <https://asce7hazardtool.online/>

Vasco López, P. M. (2016). *Sismo resistencia en edificios de hormigón y acero de alta peligrosidad sismica en el Ecuador*. Ambato.

Viera, P. A., & Caiza, P. E. (2017). Modelamiento del comportamiento resistente de mamposterías con baja adherencia mortero-ladrillo. *Proceedings of the "Third Annual State-of-the-Art in Civil Engineering Structures and Materials"*.

Witt, C., & Bourgois , J. (2009). *Relaciones entre la evolución de la cuenca del golfo de Guayaquil-Tumbes y el escape del Bloque Nor-Andino*. En: *Geología y Geofísica Marina y Terrestre del Ecuador desde la Costa Continental hasta las Islas Galápagos*. Guayaquil: Argudo & Asociados.

Wolf, T. (1904). *Crónica de los fenómenos volcánicos y terremotos en el Ecuador con algunas noticias sobre otros países de la América Central y Meridional desde 1535 hasta 1797*. (J. Sáenz R, Ed.) Quito: Imprenta de la Universidad Central.

Yepes, H. (2014). Breve reseña de los sismos provenientes de la falla geológica de Quito que han afectado a la Capital. *Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional*.

Capítulo XI

Apéndice

- **Apéndice 1:** Informe de resultados de ensayos de prospección sísmica y periodos Fundamentales (Nakamura) en Tabacundo.
- **Apéndice 2:** Registro fotográfico, inspección viviendas de muestra.
- **Apéndice 3:** Informe sobre vulnerabilidad de las viviendas de Tabacundo, metodologías FEMA P-154 y chilena “H/T”.
- **Apéndice 4:** Plano arquitectónico As-Built, vivienda seleccionada.
- **Apéndice 5:** Planos de detalle de reforzamiento estructural de vivienda seleccionada.
- **Apéndice 6:** Presupuesto referencial de reforzamiento y análisis de precios unitarios.