



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA  
SEDE CUENCA  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**ANÁLISIS DEL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL  
SISMORRESISTENTE DE UNA VIVIENDA DE LA PARROQUIA DANIEL  
CÓRDOVA TORAL DEL CANTÓN GUALACEO**

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

AUTOR: CRISTIAN OSWALDO DUCHI PESANTEZ

TUTOR: ING. JONNATHAN DARÍO SANTOS BENÍTEZ, PHD.

Cuenca - Ecuador

2025

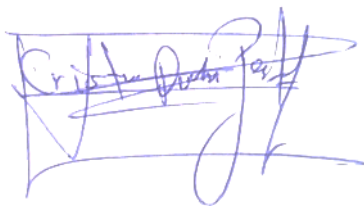
## **CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN**

Yo, Cristian Oswaldo Duchi Pesantez con documento de identificación N° 0104781836 manifiesto que:

Soy el autor y responsable del presente trabajo; y, autorizo a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Cuenca, 1 de agosto del 2025

Atentamente,



---

Cristian Oswaldo Duchi Pesantez

0104781836

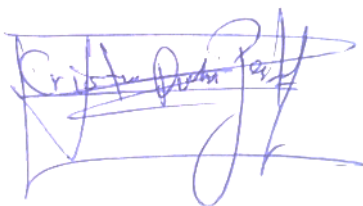
**CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE  
TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**

Yo, Cristian Oswaldo Duchi Pesantez con documento de identificación N° 0104781836 expreso mi voluntad y por medio del presente documento cedo a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que soy autor del Proyecto técnico: “Análisis del reforzamiento estructural sismorresistente de una vivienda de la parroquia Daniel Córdova Toral del cantón Gualaceo”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniero Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribo este documento en el momento que hago la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Cuenca, 1 de agosto del 2025

Atentamente,



---

Cristian Oswaldo Duchi Pesantez

0104781836

## **CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN**

Yo, Jonnathan Darío Santos Benítez con documento de identificación N° 0105088058 docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: ANÁLISIS DEL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE DE UNA VIVIENDA DE LA PARROQUIA DANIEL CÓRDOVA TORAL DEL CÁNTON GUALACEO, realizado por Cristian Oswaldo Duchi Pesantez con documento de identificación N° 0104781836, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción Proyecto técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Cuenca, 1 de agosto del 2025

Atentamente,



---

Ing. Jonnathan Darío Santos Benítez, PhD.

0105088058

## INDICE DE CONTENIDOS

INDICE DE CONTENIDOS.....	i
Índice de Figuras .....	viii
RESUMEN .....	xiii
ABSTRACT .....	xiv
1 CAPITULO 1 .....	15
ANTECEDENTES Y GENERALIDADES .....	15
1.1 Descripción del problema .....	15
1.2 Justificación .....	16
1.3 Objetivos.....	18
1.3.1 1.3.1. Objetivo general.....	18
1.3.2 1.3.2. Objetivos específicos .....	18
2 CAPITULO II .....	19
MARCO TEÓRICO .....	19
2.1. Vulnerabilidad sísmica .....	19
2.2. Vulnerabilidad sísmica por origen.....	19
2.3. Vulnerabilidad sísmica progresiva .....	19
2.3. Amenaza sísmica .....	20
2.4. Daños estructurales.....	20
2.5. Sismología básica asociada a la ingeniería estructural.....	21
2.6. Reforzamiento .....	22
2.7. Refuerzo estructural sismorresistente.....	23
2.8. Reforzamientos estructurales para viviendas .....	24
2.9. Reforzamiento en la cimentación .....	25
2.10. Refuerzo de cimentación .....	26
2.11. Ampliación de cimentación.....	26
2.12. Sustitución de cimentación.....	27

2.13. Enchapado de mampostería .....	27
2.14. Comportamiento de la mampostería bajo esfuerzos provocados por efectos sísmicos .....	27
2.15. Falla de corte por deslizamiento .....	28
2.16. Falla por tensión diagonal .....	28
2.17. Resistencia a la compresión del mortero de pega ( $f'_{cp}$ ).....	28
2.18. Resistencia a la compresión de la unidad de mampostería ( $f'_{cu}$ ).....	28
3 CAPITULO III .....	29
METODOLOGIA.....	29
3.1 Perspectiva metodológica .....	29
3.2 Diseño de la investigación .....	29
3.3 Técnicas de la investigación .....	29
3.4 Instrumentos de la investigación.....	30
4 CAPITULO IV .....	31
RESULTADOS .....	31
4.1 Levantamiento arquitectónico y estructural del predio.....	31
4.2 Ensayos experimentales .....	32
4.2.1 Ensayo de compresión de núcleos (ASTM C42).....	32
4.2.2 Ensayo de curva granulométrica (ASTM D422) .....	35
4.2.3 Ensayo de Límite Líquido y Plasticidad (ASTM D4318) .....	39
4.2.4 Ensayo de Contenido de Humedad (ASTM D2216) .....	42
4.2.5 Ensayo SPT (Standard Penetration Test).....	44
4.3 Primera propuesta de reforzamiento .....	46
4.3.1 Modelamiento de las columnas estructurales .....	46
4.3.2 Modelamiento de las vigas Estructurales.....	48
4.3.3 Modelamiento de las correas Estructurales.....	53
4.3.4 Demanda de Capacidad de Columnas .....	57

4.3.5	Demanda de Capacidad de las Vigas .....	61
4.3.6	Diseño de viguetas por Vibración (Evaluación Dinámica) .....	65
4.3.7	Análisis de Participación de Masa Modal.....	67
4.3.8	Análisis Espectral de las Derivas Dinámicas.....	68
4.3.9	Análisis de derivas estáticas .....	70
4.3.10	Diseño del sistema de reforzamiento con columnas de hormigón armado	72
4.3.11	Diseño del Sistema de Reforzamiento: Vigas Principales de Hormigón Armado.....	76
4.4	Segunda propuesta de reforzamiento .....	80
4.4.1	Evaluación de la Demanda-Capacidad de Columnas .....	80
4.4.2	Análisis de derivas dinámicas.....	82
4.4.3	Análisis de Derivas Estáticas.....	83
4.4.4	Participación de masa .....	85
5	CAPITULO V .....	89
	DISCUSION DE RESULTADOS.....	89
6	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	93
6.1	Conclusiones.....	93
6.2	Recomendaciones .....	95
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	97

## Índice de Figuras

<b>Figura 1</b> <i>Casa del estudio</i> .....	31
<b>Figura 2</b> <i>Ubicación de la vivienda</i> .....	32
<b>Figura 3</b> <i>Extracción del núcleo</i> .....	33
<b>Figura 4</b> <i>Gráfica de tensión vs deformación</i> .....	34
<b>Figura 5</b> <i>Curva granulométrica (M0)</i> .....	36
<b>Figura 6</b> <i>Curva granulométrica (M1)</i> .....	36
<b>Figura 7</b> <i>Curva granulométrica (M2)</i> .....	37
<b>Figura 8</b> <i>Curva granulométrica (M3)</i> .....	39
<b>Figura 9</b> <i>Cálculos C1</i> .....	40
<b>Figura 10</b> <i>Cálculos C2</i> .....	41
<b>Figura 11</b> <i>Cálculos C3</i> .....	42
<b>Figura 12</b> <i>Comparación M1 v M2</i> .....	43
<b>Figura 13</b> <i>Comparación M3 v M4</i> .....	44
<b>Figura 15</b> <i>Distribución de las columnas</i> .....	47
<b>Figura 16</b> <i>Modelamiento de las columnas</i> .....	48
<b>Figura 17</b> <i>Distribución de vigas</i> .....	51
<b>Figura 18</b> <i>Vigas y correas (entrepiso 1)</i> .....	51
<b>Figura 19</b> <i>Vigas y correas (entrepiso 2)</i> .....	52
<b>Figura 20</b> <i>Vigas y correas (entrepiso 3)</i> .....	52
<b>Figura 21</b> <i>Vista 3D vigas perspectiva</i> .....	53
<b>Figura 22</b> <i>Distribución de vigas y correas</i> .....	55
<b>Figura 23</b> <i>Vigas y correas piso 1</i> .....	55
<b>Figura 24</b> <i>Vigas y correas piso 2</i> .....	56
<b>Figura 25</b> <i>Vigas y correas piso 3</i> .....	56
<b>Figura 26</b> <i>Vista en perspectiva</i> .....	57
<b>Figura 27</b> <i>Demanda - capacidad de columnas (elevación Eje 1)</i> .....	60
<b>Figura 28</b> <i>Demanda - capacidad de columnas (todas las plantas) perspectiva</i> 60	
<b>Figura 30</b> <i>Demanda - capacidad de correas (Perspectiva)</i> .....	64
<b>Figura 31</b> <i>Demanda - capacidad de vigas (vista piso 2)</i> .....	64
<b>Figura 33</b> <i>Elevación Eje 1 columnas</i> .....	75
<b>Figura 34</b> <i>Vista 3D dimensión de columnas</i> .....	76
<b>Figura 35</b> <i>Vigas (piso 2)</i> .....	79

<b>Figura 36</b> <i>Perspectiva de vigas</i> .....	79
<b>Figura 37</b> <i>Losas del modelado</i> .....	80
<b>Figura 38</b> <i>Elevación</i> .....	86
<b>Figura 39</b> <i>Perspectiva</i> .....	87
<b>Figura 40</b> <i>Vista de los resultados del modelo</i> .....	87
<b>Figura 41</b> <i>Vista de planta</i> .....	88

## Índice de Tablas

<b>Tabla 1</b> <i>Tipos de Reforzamiento en Cimentaciones</i> .....	25
<b>Tabla 2</b> <i>Descripción del predio</i> .....	31
<b>Tabla 3</b> <i>Ensayo de compresión axial sobre núcleos extraídos</i> .....	34
<b>Tabla 4</b> <i>Curva granulométrica (M0)</i> .....	35
<b>Tabla 5</b> <i>Curva granulométrica (M1)</i> .....	36
<b>Tabla 6</b> <i>Curva granulométrica (M2)</i> .....	37
<b>Tabla 7</b> <i>Curva granulométrica (M3)</i> .....	38
<b>Tabla 8</b> <i>Cálculos C1</i> .....	40
<b>Tabla 9</b> <i>Cálculos C2</i> .....	41
<b>Tabla 10</b> <i>Cálculos C3</i> .....	42
<b>Tabla 11</b> <i>Calicata C-01</i> .....	43
<b>Tabla 12</b> <i>Calicata C-02</i> .....	44
<b>Tabla 13</b> <i>Ensayo SPT</i> .....	45
<b>Tabla 14</b> <i>Dimensiones de las vigas</i> .....	50
<b>Tabla 15</b> <i>Resultados de correas</i> .....	54
<b>Tabla 16</b> <i>Demanda de capacidad de columnas</i> .....	59
<b>Tabla 17</b> <i>Diseño de vigas principales demanda de capacidad</i> .....	63
<b>Tabla 18</b> <i>Diseño de viguetas por vibración</i> .....	66
<b>Tabla 19</b> <i>Participación de masa</i> .....	68
<b>Tabla 20</b> <i>Derivas de espectro en X</i> .....	69
<b>Tabla 21</b> <i>Derivas de espectro en Y</i> .....	69
<b>Tabla 22</b> <i>Sismo estático X</i> .....	70
<b>Tabla 23</b> <i>Sismo estático Y</i> .....	71
<b>Tabla 24</b> <i>Dimensión de las columnas de hormigón</i> .....	72
<b>Tabla 25</b> <i>Dimensión de vigas principales</i> .....	77
<b>Tabla 26</b> <i>Demanda de capacidad en las columnas</i> .....	81
<b>Tabla 27</b> <i>Derivas de espectro en x (segunda propuesta)</i> .....	83
<b>Tabla 28</b> <i>Derivas de espectro en y (segunda propuesta)</i> .....	83
<b>Tabla 29</b> <i>Deriva de sismo en X (segunda propuesta)</i> .....	84
<b>Tabla 30</b> <i>Deriva de sismo en Y (segunda propuesta)</i> .....	84
<b>Tabla 31</b> <i>Participación de masa (segunda propuesta)</i> .....	85
<b>Tabla 32</b> <i>Comparación de ambas propuestas</i> .....	91

## **DEDICATORIA**

Me complace dedicar este proyecto técnico de titulación, a mi querida familia, empiezo con mis padres; por el amor y cariño incondicional que siempre he recibido, por creer en mi desde mis inicios de la Carrera, por su fe inquebrantable que siempre me tuvieron, por cada palabra, cada aliento, por cada inversión en mi educación que ellos han depositado, en ellos he encontrado el ejemplo de que las cosas se alcanza con valentía y sacrificio, por la fuerza que me han dado, por las regañadas y por los consejos buenos diciéndome “hijo siempre sigue adelante”.

A mis hijos, por quienes todos los días me he llenado de inspiración cuando en mis malas noches me he sentido rendido, me he sentido derrotado he sentido que ya no puedo más, sus alegrías siempre me motivaron para continuar un camino que no fue fácil, pero en sus sonrisas encontré esa fuerza que me empujo a continuar en mis momentos más exigentes, aquí estamos, y ustedes hijos míos, siempre serán mi impulso para nunca rendirme y por ustedes trato todos los días de ser el mejor.

Dedico a mis hermanos, que de forma incondicional han estado presentes con ese apoyo fraterno que le caracteriza a cada uno de ellos, ustedes siempre han sido mi ejemplo de superación y la luz en el camino que siempre me alumbró todos los días.

En sí, a todos mis seres queridos les dedico este logro académico porque es el resultado de lo que juntos podemos alcanzar cuando nuestros sueños más anhelados se comparten en familia.

## **AGRADECIMIENTO**

Doy mis sinceros agradecimientos al equipo de ingenieros que conforman la Carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Politécnica Salesiana, por brindarme los recursos académicos que me ayudaron a crecer y formar mi perfil profesional.

Agradezco al ingeniero Cesar Montalvo que siempre estuvo apoyándome en el área del laboratorio con quien aprendí a usar muchos de los equipos para la elaboración de este documento, al ingeniero Danilo Bustos, que siempre estuvo resolviendo mis dudas y compartiendo sus experiencias laborales que ahora nos toca vivir, al ingeniero Jonnathan Santos quien fue mi tutor de tesis, le quedo infinitamente agradecido por toda su paciencia, su dedicación que ha puesto en mí, por su valioso tiempo y sobre todo por compartir sus conocimientos que fueron posibles para la elaboración de esta tesis.

## RESUMEN

La presente investigación aborda la problemática estructural de una vivienda ubicada en la parroquia Daniel Córdova Toral del cantón Gualaceo, la cual presenta condiciones de vulnerabilidad sísmica debido a deficiencias constructivas, ausencia de diseño estructural profesional y asentamientos diferenciales asociados a la calidad del suelo. Como objetivo general, se planteó analizar el reforzamiento estructural sismorresistente de dicha vivienda, mediante la evaluación comparativa de dos propuestas: una basada en perfiles metálicos estructurales y otra mediante muros de corte de hormigón armado. La metodología se sustentó en un enfoque cuantitativo con diseño experimental, incluyendo ensayos de caracterización del hormigón y del suelo, modelamiento numérico tridimensional, simulaciones espectrales y análisis de derivas estructurales. Entre los principales hallazgos destaca que la propuesta con perfiles metálicos cumplió con todos los criterios normativos exigidos, manteniendo valores de demanda-capacidad (D/C) por debajo del 60% en columnas y vigas, frecuencias naturales mayores a 8 Hz, participación de masa superior al 99% y derivas dinámicas y estáticas dentro del límite del 2%. En contraste, la propuesta con muros de corte presentó sobreesfuerzos en columnas que superaron el límite permisible. Como conclusión principal, se determina que el reforzamiento con elementos metálicos representa la solución estructural más eficiente y segura para mejorar el comportamiento sísmico de la vivienda evaluada, permitiendo una intervención técnica viable en edificaciones autoconstruidas similares dentro de contextos de riesgo sísmico.

**Palabras clave:** Reforzamiento estructural, vulnerabilidad sísmica, perfiles metálicos, muros de corte, modelamiento estructural, demanda-capacidad, derivas.

## ABSTRACT

This research addresses the structural vulnerability of a residential building located in the parish of Daniel Córdova Toral, in the Gualaceo canton, which presents severe seismic risks due to informal construction practices, lack of structural design, and differential settlement caused by weak soil conditions. The general objective was to analyze the seismic-resistant structural reinforcement of the building by comparing two retrofit proposals: one using structural steel profiles and another using reinforced concrete shear walls. The study employed a quantitative and experimental methodological approach, involving on-site concrete and soil characterization tests, 3D numerical modeling, spectral simulations, and drift analyses. The main findings revealed that the steel profile system met all code requirements, maintaining demand-to-capacity ratios below 60% in all structural elements, natural frequencies above 8 Hz, over 99% mass participation in the first ten vibration modes, and inter-nivel drifts within the 1% limit. In contrast, the shear wall system showed overstressed columns and exceeded dynamic drift limits in upper stories. The study concludes that structural reinforcement using steel profiles provides a more efficient and safer solution for improving the seismic performance of the evaluated dwelling, and represents a technically viable intervention strategy for similar self-built housing in seismic-prone areas.

**Keywords:** Structural reinforcement, seismic vulnerability, steel profiles, shear walls, structural modeling, demand-to-capacity, story drifts.

# 1 CAPÍTULO 1

## ANTECEDENTES Y GENERALIDADES

### 1.1 Descripción del problema

La parroquia Daniel Córdova Toral, ubicada en el Cantón Gualaceo, presenta la problemática de disponer construcciones habitacionales con diferentes anomalías estructurales como: asentamiento diferencial excesivo, fisuras en ventanas y muros, desconexiones en los elementos verticales, deflexión excesiva de losa, y las dimensiones y armado de los elementos estructurales no cumplen los requisitos reglamentarios. El problema radica en que no se realizaron estudios previos para la construcción y no se tiene el cálculo de un especialista en ingeniería estructural, lo cual representa un peligro ya que la estructura se encuentra vulnerable a los movimientos sísmicos. Esto no solo perjudica a los que habitan en el inmueble, sino a todos los que viven en sus cercanías ya que puede producir daños a las edificaciones colindantes. Por ello, debido a las condiciones naturales del terreno y a la existencia de filtraciones subterráneas de agua en las laderas de la parroquia Daniel Córdova, las viviendas han sufrido un deslizamiento en su estructura.

Según los estudios de (Amaguay, 2022), este tuvo como objetivo de su investigación el diagnóstico y reforzamiento estructural, incorporando mampostería enchapada y alternativa para el mejoramiento de suelo o refuerzo de cimentación de una edificación que presenta asentamientos diferenciales. El estudio enfatiza que la estructura presenta deficiencias por construcciones informales realizadas sin asesoría profesional, con materiales de baja calidad y elementos sub - dimensionados. Un diagnóstico visual confirmó su vulnerabilidad sísmica, agravada por la falta de un estudio de suelos, lo que provocó asentamientos. Se decidió reforzar la estructura con mampostería enchapada y encamisado de columnas con acero estructural, evitando la ampliación de cimientos para minimizar riesgos. Se usaron micropilotes para mejorar la capacidad portante. Las columnas fueron reforzadas según necesidad, y se reemplazará la fachada dañada. Tras estas intervenciones, la estructura cumplirá con los estándares sísmicos requeridos.

Por otro lado, según el estudio de (Santamaría, 2017), tiene la finalidad de examinar el análisis y diseño sismorresistente del reforzamiento estructural para el edificio Silva Núñez de 5234 m<sup>2</sup> de construcción, 8 plantas de oficinas y 2 subsuelos para estacionamiento de vehículos y zona comercial, según la Norma Ecuatoriana de la

Construcción (NEC- 15) (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015b). El autor evidencia que no se puede descartar un sismo de gran magnitud en Quito, por lo que la rehabilitación del edificio mejoraría su desempeño y protegería a los ocupantes. El análisis sísmico mostró vulnerabilidad debido a excesivas derivas y predominio de la torsión, lo que podría llevar al colapso. Al comparar los espectros sísmicos, se determinó que el cortante basal según la NEC-15 es el más crítico. El reforzamiento global incluyó muros de corte y diagonales tipo cruz y Chevron, y el específico, confinamiento de columnas con fibras de carbono y vigas reforzadas con pletinas de acero. El diseño se adaptó a las factibilidades constructivas.

Por otro lado, Concha (2021), sostiene se centró en evaluar la vulnerabilidad sísmica en las viviendas autoconstruidas de albañilería confinada y establecer un plan de reforzamiento en la asociación Horacio Zeballos, Socabaya – Arequipa. Los resultados evidenciaron que la vulnerabilidad sísmica en la zona se debe a la autoconstrucción sin seguir normas, influida por la situación socioeconómica. En el sector Horacio Zeballos, el 28.74% de las edificaciones tiene baja vulnerabilidad por haber sido supervisadas por profesionales, el 39.08% presenta vulnerabilidad media por ser viviendas autoconstruidas de dos niveles, y el 32.18% tiene alta vulnerabilidad, con viviendas de un solo piso y grietas estructurales. La mayoría de las construcciones usa materiales de baja calidad y no cumple con la norma peruana E070. Se propuso reforzar una viga con deficiencia de acero y un muro para evitar fisuras, aumentando el espesor y la sección de la columna de confinamiento.

## **1.2 Justificación**

En el contexto ecuatoriano, el desarrollo demográfico de los últimos años ha generado que las familias descubran progresivamente el potenciamiento de sus estándares de vida, dando preferencia a la edificación o construcción de manera informal, sin la aprobación de las autoridades que controlan respectivamente. Estas autoridades insertan procedimientos constructivos más escrupulosos, como los códigos de construcción del Ecuador y reglamentos internacionales establecidos. De esa manera, es pertinente la colaboración de profesionales para estandarizar los métodos y diseños, con el motivo de que las estructuras sean menos susceptibles a los desastres naturales en el caso de un sismo (Alvear, 2024a).

Sin embargo, el reglamento ecuatoriano de hoy en día proporciona los parámetros esenciales para la creación y desarrollo de construcciones, determinando criterios

sismorresistentes por medio del proceso modal espectral, no obstante, esta técnica limita el rendimiento de la estructura, denotando que solamente se haya diseñado meticulosamente para situaciones amenazantes como sismos. Los sismos han venido a representar los fenómenos naturales con más prominencia en catástrofes, generando riesgos estructurales; de hecho, según estudios de Carreón (2021), manifiesta que la carencia procedimental y sistemas constructivos que debilitan la resistencia de los componentes estructurales, se visibilizan en ciertas edificaciones como el criterio erróneo viga fuerte columna débil, vigas con más rigidez que las columnas como también longitudes de desarrollo que no cumplen con lo especificado en las normas de construcción.

Según Chipayo (2022), sostiene que la alta demanda de viviendas, el aumento de ambientes y los altos costos de terrenos, las personas suelen añadir pisos a sus edificaciones o cambiar el uso de las propiedades; empero, este proceso constructivo se lleva a cabo sin la supervisión de especialistas, lo que resulta en viviendas vulnerables, con baja resistencia a esfuerzos laterales, ya que no se cumplen los parámetros sismorresistentes. Además, Castillo et al. (2022), enfatizaron que la región ecuatoriana tiene incidencias de tipo estructural, de modo que el golpeteo es una de las contrariedades más prominentes que incrementa la inseguridad de las estructuras “se ha observado que viviendas adyacentes o con espaciamiento insuficiente chocan entre sí, este problema puede hacer que una casa sufra más daños que la otra, e incluso producir el colapso de esta” (p. 54).

En función de lo planteado, ineludiblemente resulta esencial comprender en la medida posible la aminoración de la inseguridad o vulnerabilidad estructural de las viviendas, particularmente en términos de reforzamiento estructural, y que de esa manera se desempeñe frente a los asentamientos y sismos. Así, es crucial diagnosticar la estructura propia de una vivienda, como también del reconocimiento de las complicaciones estructurales, para poder entregar soporte en relación a estructuras sismo resistentes (Naranjo & Peñaherrera, 2019). Por ello, desarrollar el tema de estudio propuesto es vital porque permite evaluar la capacidad de las edificaciones para resistir sismos, asegurando así la seguridad de los habitantes y reduciendo riesgos de colapso. De igual manera, los aportes del estudio contribuirán significativamente al entorno académico como también para futuras investigaciones o postulados que puedan desarrollarse.

### **1.3 Objetivos**

#### ***1.3.1 1.3.1. Objetivo general***

Analizar el reforzamiento estructural sismorresistente de una vivienda de la parroquia Daniel Córdova Toral del Cantón Gualaceo.

#### ***1.3.2 1.3.2. Objetivos específicos***

- Caracterizar técnicamente la vivienda de la parroquia Daniel Córdova Toral considerando el campo del análisis estructural en ingeniería.
- Modelamiento numérico del sistema estructural actual de la vivienda de la parroquia Daniel Córdova Toral.
- Diseñar el sistema de reforzamiento estructural sismorresistente para la vivienda de la parroquia Daniel Córdova Toral.

## 2 CAPÍTULO II

### MARCO TEÓRICO

#### 2.1. Vulnerabilidad sísmica

La vulnerabilidad sísmica es una característica propia de cada estructura en relación a la susceptibilidad que resulte dañada por un sismo de un determinado valor. La vulnerabilidad no se relaciona directamente con el daño, independientemente de la peligrosidad sísmica de la zona; existen casos en que edificaciones con sistemas estructurales comunes a otras edificaciones poseen diferentes niveles de daño. Si bien, una estructura puede ser vulnerable sísmicamente siendo que no hay peligro asociado si la misma está en una zona de baja amenaza sísmica. (Falcony, 2021)

Desde la perspectiva ecuatoriana, al respecto, investigaciones en Anconcito evidencian que, entre las viviendas de más de 30 años de antigüedad, la mayoría no cumple con las normativas sismorresistentes actuales, por lo que adquieren una alta vulnerabilidad ante eventos de tal naturaleza. Del mismo modo, en lo que concierne a los estudios en Guaranda, el análisis de la vulnerabilidad sísmica de las viviendas patrimoniales señala su elevada vulnerabilidad sísmica, ocasionada por su origen constructivo y el gradual deterioro de sus estructuras (Arroyo et al., 2018; Chimbolema & Goyes, 2023).

#### 2.2. Vulnerabilidad sísmica por origen

Este tipo de vulnerabilidad es típico de edificaciones en las que desde su etapa de planificación no ha habido un criterio adecuado de diseño y más aun de orientación hacia la construcción de edificaciones sismorresistentes. No obstante, esta condición puede ser enmendada mediante procesos de rehabilitación y reforzamiento estructural, que permitan elevar el desempeño sísmico de la edificación y disminuir su nivel de riesgo de manera significativa (Cunalata & Caiza, 2022).

#### 2.3. Vulnerabilidad sísmica progresiva

Este es un tipo de vulnerabilidad que se forma a lo largo del tiempo en algunos tipos de edificaciones y está relacionada con la pérdida gradual de las propiedades físico-mecánicas de los materiales de construcción. Estos son principalmente el factor climatológico y los influyente naturales, como la humedad, la radiación solar, la corrosión o los organismos vivos (Didkovskyi et al., 2021).

### **2.3. Amenaza sísmica**

La amenaza sísmica es conceptualizada desde un enfoque estadístico y representa la posible ocurrencia de un evento sísmico con ciertas características, simuladas por la deformación de la roca, por la magnitud e intensidad del fenómeno y que afecte geográficamente a un tramo específico dentro de un lapso de tiempo determinado. Este referente permite dimensionar la amenaza sísmica de una región; por lo tanto, tiene preponderancia en el diseño de estructuras y planificación urbana (Ayala et al., 2017).

### **2.4. Daños estructurales**

Las situaciones experienciales asociados a los eventos sísmicos muestra que la cantidad de daños estructurales está en función de la eficacia de la normativa sismorresistente que se aplica en un país, del control estricto en la lucha de construcción y de si el sismo de diseño es o no una adecuada representación de la amenaza sísmica real de la zona. Cuanto más bajo es el recuento de los parámetros anteriores, más altos son los daños que produce un terremoto.

Sin embargo, un código estructural que se cumpla no asegura automáticamente la seguridad, ya que estas regulaciones solo estipulan requisitos mínimos y se actualizan constantemente. Avanzando en las tecnologías y el análisis luego de los terremotos reales, que son esencialmente “ensayos en la naturaleza”, permite revitalizar los reglamentos continuamente. Por lo tanto, la ductilidad y la redundancia estructural han sido validadas fortalezas esenciales para prevenir el colapso, especialmente en relación con los terremotos excepcionales que superan todas las expectativas de diseño (Alvear, 2024b).

Si los daños estructurales se deben a la combinación negativa de elementos, las intervenciones deben limitarse a la reparación de los componentes dañados, siempre que dicha combinación negativa haya desaparecido. Una vez más, la recuperación de la seguridad funcional de la estructura en los daños sin destrucción no requiere una reconstrucción completa, siempre que se respeten los requisitos técnicos (Ramírez & Isaza, 2015).

Las fisuras son separaciones incompletas en los elementos estructurales, que afectan únicamente la superficie o el acabado de un componente. Se clasifican por su dirección (longitudinal, transversal, vertical, diagonal o aleatoria) y por el ancho: finas (menos de 1 mm), medias (1–2 mm) o anchas (más de 2 mm), según el ACI. En cambio, las grietas afectan todo el espesor del muro y suelen originarse por fallas en los procesos

constructivos, acciones mecánicas externas o intervenciones no controladas en edificaciones adyacentes.

Los pisos débiles son aquellos niveles que presentan menor rigidez o resistencia lateral respecto a los demás, lo que los hace altamente vulnerables ante sismos. Su aparición se relaciona con discontinuidades estructurales, diferencias de altura entre pisos o interrupciones de elementos verticales. Según el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10), un piso es considerado débil si su resistencia ante fuerzas horizontales es menor al 80 % de la del piso inmediatamente superior, o igual o menor al 65 %, comprometiendo la estabilidad global de la estructura.

Las columnas débiles, especialmente las denominadas "cortas" o "cautivas", representan un riesgo crítico durante un sismo, ya que concentran esfuerzos excesivos y pueden inducir colapsos parciales o totales. Estas fallas se deben a diseños inadecuados, restricciones laterales por muros no estructurales o irregularidades en la topografía. Para su correcta evaluación y refuerzo, se deben considerar factores como la carga axial, degradación de materiales, deformaciones y rigidez, todo en conformidad con los criterios de la NSR-10 y la mecánica estructural (Ramírez & Isaza, 2015).

## **2.5. Sismología básica asociada a la ingeniería estructural**

La sismología es la disciplina que estudia los movimientos del suelo generados por eventos tectónicos. En cambio, desde la ingeniería estructural se busca identificar cómo estos afectarán a las edificaciones. Los parámetros de carácter sísmico fundamentales son la aceleración sísmica, el período de vibración del suelo, la magnitud del sismo y la distancia epicentral. A partir de estos y de otros de carácter dinámico estructural se realiza el denominado diseño sismorresistente, en donde se aborda mediante análisis dinámico de estructuras las sollicitaciones a la que se verá sometida la edificación en cuestión en caso de sismo (Morales et al., 2024).

El comportamiento sísmico de una vivienda engloba cómo se comportan sus componentes estructurales ante las fuerzas inducidas por un sismo. Por lo general, algunos de estos elementos pueden ser muros portantes, columnas, vigas y losas. Dichos elementos deben evaluarse no solo en su capacidad resistente, sino también en su ductilidad y nivel de daño. Es decir, si un inmueble ha sido construido sin criterios técnicos adecuados, causará vulnerabilidades, las cuales emergen como fallas estructurales en presencia de temblores de mediano o alto grado.

El reforzamiento estructural sismorresistente consiste en mejorar la capacidad de una vivienda para disipar energía y soportar deformaciones importantes sin colapsar. Algunas de las técnicas utilizadas en el reforzamiento son el incremento de la sección transversal, la adhesión de diagonales de metal, la aplicación de chaquetas de concreto o fibra de carbono o la adición de aisladores sísmicos en la base. Esto se realiza después de un estudio detallado del comportamiento dinámico de la estructura a través del análisis modal o espectral (Tapia & Baroja, 2024).

De la misma forma, un refuerzo efectivo también debe considerar la normativa sísmica en el país en el que se implemente, así como las condiciones particulares del suelo donde se emplaza la vivienda. Es muy importante la interacción suelo-estructura, ya que una estructura ubicada en terrenos blandos o altamente compresibles puede ver amplificado el movimiento sísmico, lo que afecta negativamente su performance. Es por esto que el diagnóstico estructural previo mediante la realización de revisión técnica e inspección, levantamientos estructurales, y búsqueda de información mediante ensayos no destructivos es imprescindible para diseñar un refuerzo que realmente imparta seguridad sísmica al inmueble (Tena, 2019).

## **2.6. Reforzamiento**

Una etapa importante para mantener los inmuebles seguros y funcionales es el reforzamiento estructural. Muchas veces, las estructuras existentes pueden requerir intervenciones debido a un cambio en la carga, daño progresivo, exposición a factores externos o cualquier otro motivo. A menudo, la necesidad se manifiesta en signos como deformaciones, grietas o fisuras. Sin embargo, incluso en ausencia de daño visible, el refuerzo de las estructuras puede ser necesario como medida preparatoria, especialmente en lugares de amenaza sísmica. Esto se debe a que, de lo contrario, tomaría poco tiempo para que un edificio en peligro se derrumbe por completo después de un sismo, causando graves daños (Morocho & Obelencio, 2024).

Hay numerosos métodos de refuerzo que pueden aplicarse a una estructura y qué técnica debería elegirse es una pregunta que depende de múltiples variables, como cierto factor de factor de construcción, una causa específica de su debilidad y el nivel de cargas a las que está normalmente sujeto. En general, el principal objetivo del refuerzo es hacer que una estructura sea más capaz de soportar un cierto tipo de carga y deformación, lo que se puede hacer a través de varios enfoques, entre los que se encuentran el aumento de la firmeza, rigidez y ductilidad (Morocho & Obelencio, 2024).

## **2.7. Refuerzo estructural sismorresistente**

En primera instancia, los desastres causados por terremotos son una amenaza importante para las estructuras, especialmente en áreas de alta actividad sísmica. Las viviendas, por lo general edificadas sin criterios técnicos que puedan considerarse rigurosos, son particularmente vulnerables. En este marco, se propone que el refuerzo sismorresistente estructural sea una medida esencial para proporcionar seguridad y prevenir daños. El proceso de refuerzo sismorresistente implica un enfoque técnico en la regulación de los elementos estructurales para asegurar que presenten un mejor desempeño durante las cargas sísmicas, logrando que la formalidad de su respuesta sea más estable y predecible durante un evento telúrico (Bungacho et al., 2022).

Con respecto a la apreciación de Theurer et al. (2016), sostiene que el reforzamiento estructural se entiende como una ejecución que añade capacidad de resistencia mecánica a una parte de la armadura; respecto al análisis se establece que se necesita incrementar la resistencia conforme a la exigencia de hoy en día.

Desde otra perspectiva, el reforzamiento estructural se enmarca en la realización de estructuras para poder mantenerse temporalmente y adquieran esa potencialidad de conservar los distintos fenómenos naturales como los sismos, de manera que, no incida en la condición humana y que indudablemente se adapte al diseño sismorresistente conforme a las exigencias y estándares requeridos en la norma vigente (Castrillón & Ospina, 2021).

La prevención de pérdidas humanas no es el único objetivo del reforzamiento sismorresistente, ya que también busca mantener la funcionalidad de la vivienda luego de un terremoto, es decir, evitar su colapso o deterioro severo. Para cumplir con esta función se emplean técnicas como la inclusión de elementos de rigidez, el confinamiento de muros, la mejora de las uniones entre los elementos estructurales y el empleo de materiales con un mejor desempeño sísmico. Sin embargo, su introducción debe ser realizada de acuerdo a las condiciones específicas de la edificación, como el tipo de suelo sobre el que se asienta, su tipología constructiva y su nivel de vulnerabilidad (Jiménez & Cagua, 2025).

Por otro lado, el análisis del reforzamiento estructural sismorresistente de una vivienda permite evaluar tanto las debilidades estructurales presentes como las soluciones técnicas más adecuadas para corregirlas. Como tal, esta manifestación implica la

aplicación de normas técnicas, modelación estructural y, en muchos casos, la simulación de cargas sísmicas. Una vez más, este enfoque garantiza que las intervenciones propuestas no solo sean efectivas, sino también viables en términos económicos y constructivos, lo que finalmente promueve la resiliencia de la comunidad a futuros eventos sísmicos (García et al., 2021).

## **2.8. Reforzamientos estructurales para viviendas**

La rehabilitación y el fortalecimiento de las edificaciones constituyen intervenciones fundamentales para garantizar su adecuada funcionalidad estructural, disminuyendo así la probabilidad de sufrir afectaciones. La finalidad de implementar medidas de refuerzo antes de la ocurrencia de un fenómeno sísmico es preservar un nivel de desempeño estructural compatible con la protección de la vida humana (Secretaría de Gestión de Riesgos, 2016). De acuerdo con la normativa vigente en Ecuador, (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015a) las construcciones deben satisfacer los siguientes requisitos:

- Soportar movimientos sísmicos de baja magnitud sin presentar deterioros significativos.
- Minimizar las afectaciones en componentes arquitectónicos no estructurales frente a sismos de mediana intensidad.
- Admitir ciertos niveles de daño estructural sin llegar al colapso cuando se enfrenten a terremotos de alta intensidad.

El propósito central del refuerzo estructural consiste en incrementar la rigidez, optimizar la resistencia a cargas, aportar mayor ductilidad y mejorar la capacidad de disipación de energía de la estructura. Para lograr estos propósitos, se dispone de distintas estrategias técnicas, entre las que se incluyen:

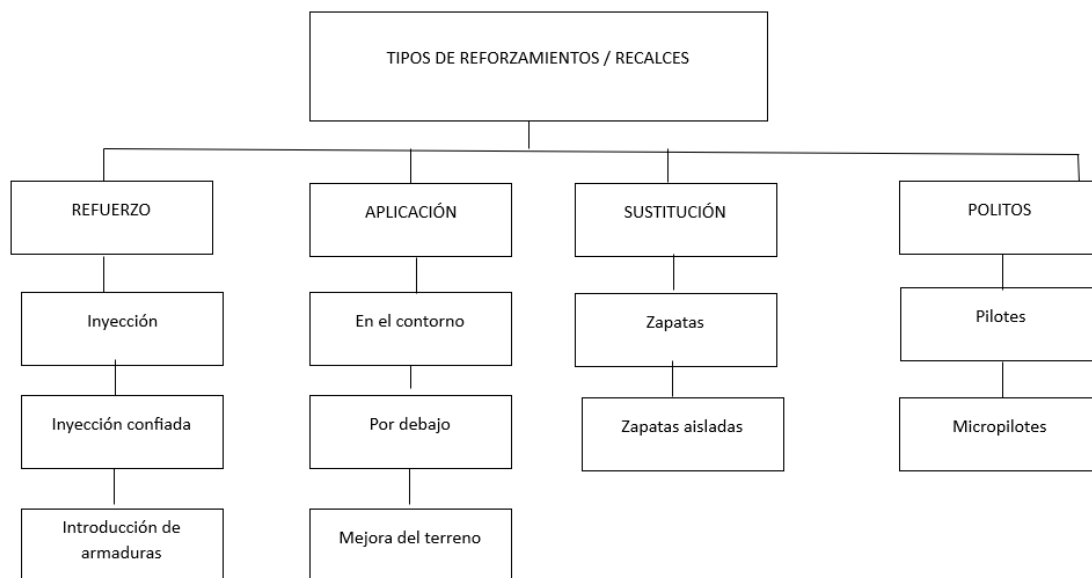
- Reforzamiento de la cimentación
- Instalación de elementos diagonales que aporten rigidez
- Aplicación de recubrimientos con materiales compuestos como fibra de carbono
- Colocación de dispositivos de amortiguamiento sísmico
- Aumento del área transversal y refuerzo de pilares
- Revestimiento o refuerzo superficial de muros

## 2.9. Reforzamiento en la cimentación

La finalidad de la intervención en las bases estructurales es detener y corregir las deformaciones existentes y abordar de forma adecuada las causas que las originaron. Los signos visuales asociados con la pobre fundación se pueden extraer de los efectos obvios. La compresión del suelo deriva de la construcción de edificios del exterior, la estructura de deslizamiento, el deterioro de los materiales arquitectónicos y el colapso de la base. La causa de falla de los edificios arquitectónicos más común es el hundimiento. Este término afecta a la compresión progresiva del suelo por acción de una carga. La cantidad de su compresión y el tiempo que lleva dependen de la calidad del suelo (Da Casa Martín et al., 2022).

**Tabla 1**

*Tipos de Reforzamiento en Cimentaciones*



Recuperado de: (Naranjo & Peñaherrera, 2018)

Para elegir el tipo de recalce más conveniente para una cimentación en el lugar adecuado, es necesario acudir a las características específicas de cada uno de los recalcados. El refuerzo con inyecciones y adiciones de elementos estructurales sobrepuestos es una elección idónea cada vez que el área de base es relativamente amplia, pero las fallas ocurrieron por haber sido mal ejecutada o por el desgaste de los materiales. En cambio, la cimentación basada sobre alta evaluación del suelo o falta de previsión de un eventual aumento de carga cumple su carácter funcional a través de la ampliación.

## 2.10. Refuerzo de cimentación

Existen diversas técnicas para reforzar cimentaciones, entre las cuales se incluyen procedimientos como la inyección simple, la inyección confinada mediante barreras de tablestacas y la colocación de armaduras.

- **Inyección simple:** Este método consiste en introducir una mezcla fluida de lechada o mortero de cemento aplicándola a presión en el terreno. Su única condición para ser efectiva es la existencia de vacíos o canales que permitan su desplazamiento. El objetivo final es obtener, tras el fraguado, una masa de concreto con mayor resistencia mecánica (Jiménez Salas et al., 1981).
- **Inyección confinada:** Se utiliza principalmente cuando la cimentación existente presenta fisuras de tamaño reducido. En este caso, la base estructural se encierra mediante tablestacas y se inyecta mortero o lechada de manera similar al proceso convencional, logrando así una consolidación controlada (Ménard, 1975).
- **Colocación de armaduras:** En este sistema, las barras de refuerzo deben ser colocadas bajo tensión antes de inyectarse con mortero o lechada. Esta técnica es viable cuando las zapatas poseen grietas leves y se puede garantizar que el concreto existente mantiene buenas propiedades estructurales (Neville & Brooks, 2010).

## 2.11. Ampliación de cimentación

Cuando se aborda el tema de ampliación de cimentaciones, esta puede ejecutarse de tres maneras principales: extendiendo el área en el perímetro, incorporando una base adicional en la parte inferior o mediante el mejoramiento del terreno subyacente.

- **Extensión perimetral:** Esta técnica implica incrementar únicamente la superficie de apoyo alrededor de la cimentación original, sin modificar su espesor vertical o profundidad (peralte).
- **Ampliación inferior:** En este caso, se construye una nueva zapata justo debajo de la cimentación existente, diseñada con dimensiones adecuadas para resistir tanto la carga actual como posibles aumentos futuros.
- **Reforzamiento del terreno:** Esta alternativa se basa en mejorar las propiedades del suelo situado bajo la cimentación, con el fin de transformarlo en un estrato más resistente y capaz de proporcionar una base de apoyo más amplia y estable (Terzaghi et al., 1996).

## **2.12. Sustitución de cimentación**

Cuando el deterioro está a niveles tales que ya no se pueda rectificar el problema mediante expansiones o refuerzos, se recurre a una integración completa de la cimentación. Básicamente, una cimentación nueva implica instalar la base desde cero con el fin de asegurar que la estructura anterior tenga el soporte adecuado. Así, no importa cuál sea el tipo de cimentación original, el proceso de demolición debe llevarse a cabo con precaución para que la vieja estructura no se vea comprometida (M. A. Naranjo & Peñaherrera, 2018).

## **2.13. Enchapado de mampostería**

En este contexto, la mampostería se refiere a la unión de bloques huecos de hormigón o ladrillos, ensamblados por un mortero, que generalmente tiene una resistencia limitada. Aunque la mampostería se utiliza como un componente estructural, tiene restricciones significativas debido a la fragilidad que muestra cuando se desarrollan grietas. Además, es el material heterogéneo con alta resistencia a la compresión proporcionada por el ladrillo o bloque, pero baja resistencia a la tracción, que, por su parte, depende del mortero.

Esta metodología es la que considero más viable por su menor grado de invasión si se compara con las anteriores. Según la NEC de 2015, consiste en recubrir con un mortero reforzado con una malla electrosoldada la superficie del muro. En las edificaciones ya construidas, los elementos de concreto y mampostería pueden ser reforzados aún más mediante la utilización de mallas metálicas que, una vez recubiertas con mortero, crean una capa de ferrocemento. Las mallas de alambre soldado deben ser firmemente adheridas a la mampostería, así como a las columnas y vigas preexistentes, para asegurar que logren la resistencia de fluencia contemplada en el diseño (Arias & Guamán, 2022).

## **2.14. Comportamiento de la mampostería bajo esfuerzos provocados por efectos sísmicos**

La mampostería se puede definir como el producto final de un procedimiento constructivo tradicional que ha edificado millones de estructuras en la historia, en especial para usos residenciales. El sistema consiste en la unión de elementos individuales con mortero como agente conector entre ellos; estas unidades pueden ser naturales, como piedras, complementadas con lodo de arcilla o simplemente colocándolas unas sobre otras, o si son fabricadas, como adobe, ladrillos o bloques.

Si bien, este tipo de estructuras no presenta una adecuada resistencia ante cargas sísmicas, debido a su capacidad de disipación de energía limitada durante el comportamiento inelástico, sí presenta la capacidad de soportar elevadas demandas estructurales a partir de cargas gravitacionales. La falla en muros de mampostería no reforzada ocurre cuando está sometida a fuerzas cortantes y no tienen un área de acero que sea capaz de soportar las sollicitaciones, se pueden producir varios escenarios de falla como deslizamiento y tensión diagonal (Arias & Guamán, 2022).

### **2.15. Falla de corte por deslizamiento**

Este tipo de falla se produce en la junta horizontal del mortero como resultado de un error constructivo donde no se genera la suficiente adherencia entre la pieza y el mortero (Kurino et al., 2021).

### **2.16. Falla por tensión diagonal**

Este daño estructural es causado cuando la mampostería sin refuerzo es completamente más allá de los momentos de emparedado, lo que se llama estrictamente mampostería y cuando la mampostería falta de un marco de piso, que lleva al hecho de que, en esquinas de las paredes, se crean esfuerzos de compresión intensificados; en este caso, la falla es aplanada, que ocurre diagonalmente a través del material (Do et al., 2019).

### **2.17. Resistencia a la compresión del mortero de pega ( $f'_{cp}$ )**

La resistencia del mortero de unión medida a los 28 días varía en un rango que va desde 25 kgf/cm<sup>2</sup> hasta 200 kgf/cm<sup>2</sup>. Este valor depende de la proporción de los componentes utilizados en la mezcla, así como de las exigencias específicas del proyecto (Vivienda, 2019).

### **2.18. Resistencia a la compresión de la unidad de mampostería ( $f'_{cu}$ )**

Este parámetro hace referencia a la capacidad de la unidad de mampostería para resistir esfuerzos de compresión. El valor de  $f'_{cu}$  está condicionado por la calidad de los materiales empleados en su fabricación, y suele encontrarse dentro de un intervalo que va desde los 100 kgf/cm<sup>2</sup> hasta los 300 kgf/cm<sup>2</sup> (Vivienda, 2019).

### 3 CAPÍTULO III

#### METODOLOGÍA

##### 3.1 Perspectiva metodológica

El presente trabajo adopta un enfoque mixto, integrando elementos cuantitativos y cualitativos de manera complementaria. Desde la dimensión cuantitativa, se emplea el análisis numérico mediante modelado estructural para determinar el comportamiento sísmico de la edificación. En el plano cualitativo, se realiza una evaluación técnica visual, que permite identificar patologías estructurales relevantes.

Este enfoque permite interpretar las características físicas y mecánicas de la vivienda con fundamentos científicos, considerando su contexto geotécnico y constructivo. Según Castillo et al. (2022), los estudios sobre reforzamientos deben atender no solo a las propiedades estructurales sino también a la interacción del inmueble con su entorno, especialmente en construcciones informales.

##### 3.2 Diseño de la investigación

El estudio se estructura bajo un diseño experimental, puesto que se sacó núcleos y se realizó un Ensayo de Penetración Estándar (SPT), ya que no se intervienen las variables directamente en el entorno real de la vivienda. Se recolectan datos técnicos existentes, se observan deformaciones estructurales, y se simula digitalmente el comportamiento estructural sin modificar físicamente el inmueble durante la etapa de diagnóstico.

##### 3.3 Técnicas de la investigación

Para la presente investigación, se emplean dos técnicas principales: la observación estructurada. La combinación de ambas responde a la naturaleza mixta del estudio, que busca integrar información cuantitativa sobre las condiciones físicas del inmueble con datos cualitativos obtenidos de los usuarios y actores técnicos relacionados.

La observación estructurada se aplica mediante recorridos visuales sistemáticos en la vivienda de estudio. Esta técnica permite identificar fallas visibles como fisuras, desplomes, desprendimientos, filtraciones y asentamientos. Se apoya en criterios normativos de evaluación técnica (NEC-15), y se realiza en presencia de personal capacitado en diagnóstico estructural.

### **3.4 Instrumentos de la investigación**

Además, se utiliza un registro fotográfico digital como instrumento de apoyo para documentar gráficamente los elementos estructurales inspeccionados. Las imágenes capturadas se incorporan al expediente técnico de la vivienda y sirven como base para el análisis visual comparativo durante el modelado estructural posterior.

## 4 CAPÍTULO IV

### RESULTADOS

#### 4.1 Levantamiento arquitectónico y estructural del inmueble.

**Tabla 2**

*Descripción del predio*

Descripción [m]
Columna regular de 0,25 x 0,25 con 2,5 de entre piso
Viga regular de 0,20 x 0,20 con longitudes de 3,15; 3,55; y 3,25
Losa de espesor 0,20 con 3,15 x 3,55; 3,55 x 3,55; 3,15 x 3,25 y 3,55 x 3,25

Fuente: Elaboración propia

**Figura 1**

*Casa del estudio*



La casa de estudio está ubicada en la parroquia Daniel Córdova del Cantón Gualaceo, está conformada por tres pisos los cuales fueron analizados dentro de este estudio, la planta baja está ubicado la cocina y el comedor, cuenta con una área de 34.97m<sup>2</sup>, también tiene una escalera al lateral izquierdo de la casa que conecta a la 1ra y 2da planta, la primera planta está diseñado como sala social con una puerta de frente a la

casa que sale a un balcón que ya está cola pasada, con una área de 66.98m<sup>2</sup>. En seria 2da planta cuenta con un balcón que conecta directamente con la escalera que lleva a la puerta central de ingresos por el frente de la casa, este piso con cuatro habitaciones dos al costado derecho y dos al costado izquierdo, en la parte trasera de la casa existe un baño común con un área aproximada de 66.98m<sup>2</sup>. En la tercera planta es látigo donde se usa como bodega pequeña, con un área aproximadamente de 11.54m<sup>2</sup>. Toda la vivienda es de hormigón armado tanto en lozas como vigas y columnas, donde el tercer piso es de madera.

## Figura 2

*Ubicación de la vivienda*



La vivienda objeto de estudio está ubicada en la parroquia Daniel Córdova del Cantón Gualaceo, en la vía principal que conecta las parroquias Daniel Córdova Toral y Mariano Moreno que pertenecen a la provincia del Azuay, la parroquia Daniel Córdova Toral se considera como oriente.

## 4.2 Ensayos experimentales

### 4.2.1 Ensayo de compresión de núcleos (ASTM C42)

Como parte de la caracterización estructural de la vivienda, se realizó el ensayo de compresión axial sobre núcleos extraídos del concreto endurecido, siguiendo el

procedimiento normado por la ASTM, (ASTM C42, 2022). El objetivo fue determinar la resistencia a la compresión real del concreto en servicio, como parámetro fundamental para valorar la capacidad estructural de los elementos de la edificación.

Se obtuvieron dos muestras, los resultados de tensión y deformación en el plano se presentan en la **Figura 4**. La primera muestra registró una carga máxima de 3086.64 kg, equivalente a una resistencia a la compresión de 191.10 kg/cm<sup>2</sup>. La segunda muestra alcanzó 2183.28 kg de carga, resultando en una resistencia de 135.94 kg/cm<sup>2</sup>. En ambas muestras, se registraron valores no válidos, lo que permitió calificarlas como poco resistentes, según los criterios de integridad establecidos por la norma que establecen un valor de  $f'_c=210\text{kg/cm}^2$ .

### **Figura 3**

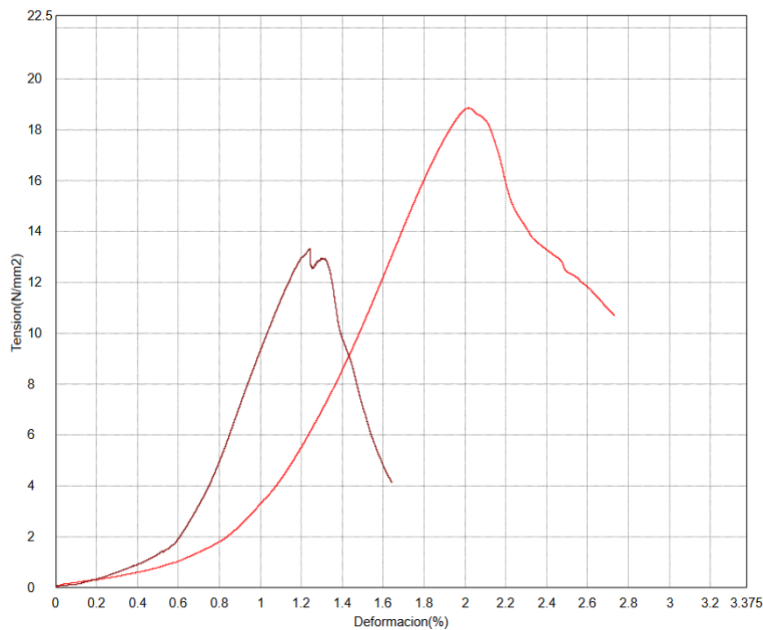
*Extracción del núcleo*



La extracción del núcleo se desarrolló el 12 de julio del presente año donde se preparó la superficie, los equipos se ajustaron antes de ensayar para realizar la extracción, posteriormente se llevó al laboratorio para realizar su debido estudio.

**Figura 4**

*Gráfica de tensión vs deformación*



La grafica de tensión se obtuvo después de realizar un ensayo, en la máquina de compresión, el estudio se realizó en la universidad Politécnica Salesiana, donde se pudo obtener los resultados que se muestran en la gráfica.

**Tabla 3**

*Ensayo de compresión axial sobre núcleos extraídos*

No.	Peso probeta (g)	Dimensiones		Área probeta (cm <sup>2</sup> )	Volumen probeta (cm <sup>3</sup> )	Peso volumétrico (g/cm <sup>3</sup> )	Carga (Kg)	Resistencia compresión (Kg/cm <sup>2</sup> )
		Altura (cm)	Diámetro (cm)					
1	365.80	11.61	4.52	16.07	186.51	1.96	3086.64	192.11
2	225.20	77.33	4.52	16.06	1241.94	0.18	2183.28	135.94

En el análisis de comportamiento esfuerzo-deformación, la muestra 1 demostró un mejor desempeño mecánico. Esta presentó una tensión máxima de aproximadamente 18.9 N/mm<sup>2</sup>, con una deformación registrada del 2.71%, indicando una mayor capacidad de absorción de energía antes de la falla. En contraste, la muestra 2 alcanzó una tensión máxima de 13.7 N/mm<sup>2</sup> y una deformación del 1.62%, lo cual evidencia una respuesta más frágil ante sollicitaciones similares.

Estos resultados sugieren que la resistencia del concreto no es homogénea en toda la estructura. La diferencia notable entre las dos muestras indica posibles variaciones en

la calidad de los materiales, procesos de curado o técnicas de construcción, aspectos comunes en edificaciones informales.

A pesar de la diferencia entre ambas resistencias, ambos valores se sitúan dentro de un rango aceptable para estructuras no sometidas a cargas elevadas, aunque inferiores a los valores exigidos para estructuras nuevas según la NEC-15, que para elementos portantes en zonas sísmicas exige resistencias mínimas de 210 kg/cm<sup>2</sup>.

#### 4.2.2 Ensayo de curva granulométrica (ASTM D422)

Como parte de la caracterización del terreno de cimentación, se realizó el ensayo granulométrico por vía seca y húmeda según la norma ASTM (ASTM D422, 2022)

Esta prueba permite determinar la distribución de tamaños de partículas presentes en el suelo, aspecto clave para conocer su comportamiento mecánico, permeabilidad y susceptibilidad a deformación bajo cargas estructurales.

Se analizaron cuatro muestras del terreno natural, etiquetadas como M0, M1, M2 y M3. En todas las muestras se evidenció un alto contenido de finos, superando el 94%, lo que indica una textura predominantemente limosa con bajo porcentaje de grava. La muestra M0 presentó un 94.84% de finos, mientras que la M3 alcanzó un máximo de 95.42%, siendo esta última la de mayor contenido fino y la de menor proporción de arcillas y limos.

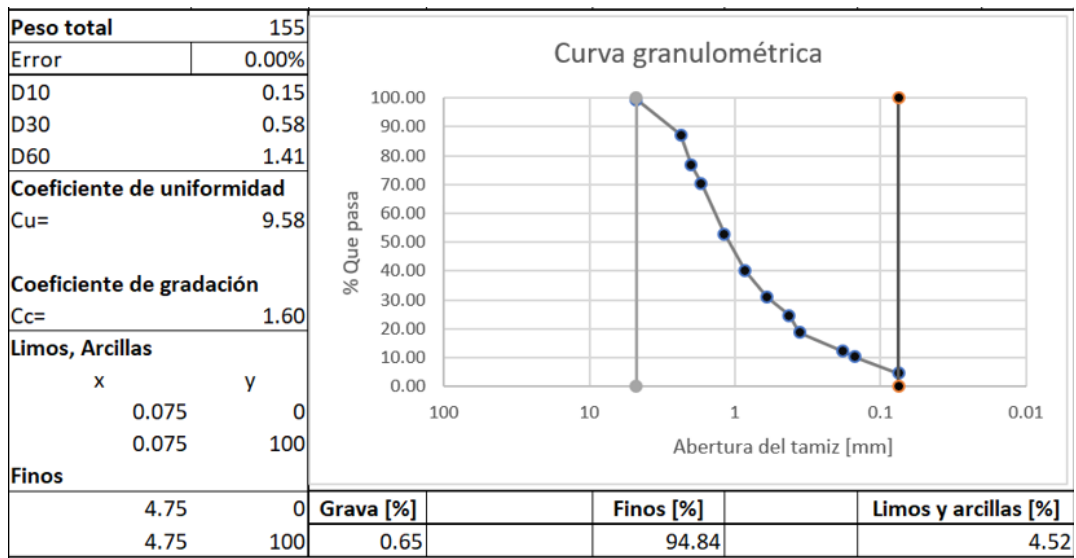
**Tabla 4**

*Curva granulométrica (M0)*

Material	Tamiz	Abertura [mm]	Peso retenido [g]	Retenido [%]		Pasa [%]	Pasa [g]
	No [in]			Total	Acumulado		
Grava	N°4	4.75	1	0.65	0.65	99.35	154
	N°8	2.36	19	12.26	12.90	87.10	135
Arena	N°10	2.00	16	10.32	23.23	76.77	119
	N°12	1.70	10	6.45	29.68	70.32	109
	N°16	1.18	27	17.42	47.10	52.90	82
	N°20	0.85	20	12.90	60.00	40.00	62
	N°30	0.60	14	9.03	69.03	30.97	48
	N°40	0.43	10	6.45	75.48	24.52	38
	N°50	0.36	9	5.81	81.29	18.71	29
	N°80	0.18	10	6.45	87.74	12.26	19
	N°100	0.15	3	1.94	89.68	10.32	16
	N°200	0.08	9	5.81	95.48	4.52	7
Fondo			7	4.52	100	0	0

**Figura 5**

*Curva granulométrica (M0)*



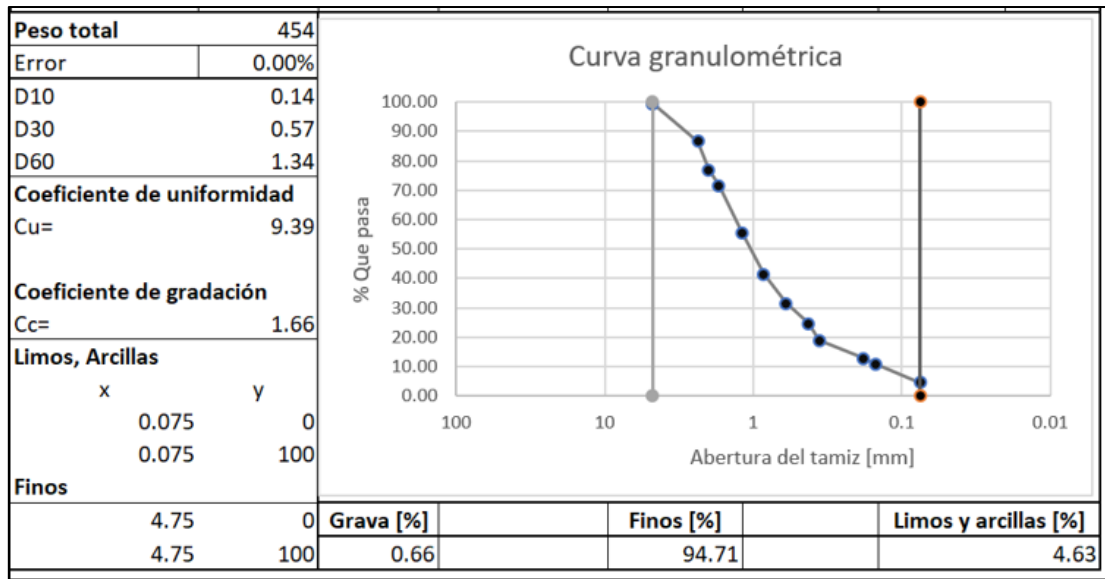
**Tabla 5**

*Curva granulométrica (M1)*

Material	Tamiz No [in]	Abertura [mm]	Peso retenido [g]	Retenido [%]		Pasa [%]	Pasa [g]
				Total	Acumulado		
Grava	N°4	4.75	3	0.66	0.66	99.34	451
	N°8	2.36	58	12.78	13.44	86.56	393
Arena	N°10	2.00	44	9.69	23.13	76.87	349
	N°12	1.70	24	5.29	28.41	71.59	325
	N°16	1.18	74	16.30	44.71	55.29	251
	N°20	0.85	63	13.88	58.59	41.41	188
	N°30	0.60	45	9.91	68.50	31.50	143
	N°40	0.43	31	6.83	75.33	24.67	112
	N°50	0.36	26	5.73	81.06	18.94	86
	N°80	0.18	28	6.17	87.22	12.78	58
	N°100	0.15	9	1.98	89.21	10.79	49
	N°200	0.08	28	6.17	95.37	4.63	21
	Fondo			21	4.63	100	0

**Figura 6**

*Curva granulométrica (M1)*



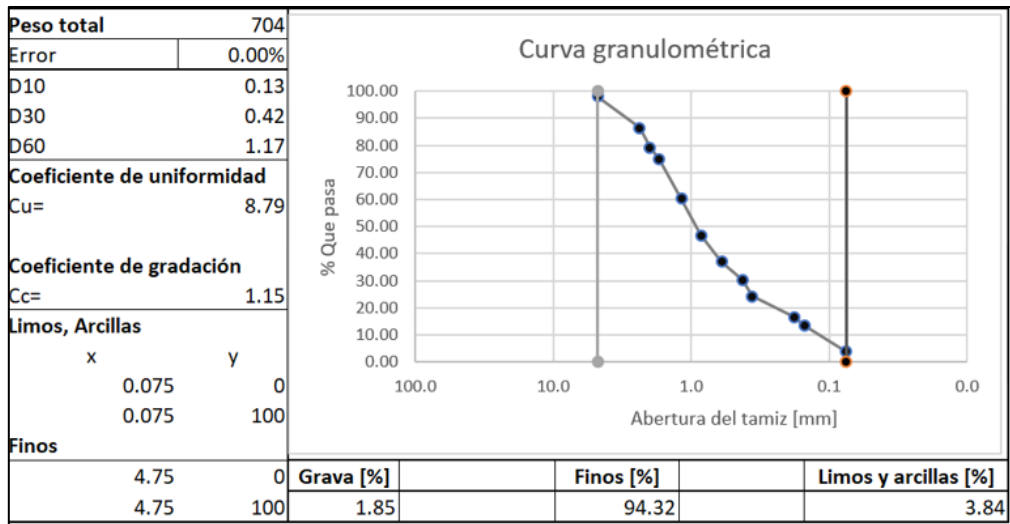
**Tabla 6**

*Curva granulométrica (M2)*

Material	Tamiz No [in]	Abertura [mm]	Peso retenido [g]	Retenido [%]		Pasa [%]	Pasa [g]
				Total	Acumulado		
Grava	N°4	4.75	13	1.85	1.85	98.15	691
	N°8	2.36	82	11.65	13.49	86.51	609
Arena	N°10	2.00	51	7.24	20.74	79.26	558
	N°12	1.70	31	4.40	25.14	74.86	527
	N°16	1.18	102	14.49	39.63	60.37	425
	N°20	0.85	96	13.64	53.27	46.73	329
	N°30	0.60	68	9.66	62.93	37.07	261
	N°40	0.43	47	6.68	69.60	30.40	214
	N°50	0.36	44	6.25	75.85	24.15	170
	N°80	0.18	53	7.53	83.38	16.62	117
	N°100	0.15	23	3.27	86.65	13.35	94
	N°200	0.08	67	9.52	96.16	3.84	27
<b>Fondo</b>			27	3.84	100	0	0

**Figura 7**

*Curva granulométrica (M2)*



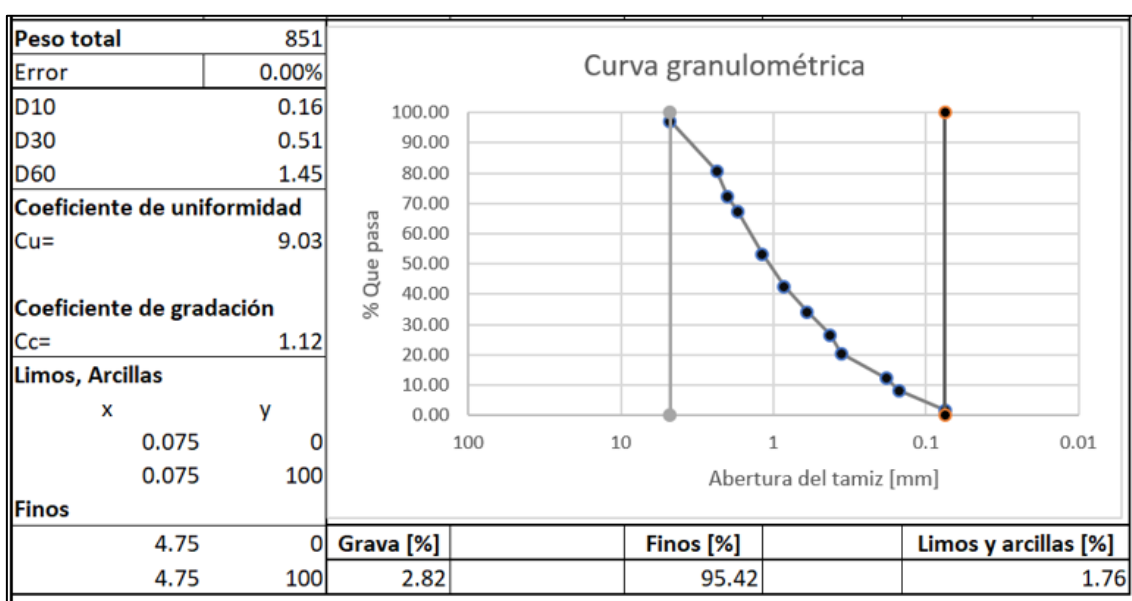
**Tabla 7**

*Curva granulométrica (M3)*

Material	Tamiz No [in]	Abertura [mm]	Peso retenido [g]	Retenido [%]		Pasa [%]	Pasa [g]
				Total	Acumulado		
Grava	N°4	4.75	24	2.82	2.82	97.18	827
	N°8	2.36	141	16.57	19.39	80.61	686
Arena	N°10	2.00	73	8.58	27.97	72.03	613
	N°12	1.70	41	4.82	32.78	67.22	572
	N°16	1.18	119	13.98	46.77	53.23	453
	N°20	0.85	91	10.69	57.46	42.54	362
	N°30	0.60	72	8.46	65.92	34.08	290
	N°40	0.43	64	7.52	73.44	26.56	226
	N°50	0.36	52	6.11	79.55	20.45	174
	N°80	0.18	71	8.34	87.90	12.10	103
	N°100	0.15	34	4.00	91.89	8.11	69
	N°200	0.08	54	6.35	98.24	1.76	15
Fondo			15	1.76	100	0	0

**Figura 8**

*Curva granulométrica (M3)*



En cuanto al contenido de grava, este fue escaso en todas las muestras. La M0 y M1 apenas superaron el 0.65%, mientras que la muestra M3 mostró el valor más alto con 2.82%. Este bajo porcentaje de partículas gruesas indica una baja capacidad de soporte por fricción interna, condición desfavorable para cimentaciones superficiales convencionales.

El contenido de limos y arcillas varió entre 1.75% y 4.63%, siendo la muestra M1 la que reportó el mayor valor de fracción fina plástica. Aunque los porcentajes de plasticidad no son altos, la predominancia de limos finos sugiere un comportamiento cohesivo marginal, lo cual puede acentuar asentamientos diferenciales en caso de humedad variable o saturación.

Estos resultados ubican al suelo dentro de una clasificación de tipo ML (limo de baja plasticidad) según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, lo cual implica un material poco competente para esfuerzos estructurales sin tratamiento previo.

#### **4.2.3 Ensayo de límite líquido y plasticidad (ASTM D4318)**

Como parte del diagnóstico geotécnico, se realizó el ensayo de límites de Atterberg conforme a la norma ASTM, (ASTM D4318, 2022) con el fin de determinar el comportamiento plástico del suelo frente a variaciones de humedad. Este análisis es

esencial para valorar la estabilidad del terreno y su susceptibilidad a deformaciones volumétricas.

Se ensayaron tres muestras, identificadas como C1, C2 y C3. En la muestra C1, se obtuvo un límite líquido (LL) de 47.82% y un límite plástico (LP) de 29.14%, con un índice plástico (IP) de 18.69%. Estos valores ubican al suelo como un material de plasticidad media, según la clasificación SUCS. Su comportamiento es estable bajo humedad moderada, aunque puede experimentar deformaciones si se satura.

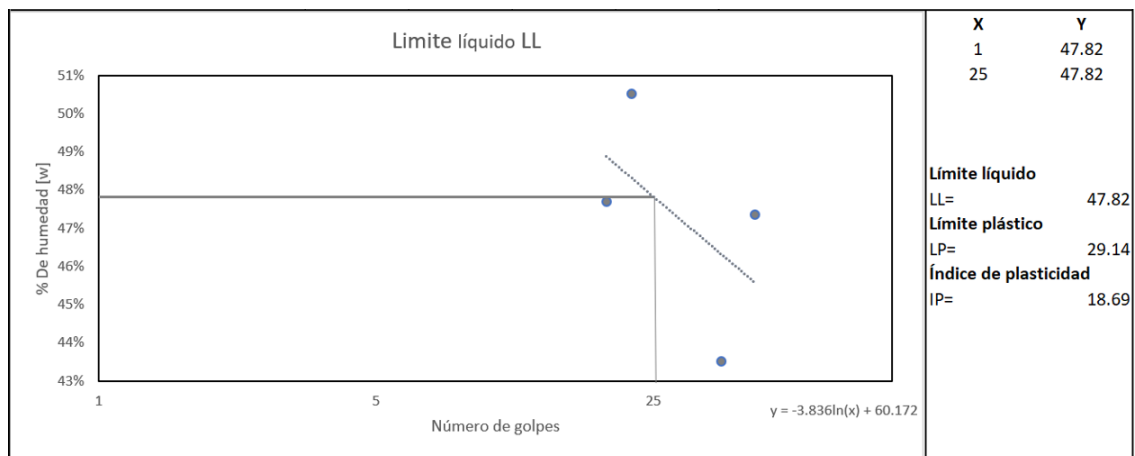
**Tabla 8**

*Cálculos C1*

Descripción	Límite líquido				Límite plástico			
	1	2	3	4	1	2	3	4
No de ensayo								
No de cápsula	M1	M2	M3	M4	E1	E2	E3	E4
Peso de cápsula [g]	17.11	17.43	17.73	17.52	17.52	17.40	17.20	17.35
Peso de cápsula+masa húmeda [g]	38.81	38.12	42.34	42.42	19.57	19.36	19.15	19.11
Peso cápsula+masa seca [g]	32.23	31.47	34.08	34.38	19.13	18.91	18.70	18.71
Peso del agua [g]	6.58	6.65	8.26	8.04	0.44	0.45	0.45	0.40
Peso de la muestra seca [g]	15.12	14.04	16.35	16.86	1.61	1.51	1.50	1.36
Contenido de humedad [W] %	43.52	47.36	50.52	47.69	27.33	29.80	30.00	29.41
No de golpes	37	45	22	19	Promedio de humedad [%]			29.14

**Figura 9**

*Cálculos C1*



En el caso de C2, el límite líquido fue de 46.15%, el límite plástico de 25.31% y el índice plástico resultó en 20.84%. Este valor IP sugiere un grado de plasticidad ligeramente superior, lo cual incrementa su tendencia a deformarse al variar su contenido de agua. Esta condición podría favorecer asentamientos localizados o expansión-retracción en condiciones cíclicas de humedad.

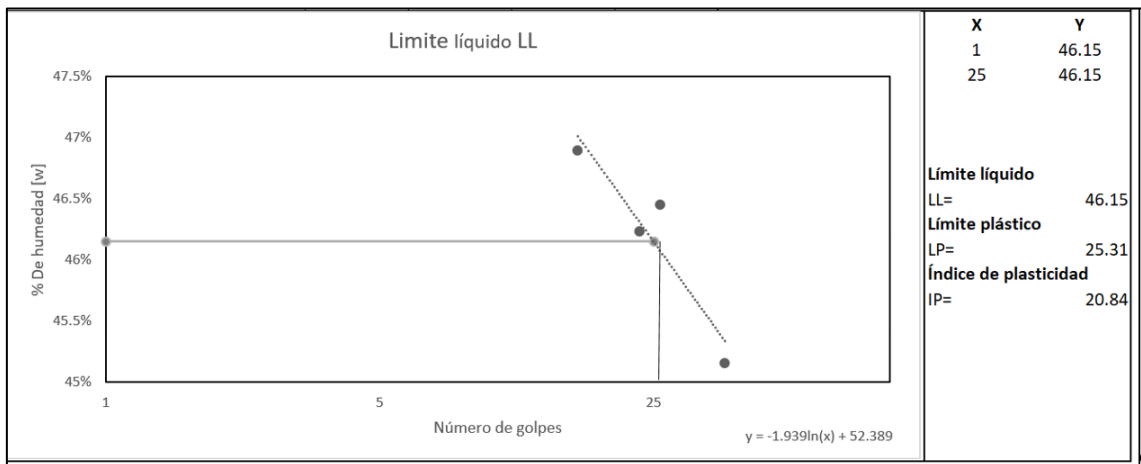
**Tabla 9**

*Cálculos C2*

Descripción	Límite líquido				Límite plástico			
	1	2	3	4	1	2	3	4
No de ensayo								
No de cápsula	M1	M2	M3	M4	E1	E2	E3	E4
Peso de cápsula [g]	17.65	17.11	17.43	17.52	17.40	17.20	17.35	17.52
Peso de cápsula+masa húmeda [g]	35.18	39.41	34.91	36.84	18.96	18.93	18.95	19.47
Peso cápsula+masa seca [g]	29.62	32.36	29.33	30.83	18.65	18.59	18.61	19.08
Peso del agua [g]	5.56	7.05	5.58	6.01	0.31	0.34	0.34	0.39
Peso de la muestra seca [g]	11.97	15.25	11.90	13.31	1.25	1.39	1.26	1.56
Contenido de humedad [W] %	46.45	46.23	46.89	45.15	24.80	24.46	26.98	25.00
No de golpes	26	23	16	38	<b>Promedio de humedad [%]</b>			25.31

**Figura 10**

*Cálculos C2*



La muestra C3 mostró una respuesta diferenciada. El límite líquido fue de 61.92%, con un límite plástico de 28.45%, dando lugar a un índice plástico elevado de 33.46%. Este comportamiento corresponde a un suelo de alta plasticidad, propenso a sufrir cambios de volumen significativos. Su presencia indica zonas críticas dentro del perfil del terreno, donde el riesgo de asentamientos o inestabilidad estructural es mayor.

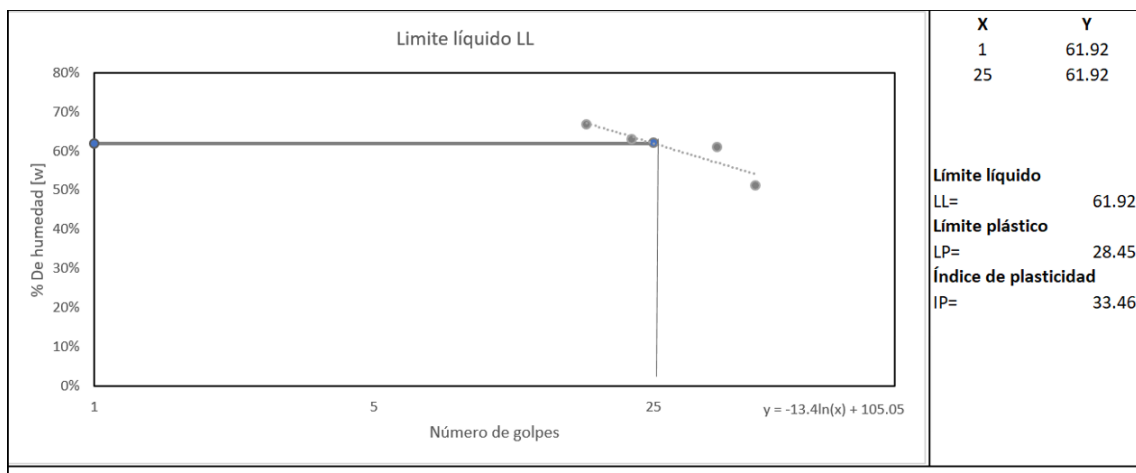
**Tabla 10**

*Cálculos C3*

Descripción	Límite líquido				Límite plástico			
	1	2	3	4	1	2	3	4
No de ensayo	1	2	3	4	1	2	3	4
No de cápsula	M1	M2	M3	M4	E1	E2	E3	E4
Peso de cápsula [g]	17.48	17.48	17.53	17.58	17.50	17.60	17.58	17.29
Peso de cápsula+masa húmeda [g]	36.95	36.00	36.67	36.72	18.73	19.32	18.90	18.45
Peso cápsula+masa seca [g]	29.43	28.59	30.19	29.47	18.44	18.94	18.63	18.19
Peso del agua [g]	7.52	7.41	6.48	7.25	0.29	0.38	0.27	0.26
Peso de la muestra seca [g]	11.95	11.11	12.66	11.89	0.94	1.34	1.05	0.90
Contenido de humedad [W] %	62.93	66.70	51.18	60.98	30.85	28.36	25.71	28.89
No de golpes	22	17	45	36	Promedio de humedad [%]			28.45

**Figura 11**

*Cálculos C3*



En conjunto, estos resultados confirman que el terreno de fundación está compuesto mayoritariamente por limos plásticos, con comportamientos que oscilan entre plasticidad media y alta. Esta condición geotécnica representa un factor de vulnerabilidad estructural, especialmente en edificaciones sin diseño técnico.

#### 4.2.4 Ensayo de contenido de humedad (ASTM D2216)

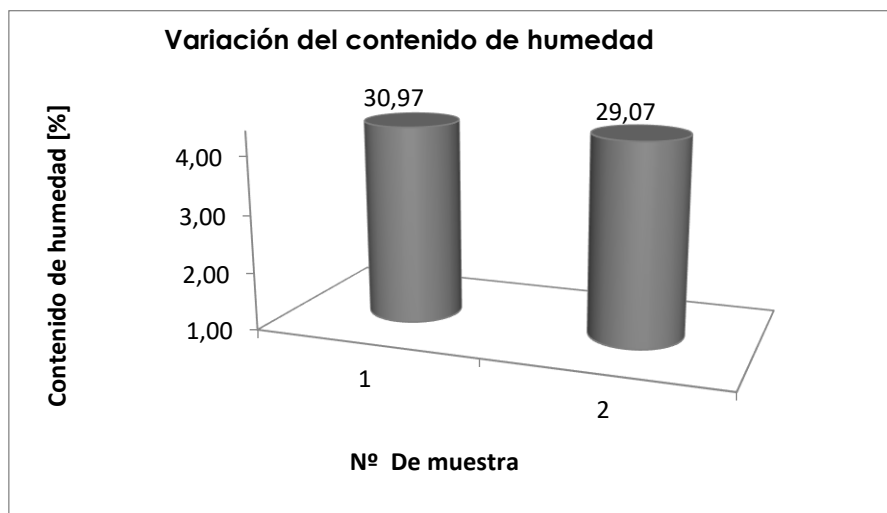
Con el propósito de determinar el grado de humedad natural del suelo en el sitio de cimentación, se llevó a cabo el ensayo de contenido de humedad siguiendo los procedimientos establecidos por la norma ASTM, (ASTM, 2022). Este análisis permite conocer el porcentaje de agua presente en el suelo al momento de su extracción, un factor determinante en su comportamiento mecánico.

Se ensayaron cuatro muestras distribuidas en dos pares: M1–M2 y M3–M4. En el primer grupo, la muestra M1 presentó un contenido de 30.97%, mientras que M2 registró 29.07%, obteniéndose un promedio de 30.02%. En el segundo grupo, M3 reportó 31.39%, y M4 alcanzó el valor más elevado con 36.66%, lo que dio un promedio conjunto de 34.03%.

**Tabla 11**  
*Calicata C-01*

Características	M - Superficial	M - 01
Profundidad [m]:	1	1.6
1. Peso de recipiente [g]	469.00	442.00
2. Peso recipiente + muestra húmeda [g]	672.00	1028.00
3. Peso recipiente + muestra seca [g]	624.00	986.00
4. Peso de agua [g]	48.00	132.00
5. Peso de la muestra seca neta [g]	155.00	454.00
6. Contenido de humedad [%]	30.97	29.07
<b>Promedio de contenido de humedad [%]</b>	<b>30.02</b>	

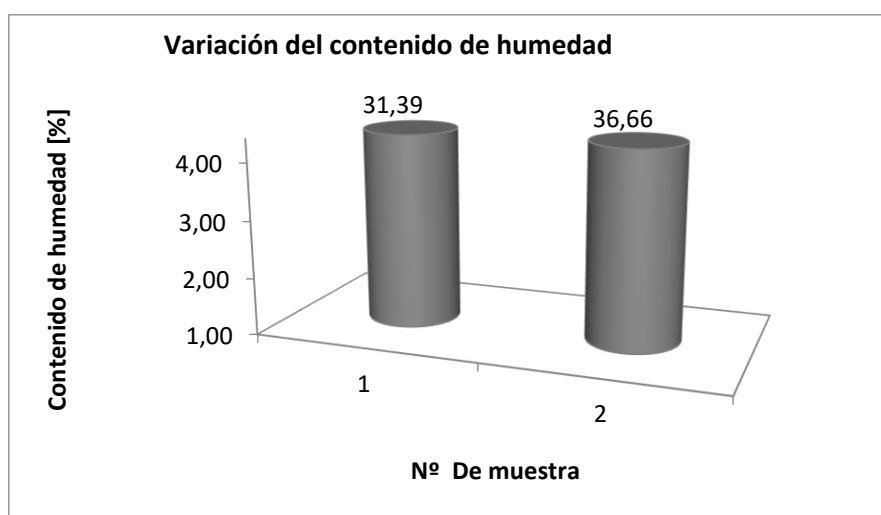
**Figura 12**  
*Comparación M1 v M2*



Estos valores indican una humedad media a alta dentro del perfil del suelo, lo cual sugiere la presencia de un ambiente subterráneo húmedo, probablemente influenciado por filtraciones o capa freática poco profunda. Este nivel de humedad tiene implicaciones relevantes para la estabilidad del terreno, ya que puede provocar una disminución en la resistencia al corte y favorecer asentamientos diferenciales o pérdida de capacidad portante.

**Tabla 12***Calicata C-02*

Características	M - 02	M - 03
Profundidad [m]:	3.10	3.30
1. Peso de recipiente [g]	417.00	465.00
2. Peso recipiente + muestra húmeda [g]	1,342.0	1,628.0
3. Peso recipiente + muestra seca [g]	1,121.0	1,316.0
4. Peso de agua [g]	221.00	312.00
5. Peso de la muestra seca neta [g]	704.00	851.00
6. Contenido de humedad [%]	31.39	36.66
<b>Promedio de contenido de humedad [%]</b>	<b>34.03</b>	

**Figura 13***Comparación M3 v M4*

La muestra M4, con un valor superior al 35%, podría estar asociada a un punto con mayor retención de agua o acumulación por infiltración, lo que representa un punto de riesgo localizado.

#### 4.2.5 Ensayo SPT (Standard Penetration Test)

Para profundizar en la caracterización geotécnica del terreno, se realizó el ensayo de penetración estándar (SPT), bajo los lineamientos de la normativa ASTM (ASTM C42, 2022). Este ensayo permite estimar la resistencia del suelo in situ, a partir del número de golpes necesarios para introducir un toma muestras estandarizado a 30 cm de profundidad, siendo fundamental para la evaluación de la capacidad portante del terreno.

**Tabla 13***Ensayo SPT*

Tipo de suelo según granulometría: SC			N° De golpes del martillo				N <sub>promed</sub>	Vs [m/s] (Idriss & Boulanger, 2006)
No	Profundidad ensayada [m]	Profundidad representativa [m]	N <sub>0-15cm</sub>	N <sub>15-30cm</sub>	N <sub>30-45cm</sub>	N <sub>spt</sub> Corregido		
1	Superficial 0 - 0,6	0.6	2	2	2	4	11.71	Vs=18.9*N <sup>0.294</sup> 37.29
2	1.50 - 2.00	1.6	5	5	7	12		
3	3.00 - 3.20	3.1	6	5	6	11		
<b>Observaciones:</b> Suelo granular con finos SC, numero de golpes Npromedio < 10 y Vs <180, por lo que se clasifica un suelo blando TIPO E.								

Se llevaron a cabo tres sondeos a diferentes profundidades. El primer ensayo, realizado a 0.60 m, evidenció un suelo suelto, reflejando una baja resistencia inicial. Los otros dos ensayos, a profundidades de 1.60 y 3.10 m, indicaron un material medianamente compacto, lo que sugiere una mejora relativa de la densidad con la profundidad.

El material predominante fue clasificado como un suelo granular con finos (SC), de acuerdo con el sistema SUCS y respaldado por los resultados granulométricos previos. El promedio de golpes obtenidos fue de N = 11.7, lo cual se encuentra en el umbral inferior para suelos medianamente densos, pero aún representa una condición de bajo soporte para edificaciones con cargas considerables.

Complementariamente, se determinó la velocidad de propagación de ondas de corte, cuyo resultado fue de 37.29 m/s. Este valor, inferior a los 180 m/s, es un indicador crítico en términos sísmicos. Según la clasificación de suelos de la NEC-15, esta condición ubica el terreno dentro de la categoría TIPO E, caracterizada por su baja rigidez, alta compresibilidad y comportamiento blando bajo sollicitaciones dinámicas.

En consecuencia, el suelo presenta condiciones de alta vulnerabilidad sísmica, lo cual incrementa el riesgo de amplificación de ondas sísmicas durante un evento telúrico. Esta característica se alinea con la evidencia de asentamientos diferenciales observados en la estructura, y reafirma la necesidad de considerar un sistema de reforzamiento estructural combinado con soluciones geotécnicas, como cimentación profunda, mejoramiento del terreno o inclusiones rígidas.

### **4.3 Primera propuesta de reforzamiento**

#### **4.3.1 Modelamiento de las columnas estructurales**

Dentro del proceso de modelamiento numérico del sistema estructural de la vivienda, se identificó la configuración repetitiva y modular de los elementos verticales. Se modelaron un total de 36 columnas distribuidas en tres niveles estructurales, todas fabricadas con perfiles tubulares cuadrados de acero estructural ASTM A36, sección constante  $202 \times 202 \times 6$  mm.

En la base, se posicionaron 8 columnas correspondientes a los ejes 1-A hasta 2-D. Estas columnas constituyen el soporte directo sobre la cimentación y transmiten las cargas gravitacionales y laterales hacia el terreno. La uniformidad de las secciones en este nivel sugiere una lógica estructural simétrica, aunque su comportamiento dependerá del tipo de conexión con la base y las condiciones del terreno, ya diagnosticadas como desfavorables.

En el entrepiso 1, se modelaron 12 columnas, agregándose los ejes 3-A hasta 3-D al sistema. Esta ampliación vertical mantiene la misma sección transversal, lo cual sugiere un criterio de diseño empírico, sin redistribución o reforzamiento a medida que aumenta la esbeltez de los elementos. Esta homogeneidad puede afectar la capacidad del sistema ante cargas laterales, especialmente en casos de pandeo o torsión inducida.

En el entrepiso 2, se repite la distribución de 12 columnas adicionales con la misma tipología de perfil. La reiteración de esta sección en todos los niveles y ejes plantea un comportamiento uniforme en términos geométricos, pero no necesariamente eficiente desde el punto de vista estructural. Al no presentar reducción progresiva o cambio de sección en pisos superiores, se podrían generar concentraciones de esfuerzo no previstas en el diseño.

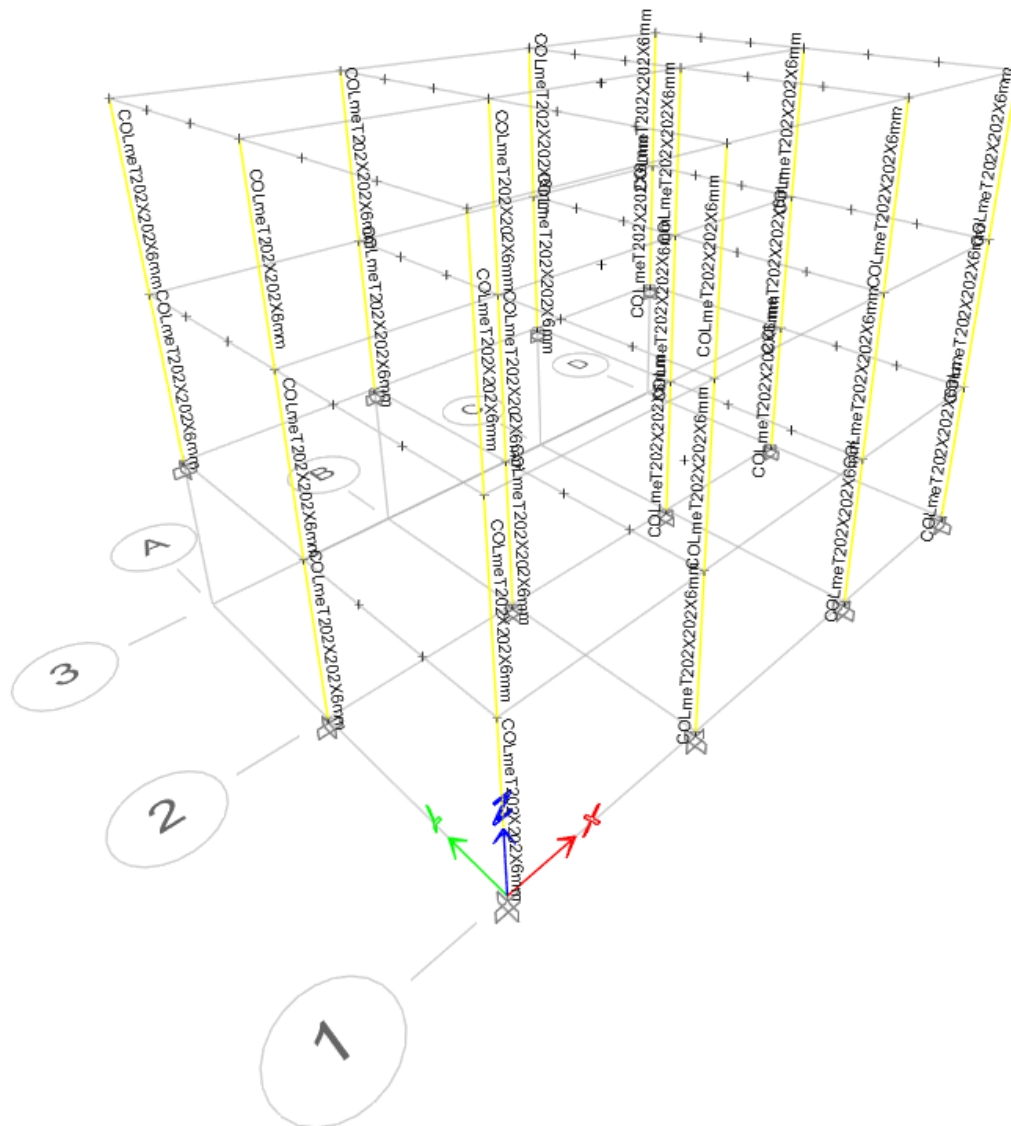
**Figura 14**

*Distribución de las columnas*



**Figura 15**

*Modelamiento de las columnas*



#### **4.3.2 Modelamiento de las vigas estructurales**

En el entrepiso 1, se modelaron vigas con perfiles tipo I con dimensiones 120 x 2 –200 x 3 mm en todos los ejes estructurales horizontales. Estas secciones están presentes tanto en la dirección longitudinal (ejes 1 y 2) como transversal (ejes A, B, C y D). La configuración de perfiles I en este nivel es coherente con la necesidad de resistir momentos flectores importantes producto de las cargas vivas y muertas, así como la transferencia de esfuerzos hacia los elementos verticales. Sin embargo, su eficacia dependerá de la calidad de las conexiones y la continuidad entre elementos.

En el entrepiso 2, se repite la disposición y sección de las vigas principales, utilizando también perfiles 120 x 2 – 200 x 3 mm, pero con una mayor cobertura espacial, al incluir un tercer eje longitudinal (eje 3). Esta ampliación implica un aumento en la complejidad estructural del sistema, lo cual exige un control más preciso de derivas y desplazamientos entre pisos. La redundancia estructural lograda con esta distribución mejora la distribución de cargas, aunque la continuidad de rigidez debe ser verificada por medio del análisis dinámico del modelo.

En el entrepiso 3, se identificó un cambio en la sección de las vigas. En este nivel, se emplearon perfiles tipo I de 100 x 4 – 150 x 3 mm, lo que representa una reducción progresiva de las dimensiones de los elementos horizontales. Esta decisión de diseño puede ser favorable desde el punto de vista económico y constructivo, siempre y cuando esté justificada por una reducción efectiva de cargas tributarias. No obstante, también puede generar zonas con menor rigidez flexional, que afectan la uniformidad del comportamiento global del sistema en caso de excitaciones sísmicas verticales o torsionales.

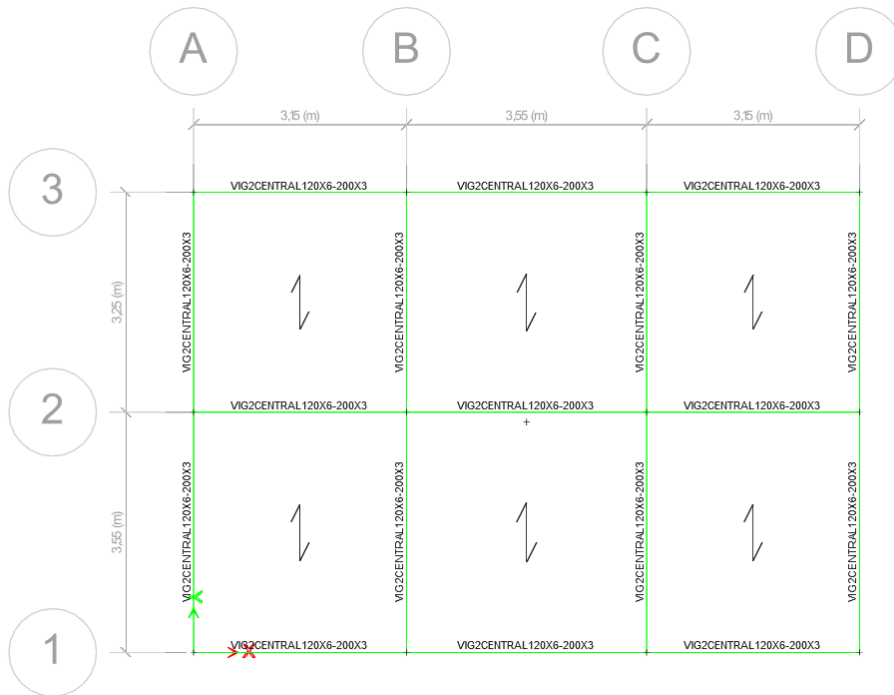
La disposición de vigas en los tres niveles sugiere una estructura tridimensional regular, con buena conectividad entre ejes y una distribución sistemática de esfuerzos. Sin embargo, la ausencia de elementos de rigidización adicional (como diafragmas, contraventeos o losas estructurales de diafragma rígido) puede limitar su capacidad de disipar energía durante un sismo.

**Tabla 14***Dimensiones de las vigas*

Piso	Ejes		Perfil	I	Dimensión [mm]	
1	1	A-B	I		120X6-200X3	
		B-C	I		120X6-200X3	
		C-D	I		120X6-200X3	
	2	A-B	I		120X6-200X3	
		B-C	I		120X6-200X3	
		C-D	I		120X6-200X3	
	A	1-2	I		120X6-200X3	
		1-2	I		120X6-200X3	
		1-2	I		120X6-200X3	
		1-2	I		120X6-200X3	
	2	1	A-B	I		120X6-200X3
			B-C	I		120X6-200X3
C-D			I		120X6-200X3	
2		A-B	I		120X6-200X3	
		B-C	I		120X6-200X3	
		C-D	I		120X6-200X3	
3		A-B	I		120X6-200X3	
		B-C	I		120X6-200X3	
		C-D	I		120X6-200X3	
A		1-2	I		120X6-200X3	
		2-3	I		120X6-200X3	
B		1-2	I		120X6-200X3	
	2-3	I		120X6-200X3		
C	1-2	I		120X6-200X3		
	2-3	I		120X6-200X3		
D	1-2	I		120X6-200X3		
	2-3	I		120X6-200X3		
3	1	A-B	I		100X4-150X3	
		B-C	I		100X4-150X3	
		C-D	I		100X4-150X3	
	2	A-B	I		100X4-150X3	
		B-C	I		100X4-150X3	
		C-D	I		100X4-150X3	
	3	A-B	I		100X4-150X3	
		B-C	I		100X4-150X3	
		C-D	I		100X4-150X3	
	A	1-2	I		100X4-150X3	
		2-3	I		100X4-150X3	
	B	1-2	I		100X4-150X3	
2-3		I		100X4-150X3		
C	1-2	I		100X4-150X3		
	2-3	I		100X4-150X3		
D	1-2	I		100X4-150X3		
	2-3	I		100X4-150X3		

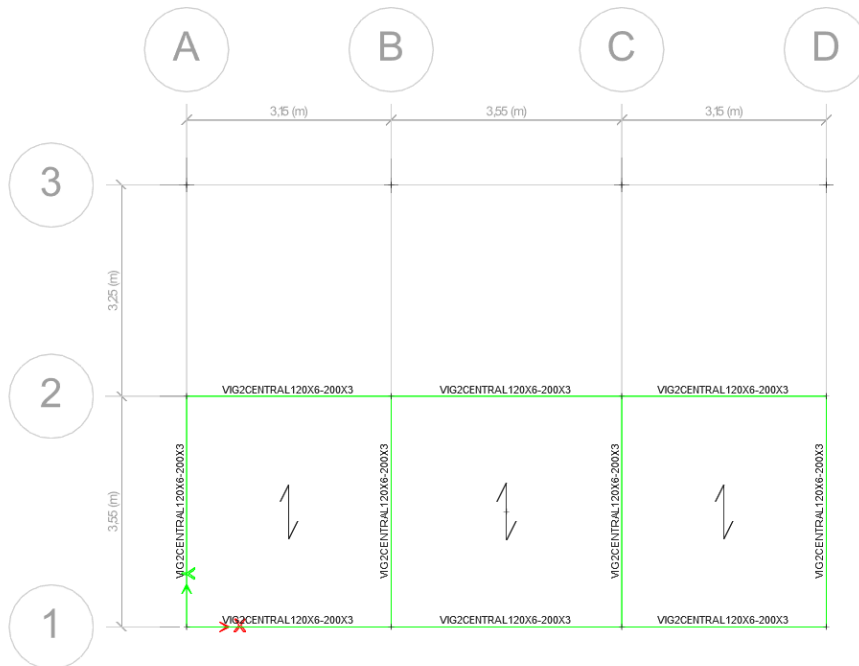
**Figura 16**

*Distribución de vigas*



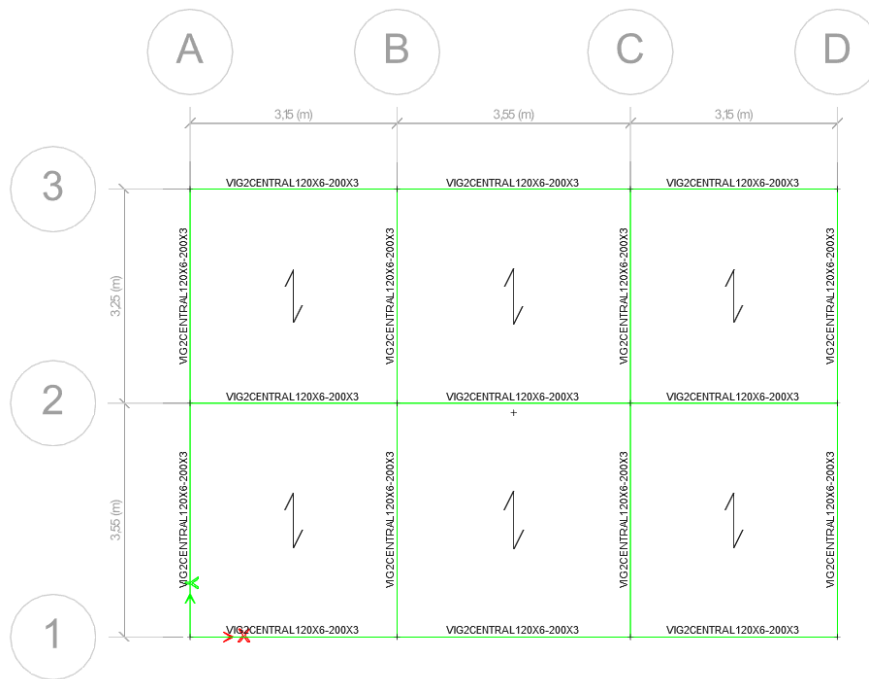
**Figura 17**

*Vigas y correas (entrepiso 1)*



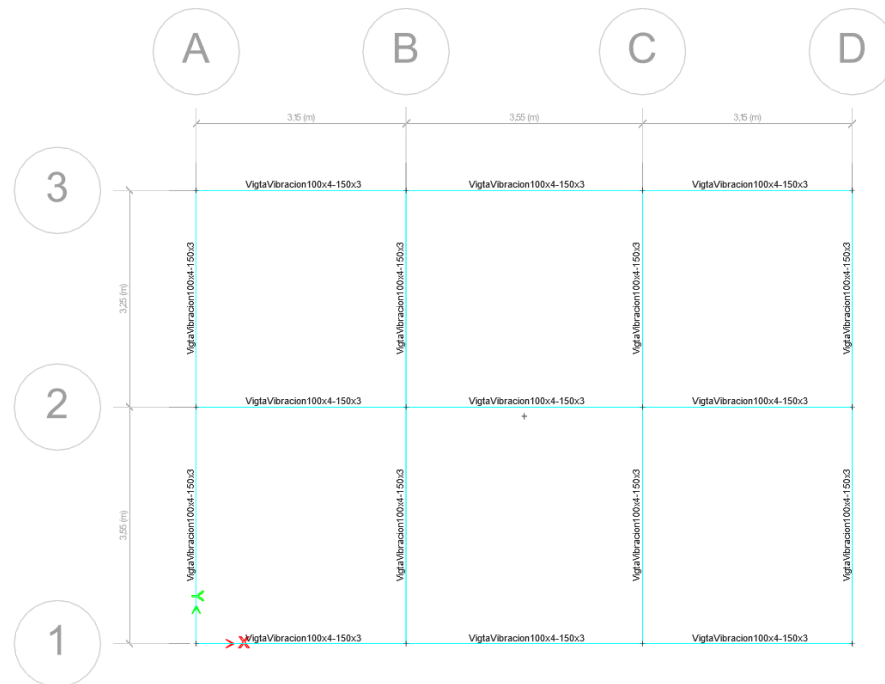
**Figura 18**

*Vigas y correas (entrepiso 2)*



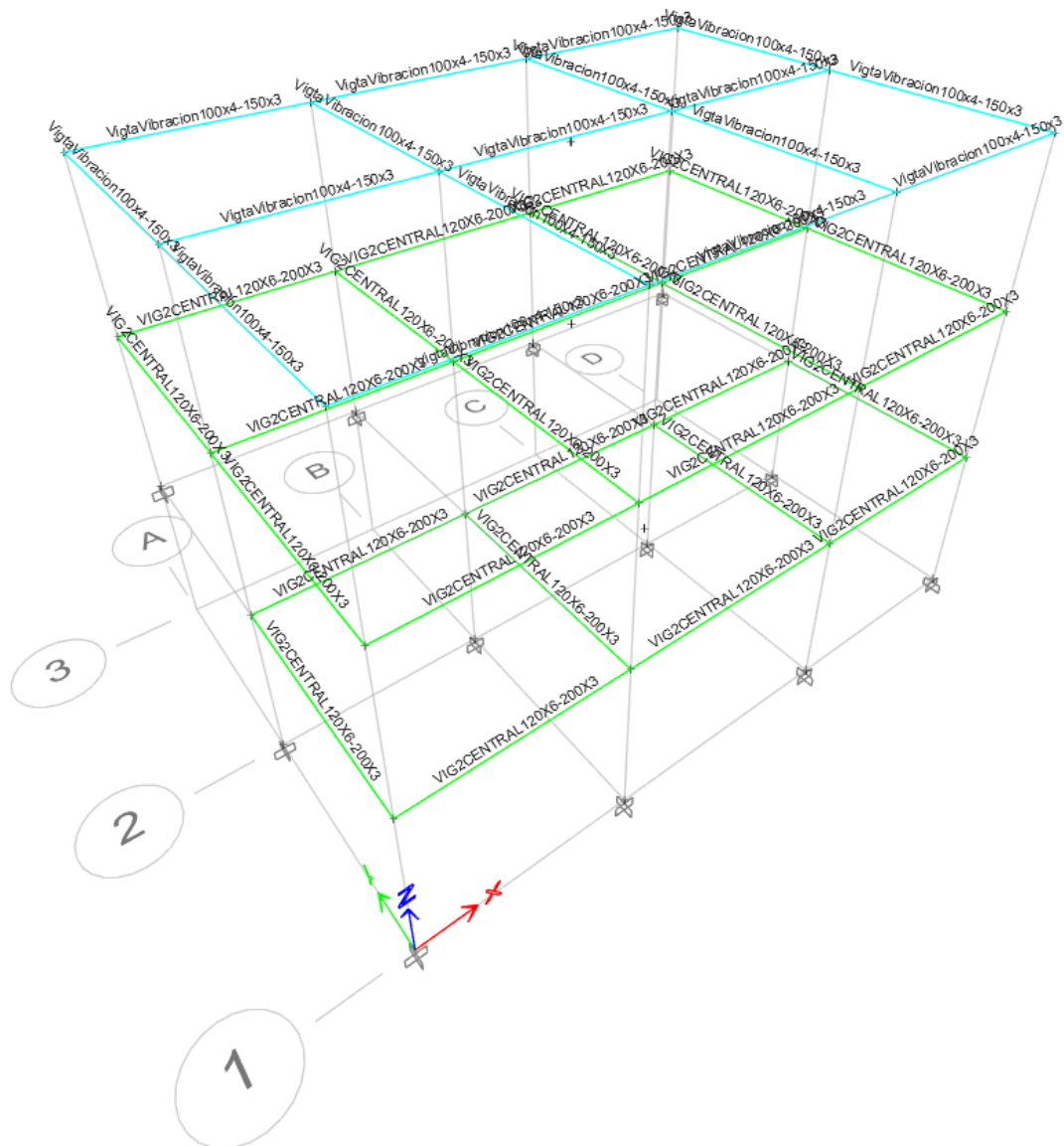
**Figura 19**

*Vigas y correas (entrepiso 3)*



**Figura 20**

*Vista 3D vigas perspectiva*



#### 4.3.3 Modelamiento de las correas estructurales

Dentro del proceso de caracterización y modelado numérico del sistema estructural, se identificó el uso de correas metálicas como elementos secundarios distribuidos a lo largo de los tres niveles superiores de la edificación. Estos componentes cumplen una función clave en el soporte de cargas de cubierta o entresijos, así como en la transmisión lateral de cargas a las vigas principales.

En el entresijo 1, se incluyeron 6 correas fabricadas con perfiles tipo I de sección 100×4–150×3mm. Su disposición responde a un esquema inicial de rigidización intermedia, con distribución puntual en zonas de transición estructural. Aunque en

número reducido, estas correas contribuyen a la estabilidad local del entrepiso inferior, actuando como elementos de amarre en la dirección perpendicular a las vigas.

En los niveles Entrepiso 2 y Entrepiso 3, se aumentó el número a 12 correas por nivel, manteniendo la misma tipología de perfil. Este incremento representa una mejora significativa en la distribución de cargas y control de deformaciones locales, lo que refuerza la capacidad del sistema para responder ante cargas distribuidas de tipo gravitacional. Además, su ubicación estratégica entre los ejes principales refuerza la integridad del conjunto estructural, evitando efectos de pandeo lateral o distorsión de diafragmas.

No obstante, el uso de un único tipo de perfil en todos los niveles, sin variación en función de carga tributaria, puede limitar la eficiencia estructural global, especialmente en situaciones donde la sollicitación vertical o lateral varía considerablemente entre pisos. Adicionalmente, se debe considerar la forma en que estas correas se integran con el sistema de vigas y columnas. Su rol como elementos de diafragma flexible o semi rígido podría afectar la transmisión de cargas laterales durante eventos sísmicos, especialmente si no existen conexiones rigidizadas o elementos de confinamiento transversal. Por lo tanto, su comportamiento debe ser validado dentro del análisis modal espectral del modelo completo.

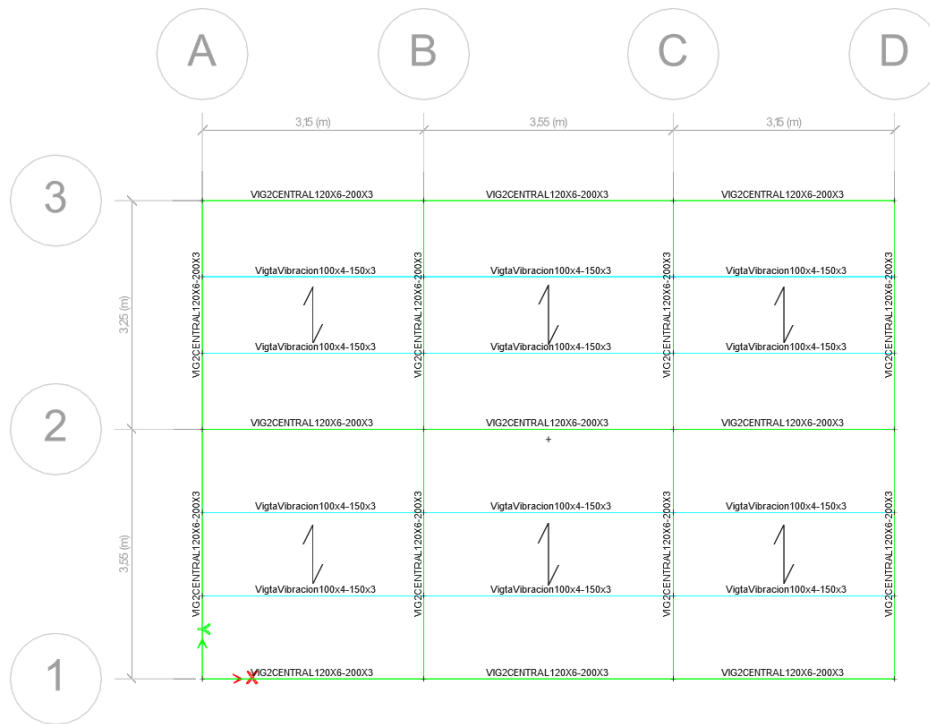
**Tabla 15**

*Resultados de correas*

<b>Piso</b>	<b>Número de correas</b>	<b>Perfil</b>	<b>Dimensión [mm]</b>
1	6	I	100X4-150X3
2	12	I	100X4-150X3
3	12	I	100X4-150X3

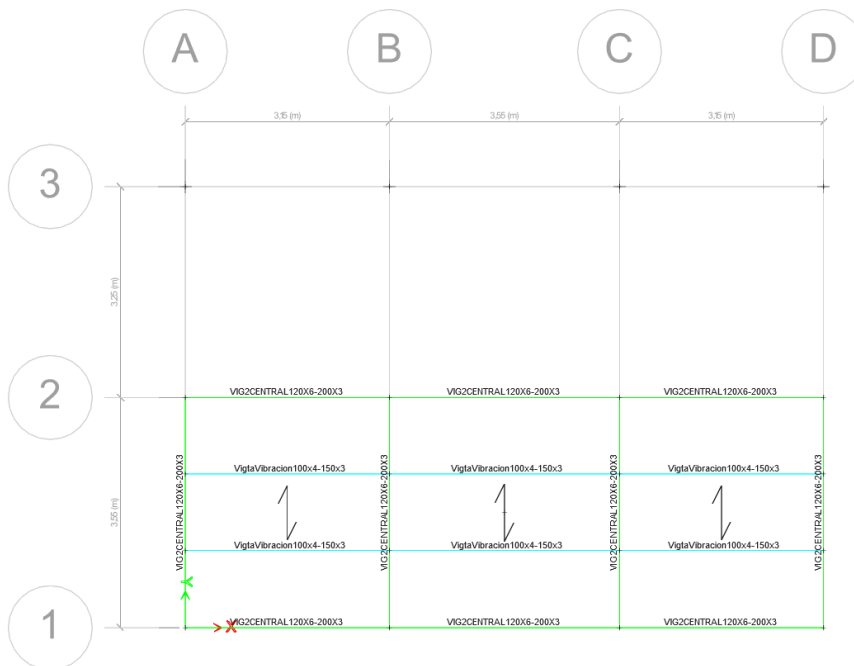
**Figura 21**

*Distribución de vigas y correas*



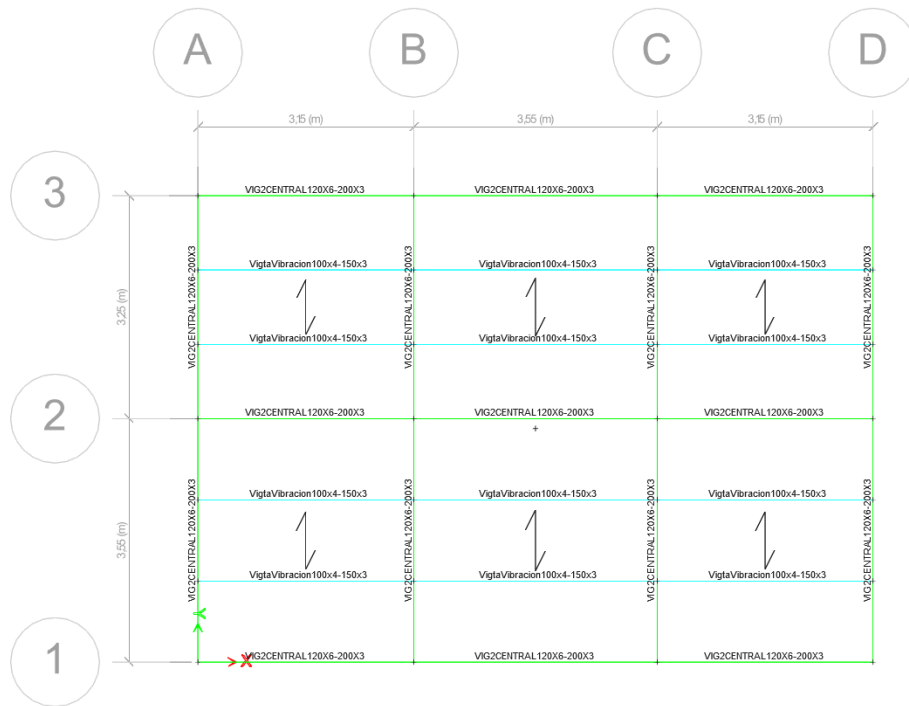
**Figura 22**

*Vigas y correas piso 1*



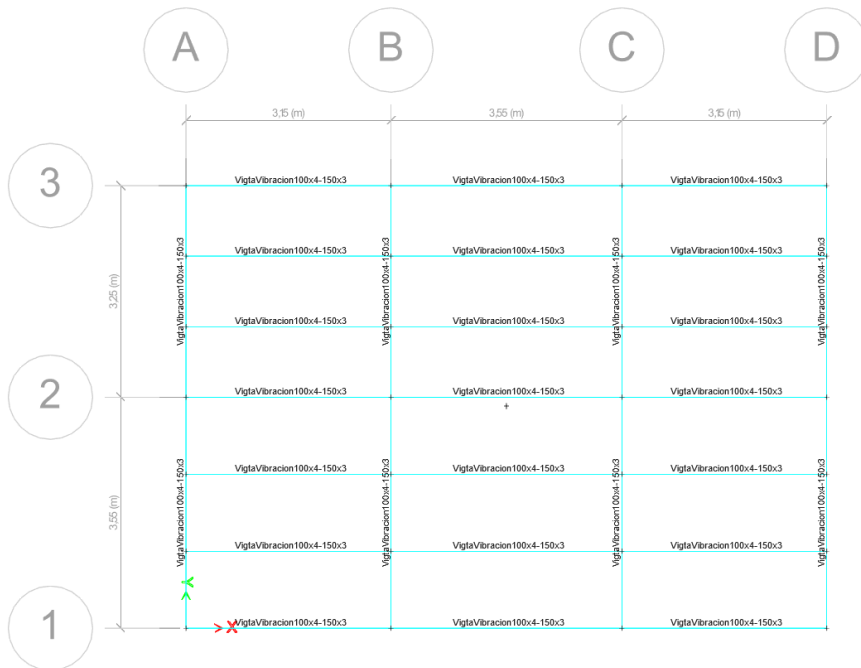
**Figura 23**

*Vigas y correas piso 2*



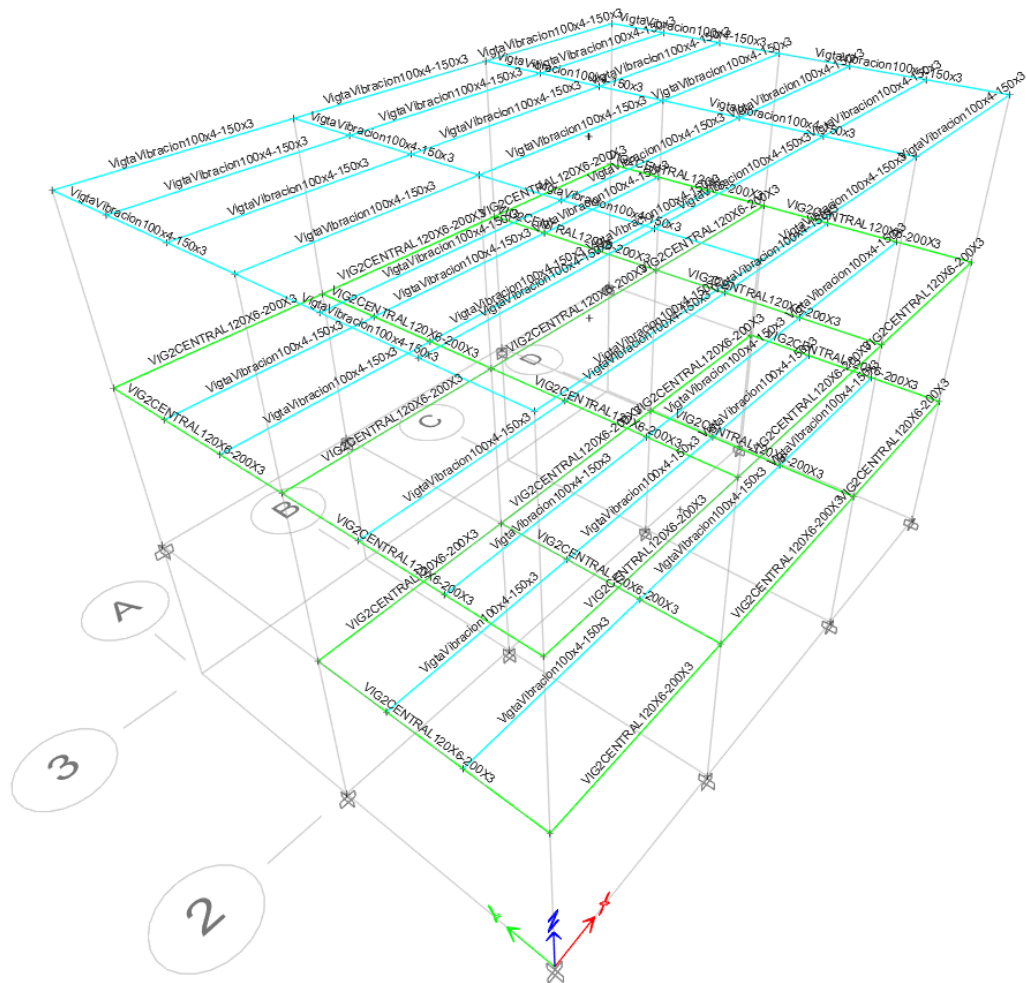
**Figura 24**

*Vigas y correas piso 3*



**Figura 25**

*Vista en perspectiva*



#### 4.3.4 Relación demanda - capacidad de columnas

Como parte del modelamiento estructural de la vivienda, se evaluó la relación demanda/capacidad (D/C) de las columnas. Esta verificación permite estimar la eficiencia de cada elemento frente a las solicitaciones aplicadas, en cumplimiento con los criterios de la NEC-15, donde una relación D/C menor a 1.0 (o <100%) implica que el elemento cumple estructuralmente.

En la base, los valores de D/C oscilan entre 27% y 40%, lo cual indica que las columnas presentan una reserva significativa de capacidad resistente frente a las cargas actuantes. Este resultado sugiere un comportamiento estructural eficiente en la zona de contacto con la cimentación, siempre que no se vea comprometido por asentamientos diferenciales ya identificados en el estudio geotécnico.

En el entrepiso 1, los valores de demanda-capacidad se incrementan levemente, especialmente en los ejes 3-A a 3-D, donde se alcanza un rango de 47% a 51%. Aunque estos porcentajes continúan por debajo del límite permisible, reflejan una mayor participación de estas columnas en la resistencia del entrepiso, probablemente por su ubicación central o por su exposición directa a momentos flectores y cargas axiales combinadas. El resto de las columnas en este nivel se mantienen entre 24% y 35%, indicando un buen equilibrio entre diseño y carga aplicada.

En el entrepiso 2, se observan los valores más bajos de toda la estructura, con relaciones D/C entre 15% y 23%. Esta condición es esperable debido a que las cargas verticales se han disipado en gran parte hacia niveles inferiores. La baja demanda relativa de las columnas superiores también refleja una oportunidad de aligeramiento estructural, aunque debe considerarse el efecto de derivas y aceleraciones sísmicas que suelen amplificarse en los niveles altos.

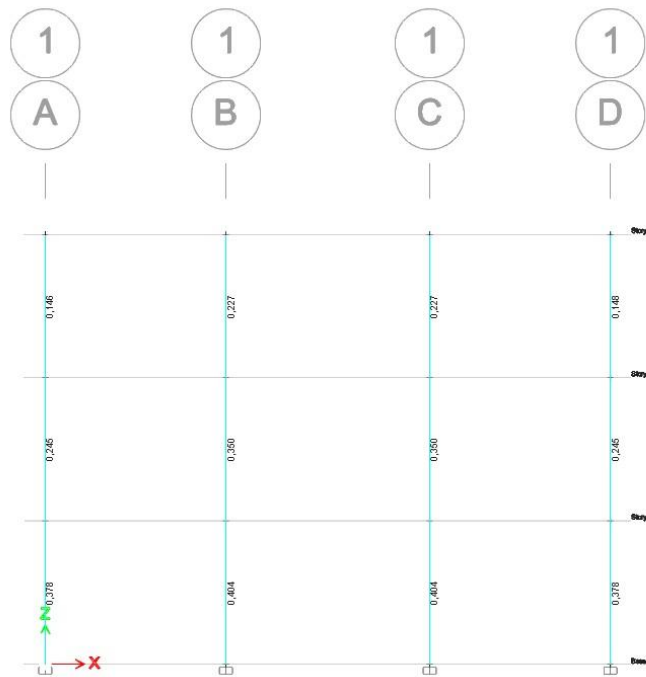
En todos los casos, la condición  $D/C < 1.0$  se cumple satisfactoriamente, lo que indica que las secciones actuales no presentan riesgo inmediato de falla por sobreesfuerzo. Sin embargo, el análisis revela que algunas columnas de los ejes 3-A a 3-D del primer nivel operan a casi la mitad de su capacidad, lo que podría justificar el estudio de reforzamientos puntuales si se identifican efectos combinados de carga lateral o torsional en el análisis modal.

**Tabla 16***Demanda de capacidad de columnas*

Piso	Ejes	Perfil	Dimensión [mm]	Demanda capacidad 1,2D+1,6L MAX [%]	D/C < 1%
1	1-A	Tubo cuadrado	202X202X6	0.378	Cumple
	1-B	Tubo cuadrado	202X202X6	0.404	Cumple
	1-C	Tubo cuadrado	202X202X6	0.404	Cumple
	1-D	Tubo cuadrado	202X202X6	0.378	Cumple
	2-A	Tubo cuadrado	202X202X6	0.271	Cumple
	2-B	Tubo cuadrado	202X202X6	0.356	Cumple
	2-C	Tubo cuadrado	202X202X6	0.356	Cumple
	2-D	Tubo cuadrado	202X202X6	0.271	Cumple
2	1-A	Tubo cuadrado	202X202X6	0.245	Cumple
	1-B	Tubo cuadrado	202X202X6	0.350	Cumple
	1-C	Tubo cuadrado	202X202X6	0.350	Cumple
	1-D	Tubo cuadrado	202X202X6	0.245	Cumple
	2-A	Tubo cuadrado	202X202X6	0.240	Cumple
	2-B	Tubo cuadrado	202X202X6	0.329	Cumple
	2-C	Tubo cuadrado	202X202X6	0.329	Cumple
	2-D	Tubo cuadrado	202X202X6	0.240	Cumple
	3-A	Tubo cuadrado	202X202X6	0.468	Cumple
	3-B	Tubo cuadrado	202X202X6	0.481	Cumple
	3-C	Tubo cuadrado	202X202X6	<b>0.509</b>	Cumple
	3-D	Tubo cuadrado	202X202X6	0.498	Cumple
3	1-A	Tubo cuadrado	202X202X6	0.146	Cumple
	1-B	Tubo cuadrado	202X202X6	0.227	Cumple
	1-C	Tubo cuadrado	202X202X6	0.227	Cumple
	1-D	Tubo cuadrado	202X202X6	0.148	Cumple
	2-A	Tubo cuadrado	202X202X6	0.165	Cumple
	2-B	Tubo cuadrado	202X202X6	0.156	Cumple
	2-C	Tubo cuadrado	202X202X6	0.169	Cumple
	2-D	Tubo cuadrado	202X202X6	0.191	Cumple
	3-A	Tubo cuadrado	202X202X6	0.195	Cumple
	3-B	Tubo cuadrado	202X202X6	0.217	Cumple
	3-C	Tubo cuadrado	202X202X6	0.227	Cumple
	3-D	Tubo cuadrado	202X202X6	0.195	Cumple

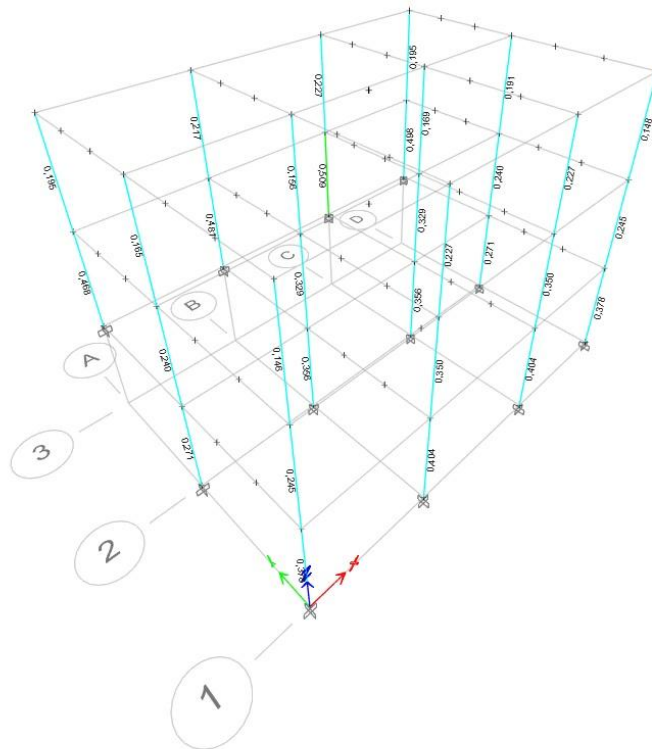
**Figura 26**

*Demanda - capacidad de columnas (elevación Eje 1)*



**Figura 27**

*Demanda - capacidad de columnas (todas las plantas) perspectiva*



#### 4.3.5 *Relación demanda - capacidad de las vigas*

En el marco del modelamiento estructural, se verificó el cumplimiento de las relaciones demanda/capacidad (D/C) para todas las vigas modeladas en los tres niveles de la edificación. Este análisis permite validar si las secciones seleccionadas resisten de forma adecuada los momentos flectores y fuerzas cortantes resultantes del comportamiento estructural combinado. La condición de cumplimiento se establece bajo el criterio  $D/C < 1.0$  (o  $<100\%$ ), conforme a la normativa ecuatoriana (NEC-15).

Las vigas del primer nivel están compuestas por perfiles I de  $120 \times 2-200 \times 3$  mm. En los ejes longitudinales 1 y 2, los valores de D/C se mantienen en un rango entre 28% y 35%, indicando un buen desempeño estructural en términos de flexión horizontal.

En los ejes transversales, particularmente en B, C y D, se observaron relaciones más elevadas:

- Viga C-1: 81%,
- Viga B-1: 79%,
- Viga D-1: 53%

Esto sugiere una mayor exigencia de carga o inercia tributaria en estas vigas intermedias. A pesar de su cercanía al límite, todas cumplen con los estándares establecidos, aunque en el diseño de reforzamiento se deberá considerar la posibilidad de redistribución o rigidización adicional en estos tramos.

En este nivel se mantiene la misma sección transversal, lo que permite una comparación directa del comportamiento estructural. Las vigas de los ejes longitudinales presentan D/C entre 30% y 40%, confirmando un rendimiento regular y estable.

No obstante, las vigas del eje C (1-2 y 2-3) alcanzan valores de 80% y 79%, respectivamente, siendo estas las de mayor demanda relativa del segundo piso. También destacan las vigas del eje B, con 79% y 76%. Esta condición indica que estas vigas podrían estar absorbiendo concentraciones importantes de carga o deformación, lo que debería revisarse en un análisis de derivas o distorsiones en planta.

Las demás vigas presentan valores entre 45% y 59%, cumpliendo sin restricciones, pero aportando evidencia de zonas de esfuerzo más distribuidas en el sistema estructural.

En el tercer nivel se observa una disminución de la sección transversal a perfiles tipo I de  $100 \times 4$ – $150 \times 3$  mm, lo que responde a la disminución natural de cargas a medida que se asciende en altura. Los valores de D/C en este nivel son los más bajos, situándose entre 15% y 58%, con la mayoría de elementos por debajo del 40%.

Las vigas más exigidas se encuentran nuevamente en los ejes B y C (con D/C de hasta 58% y 57%), lo cual indica una continuidad del patrón de concentración de carga en esos sectores. Este comportamiento sugiere que estos ejes podrían coincidir con áreas de mayor rigidez o de mayor tributación vertical desde los niveles inferiores.

En todos los casos, las relaciones D/C cumplen con lo estipulado normativamente (todos  $< 100\%$ ). El sistema de vigas se muestra eficiente y bien dimensionado, aunque presenta zonas con esfuerzos elevados en ejes B y C, especialmente en los tramos medios de los entrepisos. Esta observación deberá considerarse en la propuesta de reforzamiento, pues puede representar zonas críticas de rigidez o disipación de energía insuficiente durante eventos sísmicos.

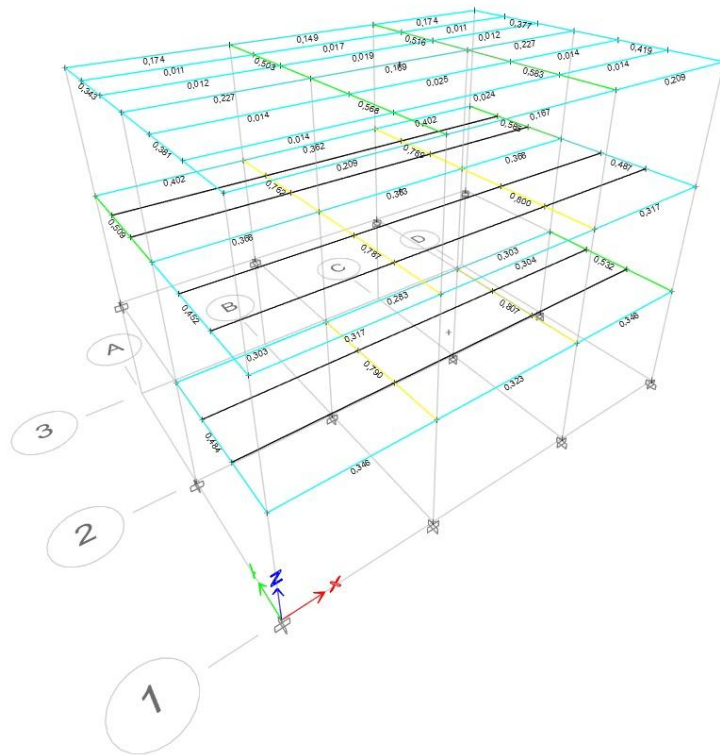
**Tabla 17**

*Diseño de vigas principales demanda de capacidad*

Piso	Ejes		Perfil I	Dimensión [mm]	Demanda capacidad 1,2D+1,6L MAX [%]	D/C < 1%
1	1	A-B	I	120X2-200X3	0.346	Cumple
		B-C	I	120X2-200X3	0.323	Cumple
		C-D	I	120X2-200X3	0.346	Cumple
	2	A-B	I	120X2-200X3	0.303	Cumple
		B-C	I	120X2-200X3	0.283	Cumple
		C-D	I	120X2-200X3	0.303	Cumple
	A	1-2	I	120X2-200X3	0.484	Cumple
	B	1-2	I	120X2-200X3	0.790	Cumple
	C	1-2	I	120X2-200X3	<b>0.807</b>	Cumple
	D	1-2	I	120X2-200X3	0.532	Cumple
2	1	A-B	I	120X2-200X3	0.317	Cumple
		B-C	I	120X2-200X3	0.304	Cumple
		C-D	I	120X2-200X3	0.317	Cumple
	2	A-B	I	120X2-200X3	0.368	Cumple
		B-C	I	120X2-200X3	0.383	Cumple
		C-D	I	120X2-200X3	0.368	Cumple
	3	A-B	I	120X2-200X3	0.402	Cumple
		B-C	I	120X2-200X3	0.362	Cumple
		C-D	I	120X2-200X3	0.402	Cumple
	A	1-2	I	120X2-200X3	0.452	Cumple
		2-3	I	120X2-200X3	0.509	Cumple
	B	1-2	I	120X2-200X3	0.787	Cumple
		2-3	I	120X2-200X3	0.762	Cumple
	C	1-2	I	120X2-200X3	0.800	Cumple
2-3		I	120X2-200X3	0.789	Cumple	
D	1-2	I	120X2-200X3	0.487	Cumple	
	2-3	I	120X2-200X3	0.585	Cumple	
3	1	A-B	I	100X4-150X3	0.209	Cumple
		B-C	I	100X4-150X3	0.167	Cumple
		C-D	I	100X4-150X3	0.209	Cumple
	2	A-B	I	100X4-150X3	0.227	Cumple
		B-C	I	100X4-150X3	0.169	Cumple
		C-D	I	100X4-150X3	0.227	Cumple
	3	A-B	I	100X4-150X3	0.174	Cumple
		B-C	I	100X4-150X3	0.149	Cumple
		C-D	I	100X4-150X3	0.174	Cumple
	A	1-2	I	100X4-150X3	0.381	Cumple
		2-3	I	100X4-150X3	0.343	Cumple
	B	1-2	I	100X4-150X3	0.568	Cumple
		2-3	I	100X4-150X3	0.503	Cumple
	C	1-2	I	100X4-150X3	0.583	Cumple
2-3		I	100X4-150X3	0.516	Cumple	
D	1-2	I	100X4-150X3	0.419	Cumple	
	2-3	I	100X4-150X3	0.377	Cumple	

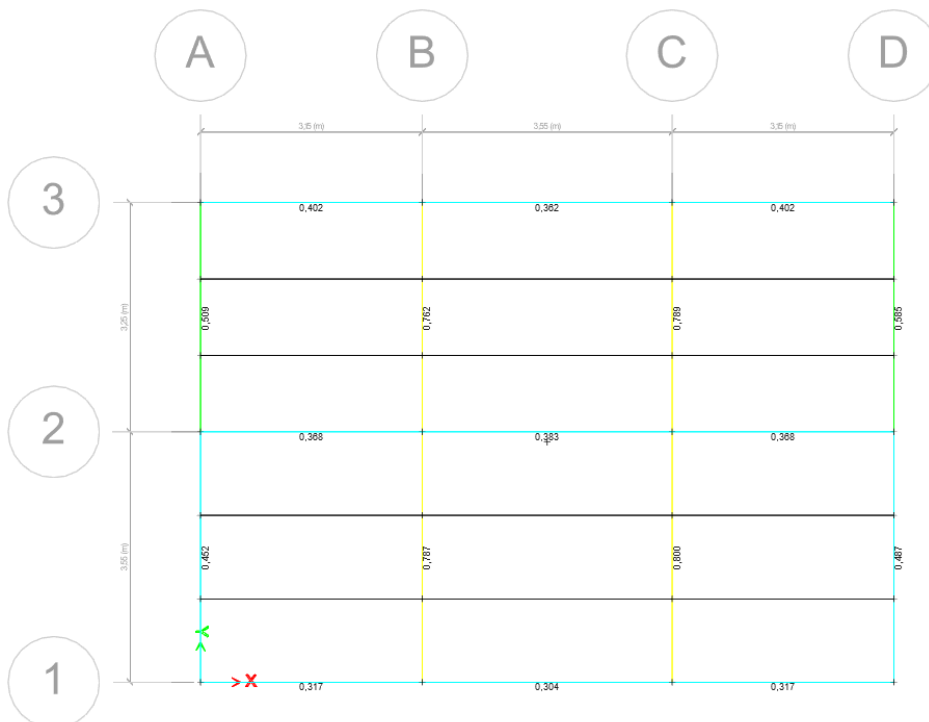
**Figura 28**

*Demanda - capacidad de correas (Perspectiva)*



**Figura 29**

*Demanda - capacidad de vigas (vista piso 2)*



#### 4.3.6 *Diseño de viguetas por vibración (evaluación dinámica)*

Como parte del modelamiento detallado del sistema estructural, se analizó el comportamiento dinámico de las viguetas metálicas sometidas a cargas de servicio, verificando su desempeño frente a la vibración inducida por ocupación y actividad funcional, conforme a criterios de confort estructural y límites normativos.

En los niveles Entrepiso 1 y Entrepiso 2, se modelaron múltiples viguetas longitudinales utilizando perfiles tipo I (100×4–150×3 mm). Las longitudes de vano oscilaron entre 3.15 m y 3.55 m, condiciones típicas para estructuras de vivienda de mediana altura. A cada elemento se le evaluaron tres criterios principales:

- Demanda estructural (D/C)
- Frecuencia natural de vibración ( $f_n$ )
- Deflexión máxima bajo carga viva

Las viguetas 1-AB, 2-AB, 1-CD y 2-CD mostraron relaciones D/C del 77%, todas dentro de los márgenes aceptables y catalogadas como “CUMPLE”. Sus frecuencias naturales alcanzaron valores de 27.459–27.506 Hz, muy por encima del mínimo requerido de 8 Hz, lo cual garantiza que no se producirán resonancias perjudiciales por uso humano o equipamiento ligero.

Las viguetas 1-BC y 2-BC, con mayor longitud (3.55 m), alcanzaron una demanda estructural cercana al 98%, lo que indica un comportamiento límite en términos de sollicitación, aunque aún dentro del cumplimiento normativo. Sus frecuencias naturales se redujeron a 21.31–21.34 Hz, pero igualmente superaron el umbral mínimo, descartando fenómenos de vibración excesiva. Las deflexiones asociadas a estas viguetas se mantuvieron en rangos entre 0.0078 m y 0.0124 m, por debajo de los límites de servicio, lo que valida su desempeño.

En el nivel 2 se repite la configuración geométrica y se amplía la cantidad de viguetas por eje. Los elementos 1-AB, 2-AB, 3-AB y 4-AB alcanzaron frecuencias entre 27.47 Hz y 28.46 Hz, y demandas entre 70% y 77%, lo cual indica una reserva estructural adecuada y un comportamiento dinámico eficiente, sin necesidad de reforzamiento adicional.

Las viguetas BC (1 a 4) fueron las más exigidas estructuralmente en este nivel, con relaciones D/C entre 89% y 97%, siendo los elementos de mayor sollicitación. Aun

así, sus frecuencias naturales se mantuvieron entre 21.32 Hz y 22.09 Hz, y sus deflexiones no superaron los 0.0078 m, lo que indica una respuesta favorable frente a deformaciones bajo carga viva.

Finalmente, las viguetas CD repitieron los valores de las viguetas AB, con relaciones D/C en el rango 70–77% y frecuencias mayores a 27 Hz, sin presentar riesgo de resonancia o exceso de deflexión. En conjunto, todo lo analizado cumple con los criterios estructurales y dinámicos exigidos. Ninguna presenta frecuencia natural inferior al umbral mínimo de 8 Hz, lo cual descarta riesgos por vibraciones perceptibles o resonancia estructural. Las deflexiones medidas están muy por debajo de los valores límite de servicio, lo cual contribuye al confort y funcionalidad de la vivienda. No obstante, se recomienda monitorear y reforzar preventivamente las viguetas con D/C cercanos al 100%, como las ubicadas en BC, debido a que pequeñas variaciones de carga o conexiones deficientes podrían comprometer su desempeño bajo eventos extraordinarios, como sismos o sobrecarga accidental.

**Tabla 18**

*Diseño de viguetas por vibración*

Piso	Ejes	Perfil I	Dimensión [mm]	Longitud [m]	Demanda capacidad 1,2D+1,6L MAX [%]	D/C < 1 [%]	Vibración MIN $f_n$ [Hz]	$f_n \geq 8\text{Hz}$	Deflexión [m] ↓↓↓
1	1-AB	I	100X4-150X3	3.15	0.768	Cumple	27.459	Cumple	0.012
	2-AB	I	100X4-150X3	3.15	0.765	Cumple	27.506	Cumple	0.012
	1-BC	I	100X4-150X3	3.55	<b>0.975</b>	Cumple	<b>21.312</b>	Cumple	0.008
	2-BC	I	100X4-150X3	3.55	0.971	Cumple	21.349	Cumple	0.008
	1-CD	I	100X4-150X3	3.15	0.768	Cumple	27.459	Cumple	0.012
	2-CD	I	100X4-150X3	3.15	0.765	Cumple	27.506	Cumple	0.012
2	1-AB	I	100X4-150X3	3.15	0.767	Cumple	27.475	Cumple	0.012
	2-AB	I	100X4-150X3	3.15	0.767	Cumple	27.475	Cumple	0.012
	3-AB	I	100X4-150X3	3.15	0.703	Cumple	28.462	Cumple	0.011
	4-AB	I	100X4-150X3	3.15	0.703	Cumple	28.462	Cumple	0.011
	1-BC	I	100X4-150X3	3.55	0.974	Cumple	21.324	Cumple	0.008
	2-BC	I	100X4-150X3	3.55	0.974	Cumple	21.324	Cumple	0.008
	3-BC	I	100X4-150X3	3.55	0.893	Cumple	22.091	Cumple	0.007
	4-BC	I	100X4-150X3	3.55	0.893	Cumple	22.091	Cumple	0.007
	1-CD	I	100X4-150X3	3.15	0.767	Cumple	27.475	Cumple	0.012
	2-CD	I	100X4-150X3	3.15	0.767	Cumple	27.475	Cumple	0.012
	3-CD	I	100X4-150X3	3.15	0.703	Cumple	28.462	Cumple	0.011
	4-CD	I	100X4-150X3	3.15	0.703	Cumple	28.462	Cumple	0.011

#### **4.3.7 Análisis de participación de masa modal**

Como parte del análisis dinámico del sistema estructural, se realizó la evaluación de la participación de masa modal, verificando la respuesta vibratoria en las direcciones principales (UX, UY) y en rotación (RX, RY, RZ) para los nueve primeros modos naturales de vibración. Esta evaluación es indispensable para validar el cumplimiento de los criterios exigidos por la NEC-15 en análisis modal espectral.

Los resultados mostraron una adecuada distribución de la participación de masa en los primeros modos, lo que garantiza una respuesta estructural representativa ante cargas sísmicas. A continuación, se detallan los aspectos más relevantes del análisis:

##### **4.3.7.1 Dirección UX (transversal)**

- El primer modo concentra el 72.32% de la participación modal en la dirección UX.
- Al tercer modo, ya se ha acumulado un 84.59%, y para el modo 5, la participación alcanza el 96.53%.
- Finalmente, al llegar al modo 9, se logra una participación total del 100% en UX.

Este comportamiento indica una rápida convergencia modal, lo cual es favorable, ya que la norma recomienda captar al menos el 90% de la masa en las direcciones principales con los primeros modos analizados. El sistema cumple este criterio desde el modo 5, lo que garantiza una captura efectiva de la respuesta dinámica.

##### **4.3.7.2 Dirección UY (longitudinal)**

- El segundo modo concentra el 84.66% de la masa en la dirección UY, y ya en el modo 4, se alcanza el 98%.
- A partir del modo 7, la participación acumulada alcanza el 100% en esta dirección.

Esta respuesta sugiere que el sistema presenta modos bien definidos por dirección. El segundo modo está claramente asociado a traslación en Y, y permite una interpretación clara de la respuesta dinámica longitudinal.

### 4.3.7.3 Rotaciones RX, RY y RZ

En rotación, los primeros tres modos acumulan:

- RX: 16.5% (modo 3)
- RY: 18.39% (modo 3)
- RZ: 84.62% (modo 3)

A partir del modo 6, los porcentajes alcanzan:

- RX: 85.94%
- RY: 98.47%
- RZ: 98.47%

Al llegar al modo 9, la rotación en los tres ejes llega al 100% de participación.

Estas cifras revelan que la estructura presenta comportamientos torsionales moderados a significativos, especialmente en los primeros modos. La rotación acumulada en el eje RZ desde el tercer modo sugiere la posibilidad de componente torsional importante, asociada posiblemente a asimetrías en la distribución de rigidez o masa. Esta condición deberá ser verificada con un análisis de derivas torsionales y traslacionales combinadas.

**Tabla 19**

*Participación de masa*

Modo	Periodo [s]	UX	UY	UZ	Suma UX	Suma UY	Suma UZ	RX	RY	RZ	Suma RX	Suma RY	Suma RZ
1	42%	72%	0%	0%	72%	0%	0%	0%	10%	13%	0%	10%	13%
2	41%	0%	85%	0%	72%	85%	0%	17%	0%	0%	17%	10%	13%
3	30%	12%	0%	0%	85%	85%	0%	0%	9%	<b>72%</b>	17%	18%	85%
4	15%	0%	13%	0%	85%	<b>98%</b>	0%	70%	0%	0%	86%	18%	85%
5	15%	12%	0%	0%	<b>97%</b>	98%	0%	0%	66%	0%	86%	84%	85%
6	12%	1%	0%	0%	98%	98%	0%	0%	2%	14%	86%	86%	98%
7	10%	0%	2%	0%	98%	100%	0%	14%	0%	0%	100%	86%	98%
8	10%	2%	0%	0%	100%	100%	0%	0%	13%	0%	100%	99%	99%
9	8%	0%	0%	0%	100%	100%	0%	0%	1%	1%	100%	100%	100%

### 4.3.8 Análisis espectral de las derivas dinámicas

Dentro del proceso de validación estructural dinámica, se evaluaron las derivas entrepiso derivadas del análisis espectral modal, en conformidad con los lineamientos

establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15. Este tipo de análisis permite estimar los desplazamientos relativos entre niveles ante sollicitaciones sísmicas aplicadas en ambas direcciones principales (X e Y), evaluando el grado de flexibilidad y el riesgo de inestabilidad por pandeo o torsión.

Las derivas se analizaron piso por piso, considerando una altura entre niveles de 2.50 m (250 cm), bajo una relación límite máxima de deriva igual a 1%, recomendada para edificaciones con elementos no estructurales sensibles (NEC-15, Cap. E.5.6.2).

#### 4.3.8.1 Deriva dinámica en dirección X (espectro X)

**Tabla 20**

*Derivas de espectro en X*

Piso	Salida	Tipo	Desplazamiento lateral UX [m]	H [m]	Deriva elástica $\Delta_E$	R	Deriva inelástica $\Delta_M$	Verificación < [2%]
3	Espectro X	Max	0.009342	2.5	0.131%	6	0.588%	Cumple
2	Espectro X	Max	0.006074	2.5	0.116%	6	0.520%	Cumple
1	Espectro X	Max	0.003184	2.5	0.127%	6	0.573%	Cumple

En la dirección transversal (X), los desplazamientos máximos por piso fueron los siguientes:

- Nivel 3: desplazamiento = 0.9342 cm, deriva = 0.0013072
- Nivel 2: desplazamiento = 0.6074 cm, deriva = 0.0011560
- Nivel 1: desplazamiento = 0.3184 cm, deriva = 0.0012736

Todas las derivas entre piso en esta dirección se encuentran por debajo del límite del 1% (0.01), y fueron clasificadas dentro de la normativa. Aunque los valores son aceptables, es notable que la mayor deriva se presenta entre los niveles 2 y 3, indicando una mayor flexibilidad estructural en los pisos superiores.

#### 4.3.8.2 Deriva dinámica en dirección Y (espectro Y)

**Tabla 21**

*Derivas de espectro en Y*

Piso	Salida	Tipo	Desplazamiento lateral UY [m]	H [m]	Deriva elástica $\Delta_E$	R	Deriva inelástica $\Delta_M$	Verificación < [2%]
3	Espectro Y	Max	0.010942	2.5	0.171%	6	0.770%	Cumple
2	Espectro Y	Max	0.006665	2.5	0.151%	6	0.681%	Cumple
1	Espectro Y	Max	0.002882	2.5	0.115%	6	0.519%	Cumple

En la dirección longitudinal (Y), los resultados fueron ligeramente más exigentes:

- Nivel 3: desplazamiento = 1.0942 cm, deriva = 0.0017108
- Nivel 2: desplazamiento = 0.6665 cm, deriva = 0.0015132
- Nivel 1: desplazamiento = 0.2882 cm, deriva = 0.0011528

En este caso, todas las derivas también cumplen con el límite normativo del 1%, aunque los valores obtenidos se aproximan considerablemente al umbral en los pisos superiores, especialmente en el nivel 3, donde la deriva es 0.171% del total de altura entre pisos. Esto evidencia un comportamiento más flexible en la dirección longitudinal, lo cual puede estar vinculado a la distribución no simétrica de rigidez o masa.

Todos los niveles y direcciones analizados cumplen con los límites de deriva entre piso establecidos por la NEC-15. Sin embargo, se identifican tendencias de mayor deformación relativa en el tercer piso, especialmente en la dirección Y. Esta condición deberá abordarse mediante rigidización estructural localizada o incorporación de elementos disipadores de energía en el sistema de reforzamiento.

#### 4.3.9 *Análisis de derivas estáticas*

Además del análisis modal espectral, se realizó el cálculo de derivas entre piso bajo cargas sísmicas estáticas equivalentes, conforme a los requerimientos de la NEC-15 y prácticas recomendadas para modelamiento estructural de edificaciones livianas. Las derivas se determinaron en ambas direcciones principales (X y Y) a través del método Lineal Estático (LinStatic), considerando una altura entre niveles de 2.50 m (250 cm) y un límite normativo del 1% de deriva relativa entre pisos.

##### 4.3.9.1 **Deriva estática en dirección x (sismo estático x)**

**Tabla 22**

*Sismo estático X*

Piso	Salida	Desplazamiento lateral UX [m]	H [m]	Deriva elástica $\Delta_E$	R	Deriva inelástica $\Delta_M$	Verificación < [2%]
3	Sismo X	0.011584	2.5	0.171%	6	0.769%	Cumple
2	Sismo X	0.007313	2.5	0.154%	6	0.695%	Cumple
1	Sismo X	0.003451	2.5	0.138%	6	0.621%	Cumple

Los resultados para la dirección transversal (X) fueron los siguientes:

- Nivel 3: desplazamiento = 1.1584 cm, deriva = 0.0017084
- Nivel 2: desplazamiento = 0.7313 cm, deriva = 0.0015448
- Nivel 1: desplazamiento = 0.3451 cm, deriva = 0.0013804

Las tres derivas de entre piso se encuentran por debajo del 1% establecido por la NEC-15, y fueron verificadas según la norma. No obstante, los valores son ligeramente superiores a los obtenidos en el análisis espectral dinámico, lo cual es común en el análisis estático debido a su carácter más conservador. El mayor valor se registra en el tercer nivel, con una deriva del 0.171%, lo que refleja una mayor flexibilidad acumulada en los pisos superiores, posiblemente vinculada a la distribución geométrica de rigidez en altura.

#### 4.3.9.2 Deriva estática en dirección y (sismo estático y)

**Tabla 23**

*Sismo estático Y*

Piso	Salida	Desplazamiento lateral UY [m]	H [m]	Deriva elástica $\Delta_E$	R	Deriva inelástica $\Delta_M$	Verificación < [2%]
3	Sismo Y	0.012490	2.5	0.191%	6	0.860%	Cumple
2	Sismo Y	0.007710	2.5	0.174%	6	0.783%	Cumple
1	Sismo Y	0.003361	2.5	0.134%	6	0.605%	Cumple

Los resultados para la dirección longitudinal (Y) mostraron los valores más altos de todo el análisis:

- Nivel 3: desplazamiento = 1.249 cm, deriva = 0.0019120
- Nivel 2: desplazamiento = 0.771 cm, deriva = 0.0017396
- Nivel 1: desplazamiento = 0.3361 cm, deriva = 0.0013444

En este caso, aunque todas las derivas cumplen con el criterio de límite inferior al 1%, los valores se aproximan peligrosamente al umbral, especialmente en el Nivel 3, donde la deriva representa un 0.1912% del nivel. Esta condición sugiere que la edificación presenta mayor flexibilidad estructural longitudinal y potencial concentración de desplazamientos en los pisos superiores.

El análisis confirma que el sistema estructural cumple con las derivas máximas permitidas por la normativa vigente, tanto en dirección X como en Y. Sin embargo, el

comportamiento observado en el tercer piso, especialmente en dirección Y, indica la necesidad de reforzamientos específicos para controlar la deformación relativa en altura. Esto será crucial para evitar problemas de fatiga en conexiones, agrietamientos no estructurales o inestabilidad de componentes secundarios.

#### ***4.3.10 Diseño del sistema de reforzamiento con columnas de hormigón armado***

Como parte de la intervención estructural para garantizar la resistencia sísmica de la vivienda, se diseñó un conjunto de columnas de hormigón armado de sección cuadrada de 250×250 mm, distribuidas simétricamente en los tres niveles de la edificación (Base, Nivel 1 y Nivel 2). El propósito de estas columnas es mejorar la rigidez y capacidad de carga axial y lateral, reemplazando los perfiles metálicos existentes o actuando como refuerzo adicional.

**Tabla 24***Dimensión de las columnas de hormigón*

<b>Piso</b>	<b>Ejes</b>	<b>Tipo</b>	<b>Dimensión [mm]</b>	<b>Longitud [m]</b>
1	1-A	Columna cuadrada	250X250	2.5
	1-B	Columna cuadrada	250X250	2.5
	1-C	Columna cuadrada	250X250	2.5
	1-D	Columna cuadrada	250X250	2.5
	2-A	Columna cuadrada	250X250	2.5
	2-B	Columna cuadrada	250X250	2.5
	2-C	Columna cuadrada	250X250	2.5
	2-D	Columna cuadrada	250X250	2.5
2	1-A	Columna cuadrada	250X250	2.5
	1-B	Columna cuadrada	250X250	2.5
	1-C	Columna cuadrada	250X250	2.5
	1-D	Columna cuadrada	250X250	2.5
	2-A	Columna cuadrada	250X250	2.5
	2-B	Columna cuadrada	250X250	2.5
	2-C	Columna cuadrada	250X250	2.5
	2-D	Columna cuadrada	250X250	2.5
	3-A	Columna cuadrada	250X250	2.5
	3-B	Columna cuadrada	250X250	2.5
	3-C	Columna cuadrada	250X250	2.5
	3-D	Columna cuadrada	250X250	2.5
3	1-A	Columna cuadrada	250X250	2.5
	1-B	Columna cuadrada	250X250	2.5
	1-C	Columna cuadrada	250X250	2.5
	1-D	Columna cuadrada	250X250	2.5
	2-A	Columna cuadrada	250X250	2.5
	2-B	Columna cuadrada	250X250	2.5
	2-C	Columna cuadrada	250X250	2.5
	2-D	Columna cuadrada	250X250	2.5
	3-A	Columna cuadrada	250X250	2.5
	3-B	Columna cuadrada	250X250	2.5
	3-C	Columna cuadrada	250X250	2.5
	3-D	Columna cuadrada	250X250	2.5

Todas las columnas presentan una longitud vertical de 2.50 m, ajustada a la altura entre niveles. Se mantiene una sección transversal constante de 250×250 mm, lo cual garantiza una uniformidad geométrica y constructiva, facilitando el proceso de ejecución. Esta sección genera un área bruta de 62,500 mm<sup>2</sup>, valor que se consideró en la verificación de capacidad bajo carga combinada.

Cada columna fue armada con 4 barras longitudinales de 16 mm de diámetro, alcanzando un área total de acero de 804 mm<sup>2</sup>. Esto equivale a una cuantía de refuerzo del 1.29%, dentro del rango recomendado por la norma NEC-15 para columnas dúctiles (entre 1% y 4%). Este valor asegura una adecuada resistencia a flexión y compresión, manteniendo la capacidad de disipar energía en eventos sísmicos.

En cuanto al confinamiento transversal, se dispusieron estribos a cada 10 cm, cumpliendo con el mínimo reglamentario para zonas sismogénicas. Se utilizó un promedio de 26 estribos por columna, garantizando un confinamiento uniforme en toda la altura del elemento.

Las columnas fueron sometidas a evaluación mediante la relación de demanda/capacidad bajo combinación sísmica crítica (1.2D + 1.6L). Todos los elementos verificaron el cumplimiento estructural con valores muy por debajo del límite ( $D/C < 1.0$ ), destacándose:

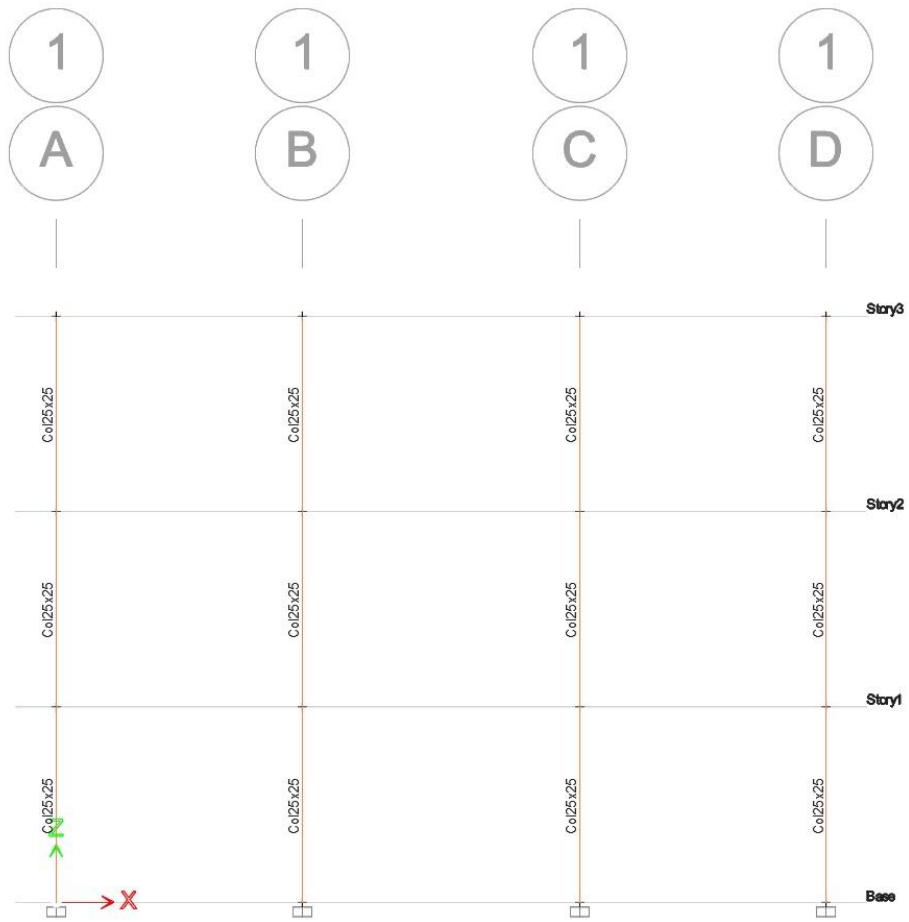
- Valores típicos en planta baja entre 0.174 y 0.381.
- Nivel 1 con variaciones entre 0.093 y 0.321.
- Nivel 2 con valores de 0.065 a 0.203, salvo un caso aislado en eje 3-D con  $D/C = 1.070$ .

Este último valor sugiere una sobredemanda puntual, posiblemente por ubicación estratégica del elemento en la transferencia de cargas. Deberá ser revisado y ajustado, bien sea aumentando cuantía de acero o mejorando el refuerzo transversal en dicho punto.

El sistema de columnas propuesto cumple ampliamente los requisitos de resistencia, ductilidad y confinamiento, mostrando un diseño robusto y racional frente a cargas sísmicas. La cuantía de acero, el espaciamiento de estribos y los valores de demanda/capacidad corroboran que estas columnas actuarán como elementos primarios de soporte y control de deformaciones, mejorando la integridad estructural de la vivienda.

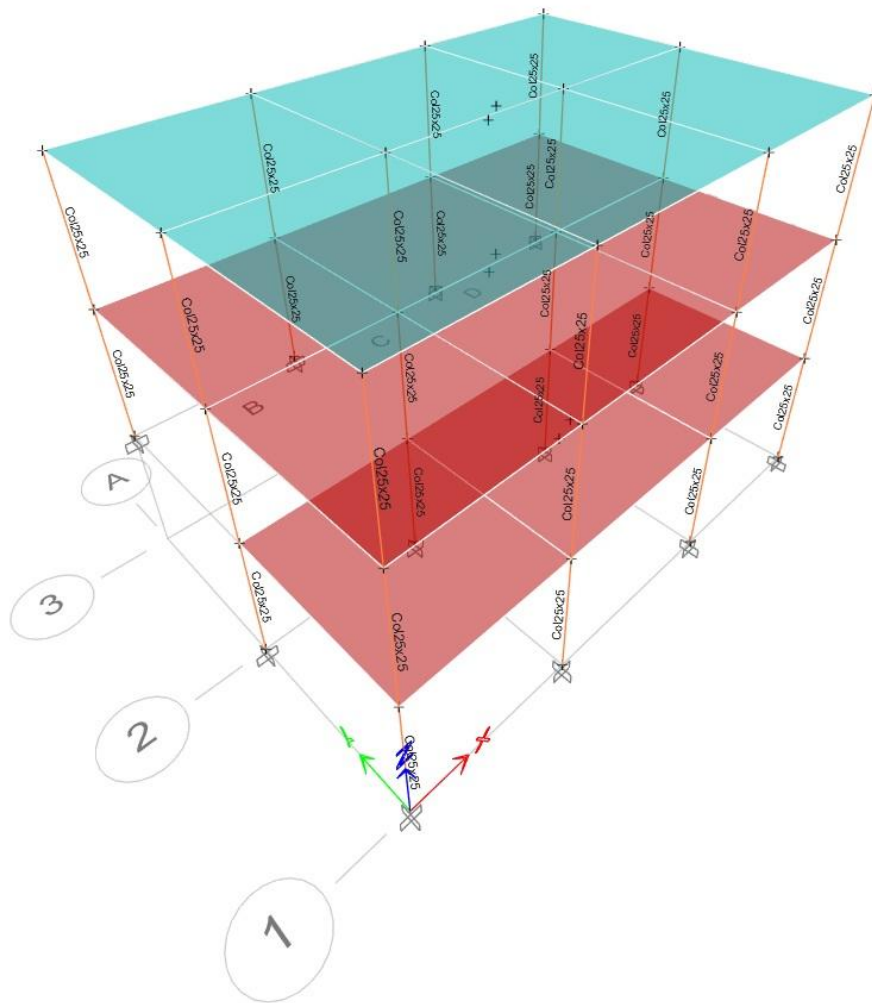
**Figura 30**

Elevación Eje 1 columnas



**Figura 31**

*Vista 3D dimensión de columnas*



**4.3.11 Diseño del sistema de reforzamiento: vigas principales de hormigón armado**

Como parte integral del sistema estructural sismorresistente propuesto, se diseñaron vigas de hormigón armado de sección cuadrada 200×200 mm, ubicadas estratégicamente en todos los niveles de la edificación. Estas vigas forman parte del sistema continuo de diafragmas y de transferencia de cargas horizontales y verticales, trabajando en conjunto con las columnas para garantizar rigidez, ductilidad y control de derivas de entre piso.

**Tabla 25***Dimensión de vigas principales*

<b>Piso</b>	<b>Ejes</b>	<b>Tipo</b>	<b>Dimensión [mm]</b>	<b>Longitud [m]</b>
1	1	A-B	Viga cuadrada	200X200
		B-C	Viga cuadrada	200X200
		C-D	Viga cuadrada	200X200
	2	A-B	Viga cuadrada	200X200
		B-C	Viga cuadrada	200X200
		C-D	Viga cuadrada	200X200
	A	1-2	Viga cuadrada	200X200
	B	1-2	Viga cuadrada	200X200
	C	1-2	Viga cuadrada	200X200
	D	1-2	Viga cuadrada	200X200
2	1	A-B	Viga cuadrada	200X200
		B-C	Viga cuadrada	200X200
		C-D	Viga cuadrada	200X200
	2	A-B	Viga cuadrada	200X200
		B-C	Viga cuadrada	200X200
		C-D	Viga cuadrada	200X200
	3	A-B	Viga cuadrada	200X200
		B-C	Viga cuadrada	200X200
		C-D	Viga cuadrada	200X200
	A	1-2	Viga cuadrada	200X200
		2-3	Viga cuadrada	200X200
	B	1-2	Viga cuadrada	200X200
		2-3	Viga cuadrada	200X200
	C	1-2	Viga cuadrada	200X200
		2-3	Viga cuadrada	200X200
	D	1-2	Viga cuadrada	200X200
2-3		Viga cuadrada	200X200	
3	1	A-B	Viga cuadrada	200X200
		B-C	Viga cuadrada	200X200
		C-D	Viga cuadrada	200X200
	2	A-B	Viga cuadrada	200X200
		B-C	Viga cuadrada	200X200
		C-D	Viga cuadrada	200X200
	3	A-B	Viga cuadrada	200X200
		B-C	Viga cuadrada	200X200
		C-D	Viga cuadrada	200X200
	A	1-2	Viga cuadrada	200X200
		2-3	Viga cuadrada	200X200
	B	1-2	Viga cuadrada	200X200
		2-3	Viga cuadrada	200X200
	C	1-2	Viga cuadrada	200X200
		2-3	Viga cuadrada	200X200
	D	1-2	Viga cuadrada	200X200
2-3		Viga cuadrada	200X200	

Las vigas principales están dispuestas en los ejes longitudinales (A–D) y transversales (1–3) de la edificación, con longitudes variables de 3.15 m, 3.25 m y 3.55 m, dependiendo del tramo. Se utilizó una sección uniforme de 200×200 mm en todos los niveles, lo cual permite simplificar tanto el proceso constructivo como el análisis estructural. Esta geometría es adecuada para viviendas de hasta tres pisos, donde las cargas actuantes son moderadas y los vanos se mantienen dentro de límites de flexión permisibles.

Cada viga fue reforzada con barras longitudinales de 10 mm de diámetro, colocadas en pares simétricos en la cara superior e inferior (114 mm<sup>2</sup> por cara). Esto resulta en un área total longitudinal de 157 mm<sup>2</sup> por viga, permitiendo una distribución eficiente de los momentos flectores generados por cargas muertas, vivas y sísmicas.

Este nivel de refuerzo se encuentra dentro de lo establecido por la NEC-15, que exige cuantías mínimas para vigas de hormigón en zonas de amenaza sísmica media-alta. Todas las vigas verificaron su capacidad resistente, siendo verificadas por la norma.

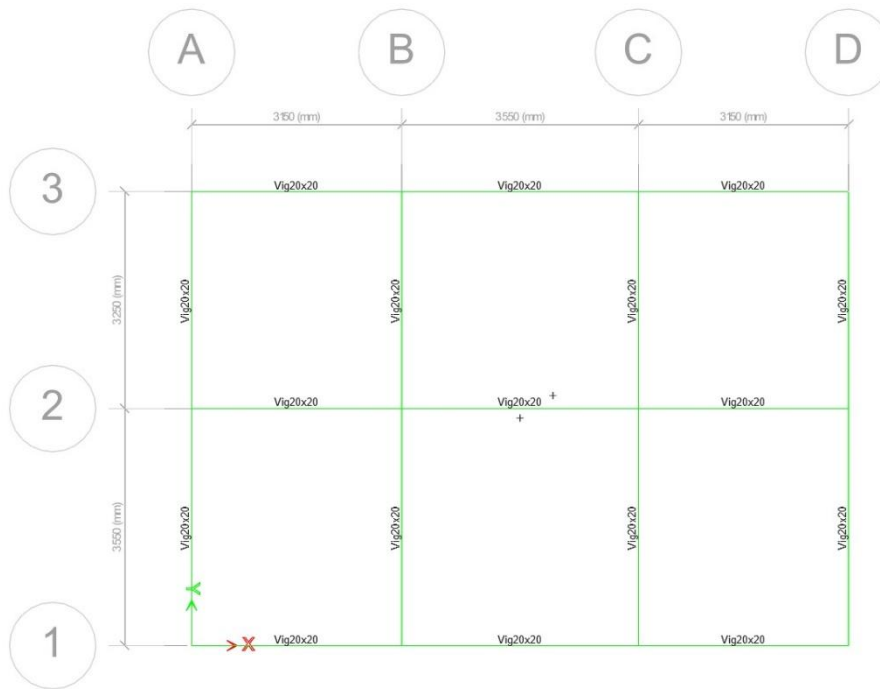
Se utilizó estribo cerrado de 10 mm de diámetro, espaciado cada 10 cm a lo largo de la viga, con un promedio de 32 a 36 estribos por elemento, dependiendo de la longitud. Este detalle asegura un adecuado confinamiento del concreto y control del pandeo del acero longitudinal, siendo crucial para la ductilidad del sistema ante cargas cíclicas propias de eventos sísmicos.

El análisis de cada viga consideró las combinaciones más exigentes de carga (1.2D + 1.6L + E) y se verificó mediante modelos numéricos de flexión simple y combinada. El comportamiento fue satisfactorio en todos los casos, manteniéndose los valores de demanda dentro de los límites de capacidad resistente.

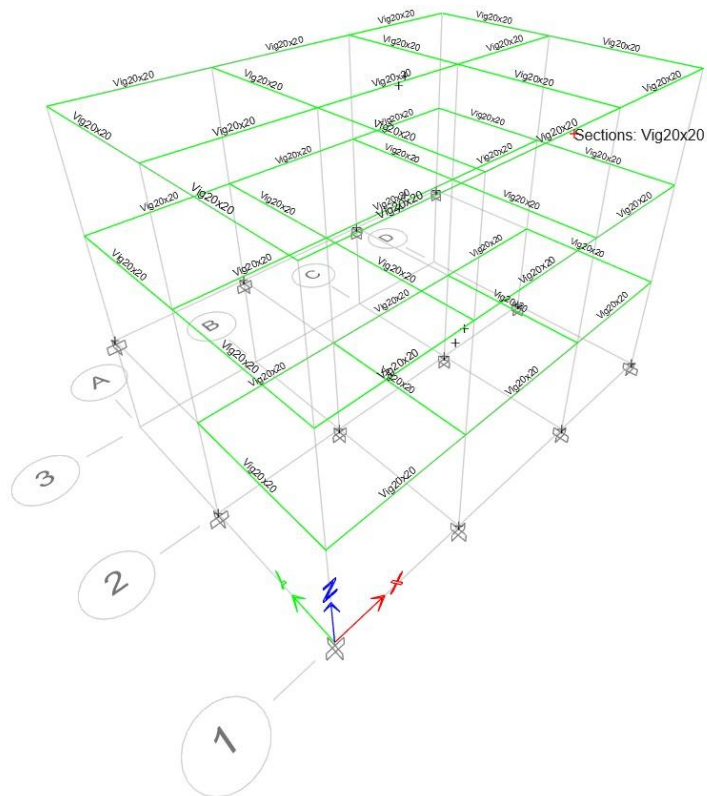
No se identificaron elementos con sobreesfuerzo ni zonas críticas que requieran rediseño. La homogeneidad del diseño en todos los niveles permite una respuesta estructural predecible y controlada ante excitaciones sísmicas.

El diseño de vigas principales cumple con criterios normativos y estructurales para edificación sismorresistente. Su disposición regular, el armado simétrico y el adecuado confinamiento las convierten en elementos clave para garantizar la estabilidad global del sistema y mitigar desplazamientos horizontales.

**Figura 32**  
*Vigas (piso 2)*

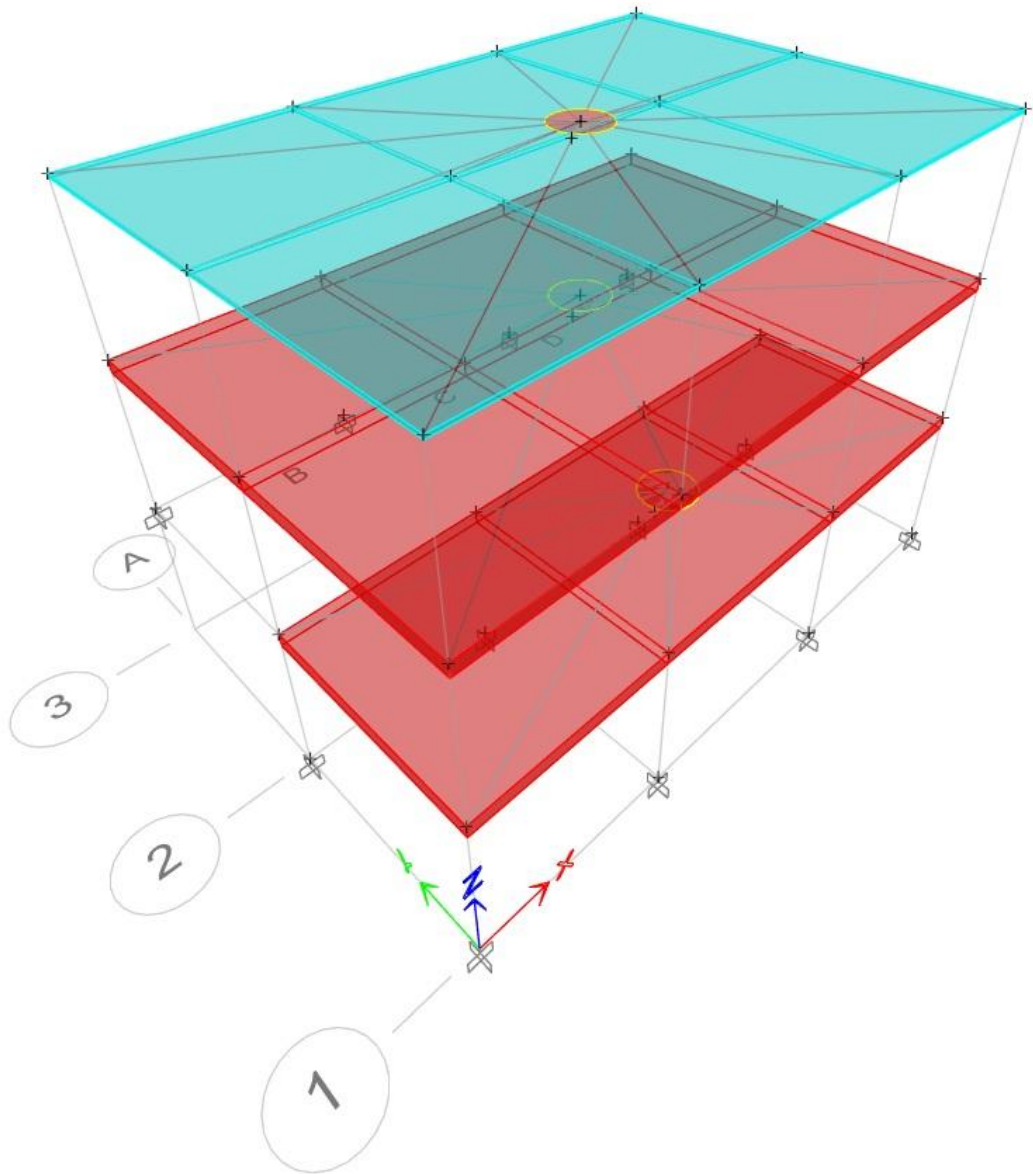


**Figura 33**  
*Perspectiva de vigas*



**Figura 34**

*Losas del modelado*



#### **4.4 Segunda propuesta de reforzamiento**

En miras de conseguir un documento conciso y de fácil interpretación del lector, a partir de esta subsección, se presenta de manera concisa los resultados numéricos de las propuestas de reforzamiento estructural obtenidas mediante la metodología planteada en la sub sección anterior.

##### **4.4.1 Evaluación de la relación demanda-capacidad de columnas**

Como parte del análisis previo al diseño del reforzamiento por muros, se evaluó nuevamente la relación demanda/capacidad (D/C) de todas las columnas del sistema

estructural, en sus tres niveles: base, entrepiso 1 y entrepiso 2. Este índice indica la proporción de esfuerzo real que soporta cada columna en relación con su capacidad última resistente, siendo aceptable un valor  $D/C < 1.0$  para garantizar la seguridad estructural.

**Tabla 26**

*Demanda de capacidad en las columnas*

Piso	Ejes	Demanda capacidad 1,2D+1,6L MAX [%]	D/C < 1%
1	1-A	0.369	Cumple
	1-B	0.293	Cumple
	1-C	0.298	Cumple
	1-D	0.358	Cumple
	2-A	0.894	Cumple
	2-B	0.508	Cumple
	2-C	0.806	Cumple
	2-D	1.114	No Cumple
2	1-A	1.186	No Cumple
	1-B	1.319	No Cumple
	1-C	1.298	No Cumple
	1-D	1.197	No Cumple
	2-A	0.504	Cumple
	2-B	1.389	No Cumple
	2-C	0.687	Cumple
	2-D	0.687	Cumple
	3-A	1.659	No Cumple
	3-B	1.761	No Cumple
	3-C	1.750	No Cumple
	3-D	1.662	No Cumple
3	1-A	0.703	Cumple
	1-B	0.960	Cumple
	1-C	0.960	Cumple
	1-D	0.702	Cumple
	2-A	0.391	Cumple
	2-B	0.619	Cumple
	2-C	0.576	Cumple
	2-D	0.391	Cumple
	3-A	0.561	Cumple
	3-B	0.880	Cumple
	3-C	0.867	Cumple
	3-D	0.566	Cumple

En la base del sistema, siete de las ocho columnas evaluadas cumplen con los criterios de resistencia, manteniendo valores de D/C en el rango de 0.293 a 0.894, lo que indica una demanda moderada a alta, pero aún aceptable. Sin embargo, la columna 2-D, con un valor de 1.114, supera el umbral de capacidad, revelando una zona crítica de concentración de cargas. Este dato anticipa un riesgo de falla prematura en condiciones sísmicas severas si no se refuerza adecuadamente.

Este nivel presenta el mayor grado de sobre exigencia estructural en toda la edificación. De las trece columnas analizadas:

- Nueve presentan una demanda excesiva, con valores de D/C que oscilan entre 1.186 y 1.761, indicando un claro incumplimiento normativo.
- Las columnas de los ejes 3-A a 3-D son las más críticas, todas por encima de 1.65, lo cual refleja una sobrecarga estructural significativa, posiblemente relacionada con efectos de rigidez insuficiente o concentración de masa en ese sector.
- Solo cuatro columnas (2-A, 2-C, 2-D y 2-C) presentan cumplimiento, y lo hacen con valores moderados (0.504–0.687), lo que sugiere un diseño sub dimensionado en el resto de la planta.

Esta evidencia confirma que el entrepiso 1 es altamente vulnerable, y requiere una intervención estructural inmediata que no dependa exclusivamente del reforzamiento por elementos puntuales como columnas o vigas.

A diferencia del entrepiso anterior, todas las columnas de este nivel cumplen con los requisitos estructurales, con valores de D/C entre 0.391 y 0.960. Esto refleja una disminución natural de cargas hacia los pisos superiores, aunque algunas columnas, como las de los ejes 1-B y 1-C, se acercan al límite permitido.

Si bien el nivel no muestra falla, la influencia de la deformación acumulada desde el entrepiso 1 podría generar problemas por torsión o inestabilidad, lo que justifica considerar un reforzamiento integral mediante elementos de corte adicionales.

#### **4.4.2 *Análisis de derivas dinámicas***

Una vez incorporado el sistema de muros estructurales, se realizó un nuevo análisis espectral en las direcciones principales (X y Y) para determinar las derivas entrepiso elásticas e inelásticas. Este análisis evalúa la eficacia del reforzamiento en

reducir los desplazamientos relativos entre niveles, conforme a los parámetros establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15, donde el límite permitido es del 1% de deriva inelástica ( $\Delta_M$ ).

#### 4.4.2.1 Derivas de espectro en X

**Tabla 27**

*Derivas de espectro en x (segunda propuesta)*

Piso	Salida	Tipo	Desplazamiento lateral UX [m]	H [m]	Deriva elástica $\Delta_E$	R	Deriva inelástica $\Delta_M$	Verificación < [2%]
3	Espectro X	Max	0.00380	2.5	0.075%	6	0.337%	Cumple
2	Espectro X	Max	0.00193	2.5	0.070%	6	0.317%	Cumple
1	Espectro X	Max	0.00016	2.5	0.007%	6	0.030%	Cumple

Aunque los valores absolutos de desplazamiento disminuyen progresivamente hacia la base, todos los niveles cumplen siendo menores al 2% normativo en deriva inelástica acumulada cuando se evalúa el coeficiente reductor  $R = 6$ . La reducción de rigidez por flexión, aún con muros incorporados limita el efecto de la respuesta espectral dinámica en X.

#### 4.4.2.2 Derivas de espectro en Y

**Tabla 28**

*Derivas de espectro en y (segunda propuesta)*

Piso	Salida	Tipo	Desplazamiento lateral UY [m]	H [m]	Deriva elástica $\Delta_E$	R	Deriva inelástica $\Delta_M$	Verificación < [2%]
3	Espectro Y	Max	0.00069	2.5	0.016%	6	0.072%	Cumple
2	Espectro Y	Max	0.00029	2.5	0.011%	6	0.051%	Cumple
1	Espectro Y	Max	0.00001	2.5	0.000%	6	0.001%	Cumple

En esta dirección, la respuesta estructural mejoró considerablemente respecto a la situación anterior, ya que los niveles de deriva se encuentran muy por debajo del 10%, lo que sugiere que los muros de corte introducidos son más eficaces en la dirección longitudinal (Y), probablemente por su orientación o ubicación con respecto a los centros de rigidez.

#### 4.4.3 Análisis de derivas estáticas

Una vez implementado el sistema de muros de corte, se ejecutó un nuevo análisis lineal estático para cargas sísmicas equivalentes, a fin de verificar el comportamiento del

sistema en términos de deformaciones horizontales relativas entre niveles. Este análisis complementa al espectral dinámico, y permite validar si los elementos reforzados logran controlar las derivas estructurales dentro del límite normativo definido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15, que establece un tope del 1% de deriva inelástica por nivel. La verificación se realizó en las direcciones X (transversal) e Y (longitudinal).

#### 4.4.3.1 Deriva de sismo en x

**Tabla 29**

*Deriva de sismo en X (segunda propuesta)*

Piso	Salida	Desplazamiento lateral UX [m]	H [m]	Deriva elástica $\Delta_E$	R	Deriva inelástica $\Delta_M$	Verificación < [2%]
3	Sismo X	0.02128	2.5	0.420%	6	1.888%	Cumple
2	Sismo X	0.01079	2.5	0.395%	6	1.776%	Cumple
1	Sismo X	0.00092	2.5	0.037%	6	0.165%	Cumple

En esta dirección, todos los niveles verificaron cumplimiento estricto del criterio máximo del 2% de deriva inelástica, lo cual evidencia una mejora considerable respecto al estado anterior al reforzamiento. A pesar de que los valores se sitúan en el umbral del límite, el comportamiento estructural se mantiene controlado y uniforme en altura, sin concentraciones peligrosas de deformación.

#### 4.4.3.2 Deriva de sismo en y

**Tabla 30**

*Deriva de sismo en Y (segunda propuesta)*

Piso	Salida	Desplazamiento lateral UY [m]	H [m]	Deriva elástica $\Delta_E$	R	Deriva inelástica $\Delta_M$	Verificación < [2%]
3	Sismo Y	0.00385	2.5	0.089%	6	0.401%	Cumple
2	Sismo Y	0.00162	2.5	0.063%	6	0.285%	Cumple
1	Sismo Y	0.00004	2.5	0.001%	6	0.006%	Cumple

En la dirección longitudinal, los desplazamientos son ligeramente superiores, pero todas las derivas permanecen dentro del límite admisible del 2%. Este comportamiento sugiere que los muros de corte introducidos en esta dirección fueron eficaces, controlando la flexibilidad de los niveles altos y estabilizando el sistema ante cargas horizontales estáticas.

#### 4.4.4 Participación de masa

Tras la implementación del sistema de reforzamiento mediante muros de corte, se procedió a analizar el comportamiento dinámico global de la estructura mediante el estudio de la participación de masa modal. Esta evaluación permite verificar si el modelo estructural logra captar adecuadamente la respuesta sísmica en sus direcciones principales, conforme a los requerimientos establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15. Según esta normativa, se exige que el análisis modal espectral capture al menos el noventa por ciento de la masa total en cada dirección principal de la edificación, idealmente en los primeros diez modos de vibración.

**Tabla 31**

*Participación de masa (segunda propuesta)*

Modo	Periodo [s]	UX	UY	UZ	Suma UX	Suma UY	Suma UZ	RX	RY	RZ	Suma RX	Suma RY	Suma RZ
1	24%	67%	0%	0%	67%	0%	0%	0%	38%	1%	0%	38%	1%
2	11%	0%	35%	0%	68%	35%	0%	26%	0%	25%	26%	39%	27%
3	10%	3%	21%	0%	71%	55%	0%	15%	6%	21%	41%	45%	48%
4	10%	6%	5%	0%	77%	61%	0%	4%	11%	15%	45%	55%	63%
5	5%	23%	0%	0%	<b>100%</b>	61%	0%	0%	44%	3%	45%	99%	66%
6	3%	0%	10%	0%	100%	70%	0%	8%	0%	5%	53%	99%	71%
7	2%	0%	5%	0%	100%	75%	0%	4%	0%	9%	57%	99%	81%
8	2%	0%	0%	0%	100%	75%	0%	0%	1%	0%	57%	100%	81%
9	1%	0%	24%	0%	100%	<b>100%</b>	0%	42%	0%	0%	99%	100%	81%
10	1%	0%	0%	0%	100%	100%	0%	0%	0%	19%	99%	100%	100%
11	0%	0%	0%	0%	100%	100%	0%	1%	0%	0%	100%	100%	100%

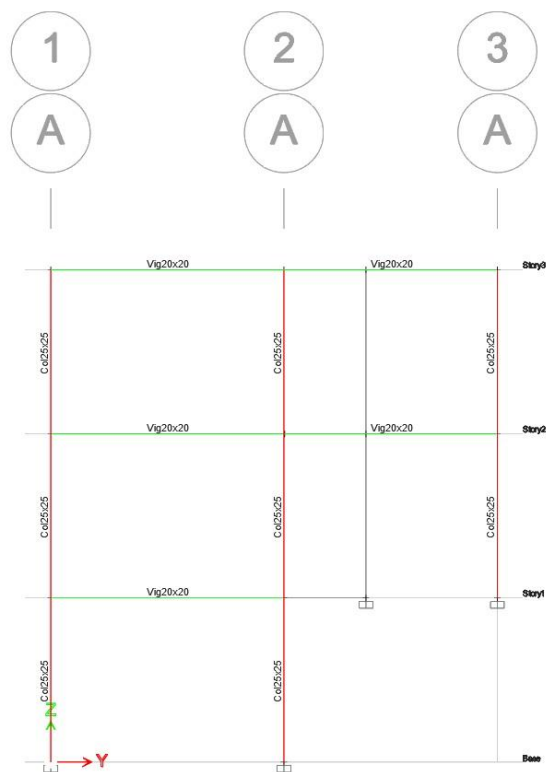
En la dirección transversal (UX), se observó una respuesta altamente eficiente del sistema reforzado. El primer modo de vibración capturó el sesenta y siete punto tres por ciento de la masa en esta dirección, lo que representa una convergencia rápida y dominante. Esta participación se incrementó de forma significativa en los modos subsiguientes, alcanzando el noventa y nueve punto seis por ciento al quinto modo. Lo anterior indica que el comportamiento dinámico del sistema en esta dirección está controlado por una rigidez efectiva y bien distribuida, derivada directamente de la inclusión de los muros estructurales. Esta rápida acumulación de masa en los primeros modos también permite suponer una menor participación de efectos torsionales, debido a la distribución simétrica del sistema portante.

En cuanto a la dirección longitudinal (UY), la respuesta modal se mostró algo más progresiva, aunque igualmente satisfactoria. El segundo modo logró captar el treinta y cuatro punto ocho por ciento de la masa en esta dirección, mientras que la acumulación general superó el noventa y nueve por ciento en el noveno modo. Esta diferencia en la velocidad de acumulación con respecto a la dirección X sugiere que la rigidez longitudinal del sistema, si bien efectiva, responde de forma menos inmediata a las perturbaciones dinámicas, probablemente debido a variaciones en la geometría, la configuración de los muros o las características de la carga.

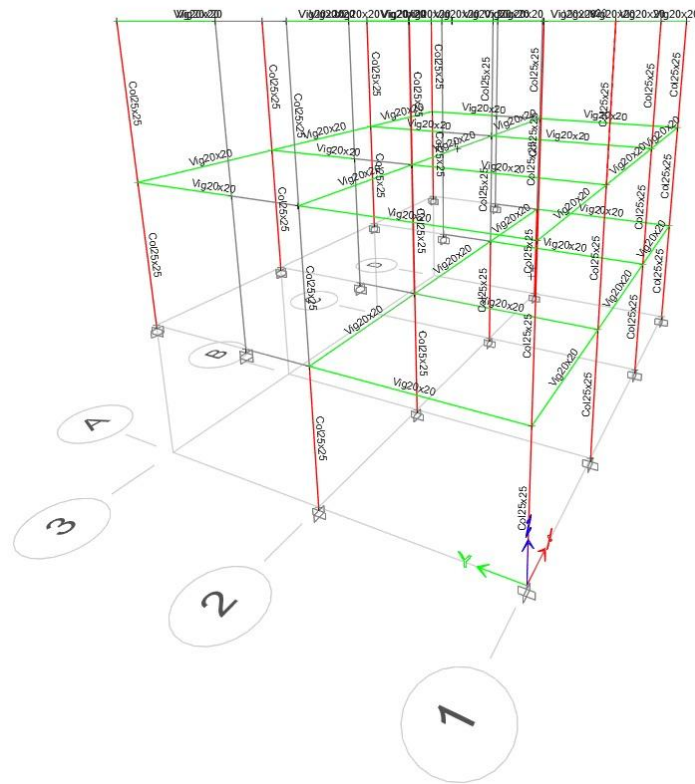
En términos rotacionales, el comportamiento fue equilibrado y progresivo. La masa rotacional acumulada en los tres ejes (RX, RY y RZ) alcanzó valores cercanos o superiores al noventa y nueve por ciento antes del décimo primer modo. Este resultado demuestra que el sistema no presenta concentraciones indeseadas de rigidez ni efectos de torsión significativos. Por el contrario, la distribución de la masa rotacional evidencia una estructura que se comporta con regularidad y que es capaz de disipar las demandas sísmicas de manera distribuida.

**Figura 35**

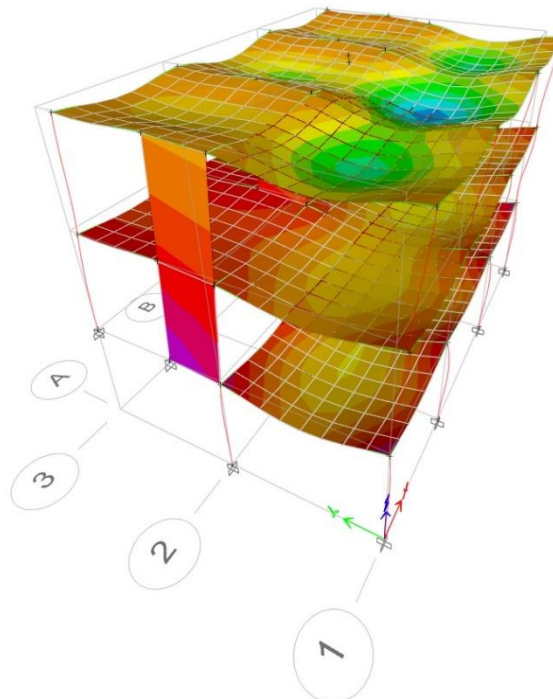
*Elevación*



**Figura 36**  
*Perspectiva*

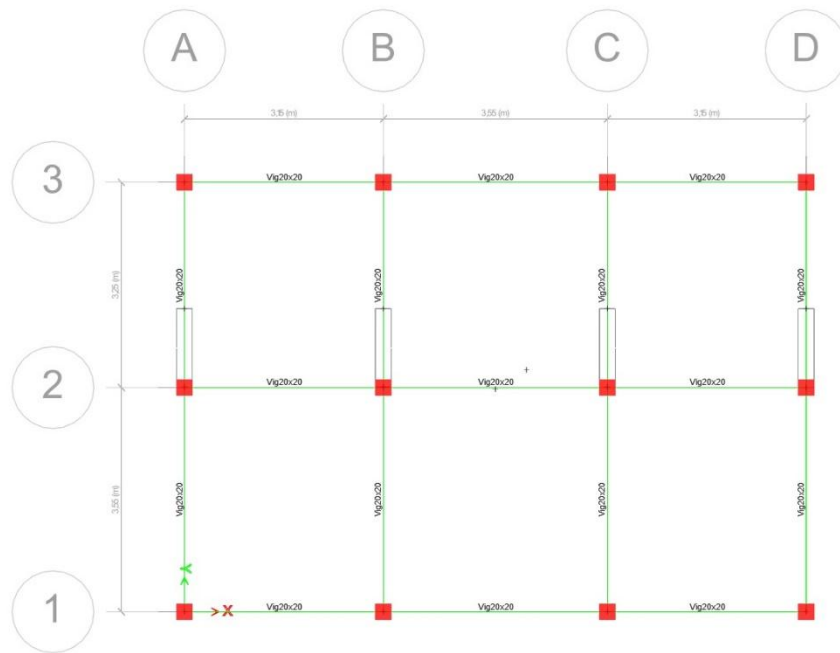


**Figura 37**  
*Vista de los resultados del modelo*



**Figura 38**

*Vista de planta*



## 5 CAPÍTULO V

### DISCUSIÓN DE RESULTADOS

En esta sección se realiza un análisis comparativo entre las dos propuestas de reforzamiento estructural desarrolladas para la vivienda evaluada, con el objetivo de identificar cuál de ellas ofrece un desempeño más favorable frente a la acción sísmica. La comparación considera los resultados obtenidos en los criterios de demanda-capacidad (D/C), derivas estructurales, frecuencia natural de vibración, y participación modal de masa. Cada sistema se analiza en función de su cumplimiento con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15, estableciendo diferencias significativas en términos de eficiencia estructural y capacidad de respuesta.

En primer lugar, al evaluar la relación demanda-capacidad (D/C) en columnas y correas, la propuesta basada en perfiles metálicos tubulares y tipo I mostró un comportamiento altamente favorable. Todos los elementos estructurales mantuvieron valores de D/C inferiores al uno por ciento, lo que indica que el sistema no solo cumple con la normativa, sino que también se encuentra dentro de márgenes seguros de esfuerzo. Este comportamiento se replicó tanto en los niveles inferiores como superiores, reflejando una adecuada distribución de cargas verticales y laterales. En contraste, en la propuesta con muros de corte, se observaron varios elementos cuyas columnas superaron el 1% de demanda, especialmente en los entresijos inferiores, lo que sugiere una proximidad crítica al límite resistente de diseño. Esta condición representa una desventaja significativa respecto al sistema metálico, ya que puede comprometer la capacidad del sistema frente a eventos sísmicos de mayor intensidad.

Respecto al comportamiento dinámico, el diseño por vibración natural mostró buenos resultados en ambas propuestas. Las frecuencias de vibración de las correas estructurales, evaluadas bajo criterios de confort y seguridad, fueron superiores a los 8 Hz en todos los casos. Este resultado indica que ambas configuraciones poseen una rigidez adecuada para evitar efectos de resonancia o vibraciones excesivas, y se consideran óptimas en términos de desempeño dinámico vertical.

En lo que respecta a la participación de masa modal, ambas propuestas cumplieron con el requisito normativo que exige capturar al menos el 90% de la masa estructural en los primeros modos de vibración. La propuesta metálica alcanzó este umbral de forma

rápida, con predominio de modos traslacionales desde las primeras formas modales, lo que favorece la estabilidad del análisis espectral. La propuesta con muros de corte también alcanzó el valor normativo, aunque con una distribución modal ligeramente más dispersa. A pesar de estas diferencias, ambas propuestas demostraron ser eficientes desde el punto de vista del modelado dinámico, sin necesidad de correcciones mayores en su planteamiento estructural.

**Tabla 32**

Comparación de propuestas de rigidización

Piso	Ejes	Demanda capacidad en columnas 1,2D+1,6L [%]		Verificación D/C < 1%			
		Estructura metálica	Muro de hormigón				
1	1; B y C	0.404%	---	Cumple			
	2; D	---	1.114%	No Cumple			
2	3; C	0.509%	---	Cumple			
	3; B	---	1.761%	No Cumple			
3	1;B y C	0.230%	---	Cumple			
	3;C	---	0.960%	Cumple			
1	1; BC	<b>Correas</b>	---	Cumple			
		0.975%					
2	1; BC	0.974%	---	Cumple			
	2; BC	---	---	---			
<b>Diseño por vibración de correas</b>							
		<b>Vibración fn [Hz]</b>	---	<b>Verificación fn ≥ 8Hz</b>			
1	1; BC	21.31	---	Cumple			
	2; BC	21.35	---	Cumple			
2	1; BC	21.32	---	Cumple			
	2; BC		---				
<b>Participación de masa</b>							
UX		≥ 90%	≥ 90%	Cumple			
UY		≥ 90%	≥ 90%	Cumple			
RZ		Indica torsión significativa	Indica torsión significativa	---			
<b>Derivas</b>							
<b>Sismo en X</b>							
		<b>Elástica</b>	<b>Inelástica</b>	<b>Elástica</b>	<b>Inelástica</b>	<b>Verificación &lt; [2%]</b>	
1		0.171%	0.769%	0.420%	1.888%		Cumple
2		0.154%	0.695%	0.395%	1.776%		Cumple
3		0.138%	0.621%	0.037%	0.165%		Cumple
<b>Sismo en Y</b>							
1		0.191%	0.860%	0.089%	0.401%	Cumple	
2		0.174%	0.783%	0.063%	0.285%	Cumplen	
3		0.134%	0.605%	0.001%	0.006%	Cumple	
<b>Espectro X</b>							
1		0.131%	0.588%	0.075%	0.337%	Cumple	
2		0.116%	0.520%	0.070%	0.317%	Cumple	
3		0.127%	0.573%	0.007%	0.030%	Cumple	
<b>Espectro Y</b>							
1		0.171%	0.770%	0.016%	0.072%	Cumple	
2		0.151%	0.681%	0.011%	0.051%	Cumple	
3		0.115%	0.519%	0.000%	0.001%	Cumple	

Aunque ambas soluciones estructurales presentan ventajas técnicas en ciertos aspectos, la propuesta con perfiles metálicos demuestra un mejor desempeño integral, al cumplir con todos los parámetros normativos evaluados. Su respuesta estructural es más estable, controlada y robusta frente a la acción sísmica, tanto en términos de resistencia como de deformabilidad. La propuesta con muros de corte, si bien mejora el comportamiento estático y aporta masa y rigidez, no logra controlar de forma efectiva las demandas de capacidad en columnas para todos los niveles, lo que limita su eficacia frente a eventos sísmicos severos. Por lo tanto, desde una perspectiva estructural y normativa, se concluye que la propuesta con perfiles metálicos representa la alternativa más segura y funcional para el reforzamiento sismorresistente de la vivienda analizada.

## 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 6.1 Conclusiones

El levantamiento arquitectónico y estructural permitió obtener una representación precisa del estado físico actual de la vivienda ubicada en la parroquia Daniel Córdova Toral, tanto en términos geométricos como estructurales. La edificación es de hormigón armado y consta de tres niveles, construida sin asistencia técnica ni diseño normativo, lo que derivó en deficiencias como asentamientos diferenciales, desconexión entre elementos verticales y fisuras estructurales. Se comprobó la ausencia de planos técnicos y de criterios sísmicos en su construcción original. Esta fase fue clave para definir las condiciones de borde del modelo estructural y fundamentar las estrategias de reforzamiento posteriores.

A través de los ensayos experimentales realizados in situ, se determinó que los elementos de hormigón armado de la vivienda no cumplen con los valores mínimos establecidos por normativa. En el ensayo de compresión de núcleos (ASTM C42), la muestra 1 alcanzó una resistencia de 191.1 kg/cm<sup>2</sup> y la muestra 2 de 135.9 kg/cm<sup>2</sup>, ambas por debajo del valor mínimo requerido de 210 kg/cm<sup>2</sup> según normativas técnicas, evidenciando un concreto deficiente. Asimismo, la curva granulométrica reflejó una alta presencia de finos (hasta el 95%), lo cual, combinado con el contenido de humedad superior al 30%, una velocidad de onda de corte  $V_s = 37.29$  m/s, y un promedio de golpes SPT = 11.7, clasificó al terreno como tipo E, de baja rigidez, aumentando la vulnerabilidad estructural.

Los datos obtenidos del levantamiento y caracterización fueron digitalizados mediante modelado numérico tridimensional. Se representó la estructura de hormigón armado en su estado original, incorporando las propiedades físicas del suelo, y se simuló su comportamiento ante cargas estáticas y dinámicas. Los resultados iniciales evidenciaron columnas con relaciones demanda/capacidades superiores a 1.5 en el entrepiso 1, y derivas cercanas al límite permisible. Esta etapa de simulación sirvió de base para aplicar las propuestas de reforzamiento y comparar su desempeño estructural.

Durante la campaña de simulación numérica se evaluaron dos estrategias de intervención: la primera basada en la incorporación de perfiles metálicos estructurales tubulares y vigas tipo “I”, y la segunda centrada en reforzar la edificación original de hormigón mediante la inclusión de muros de corte. Ambas propuestas cumplieron con los

límites normativos de frecuencia de vibración ( $f_n > 8$  Hz) y participación de masa modal acumulada (>99%). En cuanto a las derivas estructurales, se constató que ambas soluciones cumplen con el límite del 2%, tanto en análisis estático como dinámico, validando su comportamiento desde el punto de vista de desplazamientos relativos. No obstante, las mayores diferencias se observaron en la relación demanda/capacidad (D/C). En la propuesta con perfiles metálicos, las columnas presentaron valores muy por debajo del límite crítico (máximo 60%), lo cual garantiza una alta reserva resistente. Por el contrario, en la propuesta con muros, varios elementos de la base y entrepiso 1 superaron el 100% de D/C, lo cual indica zonas sobre demandadas que comprometen su seguridad estructural. Por tanto, se concluye que el sistema de reforzamiento con perfiles metálicos representa la alternativa más efectiva y segura, desde una perspectiva técnica y normativa, para el mejoramiento sismorresistente de la vivienda evaluada.

## 6.2 Recomendaciones

Se recomienda que toda intervención estructural, especialmente en edificaciones construidas sin diseño técnico previo, comience obligatoriamente con un levantamiento arquitectónico y estructural detallado, incluyendo la identificación precisa de elementos resistentes, conexiones, geometría de plantas y niveles. Esta práctica garantiza un diagnóstico realista del comportamiento estructural y permite que las propuestas de reforzamiento sean diseñadas sobre información confiable, evitando subestimaciones o sobredimensionamientos que podrían comprometer el presupuesto o la seguridad de la edificación.

A la luz de los resultados obtenidos en los ensayos físicos del hormigón y del suelo, se recomienda que para viviendas construidas sobre suelos tipo E (blandos, de baja rigidez) y con alta humedad, se realice obligatoriamente una campaña de ensayos geotécnicos que incluya análisis SPT, límites de Atterberg, y contenido de humedad, así como pruebas de compresión de núcleos en estructuras existentes. Esta información no solo sirve para verificar la capacidad portante, sino también para establecer la necesidad de reforzar la cimentación o mejorar el suelo. Asimismo, las autoridades locales deberían exigir estos ensayos como parte del proceso de regularización de edificaciones informales.

Con base en la experiencia del modelado estructural desarrollado en este estudio, se recomienda la digitalización sistemática de estructuras existentes, especialmente cuando estas están sometidas a condiciones de vulnerabilidad sísmica o han sido construidas sin asesoría técnica. Esta práctica permite simular con precisión distintos escenarios de carga y validar con anterioridad el comportamiento de las soluciones estructurales propuestas. El uso de herramientas de simulación numérica debe incorporarse como parte esencial en estudios de intervención estructural, tanto en viviendas patrimoniales como en zonas de expansión urbana.

Dado que la comparación entre ambas propuestas de reforzamiento evidenció un mejor desempeño integral del sistema basado en perfiles metálicos estructurales, se recomienda priorizar este tipo de soluciones en edificaciones de hasta tres niveles que requieran intervención por vulnerabilidad sísmica, especialmente cuando se requiere facilidad de montaje, rapidez de ejecución y control riguroso de derivas. Sin embargo, en casos donde se pretenda incorporar muros de corte, se sugiere realizar un estudio adicional para optimizar su ubicación y rigidez, evaluando combinaciones con otros

sistemas (como diagonales Chevron o encamisado parcial). También se sugiere realizar simulaciones dinámicas adicionales para verificar que no se superen los límites de derivas bajo condiciones espectrales exigentes (ASTM C42, 2022).

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alvear, T. (2024a). Análisis del reforzamiento estructural sismorresistente de una vivienda construida de manera informal en el barrio de Chimbacalle de la ciudad de Quito [Tesis de Pregrado, Universidad Central del Ecuador]. <https://www.dspace.uce.edu.ec/handle/25000/32807>

ASTM D4318. (22 de Octubre de 2022). 4.<sup>a</sup> ed. *Manual de diseño sísmico*. Obtenido de 4.<sup>a</sup> ed. Manual de diseño sísmico.

Amaguay, L. (2022). Evaluación y reforzamiento estructural, incorporando mampostería enchapada y alternativa para el mejoramiento de suelo o refuerzo de cimentación de una edificación que presenta asentamientos diferenciales [Tesis de Pregrado, Universidad Politécnica Salesiana]. <https://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/23555/1/UPS%20-%20TTS1093.pdf>

Arias, F. M., & Guamán, J. J. (2022). Reforzamiento estructural, basado en el comportamiento y desempeño sísmico, en una construcción informal elaborada en hormigón armado, en Guajaló, cantón Quito, provincia Pichincha en el año 2021 [Tesis de Pregrado, Universidad Politécnica Salesiana]. <http://dspace.ups.edu.ec/handle/123456789/22218>

Arroyo, J. J., Vizconde, A., & Vargas, M. E. (2018). Vulnerabilidad sísmica de viviendas unifamiliares existentes de una Zona Urbano – Residencial en Anconcito, Ecuador. *Journal of Science and Research: Revista Ciencia e Investigación*, 3(Extra 3), 10-15. <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=7364561>

Ayala, R., Delgadillo, A., & Ferrer, C. (2017). Amenaza sísmica en Latinoamérica. *Revista Geográfica Venezolana*, 58(2), 1-6. <https://www.redalyc.org/pdf/3477/347753793001.pdf>

Bungacho, J., Baquero, R., & Hernandez, L. (2022). Evaluación de vulnerabilidad sísmica, análisis estructural y diseño de reforzamiento de una vivienda en Quito Ecuador. *Ciencia, Ingenierías y Aplicaciones*, 5(2), 63-79. <https://doi.org/10.22206/cyap.2022.v5i2.pp63-79>

Carreón, C. E. (2021). Método para evaluar la vulnerabilidad sísmica en edificios de concreto reforzado en México [Tesis de Pregrado, Benemérita Universidad Autónoma de Puebla]. <https://hdl.handle.net/20.500.12371/14682>

Castillo, C., Castillo, J., Placencia, P., Hernández, L. T., Herrera, M., & Gómez, C. (2022). Reforzamiento estructural en viviendas adosadas mediante recubrimiento de mampostería con malla electrosoldada y mortero. *Gaceta Técnica*, 23(2), 53-69. <https://doi.org/10.51372/gacetatecnica232.5>

Castrillón, R. A., & Ospina, E. H. (2021). Alternativas de mejoramiento para reparaciones y reforzamientos de estructuras en concreto reforzado. Una revisión de literatura [Tesis de Pregrado, Universidad de Antioquia]. <https://bibliotecadigital.udea.edu.co/handle/10495/21562>

Chimbolema, E., & Goyes, J. (2023). Vulnerabilidad sísmica de las viviendas catalogadas como patrimonio cultural del casco urbano del cantón Guaranda. *Journal of Science and Research: Revista Ciencia e Investigación*, 8(1), 212-233. <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=8874100>

Chipayo, A. H. (2022). Reforzamiento estructural y desempeño sismorresistente de una vivienda unifamiliar de concreto armado con fines de ampliación, San Sebastián, Cusco-2022 [Tesis de Pregrado, Universidad César Vallejo]. <https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/89261>

Concha, J. (2021). Reforzamiento estructural en viviendas autoconstruidas de albañilería confinada en condición de vulnerabilidad sísmica en la Asociación Horacio Zeballos del distrito de Socabaya, Arequipa—2021 [Tesis de Pregrado, Universidad Continental]. [https://repositorio.continental.edu.pe/bitstream/20.500.12394/11450/1/IV\\_FIN\\_105\\_TE\\_Concha\\_Velasquez\\_2021.pdf](https://repositorio.continental.edu.pe/bitstream/20.500.12394/11450/1/IV_FIN_105_TE_Concha_Velasquez_2021.pdf)

Cunalata, F., & Caiza, P. (2022). Estado del Arte de Estudios de Vulnerabilidad Sísmica en Ecuador. *Revista Politécnica*, 50(1), 55-64. <https://doi.org/10.33333/rp.vol50n1.06>

Da Casa Martín, F., Echeverría, E., & Celis, F. (2022). La intervención en cimentaciones en suelos problemáticos a través de los tratados históricos de construcción

en español. *Estoa. Revista de la Facultad de Arquitectura y Urbanismo de la Universidad de Cuenca*, 11(21), 42-62. <https://doi.org/10.18537/est.v011.n021.a03>

Didkovskiy, O., Azzone, G., Menafoglio, A., & Secchi, P. (2021). Social and material vulnerability in the face of seismic hazard: An analysis of the Italian case. *Journal of the Royal Statistical Society Series A: Statistics in Society*, 184(4), 1549-1577. <http://arxiv.org/abs/2103.13228>

Evelyn, C. (Abril de 2019). *Escuela Politecnica Nacional*. Obtenido de Escuela Politecnica Nacional: <file:///C:/Users/User/Downloads/CD%209636.pdf>

Falcony. (Octubre de 2021). *Universidad internacional sek*. Obtenido de Universidad internacional sek:  
<file:///C:/Users/User/Downloads/FALCONY%20SINCHIGUANO%20JONATHAN%20DANIEL.pdf>

Santamaria, D. (NOVIEMBRE de 2017). *UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS*. Obtenido de UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS:  
<https://repositoriobe.espe.edu.ec/server/api/core/bitstreams/c78a3a73-6a6f-4f0e-b8ca-9c214ab9ad77/content>

García, L. J., Palacios, J., Mendoza, A. M., & Rodríguez, J. C. R. (2021). Análisis de Reforzamiento Sísmico del Edificio de Docentes N°1 de la Universidad Técnica de Manabí. *Revista de Investigaciones en Energía Medio Ambiente y Tecnología RIEMAT*, 6(1), 36-44. <https://doi.org/10.33936/riemat.v6i1.3688>

Jiménez, R. J., & Cagua, B. J. (2025). Comportamiento Sísmico y Propuesta de Reforzamiento de Edificios de Hormigón Armado Esquineros en Portoviejo, Ecuador. *INGENIO*, 8(1), 102-118. <https://doi.org/10.29166/ingenio.v8i1.7209>

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015a). Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras de conformidad con la norma Ecuatoriana de la construcción NEC2015. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/GUIA-5-EVALUACION-Y-REHABILITACION.pdf>

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015b). Norma Ecuatoriana Construcción 2015. CONSTRUCCIONES UCE. <https://construccionuce.wordpress.com/norma-ecuatoriana-construccion-2015norma-ecuatoriana-construccion-2015/>

Morales, H., Ramírez, W. J., Guerrero, M. C., Morales, A. D., & Morales, S. A. (2024). Estudio del Comportamiento Sísmico de la Interacción Suelo-Cimentación en una Estructura de Acero-Parte 1. *Ciencia Latina Revista Científica Multidisciplinar*, 8(6), 5914-5946. [https://doi.org/10.37811/cl\\_rcm.v8i6.15293](https://doi.org/10.37811/cl_rcm.v8i6.15293)

Morocho, D., & Obelencio, B. (2024). Propuesta de reforzamiento estructural de una casa patrimonial ubicada en el centro histórico de Cuenca [Tesis de Pregrado, Universidad Politécnica Salesiana]. <https://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/28434/1/UPS-CT011544.pdf>

Naranjo, M. A., & Peñaherrera, A. C. (2018). Diseño del reforzamiento estructural sísmo resistente con enchapado de mampostería de una vivienda con asentamientos diferenciales [Tesis de Pregrado, Escuela Politécnica Nacional]. <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/19227>

Naranjo, M., & Peñaherrera, A. (2019). Diseño del reforzamiento estructural sísmo resistente con enchapado de mampostería de una vivienda con asentamientos diferenciales. Tesis de Pregrado, Escuela Politécnica Nacional.

Ramírez, V. A., & Isaza, C. A. (2015). Diseño de reforzamiento estructural a vivienda con vulnerabilidad, en el barrio Monteblando en la localidad de USME, en Bogotá [Tesis de Pregrado, Universidad La Gran Colombia]. <https://repository.ugc.edu.co/server/api/core/bitstreams/6eb1e1a3-6423-482b-87ec-ccfadd563b55/content>

Santamaria, D. (2017). Análisis y diseño sísmoresistente del reforzamiento estructural para el edificio Silva Núñez según la norma ecuatoriana de la construcción NEC- 15 [Tesis de Pregrado, Universidad de las Fuerzas Armadas]. <https://repositoriobe.espe.edu.ec/server/api/core/bitstreams/c78a3a73-6a6f-4f0e-b8ca-9c214ab9ad77/content>

Tapia, M., & Baroja, J. L. (2024). Reforzamiento con fibras de carbono en edificios educativos de la ciudad de México, con deformaciones estructurales por los efectos sísmicos del 2017. *Revista Arquitectura*, 9(18), 2-15. <https://doi.org/10.5377/arquitectura.v9i18.18696>

Tena, A. T. (2019). Interacción suelo estructura. Reflexiones sobre su importancia en la respuesta dinámica de estructuras durante sismos. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 24(2), 141-165. <https://doi.org/10.24133/riie.v24i2.1282>

Theurer, M. M., Rodríguez, J., Alcívar, López, Soriano, & Villacis. (2016). Las fibras de carbono como una alternativa para reforzamiento de estructuras. *Ingeniería*, 20(1), 57-62. <https://www.redalyc.org/journal/467/46750927006/html/>

Alvear, T. (2024a). Análisis del reforzamiento estructural sismorresistente de una vivienda construida de manera informal en el barrio de Chimbacalle de la ciudad de Quito [Tesis de Pregrado, Universidad Central del Ecuador]. <https://www.dspace.uce.edu.ec/handle/25000/32807>

Alvear, T. (2024b). Análisis del reforzamiento estructural sismorresistente de una vivienda construida de manera informal en el barrio de Chimbacalle de la ciudad de Quito [Tesis de Pregrado, Universidad Central del Ecuador]. <https://www.dspace.uce.edu.ec/entities/publication/www.dspace.uce.edu.ec>

Amaguay, L. (2022). Evaluación y reforzamiento estructural, incorporando mampostería enchapada y alternativa para el mejoramiento de suelo o refuerzo de cimentación de una edificación que presenta asentamientos diferenciales [Tesis de Pregrado, Universidad Politécnica Salesiana]. <https://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/23555/1/UPS%20-%20TTS1093.pdf>

Arias, F. M., & Guamán, J. J. (2022). Reforzamiento estructural, basado en el comportamiento y desempeño sísmico, en una construcción informal elaborada en hormigón armado, en Guajaló, cantón Quito, provincia Pichincha en el año 2021 [Tesis de Pregrado, Universidad Politécnica Salesiana]. <http://dspace.ups.edu.ec/handle/123456789/22218>

Arroyo, J. J., Vizconde, A., & Vargas, M. E. (2018). Vulnerabilidad sísmica de viviendas unifamiliares existentes de una Zona Urbano – Residencial en Anconcito, Ecuador. *Journal of Science and Research: Revista Ciencia e Investigación*, 3(Extra 3), 10-15. <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=7364561>

Ayala, R., Delgadillo, A., & Ferrer, C. (2017). Amenaza sísmica en Latinoamérica. *Revista Geográfica Venezolana*, 58(2), 1-6. <https://www.redalyc.org/pdf/3477/347753793001.pdf>

Bungacho, J., Baquero, R., & Hernandez, L. (2022). Evaluación de vulnerabilidad sísmica, análisis estructural y diseño de reforzamiento de una vivienda en Quito Ecuador. *Ciencia, Ingenierías y Aplicaciones*, 5(2), 63-79. <https://doi.org/10.22206/cyap.2022.v5i2.pp63-79>

Carreón, C. E. (2021). Método para evaluar la vulnerabilidad sísmica en edificios de concreto reforzado en México [Tesis de Pregrado, Benemérita Universidad Autónoma de Puebla]. <https://hdl.handle.net/20.500.12371/14682>

Castillo, C., Castillo, J., Placencia, P., Hernández, L. T., Herrera, M., & Gómez, C. (2022). Reforzamiento estructural en viviendas adosadas mediante recubrimiento de mampostería con malla electrosoldada y mortero. *Gaceta Técnica*, 23(2), 53-69. <https://doi.org/10.51372/gacetatecnica232.5>

Castrillón, R. A., & Ospina, E. H. (2021). Alternativas de mejoramiento para reparaciones y reforzamientos de estructuras en concreto reforzado. Una revisión de literatura [Tesis de Pregrado, Universidad de Antioquia]. <https://bibliotecadigital.udea.edu.co/handle/10495/21562>

Chimbolema, E., & Goyes, J. (2023). Vulnerabilidad sísmica de las viviendas catalogadas como patrimonio cultural del casco urbano del cantón Guaranda. *Journal of Science and Research: Revista Ciencia e Investigación*, 8(1), 212-233. <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=8874100>

Chipayo, A. H. (2022). Reforzamiento estructural y desempeño sismorresistente de una vivienda unifamiliar de concreto armado con fines de ampliación, San Sebastián, Cusco-2022 [Tesis de Pregrado, Universidad César Vallejo]. <https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/89261>

Concha, J. (2021). Reforzamiento estructural en viviendas autoconstruidas de albañilería confinada en condición de vulnerabilidad sísmica en la Asociación Horacio Zeballos del distrito de Socabaya, Arequipa—2021 [Tesis de Pregrado, Universidad Continental]. [https://repositorio.continental.edu.pe/bitstream/20.500.12394/11450/1/IV\\_FIN\\_105\\_TE\\_Concha\\_Velasquez\\_2021.pdf](https://repositorio.continental.edu.pe/bitstream/20.500.12394/11450/1/IV_FIN_105_TE_Concha_Velasquez_2021.pdf)

Cunalata, F., & Caiza, P. (2022). Estado del Arte de Estudios de Vulnerabilidad Sísmica en Ecuador. *Revista Politécnica*, 50(1), 55-64. <https://doi.org/10.33333/rp.vol50n1.06>

Da Casa Martín, F., Echeverría, E., & Celis, F. (2022). La intervención en cimentaciones en suelos problemáticos a través de los tratados históricos de construcción en español. *Estoa. Revista de la Facultad de Arquitectura y Urbanismo de la Universidad de Cuenca*, 11(21), 42-62. <https://doi.org/10.18537/est.v011.n021.a03>

Didkovskiy, O., Azzone, G., Menafoglio, A., & Secchi, P. (2021). Social and material vulnerability in the face of seismic hazard: An analysis of the Italian case. *Journal of the Royal Statistical Society Series A: Statistics in Society*, 184(4), 1549-1577. <http://arxiv.org/abs/2103.13228>

García, L. J., Palacios, J., Mendoza, A. M., & Rodríguez, J. C. R. (2021). Análisis de Reforzamiento Sísmico del Edificio de Docentes N°1 de la Universidad Técnica de Manabí. *Revista de Investigaciones en Energía Medio Ambiente y Tecnología RIEMAT*, 6(1), 36-44. <https://doi.org/10.33936/riemat.v6i1.3688>

Jiménez, R. J., & Cagua, B. J. (2025). Comportamiento Sísmico y Propuesta de Reforzamiento de Edificios de Hormigón Armado Esquineros en Portoviejo, Ecuador. *INGENIO*, 8(1), 102-118. <https://doi.org/10.29166/ingenio.v8i1.7209>

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015a). Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras de conformidad con la norma Ecuatoriana de la construcción NEC2015. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/GUIA-5-EVALUACION-Y-REHABILITACION.pdf>

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015b). Norma Ecuatoriana Construcción 2015. CONSTRUCCIONES UCE. <https://construccionesuce.wordpress.com/norma-ecuatoriana-construccion-2015norma-ecuatoriana-construccion-2015/>

Morales, H., Ramírez, W. J., Guerrero, M. C., Morales, A. D., & Morales, S. A. (2024). Estudio del Comportamiento Sísmico de la Interacción Suelo-Cimentación en una Estructura de Acero-Parte 1. *Ciencia Latina Revista Científica Multidisciplinar*, 8(6), 5914-5946. [https://doi.org/10.37811/cl\\_rcm.v8i6.15293](https://doi.org/10.37811/cl_rcm.v8i6.15293)

Morocho, D., & Obelencio, B. (2024). Propuesta de reforzamiento estructural de una casa patrimonial ubicada en el centro histórico de Cuenca [Tesis de Pregrado, Universidad Politécnica Salesiana]. <https://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/28434/1/UPS-CT011544.pdf>

Naranjo, M. A., & Peñaherrera, A. C. (2018). Diseño del reforzamiento estructural sísmo resistente con enchapado de mampostería de una vivienda con asentamientos diferenciales [Tesis de Pregrado, Escuela Politécnica Nacional]. <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/19227>

Naranjo, M., & Peñaherrera, A. (2019). Diseño del reforzamiento estructural sísmo resistente con enchapado de mampostería de una vivienda con asentamientos diferenciales. Tesis de Pregrado, Escuela Politécnica Nacional.

Ramírez, V. A., & Isaza, C. A. (2015). Diseño de reforzamiento estructural a vivienda con vulnerabilidad, en el barrio Monteblando en la localidad de USME, en Bogotá [Tesis de Pregrado, Universidad La Gran Colombia]. <https://repository.ugc.edu.co/server/api/core/bitstreams/6eb1e1a3-6423-482b-87ec-ccfadd563b55/content>

Santamaria, D. (2017). Análisis y diseño sísmoresistente del reforzamiento estructural para el edificio Silva Núñez según la norma ecuatoriana de la construcción NEC- 15 [Tesis de Pregrado, Universidad de las Fuerzas Armadas]. <https://repositoriobe.espe.edu.ec/server/api/core/bitstreams/c78a3a73-6a6f-4f0e-b8ca-9c214ab9ad77/content>

Tapia, M., & Baroja, J. L. (2024). Reforzamiento con fibras de carbono en edificios educativos de la ciudad de México, con deformaciones estructurales por los efectos sísmicos del 2017. *Revista Arquitectura*, 9(18), 2-15. <https://doi.org/10.5377/arquitectura.v9i18.18696>

Tena, A. T. (2019). Interacción suelo estructura. Reflexiones sobre su importancia en la respuesta dinámica de estructuras durante sismos. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 24(2), 141-165. <https://doi.org/10.24133/riie.v24i2.1282>

Theurer, M. M., Rodríguez, J., Alcívar, López, Soriano, & Villacis. (2016). Las fibras de carbono como una alternativa para reforzamiento de estructuras. *Ingeniería*, 20(1), 57-62. <https://www.redalyc.org/journal/467/46750927006/html/>

Do, T. Q., Lindt, J. W. van de, & Cox, D. T. (2019). Hurricane Surge-Wave Building Fragility Methodology for Use in Damage, Loss, and Resilience Analysis. *Journal of Structural Engineering*, 146(1), 04019177. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002472](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002472)

Kurino, S., Wei, W., & Igarashi, A. (2021). Seismic fragility and uncertainty mitigation of cable restrainer retrofit for isolated highway bridges incorporated with deteriorated elastomeric bearings. *Engineering Structures*, 237, 112190. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2021.112190>

Vivienda. (2019). Norma E.060 Concreto Armado. <https://www.cip.org.pe/publicaciones/2021/enero/portal/e.060-concreto-armado-sencico.pdf>