



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

TEMA: “Análisis estático no lineal de una edificación irregular de acero en la ciudad
de Cuenca”

AUTOR:

ING. DAVID ANDRES ARBITO CHICA

TUTOR:

ING. RAUL REYNALDO ROBALINO

Quito – Ecuador

2026

Contenido

CAPITULO 1	6
Introducción	6
Justificación	8
Objetivos.....	9
Objetivo General	9
Objetivos Específicos	9
Capítulo 2.....	10
Antecedentes Investigativos	10
Alcance.....	11
Capítulo 3.....	13
Metodología	13
Edificación.....	13
Determinación de cargas.....	14
Riesgo sísmico.....	15
Planteamiento de la disposición de elementos estructurales	19
Elementos Estructurales de la Estructura Habitacional.....	21
Elementos Estructurales de la Estructura de Acceso.....	31
Análisis Sísmico Lineal.....	37
Análisis no Lineal	49
Conclusiones.....	68
Recomendaciones.....	71
Bibliografía	72

Figura 1: Vista en planta del diseño arquitectónico de la estructura en estudio.	13
Figura 2 Vista lateral del proyecto.....	14
Figura 3. Mapa de riesgo sísmico en Ecuador.	16
Figura 4. Ubicación de arriostramientos concéntricos.....	17
Figura 5 <i>Propuesta de disposición de elementos estructurales</i>	20
Figura 6 <i>Ubicación de arriostramientos concéntricos</i>	21
Figura 7 <i>Arriostramientos concéntricos con disposición de X en dos pisos</i>	22
Figura 8 <i>Diagrama interacción de la columna 1 de 150x150mm</i>	30
Figura 9 <i>Diagrama de interacción de la columna 2 de 225x225mm</i>	30
Figura 10 <i>Arriostramientos concéntricos con disposición de V invertida</i>	32
Figura 11 <i>Configuración de la estructura de acceso</i>	33
Figura 12 <i>Deriva inelástica de la edificación habitacional</i>	39
Figura 13 <i>Deriva inelástica de la edificación de acceso</i>	39
Figura 14 <i>Deriva inelástica de la estructura habitacional sin arriostramientos</i>	41
Figura 15 <i>Deriva inelástica de la edificación de acceso sin arriostramientos</i>	42
Figura 16 <i>Comprobación de la capacidad demanda de cada elemento de la estructura habitacional</i>	47
Figura 17 <i>Comprobación de la capacidad demanda de cada elemento de la estructura de acceso</i>	48
Figura 18 <i>Curva push over de la edificación habitacional con los desplazamientos de diseño</i>	57
Figura 19 <i>Cortante basal versus desplazamiento y desplazamiento objetivo para 475 años y 2450 años</i>	64
Figura 20 <i>Rotulas formadas cuando se presenta el desplazamiento sísmico de diseño en el eje X (izquierda) y eje Y (derecha)</i>	65

Tabla 1	<i>Distribución de carga sísmica.</i>	18
Tabla 2	<i>Dimensiones de arriostramientos en pisos 1 y 2.</i>	23
Tabla 3	<i>Dimensiones de arriostramientos en pisos 3 y 4.</i>	24
Tabla 4	<i>Resultados del diseño por capacidad de las viguetas de longitud 2.44m.</i>	25
Tabla 5	<i>Resultados del diseño por capacidad de las viguetas de longitud 3.56.</i>	25
Tabla 6	<i>Dimensiones de las vigas trabes utilizadas en la estructura</i>	26
Tabla 7	<i>Pórticos con vigas trabe.</i>	27
Tabla 8	<i>Pórticos con vigas principales.</i>	28
Tabla 9	<i>Dimensiones de las columnas.</i>	29
Tabla 10	<i>Propiedades de las columnas</i>	29
Tabla 11	<i>Fuerzas laterales en estructura de acceso</i>	31
Tabla 12	<i>Dimensiones de arriostramientos en pisos 1-4.</i>	34
Tabla 13	<i>Resultados del diseño por capacidad de la viga secundaria de longitud 4.40m.</i>	34
Tabla 14	<i>Dimensiones de las vigas trabes utilizadas en la estructura</i>	35
Tabla 15	<i>Parámetros de las vigas trabe</i>	35
Tabla 16	<i>Dimensiones de las vigas trabes utilizadas en la estructura</i>	36
Tabla 17	<i>Dimensiones de las columnas en la edificación de acceso.</i>	37
Tabla 18	<i>Factores a ingresarse en el software de análisis</i>	38
Tabla 19	<i>Valores de deriva en el eje X.</i>	40
Tabla 20	<i>Valores deriva en el eje Y.</i>	40
Tabla 21	<i>Factores a ingresarse en el software de análisis.</i>	41
Tabla 22	<i>Radio de irregularidad torsional edificación habitacional.</i>	42
Tabla 23	<i>Factores de amplificación de torsión por piso en el sentido x.</i>	43
Tabla 24	<i>Factores de amplificación de torsión por piso en el sentido y.</i>	44
Tabla 25	<i>Radio de irregularidad torsional (TIR) de la edificación de acceso.</i>	44
Tabla 26	<i>Factores de amplificación de torsión por piso en el sentido x.</i>	45
Tabla 27	<i>Factores de amplificación de torsión por piso en el sentido y.</i>	45

Tabla 28	<i>Factores a ingresarse en el software de análisis.</i>	46
Tabla 29	<i>Factores a ingresarse en el software de análisis.</i>	48
Tabla 30	<i>Parámetros para modelado y aceptación para procesos no lineales.</i>	49
Tabla 31	<i>Valores de pandeo por compresión y fluencia por tensión de los pisos 1 y 2</i>	50
Tabla 32	<i>Valores de pandeo por compresión y fluencia por tensión de los pisos 3 y 4</i>	50
Tabla 33	<i>Parámetros de modelado y aceptación para las columnas de la edificación habitacional.</i>	53
Tabla 34	<i>Rotación de fluencia para vigas de pórticos resistentes a momento.</i>	54
Tabla 35	<i>Valores de aceptación para criterio de análisis no lineal.</i>	54
Tabla 36	<i>Control de desplazamiento y cortante basal con sus respectivos criterios de aceptación.</i>	55
Tabla 37	<i>Control de desplazamiento y cortante basal con sus respectivos criterios de aceptación.</i>	56
Tabla 38	<i>Comparación TIR edificación habitacional con y sin arriostramientos</i>	59
Tabla 39	<i>Comparación de amplificación de momento torsional accidental.</i>	60
Tabla 40	<i>Valores de pandeo por compresión y fluencia por tensión de la estructura de acceso.</i>	61
Tabla 41	<i>Parámetros de modelado y aceptación para las columnas de la edificación habitacional.</i>	61
Tabla 42	<i>Control de desplazamiento y cortante basal con sus respectivos criterios de aceptación en la dirección X.</i>	62
Tabla 43	<i>Control de desplazamiento y cortante basal con sus respectivos criterios de aceptación en el eje Y.</i>	63
Tabla 44	<i>Rangos de desempeño de acuerdo a las derivas de la estructura.</i>	66

CAPITULO 1

Introducción

La presente tesis aborda el análisis estático no lineal de una edificación irregular de acero situada en un área céntrica de la ciudad de Cuenca, Ecuador, una zona caracterizada por su alto riesgo sísmico debido a su ubicación en la región andina, donde convergen fallas tectónicas activas como la falla de Cutucú o Puyo con una magnitud máxima esperada de 7.8 y 8.0 (IG_EPN, 2023) y la influencia de la subducción de la placa de Nazca. Esta estructura, compuesta por tres pisos más una terraza, presenta una irregularidad geométrica significativa con un retroceso de esquina del 41%, lo que introduce desafíos complejos en su comportamiento bajo cargas sísmicas, tales como efectos irregularidad torsional, momento provocado por torsión accidental y concentraciones de esfuerzos que podrían comprometer su estabilidad global.

Un elemento distintivo y crítico de la estructura es la separación entre la parte habitacional principal y una subestructura independiente dedicada a las escaleras, conectadas exclusivamente mediante pasarelas peatonales en cada nivel. Estas pasarelas no solo facilitan el acceso diario, sino que representan la única ruta de evacuación en caso de emergencia, haciendo imperativa su evaluación detallada para asegurar que no sufran daños que interrumpan su funcionalidad durante o después de un sismo. Dado que estas pasarelas se encuentran soportadas por vigas de ambas estructuras, el análisis se centra en la funcionalidad de las estructuras como de las vigas donde se encuentra apoyadas las pasarelas.

De conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción (MIDUVI, 2015) que establece los lineamientos para el diseño sismorresistente en Ecuador, se desarrollaran análisis estáticos equivalentes y análisis dinámico modal lineal como base inicial. Estos serán complementados con un análisis estático no lineal (pushover) para capturar el comportamiento inelástico de la estructura bajo demandas sísmicas crecientes.

Este enfoque permite identificar el nivel de desempeño de la estructura ante el incremento de cargas laterales con un control del desplazamiento de la misma, la estructura en primera instancia se diseña bajo parámetros de diseño lineal, siguiendo los lineamientos de la norma Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (American Institute of Steel Construction, 2022), Se espera que no se presenten derivas permanentes que afecten la operatividad de la ruta de evacuación, como se describe en referencias clave como (Cevallos Cabrera, 2022), quien enfatiza la superioridad de análisis no lineales para obtener información temporal detallada del comportamiento estructural.

En este contexto, el análisis no lineal resulta esencial para modelar la formación de rótulas plásticas en vigas, arriostramientos concéntricos y columnas de acero, evaluar la capacidad de disipación de energía del sistema estructural y garantizar que las pasarelas conserven su integridad funcional durante y después de un sismo de diseño, evitando colapsos locales que podrían derivar en pérdidas humanas.

Las pasarelas se conciben como elementos estructuralmente independientes que no transmiten cargas horizontales ni verticales entre las edificación de acceso y la edificación habitacional, se espera que el análisis no lineal estático permita determinar el desplazamiento relativo máximo y el claro sísmico mínimo que debe proveerse a los apoyo de las pasarelas para su correcto funcionamiento y evitar la transmisión de cargas sísmicas (Bernal Granados, 2006). De esta manera se garantiza tanto la estabilidad de las pasarelas como las vigas que las soportan posterior a un evento sísmico.

Adicionalmente, esta investigación contribuye al campo de la ingeniería civil sismorresistente mediante el estudio de estructuras complejas como es el caso del presente análisis, además como este estudio es de una edificación en etapa de diseño estructural se plantearan modificaciones en el sistema estructural escogido con arriostramientos concéntricos que además de rigidizar la estructura podrían modificar el comportamiento de la misma (Sabelli et al., 2013), dependiendo de los resultados obtenidos en el análisis no lineal estático, pudiendo incluso recomendarse el cambio de del sistema estructural o la

incorporación de disipadores de energía para reducir derivas hasta en un 75%, según (Martínez Montoya, 2022), también se contempla la incorporación de sistemas de

Justificación

La presente investigación se justifica por la necesidad imperante de mitigar los riesgos sísmicos asociados a una edificación con irregularidad de planta caracterizada por un retroceso de esquina del 41%. De acuerdo con (MIDUVI, 2015), se clasifica como irregularidad en planta tipo 1 (retroceso excesivo), condición que puede inducir efectos torsionales importantes y derivas diferenciales elevadas, incrementando la vulnerabilidad sísmica de la estructura.

Adicionalmente, la dependencia exclusiva de pasarelas para la conexión de la edificación habitacional con la edificación de acceso, considerando que la pasarela se la diseña para no transmitir cargas horizontales entre las edificaciones, convierte a estos elementos en puntos críticos de desempeño. Durante un evento sísmico, los desplazamientos relativos entre las edificaciones de acceso y habitacional podrían inducir desplazamientos no previstos, potencialmente causando el colapso de la pasarela y bloqueando rutas de evacuación, con consecuencias catastróficas para los ocupantes.

Por lo tanto resulta fundamental determinar el desempeño sísmico de ambas edificaciones, dentro del cual se espera poder determinar el desplazamiento esperado de las edificaciones, antes de que estas alcancen daños que caractericen su desempeño como prevención de colapso, así poder diseñar adecuadamente la conexión de la pasarela que permita que se den estas traslaciones sin transmitir carga horizontal (Bonett, 2003), lo cual es de vital importancia aquí, ya que se ha demostrado que la disipación de energía real en estructuras complejas depende de un análisis no lineal para capturar deformaciones inelásticas antes del colapso (Guzmán & Paúl, 2021).

Mediante la aplicación de normativas vigentes como la NEC-SE-DS (MIDUVI, 2015) y ASCE 7-2022 (Engineers}, 2022) junto con estudios como el de (Marte Jiménez, 2014)

sobre análisis pushover en estructuras dúctiles, esta investigación busca proporcionar evidencia técnica y metodológica que respalde diseños estructurales más seguros. De esta manera, se contribuye a la reducción de vulnerabilidad sísmica en Ecuador, un país con antecedentes de sismos destructivos que han provocado significativas pérdidas humanas y económicas. Finalmente, al garantizar un desempeño de ocupación inmediata de la estructura, esta investigación alinea con objetivos de desarrollo sostenible, promoviendo resiliencia urbana y protegiendo vidas en zonas de alto riesgo.

Objetivos

Objetivo General

Verificar el desempeño de operatividad de la ruta de evacuación de la edificación objeto de este estudio, mediante un análisis estático no lineal.

Objetivos Específicos

Seleccionar un sistema estructural que permita disminuir en la mayor medida los efectos torsionales del retroceso excesivo de esquina de la edificación principal.

Realizar el análisis estático equivalente y dinámico modal estático de acuerdo a los parámetros establecidos por la normativa NEC-SE-DS del 2015.

Realizar el análisis estático no lineal para garantizar el correcto desempeño de la edificación frente al sismo de diseño.

Capítulo 2

Antecedentes Investigativos

Los antecedentes investigativos de esta tesis se sustentan en una revisión exhaustiva de estudios previos sobre análisis sísmicos en estructuras de acero con irregularidades de planta, particularmente en regiones de alto riesgo sísmico como Ecuador, donde la combinación de irregularidades geométricas y conexiones independientes representa un desafío emergente.

Cevallos Cabrera realizó un análisis comparativo entre el método modal espectral y el análisis tiempo-historia en edificaciones metálicas de nueve pisos, concluyendo que el enfoque tiempo-historia ofrece una visión más precisa del comportamiento dinámico temporal, incluyendo picos de aceleración y derivas residuales, lo cual nos indica la necesidad de implementar análisis cada vez más complejos para tener una mejor comprensión del comportamiento real de las estructuras (Cevallos Cabrera, 2022).

Por su parte Marte Jiménez investigó el análisis estático no lineal (pushover) en estructuras de hormigón armado, determinando que una mayor ductilidad permite deformaciones significativas antes de alcanzar estados límites de colapso (Marte Jiménez, 2014), como se define con umbrales de daño sísmico basados en rotaciones plásticas (Vielma¹). Comprender la disipación de la energía a través de la deformación dúctil de las estructuras, estudios como el que se evaluó el desempeño sísmico de un edificio universitario, destacando la importancia de la disipación de energía real mediante modelado no lineal para evitar modos de falla frágiles en conexiones (Guzmán & Paúl, 2021).

La conceptualización del desempeño sísmico como un binomio capacidad-demanda, enfatizando daños limitados en niveles de ocupación inmediata para preservar rutas de evacuación, directamente aplicable a las pasarelas como elementos críticos (Bonett, 2003). También demostró en edificios de hormigón armado con amortiguadores viscosos reducciones de derivas hasta en un 75%, sugiriendo su viabilidad en estructuras de acero

irregulares para mitigar torsión por retrocesos (Martínez Montoya, 2022). También hay información de la comparación de análisis no lineales en hormigón y acero utilizando la normativa ASCE 7-16 y la NEC-SE-DS (Fernández Salvador Pérez & Subía Carrillo, 2014), revelando que estructuras de acero exhiben mayor ductilidad inherente, pero requieren conexiones precalificadas para garantizar rotaciones plásticas sin fallos prematuros.

Se detalla sistemas constructivos para pasarelas multinivel en edificaciones, abordando complejidades como articulaciones para acomodar movimientos diferenciales y materiales compuestos para mayor resiliencia (PLATFORM, 2018).

Estos antecedentes se integran con normativas ecuatorianas como la norma ecuatoriana Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente (MIDUVI, 2015), y referencias internacionales como Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures que proporcionan información más amplia respecto a provisiones sobre sismoresistencia (Engineers}, 2022), proporcionando un fundamento sólido para seleccionar sistemas estructurales, modelar efectos torsionales y evaluar no linealidad en el contexto específico de Cuenca, enriqueciendo el conocimiento sobre diseños híbridos en entornos patrimoniales.

Alcance

El alcance de la presente tesis se limita al diseño estructural y a la evaluación sísmica integral de una edificación irregular de acero ubicada en la ciudad de Cuenca. El estudio abarca la selección y análisis de un sistema estructural, considerando alternativas como marcos resistentes a momentos o sistemas arriostrados, con el objetivo de mitigar los efectos torsionales derivados del retroceso excesivo de esquina. Dichas evaluaciones se realizarán sin modificar las dimensiones arquitectónicas, la ubicación de puertas y ventanas, ni las áreas patrimoniales descritas en el Anexo 1.

Se desarrollarán análisis estáticos equivalentes y análisis dinámicos modales espectrales, de conformidad con los lineamientos de la NEC-SE-DS (2014), determinando

parámetros fundamentales como el cortante basal, los períodos fundamentales de vibración y las derivas de entrepiso. Posteriormente, se ejecutará un análisis estático no lineal (pushover) con el fin de verificar que la estructura alcance un nivel de desempeño de ocupación inmediata frente al sismo de diseño.

La validación del comportamiento no lineal se restringe exclusivamente a simulaciones computacionales, sin contemplar la realización de ensayos experimentales ni la ejecución de obras reales. En caso de que los resultados obtenidos evidencien un desempeño insatisfactorio —por ejemplo, derivas que excedan los límites normativos (como 0.02 ajustado por el factor R)— el estudio se limitará a la emisión de conclusiones analíticas y recomendaciones técnicas, sin proponer modificaciones al diseño arquitectónico original.

El alcance de la investigación excluye el análisis de elementos no estructurales, tales como acabados, cerramientos o instalaciones, enfocándose exclusivamente en los elementos estructurales de acero, incluyendo columnas tipo HSS y vigas tipo I. Como normativa complementaria a la NEC, se emplearán referencias internacionales como AISC 360-22, AISC 341-22, ACI (2019) y ASCE 7-22.

Finalmente, el alcance temporal de esta investigación se rige por el cronograma establecido, iniciando en el mes de septiembre con la selección del sistema estructural y culminando en agosto con el desarrollo del análisis no lineal, las conclusiones y la formulación de recomendaciones técnicas.

Capítulo 3

Metodología

Edificación

En la Figura 1 se puede apreciar la edificación sobre la cual se requiere el diseño estructural, entre los ejes A-E y 1-5 la estructura principal que cuenta con la irregularidad de planta descrita con anterioridad, ya que como se puede observar el bloque habitacional forma una L, con un retroceso de esquina del 41%.

Asimismo, se distingue la estructura de acceso, ubicada entre los ejes F-G y 6-7, la cual presenta una configuración geométrica regular, sin irregularidades en planta ni en elevación, cumpliendo con los criterios de regularidad establecidos por la normativa sismorresistente vigente. Esta diferencia en la configuración geométrica entre ambas subestructuras implica una respuesta sísmica distinta ante un mismo evento sísmico de diseño.

Figura 1:

Vista en planta del diseño arquitectónico de la estructura en estudio.



Nota. Diseño propio.

En la Figura 2 se muestra la pasarela estructural que conecta la estructura principal con la estructura de acceso. Este elemento adquiere especial relevancia desde el punto de vista sismorresistente, ya que la presencia de estructuras adyacentes con rigideces y períodos diferentes puede generar desplazamientos relativos significativos, los cuales deben ser adecuadamente considerados en el diseño para garantizar la operatividad de la ruta de evacuación y evitar la transmisión indeseada de fuerzas sísmicas entre ambas edificaciones (MIDUVI, 2015).

Figura 2

Vista lateral del proyecto.



Nota. Diseño propio.

Determinación de cargas.

Dado que la estructura es metálica la losa será de tipo deck utilizando las planchas metálicas que se sueldan a la estructura con studs, siendo que este deck funciona como encofrado para la losa, así como parte estructural de la misma, la carga que esta genera es de 185kg/m².

Las paredes se diseñan para ser de ladrillo tochano el cual tiene un peso de 380kg/m de pared lineal, y las paredes internas de la parte habitacional son de fibrocemento, que tiene un peso de 70kg/m de pared lineal. Al sumar las cargas lineales y dividir para el área total de la estructura nos da una carga muerta debida a paredes de 180kg/m².

Adicionalmente se consideró el peso de cerámicos, cielo raso e instalaciones como una carga de 80kg/m².

Al sumar estas cargas se tiene un total de carga muerta total de 440kg/m² a parte de la carga generada por el peso propio de la estructura metálica. La carga viva para residencias es de 200kg/m² (MIDUVI}, 2014).

En la cubierta al ser caminable se plantea una carga viva de 200kg/m² mientras que la carga muerta adicional al peso de la estructura es de 100kg/m² dado el peso del recubrimiento cerámico del piso, el cielo raso y pasamanos (MIDUVI}, 2014).

Por el contrario, para la pasarela se tiene la carga muerta dada por el recubrimiento cerámico y cielo raso de 80kg/m², y un piso ligero de fibrocemento que tiene un peso de 85kg/m² lo que da una carga muerta total de 165kg/m² adicional al peso de la estructura, mientras que la carga viva para la pasarela es de 300kg/m² (MIDUVI}, 2014).

Para la estructura de escaleras se considera una carga viva de 480kg/m² (MIDUVI}, 2014), mientras que la carga muerta está dada por el recubrimiento cerámico del piso y el cielo raso es que 80kg/m² y la carga del piso que al utilizarse deck y escaleras se calcula una carga 185kg/m² las cargas de pasamanos y paredes se las calcula como 120kg/m², dando una carga muerta total de 385kg/m² adicional al peso de la estructura.

Riesgo sísmico

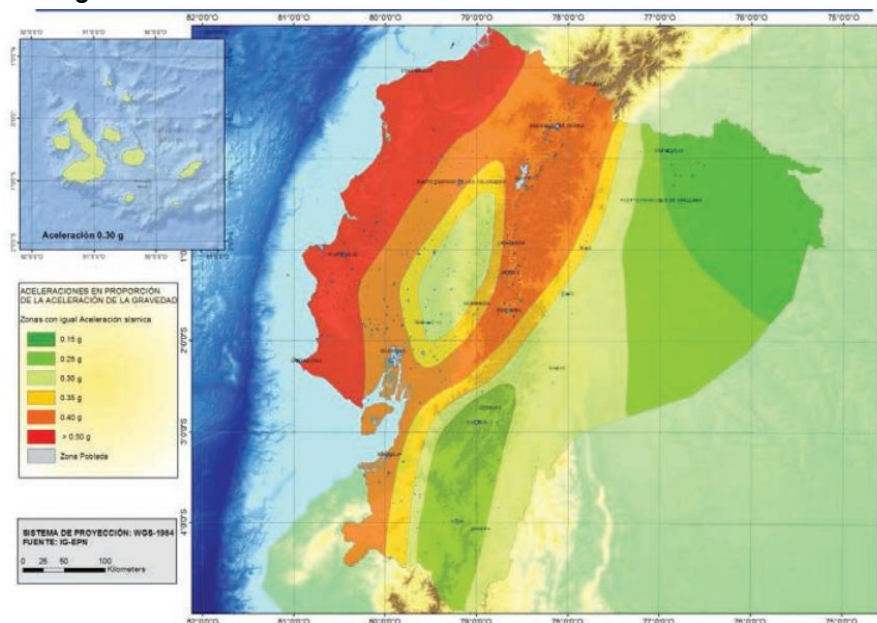
Al encontrarse el proyecto en la ciudad de cuenca se pudo identificar varios factores necesarios para determinar el espectro de respuesta: factor de amplificación de suelo para

respuesta en roca (F_d), Coeficiente de amplificación para en la zona de periodos cortos (F_a), coeficiente de consideración de no linealidad de los suelos (F_s) (MIDUVI, 2015).

De igual manera de la Figura 3 se obtiene la aceleración máxima esperada para sismo de diseño (Z) el cual es variable dependiendo de la región de Ecuador en la cual se encuentre, siendo para Cuenca de 0.25g, el valor de n que describe la región de Ecuador en la que se encuentra la edificación, siendo para Cuenca $n=2.48$ (MIDUVI, 2015).

Figura 3.

Mapa de riesgo sísmico en Ecuador.



Nota. Adaptado de PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE. *Ministro de Desarrollo Urbano y Vivienda* (MIDUVI, 2015).

A partir de estos factores se procede a aplicar las ecuaciones 1, 2 y 3.

$$TC = 0.55 F_a * (F_d / F_a)$$

Ecuación 1

Periodo límite de vibración (MIDUVI, 2015).

$$S_a = \eta * Z * F_a$$

Ecuación 2

Espectro de respuesta elástico de aceleraciones en el periodo corto (MIDUVI, 2015).

$$S_a = \eta * z * F_a * (T_C / T)$$

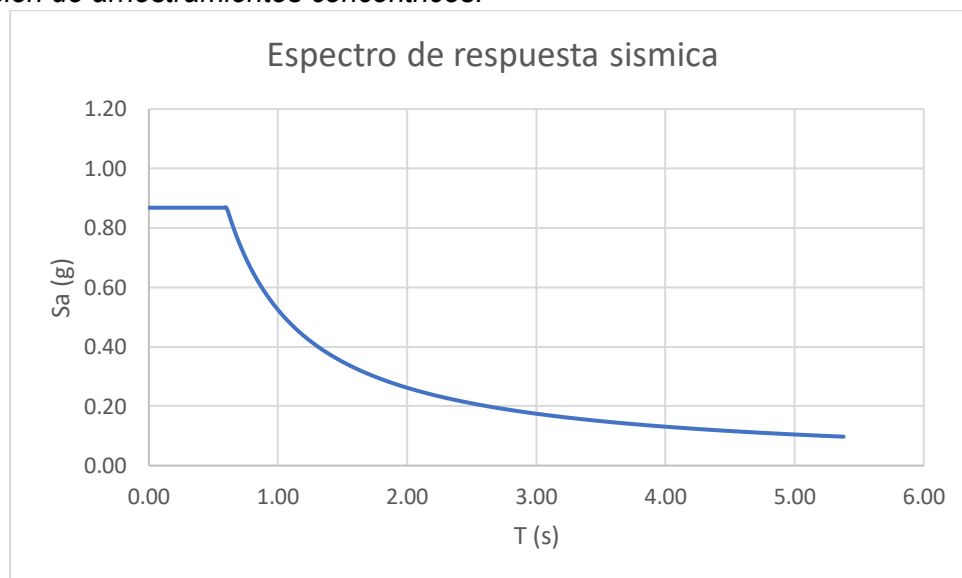
Ecuación 3

Espectro de respuesta elástico de aceleraciones en el periodo largo (MIDUVI, 2015).

Utilizando los valores de $F_a=1.40$, $F_d=1.45$ y $F_s=1.06$ que corresponden a un tipo que de suelo D obtenido de un estudio de suelos de sitio (MIDUVI, 2015). El espectro de respuesta se puede apreciar en la Figura 4.

Figura 4.

Ubicación de arriostramientos concéntricos.



Al utilizar la Ecuación 4 donde el T es el periodo estimado de la estructura, C_t y α son factores por el tipo de estructura y h_n es la altura de la edificación se estima un periodo de 0.47s.

$$T = C_t * h_n^{\alpha}$$

Ecuación 4

Periodo estructural (MIDUVI, 2015).

Para determinar el cortante basal se utiliza la Ecuación 5 en donde S_a es la aceleración correspondiente al periodo de vibración de la estructura del espectro de respuesta que es un S_a de 0.87g. el factor de reducción sísmica R para pórticos especiales con arriostramiento concéntrico es de 8 (MIDUVI, 2015), sin embargo normativas internacionales tienen un valor de R de 6 el cual se va a utilizar (Engineers}, 2022). Se toma la decisión de utilizar el factor de $R=6$. Al analizar la edificación se puede determinar que esta tiene un retroceso excesivo de esquina por lo cual el factor Φ_{pi} es 0.9.

$$V = \frac{S_a * I * W}{R * \Phi_{pi}}$$

Ecuación 5

Cortante basal. (NEC-SE-DS, 2014)

Al determinar que el peso reactivo de la estructura es de 370Tn, y que el factor I de importancia para una edificación de vivienda es de 1 (MIDUVI, 2015), se determina que el valor del cortante basal es de 59.47 Tn mientras que el factor de distribución de la carga en la altura de la edificación k es de 1. Con estos se obtiene la distribución de piso de la carga sísmica F_x , la cual se puede apreciar en la Tabla 1.

Cabe recalcar que estos valores de fuerza sísmica son preliminares ya que aún se debe analizar la torsión en la edificación, para determinar factores de ampliación mayores.

Tabla 1

Distribución de carga sísmica.

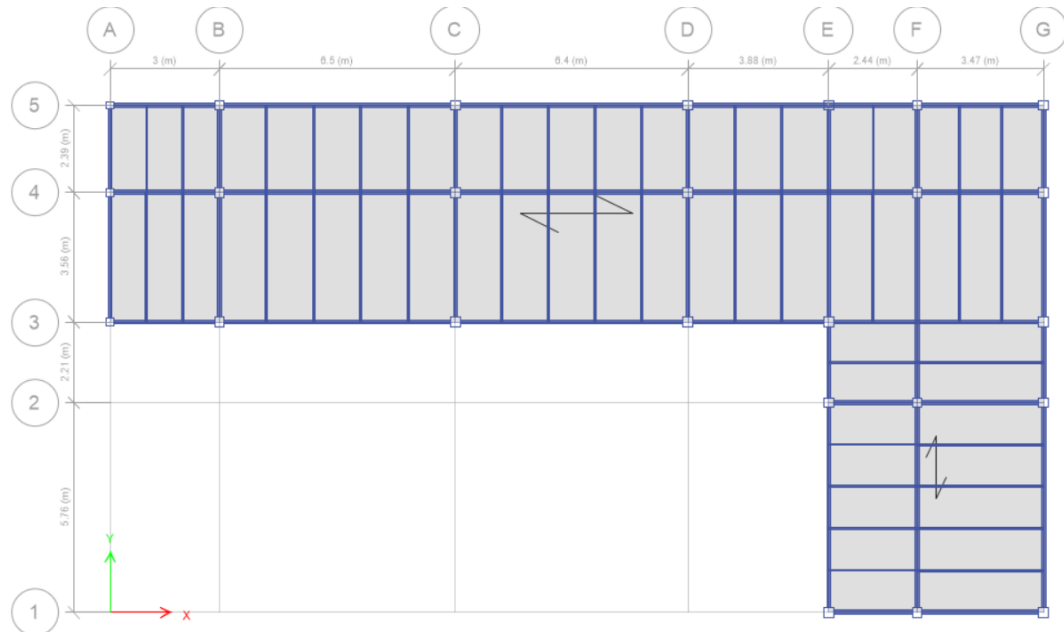
PISO	F_x (Tn)	ΣF_x (Tn)
4	16.48	16.48
3	21.50	37.98
2	14.33	52.31
1	7.17	59.47

Planteamiento de la disposición de elementos estructurales

A continuación, se plantea el dimensionamiento de los elementos estructurales al calcular su capacidad en contraste con las cargas aplicadas sobre los mismos, dado este sistema lo primero que se plantea es la geometría de la estructura definiendo el sentido de las vigas secundarias, las vigas trabe que soportan a las vigas secundarias y las vigas principales que, aunque no soportan mayor carga deben transmitir la carga sísmica en la estructura.

De igual manera se debe proponer la ubicación de las columnas las cuales deben coincidir con la ubicación de paredes para no modificar el diseño arquitectónico, tomando en cuenta la estructura habitacional es irregular teniendo no solo un retroceso excesivo de esquina también se puede observar en la Figura 5 que la parte de la estructura entre los ejes A-D es más larga que ancha, es decir tiene en el sentido x tiene mayor rigidez mientras que en el sentido y tiene menos rigidez dimensional, por lo cual se propone aumentar la rigidez estructural al colocar las columnas a una separación de 2.39m y 3.56m respectivamente, mientras que en el eje x se colocaran a una separación de 6.5 y 6.4m.

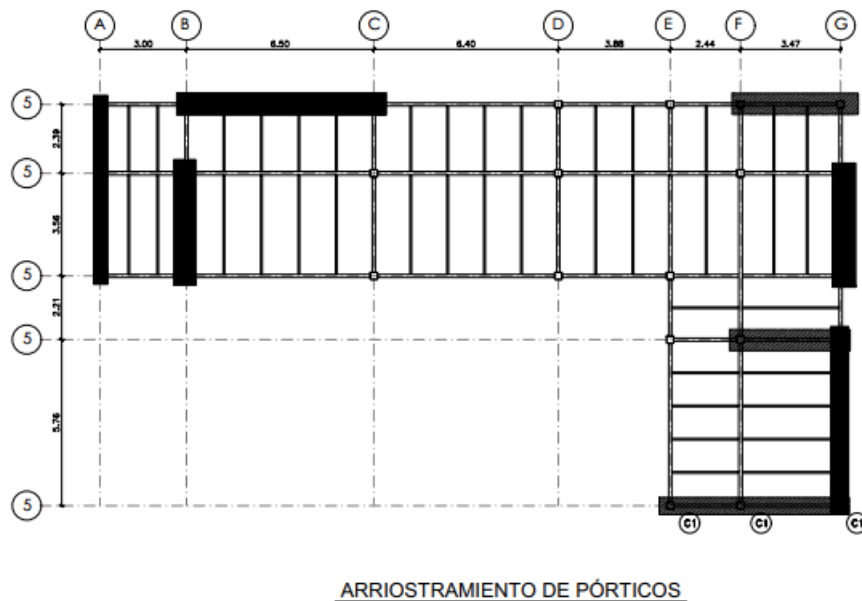
De igual manera entre los ejes 3-5 se plante de la misma manera una distancia entre columnas menor en el eje x, mientras esta es mayor en el eje y, por existir una diferencia entre largo y ancho de esta parte de la estructura, siendo así que la distancia entre las columnas en el eje x es de 2.44m y 3.47m mientras que en el eje y es de 5.76m.

Figura 5*Propuesta de disposición de elementos estructurales*

Nota. Figura tomada del modelo realizado con software de análisis.

En la parte central de la estructura donde existe mayor rigidez dimensional, se procura disminuir el número de columnas para tener una menor rigidez lateral y exista un mejor equilibrio en la estructura. En la Figura 6 se puede apreciar la propuesta de la disposición de los elementos estructurales en planta para edificación habitacional.

Dado que la estructura habitacional presenta una configuración con gran retroceso excesivo de esquina que supera el límite del 15% de la longitud de la edificación en las direcciones del eje X e Y siendo en el eje X un retroceso de 19.88m de un total de 25.69m dando un porcentaje del 77%, mientras que en el eje Y se tiene un retroceso de 7.97m de un total de 13.92 lo que da un porcentaje del 57% (MIDUVI, 2015).

Figura 6*Ubicación de arriostramientos concéntricos*

Nota. De autoría propia.

Considerando la irregularidad de planta se propone el uso de arriostramientos concéntricos para brindar mayor rigidez a la estructura. En la Figura 6 se puede apreciar la disposición de los arriostramientos concéntricos en la estructura, la cual como se observa en la Figura 1 coincide con los muros divisorios del diseño arquitectónico.

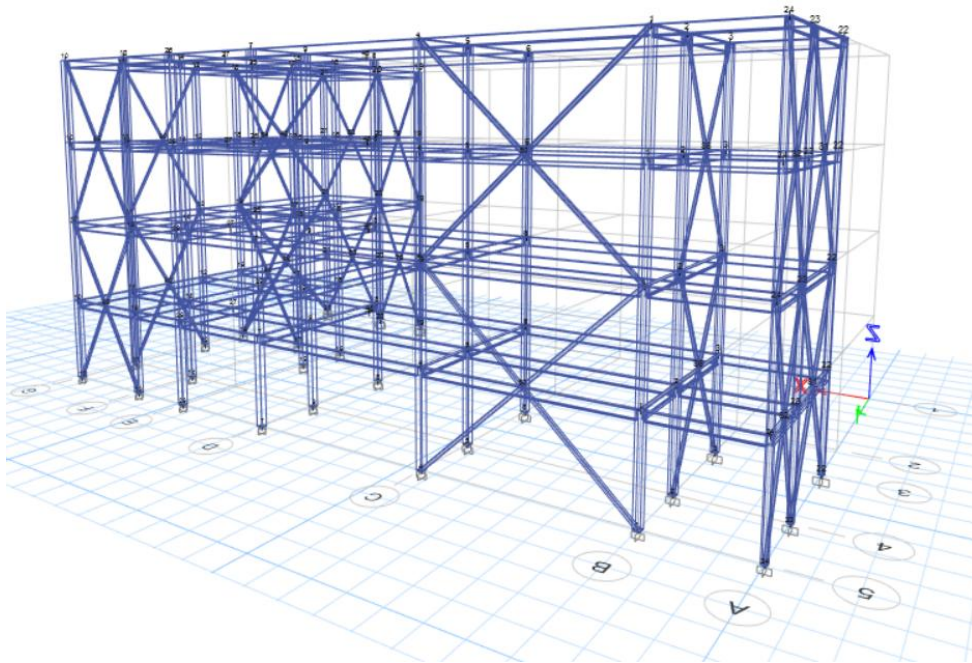
Elementos Estructurales de la Estructura Habitacional

Diseño de arriostramientos. Dada la disposición de los arriostramientos se tiene 10 arriostramientos en el sentido del eje X por cada piso y en el sentido del eje Y de igual manera se tiene 10 arriostramientos con configuración V y V invertida alternada entre pisos, como se puede apreciar en la Figura 7.

A partir de la distribución de los arriostramientos se proceden a determinar las fuerzas de tensión y compresión que experimentarían los arriostramientos en base a las cargas sísmicas calculadas en la Tabla 1.

Figura 7

Arriostramientos concéntricos con disposición de X en dos pisos



Nota. Imagen obtenida del software de análisis.

Para el diseño de los arriostramientos se considera que los elementos tipo HSS propuestos deben cumplir con los requisitos de alta ductilidad (American Institute of Steel Construction, Seismic Provisions for Structural Steel Building, 2022). Este criterio es fundamental para garantizar un comportamiento adecuado del sistema estructural bajo demandas sísmicas severas, permitiendo el desarrollo de deformaciones inelásticas controladas sin pérdida significativa de resistencia.

Adicionalmente, se verifica la esbeltez de los arriostramientos, la cual debe encontrarse dentro del rango recomendado de 70 a 200. Este intervalo de esbeltez ha demostrado un desempeño favorable frente a ciclos de carga repetitivos, característicos de la acción sísmica, contribuyendo a un comportamiento estable tanto en compresión como en tracción (AISC EDUCATION, Seismic Design of Ductile Special Concentrically Braced Frames, 2017).

Asimismo, se controla la relación ancho–espesor de las paredes de los arriostramientos, parámetro clave para asegurar un comportamiento dúctil del elemento. Para el acero A572 Grado 50, con un módulo de elasticidad de $E=21\,000\,000\text{ kg/cm}^2$, el límite máximo de la relación ancho–espesor se establece en 15.15, valor que permite clasificar al elemento como altamente dúctil, evitando mecanismos de pandeo local prematuro.

Tabla 2

Dimensiones de arriostramientos en pisos 1 y 2.

EJES	DIMENSIONES (mm)	PISO 1 Y 2		
		ESBELTEZ	RELACION B/T	$\Phi P_n (T_n)$
1 E-F	65X65X5	115.76	11	11.29
1 F-G	65X65X5	164.5	11	9.73
2 F-G	75X75X5	141.27	13	15.39
5 B-C	90X90X6	142.15	13	21.27
5 F-G	75X75X5	130.28	13	15.39
A 3-4	65X65X5	143.3	13	9.6
A 4-5	75X75X5	140.36	11	11.36
B 3-4	75X75X5	152.79	11	15.16
G 1-2	90X90X6	132.98	13	18.61
G 3-4	75X75X5	143.3	13	15.16

Nota. Dimensionado mediante calculo.

En la **Tabla 2** y la **Tabla 3** se presentan las dimensiones geométricas, propiedades mecánicas y parámetros de diseño de cada uno de los arriostramientos, de acuerdo con su ubicación y disposición dentro del sistema estructural propuesto.

Tabla 3

Dimensiones de arriostramientos en pisos 3 y 4.

PISO 3 Y 4				
EJES	DIMENSIONES (mm)	ESBELTEZ	RELACION B/T	ΦP_n (Tn)
1 E-F	65X65X5	115.76	11	11.29
1 F-G	65X65X5	164.5	11	9.73
2 F-G	65X65X5	164.5	11	9.73
5 B-C	90X90X6	142.15	13	21.27
5 F-G	65X65X5	130.28	13	9.73
A 3-4	65X65X5	143.3	13	9.6
A 4-5	65X65X5	140.36	11	11.36
B 3-4	65X65X5	152.79	11	9.59
G 1-2	90X90X6	132.98	13	18.61
G 3-4	65X65X5	143.3	13	9.59

Nota. Dimensionado mediante calculo.

Diseño de vigas secundarias. Dadas las dimensiones geométricas de la estructura se plantea utilizar la dirección de las viguetas paralelas en el eje Y entre los ejes A-G y 3-4. Mientras que se utilizaran viguetas paralelas al eje X entre los ejes E-G y 1-3, con el fin de optimizar la transmisión de cargas hacia las vigas trabe del sistema.

Al definir esta disposición de las viguetas se tiene una máxima separación entre viguetas de 1.30m la cual nos permite obtener una carga mayorada de 2.1 Tn/m actuando sobre cada vigueta. En cuanto a las longitudes se selecciona 3.56m y 2.44m estableciéndose así dos tipologías de viguetas que se emplean de manera repetitiva en toda la estructura, facilitando la estandarización del diseño y la construcción.

Las vigas secundarias con longitud de 2.44m se calculan para las cargas propuestas como elementos con conexión a corte con las vigas trabe, tras el cálculo se ha determinado que las vigas con mayor eficiencia en cuanto peso resistencia son las HSS de acero laminado en caliente cuyas dimensiones son $b=50\text{mm}$, $h=150\text{mm}$ y $e=2\text{mm}$ con sus respectivas propiedades, trabaja de acuerdo a los parámetros indicados en la **Tabla 4**.

Tabla 4

Resultados del diseño por capacidad de las viguetas de longitud 2.44m.

Descripción	Cantidad	Unidad
Cortante	1090.00	Kg
Momento	651.00	Kg*m
Longitud de viga	2.41	M
Momento nominal por fs	812.00	Kg*m
Cortante nominal por fs	3872.00	Kg

Las vigas secundarias de longitud 3.56m se calculan para las cargas propuestas como elementos que tienen una conexión a corte con las vigas trabe, se ha llegado a definir una viga tipo I cuyas dimensiones son bf=60mm, tf=4mm, h=200mm y tw=4mm con sus respectivas propiedades, trabaja de acuerdo al porcentaje indicado en la Tabla 5.

Tabla 5

Resultados del diseño por capacidad de las viguetas de longitud 3.56.

Descripción	Cantidad	Unidad
Cortante	2477.00	Kg
Momento	2205.00	Kg*m
Longitud de viga	3.56	m
Momento nominal por fs	2940.00	Kg*m
Cortante nominal por fs	14237.00	Kg
Longitud Lb max	1.12	m

Vigas Trabe. Constituyen los elementos encargados de recibir las cargas transmitidas por las vigas secundarias y transferirlas hacia las columnas, por lo que deben contar con la capacidad suficiente para resistir las cargas gravitacionales propias de la

edificación, así como participar en la transmisión de las acciones sísmicas entre los elementos verticales del sistema estructural.

Se seleccionaron dos tipologías de vigas trabe, cuyas características se detallan en la Tabla 6. Ambas se encuentran fabricadas en acero estructural A572 Grado 50, material que proporciona una adecuada combinación de resistencia y ductilidad, acorde con los criterios de diseño sísmico aplicables.

Tabla 6

Dimensiones de las vigas trabes utilizadas en la estructura

	bf (mm)	tf (mm)	h (mm)	tw (mm)
VIGA TRABE 1 (VT1)	125	10	280	6
VIGA TRABE 2 (VT2)	130	10	300	6

Para garantizar su adecuado desempeño estructural, las vigas trabe deben cumplir con una serie de parámetros geométricos y mecánicos. En primer lugar, la longitud sin apoyo lateral de estos elementos no debe exceder 1.30 m, valor que corresponde a la separación máxima entre viguetas, las cuales actúan como arriostramientos laterales para las vigas trabe, restringiendo el desplazamiento fuera del plano y el pandeo lateral–torsional.

Adicionalmente, dado el carácter sísmico del sistema estructural, las vigas deben presentar un comportamiento altamente dúctil. Para ello, la relación ancho–espesor de las alas no debe superar el valor de 6.99, mientras que la relación ancho–espesor del alma debe ser menor a 57.10, cumpliendo así con los límites establecidos para secciones compactas y altamente dúctiles.

En la Tabla 7 se presenta la ubicación de las vigas trabe dentro de la estructura, así como sus parámetros de resistencia y verificación, confirmando el cumplimiento de los criterios de diseño adoptados.

Tabla 7*Pórticos con vigas trabe.*

EJE	VIGA	CONEXION V-C	ΦV_n (Tn)	ΦM_n (Tn*m)	b/2t	h/t	Lb max (m)
3 B-D	VT 2	MOMENTO	31.89	15.54	6.50	46.7	1.36
3 D-G	VT 1	MOMENTO	29.61	13.74	6.25	43.3	1.32
4 A-F	VT 2	MOMENTO	31.89	15.54	6.50	46.7	1.36
4 F-G	VT 1	MOMENTO	29.61	13.74	6.25	43.3	1.32
5 A-G	VT 1	CORTANTE	29.61	13.74	6.25	43.3	1.32
E 1-3	VT 1	MOMENTO	29.61	13.74	6.25	43.3	1.32
F 1-3	VT 2	MOMENTO	31.89	15.54	6.50	46.7	1.36
G 1-3	VT 1	CORTANTE	29.61	13.74	6.25	43.3	1.32

Vigas Principales. Las vigas principales no reciben cargas gravitacionales directas provenientes de las vigas secundarias; sin embargo, cumplen un rol fundamental en el comportamiento global de la estructura, ya que transmiten las cargas laterales entre columnas y contribuyen de manera significativa a la rigidez lateral del sistema estructural.

En consecuencia, su dimensionamiento se adopta equivalente al de las vigas trabe tipo 1, cuyas propiedades geométricas y mecánicas se presentan en la Tabla 6, garantizando así una adecuada capacidad resistente y compatibilidad con el sistema estructural propuesto.

Adicionalmente, las vigas principales deben contar con apoyo lateral continuo a intervalos menores o iguales a 1.30 m, con el fin de prevenir el pandeo lateral-torsional. Este arriostramiento se ejecuta en obra mediante el uso de tubos metálicos de acero A36, los cuales restringen el desplazamiento lateral del ala comprimida.

En la **Tabla 8** se detalla la ubicación de las vigas principales dentro de la edificación, así como su distribución en planta.

Lo que garantiza la conexión a momento es la utilización de una conexión tipo diafragma atravesado (Japan, 2012).

Tabla 8*Pórticos con vigas principales.*

EJE	VIGA	CONEXION V-C	ΦV_n (Tn)	ΦM_n (Tn*m)	b/2t	h/t	Lb max (m)
1 E-F	VT 1	CORTANTE	29.61	13.74	6.25	43.3	1.32
2 E-F	VT 1	CORTANTE	29.61	13.74	6.25	43.3	1.32
A 3-5	VT 1	CORTANTE	29.61	13.74	6.25	43.3	1.32
B 3-5	VT 1	CORTANTE	29.61	13.74	6.25	43.3	1.32
C 3-5	VT 1	MOMENTO	29.61	13.74	6.25	43.3	1.32
D 3-5	VT 1	MOMENTO	29.61	13.74	6.25	43.3	1.32
E 3-5	VT 1	MOMENTO	29.61	13.74	6.25	43.3	1.32
F 3-5	VT 1	MOMENTO	31.89	15.54	6.25	46.7	1.36
G 3-5	VT 1	CORTANTE	29.61	13.74	6.25	43.3	1.32

Columnas. Las columnas constituyen los elementos principales de transmisión de cargas de la edificación, ya que reciben las acciones provenientes de las vigas trabe y las vigas principales y las transfieren al sistema de cimentación, donde los esfuerzos son finalmente disipados. En consecuencia, estos elementos deben contar con la capacidad suficiente para resistir las cargas gravitacionales mayoradas, así como las acciones sísmicas, incluyendo los esfuerzos adicionales inducidos por el pandeo y la fluencia de los arriostramientos durante un evento sísmico.

Dada la configuración estructural se plantean dos tipos de columnas cuyas dimensiones se pueden apreciar en la En cuanto a su disposición en planta, la columna tipo 2 se localiza en los nodos A 3–5, mientras que la columna tipo 1 se emplea en todos los demás nodos de la estructura como se observa en la Tabla 9, las cuales deben considerarse tanto para soportar las cargas de tipo gravitacional transmitidas por las vigas trabes, así como las cargas sísmicas que gracias a la acción de los arriostramientos son transmitidas a las columnas como cargas verticales y de igual manera las, conforme los arriostramientos comienzan a formar rotulas, estas deben estar en la capacidad de soportar las cargas sísmicas laterales.

En cuanto a su disposición en planta, la columna tipo 2 se localiza en los nodos A 3–5, mientras que la columna tipo 1 se emplea en todos los demás nodos de la estructura como se observa en la Figura 6.

Tabla 9

Dimensiones de las columnas.

	bf (mm)	tf (mm)
COLUMNA 1	225	16
COLUMNA 2	150	12

Otros parámetros que se deben tener en cuenta en las columnas es la relación ancho espesor de las paredes de la misma la cual no debe superar 13.25, así como los parámetros de resistencia, cuando se utiliza un acero A572gr50, los cuales se pueden apreciar en la Tabla 10.

Tabla 10

Propiedades de las columnas

LOCALIZACION	COLUMNA	
A3	COL 2	10.50
A4	COL 2	10.50
A5	COL 2	10.50
4 B-D	COL 1	12.06
4 F-G	COL 1	12.06
F 1-5	COL 1	12.06
5 B-G	COL 1	12.06
3 B-G	COL 1	12.06
E 1-2	COL 1	12.06
G 1-2	COL 1	12.06

La resistencia de la columna se obtiene al realizar el diagrama de interacción que nos permite visualizar como la interacción del momento con la carga axial cambia el comportamiento de las columnas, esto se puede observar en la Figura 8 para la columna 1 y la Figura 9 para la columna 2.

Figura 8

Diagrama interacción de la columna 1 de 150x150mm.

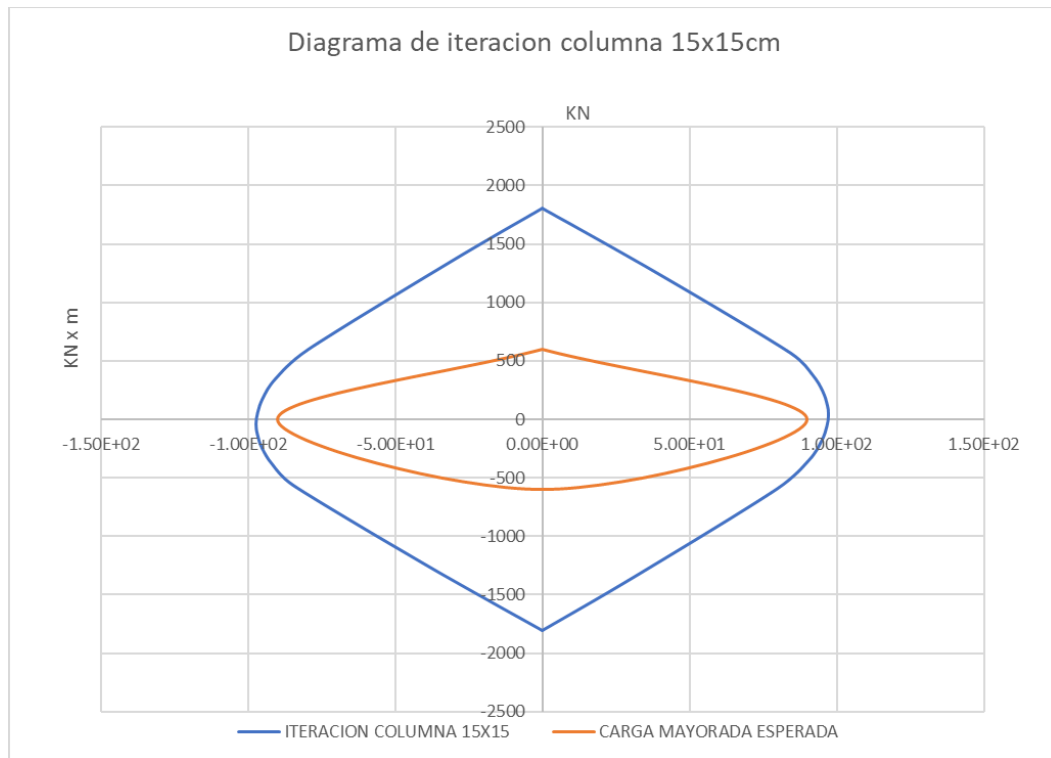
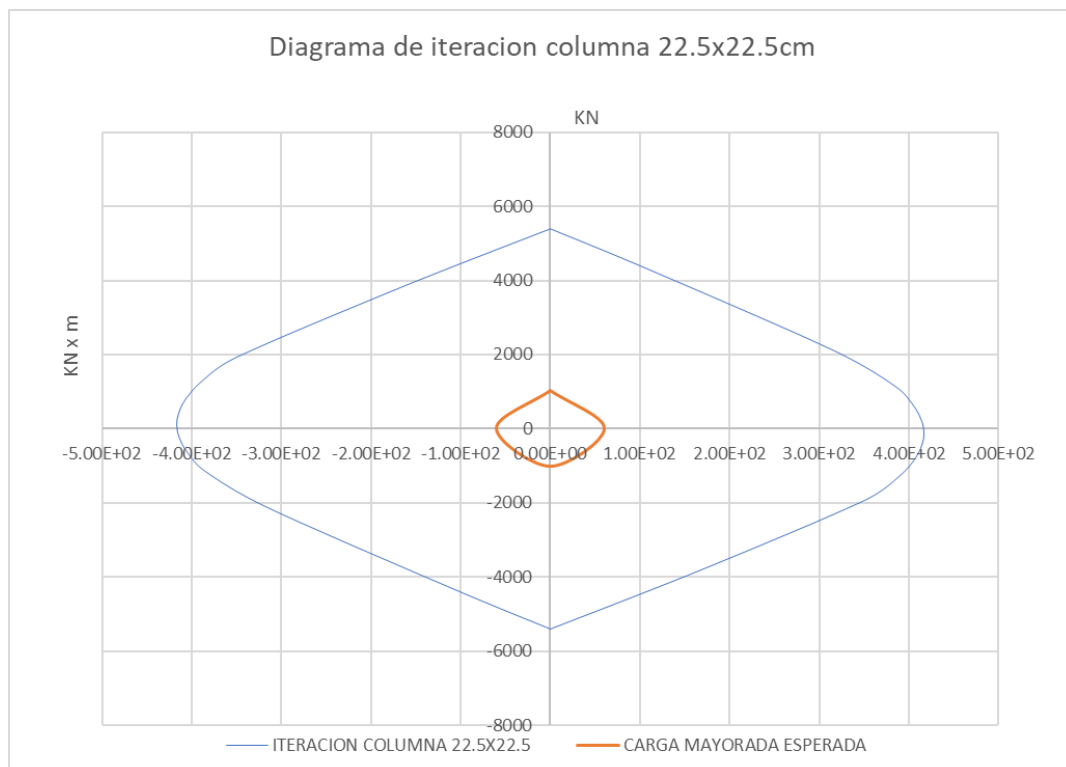
**Figura 9**

Diagrama de interacción de la columna 2 de 225x225mm.



Elementos Estructurales de la Estructura de Acceso

Con la Ecuación 4 se calcula el periodo de la estructura, el cual se determina en 0.39s. Este parámetro resulta fundamental para la determinación de la demanda sísmica asociada al sistema estructural.

Posteriormente, se determinan las fuerzas sísmicas por nivel, empleando los parámetros sísmicos definidos previamente, cuyos valores se resumen en la Tabla 11. Dichos parámetros se obtienen mediante la Ecuación 5, considerando que la estructura de acceso presenta una configuración regular, sin irregularidades en planta ni en elevación.

Bajo estas condiciones, se determina un cortante basal de 7.52 t, valor que refleja una respuesta sísmica controlada y coherente con la geometría regular y el sistema estructural adoptado para esta subestructura.

Tabla 11

Fuerzas laterales en estructura de acceso

PISO	F _x (Tn)	ΣF _x (Tn)
4	3.01	3.01
3	2.26	5.27
2	1.50	6.77
1	0.75	7.52

Diseño de arriostramientos. Dada la disposición de los arriostramientos se tiene 2 arriostramientos con forma de V invertida tanto en el eje X como en el eje Y.

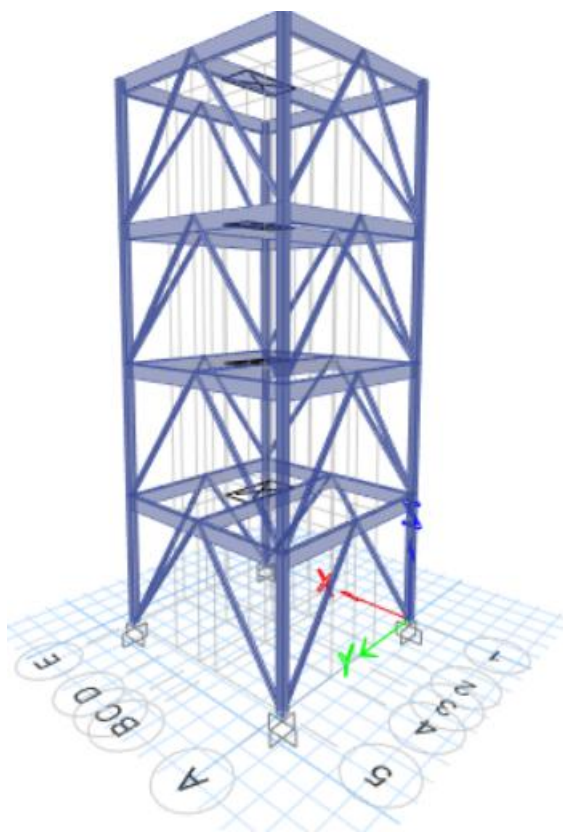
La disposición espacial de los arriostramientos se presenta en la A partir de esta configuración, se procede a determinar las fuerzas de tracción y compresión que actúan sobre cada arriostramiento, empleando las cargas sísmicas por nivel previamente calculadas y resumidas en la Tabla 11. Este análisis permite verificar la capacidad resistente de los arriostramientos y su adecuado desempeño frente a la demanda sísmica de diseño.

Figura 10, donde se evidencia su ubicación estratégica para garantizar un comportamiento sísmico adecuado y una distribución eficiente de rigidez en ambas direcciones.

A partir de esta configuración, se procede a determinar las fuerzas de tracción y compresión que actúan sobre cada arriostramiento, empleando las cargas sísmicas por nivel previamente calculadas y resumidas en la Tabla 11. Este análisis permite verificar la capacidad resistente de los arriostramientos y su adecuado desempeño frente a la demanda sísmica de diseño.

Figura 10

Arriostramientos concéntricos con disposición de V invertida.



Nota. De autoría propia

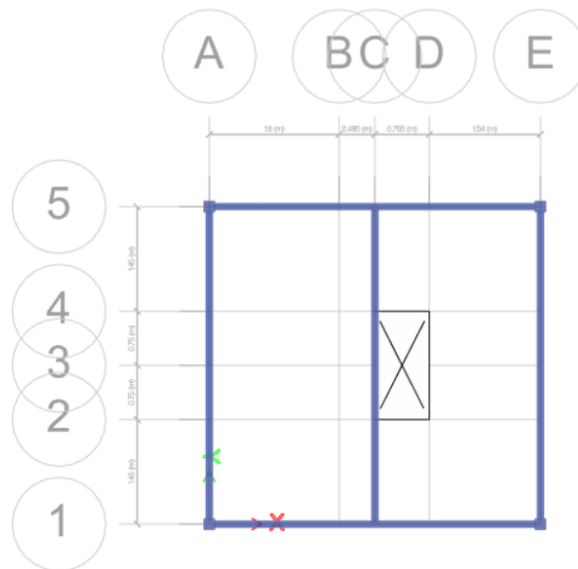
Para estos elementos se debe considerar que las paredes de elementos HSS como los que se plantea utilizar deben ser de alta ductilidad (American Institute of Steel Construction, Seismic Provisions for Structural Steel Building, 2022). De igual manera debe

considerarse la esbeltez de los arriostramientos la cual debe tener un valor de entre 70 y 200 (AISC EDUCATION, Seismic Design of Ductile Special Concentrically Braced Frames, 2017), que funciona mejor para ciclos de carga repetitivos como los sísmicos.

En la Figura 11 se aprecia la configuración de la estructura de acceso.

Figura 11

Configuración de la estructura de acceso.



Nota. De autoría propia

El límite de la relación ancho–espesor de las paredes de los arriostramientos tubulares HSS, fabricados en acero A572 Grado 50 y con un módulo de elasticidad de 21 000 000 kg/cm², se establece en un valor máximo de 15.15, a fin de garantizar un comportamiento altamente dúctil del elemento bajo acciones sísmicas.

El cumplimiento de este criterio permite el desarrollo de un comportamiento dúctil, favoreciendo la disipación de energía sin que se presenten fallas locales prematuras por pandeo de pared. En la Tabla 12 se presentan las dimensiones geométricas y parámetros de diseño de cada uno de los arriostramientos, de acuerdo con su disposición y función dentro del sistema estructural.

Tabla 12*Dimensiones de arriostramientos en pisos 1-4*

EJES	DIM (mm)	TIPO DE ARRIOSTRAMIENTO	ESBELTEZ	RELACION B/T	ΦP_n (Tn)
A 1-5	63X63X5	V INVERTIDA	182.72	10	6.15
E 1-5	63X63X5	V INVERTIDA	182.72	10	6.15
1 A-E	63X63X5	V INVERTIDA	185.89	10	5.94
5 A-E	63X63X5	V INVERTIDA	185.89	10	5.94

Diseño de la viga secundaria. De acuerdo con las dimensiones geométricas y la configuración estructural de la estructura de acceso, se dispone una vigueta en el eje B entre 1–5, cuya ubicación permite una distribución eficiente de las cargas gravitacionales sin generar concentraciones desfavorables de esfuerzos.

La viga secundaria se diseña para una carga mayorada de 1.20 Tn/m, considerando una longitud de diseño de 4.40 m. A partir del análisis estructural y las verificaciones correspondientes, se concluye que el perfil seleccionado HSS con dimensiones $b=90\text{mm}$, $h=300\text{mm}$ y $e=6\text{mm}$, cumple con los requisitos de resistencia y servicio, trabajando dentro de los límites establecidos por la normativa aplicable.

Los resultados de verificación y los parámetros de desempeño de la vigueta se presentan en la Tabla 13, confirmando la idoneidad del elemento para las condiciones de carga consideradas.

Tabla 13*Resultados del diseño por capacidad de la viga secundaria de longitud 4.40m.*

Descripción	Cantidad	Unidad
Longitud de viga	4.40	M
Momento nominal por fs	32.80	Tn
Cortante nominal por fs	12.89	Tn*m

Vigas. De acuerdo con la configuración estructural adoptada, las vigas se disponen únicamente en el perímetro exterior de la estructura, cumpliendo principalmente la función de incrementar la rigidez lateral global y mejorar el comportamiento sísmico del sistema.

Debido a que la estructura de acceso tiene escaleras, las vigas no pueden tener arrostramientos para el pandeo torsional lateral, por lo cual se escogió vigas de tipo HSS. Se selecciona un único tipo de viga, cuyas propiedades geométricas se detallan en la Tabla 14. Todos los elementos se especifican en acero A572 Grado 50, garantizando una adecuada resistencia, ductilidad y compatibilidad con el sistema estructural propuesto.

Tabla 14

Dimensiones de las vigas trabes utilizadas en la estructura

	bf (mm)	tf (mm)	h (mm)	tw (mm)
VIGA				
REGTANGULAR	90	6	300	6

Adicionalmente, estas vigas deben presentar un comportamiento altamente dúctil frente a solicitaciones sísmicas, por lo que se verifica que la relación ancho–espesor del ala no exceda el valor de 13.44, mientras que la relación ancho–espesor del alma se mantenga por debajo de 59.15.

En la Tabla 15 se detalla la ubicación de las vigas dentro de la estructura, así como sus parámetros de resistencia y verificación, confirmando el cumplimiento de los criterios de diseño adoptados.

Tabla 15

Parámetros de las vigas trabe

EJE	VIGA	CONEXION V-C	ΦV_n (Tn)	ΦM_n (Tn*m)	b/t	h/t	Lb max (m)
1 A-E	VR 1	MOMENTO	32.80	12.89	13.0	48.0	NL
5 A-E	VR 2	MOMENTO	32.80	12.89	13.0	48.0	NL
A 1-5	VR 1	MOMENTO	32.80	12.89	13.0	48.0	NL
E 1-5	VR 2	MOMENTO	32.80	12.89	13.0	48.0	NL

La conexión a momento que se escoge para estas vigas es side plate moment connection que garantiza la transferencia dúctil de momento entre vigas y columnas (American Institute of Steel Construction, 2022).

Columnas. Normalmente, las columnas se dimensionan para resistir tanto las cargas gravitacionales como las acciones sísmicas. No obstante, en el caso de la estructura de acceso, debido a su relación desfavorable entre altura y rigidez lateral, se considera necesario que las columnas contribuyan de manera significativa a incrementar la rigidez lateral global del sistema estructural.

En función de esta consideración y de la configuración estructural adoptada, se propone un único tipo de columna, cuyas dimensiones y propiedades geométricas se detallan en la Tabla 16. Dado que la estructura corresponde a un sistema arriostrado concéntricamente, se adoptan conexiones a momento entre vigas y columnas, asegurando que la resiliencia de la edificación por las acciones sísmicas.

Este criterio de diseño permite un comportamiento estructural eficiente, coherente con el sistema resistente seleccionado y con los requerimientos de desempeño sísmico establecidos.

Tabla 16

Dimensiones de las vigas trabes utilizadas en la estructura

	bf (mm)	tf (mm)
COLUMNA 1	150	10

Otros parámetros fundamentales que deben considerarse en el diseño de las columnas son los relacionados con la esbeltez local de la sección, en particular la relación ancho—espesor de las paredes, la cual no debe exceder el valor de 13.25, a fin de garantizar un comportamiento dúctil y evitar el pandeo local prematuro bajo acciones sísmicas.

Asimismo, se verifican los parámetros de resistencia correspondientes al uso de acero A572 Grado 50, los cuales se presentan de forma detallada en la Tabla 17, confirmando que las secciones seleccionadas cumplen con los criterios normativos de resistencia y ductilidad establecidos para el sistema estructural adoptado.

La resistencia de la columna se rige por el diagrama de iteración que se puede apreciar en la Figura 8.

Tabla 17

Dimensiones de las columnas en la edificación de acceso

LOCALIZACION	COLUMNA	TIPO DE CONEXION	RELACION b/t
1A	COL 1	MOMENTO	13
1E	COL 1	MOMENTO	13
5A	COL 1	MOMENTO	13
5E	COL 1	MOMENTO	13

Análisis Sísmico Lineal.

Se procede a determinar el coeficiente sísmico C_s , el cual representa el porcentaje de la carga reactiva de la edificación que actúa como fuerza sísmica equivalente. Este coeficiente constituye un parámetro fundamental para la evaluación de la respuesta estructural y se ingresa como dato de entrada en el software de análisis estructural, permitiendo la obtención de los esfuerzos internos, desplazamientos y derivas de la edificación (MIDUVI, 2015).

El valor de C_s se calcula mediante la aplicación de la Ecuación 6, conforme a los criterios establecidos en la normativa sísmica vigente, garantizando así que la demanda sísmica considerada sea representativa del comportamiento esperado de la estructura frente al sismo de diseño.

$$C_s = \frac{S_a * I}{R * \Phi_p * \Phi_e}$$

Ecuación 6

Porcentaje de carga reactiva que actúa como carga sísmica (C_s) (MIDUVI, 2015).

De igual manera, se determina la distribución de la carga sísmica en cada nivel de la edificación, la cual depende del coeficiente K , parámetro directamente relacionado con el período fundamental de vibración de la estructura. Para estructuras con períodos de vibración menores a 0.5 s, el coeficiente adopta un valor de $k=1$. En cambio, para períodos comprendidos entre 0.5 s y 2.5 s, el valor de K se obtiene mediante interpolación lineal entre 1 y 2 (MIDUVI, 2015).

Este criterio permite una distribución adecuada de las fuerzas sísmicas a lo largo de la altura, reflejando de manera más realista la participación modal de la estructura y asegurando la coherencia del análisis sísmico lineal realizado.

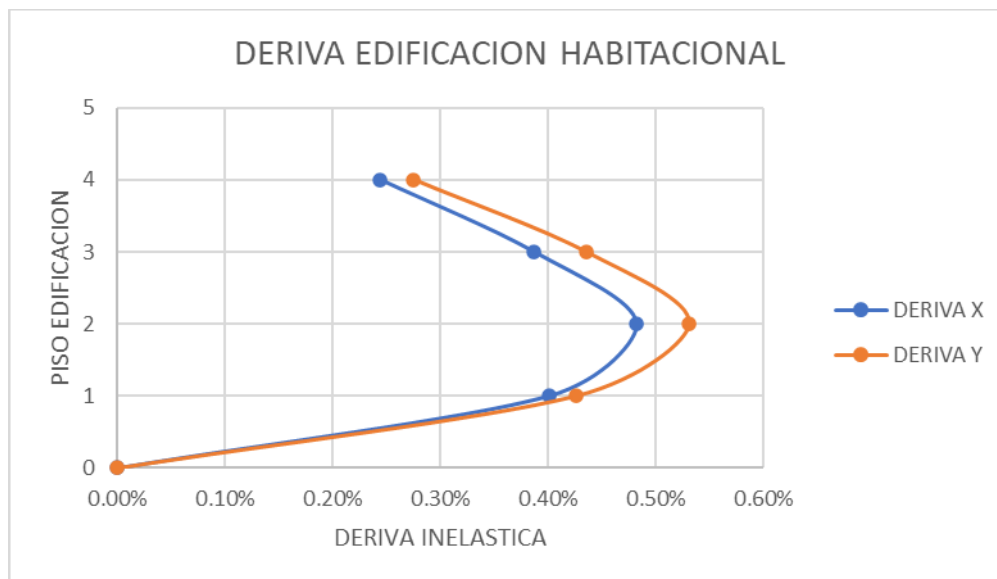
En la Tabla 18 se puede apreciar estos valores tanto para la estructura habitacional como para la estructura de acceso.

Tabla 18

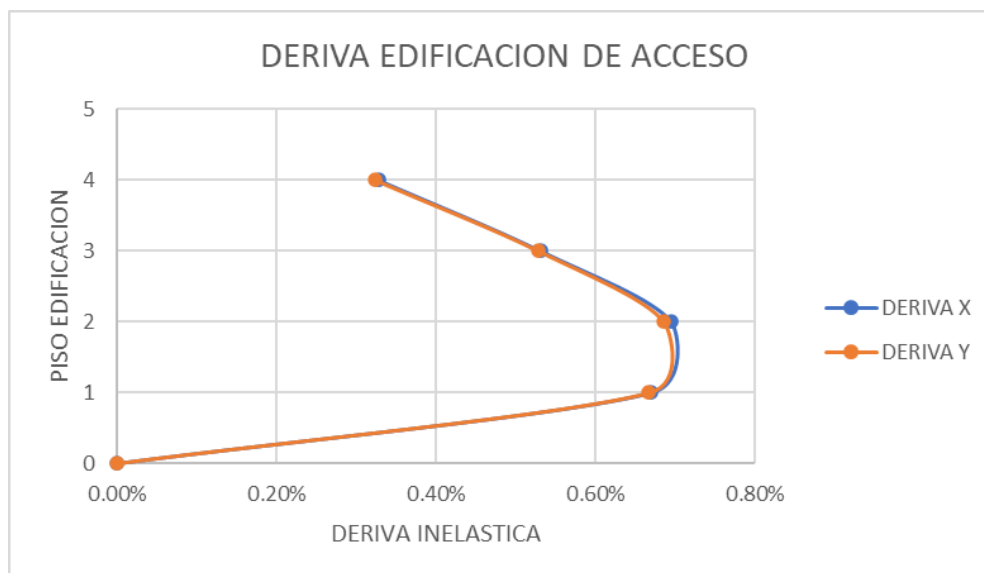
Factores a ingresarse en el software de análisis

ESTRUCTURA	T (s) SOFTWARE	Sa ESPECTRO DISEÑO	CS	k
HABITACIONAL	0.402	0.87	0.1674	1.00
ACCESO	0.527	0.87	0.1447	1.01

En base a estos datos que se ingresan en el software de análisis se obtienen varios parámetros de la respuesta de las estructuras objeto de esta investigación pudiéndose apreciar entre ellos la deriva inelástica de las estructuras que se puede apreciar en la Figura 12 y la Figura 13.

Figura 12*Deriva inelástica de la edificación habitacional*

Nota: la deriva ocasionada por la acción sísmica en el eje X y la deriva ocasionada por la acción sísmica en el eje Y.

Figura 13*Deriva inelástica de la edificación de acceso.*

Nota: la deriva ocasionada por la acción sísmica en el eje x y la deriva ocasionada por la acción sísmica en el eje y

Para obtener la deriva inelástica se procede a multiplicar el valor de la deriva inelástica por el factor de reducción sísmica R y por el valor de 0.75 (NEC-SE-DS, 2014). Tomando en cuenta que el valor máximo de deriva es de 2%. Los valores se aprecian en las Tabla 19 y Tabla 20 (MIDUVI, 2015).

Tabla 19

Valores de deriva en el eje X

DERIVA EJE X				
EDIFICACION HABITACIONAL			EDIFICACION ACCESO	
PISO	DERIVA ELASTICA	DERIVA INELASTICA	DERIVA ELASTICA	DERIVA INELASTICA
4	0.00054181	0.244%	0.00072086	0.328%
3	0.00085935	0.387%	0.00117435	0.531%
2	0.00107144	0.482%	0.00152299	0.695%
1	0.00089076	0.401%	0.00148111	0.670%

Tabla 20

Valores deriva en el eje Y

DERIVA EJE Y				
EDIFICACION HABITACIONAL			EDIFICACION ACCESO	
PISO	DERIVA ELASTICA	DERIVA INELASTICA	DERIVA ELASTICA	DERIVA INELASTICA
4	0.00061021	0.275%	0.00072781	0.324%
3	0.000967	0.435%	0.00118005	0.528%
2	0.00117987	0.531%	0.00154544	0.685%
1	0.00094662	0.426%	0.00148994	0.667%

Al analizar las derivas de entrepiso de las edificaciones, se observa que todas se encuentran por debajo del límite máximo permitido del 2 %, cumpliendo con los criterios establecidos para el control de desplazamientos laterales. Al comparar estos resultados con los límites de desempeño presentados en la Figura 12 y la Figura 13, se evidencia que la deriva máxima obtenida corresponde a un nivel de desempeño de “sin daño”, de acuerdo con la clasificación indicada en la Tabla 21 (Vielma¹).

Tabla 21

Factores a ingresarse en el software de análisis.

Estado límite	Deriva de entrepiso (%)
Sin daño	$0\% \leq \delta < 0,5\%$
De servicio	$0,5\% \leq \delta < 1,5\%$
Daños irreparables	$1,5\% \leq \delta < 2,5\%$
Daños extensos	$2,5\% \leq \delta < 3,0\%$
Prevención de colapso	$3,0\% \leq \delta$; ID < 95%

Nota: datos obtenidos del Umbrales de estado límites de servicio (Vielma¹)

Como contraste se muestra en la Figura 14 y la Figura 15 la deriva inelástica de la estructura habitacional y de acceso respectivamente sin arriostramientos, siendo analizadas como estructuras de pórticos resistentes a momentos en ambos ejes de análisis, donde se puede apreciar que supera ampliamente el límite establecido en la norma (MIDUVI, 2015) del 2%, en este análisis no se consideró la amplificación por efectos torsionales.

Figura 14

Deriva inelástica de la estructura habitacional sin arriostramientos

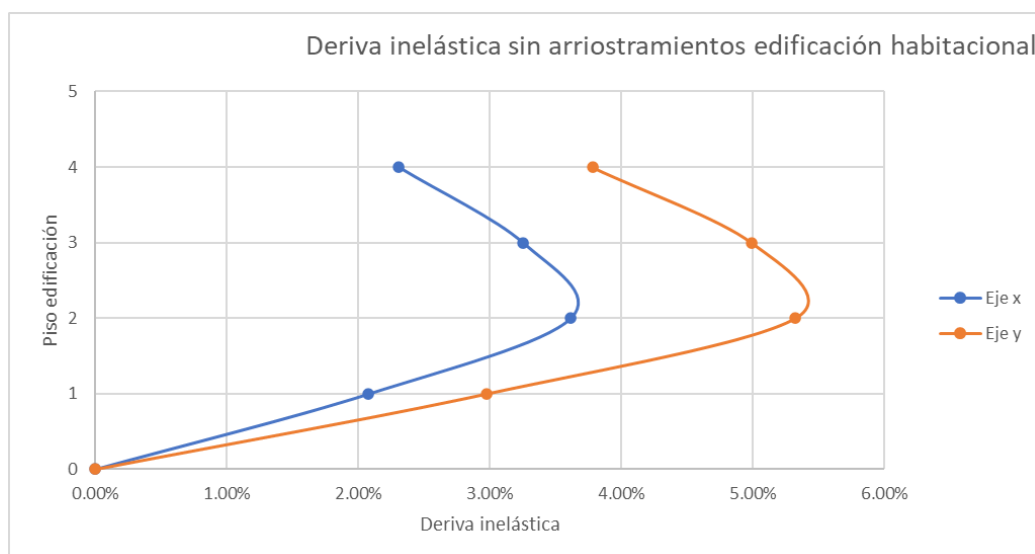
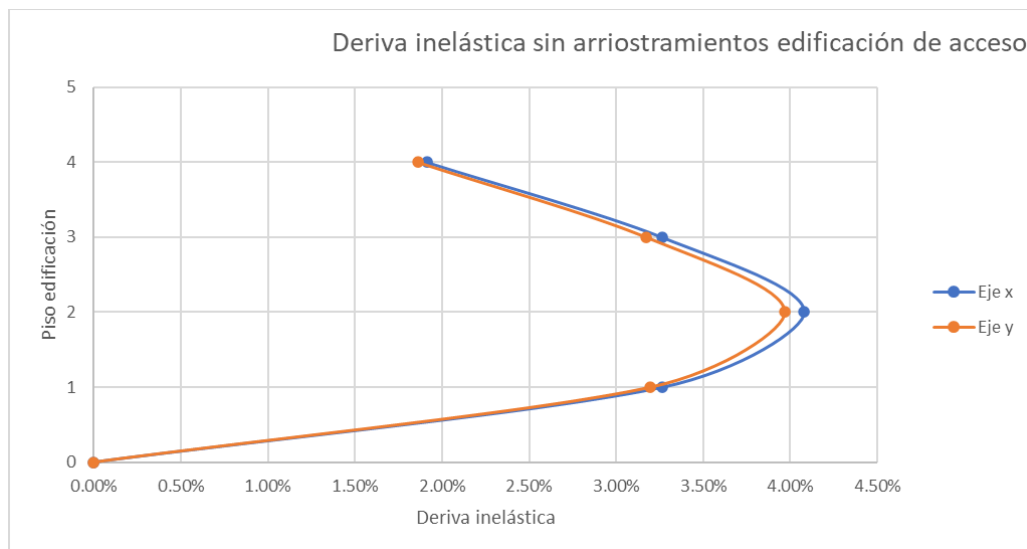


Figura 15

Deriva inelástica de la edificación de acceso sin arriostramientos



Estos resultados confirman que la estructura con arriostramientos presenta un comportamiento adecuado frente al sismo de diseño, manteniendo la integridad de los elementos estructurales y no estructurales, así como la operatividad de la edificación.

Análisis de torsión edificación habitacional. Se analiza el radio de irregularidad torsional (TIR) en ambos los ejes X e Y, el cual se determina al dividir la deriva promedio de dos puntos extremos de la estructura para la deriva máxima de la estructura. Estos valores se pueden observar en la Tabla 22.

Tabla 22

Radio de irregularidad torsional edificación habitacional.

PISO	DER MAX X	DER A X	DER B X	TIR X	DER MAX Y	DER A Y	DER B Y	TIR Y
4	0.000567	0.000535	0.000502	1.09	0.000643	0.000547	0.000593	1.13
3	0.000885	0.000882	0.000804	1.05	0.000983	0.000881	0.000913	1.10
2	0.001086	0.001075	0.000988	1.05	0.001180	0.001079	0.001060	1.10
1	0.000896	0.000893	0.000865	1.02	0.000931	0.000873	0.000931	1.03

También se evalúa el amplificador de momento torsional comportamiento, aplicando la Ecuación 7, mediante la cual se determina la relación entre el desplazamiento promedio de los extremos de la estructura y el desplazamiento lateral máximo. Este procedimiento permite cuantificar la amplificación torsional y verificar si la configuración estructural propuesta cumple con los criterios de regularidad y desempeño (MIDUVI, 2015).

$$Ax = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2 * \delta_{prom}} \right)^2$$

Ecuación 7

Factor de amplificador torsional (MIDUVI, 2015)

Como resultado de la aplicación de la Ecuación 7, se obtienen valores que indican que no es necesario aplicar un factor de amplificación torsional, lo cual confirma que la configuración estructural propuesta logra controlar adecuadamente los efectos de torsión inducidos por la irregularidad en planta. En consecuencia, se verifica que la disposición y rigidez de los arriostramientos permiten una respuesta sísmica equilibrada, asegurando un comportamiento estructural adecuado.

Tabla 23

Factores de amplificación de torsión por piso en el sentido x.

Piso	δ_{xa} (mm)	δ_{xb} (mm)	δ_{avg_x} (mm)	δ_{max_x} (mm)	A_x
1	3.603	3.584	3.5935	3.64	0.84411669
2	8.599	8.484	8.5415	8.91	0.86928525
3	13.39	13.213	13.3015	14.25	0.89275646
4	18.074	16.86	17.467	18.66	0.89025019

Los resultados obtenidos para cada dirección de análisis se presentan de forma detallada en la Tabla 23 y la **Error! La autoreferencia al marcador no es válida.**, donde se

evidencia el cumplimiento de los criterios de aceptación establecidos para la evaluación del comportamiento torsional de la estructura.

Tabla 24

Factores de amplificación de torsión por piso en el sentido y.

Piso	δ_{ya} (mm)	δ_{yb} (mm)	δ_{avg_y} (mm)	δ_{max_y} (mm)	Ay
1	3.513	2.666	3.0895	3.518	0.94891298
2	8.734	6.894	7.814	8.73	0.93102124
3	13.94	11.483	12.7115	13.94	0.91387064
4	18.11	15.56	16.835	18.11	0.8964459

Análisis de torsión de la edificación de acceso. Si bien la estructura de acceso no presenta irregularidades en planta ni en elevación, la incorporación de arriostramientos puede modificar la distribución de rigideces, alterando la posición del centro de rigidez respecto al centro de masa y generando efectos torsionales que deben ser evaluados dentro del análisis sísmico.

Tabla 25

Radio de irregularidad torsional (TIR) de la edificación de acceso.

PISO	DER MAX X	DER Avg X	TIR X	DER MAX Y	DER Avg y	TIR Y
4	0.00015239	0.000152	1.00	0.00016257	0.000161	1.01
3	0.00020386	0.000204	1.00	0.00021593	0.000215	1.00
2	0.00022266	0.000223	1.00	0.00023457	0.000234	1.00
1	0.00019525	0.000195	1.00	0.00020387	0.000203	1.00

Se procede a determinar el valor del factor de irregularidad torsional TIR, el cual se puede apreciar en la Tabla 25.

Con el fin de determinar la necesidad de considerar la torsión accidental o amplificada en el análisis estructural, se aplica la Ecuación 7, mediante la cual se calcula la relación entre el desplazamiento promedio en los extremos de la estructura y el desplazamiento lateral máximo. Este procedimiento permite identificar la presencia de amplificación torsional y verificar el cumplimiento de los criterios de regularidad establecidos.

Los resultados del análisis torsional se presentan en la Tabla 26 y Tabla 27, donde se resume el comportamiento de la estructura en cada dirección principal de análisis.

Tabla 26

Factores de amplificación de torsión por piso en el sentido x.

Piso	δ_{xa} (mm)	δ_{xb} (mm)	δ_{avg_x} (mm)	δ_{max_x} (mm)	Ax
1	1.922	1.922	1.922	1.921	0.83289976
2	4.113	4.111	4.112	4.118	0.83454929
3	6.109	6.106	6.1075	6.106	0.83312867
4	7.595	7.592	7.5935	7.599	0.83393692

Tabla 27

Factores de amplificación de torsión por piso en el sentido y.

Piso	δ_{ya} (mm)	δ_{yb} (mm)	δ_{avg_y} (mm)	δ_{max_y} (mm)	Ay
1	1.84	1.823	1.8315	1.936	0.88088088
2	3.882	3.871	3.8765	4.248	0.9131578
3	5.761	5.756	5.7585	6.410	0.92757512
4	7.201	7.199	7.2	8.055	0.93224349

Comprobación de elementos por capacidad en el software de análisis. Una vez comprobado que la estructura es capaz de resistir adecuadamente las acciones sísmicas, se procede al análisis y verificación de los elementos estructurales que la conforman, con el objetivo de confirmar que cada uno de ellos cuenta con la capacidad suficiente para soportar las cargas para las cuales ha sido diseñado el sistema estructural.

Para este fin, se establecen y aplican las combinaciones de carga correspondientes, las cuales se presentan en la Tabla 28. Estas combinaciones permiten evaluar de manera

integral la respuesta de los elementos frente a la acción simultánea de cargas gravitacionales y sísmicas, garantizando la seguridad y el adecuado desempeño estructural (MIDUVI}, 2014).

Tabla 28

Factores a ingresarse en el software de análisis.

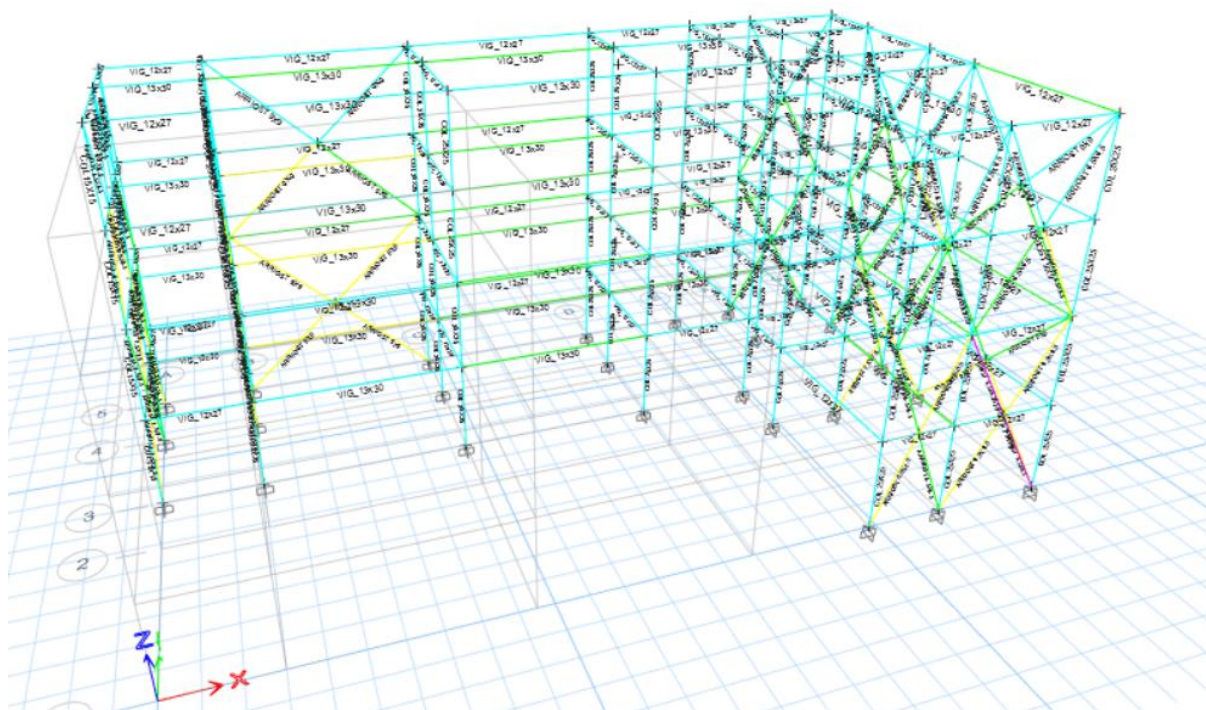
COMBO	COMBINACION
1	1.4 D
2	$1.2 D + 1.6 L + 0.5 \max[L_r; S; R]$
3	$1.2 D + 1.6 \max[L_r; S; R] + \max[L; 0.5W]$
4	$1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 \max[L_r; S; R]$
5	$1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S$
6	$0.9 D + 1.0 W$
7	$0.9 D + 1.0 E$

Nota: (MIDUVI}, 2014)

Con estos parámetros definidos, se procede a realizar el análisis estructural global, con el propósito de verificar que los elementos individuales que conforman la edificación cuenten con la capacidad suficiente para resistir todas las combinaciones de carga consideradas.

Figura 16

Comprobación de la capacidad demanda de cada elemento de la estructura habitacional

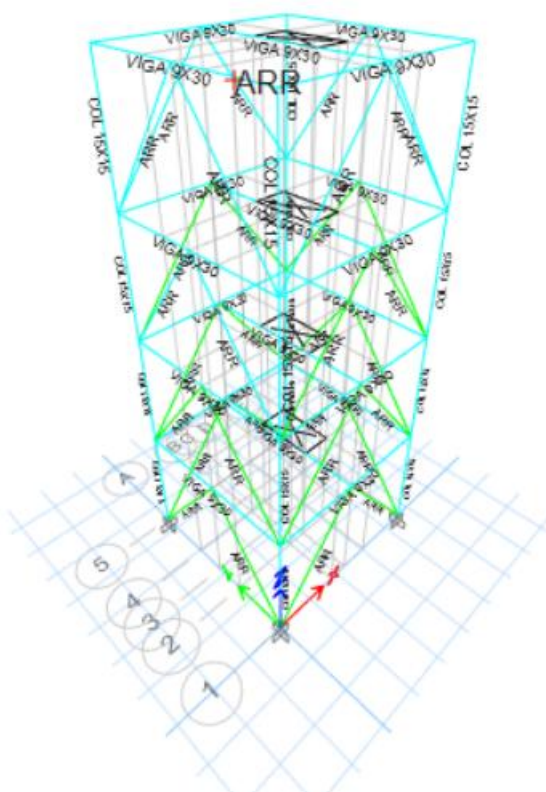


A partir de los resultados obtenidos, se observa tal como se muestra en la Figura 16 correspondiente a la estructura habitacional y en la Figura 17 correspondiente a la estructura de acceso, que todos los elementos cumplen satisfactoriamente con los criterios de diseño. Esta verificación se representa mediante una escala cromática de demanda–capacidad, en la cual el color verde indica una relación demanda/capacidad inferior al 50 %, mientras que el color rojo representa elementos cuya demanda supera su capacidad resistente.

Los resultados evidencian que ningún elemento alcanza estados críticos, confirmando así la adecuada capacidad resistente del sistema estructural bajo las combinaciones de carga analizadas.

Figura 17

Comprobación de la capacidad demanda de cada elemento de la estructura de acceso



Al comprobar que tanto la edificación de habitacional como la edificación de acceso no presentan elementos que estén sujetos a falla al aplicar las respectivas combinaciones de carga se procede a determinar el desplazamiento por piso de ambas estructuras.

Tabla 29

Factores a ingresarse en el software de análisis.

PISO	DESPLAZAMIENTO MAXIMO (mm)			
	HABITACIONAL		ACCESO	
	EJE X	EJE Y	EJE X	EJE Y
Story4	42.88	45.56	17.52	19.20
Story3	36.06	37.69	13.90	14.35
Story2	25.04	25.57	9.05	9.60
Story1	11.11	11.18	3.79	4.48

Análisis no Lineal

Análisis de la edificación habitacional

Dentro del análisis no lineal los arriostramientos concéntricos funcionan como elementos fusibles los cuales se ven sujetos a falla programada para disipar la energía sísmica tanto por pandeo por compresión o fluencia por tensión.

Para determinar los desplazamientos de los distintos estados de falla de los arriostramientos para los distintos desempeños, se procede a utilizar los valores de la tabla 9.8 de Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings del tipo de arriostramiento concéntrico HSS que de acuerdo a la relación de la Ecuación 8 es esbelto (American Society of Civil Engineers, 2017).

$$\frac{K * l}{r} \geq \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

Ecuación 8

Los parámetros para modelado y aceptación a utilizarse para arriostramientos concéntricos esbeltos se pueden apreciar en la Tabla 30.

Tabla 30

Parámetros para modelado y aceptación para procesos no lineales.

	a	b	c	IO	LS	CP
ARRIOSTRAMIENTOS EN COMPRESION	0.5Δc	9Δc	0.3	0.5Δc	7Δc	9Δc
ARRIOSTRAMIENTOS EN TENSION	9ΔT	11ΔT	1	0.5ΔT	8ΔT	11ΔT

Nota. (American Society of Civil Engineers, 2017)

Los valores de fluencia por tensión y pandeo por compresión en los pisos 1 y 2 se pueden apreciar en la Tabla 31, mientras que los valores de los pisos 3 y 4 se pueden apreciar en la Tabla 32.

Tabla 31

Valores de pandeo por compresión y fluencia por tensión de los pisos 1 y 2

PISO 1 Y 2				
	EJES	DIMENSIONES (mm)	PANDEO COMPRESION (Tn)	FLUENCIA TRACCION (Tn)
2.44	1 E-F	65X65X5	12.5	42.2
3.47	1 F-G	65X65X5	10.8	42.2
3.47	2 F-G	75X75X5	17.1	49.2
6.5	5 B-C	90X90X6	20.7	70.9
3.47	5 F-G	75X75X5	17.1	49.2
3.56	A 3-4	65X65X5	10.7	42.2
2.39	A 4-5	75X75X5	16.8	49.2
3.56	B 3-4	75X75X5	16.8	49.2
5.76	G 1-2	90X90X6	23.7	70.9
3.56	G 3-4	75X75X5	16.8	49.2

Tabla 32

Valores de pandeo por compresión y fluencia por tensión de los pisos 3 y 4

PISO 3 Y 4				
LONG. (m)	EJES	DIMENSIONES (mm)	PANDEO COMPRESION (Tn)	FLUENCIA TRACCION (Tn)
2.44	1 E-F	65X65X5	12.5	42.2
3.47	1 F-G	65X65X5	12.5	42.2
3.47	2 F-G	65X65X5	12.5	42.2
6.5	5 B-C	90X90X6	20.7	70.9
3.47	5 F-G	65X65X5	12.5	42.2
3.56	A 3-4	65X65X5	12.5	42.2
2.39	A 4-5	65X65X5	12.5	42.2
3.56	B 3-4	65X65X5	12.5	42.2
5.76	G 1-2	90X90X6	20.7	70.9
3.56	G 3-4	65X65X5	12.5	42.2

Para las columnas se obtienen los valores de la tabla 9.7.1 del Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings de la cual se obtienen los valores de los parámetros para modelado y aceptación para procesos no lineales (American Society of Civil Engineers, 2017).

Se calcula la rotación de las columnas utilizando la Ecuación 9, lo cual da como resultado un valor de 0.013 para la columna tipo 2 y de .009 para las columnas tipo 1.

$$\theta_y = \frac{M_{pce} * L * (1 + \eta)}{6 * \tau_b * E * I}$$

Ecuación 9

Rotación (American Society of Civil Engineers, 2017).

De la Ecuación 9 los valores corresponden a:

η : Amplificador de desplazamiento

τ_b : Modificador del módulo de elasticidad por fuerza axial.

M_{pce} : Momento de plastificación esperado

L : Longitud libre la columna

E : Modulo de elasticidad

I : Inercia en el eje de análisis.

Las columnas cumplen con la segunda condición de la tabla antes mencionada, por lo cual se debe calcular los valores de a , b y c con las Ecuación 10, Ecuación 11, Ecuación 12. De las cuales (American Society of Civil Engineers, 2017):

$$a = 1.2 * \left(1 - \frac{PG}{P_{ye}}\right)^{1.2} * \left(1.4 * \frac{L_y}{r_y} * 0.1 * \frac{h}{tw} + 0.9 * \frac{b}{2 * tf}\right)^{-1} - 0.0023 \leq 0$$

Ecuación 10

Tabla 9.7.1 (American Society of Civil Engineers, 2017).

$$b = 2.5 * \left(1 - \frac{PG}{P_{ye}}\right)^{1.8} * \left(0.1 * \frac{L_y}{r_y} * 0.2 * \frac{h}{tw} + 2.7 * \frac{b}{2 * tf}\right)^{-1} - 0.0097 \leq 0$$

Ecuación 11

Tabla 9.7.1 (American Society of Civil Engineers, 2017).

$$c = 0.5 - 0.5 * \frac{PG}{P_{ye}}$$

Ecuación 12

Tabla 9.7.1 (American Society of Civil Engineers, 2017).

De la ecuación Ecuación 10, la Ecuación 11 y la Ecuación 12, sus términos se definen como:

PG: la multiplicación de 1.1 por la suma de la carga muerta de la edificación más el 25% de la carga viva

P_y: Esperada resistencia axial

L_y: Longitud libre de la columna

r_y: Radio de giro

h: Alto de la columna

t_w: Espesor del alto de la columna

t_f: Espesor del ancho de la columna

b: Ancho de la columna.

De las ecuaciones anteriores se plantea los parámetros para modelado y aceptación a utilizarse para arriostramientos concéntricos esbeltos que se aprecian en la Tabla 33.

También se plantea el los valores para generar las rotulas plásticas para las vigas de los pórticos especiales resistentes a momento, para determinar estos valores se calcula la rotación de fluencia con la Ecuación 13.

$$\theta_y = \frac{M_{pe} * L * (1 + n)}{6 * E * I}$$

Ecuación 13

(American Society of Civil Engineers, 2017).

Tabla 33

Parámetros de modelado y aceptación para las columnas de la edificación habitacional.

COLUMNA	a	b	c	IO	SL	CP	PG
B 5	2.06	9.80	0.49	1.03	7.35	9.80	12.0
D 5	2.06	9.80	0.49	1.03	7.35	9.80	12.0
E 1, 2	2.06	9.80	0.49	1.03	7.35	9.80	12.0
G 1	2.06	9.80	0.49	1.03	7.35	9.80	12.0
G 3	2.06	9.80	0.49	1.03	7.35	9.80	12.0
3 B, D, E	2.06	9.86	0.49	1.03	7.40	9.86	18.0
C 5	2.06	9.86	0.49	1.03	7.40	9.86	18.0
F1	2.06	9.86	0.49	1.03	7.40	9.86	18.0
A 3-5	0.92	5.86	0.46	0.46	4.40	5.86.	8.0
5 E-G	2.05	9.76	0.49	1.02	7.32	9.76	8.0
4 C-D, F	2.07	10.04	0.47	1.03	7.53	10.04	38.0
2 F	2.07	10.04	0.47	1.03	7.53	10.04	38.0
C3	2.06	9.89	0.49	1.03	7.42	9.89	22.0
G2	2.06	9.86	0.49	1.03	7.40	9.86	18.0
B4	2.06	9.95	0.48	1.03	7.46	9.95	28.0

En la tabla se pueden apreciar los valores de rotación de fluencia para los distintos tipos de vigas dados por la variación de la longitud de las mismas.

A partir de aquí se utilizan los valores del Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings para obtenerse los parámetros a ingresar en el software de análisis. Estos valores se aprecian en la Tabla 35 (American Society of Civil Engineers, 2017).

Tabla 34*Rotación de fluencia para vigas de pórticos resistentes a momento*

VIGA	LONGITUD (m)	ROTACION DE FLUENCIA θ_y (rad)
VT2	6.50	0.000123663
VT1	3.00	6.57103E-05
VT1	3.88	8.35635E-05
VT1	2.44	5.4582E-05
VT1	3.56	7.70359E-05
VT2	5.77	0.00011069
VT1	5.76	0.000122339
VT1	2.21	5.01035E-05
VT2	2.39	4.89868E-05

Al realizar el análisis no lineal estático se obtienen valores del cortante basal aplicado, mientras se monitorea el desplazamiento lateral y la formación de las rotulas plásticas en la mencionada estructura. Estos valores se pueden apreciar en las En el eje x el análisis es incapaz de calcular posterior al paso 17, llegando a desarrollarse un máximo cortante basal de 206.94Tn y un desplazamiento máximo de 55.35mm, también podemos apreciar que el análisis se detiene posterior a que uno de los arriostramientos sobrepasa el límite E.

Tabla 36 y Tabla 37.

Tabla 35*Valores de aceptación para criterio de análisis no lineal*

	FUERZA DEFORMACION
a	9
b	11
c	0.6
IO	2.25
LS	9
CP	11

En el eje x el análisis es incapaz de calcular posterior al paso 17, llegando a desarrollarse un máximo cortante basal de 206.94Tn y un desplazamiento máximo de

55.35mm, también podemos apreciar que el análisis se detiene posterior a que uno de los arriostramientos sobrepasa el límite E.

Tabla 36

Control de desplazamiento y cortante basal con sus respectivos criterios de aceptación

Paso	Desplazamiento (mm)	Cortante Basal (Tn)	A-B	B-C	C-D	D-E	>E
0	0	0	281	0	0	0	0
1	10.71	69.87	280	1	0	0	0
2	19.16	118.51	269	11	1	0	0
3	19.16	108.79	268	11	0	2	0
4	22.96	127.44	267	11	1	2	0
5	22.97	119.70	267	11	0	3	0
6	24.28	126.60	267	10	1	3	0
7	24.29	123.83	267	10	0	4	0
8	24.51	125.02	266	10	1	4	0
9	24.51	118.41	266	9	0	6	0
10	25.82	124.90	266	8	1	6	0
11	25.82	120.50	266	8	0	7	0
12	26.58	124.02	266	7	1	7	0
13	26.58	118.77	266	7	0	8	0
14	27.98	124.92	266	6	1	8	0
15	27.98	122.54	266	6	0	9	0
16	52.32	200.71	261	10	0	10	0
17	55.35	206.94	260	10	1	9	1

En el eje Y el análisis también se detiene antes de que alguna rotula sobre pase el límite E, teniéndose considerablemente un menor desarrollo de fuerza cortante basal llegando a los 156 Tn mientras que el desplazamiento alcanza los 37mm. Donde ninguna de las rotulas llega a pasar el umbral E.

Algo que llama la atención es que de todas las rotulas que se presentan, ninguna se forma en las bases de las columnas o en las vigas de los pórticos resistentes a momento.

Debido a que el valor del desplazamiento de diseño sísmico de la estructura habitacional en el eje X es de 42.88mm, mientras que en el eje Y es de 45.56mm, se puede observar en la Figura 18 que en el análisis no lineal no se alcanza este desplazamiento en

el eje Y mientras que en el eje X apenas se alcanza el desplazamiento antes de la estructura se vuelva inestable y no se pueda seguir con el cálculo.

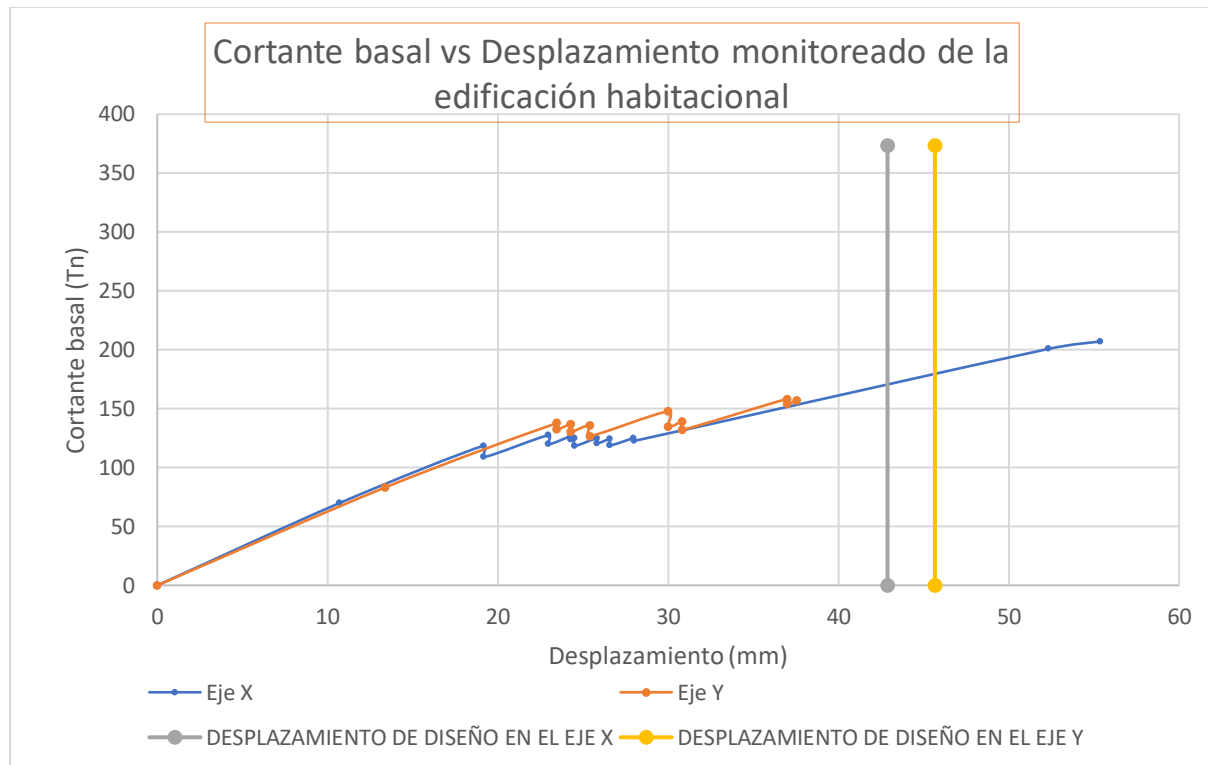
Tabla 37

Control de desplazamiento y cortante basal con sus respectivos criterios de aceptación

Paso	Desplazamiento (mm)	Cortante Basal (Tn)	A-B	B-C	C-D	D-E	>E
0	0	0	281	0	0	0	0
1	13.3678859	83.0462552	279	2	0	0	0
2	23.4517402	137.583134	267	13	1	0	0
3	23.4541402	132.262698	267	13	0	1	0
4	24.2752451	136.600719	267	12	1	1	0
5	24.2776451	130.267343	266	13	0	2	0
6	25.3900868	135.932997	266	12	1	2	0
7	25.3924868	126.622339	266	12	0	3	0
8	29.9782838	147.594618	266	11	1	3	0
9	29.9806838	134.434665	266	10	0	5	0
10	30.8320407	138.933769	266	9	1	5	0
11	30.8344407	132.078615	266	9	0	6	0
12	36.9752696	158.183998	266	8	1	6	0
13	36.9776696	154.054051	266	6	0	9	0
14	37.5633049	156.768117	266	5	1	9	0

Figura 18

Curva push over de la edificación habitacional con los desplazamientos de diseño



Esto nos indica que existen problemas con el diseño lineal de la estructura, ya que antes de alcanzar el desplazamiento del sismo de diseño la estructura se vuelve inestable en el eje Y y el software es incapaz de continuar con el análisis, mientras que en el eje X apenas es capaz desplazarse pasado el punto del desplazamiento de diseño antes de que la estructura sea inestable.

Tras una comprobación de los criterios de diseño para los pórticos resistentes a momento como son: la comprobación de momentos probables en vigas con resistencia de las columnas, que las vigas sean modeladas con apoyo lateral torsional, se considera conexiones precalificadas WUF para la conexión viga columna, la viga tiene resistencia al cortante por cargas gravitacionales y momento probable, la zona panel de la columna cumple con el espesor mínimo, requerimientos de elementos de alta ductilidad en vigas y columnas (American Institute of Steel Construction, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, 2022).

En los pórticos con arriostramientos concéntricos también se consideran que las vigas y columnas están en la capacidad de resistir la máxima fuerza provocada cuando los arriostramientos alcanzan la fluencia y pandeo, que la esbeltez de los arriostramientos es menor a 200, los arriostramientos tienen una disposición alternada para una correcta distribución de fuerza lateral, columnas vigas y arriostramientos satisfacen los criterios de alta ductilidad, las conexiones son idealizadas (American Institute of Steel Construction, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, 2022).

Adicional el análisis capacidad demanda con cargas gravitacionales y sísmicas en las diferentes combinaciones normadas demuestra que todos los elementos estructurales de la edificación tienen una capacidad que supera la demanda.

Al no encontrar problemas de diseño corresponde analizar las irregularidades de horizontales presentes en la edificación, el retroceso de esquina se toma en cuenta en la determinación del cortante basal, aunque cabe recalcar que en la normativa ecuatoriana el incremento en el cortante basal corresponde al 11% mientras que en la norma americana corresponde al 25% (MIDUVI, 2015) (Engineers}, 2022).

Al analizar la torsión de la estructura en la configuración actual se pudo comprobar que no presenta una índice de irregularidad torsional mayor a 1.2 cómo se observa en la Tabla 22 ni requiere que se amplifique la los efectos torsionales mediante la aplicación del momento provocado por la torsión accidental como se observa en la Tabla 23 y la Los **resultados** obtenidos para cada dirección de análisis se presentan de forma detallada en la Tabla 23 y la **¡Error! La autoreferencia al marcador no es válida.**, donde se evidencia el cumplimiento de los criterios de aceptación establecidos para la evaluación del comportamiento torsional de la estructura.

Tabla 24 (MIDUVI, 2015).

Por lo cual al tomar en cuenta únicamente el análisis lineal la edificación cumple con todos los parámetros para considerarse segura, esto debido a que el análisis lineal no toma

en cuenta a la pérdida de capacidad de los elementos estructurales conforme se incrementa la fuerza aplicada a los mismos.

Esta pérdida de capacidad si se toma en cuenta en el análisis no lineal en los elementos estructurales a los cuales se les asigna rotulas, por lo cual se procede a analizar cómo cambia el comportamiento de la estructura en cuanto a la torsión, cuando la estructura no cuenta con arriostramiento concéntricos.

En la tabla se puede apreciar la comparación entre los valores de radio de irregularidad torsional.

Tabla 38

Comparación TIR edificación habitacional con y sin arriostramientos

RADIO IRREGULARIDAD TORSIONAL				
EJE X			EJE Y	
PISO	ARRIOSTRADA	SIN ARRIOSTRAMIENTO	ARRIOSTRADA	SIN ARRIOSTRAMIENTO
4	1.09	1.558	1.13	3.59
3	1.05	1.513	1.10	3.628
2	1.05	1.472	1.10	1.045
1	1.02	1.423	1.03	1.033

Se puede apreciar que los arriostramientos cambian el comportamiento estructural de la edificación habitacional, al ser ubicados en posiciones estratégicas redistribuyen la torsión haciendo que esta no sea perceptible mediante análisis lineal.

Esto es aún más notorio al observar la comparación del factor de amplificación de momento torsional accidental que se puede observar en la Tabla 39.

El cambio en los factores de irregularidad torsional cuando se implementan los arriostramientos hace que en un análisis lineal pase por alto la amplificación del cortante basal el cual de acuerdo a la norma ecuatoriana es 11% mientras que en la norma americana es del 25% (MIDUVI, 2015) (Engineers}, 2022). Sin embargo, la amplificación del

momento torsional accidental de la estructura es el que debe tener mayor consideración y que obvia en el análisis lineal por la configuración ya que Ax llega a tener un valor de 3 en el eje X mientras que en el eje Y llega a tener un valor de 1.74.

Tabla 39

Comparación de amplificación de momento torsional accidental

AMPLIFICACIÓN DE MOMENTO TORSIONAL ACCIDENTAL				
EJE X			EJE Y	
PISO	ARRIOSTRADA	SIN ARRIOSTRAMIENTO	ARRIOSTRADA	SIN ARRIOSTRAMIENTO
4.00	0.89	3.48	0.90	1.74
3.00	0.89	3.57	0.91	1.59
2.00	0.87	3.65	0.93	1.50
1.00	0.84	1.03	0.95	1.42

Dados los resultados obtenidos la edificación habitacional, con su diseño actual no está en la capacidad de proveer parámetros de desplazamiento libre para un diseño seguro de la conexión de la pasarela.

Análisis de la edificación de acceso

De la misma manera los arriostramientos aparte de cumplir con las condiciones de capacidad versus demanda, estos deben cumplir con los parámetros de esbeltez establecidos en la Ecuación 8. Los parámetros para modelado y aceptación a utilizarse para arriostramientos concéntricos esbeltos se pueden apreciar en la Tabla 30.

Los valores de fluencia por tensión y pandeo por compresión en los todos los pisos de la edificación de acceso se pueden apreciar en la Tabla 40.

Para las columnas de la tabla 9.7.1 del Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings de la cual se obtienen los valores de los parámetros para modelado y aceptación para procesos no lineales (American Society of Civil Engineers, 2017).

Tabla 40

Valores de pandeo por compresión y fluencia por tensión de la estructura de acceso.

PISO 1 Y 2				
	EJES	DIMENSIONES (mm)	PANDEO COMPRESION (Tn)	FLUENCIA TRACCION (Tn)
2.44	1 E-F	63X63X5	8.18	44.85
3.47	1 F-G	63X63X5	8.18	44.85

Se calcula la rotación de las columnas utilizando la Ecuación 9, lo cual da como resultado un valor de 0.013, de la Ecuación 9. Las columnas cumplen con la segunda condición de la tabla antes mencionada, por lo cual se debe calcular los valores de a, b y c con las Ecuación 10, Ecuación 11, Ecuación 12. En la Tabla 41 se observan los parámetros a ingresarse en el software de análisis.

Tabla 41

Parámetros de modelado y aceptación para las columnas de la edificación habitacional.

COLUMNA	a	b	c	IO	SL	CP	PG (Tn)
5 A, E	0.92	5.92	0.48	0.46	4.44	5.92	12.0
1 A, E	0.92	5.89	0.48	0.46	4.42	5.89	10.0

Ya que para esta estructura por motivo de estabilidad se plantea utilizar pórticos resistentes a momento adicional a los arriostramientos se utiliza la Ecuación 13 para determinar la rotación de fluencia de las vigas la cual es 0.0107.

Con los parámetros de aceptación se procede a realizar el análisis no lineal estático obteniendo valores del cortante basal, con el correspondiente monitoreo del desplazamiento lateral y la formación de las rotulas plásticas en la mencionada estructura. Estos valores se pueden apreciar en la Tabla 42 y la Tabla 43.

En el eje x el análisis es incapaz de calcular posterior al paso 16, llegando a desarrollarse un desplazamiento máximo de 329.98 mm y un cortante basal máximo de

82.31Tn, también podemos apreciar que el análisis se detiene posterior a que ocho de los arriostramientos sobrepasa el límite E.

Tabla 42

Control de desplazamiento y cortante basal con sus respectivos criterios de aceptación en la dirección X.

Paso	Desplazamiento (mm)	Cortante Basal (Tn)	A-B	B-C	C-D	D-E	>E
0	0	0	71	0	0	0	0
1	7.3080759	15.1304036	70	1	0	0	0
2	11.0494562	21.1088825	66	4	1	0	0
3	11.0542562	9.58522738	66	3	0	2	0
4	17.2907996	14.6031145	66	3	0	1	1
5	17.2955996	12.4936305	66	3	0	0	2
6	17.3003996	10.8421875	66	3	0	0	2
7	32.3769844	22.758388	66	2	1	0	2
8	32.3817844	12.5790971	66	1	0	0	4
9	67.9754471	30.1543515	65	1	1	0	4
10	67.9802471	22.2157503	65	0	0	0	6
11	110.678555	38.7585024	64	1	0	0	6
12	158.678555	48.8896709	63	0	0	0	8
13	206.678555	62.1036902	57	6	0	0	8
14	254.678555	73.3465672	55	8	0	0	8
15	302.678555	79.468369	50	13	0	0	8
16	329.983242	82.314221	50	11	2	0	8

En el eje Y el análisis también se detiene antes de que alguna rotula sobre pase el límite E, teniéndose considerablemente un menor desplazamiento llegando a los 156 mm mientras que el cortante basal alcanza los 57Tn. Donde seis de las rotulas ubicadas en los arriostramientos llegan a pasar el umbral E.

Algo que llama la atención a diferencia de la edificación habitacional en la edificación de acceso si se forman rotulas en las vigas y en las columnas, de igual manera el desplazamiento al que la estructura llega es mucho mayor, aunque el desplazamiento es mucho mayor en el eje X comparado con el eje Y.

La distribución de cargas no es el motivo por el cual la estructura falla anticipadamente en el Y, sin embargo, al observar con mayor detenimiento se puede observar a la viga C 1-5 que arriostra a las vigas paralelas al eje X. Este arriostramiento adicional brinda un mejor comportamiento a la edificación en el sentido del eje X.

Tabla 43

Control de desplazamiento y cortante basal con sus respectivos criterios de aceptación en el eje Y.

Paso	Desplazamiento (mm)	Cortante Basal (Tn)	A-B	B-C	C-D	D-E	>E
0	0	0	71	0	0	0	0
1	9.06338331	17.1310334	69	2	0	0	0
2	13.0108454	22.8360209	67	3	1	0	0
3	13.0156454	11.756403	67	2	0	2	0
4	19.5401605	16.8800955	67	2	0	0	2
5	19.5449605	13.3291124	67	2	0	0	2
6	34.403662	24.823546	65	3	1	0	2
7	34.408462	17.2768274	65	2	0	2	2
8	35.1103158	17.6251358	65	2	0	0	4
9	35.1151158	15.1989701	65	2	0	0	4
10	70.5174732	32.4544286	65	1	1	0	4
11	70.5222732	24.7671471	65	0	0	0	6
12	118.522273	43.3260596	63	2	0	0	6
13	155.892425	57.0007503	59	5	1	0	6

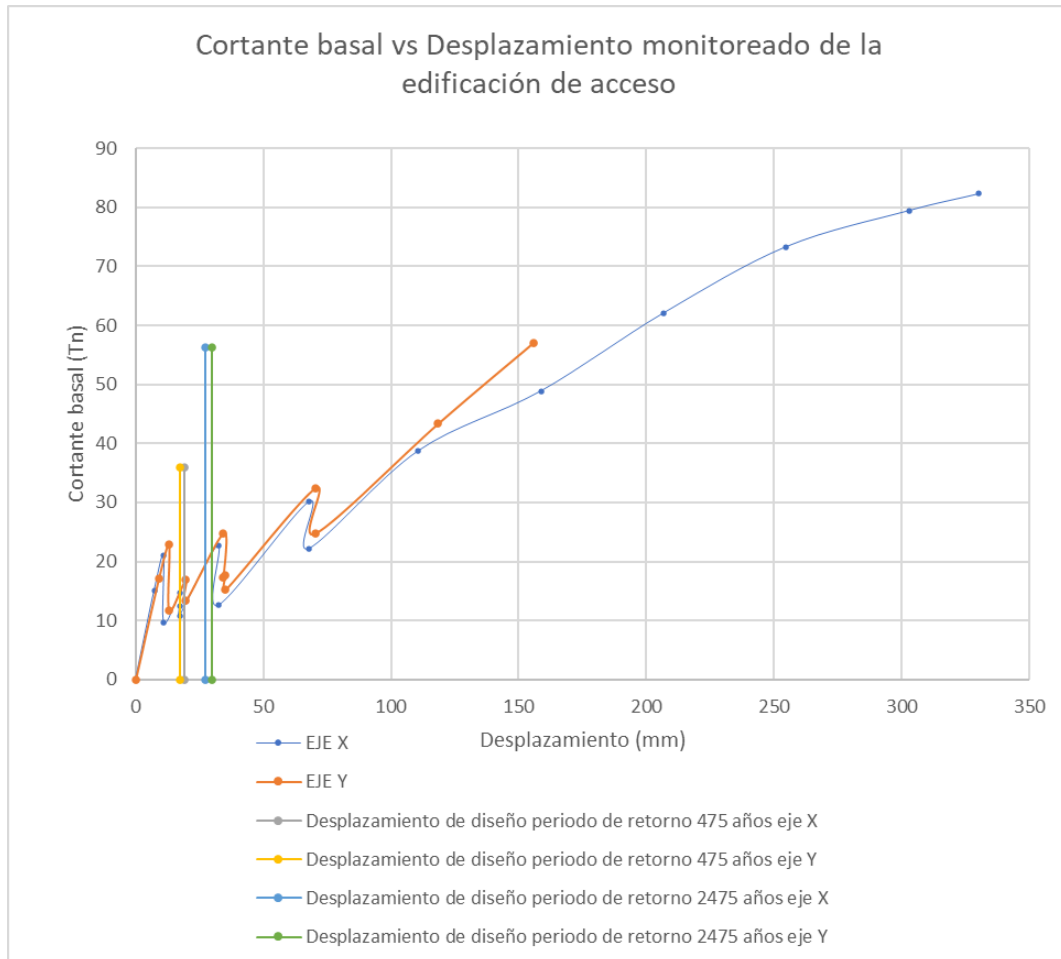
En la Figura 19 se puede observar los datos de desplazamiento versus cortante basal de la Tabla 42 y la Tabla 43, donde las curvas que se muestran en color azul y naranja indica el comportamiento de la estructura de acceso, aquí se puede apreciar que el desplazamiento de diseño sísmico para un periodo de retorno de 475 años en el eje X es de 17.52mm mientras que en el eje Y es de 19.2mm, estos desplazamientos son provocados por un cortante basal sin aminorar de 36Tn para la estructura de acceso.

Los valores de desplazamiento de diseño para el eje X se encuentra en el paso 6 donde se han formado 5 rotulas, de las cuales 3 se encuentran entre los límites B-C y 2 de ellas han pasado el límite E. Todas las rotulas que se han formado se encuentran en arriostramientos a compresión y como se puede observar en la Figura 20 las rotulas que

han pasado del límite E se encuentran en la primera planta de la edificación mientras que las demás rotulas están en las plantas 2 y 3.

Figura 19

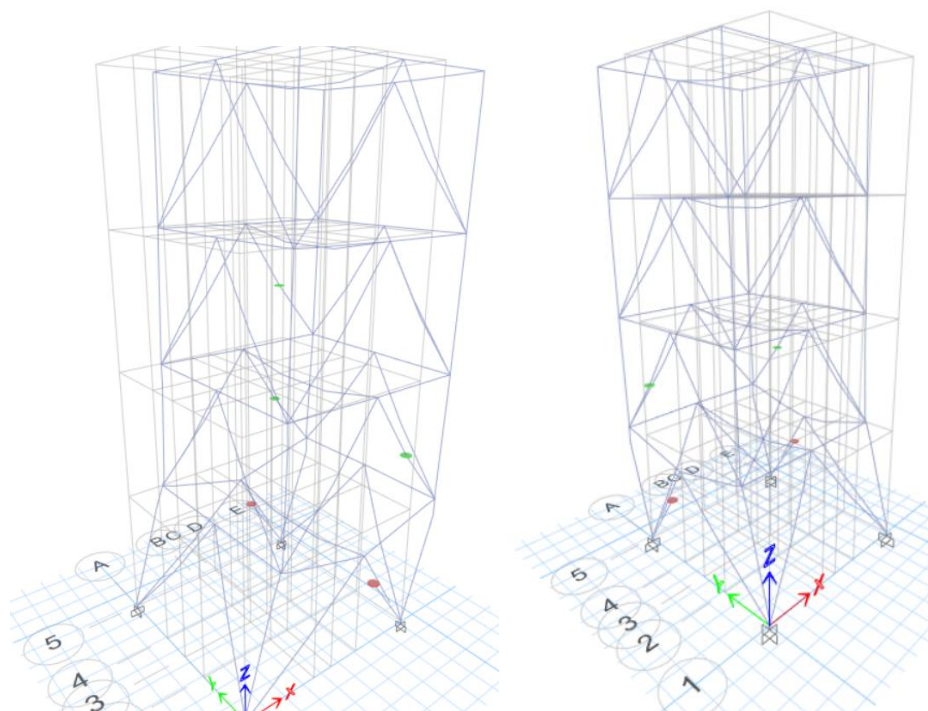
Cortante basal versus desplazamiento y desplazamiento objetivo para 475 años y 2450 años



De igual manera los valores de desplazamiento de diseño para el eje Y se encuentra en el paso 5 donde se han formado 4 rotulas, de las cuales 2 se encuentran entre los limites B-C y 2 de ellas han pasado el límite E. Todas las rotulas que se han formado se encuentran en arriostramientos a compresión y como se puede observar en la Figura 20 las rotulas que han pasado del límite E se encuentran en la primera planta de la edificación mientras que las demás rotulas están en la planta 2.

Figura 20

Rotulas formadas cuando se presenta el desplazamiento sísmico de diseño en el eje X (izquierda) y eje Y (derecha)



Por el contrario, se planteó el cortante basal para un periodo de retorno de 2475 años, con una aceleración sísmica Z de $0.35g$, el cortante basal sin reducción es de $56.28Tn$, este cortante provoca un desplazamiento de diseño sísmico en el eje X de $27.3mm$ mientras que en el eje Y de $29.88mm$. Como se observa en la Figura 20 el desplazamiento sísmico de diseño no alcanza el necesario para una progresión en el deterioro de las rotulas existentes o de las rotulas ya formadas.

Al analizar los desplazamientos y compararlos con los parámetros de desempeño de la Tabla 21 se puede obtener el desempeño de la edificación habitacional los cuales se aprecian en la Tabla 44. Se puede ver que la edificación habitacional tiene un desempeño de Sin daño. Aunque no del todo cierto ya que el análisis no lineal muestra daño en los arriostramientos de la base de la estructura, sin embargo, son daños reparables y no se observa daños en otras partes de la estructura como vigas o columnas.

Tabla 44

Rangos de desempeño de acuerdo a las derivas de la estructura.

Sin daño	De servicio	Daños irreparables	Daños extensos	Prevención de colapso
$0\% \leq \delta < 0,5\%$	$0,5\% \leq \delta < 1,5\%$	$1,5\% \leq \delta < 2,5\%$	$2,5\% \leq \delta < 3,0\%$	$3,0\% \leq \delta$;
0-60mm	60-180mm	180-300mm	300-360mm	mas de 360mm
Sismo 475 años				
Sismo 2475 años				

Al ser una estructura en la cual todos los marcos se encuentran con arriostramientos concéntricos y que todos los marcos tienen conexiones a momento entre vigas y columnas nos permite observar que el comportamiento de la estructura tiene dos etapas, la primera cuando el comportamiento se encuentra dominado por los arriostramientos, que como se puede observar, el cortante basal que actúa en la edificación calculado de forma estática es aproximadamente tres veces mayor al obtenido del análisis no lineal, lo cual nos indica que el factor de reducción sísmica para los arriostramientos de aproximadamente 3 coincide con la bibliografía Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures en la cual cuando se tiene un pórtico ordinario arriostrado su factor de reducción sísmica es de 3.25 (Engineers}, 2022).

La ductilidad restante que indica la normativa se da en una segunda etapa posterior al fallo de los arriostramientos y el resto de componentes de la estructura como vigas y columnas comienzan a disipar energía a través de la deformación.

Este comportamiento también se aprecia en la edificación habitacional, sin embargo, al tener una variación en su comportamiento estructural al aparecer rotulas en los arriostramientos, los cuales al encontrarse redistribuyendo la torsión, hacen que el cambio en el comportamiento de la estructura sea muy severo, haciendo que esta se vuelva inestable y propensa al colapso.

Gracias a la rigidez adicional que brindan los arriostramientos se tiene un desplazamiento más restringido ante cargas sísmicas, las cuales incluso ante las cargas de un sismo con un periodo de retorno de 2475 años no supera un desplazamiento sísmico de diseño de 30mm, lo cual facilita el diseño de las conexiones entre la edificación de acceso y las pasarelas, las cuales deben permitir un desplazamiento libre de 60mm para cubrir desplazamientos positivos y negativos de la estructura tanto en las direcciones de los ejes X e Y.

Conclusiones

La presente investigación permitió evaluar el comportamiento sísmico de una edificación que consta de tres partes, una edificación habitacional que es irregular y una edificación de acceso regular y las pasarelas que permiten la circulación entre ambas. El estudio se lo realizó mediante análisis lineales y no lineales, así como el efecto de la implementación de arriostramientos concéntricos en su desempeño estructural. A partir de los resultados obtenidos, se establecen las siguientes conclusiones:

Se concluye que los arriostramientos concéntricos modifican significativamente el comportamiento global de la estructura, principalmente al incrementar su rigidez lateral y reducir los desplazamientos laterales. Esta rigidez adicional genera variaciones en el período fundamental de vibración y altera el comportamiento torsional de la edificación, evidenciando que la disposición y ubicación de los arriostramientos influyen directamente en la respuesta sísmica del sistema.

La implementación estratégica de arriostramientos permite redistribuir los efectos torsionales de la estructura, logrando que los parámetros asociados a la irregularidad torsional, como el índice de irregularidad torsional (TIR) y los factores de amplificación de momento torsional, se mantengan por debajo de los límites establecidos por la normativa vigente. En consecuencia, el comportamiento torsional puede resultar prácticamente imperceptible en análisis lineales.

Los resultados del análisis estático no lineal de la edificación habitacional evidencian un comportamiento estructural inestable, debido a que la formación de rótulas plásticas en los arriostramientos reduce significativamente su capacidad de aportar rigidez lateral. Esto permite el desarrollo de desplazamientos torsionales no restringidos y genera cambios importantes en la respuesta estructural, lo cual incluso impide la convergencia del análisis numérico. Este resultado demuestra que el análisis lineal puede no reflejar adecuadamente el comportamiento real de estructuras con irregularidades significativas.

Se identificó que tanto la normativa ecuatoriana NEC-SE-DS como la norma americana de la American Society of Civil Engineers ASCE 7-22, no establecen criterios específicos que relacionen la modificación del comportamiento torsional causada por arriostramientos concéntricos que permita seleccionar un factor de reducción sísmica R que este acorde con la modificación torsional de la estructura. De igual manera en una edificación que se ha concebido y diseñado con arriostramientos no existe una indicación que obligue retirar los arriostramientos de la estructura para calcular los factores de amplificación sísmica que se deben utilizar. Esta situación puede conducir a diseños que cumplen formalmente con los requisitos normativos, pero que podrían presentar vulnerabilidades bajo condiciones sísmicas reales.

Se determinó que Los arriostramientos por si solos no tienen un comportamiento con alta ductilidad, ya que de los resultados obtenidos tanto de la edificación habitacional como de la edificación de acceso se puede observar que los arriostramientos por si solos están en la capacidad de disipar la energía en un factor de aproximadamente 3, lo que coincide con el factor de reducción sísmica R de estructuras con arriostramientos concéntricos ordinarios de $R=3.25$. Lo que lleva a concluir que en edificaciones en las cuales existe una gran variación del comportamiento torsional con el uso de arriostramientos concéntricos, estas deben ser consideradas de baja ductilidad y para su diseño estático se debe considerar un factor de reducción sísmica R de 3.25 correspondiente a un pórtico ordinario arriostrado concéntricamente siempre que la estructura no tenga una altura mayor a 10.70m (35ft).

En estructuras irregulares Se evidencia la necesidad de realizar análisis no lineales en edificaciones con irregularidades geométricas importantes o con modificaciones significativas en su comportamiento torsional debido a la incorporación de arriostramientos, especialmente en estructuras con altura superior a los 10.70 m (35ft). Este tipo de análisis permite evaluar la degradación de rigidez, la formación de rótulas plásticas y los mecanismos de falla que no pueden ser capturados mediante procedimientos lineales.

Los resultados muestran que los arriostramientos concéntricos son altamente efectivos para controlar desplazamientos laterales, lo que facilita la viabilidad del diseño estructural de pasarelas que conectan subestructuras independientes. La reducción de derivas y desplazamientos relativos contribuye a preservar la operatividad de estas conexiones y a mejorar la seguridad de las rutas de evacuación.

Esta investigación evidencia la importancia de evaluar de manera integral la interacción entre irregularidad geométrica, rigidez lateral y desempeño sísmico, aportando criterios técnicos para el diseño de estructuras irregulares de acero en zonas de alta amenaza sísmica.

El estudio confirma que el enfoque basado en desempeño, mediante la evaluación de derivas, formación de rótulas plásticas y estabilidad global, constituye una herramienta fundamental para verificar la operatividad estructural y la seguridad de los ocupantes frente al sismo de diseño.

Recomendaciones

Se recomienda que los resultados obtenidos en la presente investigación sean considerados como base para futuras actualizaciones de la normativa sísmica ecuatoriana, particularmente de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS), con el fin de evitar posibles errores de diseño asociados a la modificación del comportamiento estructural mediante arriostramientos concéntricos y reducir el riesgo para los ocupantes ante eventos sísmicos.

Se recomienda ampliar la investigación con el propósito de definir el umbral a partir del cual la variación del comportamiento torsional de una edificación, causada por la implementación de arriostramientos concéntricos, justifique la reducción del factor de comportamiento sísmico R en edificaciones de altura menor a 10.70m (35ft). Esto permitiría establecer criterios cuantitativos para la selección adecuada de parámetros de diseño acordes al nivel real de ductilidad estructural.

Asimismo, se recomienda extender el estudio a edificaciones con altura superior a 10.70m (35ft) en las cuales el comportamiento torsional haya sido modificado mediante arriostramientos concéntricos, incorporando análisis no lineales que permitan evaluar su estabilidad global y desempeño sísmico real.

Se sugiere realizar estudios experimentales o modelos físicos a escala que permitan validar los resultados obtenidos mediante simulación numérica, particularmente en lo referente al comportamiento no lineal y la pérdida de rigidez de los arriostramientos.

Finalmente, se recomienda comparar los resultados obtenidos con disposiciones de normativas internacionales como la American Society of Civil Engineers (ASCE 7-22), con el fin de establecer criterios de diseño más robustos y evaluar la posibilidad de armonizar los procedimientos de evaluación del comportamiento torsional en sistemas estructurales arriostrados.

Bibliografía

American Concrete Institute. (2019). *Requisitos de reglamento para concreto estructural* (ACI 318-19).

American Institute of Steel Construction. (2022). *Prequalified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications* (ANSI/AISC 358-22).

American Institute of Steel Construction. (2022). *Seismic design of ductile special concentrically braced frames* [Video]. AISC Education.
<https://www.youtube.com/watch?v=NU-GmACmynY>

American Institute of Steel Construction. (2022). *Seismic provisions for structural steel buildings* (ANSI/AISC 341-22). <https://www.aisc.org>

American Institute of Steel Construction. (2022). *Seismic provisions for evaluation and retrofit of existing structural steel buildings* (ANSI/AISC 342-22).

American Society of Civil Engineers. (2017). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings* (ASCE/SEI 41-17). <https://doi.org/10.1061/9780784414859>

American Society of Civil Engineers. (2022). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures* (ASCE/SEI 7-22).
<https://doi.org/10.1061/9780784415788>

Applied Technology Council. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings* (Vol. 1).

Bernal Granados, G. A. (2006). *Materiales, fabricación y diseño de apoyos de neopreno para puentes* [Tesis de pregrado o maestría, Universidad XXX].

Bonett, R. (2003). Desempeño sísmico de edificios: Binomio capacidad-demanda. En *Capítulo 3: Desempeño sísmico de edificios*.

- Cevallos Cabrera, J. W. (2022). *Diseño por capacidad partiendo de un análisis comparativo entre el método modal espectral y el método tiempo historia con el uso de acelerogramas sintéticos y la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015: Edificio de 9 pisos en estructura metálica* [Tesis de pregrado/maestría, Universidad XXX].
- Federal Emergency Management Agency. (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings* (FEMA 356).
- Fernández Salvador Pérez, J. A., & Subía Carrillo, E. M. (2014). *Análisis no lineal estático: Evaluación del desempeño de una estructura de hormigón y una de acero diseñada usando los códigos ASCE 7-10 y NEC 11 mediante el código ASCE 41-06* [Trabajo de titulación, Universidad XXX].
- Guzmán, C., & Paúl, S. (2021). *Evaluación de desempeño sísmico del edificio de la Universidad Internacional SEK ubicado en el Campus Felipe Segovia Olmo* [Tesis, Universidad Internacional SEK].
- Instituto Geofísico Escuela Politécnica Nacional. (2023). *Fuentes sismogénicas y resultados del peligro sísmico en Ecuador* [Mapa digital interactivo].
<https://www.igepn.edu.ec/>
- Japan Architectural Institute. (2012). *Recommendations for design of connections in steel structures*.
- Marte Jiménez, C. J. (2014). *Calibración de umbrales de daño sísmico para el análisis de fragilidad sísmica de estructuras de hormigón armado mediante análisis estático no lineal (Push-over)* [Tesis de maestría, Universitat Politècnica de Catalunya].
- Martínez Montoya, C. D. (2022). *Diseño estructural de un edificio de hormigón armado con amortiguadores viscosos* [Tesis, Universidad XXX].
- McCormac, J. C. (2013). *Diseño de estructuras de acero*. Alfaomega.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción: Peligro sísmico y diseño sismo resistente* (NEC-SE-DS).

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción: Cargas (no sísmicas)* (NEC-SE-CG).

Nilson, A. H., & Darwin, D. (1999). *Diseño de estructuras de concreto*. McGraw-Hill.

Sabelli, R., Roeder, C. W., & Hajjar, J. F. (2013). *Seismic design of steel special concentrically braced frame systems* (NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 8). National Institute of Standards and Technology.

Vielma, J. C. (s. f.). Umbrales de estados límite de daño sísmico. En *Contribuciones a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificios* (p. 75).