



**UNIVERSIDAD
DEL AZUAY**

FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

“Evaluación sísmica de un edificio de hormigón armado considerando el impacto de las paredes de mampostería estructural en su desempeño ante cargas sísmicas”

Trabajo previo a la obtención del grado académico de:

INGENIERO CIVIL

Autores:

Fausto Israel Maldonado Correa

Director:

Ing. Esteban M. Cabrera Vélez, PhD

CUENCA-ECUADOR

2026

Dedicatoria

Mi gratitud, eterna y sincera a quienes, de una forma u otra, hicieron este viaje posible.

Fausto Israel Maldonado Correa.

Agradecimientos

Con profunda estima y reconocimiento, extiendo mi más sincera gratitud a mi director de tesis, el Ingeniero Marcelo Esteban Cabrera Vélez, por brindarme la oportunidad de realizar este trabajo de titulación. Su mentoría ha sido fundamental para la culminación de esta investigación.

Agradezco a la Universidad del Azuay, particularmente a la Facultad de Ciencia y Tecnología y a la Escuela de Ingeniería Civil, por la formación académica y valores que han cimentado mi desarrollo profesional.

A mi familia, mi eterno agradecimiento por su apoyo constante durante este recorrido. A mis compañeros de curso, quienes trascendieron el aula para convertirse en amigos genuinos y en un apoyo invaluable en cada etapa de esta travesía académica.

Finalmente, elevo mi gratitud a Dios por permitirme ser parte de este viaje académico, por ser mi guía y fortaleza en cada etapa del camino.

Resumen

El presente trabajo de titulación evaluó el desempeño sísmico de un edificio de hormigón armado ubicado en la ciudad de Cuenca, considerando la influencia de la mampostería estructural en la respuesta global de la edificación mediante procedimientos de análisis no lineal. Inicialmente, se recopiló la información existente y posteriormente se realizó dos modelos numéricos en ETABS: uno conformado únicamente por el sistema aporticado de hormigón armado y otro que incorporó la mampostería mediante elementos tipo link con propiedades no lineales. Con base en los lineamientos de ASCE 41-23, se definieron las propiedades inelásticas y los parámetros de rótulas plásticas en vigas y columnas para representar adecuadamente los mecanismos de daño esperados. Posteriormente, se ejecutó un análisis estático no lineal pushover y, mediante el procedimiento FEMA 440, se determinó el punto de desempeño a partir de la intersección entre la curva de capacidad y la demanda sísmica. Finalmente, los resultados fueron evaluados utilizando los criterios HAZUS y ATC-40, permitiendo identificar estados de daño y niveles de desempeño estructural. Los resultados evidenciaron que la mampostería incrementa significativamente la rigidez y resistencia lateral del sistema, aunque reduce su capacidad de deformación y ductilidad esperada.

Palabras clave: análisis no lineal, mampostería no reforzada, desempeño sísmico, FEMA 440, elementos tipo link.

Abstract

In this document has been evaluated the seismic performance of a reinforced concrete building located in the city of Cuenca, considering the influence of structural masonry on the global response of the structure through nonlinear analysis procedures. Initially, the available information was collected, and subsequently two numerical models were developed in ETABS: one consisting solely of the reinforced concrete moment-resisting frame system, and another incorporating masonry through link-type elements with nonlinear properties. Based on the provisions established in ASCE 41-23, the inelastic properties and plastic hinge parameters for beams and columns were defined in order to adequately represent the expected damage mechanisms. Subsequently, a nonlinear static pushover analysis was performed and, through the FEMA 440 procedure, the performance point was determined from the intersection between the capacity curve and the seismic demand spectrum. Finally, the results were evaluated using the HAZUS and ATC-40 criteria, allowing the identification of damage states and structural performance levels. The results demonstrated that masonry significantly increases the lateral stiffness and strength of the structural system, although it reduces its deformation capacity and expected ductility.

Keywords: nonlinear analysis, unreinforced masonry, seismic performance, FEMA 440, link-type elements.

Índice de contenidos

Dedicatoria	ii
Agradecimientos	iii
Resumen	iv
Abstract	v
Índice de contenidos	vi
Índice de figuras	ix
Índice de tablas	xi
Introducción	xii
Problemática y Justificación	xiv
OBJETIVOS	xvi
Objetivo General	xvi
Objetivos Específicos	xvi
1. Capítulo 1: Modelos estructurales y metodología	1
1.1 Modelo Estructural	1
1.1.1 Reglamentos utilizados	1
1.1.2 Aspectos generales del diseño de concreto armado	1
1.1.3 Consideraciones de carga en la edificación	3
1.1.4 Criterios de estructuración	4
1.1.5 Configuración inicial del modelo	4
1.1.6 Definición de materiales y secciones estructurales	6
1.1.7 Generación de la geometría estructural	7
1.1.8 Condiciones de apoyo	8
1.1.9 Modelado de la cubierta y condiciones en el último nivel	9
1.2 Información del edificio en Análisis	9
1.2.1 Descripción de las propiedades geométricas de los elementos estructurales	

1.2.2	Características geotécnicas del sitio _____	16
1.2.3	Cimentación y Sistemas de Fundación _____	16
1.2.4	Configuración y capacidad de columnas _____	19
1.3	Marco normativo, espectros de diseño y criterios de evaluación sísmica ___	22
1.3.1	Marco Normativo de Referencias: NEC-SE-DS 2015 _____	22
1.3.2	Espectro de Diseño: De la Normativa a la Demanda Cuantificable ___	23
1.3.3	Marco de Evaluación y Diagnóstico Preliminar _____	25
2.	Capítulo2: Mampostería _____	27
2.1	La Mampostería en la construcción tradicional _____	27
2.1.1	Componentes y clasificación de la mampostería estructural _____	28
2.1.2	Materiales de la mampostería _____	29
2.2	Comportamiento estructural y mecanismos de falla de la mampostería ___	30
2.2.1	Modos de falla característicos _____	32
2.2.2	La curva constitutiva de la mampostería: fundamentos y aplicación ___	34
2.2.3	Propiedades no lineales de la mampostería y su modelado con elementos tipo <i>link</i>	42
3.	Capítulo3: Análisis estático no lineal <i>Pushover</i> _____	50
3.1.1	Parámetros de demanda no lineales, niveles de desempeño y criterios de aceptación. _____	51
3.1.2	Metodología del análisis estático no lineal <i>pushover</i> . _____	53
3.1.3	Clasificación de Daño y Umbrales según Hazus (2020) _____	57
3.1.4	Criterios de modelado y evaluación según ASCE 41-23 _____	61
3.1.5	Parámetros de rótulas en vigas _____	62
3.1.6	Parámetros de rótulas en columnas _____	70
3.1.7	Determinación del punto de desempeño mediante el método de FEMA 440	76
3.1.8	Análisis de curvas de capacidad y punto de desempeño _____	78

3.1.9 Evaluación del punto de desempeño mediante criterios ATC-40 y HAZUS
80

Conclusiones	82
Bibliografía	86
ANEXOS	90
Rótula plástica de viga tipo 2	90
Rótula plástica de viga tipo 4A	90
Rótula plástica de viga tipo 3	91
Rótula plástica de viga tipo 4B	91
Rótula plástica de viga tipo 5	92

Índice de figuras

Figura 1-1: Figura de vista en planta.....	5
Figura 1-2: Vista en elevación.....	5
Figura 1-3: Ubicación del edificio.....	10
Figura 1-4: Detalle de armado típico de vigas banda	11
Figura 1-5: Detalle de armado para vigas peraltadas	12
Figura 1-6: Sección típica de losa de entrepiso	14
Figura 1-7: Configuración en planta.....	15
Figura 1-8: Configuración en elevación.	16
Figura 1-9: Detalle de dimensiones y ubicación de los plintos	18
Figura 1-10: Planta de cimentación del edificio de Ciencias de la Administración.....	18
Figura 1-11: Viga de cimentación	19
Figura 1-12: Detalle de dimensiones y armado de columnas.....	20
Figura 1-13: Diagrama de interacción para los dos tipos de columnas más exigidas. ...	21
Figura 1-14: Mapa de sismicidad en Ecuador	23
Figura 1-15: Espectro elástico	24
Figura 2-1: Mampostería usada en construcción.....	28
Figura 2-2: Ladrilleras artesanales y mampostería en construcción.....	28
Figura 2-3: Muros de Mampostería no portantes	30
Figura 2-4: Modos de falla de muros de mampostería rellenos sin aberturas	33
Figura 2-5: Modo de falla de muro de mampostería no portante con ventana	34
Figura 2-6: Curvas de esfuerzo-deformación	36
Figura 2-7: Curva de esfuerzo-deformación de Kaushik con valores de mampostería en Cuenca-Ecuador.....	37
Figura 2-8: Relación esfuerzo-deformación para mampostería en compresión.....	38
Figura 2-9: Relación esfuerzo-deformación para mampostería según el Eurocódigo adaptado con valores de parámetros locales de mampostería de Cuenca.....	39
Figura 2-10: Definición de la gráfica de esfuerzo-deformación de la mampostería usando ETABS.....	41
Figura 2-11: Tipos de ladrillos de arcilla en la ciudad de Cuenca	44
Figura 2-12: Ladrillo tipo hueco utilizado en la estructura objeto de análisis.	44
Figura 2-13: Gráfico esfuerzo-deformación obtenido de la Mampostería.	46
Figura 2-14: Gráfico esfuerzo-deformación obtenido de la Mampostería.	47

Figura 2-15	48
Figura 3-1: Esquema conceptual del análisis estático no lineal tipo pushover.	54
Figura 3-2: Diagrama característico de una rótula plástica en el análisis estático no lineal.	55
Figura 3-3: Diagrama comparativo de tipología de estructura (C1) y (C3) según HAZUS (Federal Emergency Management Agency, 2020).	58
Figura 3-4: Diagrama de rotula plástica de viga tipo 1 usando ASCE 41-23.	69
Figura 3-5: Rótulas plásticas de columnas usando ASCE41-23: a) COL1, b) COL2....	75
Figura 3-6: Interacción entre la curva de capacidad y el espectro de demanda sísmica en el formato ADRS	77
Figura 3-7: Curvas de capacidad en el eje x con y sin mampostería.....	79
Figura 3-8: Curvas de capacidad en el eje y con y sin mampostería.....	79
Figura 3-9: Curvas de capacidad según el eje principal X sin mampostería, con límites de desempeño según: a) Hazus, b) ATC40	80
Figura 3-10: Curvas de capacidad según el eje principal X con mampostería, con límites de desempeño según: a) Hazus, b) ATC40.....	81
Figura 3-11: Curvas de capacidad según el eje principal Y sin mampostería, con límites de desempeño según: a) Hazus, b) ATC40.....	81
Figura 3-12: Curvas de capacidad según el eje principal Y con mampostería, con límites de desempeño según: a) Hazus, b) ATC40.....	82

Índice de tablas

Tabla 1-1: Combinaciones de carga para diseño estructural según la NEC	2
Tabla 1-2: Tabla de símbolos de las combinaciones de carga para diseño estructural según la NEC	2
Tabla 1-3. Cargas muertas consideradas en la edificación.....	3
Tabla 1-4. Cargas vivas consideradas en la edificación.	3
Tabla 1-5: Caracterización geométrica y armado de columnas.....	11
Tabla 1-6: Armado de vigas banda (fuente: planos estructurales).	13
Tabla 1-7: Valores de las propiedades mecánicas del edificio en análisis	14
Tabla 2-1: Valores para obtener el módulo de elasticidad de la mampostería (E_m)	37
Tabla 3-1: Niveles de desempeño y criterios generales de aceptación.....	52
Tabla 3-2: Tipos de Edificios Específicos según HAZUS	60
Tabla 3-3: Parámetros de las curvas de fragilidad – Nivel de Diseño Sísmico Pre-Código del manual de HAZUS (Federal Emergency Management Agency, 2020).	60
Tabla 3-4: Clasificación de vigas para modelar rótulas plásticas en base al estándar ACI 369.1-22.....	63
Tabla 3-5: Criterios de aceptación para vigas caso 1.	65
Tabla 3-6: Criterios de aceptación para vigas caso 2.	66
Tabla 3-7: Criterios de aceptación para vigas caso 3.	67
Tabla 3-8: Clasificación de columnas no circulares para modelar rótulas plásticas en base a la tabla 4.2.2.2.b del ACI 369.1-22.....	70
Tabla 3-9: Criterios de aceptación para columnas caso 1.	72
Tabla 3-10: Criterios de aceptación para columnas caso 2.	73

Introducción

La condición geográfica del Ecuador dentro del Cinturón de Fuego del Pacífico determina una condición de alta sismicidad que representa un desafío para la ingeniería estructural. Eventos sísmicos demuestran la necesidad de desarrollar metodologías necesarias de diseño que garanticen la seguridad estructural ante la ocurrencia de movimientos telúricos (Aguilar Falconí, 2008; Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), 2015).

Frente a este contexto, la normativa sísmica ecuatoriana (NEC) ha experimentado notables avances. Sin embargo, esto aún presenta vacíos significativos al no proporcionar metodologías específicas para la consideración de la mampostería de relleno (Quinde *et al.*, 2023). Para superar estas limitaciones, y realizar una evaluación precisa del desempeño sísmico, se requieren de normas internacionales avanzadas, como el ASCE/SEI para la evaluación y rehabilitación sísmica, y el ACI 318-19 para el diseño de elementos de concreto armado, entre otras.

Los muros de mampostería, que son tradicionalmente un sistema constructivo ampliamente utilizado en el país, presentan un comportamiento frágil durante los sismos. Cuando interactúan con los pórticos de concreto, modifican completamente como responde la estructura, lo que ocasiona fallas inesperadas si no se consideran en el diseño (Labanda Cují & Mejía Reinoso, 2026; Lizárraga *et al.*, 2015; Paez, 2017; Quinde *et al.*, 2023).

Este trabajo tiene como finalidad evaluar el desempeño sísmico de un edificio de hormigón armado, poniendo especial atención en el efecto que tienen los marcos rellenos de mampostería cuando el edificio es sometido a cargas sísmicas. Para ello, se comparan dos modelos: uno que solo considera el pórtico de concreto y otro que incluye la mampostería usando elementos tipo *link* con propiedades no lineales.

A través de un análisis sísmico estático no lineal *Pushover*, se obtendrán y compararán las curvas de capacidad, puntos de desempeño de ambos modelos. El propósito es cuantificar concretamente cómo la mampostería influye en el desempeño de la estructura ante cargas sísmicas.

Los resultados de este trabajo brindarán criterios que pueden servir para mejorar las normativas vigentes locales. Además, los resultados de este trabajo pueden servir como

una base técnica y una guía de aplicación práctica para ingenieros proyectistas, contribuyendo a que las futuras edificaciones sean más seguras.

Problemática y Justificación

El análisis estructural se centra en predecir la respuesta de un sistema estructural ante un conjunto de cargas aplicadas, gobernada por la relación fundamental entre las fuerzas externas y los desplazamientos resultantes, expresada de manera matemática como $\{f\} = [k] \cdot \{u\}$. Tradicionalmente, se asume un comportamiento lineal elástico, donde la matriz de rigidez $[k]$ permanece constante, lo que simplifica los cálculos, pero limita la capacidad de capturar la redistribución de esfuerzos y evaluar el desempeño sísmico de la estructura más allá de su límite elástico, bajo la aplicación de cargas externas producidas por un evento sísmico. Esta aproximación, si bien es útil para etapas iniciales de diseño, resulta insuficiente para simular la respuesta estructural hasta la falla.

Frente a esta limitación del análisis lineal, normativas modernas de desempeño sísmico como el ASCE/SEI 41, establecen la necesidad de implementar análisis no lineales para la evaluación y rehabilitación de estructuras. Estos métodos permiten rastrear el comportamiento más allá de su estado límite, capturando la redistribución de esfuerzos, la disipación de energía y la formación de mecanismos de falla. Dentro de estas metodologías, el Análisis No Lineal (ANL) se erige como una herramienta fundamental debido a su equilibrio entre precisión y eficiencia computacional. Este método permite obtener la curva de capacidad (*pushover*) de la estructura, la cual relaciona la fuerza lateral total (cortante basal) con el desplazamiento lateral a medida que se vuelve incrementalmente inelástica, mediante la monitorización de la formación de rótulas plásticas bajo un incremento monotónico de cargas laterales. Posteriormente, la curva de capacidad resultante es utilizada para la evaluación sísmica mediante la comparación de la demanda sísmica con la capacidad real de la estructura, lo que permite estimar parámetros cruciales como el factor de reducción de resistencia, la ductilidad global y el punto de desempeño sísmico, que indica si la estructura cumple con los objetivos de desempeño según la normativa. Esta metodología representa un avance significativo hacia una ingeniería sísmica basada en el desempeño de la estructura.

Sin embargo, la aplicación del análisis *pushover* en estructuras de hormigón armado presenta un desafío y es elegir un modelo estructural que represente con precisión la respuesta sísmica real. Optar por un modelo con simplicidad que sólo involucre la contribución del pórtico resistente de hormigón armado, sin incluir la interacción con elementos no estructurales como la mampostería de relleno, constituye una práctica

común pero potencialmente crítica. Esta omisión puede llevar a una mala estimación de la vulnerabilidad sísmica y el comportamiento real de la estructura bajo la aplicación de cargas producidas por el sismo debido a que ignora la rigidez y resistencia lateral que aporta la mampostería, alterando la distribución de fuerzas internas en el sistema (E. M. Cabrera Vélez, 2023). Por lo tanto, la precisión de los resultados del depender críticamente de la fidelidad del modelo estructural utilizado.

La mampostería que es tradicionalmente un sistema constructivo ampliamente utilizado en el país, tiene un comportamiento inherente no lineal, complejo y frágil. Bajo cargas laterales, interactúa con el pórtico modificando su respuesta global. Inicialmente, los muros de mampostería hacen que toda la estructura tenga un desplazamiento lateral muy bajo durante un sismo. Además, al ser elementos muy rígidos, los elementos atraen hacia sí una gran cantidad de la energía sísmica provocando diversos modos de falla que, al no ser considerados inicialmente en el diseño, dan como resultado una predicción errónea del desempeño sísmico de la estructura (Paez, 2017). Según (P.G. Asteris *et al.*, 2011), los modos de falla incluyen el agrietamiento diagonal, el aplastamiento en las esquinas, falla por deslizamiento; entre otros, los cuales pueden activarse secuencialmente durante un evento sísmico.

Los resultados de este trabajo de investigación permitirán cuantificar el impacto de la mampostería en la respuesta global sísmica global de la estructura. Por otro lado, y de manera igualmente crítica, permitirá anticipar refuerzos en escenarios donde la interacción de pórtico-mampostería genere concentraciones de esfuerzos que no previstas. En consecuencia, este estudio servirá como base técnica más sólida para una evaluación sísmica de edificaciones existentes y el diseño de nuevas, promoviendo criterios más eficientes y realistas que mejoren la seguridad estructural. El conocimiento generado será de gran utilidad para ingenieros proyectistas y evaluadores de riesgo sísmico.

OBJETIVOS

Objetivo General

Evaluar el desempeño sísmico de un edificio de hormigón armado considerando el impacto de las paredes de mampostería no estructural en su capacidad ante cargas sísmicas.

Objetivos Específicos

Analizar la información existente del edificio en su estado actual.

Obtener las características de la mampostería.

Desarrollar dos variantes del modelo numérico: una que considere los elementos estructurales principales y otra que incorpore la mampostería no estructural utilizando el elemento tipo *link* con propiedades no lineales.

Obtener las curvas de capacidad y su punto de desempeño para cada una de ellas.

Comparar los resultados obtenidos y evaluar el impacto de las paredes en el desempeño sísmico.

1. Capítulo1: Modelos estructurales y metodología

1.1 Modelo Estructural

El presente trabajo se centra en el análisis del Edificio de Administración de Empresas de la Universidad del Azuay, ubicado en la ciudad de Cuenca provincia del Azuay. Esta edificación de hormigón armado presenta un caso representativo de la tipología constructiva ampliamente implementada a nivel nacional para fines académicos e institucionales, caracterizada por un sistema estructural aporticado de hormigón armado con mampostería de relleno como elemento complementario destinado a la división de espacios interiores como aulas, laboratorios, oficinas y áreas comunes.

1.1.1 Reglamentos utilizados

Los procedimientos de análisis y diseño estructural para este tipo de edificación se desarrollan de conformidad con los criterios establecidos en normativas técnicas nacionales e internacionales vigentes, las cuales garantizan un adecuado desempeño estructural y un nivel aceptable de seguridad frente a las acciones actuantes.

Para el desarrollo del análisis estructural de los elementos resistentes, se emplean las siguientes normas y documentos técnicos:

- ACI 318-19
- NEC 2015
- ASCE/SEI 41
- ACI 369.1-22

1.1.2 Aspectos generales del diseño de concreto armado

El diseño de estructuras de concreto armado en Ecuador se rige por los lineamientos establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), la cual adopta como principio fundamental una metodología de diseño por resistencia, basada en el comportamiento de la estructura en estados límites últimos. Este enfoque tiene como objetivo garantizar un nivel adecuado de seguridad estructural frente a diferentes acciones que puedan actuar durante la vida útil de la edificación (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), 2015).

De acuerdo con la NEC, el diseño por resistencia considera la generación de condiciones críticas y desfavorables mediante la mayoración de las cargas y el uso de combinaciones

de carga que representan de manera conservadora los efectos de acciones permanentes, variables y sísmicas que actúan sobre la estructura. Estas combinaciones de carga corresponden a estados límites últimos definidos por la normativa, y se emplean con el fin de evaluar el comportamiento de los elementos estructurales bajo los escenarios más exigentes.

Las combinaciones de carga son establecidas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) como parte del método de diseño por resistencia, y permiten considerar la actuación simultánea de las diferentes solicitaciones que afectan a la estructura. Mediante estas combinaciones se generan los estados más desfavorables en los elementos estructurales, con el fin de evaluar su comportamiento y verificar el cumplimiento de los estados límite últimos. En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se presentan las diferentes combinaciones de carga estipuladas por la NEC.

Tabla 1-1: Combinaciones de carga para diseño estructural según la NEC

Número de combinación	Expresión de la combinación de carga
1	1.4 D
2	1.2 D + 1.6 L + 0.5 máx. (Lr, S, R)
3	1.2 D + 1.6 máx. (Lr, S, R) + máx. (L, 0.5 W)
4	1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 max. (Lr, 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: Combos de diseño obtenidos de (MIDUVI, 2015)

Tabla 1-2: Tabla de símbolos de las combinaciones de carga para diseño estructural según la NEC

Símbolo	Descripción
D	Carga permanente
L	Sobrecarga de uso (carga viva)
Lr	Sobrecarga en cubierta
E	Carga sísmica
W	Carga de viento
S	Carga de granizo

Nota: Símbolos definidos obtenidos de (MIDUVI, 2015).

1.1.3 Consideraciones de carga en la edificación

La edificación existente emplea el concreto armado como material predominante, además incluye muros de mampostería de relleno. Respecto a las cargas sobre la edificación se ha utilizado las especificaciones de la norma NEC 2015. En este contexto, se identifican tres principales tipos de carga que actúan sobre la edificación: la carga muerta, la carga viva y la carga sísmica. La carga muerta corresponde al peso propio de los elementos estructurales, así como al peso de los acabados y la mampostería. Por su parte, para la carga viva se considera una sobrecarga de uso de aulas, correspondiente a 2 kN/m^2 .

Tabla 1-3. Cargas muertas consideradas en la edificación

Tipo de carga muerta	Valor	Unidad
Bloque de pómez	2	kN/m^2
Baldosa cerámica	0.2	kN/m^2
Terminados/instalaciones	0.1	kN/m^2
Contrapiso	0.16	kN/m^2
Mampostería	1.8	kN/m^2

Nota. Valores obtenidos de (E. Cabrera Vélez & Andrade Dueñas, 2019).

Tabla 1-4. Cargas vivas consideradas en la edificación.

Tipo de carga viva	Valor	Unidad
Aulas	2	kN/m^2
Corredor primer piso	4.8	kN/m^2
Corredor segundo piso y superior	4	kN/m^2
Cubierta	0.7	kN/m^2
Gradas	4	kN/m^2

Nota. Valores obtenidos de (E. Cabrera Vélez & Andrade Dueñas, 2019).

Si bien la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) establece el uso de combinaciones de carga mayoradas dentro del método de diseño por resistencia, es importante señalar que dichas combinaciones principalmente son empleadas para el dimensionamiento y verificación de elementos estructurales en estados límites últimos. En un análisis estructural de una edificación, estas combinaciones de carga se utilizan como referencia normativa para comprender los criterios de seguridad establecidos por la NEC.

1.1.4 Criterios de estructuración

La estructuración del edificio define la disposición y organización de los elementos estructurales en la planta típica, lo cual es fundamental para su posterior análisis. En este trabajo, dicha estructuración se basa en la configuración arquitectónica existente, considerando la ubicación de los muros de mampostería no portante para identificar la posición real de columnas, vigas, losas. Esta información es empleada para la elaboración del modelo estructural en el software ETABS (Computers and Structures, 2024), con el objetivo de analizar el comportamiento del edificio ante las acciones consideradas.

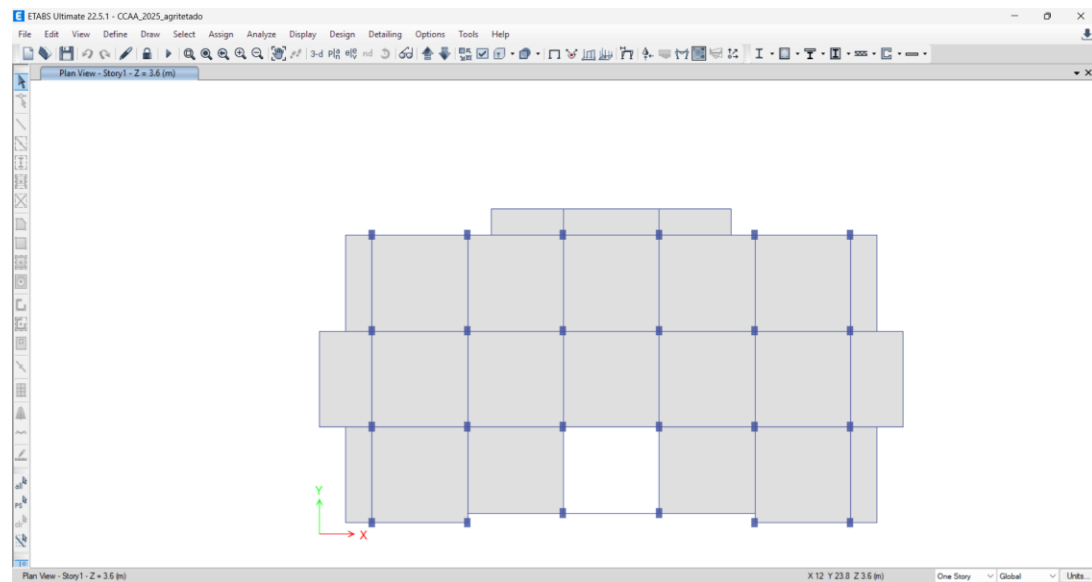
A partir del análisis de la documentación arquitectónica y estructural original del edificio de Ciencias de la Administración (CCAA), se identificó que la edificación, construida en el año 1981, está conformada por un sistema estructural de pórticos de hormigón armado resistentes a momentos, con luces aproximadas de 6 m entre ejes. El edificio cuenta con cuatro plantas y una cubierta de ardex, alcanzando un total de cinco niveles, cada uno con una altura de 3.6m. La estructura está compuesta por distintos tipos de columnas y vigas, entre las que se incluyen vigas banda y vigas peraltadas, las cuales fueron consideradas en el modelo estructural conforme a sus dimensiones y disposición real. Las losas presentan un espesor de 30 cm y corresponden a losas aligeradas con bloques de pómez (E. Cabrera Vélez & Andrade Dueñas, 2019).

1.1.5 Configuración inicial del modelo

La configuración inicial del modelo estructural se realizó en el software ETABS, buscando representar de la manera más adecuada el comportamiento del edificio de Ciencias de la Administración (CCAA).

En primer lugar, se definió el sistema de rejillas (grid system), el cual se estableció a partir de los ejes estructurales identificados en los planos originales. Las separaciones entre ejes se ajustaron conforme a las luces reales del edificio, aproximadamente de 6 m, permitiendo una correcta ubicación de columnas, vigas y demás elementos estructurales dentro del modelo.

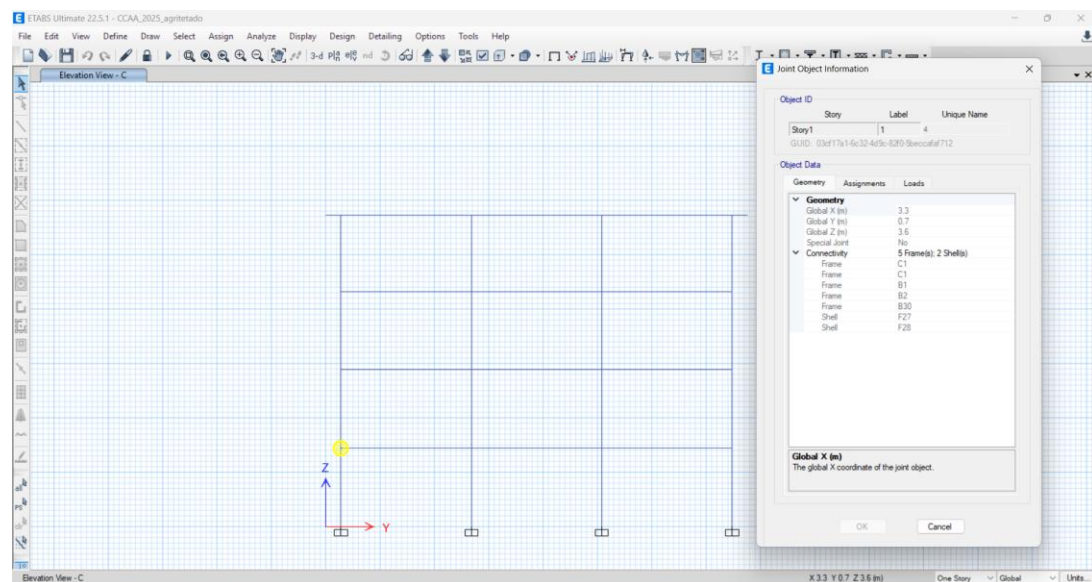
Figura 1-1: Figura de vista en planta.



Nota: Figura propia.

Posteriormente, se definieron los niveles del edificio, considerando cuatro plantas más el nivel de cubierta. Cada nivel se modeló con una altura de entrepiso de 3.6 m, de acuerdo con la información obtenida de los planos estructurales.

Figura 1-2: Vista en elevación.



Nota: Figura propia.

Una vez establecida la geometría del modelo, se procedió a la definición de los patrones de carga, conforme a los lineamientos de la norma utilizada. La carga muerta incluyó el peso propio de los elementos estructurales, el cual fue considerado automáticamente por el software, así como las cargas permanentes adicionales asociadas a acabados y elementos no estructurales. La carga viva se definió en función del edificio como

infraestructura universitaria destinada a aulas. Para el análisis se adoptó por un valor conforme a lo establecido por la NEC para edificaciones educativas.

Posteriormente, las cargas definidas fueron asignadas a las losas del edificio, considerando su tipología y el área tributaria correspondiente. Las cargas adicionales se introdujeron como cargas uniformemente distribuidas sobre las losas, que fueron modeladas mediante un elemento tipo membranal que transfiere dichas acciones hacia vigas y columnas de manera coherente con el comportamiento estructural esperado. Este procedimiento es fundamental para garantizar que los resultados obtenidos del análisis reflejen adecuadamente la distribución de esfuerzo y deformaciones en la estructura

1.1.6 Definición de materiales y secciones estructurales

La definición de los materiales y de las secciones estructurales constituye una etapa fundamental dentro del proceso de modelación, ya que de estos parámetros depende la correcta representación de la rigidez, masa y resistencia del sistema estructural en el análisis. En el presente estudio, las propiedades mecánicas de los materiales se establecieron con base en la información disponible de los planos estructurales originales y los criterios normativos aplicables al tipo de edificación analizada.

Para el hormigón armado, se definió la resistencia a la compresión del concreto conforme a los valores empleados en la construcción del edificio, mientras que las propiedades elásticas, como el módulo de elasticidad y la relación de Poisson, fueron asignadas de acuerdo con las expresiones empíricas y recomendaciones normativas vigentes. Asimismo, se consideró el peso específico del material con el fin de garantizar una correcta evaluación de la masa estructural, aspecto que es relevante para el análisis de cargas gravitacionales y sísmicas. Para el acero de refuerzo, se incorporaron el esfuerzo de fluencia y el módulo de elasticidad correspondiente, permitiendo al software evaluar de manera adecuada el comportamiento elástico de los elementos estructurales.

Para la caracterización mecánica de los materiales, se definieron las propiedades del hormigón y acero de refuerzo según los parámetros establecidos de la estructura en análisis. Se definió la resistencia del concreto, el módulo de elasticidad del acero fue calculado mediante su fórmula empírica. Además, se agregó el valor correspondiente del peso específico y relación de Poisson. Para el acero de refuerzo se colocó el valor correspondiente del esfuerzo de fluencia y su módulo de elasticidad.

En cuanto a las secciones estructurales, los elementos verticales y horizontales fueron modelados como elementos tipo frame (vigas y columnas), definiendo sus propiedades geométricas a partir de la información contenida en los planos estructurales originales.

Esta definición permite que el software calcule de forma automática las rigideces y fuerzas internas asociadas a cada elemento, lo cual es esencial para el análisis global del edificio. En el caso de las columnas, se definieron dos secciones rectangulares principales, diferenciadas según su geometría y disposición de refuerzo, conforme a lo especificado en la documentación técnica. Para las vigas, se consideraron distintas secciones en función de su tipología estructural, incluyendo vigas banda y vigas peraltadas, manteniendo la coherencia con la configuración real del sistema aporticado.

Respecto al sistema de piso, considerando que la edificación cuenta con losas aligeradas con bloques de pómez, se optó por modelarlas como elementos tipo slab de espesor equivalente. Este procedimiento consiste en obtener el espesor que reproduce la inercia de la sección aligerada real, permitiendo una adecuada aproximación del comportamiento flexional de la losa. Esta metodología es ampliamente utilizada en el análisis estructural global de edificaciones, ya que permite capturar de manera eficiente la distribución de cargas gravitacionales y sísmicas hacia los pórticos, sin incurrir en la complejidad computacional de modelar individualmente cada nervio de la losa.

1.1.7 Generación de la geometría estructural

Con la rejilla de ejes establecida y las propiedades de materiales y secciones definidas en ETABS, se procedió a la construcción sistemática del modelo tridimensional del edificio. Este proceso se desarrolló nivel por nivel, partiendo desde la base estructural hasta la cubierta, asegurando en cada etapa la correspondencia con la configuración arquitectónica y estructural documentada en los planos originales.

Inicialmente, se generaron los elementos verticales principales. Las columnas se modelaron como elementos tipo frame continuos a lo largo de toda la altura de la estructura, conectando los nudos correspondientes entre niveles sucesivos. Esta continuidad es fundamental para capturar adecuadamente el comportamiento de los pórticos resistentes a momento, debido a que permite la transferencia realista de carga axiales y momentos flectores a través de los diferentes pisos. A cada columna se le asignó la sección transversal específica y el patrón de armado correspondiente, de acuerdo con la información extraída de la documentación técnica del proyecto.

Posteriormente, se modelaron los elementos horizontales. Las vigas se crearon conectando los nudos de la rejilla dentro de cada nivel, configurado así los pórticos en ambas direcciones principales de la estructura. Se prestó especial atención a diferenciar entre las vigas con diferentes dimensiones correspondientes a cada zona específica, se realizó esto para representar con precisión su contribución a la rigidez y resistencia del conjunto.

Para el sistema de piso, como se indicó anteriormente se optó un modelo de losa equivalente que representa el comportamiento de las losas alivianadas de pómez de 30 cm de espesor, utilizando la herramienta de losa (slab) del software, esto permite hacer que la modelación sea más eficiente.

Finalmente, se integraron todos los componentes en un modelo tridimensional coherente, verificando todas las conexiones entre elementos y la consistencia geométrica general. El modelo resultante, que representa exclusivamente el sistema aporticado de hormigón armado, constituye el modelo de este estudio. Esta configuración servirá como referencia para evaluar posteriormente, cómo la inclusión de los muros de mampostería de relleno y posteriormente realizar un análisis no lineal estático *pushover*.

1.1.8 Condiciones de apoyo

La correcta definición de las condiciones de apoyo constituye una etapa fundamental en el proceso de modelación, ya que establece el vínculo mecánico entre la estructura y su medio de apoyo, influyendo directamente en la distribución de esfuerzos y la respuesta dinámica global del sistema.

Para el modelo desarrollado, se adoptó una simplificación ampliamente utilizada en la práctica para estructuras con cimentación relativamente rígidas, como es el caso de plintos aislados interconectados por vigas de cimentación. Esta simplificación consiste en suponer que la base de la estructura se encuentra perfectamente empotrada al terreno. Esta hipótesis se implementó asignando un empotramiento completo (restricción de los seis grados de libertad: tres traslaciones UX, UY, UZ y tres rotaciones RX, RY, RZ) en todos los nudos inferiores de las columnas que confluyen en el nivel de fundación.

Esta condición implica que los desplazamientos y rotaciones en la base de la superestructura se consideran nulos, esta idealización no captura la interacción suelo-estructura. No obstante, para los fines de este trabajo, que busca comparar el desempeño sísmico de la superestructura bajo dos configuraciones importantes (con y sin

mampostería de relleno), la hipótesis de base empotrada proporciona una base de comparación válida y consistente, asilando el efecto de la mampostería como variable de estudio principal.

1.1.9 Modelado de la cubierta y condiciones en el último nivel

La configuración constructiva de la cubierta del Edificio de Ciencias de la Administración presenta consideraciones especiales para su modelación estructural. Originalmente, la edificación cuenta con una cubierta ligera de tipo Ardex apoyada sobre una estructura independiente, la cual no constituye un nivel habitante convencional.

Considerando que el objetivo principal del estudio es analizar el comportamiento sísmico de la estructura resistente de concreto armado, se simplificó el modelado de la cubierta. En lugar de crear un nivel adicional tridimensional, se optó por representar su efecto únicamente a través de las cargas que transmite. De esta manera, el peso propio de toda la cubierta (incluyendo la estructura metálica de Ardex, las planchas de fibrocemento y los cielos rasos) se consideró como una carga muerta adicional aplicada directamente sobre la losa del último piso completo (Nivel 4).

Esta metodología simplifica el modelo estructural y permite capturar de manera adecuada la masa adicional que afecta la respuesta dinámica durante un sismo, sin modificar indebidamente la rigidez del sistema. Además, sobre esta misma losa se aplicó la carga viva correspondiente a cubiertas no accesibles estipulada en la normativa (0.7 kN/m^2), completando así todas las acciones gravitacionales en el último nivel.

De esta manera, se logra mantener la geometría real del sistema resistente de hormigón (cuatro niveles estructurales completos) mientras se incorpora el efecto de la masa de la cubierta en el análisis.

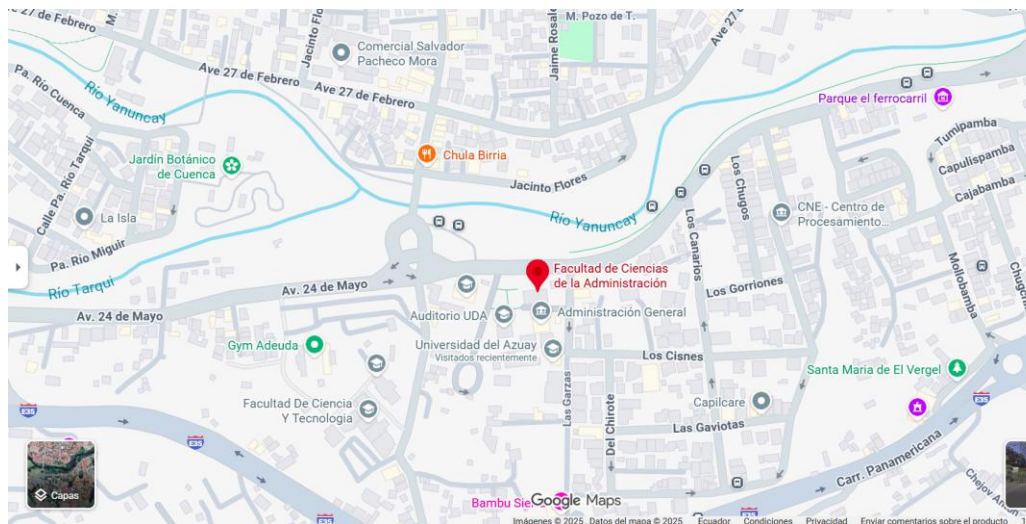
1.2 Información del edificio en Análisis

Para ilustrar los conceptos antes mencionados del proceso de modelación estructural, se ha seleccionado como caso de estudio el Edificio de Ciencias de la Administración de la Universidad del Azuay. Este proyecto representa un ejemplo práctico que permite implementar la metodología de análisis sísmico considerando la interacción adecuada de pórtico-mampostería.

La estructura que se presenta para este trabajo consta de las siguientes características arquitectónicas:

- Tipo de uso e importancia: Estructuras de ocupación especial (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), 2015).
- Número de niveles: 4 plantas y adicionalmente una cubierta de ardex, lo que da un total de 5 niveles.
- Zona de ubicación: se ubica en la Avenida 24 de mayo 7-77 y las Garzas, a pocos metros de la plataforma administrativa de la Universidad del Azuay (UDA), se ubica en la zona sísmica 2, según el mapa de zonificación sísmica del Ecuador.

Figura 1-3: Ubicación del edificio



Nota: Tomado de Google Maps.

- Longitud de claros: se presentan claros 6 metros entre ejes

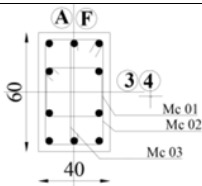
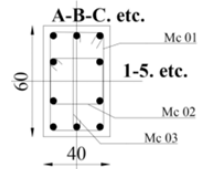
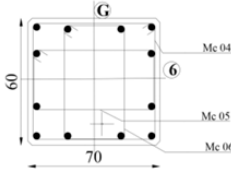
Se trata de un edificio cuyos ejes principales son ortogonales con una altura uniforme de 3.6 metros en cada uno de uno de sus cinco niveles, comprendiendo cuatro plantas principales y una cubierta.

1.2.1 Descripción de las propiedades geométricas de los elementos estructurales

El modelo estructural se ha desarrollado en el software ETABS con las siguientes secciones transversales para los principales elementos estructurales y propiedades geométricas definidas en los planos estructurales originales del edificio en estudio:

- Los elementos verticales están compuestos por dos tipos de columnas rectangulares de dimensiones de 60 cm x 40 cm y 70 cm x 60 cm con tres diferentes armados.

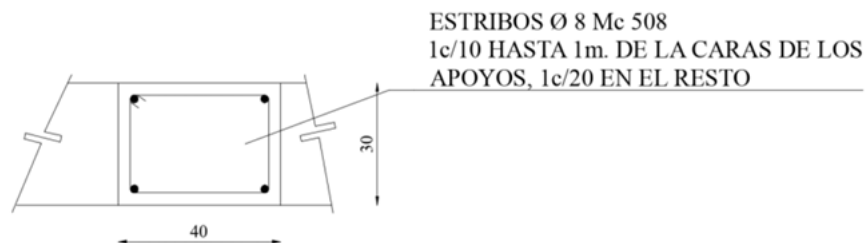
Tabla 1-5: Caracterización geométrica y armado de columnas.

Nombre	Dimensiones (cm)	Armado		Detalle de armado
		Longitudinal	Transversal	
COL1	60 x 40	10 ϕ 25mm	3 ϕ 8 mm c10cm 4 ϕ 8 mm c10cm	
COL2	60 x 40	10 ϕ 22mm	3 ϕ 8 mm c10cm 4 ϕ 8 mm c10cm	
COL3	70 x 40	12 ϕ 25mm	4 ϕ 8 mm c10cm	

Nota: Tabla adaptada de (E. Cabrera Vélez & Andrade Dueñas, 2019).

- Los elementos flexión serán dos tipos de vigas entre las que se encuentran vigas banda de 40 cm x 30cm con un armado típico, y vigas peraltadas ubicadas en zonas particulares del edificio con cuatro diferentes dimensiones de 20 cm x 60cm, 30 cm x 60 cm, 20 cm x 120 cm y 20 cm x 50 cm.

Figura 1-4: Detalle de armado típico de vigas banda



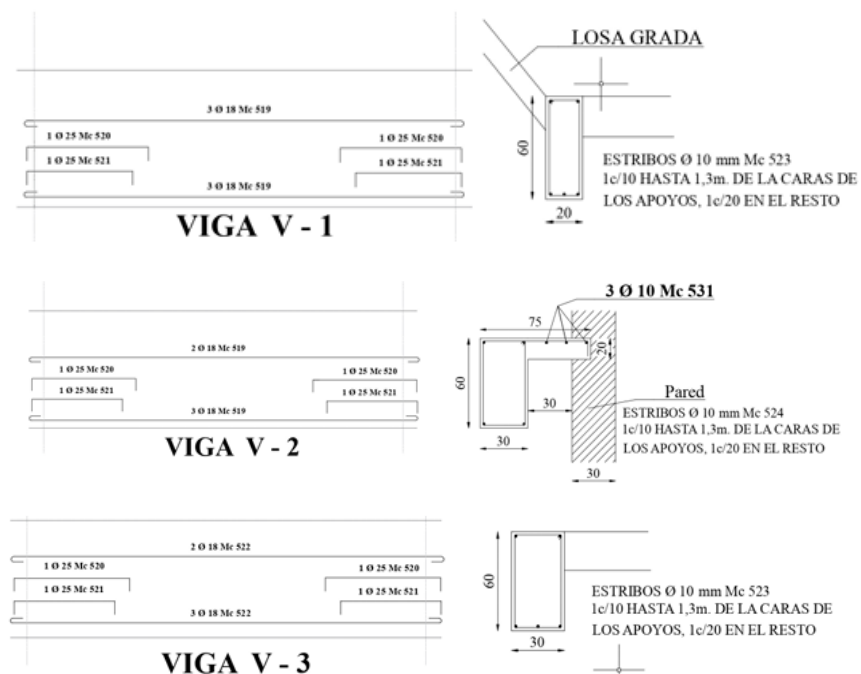
Nota: Figura obtenida de (E. Cabrera Vélez & Andrade Dueñas, 2019).

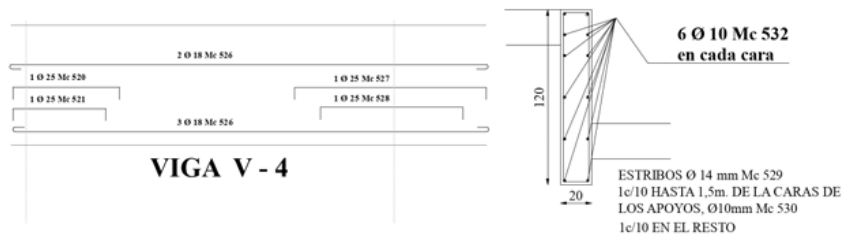
Los elementos flexión serán dos tipos de vigas entre las que se encuentran vigas banda de 40 cm x 30cm con un armado típico, y vigas peraltadas ubicadas en

zonas particulares del edificio con cuatro diferentes dimensiones de 20 cm x 60cm, 30 cm x 60 cm, 20 cm x 120 cm y 20 cm x 50 cm.

A continuación, se presenta la disposición y características de las vigas identificadas en los planos estructurales del edificio. Estos elementos se encuentran distribuidos en distintas zonas, cumpliendo funciones específicas dentro del sistema resistente. Las vigas designadas como V1, V2 y V3 se localizan en el sector de escaleras, donde contribuyen principalmente a la rigidez y estabilidad de esta área. Por su parte, la viga V4 se encuentra ubicada en la zona correspondiente a los auditorios, respondiendo a las condiciones particulares de carga de dicho espacio. Finalmente, la viga denominada V5, como se referirá en adelante, está situada en la cubierta del área de escaleras, participando en la transmisión de cargas en ese nivel (E. Cabrera Vélez & Andrade Dueñas, 2019).

Figura 1-5: Detalle de armado para vigas peraltadas





VIGA 5



Nota: Tomado de (E. Cabrera Vélez & Andrade Dueñas, 2019).

En la siguiente tabla se muestra el detallado de armado de las vigas banda, lo que indica los distintos tipos de refuerzo considerados en los planos estructurales.

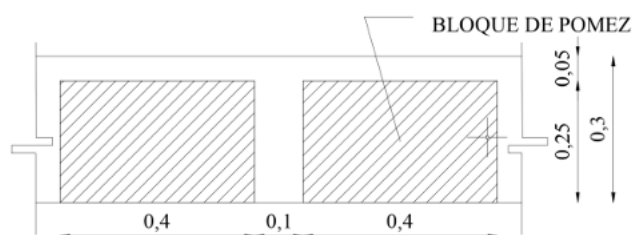
Tabla 1-6: Armado de vigas banda (fuente: planos estructurales).

Nombre	Armado para viga banda
Tipo 1	
Tipo 2	
Tipo 3, 4A y 4B	
Tipo 5	

Nota: Figuras obtenidas de (E. Cabrera Vélez & Andrade Dueñas, 2019).

- Losa alivianada con bloque de pómez de 30 cm de espesor, con macizado de 1.50 metros.

Figura 1-6: Sección típica de losa de entrepiso



Nota. Tomado de (E. Cabrera Vélez & Andrade Dueñas, 2019).

Para entender la manera en cómo se comporta este edificio ante un sismo, es fundamental considerar las características de sus materiales constituyentes. Las propiedades mecánicas del sistema estructural, definidas por la tecnología constructiva disponible en su época, esto establece límites específicos en cuanto a capacidad de carga, rigidez lateral, y especialmente en la capacidad de disipación de energía a través de deformaciones inelásticas. La interacción entre estos materiales y su configuración en elementos portantes, condiciona los mecanismos de resistencia que se activen durante un evento sísmico.

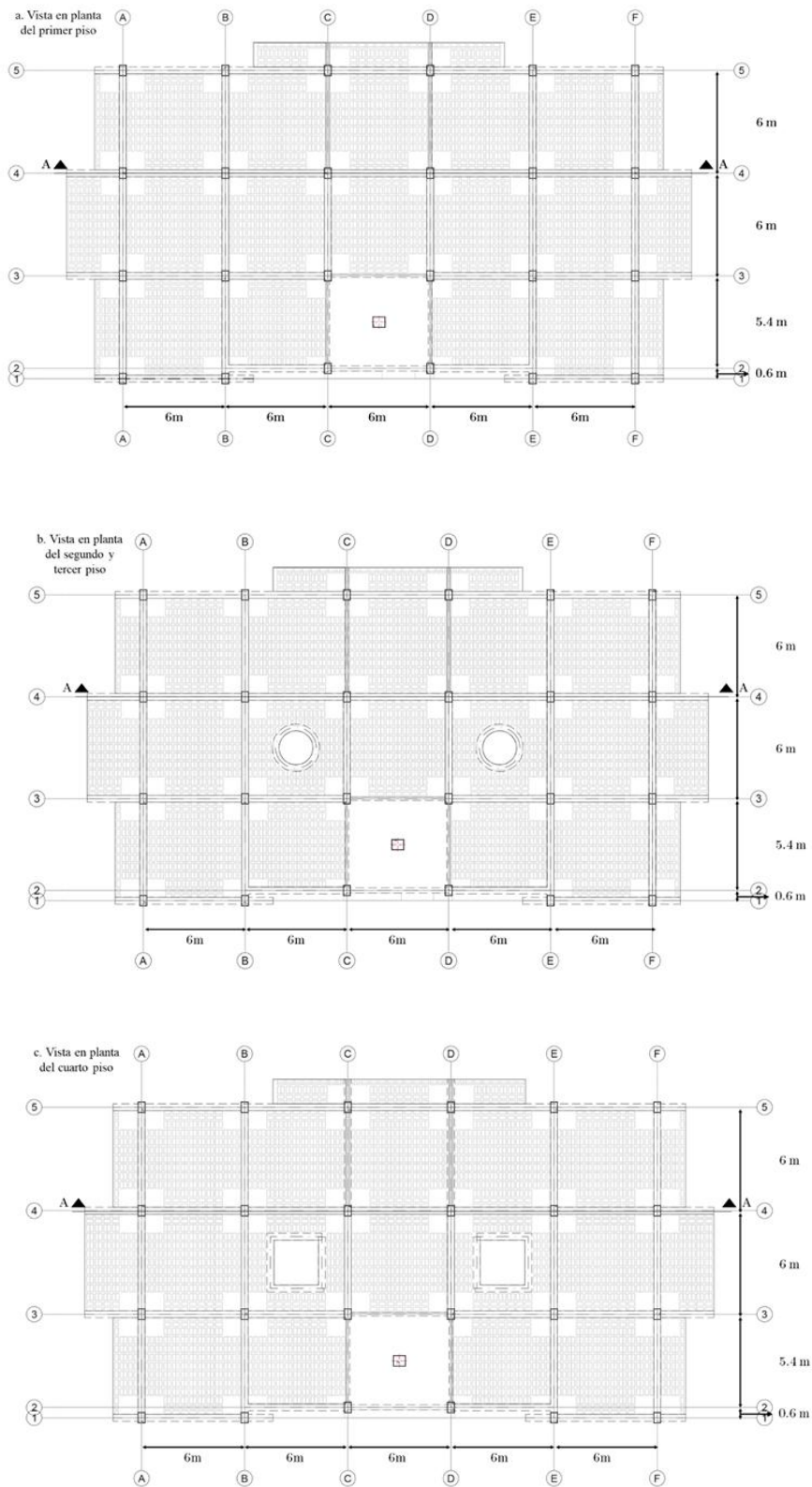
Tabla 1-7: Valores de las propiedades mecánicas del edificio en análisis

Parámetro	Valor	Unidad
Resistencia del hormigón	210	Kg/cm ²
Elasticidad del concreto	41538.11	MPa
Límite de fluencia del acero	2800	Kg/cm ²

Nota: Valores obtenidos de (E. Cabrera Vélez & Andrade Dueñas, 2019).

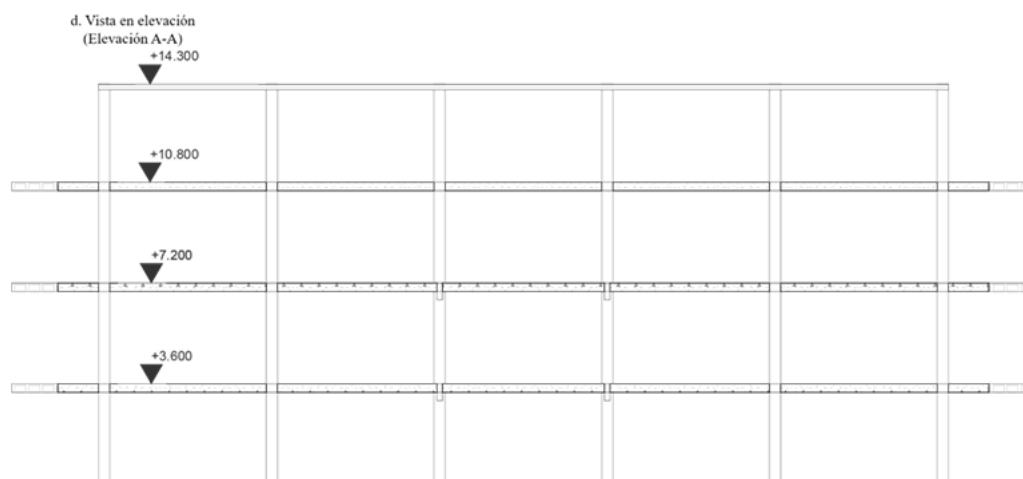
En las siguientes páginas se presentan los planos arquitectónicos del edificio en estudio, los cuales constituyen la base documental para la caracterización geométrica y estructural del modelo analítico. Esta información visual permite visualizar la configuración en planta y elevación, para la estructura planteada. El análisis de estos planos es esencial para comprender la geometría del sistema resistente, las características de regularidad que influyen directamente en el comportamiento de la estructura.

Figura 1-7: Configuración en planta



Nota: Planos obtenidos de (Torres Solis & Vásquez Atienza, 2021).

Figura 1-8: Configuración en elevación.



Nota: Planos obtenidos de (Torres Solís & Vásquez Atienza, 2021).

1.2.2 Características geotécnicas del sitio

Los estudios geotécnicos específicos para el sector identifican un perfil estratigráfico caracterizado por dos capas principales. La capa principal, de 0 a 3 metros de profundidad, está compuesta por arcillas de alta compresibilidad (clasificación CH según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos), mientras que la subyacente, está entre 3 y 4 metros, corresponde a gravas arcillosas. Esta secuencia estratigráfica determina una clasificación global como suelo tipo D según la NEC-SE-DS 2015 (E. Cabrera Vélez & Andrade Dueñas, 2019).

La clasificación del suelo como tipo D según la NEC, implica la consideración de parámetros de amplificación sísmica específicos que varían según la aceleración pico en roca (PGA). Esto no es sólo un dato técnico, sino una realidad geotécnica que condiciona todo el comportamiento estructural durante un terremoto. Esta clasificación se deriva de estudios específicos del perfil estratigráfico local. Los valores de aceleración de pico en roca y los coeficientes de amplificación F_a , F_d , F_s , establecidos en la normativa para el diseño sísmico en Cuenca se fundamentan en estudios probabilísticos avanzados de amenaza sísmica (Quinde Martínez & Reinoso Angulo, 2016).

1.2.3 Cimentación y Sistemas de Fundación

La cimentación del edificio representa el componente crítico que transfiere todas las cargas de la superestructura al suelo de apoyo. Para el caso en estudio, la solución adoptada consiste en un sistema de plintos asilados de hormigón ciclópeo,

interconectados entre sí mediante vigas de cimentación que forman una retícula en la base.

Según la documentación técnica original, los ingenieros proyectistas diseñaron este sistema de fundación considerando una capacidad portante admisible del suelo de 0.15 MPa. Este valor constituye un parámetro de diseño fundamental, ya que define las dimensiones necesarias de cada plinto para distribuir las cargas axiales de las columnas sin superar la resistencia del terreno. Sin embargo, estudios geotécnicos más recientes realizados en el sector de la Universidad del Azuay han determinado que la capacidad real del suelo es superior a este valor de diseño (E. Cabrera Vélez & Andrade Dueñas, 2019).

La geometría de los plintos no es uniforme, sino que varía en función de la carga que recibe la columna que soporta. El análisis de los planos estructurales permite identificar tres grupos principales:

- Plintos de menores dimensiones (280x280 cm) los cuales generalmente están ubicados en las esquinas y posiciones perimetrales del edificio, donde las cargas transmitidas del edificio son menores.
- Plintos intermedios (300x300 cm y 340x340 cm) que se encuentran distribuidos en ejes interiores.
- Plintos de mayores dimensiones (380x380 cm) ubicados en posiciones centrales de la edificación que corresponde a la concentración de mayores demandas estructurales. Estos plintos corresponden a columnas que transmiten las cargas gravitacionales más elevadas y, adicionalmente, están sometidas a la acción de momentos significativos producto de la interacción suelo-estructura y de las sollicitaciones laterales.

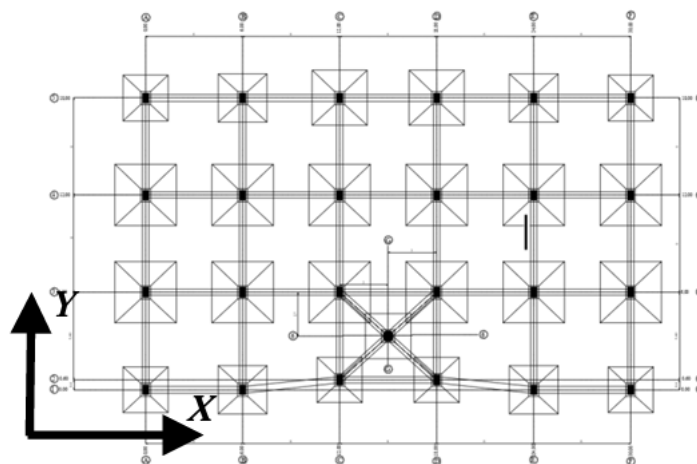
Figura 1-9: Detalle de dimensiones y ubicación de los plintos

PLINTOS	Medidas (cm)						Detalles
	A	B	a	b	H	h	
A1 A5 C2 D2 F1 F5 col. grada	280	280	60	80	220	40	
B1 B5 E1 E5	300	300	60	80	240	40	
C5 D5	340	340	60	80	270	40	
A3 A4 B3 B4 C3 C4 D3 D4 E3 E4 F3 F4	380	380	60	80	310	40	

Nota: Tabla de especificación de plintos obtenido de (E. Cabrera Vélez & Andrade Dueñas, 2019).

La disposición de los elementos de fundación sigue una retícula ortogonal de 6x6 m, correspondiente a la modulación estructural del edificio, conformada por 6 ejes en la dirección X y 4 ejes en la dirección Y. Esta configuración regular favorece una transmisión más uniforme de las cargas gravitacionales hacia el suelo de fundación y contribuye a un comportamiento más ordenado del sistema estructural.

Figura 1-10: Planta de cimentación del edificio de Ciencias de la Administración




Nota: Plano de planta de cimentación obtenido de (E. Cabrera Vélez & Andrade Dueñas, 2019).

La interconexión entre los plintos aislados se realiza mediante vigas de cimentación, las cuales conforman una retícula continua en la base del edificio. Estas vigas cumplen principalmente la función de arriostrar el sistema de fundación, contribuyendo a limitar

desplazamientos diferenciales entre apoyos y proporcionando una restricción parcial a la rotación en la base de las columnas.

Figura 1-11: Viga de cimentación

Tipo	Dimensiones (cm)	Armado		Detalle de armado	ρ (%)
		Longitudinal	Transversal		
Viga de cimentación	40 x 20	4 ϕ 16	1 ϕ 8 c20 cm		0.50

Nota: Detalle de viga de cimentación obtenido de (E. Cabrera Vélez & Andrade Dueñas, 2019).

Sin embargo, debido a sus dimensiones y al uso de una cuantía de refuerzo muy bajo observado en la información existente del edificio en análisis, la contribución de las vigas de cimentación a la resistencia lateral del edificio es limitada. En consecuencia, el sistema de fundación no puede ser considerado como un elemento significativo en la disipación de energía sísmica, por lo que comportamiento sísmico global de la estructura depende fundamentalmente de los elementos de la superestructura. Este enfoque contrasta con el principio moderno de un diseño por capacidad el cual busca reforzar mecanismos de disipación de energía dúctiles en elementos específicos de la superestructura (como las vigas). Garantizando que otros componentes, incluida la cimentación, tengan una resistencia superior para permanecer esencialmente elásticos y proteger la integridad global del sistema (Paulay & Priestley, 1992).

Por lo tanto, la evaluación de este edificio debe considerar que su cimentación, al no haber sido diseñada bajo este principio, no proporciona la sobrerresistencia que los códigos sísmicos contemporáneos, como la NEC-SE-HM (2015), requieren para asegurar un mecanismo de colapso dúctil y predecible.

1.2.4 Configuración y capacidad de columnas

Tras la cimentación, los elementos verticales, específicamente las columnas, constituyen el siguiente componente fundamental en la transferencia de cargas gravitacionales y en la respuesta sísmica global del edificio. De acuerdo con la documentación estructural original, el sistema resistente vertical está formado por dos tipologías principales de columnas de hormigón armado siendo estas columnas de 60x40 cm y columnas de mayor sección de 70x60 cm, siendo estas última ubicadas en las zonas interiores donde se

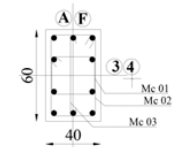
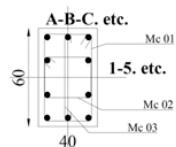
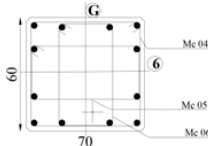
concentra la mayor rigidez estructural del edificio (E. Cabrera Vélez & Andrade Dueñas, 2019).

El refuerzo longitudinal de las columnas no es uniforme y varía en función de la tipología y del nivel de demanda estructural. Para las columnas de sección 60x40 cm, se presentan dos configuraciones de armado: una conformada por 10 barras de 25mm de diámetro, correspondiente a las columnas sometidas a mayores solicitaciones, lo que representa una cuantía del 2.04%, y otra conformada por 10 barras de 22 mm, con una cuantía aproximada de 1.58%, utilizada en el resto de los elementos de esta tipología.

Por otro lado, las columnas de mayor sección de (70 x 60 cm) cuentan con un refuerzo longitudinal compuesto por 12 barras de 25 mm de diámetro, lo que equivale a una cuantía aproximada de 1.40 %, cabe recalcar que estas cuantías se encontraban dentro de los límites aceptables al momento de su diseño.

En este ámbito, la NEC-SE-HM (2015) establece límites mínimos y máximos de cuantía de refuerzo longitudinal con el objetivo de limitar los mecanismos de falla frágil y propiciar los mecanismos de falla dúctil adecuado de las columnas.

Figura 1-12: Detalle de dimensiones y armado de columnas.

Ubicación	Dimensiones (cm)	Armado		Detalle de armado	ρ (%)
		Longitudinal	Transversal		
A3 A4 F3 F4	60 x 40	10 ϕ 25	3 ϕ 8 c10 cm 4 ϕ 8 c10 cm		2.04
A1, A5 B1 B3-B5 C2- C5 D2-D5 E1 E3-E5 F1, F5	60 x 40	10 ϕ 22	3 ϕ 8 c10 cm 4 ϕ 8 c10 cm		1.58
G6	70 x 60	12 ϕ 25	4 ϕ 8 c10 cm		1.40

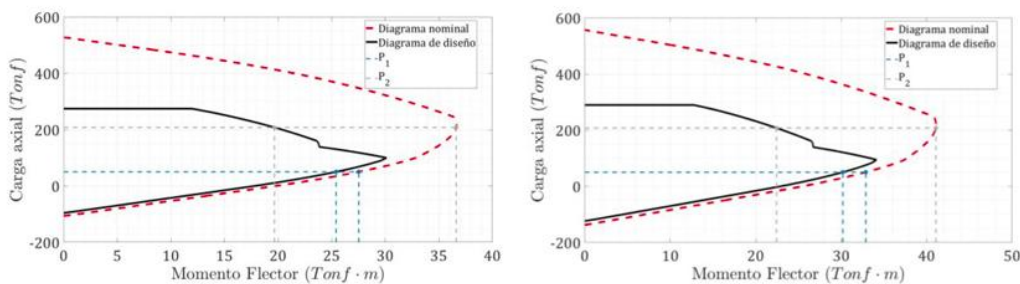
Nota: Tabla obtenida de (E. Cabrera Vélez & Andrade Dueñas, 2019).

Un aspecto identificado en el estudio de vulnerabilidad del edificio, es la configuración de refuerzo transversal o estribado. Todas las columnas utilizan estribos de 8 mm de diámetro espaciados a cada 10 cm. Desde la perspectiva del diseño sísmico moderno, este

detalle presenta deficiencias significativas. Normativas actuales exigen un diámetro mínimo de 10 mm para el acero de confinamiento en elementos sismorresistentes. La función principal de estos estribos es confinar el núcleo de hormigón, manteniendo la ductilidad de la columna después de que el acero longitudinal haya entrado en fluencia. Un estribado insuficiente compromete esta capacidad, lo que puede llegar a precipitar una falla frágil por pandeo del acero longitudinal o aplastamiento del hormigón confinado de manera inadecuada (Moehle, 2014).

Para evaluar la capacidad real de estos elementos, es necesario analizar su comportamiento bajo la combinación de carga axial y momento flector. Los diagramas de interacción, son herramientas esenciales que grafican las combinaciones de carga axial (P) y momento flector (M) que la sección de la columna puede resistir. Al superponer las demandas calculadas para las combinaciones de carga sísmica, se puede determinar si la columna opera dentro de la zona de capacidad segura. El análisis de estos diagramas para el edificio en análisis indica que, bajo las cargas gravitacionales de servicio, las columnas tienen una respuesta adecuada a flexión. Sin embargo, ante incrementos significativos en la carga axial producto de la acción sísmica, la capacidad a flexión disminuye y la ductilidad disponible se reduce considerablemente acercando a la columna a un mecanismo de falla frágil (E. Cabrera Vélez & Andrade Dueñas, 2019).

Figura 1-13: Diagrama de interacción para los dos tipos de columnas más exigidas.



Nota: Figura obtenida de (E. Cabrera Vélez & Andrade Dueñas, 2019).

Esta configuración tiene implicaciones directas en la filosofía de diseño por capacidad que rige la ingeniería sísmica moderna. Generalmente buscamos seguir el concepto de columna fuerte-viga débil como lo exigen normas vigentes. Este principio busca forzar que las rótulas plásticas y la disipación de energía ocurran en las vigas, mientras que los elementos como las columnas permanecen esencialmente elásticas, lo que garantiza la estabilidad vertical del edificio. (Moehle, 2014). La evaluación preliminar de este edificio en análisis de la relación entre vigas y columnas sugiere que este principio jerárquico

podría no cumplirse en todos los nudos, lo que aumenta el riesgo de un mecanismo de colapso indeseable.

1.3 Marco normativo, espectros de diseño y criterios de evaluación sísmica

El análisis y evaluación de la seguridad sísmica de una estructura requiere de un marco de referencia objetivo que establezca los niveles de demanda esperada y los estándares de desempeño a cumplir.

1.3.1 Marco Normativo de Referencias: NEC-SE-DS 2015

El análisis se fundamenta en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, Peligro Sísmico-Diseño Sismo Resistente (NEC-SE-DS 2015), la cual incorpora un enfoque de desempeño sísmico explícito, que incorpora un enfoque de desempeño sísmico explícito. Para el edificio en estudio, esto implica:

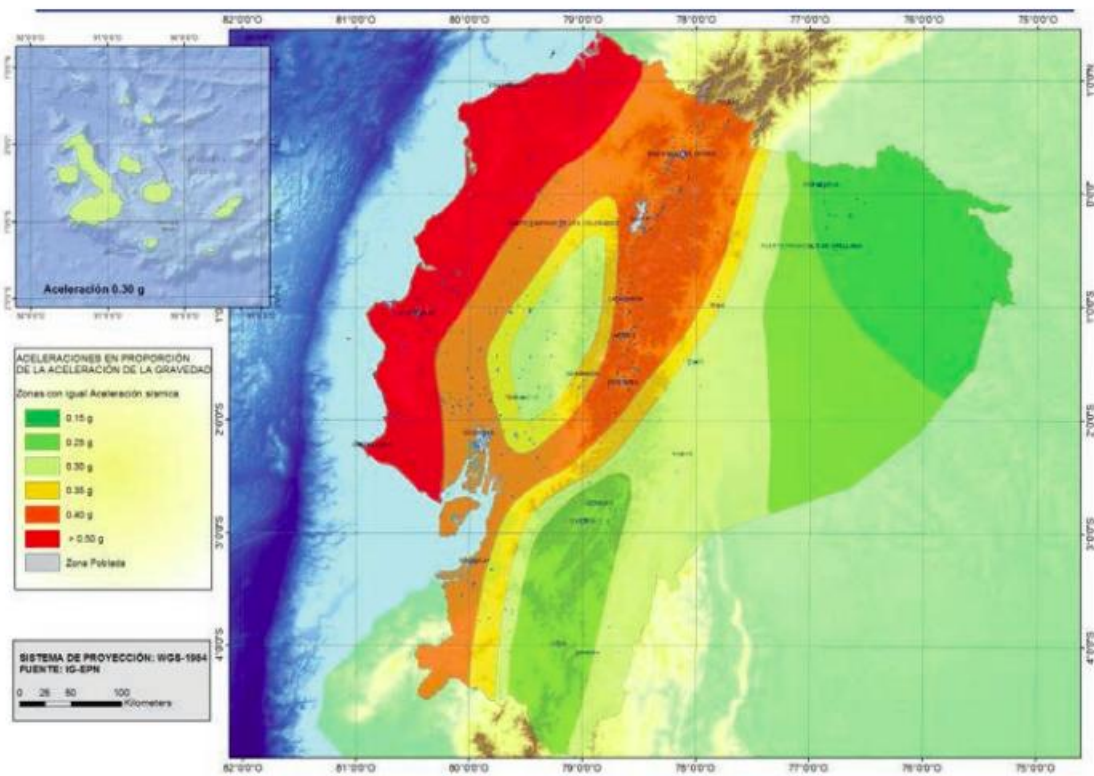
- **Categoría e Importancia:** Clasificado como Estructura de Ocupación Especial (edificio educativo), con un coeficiente de Importancia (I) = 1.3. Este factor amplifica la demanda sísmica en un 30%, reconociendo su alta ocupación, importancia social y función potencial como refugio luego del sismo (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), 2015).
- **Parámetros de Sitio:** Como se estableció, el edificio se ubica en Zona Sísmica 2 sobre un suelo tipo D.
- **Objetivos de Desempeño Exigidos:** La norma exige para este tipo de estructuras cumplir con el nivel de (Seguridad de Vida) para el sismo de diseño (periodo de retorno $T=475$ años) y con el de (Prevención de Colapso) para el sismo extremos ($T=2500$ años).

La aplicación estricta de estos criterios a edificios existentes, especialmente a aquellos construidos antes de la vigente NEC-2015, revela un desafío significativo. Estudios de casos análogos en Cuenca han demostrado que este tipo de estructuras como la de análisis a menudo no cumplen con los requisitos de desempeño actuales, mostrando derivas que superan ampliamente el 2.0% para sismos de diseño y, por lo tanto, requieren evaluaciones de reforzamiento para garantizar la seguridad de sus ocupantes (Cabrera-Vélez & Dueñas, 2025).

Adicionalmente, para comprender la relevancia de estos parámetros y la necesidad de un análisis tan riguroso, es necesario contextualizar el escenario sísmico del país. Ecuador

se encuentra situado en una de las regiones de mayor actividad sísmica del mundo. Producto de la interacción de las placas tectónicas Nazca y Sudamericana, y de los complejos sistemas de fallas corticales activas (Aguiar Falconí, 2008). Estas condiciones generan una amenaza sísmica elevada y heterogénea en el territorio nacional, con zonas que experimentan recurrentemente sismos de gran magnitud, como el evento de Pedernales ocurrido en 2016 cuyos efectos se sintieron con severidad en todo el país. La zonificación sísmica establecida en la NEC-2015 es un reflejo directo de este contexto, clasificando el territorio en zonas de diferente nivel de peligro. El edificio en análisis se ubica en zona 2 donde es un área de amenaza intermedia-alta, lo cual implica la importancia de la evaluación del desempeño sísmico.

Figura 1-14: Mapa de sismicidad en Ecuador



Nota: Imagen obtenida de (Quinde Martínez & Reinoso Angulo, 2016).

1.3.2 Espectro de Diseño: De la Normativa a la Demanda Cuantificable

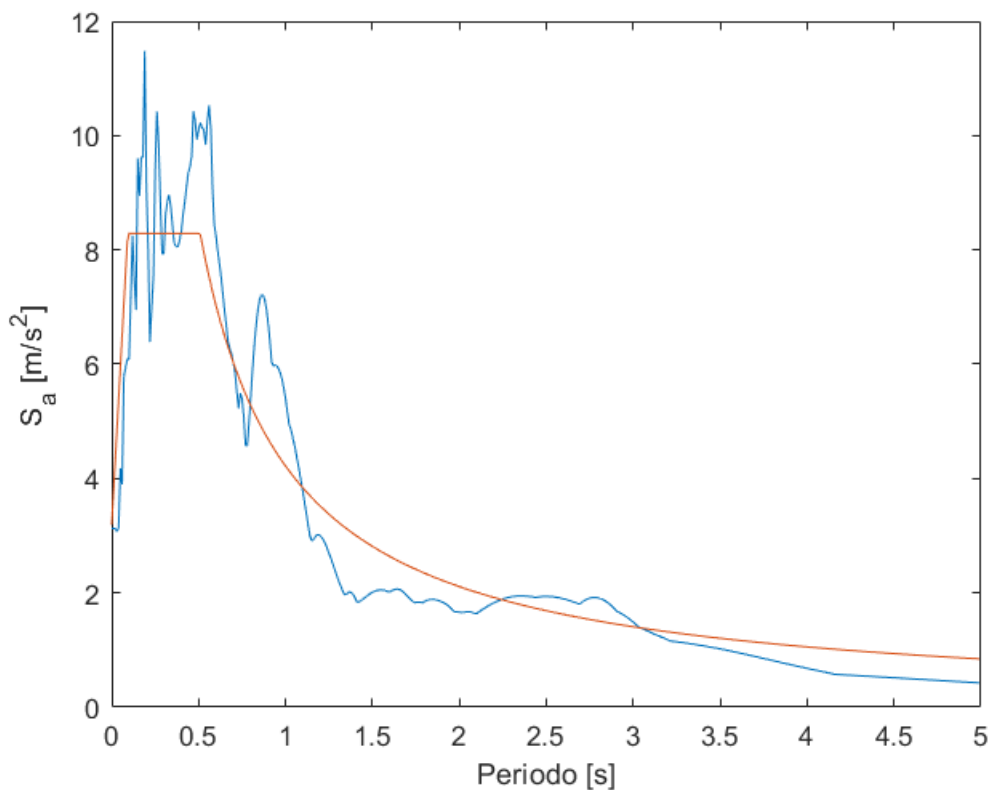
La definición de los espectros de respuesta y diseño constituye un pilar fundamental en el análisis sísmico de edificios, ya que establece la demanda de aceleración lateral que la estructura debe ser capaz de resistir. Este análisis requiere diferencia entre el espectro de respuesta elástico, el cual admite un comportamiento sin daño de la estructura, y el

espectro inelástico o de diseño, el cual admite un nivel de daño controlado y la disipación de energía a través de deformaciones plásticas (Aguiar Falconí, 2008).

La transición del espectro elástico al espectro inelástico en las normativas modernas, como la NEC-SE-DS, se realiza típicamente aplicando factores de reducción. Estos factores, entre los que se incluye el coeficiente de respuesta que considera la ductilidad del sistema, así como factores que penalizan irregularidades estructurales, son críticos. Una selección inapropiada puede subestimar la demanda sísmica, generando una estructura vulnerable, o bien sobreestimarla, conduciendo a un diseño innecesariamente costoso. Por lo tanto, su determinación requiere un estudio cuidadoso basado en las características que tenga el sistema estructural en análisis.

Para el caso de estudio, el espectro elástico se construye de la siguiente manera según la NEC-SE-DS 2015:

Figura 1-15: Espectro elástico



Nota: Figura propia.

En la filosofía de diseño sismo resistente el espectro elástico será reducido para obtener la demanda sísmica inelástica aplicable, considerando la capacidad de disipación de energía del edificio en estudio.

Este espectro se obtiene al reducir el espectro elástico mediante factores que cuantifican la capacidad de la estructura para desempeñarse más allá del límite elástico. Se realiza una operación que también considera la importancia de la edificación y sus irregularidades. Primero, el espectro elástico se amplifica por el Coeficiente de importancia (I). Luego, esta demanda amplificada se reduce para considerar la capacidad de la estructura de comportarse inelásticamente. La formulación normativa general que estipula la NEC-SE-DS es:

$$S_{ad}(T) = \frac{S_a(T) * I}{R * \phi_p * \phi_e}$$

Donde:

$S_{ad}(T)$: aceleración espectral de diseño (elástico).

$S_a(T)$: aceleración espectral de diseño (elástico).

I: coeficiente de importancia I. para el edificio en estudio (ocupación especial). I= 1.3. Esto incrementa la demanda.

R: coeficiente de reducción de respuesta. Sintetiza la capacidad del sistema para disipar energía mediante ductilidad, sobrerresistencia y redundancia (Aguiar Falconí, 2008).

ϕ_p, ϕ_e : factores de irregularidad en planta y elevación. Penalizan la demanda sísmica cuando la configuración estructural presenta discontinuidades que pueden generar concentraciones de esfuerzo o respuestas torsionales no previstas.

1.3.3 Marco de Evaluación y Diagnóstico Preliminar

En síntesis, este capítulo ha establecido el marco de referencia completo para la evaluación sísmica del Edificio de Ciencias de la Administración. Se ha definido su alta importancia (I= 1.3), caracterizado la severa amenaza del sitio (suelo tipo D) y establecido los estrictos objetivos de desempeño actuales (deriva $\leq 2.0\%$ para Seguridad de Vida).

La contrastación de este marco con las características reales del edificio documentadas en anteriormente permite establecer un diagnóstico preliminar crítico: como institución educativa de ocupación especial, la estructura parte de una base de diseño que incumple los parámetros actuales. Presenta cuantías de acero longitudinal limitadas, un confinamiento transversal deficiente (estribos de 8 mm de diámetro), un sistema de vigas

banda de bajo peralte que compromete la capacidad de los pórticos, y se asienta sobre un suelo que amplifica la demanda sísmica. Todo ello configura un escenario donde es altamente probable que las derivas de piso excedan ampliamente el límite del 2.0% (E. Cabrera Vélez & Andrade Dueñas, 2019).

Un aspecto fundamental en la metodología adoptada es la selección apropiada del espectro de respuesta según el tipo de evaluación que se realiza. Mientras que para un diseño estructural convencional se emplea el espectro inelástico de diseño, el cual emplea factores de reducción por ductilidad que permiten dimensionar los elementos para un comportamiento plástico controlado, para los análisis no lineales como el método de *pushover* utilizado en este estudio, se requiere el espectro elástico de respuesta.

Esta distinción es importante debido a que, en un análisis no lineal, la estructura misma, a través de su curva de capacidad, muestra explícitamente su capacidad de disipación de energía mediante la formación de rótulas plásticas y su degradación de rigidez. Por lo tanto, no se aplican factores de reducción a la demanda sísmica, ya que la no linealidad y capacidad de disipación están intrínsecamente representadas en el modelo estructural.

La intersección entre la curva de capacidad y el espectro elástico en formato ADRS permite determinar el punto de desempeño de la estructura para un nivel de amenaza específico, evaluando si los desplazamientos y fuerzas alcanzados están dentro de los límites aceptables para los estados de daño considerados (ATC, 1996; Fema, 2005).

2. Capítulo2: Mampostería

La mampostería constituye uno de los sistemas constructivos más antiguos y extendidos en la historia de la humanidad, caracterizado por el ensamblaje de elementos unitarios (ladrillos, bloques, piedras) mediante mortero para confirmar elementos estructurales como muros, pilares y arcos. La utilidad de los muros de mampostería en el arriostramiento de edificios ha sido reconocida desde hace mucho tiempo. Cuando los muros se sitúan en posiciones ventajosas dentro de una estructura, pueden formar un sistema eficiente de resistencia a fuerzas laterales, cumpliendo simultáneamente otros requisitos funcionales (Paulay & Priestley, 1992).

2.1 La Mampostería en la construcción tradicional

La mampostería desde un punto de vista estructural presenta un comportamiento similar a un material compuesto heterogéneo, usado ampliamente en varias partes del mundo como divisorios de ambientes, usos decorativos, fines estructurales entre otros usos más. Su respuesta mecánica depende críticamente de las propiedades individuales de su componente (unidades y mortero) debido que al ser un material que se comporta de manera heterogénea no tiene un comportamiento uniforme en todo su volumen porque está formado por dos o más componente con propiedades distintas. A diferencia del hormigón armado, la mampostería presenta una capacidad limitada para resistir tensiones en tracción, lo que le hace altamente vulnerable ante cargas sísmicas si no está adecuadamente confinada o reforzada (Alcívar *et al.*, 2025; Paez, 2017).

En Ecuador la mampostería es ampliamente utilizada como parte del sistema constructivo de una estructura, sistema constructivo con una tipología que integra muros de albañilería con elementos de hormigón armado (vigas y columnas de confinamiento) perimetrales, y la mampostería tomada como un elemento secundario en la estructura, limitado a que cumpla una función que no está destinado para soportar cargas sísmicas. Consecuentemente, en la fase de diseño no se les atribuye un rol resistente activo, generando muros que, al ser construidos, no establecen una vinculación suficiente con la estructura de pórticos (Alcívar *et al.*, 2025; Paez, 2017). Esta conexión puede resultar en una respuesta estructural no integrada y en modos de falla frágiles durante un evento sísmico.

Figura 2-1: Mampostería usada en construcción.



Nota: Figura propia.

2.1.1 Componentes y clasificación de la mampostería estructural

La mampostería se compone de elementos básicos cuya interacción define su comportamiento mecánico. En el contexto ecuatoriano, las construcciones que frecuentemente utilizan a la mampostería como elemento secundario frecuentemente se realizan con procesos de baja tecnificación, debido al escaso control de calidad de los materiales utilizados. Esta problemática se evidencia tanto en las unidades de mampostería, regularmente fabricadas en hornos artesanales o semiindustriales, como al mortero elaborado en obra que no siempre considera dosificaciones óptimas para garantizar una unión adecuada entre unidades (Paez, 2017).

Figura 2-2: Ladrilleras artesanales y mampostería en construcción.



Nota: Figura obtenida de (Paez, 2017).

Es importante destacar que estos parámetros es decir la heterogeneidad intrínseca en las propiedades mecánicas de los materiales componentes (unidades de mampostería de producción no estandarizada y morteros de dosificación empírica) junto con prácticas constructivas que priorizan la economía sobre el control técnico generan una respuesta de la mampostería con carácter inherente frágil. Esta fragilidad se manifiesta típicamente mediante mecanismos de falla frágil por cortante en muros con deficiencias de detallado durante eventos sísmicos (Paulay & Priestley, 1992).

2.1.2 Materiales de la mampostería

La mampostería estructural, independientemente de su sistema constructivo (confinada, armada o no reforzada), está compuesta por tres elementos básicos cuyas especificaciones están reguladas en la normativa ecuatoriana: unidades de mampostería, mortero y cuando corresponde, acero de refuerzo. La NEC 2015 establece los requerimientos mínimos que estos materiales deben cumplir para garantizar un comportamiento estructural adecuado, especialmente en zonas de riesgos sísmico como en Ecuador. Las disposiciones normativas ecuatorianas respecto a materiales buscan garantizar un adecuado comportamiento sísmico de las edificaciones, considerando los factores condicionantes locales como la disponibilidad de materiales y las técnicas constructivas predominantes en el país (Quinde *et al.*, 2023).

Las unidades de mampostería suelen ser clasificadas principalmente en dos grandes grupos: sólidas y macizas y huecas o perforadas. A su vez, estas pueden diferenciarse según el material de fabricación, como arcilla o hormigón, y según su proceso constructivo, ya sea artesanal o industrial. En Ecuador, la normativa vigente regula tanto la geometría de estas unidades como su resistencia a la compresión. Dichas exigencias son más estrictas en el caso de las unidades huecas con perforación vertical, debido a su comportamiento estructural. Para este tipo de unidades, la normativa pone especial atención en el control del área neta (es decir, la parte maciza libre de perforaciones), en los espesores mínimos de resistencia a la compresión, garantizando así un desempeño adecuado y seguro en las estructuras (Quinde *et al.*, 2023).

La resistencia a compresión de la mampostería está influenciada por diversos factores constructivos, entre los cuales se encuentra la resistencia a compresión del mortero y el espesor de la junta horizontal. Asimismo, una inadecuada penetración o una deficiente dosificación excesiva del mortero puede ocasionar en la disminución de la

resistencia a compresión de la mampostería, afectando su comportamiento y pudiendo dar lugar a fallas no previstas durante su uso. La NEC-SE-MP establece los tipos de morteros de pega mediante dosificaciones volumétricas y define valores mínimos de resistencia a compresión. Sin embargo, la normativa presenta ciertas limitaciones relevantes, siendo una de ellas la ausencia de criterios sobre el espesor de la junta horizontal de mortero y la baja resistencia mínima de 2.5 MPa establecida para el mortero (Quinde *et al.*, 2023). Esta situación adquiere mayor relevancia en los muros de mampostería no portantes, donde los morteros suelen elaborarse mediante dosificaciones empíricas y sin un control riguroso. Como consecuencia, las resistencias obtenidas pueden presentar una alta variabilidad y, en muchos casos, ser inferiores a los valores mínimos recomendados, lo que podría influir en el desempeño general de los elementos de mampostería.

Figura 2-3: Muros de Mampostería no portantes



Nota: Figura propia.

2.2 Comportamiento estructural y mecanismos de falla de la mampostería

El comportamiento estructural de la mampostería está determinado por la compleja interacción entre sus componentes básicos (unidades y mortero) y las condiciones de carga a las que es sometida. A diferencia de materiales homogéneos como el acero, o incluso compuestos controlados como el hormigón armado, la mampostería presenta una respuesta mecánica altamente no isotrópica y dependiente de la dirección de carga, calidad de materiales y detalles constructivos. La incorporación de paneles de mampostería como elementos de cerramiento dentro de marcos estructurales genera un aumento significativo en la rigidez lateral del sistema compuesto, al actuar dichos paneles

como elementos diagonales en compresión. Esta interacción estructural altera considerablemente la respuesta dinámica de la estructura. Este comportamiento desfavorable se debe a la rápida degradación de las propiedades mecánicas como rigidez y resistencia y a la baja capacidad de disipación de energía inherente que poseen los muros de mampostería no portantes, los mismos que tienden a sufrir daños frágiles y repentinos bajo carga cíclica (P.G. Asteris *et al.*, 2011).

Este fenómeno de interacción puede dar lugar a mecanismos de falla no previstos en el proceso de diseño original. Dado que el panel de mampostería actúa como un puntal diagonal que conecta las esquinas opuestas del pórtico que lo contiene, redistribuyendo los esfuerzos de manera no completada en el análisis estructural convencional. Esta redistribución puede provocar concentraciones de esfuerzo en zonas críticas del pórtico, como la parte superior de las columnas y sus bases, generando daños en elementos que no esperamos que se dañen antes que los elementos destinados a fusibles estructurales, lo que contradice directamente la filosofía del diseño por capacidad, cuyo principio fundamental busca garantizar un comportamiento dúctil de la estructura mediante el establecimiento de una jerarquía de resistencia: “columnas fuertes-vigas débiles”. En este enfoque, las vigas están concebidas como “fusibles estructurales” que deben disipar energía mediante deformación plástica controlada, mientras que las columnas deben mantenerse esencialmente elásticas para preservar la estabilidad vertical del sistema (E. M. Cabrera Vélez, 2023; Moehle, 2014; Paulay & Priestley, 1992; P.G. Asteris *et al.*, 2011). La interacción inesperada con los elementos de mampostería no portante destinados tradicionalmente como elementos de cerramiento puede comprometer esta jerarquía, trasladando la demanda inelástica hacia las columnas y generando modos de falla no deseables que ponen en riesgo la integridad global de la estructura.

Cabe recalcar que el comportamiento descrito corresponde a paneles de mampostería sin aberturas, los cuales funcionan como un puntal diagonal continuo. Los elementos con aberturas (ventanas, puertas) presentan un comportamiento diferente, debido a que la discontinuidad en el panel de mampostería modifica su comportamiento y genera distintos patrones de fisuración y redistribución de esfuerzos (P.G. Asteris *et al.*, 2011). A continuación, se describen los principales modos de falla identificados para paneles de mampostería de relleno sin abertura.

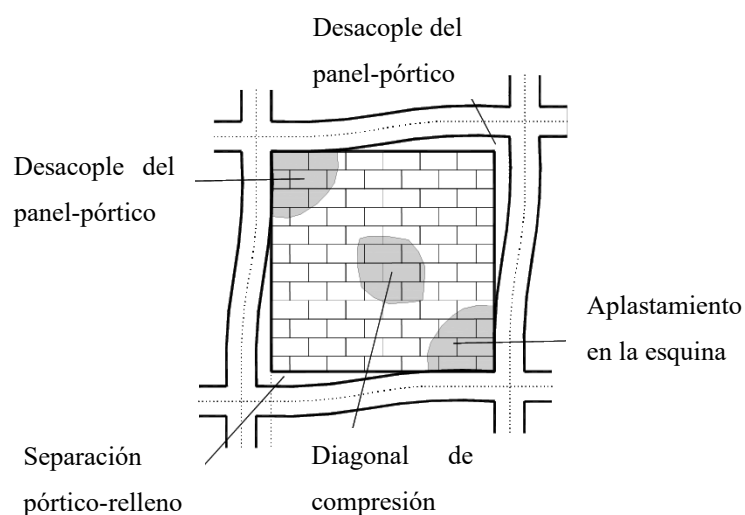
2.2.1 Modos de falla característicos

Generalmente el comportamiento de un panel de mampostería que rellena un pórtico sin aberturas puede resumirse por cinco modos de fallas principales según lo investigado por (P.G. Asteris *et al.*, 2011). A continuación, se describen estos mecanismos típicos de falla.

- Falla por compresión en las esquinas del panel (corner crushing): es definido como el colapso o falla localizada de la mampostería en una o más de las esquinas donde se concentran las cargas.
- Falla por compresión diagonal (diagonal compression): se caracteriza por el aplastamiento del material de relleno en la zona central del panel. Esto ocurre generalmente en paneles con espesor reducido, donde la falla se inicia por pandeo fuera del plano del muro
- Falla por deslizamiento (shear slip): corresponde a una falla por corte que se manifiesta como un desplazamiento horizontal a lo largo de las juntas de mortero del panel de mampostería. Este es un tipo de falla está asociado en sistemas donde las juntas presentan baja resistencia, en contraste con un marco estructural de alta rigidez.
- Falla por agrietamiento diagonal (diagonal tension): puede manifestarse como una grieta diagonal en el panel de mampostería, esta falla se asocia normalmente a un pórtico con un relleno de mampostería relativamente fuerte.
- Falla del pórtico (frame failure): es un tipo de falla que presenta la formación de rótulas plásticas en las columnas o en las uniones viga-columna, generalmente se asocia a un pórtico con conexiones poco resistentes o débiles.

De los mecanismos de falla descritos, los de mayor relevancia práctica para paneles de mampostería sin aberturas son el Aplastamiento en la esquina y el cortante por deslizamiento. Esto se debe a que, dada la geometría típica de los paneles en estructuras reales, la falla por compresión diagonal que requiere de una relación de esbeltez elevada para que ocurra el pandeo fuera del plano es poco frecuente. Por otro lado, el agrietamiento diagonal generalmente no se considera un modo de falla, debido a que el panel conserva capacidad de carga significativa después de la formación de fisuras diagonales (E. M. Cabrera Vélez, 2023; P.G. Asteris *et al.*, 2011).

Figura 2-4: Modos de falla de muros de mampostería rellenos sin aberturas

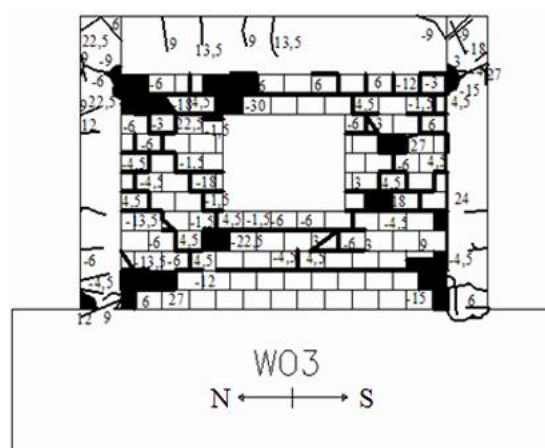


Nota: Figura adaptada de (P.G. Asteris et al., 2011).

La inclusión de la mampostería no portante en el análisis estructural tiene un impacto significativo en la respuesta global. Varios estudios especializados han demostrado que considerar la rigidez aportada por el relleno puede incrementar la rigidez lateral del sistema en más de un 400% comparado con el mismo pórtico sin relleno. Esto implica que la respuesta sísmica de la estructura con pórticos rellenos puede ser radicalmente diferente en términos de periodos de vibración, demanda de ductilidad y la distribución de fuerzas espectro a la de un pórtico sin considerar los muros de mampostería no portantes, dependiendo de las características espectrales del sismo de diseño (P.G. Asteris et al., 2011).

Cuando un panel de mampostería presenta baja resistencia y contiene una abertura, su comportamiento estructural se caracteriza principalmente por dos fenómenos: la formación de rótulas plásticas en las columnas del pórtico y el aplastamiento localizado de las zonas de mampostería adyacentes a la abertura. Adicionalmente, suelen presentarse mecanismos de falla por cortante, manifestados como deslizamientos en las zonas superiores e inferiores del vano. En conjunto estos modos de fallo reflejan una redistribución de esfuerzos alrededor de la discontinuidad, donde la abertura debilita la capacidad del panel para actuar como un elemento diagonal continuo, transfiriendo las demandas sísmicas hacia el marco estructural y concentrando las deformaciones en regiones más críticas del muro. Este comportamiento puede observarse de manera detallada en resultados experimentales (P.G. Asteris et al., 2011).

Figura 2-5: Modo de falla de muro de mampostería no portante con ventana



Nota: Figura obtenida de (P.G. Asteris et al., 2011).

2.2.2 La curva constitutiva de la mampostería: fundamentos y aplicación

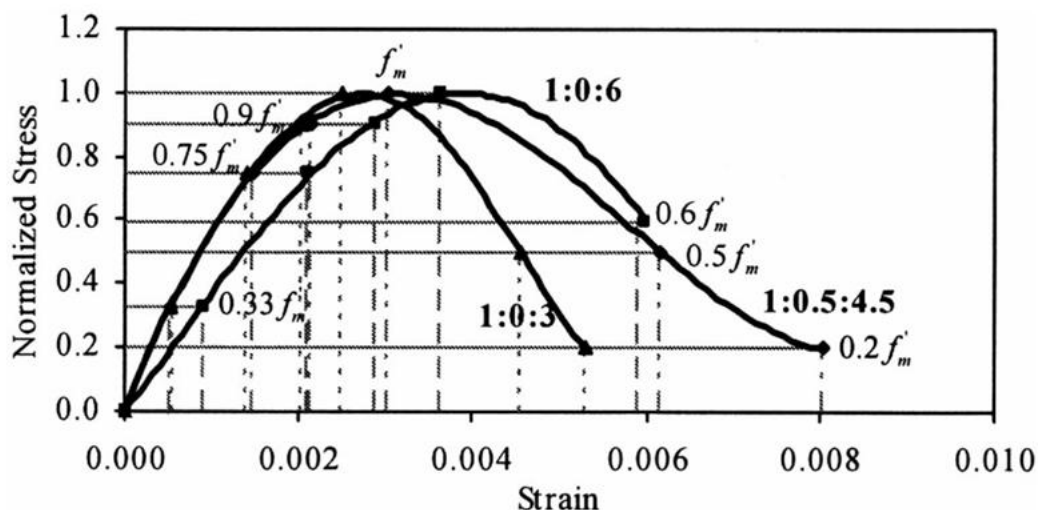
Para poder realizar un análisis no lineal estructural que incluya los muros de mampostería no portante, es fundamental definir una relación constitutiva que represente con precisión su comportamiento mecánico bajo carga cíclica. En la práctica, esta relación se obtiene idealmente mediante ensayos de laboratorio sobre primas de mampostería; sin embargo, la significativa variabilidad geográfica en las propiedades de los materiales (ladrillos y mortero) y la escasez de pruebas controladas dificultan su disponibilidad generalizada. Ante esta necesidad, Kaushik, Rai y Jain (2007) propusieron un modelo analítico simplificado, basado en un extenso programa experimental, para representar la curva de esfuerzo-deformación monotónica de la mampostería no reforzada. El modelo se fundamenta en resultados de pruebas realizadas sobre 84 prismas de mampostería, combinando cuatro tipos de ladrillos y tres tipos de mortero, junto con ensayos en sus componentes individuales (40 ladrillos y 27 cubos de mortero). (Kaushik et al., 2007).

La mampostería es un material compuesto, anisótropo y no homogéneo, cuya respuesta mecánica surge de la interacción compleja entre las unidades (ladrillos) y el mortero. Bajo compresión axial, el mortero, generalmente más blando, tiende a expandirse lateralmente, siendo restringido por los ladrillos. Esta interacción genera un estado de esfuerzos triaxial en el mortero y de tracción lateral en los ladrillos. Esta interacción genera un estado de esfuerzos triaxial en el mortero y de tracción lateral en los ladrillos, lo que finalmente inicia grietas verticales en las unidades de mampostería y conduce a la falla del prisma (Kaushik et al., 2007).

A partir de las observaciones experimentales, (Kaushik *et al.*, 2007) identificaron seis puntos de control importantes en la curva de esfuerzo-deformación, los cuales definen estados límites de comportamiento y permiten construir la curva completa. Estos puntos de control representan porcentajes específicos de la resistencia máxima a compresión de un muro de mampostería no portante (f'_m):

- $0.33 f'_m$: Este es el límite del comportamiento lineal en la curva. Hasta aquí, la mampostería se comporta de manera elástica, sin grietas visibles. Luego de este punto, se puede observar la formación de micro fisuras y grietas iniciales, lo que introduce no linealidad en la respuesta, y la rigidez empieza a degradarse un poco.
- $0.75 f'_m$: Aquí comienza el desarrollo de grietas verticales en las unidades de mampostería. A pesar de que aparece grietas, la mampostería todavía puede soportar cargas sin mucho deterioro estructural, es como si el material estuviese soportando bien la carga, pero se nota que está entrando en una fase más inestable.
- $0.90 f'_m$: Este es un punto que representa el estado de la mampostería justo antes de la falla máxima, con una propagación extensa de las grietas verticales por toda la mampostería. Las fisuras se vuelven más pronunciadas y se extienden rápidamente, lo que indica que el material está al borde del colapso, a partir de aquí las deformaciones aumentan más rápido.
- $1.00 f'_m$: Este es el pico de la curva, la resistencia máxima a compresión de la mampostería. Después de alcanzar este nivel, el material empieza a soltar la carga y las deformaciones incrementan de manera repentina. Se nota un aumento repentino de las deformaciones, lo que marca un inicio de la rama descendente.
- $0.50 f'_m$: En la rama descendente, este punto se considera como la resistencia máxima confiable post-pico. Aquí, la mampostería ha perdido la mitad de su capacidad, pero todavía tiene algo de resistencia residual.
- $0.20 f'_m$: Este es el esfuerzo de compresión residual máximo observado, junto con la deformación de falla correspondiente. Representa el punto final de la curva, donde la mampostería básicamente llegó a su punto de falla, pero tiene un 20% de su resistencia original.

Figura 2-6: Curvas de esfuerzo-deformación



Nota: Figura obtenida de (Kaushik *et al.*, 2007).

Para aplicar el modelo de (Kaushik *et al.*, 2007) como en el análisis de estructuras en la ciudad de Cuenca, es necesario partir de parámetros iniciales que reflejan las propiedades reales de los materiales locales. Los principales insumos para generar la curva de esfuerzo-deformación son: la resistencia a compresión de los ladrillos (f_b) y del mortero (f_j), que puede ser con cal o sin cal. Estos valores se obtienen típicamente de ensayos de laboratorio realizados a nivel local, considerando la variabilidad de los materiales artesanales comunes en la región.

La caracterización mecánica de los materiales es un paso crítico para la fidelidad de cualquier modelo analítico. En el contexto de la ciudad de Cuenca, diversos estudios experimentales han permitido determinar las propiedades físico-mecánicas de la mampostería confinada fabricada con materiales de la zona. Investigaciones locales han determinado valores representativos que reflejan la realidad constructiva de la región; en particular, se ha determinado que la resistencia a la compresión del ladrillo hueco promedia los 1.328 MPa, mientras que para el mortero se han establecido valores promedio de 7.24 MPa (García *et al.*, 2024; Labanda Cuji & Mejía Reinoso, 2026).

Estos valores de resistencia unitaria son fundamentales, ya que la mampostería se comporta como un material compuesto cuya respuesta global depende de la interacción entre sus constituyentes. Al adoptar estos parámetros locales como insumos en el modelo es posible generar la curva constitutiva esfuerzo-deformación de la mampostería. Dicha curva no solo define la capacidad portante máxima, sino que describe el comportamiento

post-pico y la degradación de rigidez, aspectos esenciales para realizar un análisis no lineal que permita obtener con precisión el punto de desempeño de la estructura frente a acciones sísmicas.

Lo ideal para determinar el módulo de elasticidad de la mampostería es hacer ensayos en laboratorio con muretes reales, y calcularlo como la pendiente de la secante en la curva de esfuerzo-deformación entre $0.05 f'_m$ y $0.33 f'_m$. Cuando no hay ensayos disponibles, las normas y la literatura sugieren usar las siguientes fórmulas aproximadas (MIDUVI, 2015):

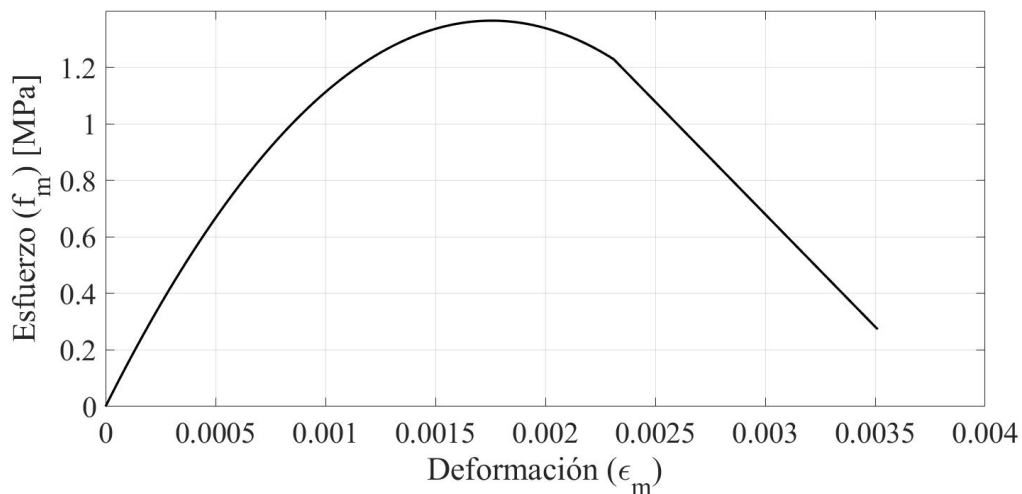
Tabla 2-1: Valores para obtener el módulo de elasticidad de la mampostería (E_m)

Parámetro	Módulo de elasticidad
Mampostería en concreto (E_m)	$900 f'_m \leq 20000 \text{ MPa}$
Mampostería en arcilla (E_m)	$750 f'_m \leq 20000 \text{ MPa}$

Nota: Tabla de elaboración propia

La curva resultante muestra un comportamiento inicial casi lineal, seguido de una zona no lineal parabólica hasta el pico, y luego una rama descendente gradual que refleja la pérdida progresiva de capacidad, con algo de resistencia residual.

Figura 2-7: Curva de esfuerzo-deformación de Kaushik con valores de mampostería en Cuenca-Ecuador.

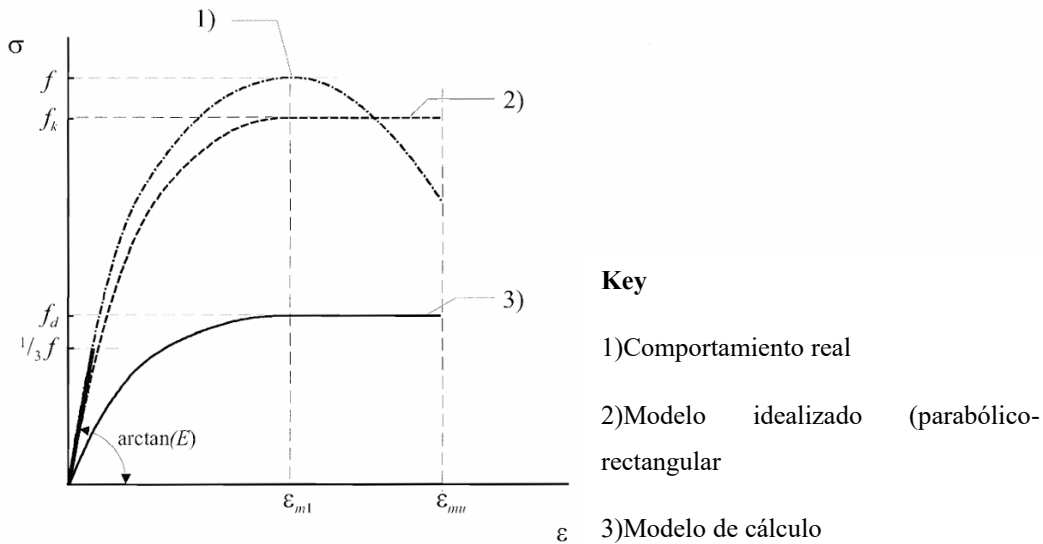


Nota: Figura propia.

Además de los modelos experimentales como el de Kaushik, las normativas internacionales proponen enfoques simplificados para facilitar el diseño estructural. El Eurocódigo 6 (European Committee for Standardization (CEN), 2005), establece una relación simplificada para representar el comportamiento de la mampostería sometida a

compresión, la cual está pensada principalmente para fines de diseño y verificación de estados límites.

Figura 2-8: Relación esfuerzo-deformación para mampostería en compresión.



Nota: Figura adaptada de (European Committee for Standardization (CEN), 2005).

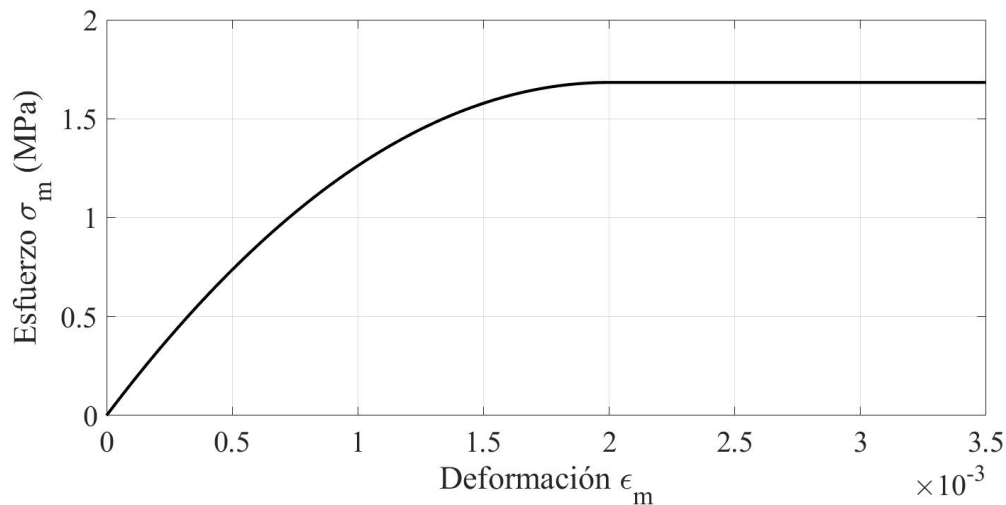
En la figura mostrada se muestra la relación de esfuerzo-deformación propuesta por el Eurocódigo 6 para mampostería en compresión. En esta figura se pueden observar tres curvas: la curva típica (1), la idealizada parábola-rectángulo (2) y el diagrama de diseño simplificado (3). Para efectos prácticos, el código permite utilizar la idealización parábola-rectángulo, la cual es una adaptación de los modelos utilizados en hormigón armado.

En la siguiente figura podemos observar los siguientes puntos y tramos clave que definen el comportamiento de la mampostería según el Eurocódigo, para aquello se toman datos presentados anteriormente de la resistencia a compresión del ladrillo hueco y mortero.

Un parámetro fundamental en el análisis del diagrama es la resistencia característica a compresión de la mampostería, denominada f_k . Este valor, representado en el eje vertical, define el nivel máximo de esfuerzo que puede alcanzar el material. La determinación de f_k no es un valor arbitrario, sino que se obtiene a partir de fórmulas empíricas establecidas en el (European Committee for Standardization (CEN), 2005), las cuales dependen de las propiedades específicas de sus componentes: el tipo de ladrillo y el tipo de mortero utilizado. En la idealización del comportamiento estructural, frecuentemente representada

mediante un modelo elastoplástico (curva idealizada), este valor de f_k se considera constante a lo largo de la meseta plástica.

Figura 2-9: Relación esfuerzo-deformación para mampostería según el Eurocódigo adaptado con valores de parámetros locales de mampostería de Cuenca.



Nota: Figura propia.

La curva comienza en el origen (0,0) con una pendiente inicial que corresponde al módulo de elasticidad tangente. En este tramo, el esfuerzo aumenta de forma parabólica hasta alcanzar f_k .

La deformación en el límite elástico ϵ_{m1} es el punto que marca el final del tramo parabólico y el inicio de la meseta plástica. Aquí se alcanza la resistencia máxima de f_k . Aquí es el punto donde termina el comportamiento ascendente y comienza la fluencia.

Una vez que se alcanzó la resistencia máxima, la curva entra en una fase perfectamente plástica donde el esfuerzo se mantiene constante e igual a f_k , independientemente del incremento de deformación ϵ . El punto final de deformación, es el punto máximo que puede alcanzar la mampostería antes de que se considere que ha fallado por completo, este valor se establece como ϵ_{mu} con un valor de (0.35%) como límite de deformación útil. Más allá de este punto, el material pierde su capacidad resistente.

A diferencia del modelo de Kaushik, que describe detalladamente toda la curva incluyendo la rama descendente post-pico (ablandamiento), el Eurocódigo 6 opta por una simplificación plástica perfecta. Esto significa que no considera degradación de resistencia después del pico, lo cual tiene una implicación importante: el modelo asume que una vez alcanzada f_k , el material puede seguir deformándose hasta ϵ_{mu} sin perder

capacidad. Esta simplificación, aunque menos precisa para describir el colapso progresivo.

Para aplicar este modelo en la práctica, se requieren como insumo principal la resistencia característica f_k , que puede obtenerse de ensayos locales o de tablas normativas. Con este valor, se construye la curva completa utilizando los parámetros de deformación $\varepsilon_{m1} = 0.002$ y $\varepsilon_{mu} = 0.0035$, y se estima el módulo de elasticidad como $E = 1000 \cdot f_k$. Sin embargo, la NEC nos indica que para estimar el módulo de elasticidad se debe hacer mediante $E = 750 \cdot f_k$.

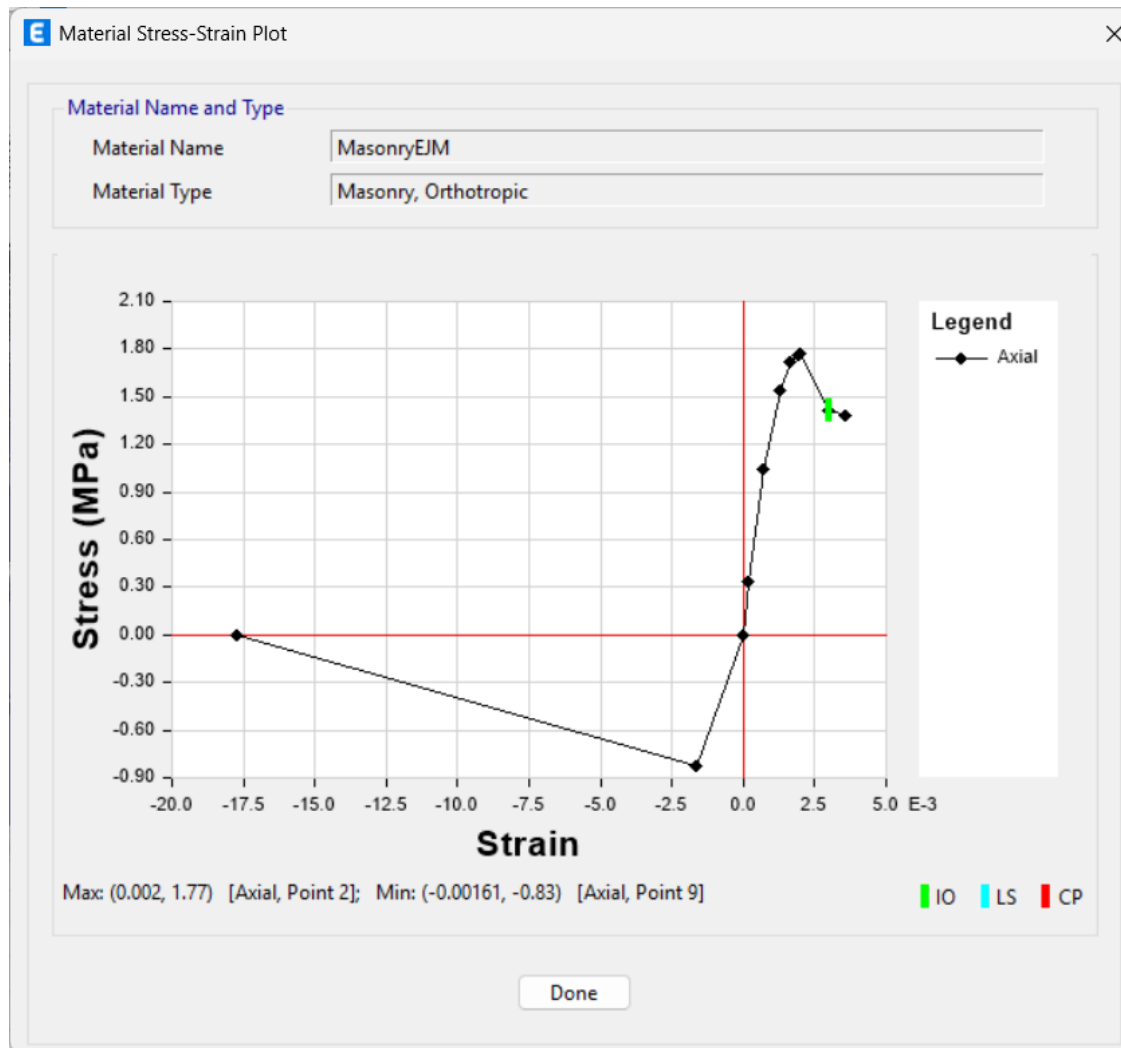
En el contexto de la ciudad de Cuenca, donde se dispone de caracterizaciones experimentales de materiales locales (García *et al.*, 2024; Labanda Cuji & Mejía Reinoso, 2026) es posible alimentar este modelo con valores representativos de resistencia para obtener curvas constitutivas adaptadas a la realidad constructiva de la zona, manteniendo la simplicidad que ofrece el enfoque normativo.

Además de los modelos analíticos como el de Kaushik y los enfoques normativos como el Eurocódigo 6, en la práctica profesional es común utilizar software de elementos finitos para evaluar el comportamiento estructural de edificaciones completa. En ETABS, la curva de esfuerzo-deformación de la mampostería no se dibuja punto por punto como en los modelos analíticos, sino que se define a través de un enfoque paramétrico. Esto significa que el programa genera internamente la curva a partir de unos pocos parámetros clave que el usuario ingresa, simplificando el proceso de calibración.

La principal ventaja de este método es que a diferencia de los métodos anteriores donde la curva se construye punto por punto o mediante ecuaciones explícitas, al disponer de caracterización experimental de materiales locales como la que existe en Cuenca se pueden ingresar directamente los valores obtenidos en el laboratorio. El programa usa estos valores y se genera la curva de esfuerzo-deformación de la mampostería que se define a través de un enfoque paramétrico. Esto significa que el programa genera internamente la curva a partir de unos pocos parámetros clave que el usuario ingresa, simplificando significativamente el proceso de calibración sin perder precisión en la representación del comportamiento del material.

En la siguiente figura se muestra la gráfica de esfuerzo-deformación de la mampostería, usando el programa ETABS.

Figura 2-10: Definición de la gráfica de esfuerzo-deformación de la mampostería usando ETABS.



Nota: Figura propia.

En la ventana de definición del material, ETABS requiere los siguientes parámetros para construir la curva de esfuerzo-deformación a compresión.

Se define el valor de f'_m que consiste en el valor de compresión de la mampostería tomado de diversos estudios locales como se indicó anteriormente, y la deformación en la resistencia máxima que es el parámetro que corresponde a la deformación ϵ_{m1} asociada a la resistencia máxima a compresión de la mampostería f'_m . Para este caso se toma como base la característica del ladrillo hueco y el valor de ϵ_{m1} de 0.002.

Luego se define el valor de la deformación máxima ε_{mu} que puede alcanzar la mampostería antes de que se considere que ha fallado por completo. Este valor sirve para capturar de manera más realista la capacidad de deformación que exhibe la mampostería confinada. Finalmente se definen los valores de elasticidad, módulo de corte que son valores que se obtienen en bases a estudios locales de mampostería como se indicó anteriormente.

Con estos valores, ETABS construye internamente una curva que, en su rama ascendente tiene una forma parabólica similar a la del Eurocódigo 6, alcanzado una resistencia máxima. Luego, en la rama descendente, el programa genera una línea recta con la pendiente definida por el multiplicador, hasta llegar a la deformación última con esfuerzo cercano a cero.

Para esto, ETABS permite seleccionar diferentes modelos de histéresis. En nuestro estudio se eligió el modelo Takeda, que es uno de los más utilizados en la práctica para representar el comportamiento de materiales que experimentan degradación de rigidez bajo cargas cíclicas.

2.2.3 Propiedades no lineales de la mampostería y su modelado con elementos tipo *link*

Las propiedades no lineales de la mampostería son esenciales para comprender su respuesta bajo cargas sísmicas reales, debido a que el comportamiento no se mantiene elástico indefinidamente, como en análisis simplificados. En el contexto de la mampostería no reforzada o los muros de mampostería no portantes utilizados tradicionalmente en la construcción a nivel local, el material comienza a desarrollar grietas y degradación cuando las cargas exceden ciertos límites.

La respuesta inelástica de los elementos no estructurales, como los muros de mampostería no portante, junto con su interacción con la estructura principal durante un sismo, puede modificar bastante el comportamiento global del edificio y aumentar el daño que sufre. Esto suele llevar a fallas frágiles con muy poca ductilidad, lo que pone en riesgo la seguridad de toda la estructura, especialmente en edificios antiguos o diseñados sin tomar en serio las cargas sísmicas. El problema es más común en zonas de sismicidad baja a moderada, donde por costos y porque no es obligatorio, no se aplican medidas antisísmicas estrictas. Aunque los códigos actuales recomienden separar o aislar estos elementos como la mampostería no portante para que de esta manera no transfieran

fuerzas laterales al marco principal, esa práctica se usa sobre todo en lugares de alta sismicidad. En regiones con menor amenaza, al no hacer esa separación, los muros de mampostería no portante terminan rigidizando el pórtico de forma no deseada y generan concentraciones de esfuerzos inesperadas en columnas y vigas, dejando los edificios más vulnerables (Alva Bañuelos *et al.*, 2024).

Para representar este comportamiento en el análisis no lineal, el modelado de los muros de mampostería no portantes se realiza simplificando el panel como un sistema de diagonales equivalentes, ya que bajo cargas laterales el muro actúa básicamente como un puntal en compresión diagonal (Mouzzoun & Cherrabi, 2020). En el software *ETABS*, que se usará para este trabajo, estas diagonales se implementan mediante elementos *link* no lineales. Un elemento *link* es como una barra que conecta dos nodos y permite definir propiedades personalizadas, como rigidez variable y comportamiento plástico. En el caso de la mampostería, se le asigna una curva de fuerza-desplazamiento no lineal que se obtiene directamente de la curva constitutiva de esfuerzo-deformación calibrada con los parámetros locales.

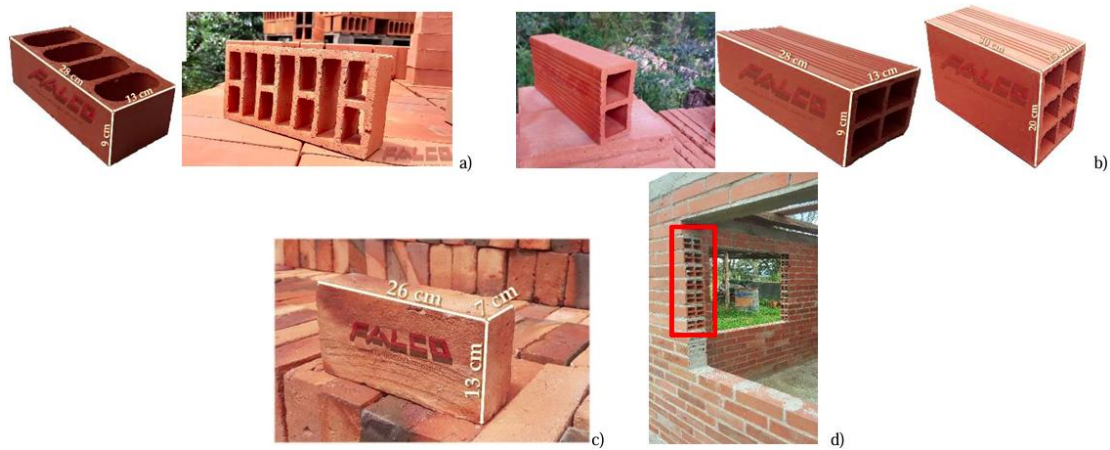
La conversión de la curva de esfuerzo-deformación a fuerza-desplazamiento es fundamental, porque los *links* trabajan con fuerzas y desplazamiento absolutos del elemento, no con valores unitarios. Para eso se necesita conocer las dimensiones reales de la unidad de mampostería, así como las demás propiedades de esta como el área efectiva.

En el modelado adoptado para las estructuras usando elementos tipo *link*, se colocan los elementos *link* diagonales cruzados por cada panel de mampostería es decir uno en cada dirección, lo que permite capturar la respuesta en ambos sentidos de carga lateral y simular correctamente la interacción con el pórtico de hormigón armado. Este aumento de rigidez lateral es positivo hasta un cierto punto, pero también puede provocar fallas prematuras en las columnas si el detallado no es el adecuado. Este enfoque se conoce como macro-modelado y resulta eficiente debido a que requiere pocos elementos y da resultados que se ajustan de manera correcta a ensayos experimentales (Mouzzoun & Cherrabi, 2020).

En el contexto local de Cuenca, los ladrillos de arcilla más usados en la mampostería no portante son los de producción artesanal o semi-industrial, y hay varios tipos que varían en forma, perforaciones y uso típico. Según (Quinde *et al.*, 2023), en su revisión de

normas para mampostería confinada, se identificaron cuatro tipos principales de ladrillos disponibles en ciudad de Cuenca.

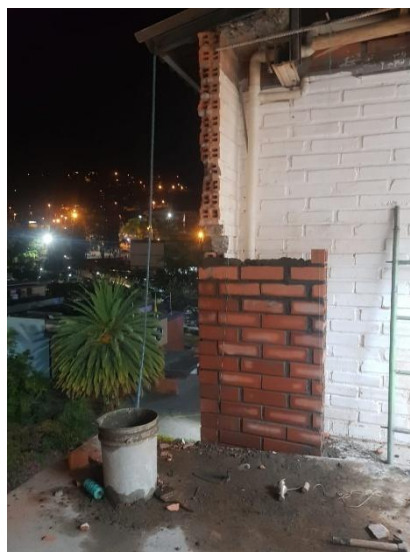
Figura 2-11: Tipos de ladrillos de arcilla en la ciudad de Cuenca



Nota: Figura obtenida de (Quinde et al., 2023) donde se detalla los diferentes tipos de ladrillos en Cuenca.

Para la estructura objeto de análisis en este trabajo, se determinó que los muros de mampostería no portante están confirmados por unidades de ladrillos con perforación horizontal destinados para uso no estructural. Este tipo de ladrillo es uno de los más comunes usados tradicionalmente en la construcción, el mismo que generalmente es destinado a particiones y rellenos no resistentes. Las perforaciones horizontales permiten un mejor paso de instalaciones eléctricas, reduce el peso del muro, facilita el enlucido.

Figura 2-12: Ladrillo tipo hueco utilizado en la estructura objeto de análisis.



Nota: Figura obtenida de IERSE

Según (Quinde et al., 2023), en su revisión de normas para mampostería confinada, se indica que las unidades de albañilería con perforaciones horizontales son producidas

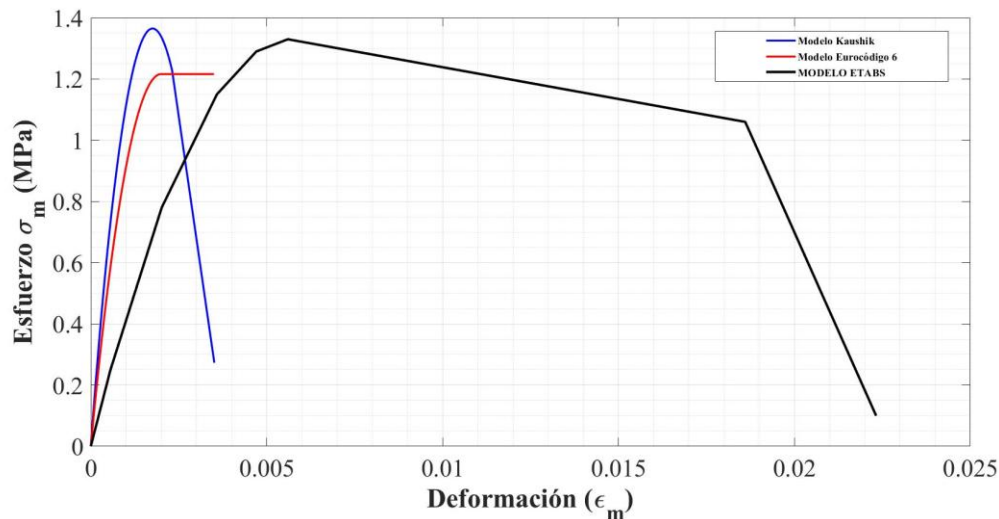
localmente con variaciones en sus dimensiones, las cuales dependen del fabricante y de los procesos de producción. Generalmente, estas unidades presentan dimensiones típicas reportadas en fabricantes como FALCO son aproximadamente 13 cm de espesor (ancho del muro), 9 cm de altura y 28 cm de longitud, además cada uno de los cuatro huecos horizontales presenta dimensiones aproximadas de 3.5 cm de ancho por 4.5 cm de alto. Estas dimensiones influyen directamente en el cálculo del área efectiva del puntal equivalente y en la conversión de la curva constitutiva a fuerza-desplazamiento.

La conversión de esfuerzo-deformación a fuerza-desplazamiento es esencial y fundamental, porque los *links* trabajan con fuerzas y desplazamientos absolutos del elemento, no con valores unitarios. Para ello se necesita conocer las dimensiones reales de la mampostería, así como el área efectiva del puntal diagonal, la cual depende del ancho equivalente del puntal y del espesor del muro. En este trabajo, partiendo de la caracterización experimental de materiales locales disponible para la ciudad de Cuenca (García *et al.*, 2024; Labanda Cuji & Mejía Reinoso, 2026; Quinde *et al.*, 2023), se definieron los parámetros mecánicos de la mampostería construida con los ladrillos de perforación horizontal, que es el utilizado en la estructura objeto de análisis. Con estos valores, se obtuvo la curva de esfuerzo-deformación representativa del material, la cual constituye la base para la calibración del modelo.

A partir de esta curva, el siguiente paso consiste en transformar la relación esfuerzo-deformación en una relación fuerza-desplazamiento que pueda ser asignada al elemento *link* en ETABS. Para ello, la fuerza se obtiene multiplicando el esfuerzo por el área efectiva del puntal diagonal, previamente calculada en función de la geometría del muro y del pórtico. Por su parte, el desplazamiento axial del puntal se obtiene multiplicando la deformación unitaria por la longitud diagonal del muro. De esta manera, cada punto de la curva de esfuerzo-deformación original se convierte en un punto de la curva fuerza-desplazamiento que define el comportamiento no lineal del *link*. Este procedimiento asegura que la respuesta del modelo refleje fielmente las propiedades del material local y las dimensiones reales de los muros. Al realizar esta comparación, se observó que la curva que mejor se asemeja a la respuesta idealizada de la mampostería no portante con ladrillos tipo hueco es la obtenida en ETABS. Esto se debe a que, a diferencia de los otros enfoques que responden a formulaciones generales calibradas con ensayos de otras regiones, la curva de ETABS se alimenta directamente con los parámetros mecánicos y geométricos representativos de los materiales de Cuenca, lo que permite capturar con mayor precisión

la resistencia, la rigidez inicial y la degradación del material. Esta curva, que se presenta en la figura correspondiente, constituye la base para la asignación de propiedades a los elementos *link* en el modelo numérico.

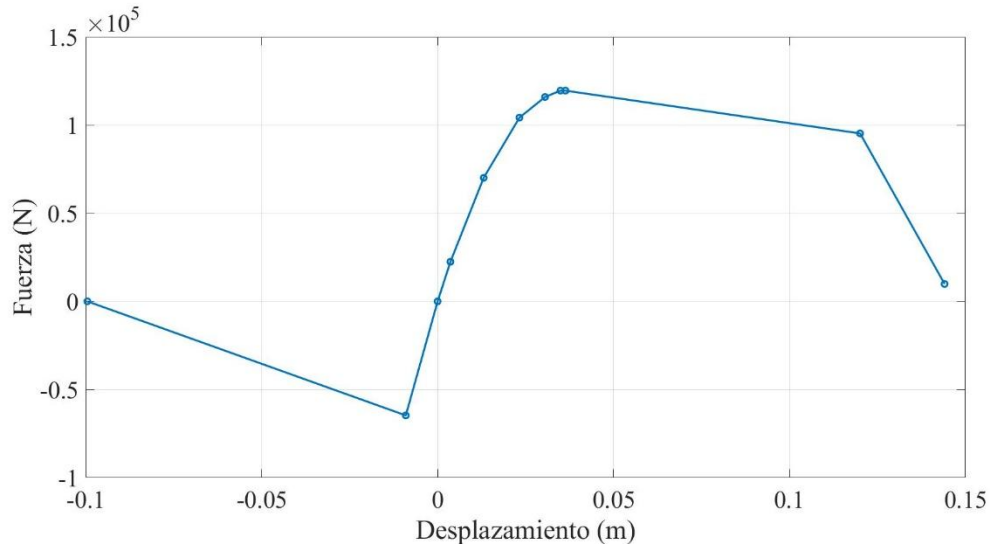
Figura 2-13: Gráfico esfuerzo-deformación obtenido de la Mampostería.



Nota: Figura propia.

Una vez definida la curva fuerza-desplazamiento, se procede al modelado de los muros en ETABS mediante elementos *link* diagonales. Por cada panel de mampostería se colocan dos elementos *link* cruzados, uno en cada dirección, lo que permite capturar la respuesta en ambos sentidos de carga lateral y simular correctamente la interacción con el pórtico de hormigón armado. Este enfoque, conocido como macro-modelado, resulta eficiente porque requiere pocos elementos y proporciona resultados que se ajustan adecuadamente a ensayos experimentales (Mouzzoun & Cherrabi, 2020). El aumento de rigidez lateral que aporta la mampostería puede ser positivo hasta cierto punto, pero también puede provocar fallas prematuras en las columnas si el detallado no es el adecuado, por lo que es fundamental que el modelo capture correctamente este efecto. De esta manera, el elemento tipo *link*, calibrado con la curva de fuerza-desplazamiento derivada de las propiedades del material local, captura adecuadamente el modo de falla esperado para los marcos rellenos de mampostería: la compresión diagonal y el agrietamiento del panel.

Figura 2-14: Gráfico esfuerzo-deformación obtenido de la Mampostería.



Nota: Figura propia del diagrama idealizado de la mampostería usando tres métodos para obtenerlos.

Una vez obtenida la curva de fuerza-desplazamiento que representa el comportamiento de la mampostería con ladrillos tipo hueco, se procedió a ingresar esta información en el modelo de ETABS para realizar el análisis no lineal de la estructura.

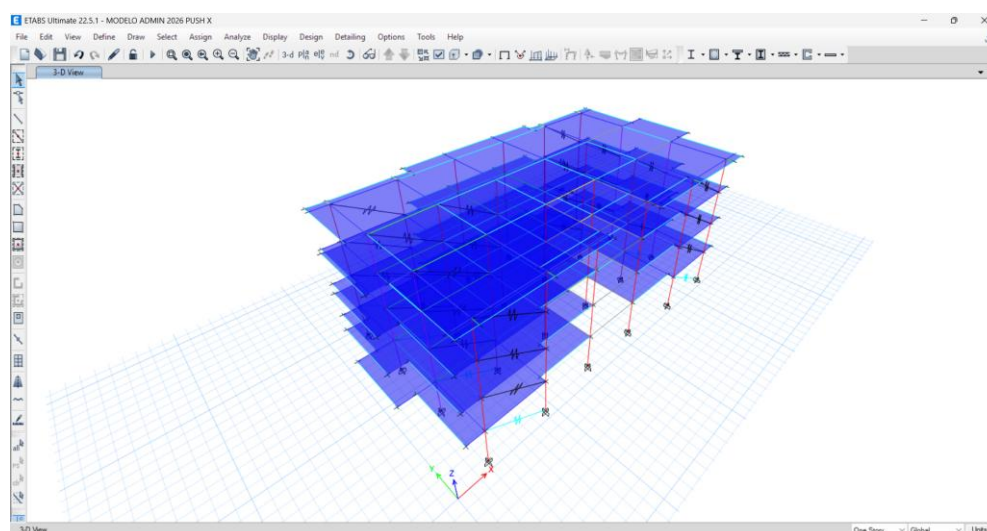
Los elementos tipo *link* en ETABS son componentes que conectan dos nudos y permiten definir comportamientos mecánicos personalizados en cada uno de sus seis grados de libertad (tres traslacionales y tres rotacionales). Para el modelado de los marcos rellenos de mampostería, estos elementos resultan especialmente útiles porque pueden representar de manera simplificada pero precisa el comportamiento de un panel completo mediante una relación fuerza-desplazamiento definido por el usuario.

Los elementos tipo *link* se definen a partir de una relación fuerza-desplazamiento obtenido previamente, la cual se representa mediante un conjunto de puntos que describen el comportamiento no lineal del elemento. Esta relación se establece considerando tanto las propiedades geométricas del paño (altura, longitud y espesor del muro) como las propiedades mecánicas del material (resistencia a compresión, módulo de elasticidad y deformaciones características), las cuales fueron determinadas a partir de ensayos locales realizados en la ciudad de Cuenca. Con base en estos parámetros, es posible obtener la curva que representa la respuesta del elemento frente a deformaciones laterales, incluyendo tanto la rama ascendente hasta alcanzar la

resistencia máxima como la rama descendente que refleja la degradación posterior al pico.

En ETABS, los elementos *link* se emplean para modelar la interacción existente entre los muros de mampostería y los pórticos de hormigón armado. Para ello, la mampostería se idealiza mediante un elemento equivalente encargado de transmitir fuerzas entre los nudos del marco estructural, siguiendo el concepto de puntal diagonal propuesto por diversos autores (Mouzzoun & Cherrabi, 2020). Este elemento se define asignando la relación fuerza–desplazamiento previamente obtenido, lo que permite simular de forma adecuada el comportamiento no lineal del paño cuando la estructura está sometida a cargas laterales, como ocurre durante la acción sísmica.

Figura 2-15



Descripción: Figura propia.

Para la asignación de propiedades no lineales, se utilizó el modelo de histéresis Takeda disponible en ETABS. Este modelo fue originalmente desarrollado para representar el comportamiento de elementos de hormigón armado bajo cargas cíclicas, pero también ha resultado adecuado para modelar mampostería porque captura la degradación de rigidez que experimenta el material durante los ciclos de carga y descarga. Según el manual del programa (Computers and Structures, 2024), el modelo Takeda implementado en ETABS no requiere el ingreso de parámetros adicionales por parte del usuario, ya que el programa utiliza internamente la curva fuerza-desplazamiento a curva fuerza-desplazamiento ingresada contempla los puntos de control que definen el comportamiento desde la etapa elástica inicial, pasando por el agrietamiento, la resistencia máxima, hasta llegar a la degradación completa del elemento, lo que permite

representar el modo de falla por compresión diagonal característico de la mampostería tipo hueco utilizada en la construcción local.

De esta manera, el modelo logra considerar la contribución de la mampostería en la rigidez lateral del sistema, así como su influencia en la distribución de esfuerzos internos y desplazamientos globales de la estructura. El comportamiento que se representa mediante este tipo de modelación está asociado principalmente al modo de falla por compresión diagonal de la mampostería, uno de los mecanismos más frecuentes en muros sometidos a cargas laterales (P.G. Asteris *et al.*, 2011).

3. Capítulo3: Análisis estático no lineal *Pushover*

Si bien los edificios se diseñan tradicionalmente utilizando métodos de análisis elástico para resistencia sísmica, la realidad es que, bajo la acción de sismos severos, la mayoría de las estructuras experimentan deformaciones inelásticas significativas. Los métodos modernos de diseño basados en el desempeño requieren evaluar el comportamiento realista de las estructuras bajo estas condiciones extremas. Debido a los avances en las tecnologías computacionales y a la disponibilidad de datos experimentales los análisis no lineales permiten calcular la respuesta más allá del rango elástico, incluyendo la degradación de resistencia y rigidez asociada al comportamiento inelástico de los materiales y a los grandes desplazamientos (E. M. Cabrera Vélez, 2023; Pérez *et al.*, 2025). En la práctica normalmente los análisis no lineales se aplican principalmente en tres casos: (1) evaluación y diseño de soluciones de reforzamiento para edificios existentes; (2) diseño de edificios nuevos que empleen materiales, sistemas o características que no cumplan con los requisitos nuevos que empleen materiales, sistemas o características que no cumplan con los requisitos prescriptivos del código de construcción actual, (3) evaluación del desempeño de edificios para requisitos específicos de los de los propietarios o partes interesadas (Deierlein *et al.*, 2010).

Para este trabajo, el análisis no lineal se justifica como herramienta fundamental para evaluar la vulnerabilidad sísmica de un edificio existente que representa características constructivas no conformes con la normativa actual, permitiendo estimar de manera más realista su capacidad y desempeño ante acciones sísmicas severas.

Una vez que se definen los objetivos del análisis no lineal y la base de diseño, el siguiente paso consiste en la identificación de parámetros de demanda específicos y en la definición de criterios de aceptación apropiados para evaluar cuantitativamente los niveles de desempeño estructural. Los parámetros de demanda generalmente incluyen fuerzas máximas y deformaciones en los componentes estructurales y no estructurales, derivadas de piso y aceleraciones de entrepiso. Adicionalmente, pueden evaluarse otros parámetros, tales como deformaciones acumuladas o energía disipada, con el fin de verificar la consistencia de análisis y evaluar los efectos del daño acumulativo. A diferencia del análisis elástico lineal, cuyas metodologías están ampliamente establecidas, el análisis no lineal requiere un enfoque basado en estados límite dependientes de deformaciones y fuerzas, así como la definición de modelos constitutivos que representan adecuadamente

la relación fuerza-deformación de los componentes y del sistema estructural, considerando las propiedades esperadas de resistencia y rigidez (E. M. Cabrera Vélez, 2023; Deierlein *et al.*, 2010).

3.1.1 Parámetros de demanda no lineales, niveles de desempeño y criterios de aceptación.

El desempeño sísmico moderno basado en el desempeño se fundamenta en la evaluación del comportamiento real de las edificaciones frente a diferentes niveles de intensidad sísmica, considerando la respuesta estructural más allá del rango elástico. En este enfoque, el desempeño sísmico se asocia directamente con el grado de daño esperado en los elementos estructurales y no estructurales, así como con la seguridad de los ocupantes y la funcionalidad del edificio después de un evento sísmico. Para evaluar cuantitativamente dicho desempeño mediante análisis no lineales, es necesario definir parámetros de demanda que permitan caracterizar la respuesta estructural. Entre los principales parámetros de demandas no lineales se incluyen las fuerzas internas y deformaciones en los elementos estructurales, la formación y evolución de rótulas plásticas, los desplazamientos globales, las derivas de piso y, de manera complementaria, las aceleraciones de entrepiso. La verificación del desempeño se realiza comparando estas demandas calculadas con criterios de aceptación previamente establecidos, mediante relaciones demanda-capacidad. Los criterios de aceptación distinguen generalmente entre componentes estructurales controlados por deformación y componentes controlados por fuerza. Los primeros corresponden a elementos dúctiles capaces de desarrollar deformaciones inelásticas significativas, mientras que los segundos presentan un comportamiento más frágil y su capacidad está gobernada principalmente por la resistencia. Esta distinción permite establecer límites de aceptación adecuados para cada tipo de componente dentro del análisis no lineal (ASCE, 2023; ATC, 1996; Deierlein *et al.*, 2010; Salas Chavez *et al.*, 2026).

Con el fin de interpretar los resultados del análisis y evaluar el comportamiento sísmico de la estructura, se definen niveles de desempeño discretos que representan distintos estados de daño y funcionalidad. Estos niveles permiten relacionar los parámetros de demanda obtenidos del análisis con estados límite estructurales claramente definidos, facilitando la evaluación de la seguridad y el desempeño global de la edificación.

El diseño y evaluación sísmica basada en el desempeño se fundamenta en la verificación de criterios de aceptación específicos para distintos niveles de intensidad sísmica. Este proceso requiere que el edificio sea modelado con la finalidad suficiente para los que parámetros de demanda calculados representen con precisión la respuesta física de la estructura (ATC, 1996).

Tabla 3-1: Niveles de desempeño y criterios generales de aceptación.

Niveles de desempeño	Descripción del comportamiento	Daño estructural esperado	Funcionalidad del edificio	Parámetros de demanda asociados
Ocupación inmediata (IO)	Comportamiento esencialmente elástico, con mínima incursión en el rango no lineal.	Daño leve; posible fluencia del acero y fisuración limitada del concreto.	Daño mínimo o despreciable; sistemas y funcionales.	Mantener el edificio operativo inmediatamente después del sismo.
Seguridad humana (LS)	Comportamiento no lineal controlado, sin pérdida significativa de resistencia.	Daño moderado en elementos estructurales, sin riesgo de colapso.	Daños apreciables, pero sin comprometer rutas de evacuación.	Proteger la vida de los ocupantes y permitir evacuación segura.
Prevención de colapso (CP)	Comportamiento fuertemente lineal, cercano a la degradación de resistencia.	Daño severo; formación extensa de rótulas plásticas.	Daños significativos; posible pérdida de funcionalidad.	Evitar el colapso parcial o total de la estructura.

Nota: Los límites específicos de acuerdo a guías técnicas adoptadas para el análisis no lineal obtenido de (ASCE, 2023; ATC, 1996; Deierlein et al., 2010; Fema, 2005).

La verificación del desempeño estructural se materializa del análisis de las relaciones demanda-capacidad (D/C), las cuales deben ser evaluadas en cada nivel de intensidad sísmica definido. Dichas relaciones permiten comparar las acciones inducida por el sismo con la capacidad resistente de los elementos estructurales. Para los componentes controlados por fuerza, el criterio de aceptación se considera satisfecho cuando la

demanda obtenida a partir del análisis no lineal no supera la resistencia inferior (o resistencia nominal) del elemento, la cual debe ser previamente ajustada mediante los factores de conocimiento correspondientes. El uso de estas relaciones permite identificar el (eslabón más débil) de la cadena estructural. En un análisis estático no lineal, esto se visualiza mediante la progresión de los estados límite en los elementos: desde la primera fisuración y fluencia, hasta la degradación de la rigidez y la pérdida de estabilidad lateral. Es importante notar que, mientras los parámetros locales (rótulas plásticas) informan sobre el daño de los componentes, los parámetros globales (curva de capacidad) informan sobre la reserva de resistencia y la ductilidad del sistema completo frente al desplazamiento objetivo (Deierlein *et al.*, 2010).

3.1.2 Metodología del análisis estático no lineal *pushover*.

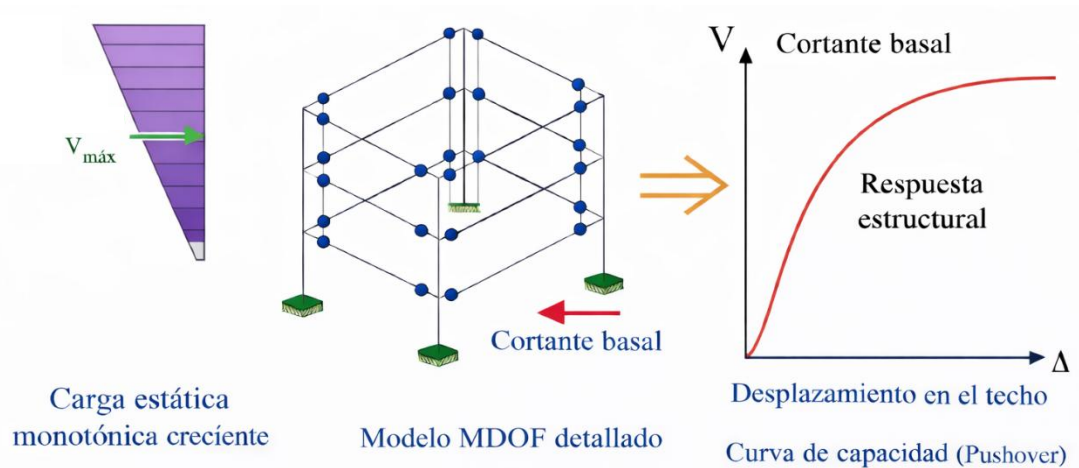
El procedimiento estático no lineal se fundamenta en someter al modelo estructural a un patrón de carga lateral incremental, cuya distribución representa las fuerzas de inercia esperadas durante un evento sísmico. Este análisis se ejecuta de manera progresiva hasta que el sistema alcanza un desplazamiento objetivo, el cual constituye una estimación de la demanda máxima de deformación que el movimiento del suelo impondría a la estructura. Una vez alcanzado dicho desplazamiento, los parámetros de demanda de los componentes (rotaciones, derivas y fuerzas) se contrastan con los criterios de aceptación correspondientes al nivel de desempeño evaluado (Deierlein *et al.*, 2010; Ormeño Namuche & Aguilar Palomino, 2019; Pérez *et al.*, 2025).

Este método es particularmente eficaz y aplicable para edificaciones regulares de baja y mediana altura, donde la respuesta dinámica está dominada predominantemente por el primer modo de vibración. Sin embargo, su aplicabilidad es limitada en estructuras esbeltas, altas o con irregularidades significativas, donde la contribución de los modos superiores de vibración altera considerablemente el comportamiento sísmico (Deierlein *et al.*, 2010).

El análisis *pushover* consiste en someter al modelo estructural a un patrón de cargas laterales montamente crecientes que simulan las fuerzas de inercia inducidas por un evento sísmico. A medida que la magnitud de estas cargas aumenta, los elementos estructurales incursionan secuencialmente en el rango inelástico, lo que se puede entender como una degradación de la rigidez global del sistema de múltiples grados de libertad (MDOF). Mediante este procedimiento, es posible determinar la relación de fuerza-

desplazamiento característica de la edificación, conocida como curva de capacidad (Fajfar, 2000; Pujades *et al.*, 2015; Salas Chavez *et al.*, 2026).

Figura 3-1: Esquema conceptual del análisis estático no lineal tipo pushover.



Nota: Figura adaptada de (Ormeño Namuche & Aguilar Palomino, 2019).

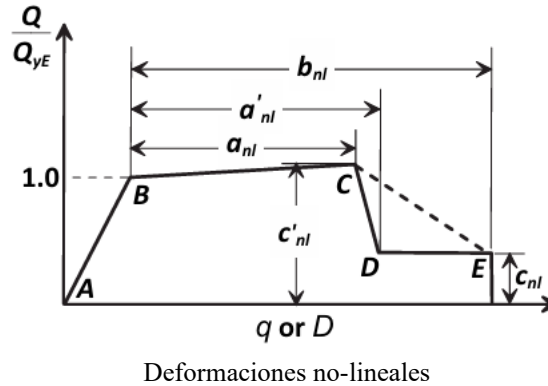
Para capturar la respuesta no lineal de la estructura, es imperativo modelar la inelasticidad de sus elementos mediante la definición de rótulas plásticas. En este estudio, los elementos tipo marco (vigas y columnas) se modelan considerando zonas de plastificación donde la rigidez se deteriora progresivamente conforme se incrementan las demandas de momento y rotación.

La evolución del daño en cada sección se rige por un diagrama constitutivo que relaciona el momento flector con el giro plástico. De acuerdo con los lineamientos del ASCE 41, el comportamiento de una rótula plástica se describe a través de varias etapas clave.

- A-B (Rango elástico): Representa el comportamiento lineal desde la aplicación de la carga hasta la fluencia del acero de refuerzo o el agrietamiento significativo del concreto.
- B-C (Incurción inelástica): Una vez superado el límite elástico en el punto B, el elemento experimenta una reducción de rigidez, pero mantiene un incremento de resistencia (endurecimiento por deformación) hasta alcanzar su capacidad máxima en el punto C.
- C-D (Degradación de resistencia): Representa el inicio de falla, donde la resistencia de carga disminuye súbitamente debido a fenómenos como el pandeo de refuerzo longitudinal o el desprendimiento del concreto de recubrimiento.

- D-E (Resistencia residual): La pieza estructural conserva una fracción de su capacidad original antes de alcanzar la inestabilidad total.
- E-F (Colapso): Punto de pérdida total de la capacidad portante, donde el elemento ya no es capaz de sostener cargas gravitacionales o laterales.

Figura 3-2: Diagrama característico de una rótula plástica en el análisis estático no lineal.



Nota: Figura adaptada de (ASCE, 2023).

La ejecución del análisis de *pushover* requiere una secuencia de carga estricta para representar correctamente las condiciones reales de la edificación. En primera instancia, se debe aplicar la carga gravitacional total antes de la carga lateral incremental; este paso es crítico para capturar las fuerzas internas iniciales y considerar los efectos de segundo orden que influyen en la fluencia de los componentes y en su respuesta post-pico. La distribución de la carga lateral subsiguiente debe reflejar las fuerzas de inercia esperadas en cada nivel de piso, siendo común emplear patrones proporcionales a las masas y a la forma del modo fundamental de vibración (Deierlein *et al.*, 2010; Hurtares Orrala *et al.*, 2017).

Es importante entender que la rigidez y resistencia no lineales de los componentes estructurales se modelan basándose en una curva envolvente cíclica, la cual tiene en cuenta implícitamente la degradación de resistencia debida a la carga cíclica esperada durante un terremoto. Estas cargas laterales se aplican en los nodos de la estructura y se aumentan monótonamente sin inversiones de carga. El análisis progresa hasta que el desplazamiento en el punto de control (generalmente ubicado en el nivel de techo o cubierta para representar el desplazamiento global) alcanza el desplazamiento objetivo (Deierlein *et al.*, 2010; Hurtares Orrala *et al.*, 2017).

Según normativa ASCE 41, este valor representa la demanda sísmica máxima y puede determinarse principalmente a través de dos metodologías.

- Método de los coeficientes: El desplazamiento objetivo se calcula como el producto del desplazamiento espectral elástico y tres factores de modificación (C_0, C_1, C_2). Estos coeficientes ajustan la respuesta elástica considerando: (1) la relación entre el desplazamiento espectral y el desplazamiento del techo, (2) los efectos inelásticos basados en la reserva de resistencia estructural, y (3) la degradación de la rigidez histórica y la pérdida de resistencia por ciclos de carga (Fema, 2005).
- Método del espectro de capacidad: este enfoque emplea conceptos de linealización equivalente para determinar un período efectivo y un amortiguamiento viscoso equivalente a partir de la curva de capacidad. La intersección entre la curva de capacidad y el espectro de demanda define el punto de desempeño o desplazamiento objetivo (ATC, 1996).

Para que el análisis sea coherente, no se debe aplicar únicamente la carga, se necesita un punto de referencia que indique cómo la estructura se mueve en conjunto. Este punto se le denomina como nodo de control. Según (ASCE, 2023; Deierlein *et al.*, 2010) generalmente se ubica en el centro de masas del último nivel (nivel de cubierta).

La elección de este nodo no es arbitraria, debido a que debe responder varios criterios técnicos:

- Representatividad Global: Se elige el nivel de techo porque es el punto que suele experimentar el desplazamiento lateral máximo. Al revisar la deformación en este nodo se puede observar la deformación acumulada de todos los pisos, lo que da información del comportamiento global de la estructura.
- Centro de Masas y Diafragma Rígido: en estructuras con losas de hormigón armado, se asume habitualmente que el diafragma es rígido, entonces el nodo de control debe ir en el centro de masas del piso. Si se lo ubica en una esquina, el desplazamiento podría haber sido afectado por la torsión y esto no representa el movimiento real de traslación de la estructura (ATC, 1996).
- De MDOF a SDOF: El nodo de control es importante porque ayuda a convertir el sistema de múltiples grados de libertad (MDOF) en un sistema simplificado de un grado de libertad.

3.1.3 Clasificación de Daño y Umbrales según Hazus (2020)

Para evaluar la vulnerabilidad sísmica de manera cualitativa y cuantitativa, este estudio emplea la metodología (HAZUS 2020) (Federal Emergency Management Agency, 2020), específicamente los criterios especificados en la Sección 5: Direct Physical Damage. Esta herramienta permite relacionar el desplazamiento máximo obtenido en el análisis *pushover* con estados de daño físico predefinidos.

Hazus se fundamenta en el uso de funciones de Fragilidad y Curvas de Capacidad Espectral para determinar la probabilidad de que una estructura alcance o exceda un estado de daño determinado bajo una demanda sísmica específica (Federal Emergency Management Agency, 2020).

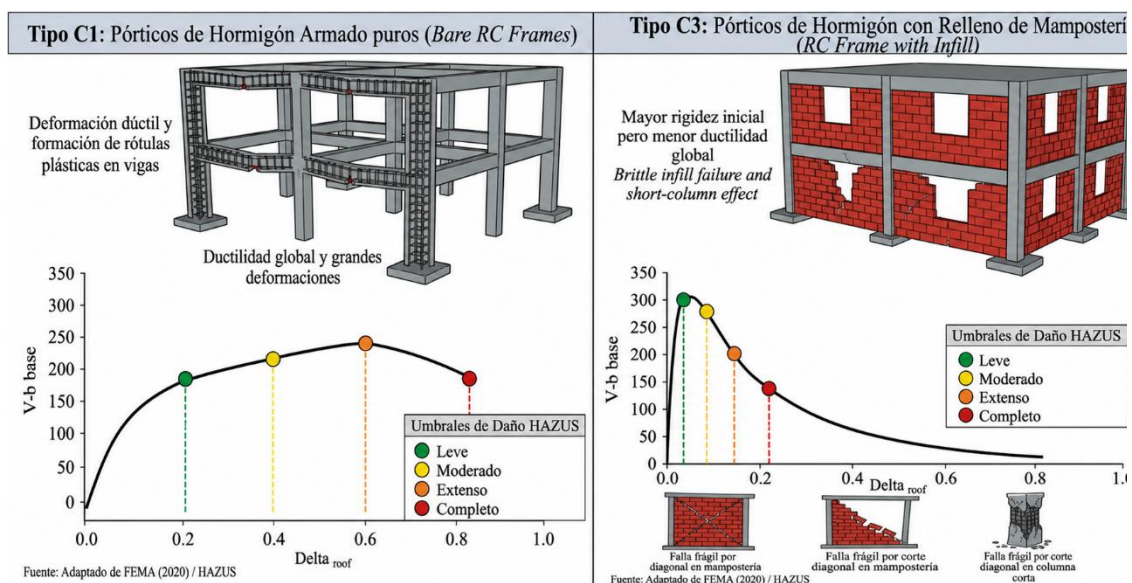
Para la aplicación de los umbrales de daño, HAZUS (Federal Emergency Management Agency, 2020) clasifica las especificaciones dentro del *General Building Stock* considerando su sistema resistente, materiales y comportamiento dinámico esperado. En este estudio, se han identificado dos tipologías principales para caracterizar la vulnerabilidad de la estructura:

- Pórticos de Hormigón Armado Resistentes a Momento (Tipo C1): De acuerdo con la clasificación del manual de HAZUS (Federal Emergency Management Agency, 2020), este tipo de edificaciones resiste las fuerzas laterales mediante un sistema de marcos formado por vigas y columnas de hormigón armado. El manual distingue entre estructuras de marcos de construcciones antiguas donde puede presentarse fallas frágiles debido a que presentan un detallamiento deficiente, y marcos más modernos diseñados para desarrollar un comportamiento dúctil. En este trabajo, la tipología denominada como C1 se utiliza para evaluar la respuesta del esqueleto estructural sin tomar en consideración su interacción con la mampostería.
- Pórticos de Hormigón con Paredes de Relleno de Mampostería no Reforzada (Tipo C3): Esta tipología que presenta HAZUS (Federal Emergency Management Agency, 2020) es la que mejor se acoge a la realidad del caso de estudio. Esta tipología C3 es similar a la C1, pero con la diferencia de que los espacios entre vigas y columnas están ocupados por paneles de mampostería no reforzada.

En base a estas clasificaciones HAZUS (Federal Emergency Management Agency, 2020) establece cuatro estados de daño físico que se miden a través de la respuesta inelástica de la estructura:

- Slight Structural Damage (Leve): Caracterizado por fisuras capilares en los elementos del marco C1 o el inicio de grietas en las juntas de mortero de los paneles rellenos de mampostería C3.
- Moderate Structural Damage (Moderado): Implica la fluencia de algunos elementos de hormigón. En el caso de los edificios de tipología C3 se asocia con la caída parcial de bloques o ladrillos y grietas diagonales evidentes en la mampostería.
- Extensive Structural Damage (Extenso): Representa un daño pronunciado donde algunos elementos han alcanzado su capacidad máxima, apareamiento de grandes grietas por flexión, concreto desgastado y pandeo del acero longitudinal. Para las edificaciones de la tipología C3, los paneles de mampostería pueden llegar a colapsar casi en su totalidad.
- Complete Structural Damage (Completo): Se define como el colapso total de la estructura o estructura en peligro inminente de colapso con riesgo de fallar bajo cargas gravitacionales debido a los grandes desplazamientos laterales alcanzados.

Figura 3-3: Diagrama comparativo de tipología de estructura (C1) y (C3) según HAZUS (Federal Emergency Management Agency, 2020).



Nota: Figura propia adaptada de tipología de un pórtico C1 vs C3 (Federal Emergency Management Agency, 2020).

La utilidad de la metodología de HAZUS (Federal Emergency Management Agency, 2020) radica en su capacidad de convertir los resultados numéricos obtenidos del análisis estructural, resultados como desplazamientos y curvas *pushover*, en una interpretación del daño esperado en el edificio. A pesar de que mediante el análisis *pushover* se obtiene el desplazamiento en el nodo de control, la evaluación de la vulnerabilidad de HAZUS se fundamenta principalmente en la demanda de deriva de entrepiso. Este enfoque resulta más robusto debido a que la deriva de entrepiso es el parámetro que mejor correlaciona con el daño estructural y no estructural en edificios de hormigón armado (Federal Emergency Management Agency, 2020).

De esta manera, la metodología permite comparar directamente la deriva máxima alcanzada en el punto de desempeño con los umbrales de daño establecidos por HAZUS (Federal Emergency Management Agency, 2020) para las tipologías de (C1) y (C3). De esta manera se puede realizar una estimación más realista del nivel de daño que se espera en la estructura.

La metodología de HAZUS (Federal Emergency Management Agency, 2020) cuantifica el daño estructural a través de un enfoque probabilístico basado en funciones de fragilidad. Estas funciones siguen una distribución log-normal caracterizada por dos parámetros principales: la mediana de deriva y el parámetro de dispersión. La mediana de deriva se encuentra tabuladas en el manual técnico de HAZUS para las diferentes tipologías de edificios de hormigón armado. Estos valores actúan como umbrales de capacidad y dependen fundamentalmente del nivel de diseño sísmico considerando y de la altura de la edificación (Low-rise, Mid-rise o High rise). Al comparar la deriva máxima obtenida en el punto de desempeño con estos umbrales, es posible capturar la probabilidad de que la estructura alcance o supere un determinado estado de daño frente a la demanda sísmica impuesta.

Para la aplicación de los umbrales de daño según HAZUS, no basta únicamente con definir el material estructural, es importante definir la tipología exacta es decir categorizar la edificación, la cual está directamente influenciada por su altura. Estos tipos específicos de edificios se basan en el sistema de clasificación FEMA 178, (FEMA, 1992).

Tabla 3-2: Tipos de Edificios Específicos según HAZUS

Tipo de Edificio	Descripción	Rango Nombre	Niveles
C1M	Pórtico de hormigón resistente a momento	Edificación de mediana altura	4 -7 pisos
C3M	Pórtico de hormigón con muros de relleno de mampostería no reforzada	Edificación de mediana altura	4 -7 pisos

Nota: Tabla adaptada de los tipos de Edificios Específicos del manual de HAZUS (Federal Emergency Management Agency, 2020).

Para la definición de los umbrales numéricos de determinó que la edificación analizada corresponde a un nivel de diseño (Pre-Code). Esta clasificación se justifica porque se trata de una estructura existente construida antes de la implementación de normativas modernas que exigen un detallamiento dúctil adecuado en los elementos de hormigón armado. Las edificaciones Pre-Code suelen presentar un mayor daño ante desplazamiento laterales debido a que tienen a que presentan un detallamiento deficiente en comparación con normativas actuales.

A continuación, se presentan los valores que definen los límites de cada estado de daño para las tipologías C1M y C3M seleccionados anteriormente. Estos umbrales permiten clasificar el desempeño de la estructura una vez obtenida la deriva máxima en el punto de desempeño del análisis *pushover*.

Tabla 3-3: Parámetros de las curvas de fragilidad – Nivel de Diseño Sísmico Pre-Código del manual de HAZUS (Federal Emergency Management Agency, 2020).

Tipología	Altura de edificación	Slight (Leve)	Moderate (Moderado)	Extensive (Extenso)	Complete (Completo)
C1M	Edificación de mediana altura	0.0027	0.0043	0.0107	0.0267
C3M	Edificación de mediana altura	0.0016	0.0032	0.0080	0.0187

Nota: Tabla adaptada del manual de HAZUS (Federal Emergency Management Agency, 2020).

3.1.4 Criterios de modelado y evaluación según ASCE 41-23

Para evaluar la vulnerabilidad sísmica de manera cualitativa y cuantitativa, este estudio emplea la metodología de HAZUS 2020 (Federal Emergency Management Agency, 2020) y (ATC, 1996). Sin embargo, para la caracterización mecánica de los elementos de hormigón armado y la definición de rótulas plásticas, se adoptan los lineamientos de la normativa ASCE 41-23.

El uso de la normativa ASCE 41-23 se debe a que constituye un documento técnico internacional más actualizado para la evaluación y rehabilitación de estructuras existentes. Esta normativa es especialmente adecuada para el caso de estudio, debido a que 23 establece un marco metodológico basado en desempeño donde se permite evaluar la capacidad sísmica real de la estructura existente mediante procedimientos lineales como no lineales, en este estudio se optó por el uso de los procedimientos no lineales, debido a que permiten una mejor caracterización del componente inelástico y de los mecanismos de falla esperados en una estructura Pre-Code con deficiencias de ductilidad. En este trabajo, se prioriza el uso del análisis estático no lineal (*pushover*), porque debido a su capacidad permite estimar el daño de la estructura y la secuencia de formación de mecanismos plásticos bajo cargas sísmicas incrementales (ASCE, 2023).

La definición de las rótulas plásticas se realiza en base a lo establecido en la norma ASCE 41-23, considerando parámetros esenciales como la resistencia nominal, la deformación última, la rigidez inicial y degradación de resistencia. Sin embargo, la normativa ASCE 41-23 establece lineamientos diferenciando en función del material estructural de la edificación; lo que estipula es que para estructuras de hormigón armado se adopta el uso del ACI 369.1-22 mientras que para estructuras de acero se usa especificaciones complementarias como el AISC 360.

El trabajo presente del caso de estudio, al tratarse de una edificación de hormigón armado, la caracterización mecánica y los criterios de modelación no lineal se fundamentan principalmente en lo dispuesto por ACI 369.1-22, el mismo que da las directrices necesarias para la evaluación, rehabilitación y modelación del comportamiento sísmico de estructuras existentes de concreto. Esto ayuda a incorporar los efectos asociados a las deficiencias típicas de edificaciones de tipo (Pre-Code). En base a esto la modelación de rótulas plásticas considera no solo la capacidad resistente de los elementos, sino también su comportamiento post-elástico, incluyendo la degradación de rigidez y resistencia. Esto

ayuda a identificar de manera más precisa la secuencia de formación de rótulas, los mecanismos de daño y la posible formación de un mecanismo de colapso global (ACI Committee 369, 2022; ASCE, 2023).

3.1.5 Parámetros de rótulas en vigas

Para la modelación no lineal de las vigas de hormigón armado se adoptaron los parámetros establecidos en la norma ASCE 41-23 junto con el estándar ACI 369.1-22, los cuales establecen lineamientos específicos para la definición de rótulas plásticas en elementos sometidos principalmente a flexión.

En base a estas normativas las vigas pueden presentar un comportamiento inelástico clasificado en función del modo de falla predominante, lo cual resulta esencial porque permite determinar los parámetros de modelación de las rótulas plásticas y criterios de aceptación. En base a los lineamientos del ACI 369.1-22, la clasificación de las vigas para la definición de rótulas plásticas se basa en la adecuación del desarrollo y anclaje del refuerzo longitudinal, lo cual influye directamente en la capacidad de deformación y el modo de falla del elemento.

El modelado de los parámetros de y criterios de aceptación de las rótulas plásticas en vigas se fundamenta en lo establecido en la tabla 4.2.2.2.2a del código ACI 369.1-22, en el cual se presentan valores y expresiones necesarias para definir los puntos característicos de las curvas de momento-rotación, así como los límites de desempeño asociados a los estados de Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de vida (LS) y Prevención del Colapso (CP). En base a esta tabla se evaluó los parámetros de modelación mediante la verificación de las condiciones mecánicas y geométricas de cada elemento. Esto permite definir consistentemente las propiedades no lineales de las vigas y garantizar una representación adecuada del comportamiento de esta durante un evento sísmico dentro del análisis estructural.

Tabla 3-4: Clasificación de vigas para modelar rótulas plásticas en base al estándar ACI 369.1-22

Caso	Clasificación ACI 369.1-22	Comportamiento	Criterios del modelado de rótulas plásticas
Caso 1	Beams not controlled by inadequate or splicing of longitudinal reinforcement	Vigas que presentan una adecuada longitud de desarrollo, empalmes correctos y anclaje suficiente en nudos viga-columna.	Presentan un comportamiento predominante dúctil, permiten el desarrollo completo de la resistencia a la flexión. Curvas momento-rotación completas (A-B-C-D-E). Alta capacidad de disipación de energía.
Caso 2	Beams controlled by inadequate or splicing of longitudinal reinforcement	Vigas con deficiencia en la longitud de desarrollo o los empalmes de refuerzo longitudinal a lo largo del claro.	Se reduce la capacidad de desarrollar resistencia completa y la ductilidad del elemento. Reducción de la capacidad de deformación (deformación limitada) y parámetros de rotación plástica.
Caso 3	Beams controlled by inadequate embedment of longitudinal reinforcement into beam-column joint	Vigas con deficiencia en el anclaje del refuerzo longitudinal dentro del nudo viga-columna.	Comportamiento potencialmente frágil con baja disipación de energía. Capacidad de rotación muy reducida, degradación rápida de resistencia, deformación muy limitada.

Nota: Tabla elaborada en base a la información proporcionada de (ACI Committee 369, 2022).

- Caso 1 (Beams not controlled by inadequate or splicing of longitudinal reinforcement): Para el cálculo del parámetro a_{nl} lo que corresponde a la capacidad de deformación inelástica inicial de la rótula plástica en vigas, el ACI

369.1-22 establece un conjunto de expresiones que consideran tanto la capacidad a flexión como la influencia de los esfuerzos cortantes en el comportamiento del elemento. Además, se incorpora el coeficiente k_{xc} que permite ajustar la capacidad de deformación en función de la relación entre la demanda y la capacidad a corte (ACI Committee 369, 2022; ASCE, 2023). A continuación, se presentan las expresiones empleadas para la determinación del a_{nl} .

$$a_{nl} = k_{sc} \left(0.0055 \frac{M_{yE}}{V_{MCyDE} d} + 0.4 \rho_t \frac{f_{ytE}}{f'_{cE}} \right) - \theta_{yE} \geq 0.0$$

$$k_{sc} = 1 \geq 2 \frac{V_{BeamOE}}{V_{MCyDE}} - 1 \geq 0$$

Donde:

k_{sc} : Coeficiente que considera la influencia del esfuerzo cortante.

M_{yE} : Momento resistente en la sección, evaluado en base al ACI 318 sin factores de reducción de resistencia y usando propiedades esperadas del material.

V_{MCyDE} : Demanda de corte asociada al desarrollo del momento plástico de la sección.

V_{BeamOE} : Resistencia al corte de la viga, evaluada según ACI 318, usando propiedades esperadas del material y un factor de reducción de $\phi = 1$.

f_{ytE} : Resistencia de fluencia esperada del acero transversal.

f'_{cE} : Resistencia esperada del concreto.

θ_{yE} : Rotación de fluencia.

Para el cálculo del parámetro b_{nl} se determina de las siguientes expresiones:

$$\text{Para } \begin{cases} \frac{V_{BeamOE}}{V_{MCyDE}} \leq 1 & b_{nl} = b_{nl1} = \frac{0.5}{5 + \frac{f'_{cE}}{8\rho_t f_{ytE}}} - \theta_{yE} \geq a_{nl} \\ \frac{V_{BeamOE}}{V_{MCyDE}} > 1 & b_{nl} = a_{nl} + 4\theta_{yE} k_{sp} \geq b_{nl1} \end{cases}$$

$$\text{For } \begin{cases} s \leq \frac{d}{2} & k_{sp} = 1 \\ s > \frac{d}{2} & k_{sp} = 2 \left(1 - \frac{s}{d}\right) \geq 0 \end{cases}$$

ρ_t : Distancia desde la fibra extrema de compresión hasta el centroide del refuerzo a tensión.

k_{sp} : factor que depende de la relación que exista entre el espaciamiento del refuerzo transversal y de la distancia desde la fibra extrema de compresión hasta el centroide del refuerzo a tensión.

s : Separación de los estribos.

El valor de c_{nl} se determina a partir de las siguientes expresiones:

$$\text{Para } \begin{cases} \frac{V_{BeamOE}}{V_{MCyDE}} \leq 1 & c_{nl} = 0.0 \\ \frac{V_{BeamOE}}{V_{MCyDE}} > 1 & c_{nl} = 0.2 \end{cases}$$

Los criterios de aceptación se definen de la siguiente manera:

Tabla 3-5: Criterios de aceptación para vigas caso 1.

Niveles de desempeño		
Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención de colapso
$0.15a_{nl} \leq 0.005$	$0.15b_{nl}$	$0.7b_{nl}$

Nota: Valores tomados de la tabla 4.2.2.2.2a del ACI 369.1-22 (ACI Committee 369, 2022).

- Caso 2 (Beams controlled by inadequate or splicing of longitudinal reinforcement): Para el cálculo del parámetro a_{nl} , el ACI 369.1-22 establece expresiones que consideran la reducción en la capacidad de deformación del elemento debido a deficiencias en la longitud de desarrollo o en los empalmes del refuerzo longitudinal, lo que afecta de manera directa el comportamiento inelástico de la viga. A continuación, se presentan las expresiones empleadas para la determinación del a_{nl} (ACI Committee 369, 2022).

$$a_{nl} = \frac{1}{8} \frac{\rho_t f_{yTE}}{\rho_l f_{yLE}} \leq 0.025^{*,\#}$$

ρ_l : Cuantía de refuerzo longitudinal.

f_{yLE} : Resistencia de fluencia esperada del acero longitudinal.

Para el cálculo del parámetro b_{nl} , el ACI 369.1-22 establece un valor que considera la influencia de las deficiencias en el desarrollo o empalme del refuerzo longitudinal:

$$b_{nl} = 0.06$$

Para el cálculo del parámetro c_{nl} , el ACI 369.1-22 establece valores definidos directamente en función de las deficiencias en el anclaje del refuerzo longitudinal, la capacidad de deformación y la disipación de energía se puede observar limitada, lo que refleja un comportamiento potencialmente frágil.

$$c_{nl} = 0.15 + 36\rho_t \leq 0.2$$

Los criterios de aceptación se definen de la siguiente manera:

Tabla 3-6: Criterios de aceptación para vigas caso 2.

Niveles de desempeño		
Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención de colapso
0.0	$0.5b_{nl}$	$0.7b_{nl}$

Nota: Valores tomados de la tabla 4.2.2.2.a del ACI 369.1-22 (ACI Committee 369, 2022).

- Caso 3 (Beams controlled by inadequate embedment of longitudinal reinforcement into beam-column joint): Para el cálculo del parámetro a_{nl} , el ACI 369.1-22 establece valores definidos en función de las deficiencias en el anclaje dentro del nudo viga-columna. El comportamiento del elemento se ve severamente limitado, reduciendo significativamente la capacidad de deformación. A continuación, se presenta el valor adoptado para a_{nl} (ACI Committee 369, 2022).

$$a_{nl} = 0.015$$

Para el cálculo del parámetro b_{nl} , el ACI 369.1-22 establece un valor fijo debido a la limitada capacidad de deformación del elemento, causada por la deficiencia en el anclaje. El valor adoptado para la determinación de b_{nl} es el siguiente:

$$b_{nl} = 0.03$$

El parámetro c_{nl} , también es definido directamente por la normativa, refleja un comportamiento con baja capacidad de disipación de energía y rápida pérdida de resistencia:

$$c_{nl} = 0.2$$

Tabla 3-7: Criterios de aceptación para vigas caso 3.

Niveles de desempeño		
Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención de colapso
0.005	0.02	0.03

Nota: Valores tomados de la tabla 4.2.2.2a del ACI 369.1-22 (ACI Committee 369, 2022).

Existen limitaciones y condiciones a tomar en consideración al respecto en base a la normativa ACI 369.1-22 para rótulas plásticas en vigas

- El término $\rho_t \frac{f_{ytE}}{f'_{cE}}$, que está asociado a la capacidad de confinamiento proporcionada por el refuerzo transversal no deberá exceder un valor mínimo de 0.15. Además, cuando la cuantía transversal ρ_t es menor a 0.0005 los modelos propuestos por la normativa no representan el comportamiento estructural del elemento, por lo que su aplicación no es válida en estas condiciones (ACI Committee 369, 2022).
- Una viga se considera que tiene deficiencias en el desarrollo o empalme del refuerzo longitudinal cuando esfuerzo calculado en el acero en la zona del empalme excede los valores permisibles de la ecuación:

$$f_s = 1.25 \left(\frac{l_b}{l_d} \right) f_{yIL} \leq f_{yIL/E}$$

El parámetro de f_{yIL} representa el esfuerzo de fluencia del acero longitudinal mientras que el $f_{yIL/E}$ corresponde al esfuerzo de fluencia esperado del acero longitudinal, f_s representa el esfuerzo en el acero l_b que representa la longitud de desarrollo o empalme disponible, y l_d es la longitud requerida de desarrollo es decir la longitud de desarrollo calculado con en base a la normativa actual de diseño.

Cuando el esfuerzo máximo aplicado en la barra supera el valor de f_s , la viga debe ser considerada como controlada por deficiencias en el desarrollo o empalme del refuerzo longitudinal, lo cuál representa un comportamiento menos dúctil.

Además, en regiones donde se espera la formación de rótulas, la capacidad del refuerzo longitudinal puede verse reducida debido a la pérdida progresiva de adherencia ocasionada por las deformaciones inelásticas y el daño estructural. Esto hace la longitud efectiva de desarrollo del refuerzo se vea limitada, entonces lo que se debe considerar es una longitud disponible degradada l_{b-deg} . Esta longitud se determina restando a la longitud disponible l_b una distancia equivalente a $\frac{2}{3}d$, medida desde la zona de máxima demanda de flexión.

$$f_{s-deg} = 1.25 \left(\frac{l_{b-deg}}{l_d} \right)^{2/3} f_{yIL} \leq f_{yIL/E}$$

En los casos donde el esfuerzo f_s , calculado conforme a la ecuación que se indicó primero, sea menor o igual al esfuerzo permisible del acero, pero la tensión máxima aplicada a la barra longitudinal exceda el valor degradado f_{s-deg} , determinado mediante la segunda ecuación indicada, el elemento deberá considerarse como controlado por deficiencias en el desarrollo o empalme del refuerzo longitudinal. En esta situación, la capacidad del refuerzo existente se adoptará como el valor reducido correspondiente, reflejando así un comportamiento estructural más desfavorable.

En este contexto, los parámetros de modelación asignados a vigas controladas por deficiencias en el desarrollo o empalme del refuerzo longitudinal no deben, superar aquellos correspondientes a vigas que no presentan aquellas deficiencias. Esto permite evitar la sobreestimación de la capacidad de deformación y disipación de energía del elemento.

- La rotación de fluencia θ_{yE} se determina de acuerdo con lo que establece en la sección 4.2.2.2.3 del ACI 369.1-22, lo que indica que para el cálculo de los parámetros a_{nl} y b_{nl} , la rotación de fluencia para esto debe tomar un valor constante. En este contexto, la normativa establece:

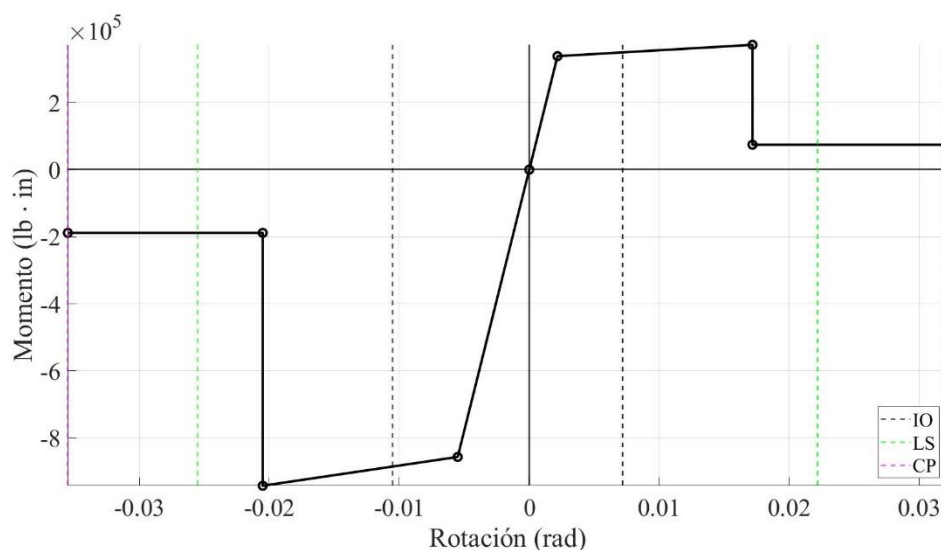
$$\theta_{yE} = 0.008$$

Este valor corresponde a la rotación asociada al inicio del comportamiento inelástico del elemento y es utilizado como referencia en la definición de la curva momento-rotación de las rótulas plásticas, lo que me permite un comportamiento adecuado del comportamiento estructural de las vigas en el análisis no lineal. Este valor se ha adoptado a partir de estudios experimentales.

- En el caso para vigas controladas por deficiencias en el desarrollo o empalme del refuerzo longitudinal, el parámetro de a_{nl} debe considerarse como un valor igual a cero cuando la zona del empalme no esté adecuadamente confinada. Esto quiere cuando no se disponga de al menos dos grupos de estribos a lo largo de dicha región. Esta condición refleja una limitada capacidad de deformación del elemento debido a una falta de confinamiento del refuerzo (ACI Committee 369, 2022).

En base a lo presentado y después de una revisión de la información disponible de la edificación, se determina que el comportamiento de las vigas del caso de estudio se asemeja al caso 3, lo que corresponde a elementos controlados por deficiencias en el anclaje del refuerzo longitudinal en el nudo viga-columna. Al adoptar estos parámetros y criterios permite modelar de manera más realista el comportamiento inelástico de las vigas frente a solicitaciones sísmicas.

Figura 3-4: Diagrama de rotula plástica de viga tipo 1 usando ASCE 41-23.



Nota: Figura propia

3.1.6 Parámetros de rótulas en columnas

Para la modelación no lineal de las columnas de hormigón armado, se debe adoptar lineamiento establecidos en base a la norma ACI 369.1-22, dicha norma especificar parámetros para la caracterización del comportamiento inelástico de estos elementos estructurales.

En base a esta normativa, los parámetros que se usan para modelar las rótulas plásticas en columnas dependen de la geometría transversal. En base a este estudio, se identificó que las columnas analizadas corresponden a secciones no circulares, lo que quiere decir que en lo corresponde al caso de secciones rectangulares o cuadradas, cuyos parámetros se encuentran definidos en la tabla 4.2.2.2b de la normativa ACI 369.1-232.

El modelado de los parámetros y criterios de aceptación de las rótulas plásticas en columnas se encuentra en dicha tabla mencionada anteriormente, en la cual se presentan valores y expresiones necesarias para definir los puntos característicos de las curvas momento-rotación. Además, de los límites de desempeño asociados a los estados de ocupación inmediata (IO), seguridad de vida (LS) y prevención de colapso (CP).

Esos parámetros toman en consideración la influencia de la carga axial, el nivel de confinamiento del refuerzo transversal y las propiedades mecánicas de los materiales, factores que influyen directamente en la capacidad de deformación y ductilidad de las columnas. Con esta información, se evaluaron los parámetros necesarios de modelación mediante la verificación de las condiciones mecánicas y geométricas de cada elemento, lo que permite definir de manera consistente las propiedades no lineales y con esto garantizar una adecuada representación del comportamiento estructural ante sollicitaciones sísmicas.

Tabla 3-8: Clasificación de columnas no circulares para modelar rótulas plásticas en base a la tabla 4.2.2.2.b del ACI 369.1-22.

Caso	Clasificación ACI	Comportamiento
	369.1-22	
Caso 1	Columns not controlled or inadequate development	Columns that develop and splice reinforcement longitudinally along their full height, or can develop reinforcement adequately

	splicing along the clear height	su capacidad a flexo-compresión. Comportamiento dúctil.
Caso 2	Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height	Columnas que presentan deficiencias en la longitud de desarrollo o empalme del refuerzo longitudinal a lo largo de la altura libre de la columna. Presenta un comportamiento de reducción en su ductilidad y capacidad resistente, puede generar fallas prematuras.

Nota: Tabla elaborada en base a la información proporcionada por el estándar ACI 369.1-22 (ACI Committee 369, 2022).

- Caso 1 (Columns not controlled by inadequate development or splicing along the clear height): Para el cálculo del parámetro a_{nl} el ACI 369.1-22 para este caso establece expresiones que consideran principalmente la interacción entre la flexión y la carga axial en el comportamiento de la columna. Además, en su formulación se añade la influencia del esfuerzo cortante mediante relaciones de demanda y la capacidad a corte del elemento. A continuación, se presentan las expresiones empleadas para la determinación del a_{nl} (ACI Committee 369, 2022).

$$a_{nl} = \left(0.042 - 0.043 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 0.63 \rho_t - 0.023 \frac{V_{MCyDE}}{V_{cOLE}} \right) \geq 0.0$$

A_g : Área bruta de la sección transversal de la columna.

N_{UD} : Carga axial de diseño aplicada en la columna, evaluada según ASCE 41.

ρ_t : Cuantía de refuerzo transversal.

f'_{cE} : Resistencia a la compresión esperada del concreto.

V_{MCyDE} : Demanda de corte asociada al desarrollo de la capacidad a flexión de la sección, correspondiente al estado de fluencia de la rótula plástica.

V_{cOLE} : Resistencia al corte de la columna, evaluado con propiedades esperadas del material.

Para el cálculo del parámetro b_{nl} , el ACI 369.1-22 establece expresiones que consideran la influencia de la carga axial, las propiedades mecánicas del material entre otras expresiones adicionales. Este parámetro representa la capacidad de

deformación adicional posterior a la fluencia. A continuación, se presenta la expresión que se usa para la determinación de b_{nl} .

$$\text{For } \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \leq 0.5 \left\{ b_{nl} = \frac{0.65}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8 A_g f'_{cE}} \frac{1}{\rho_t} \frac{f'_{cE}}{f_{ytE}}} - 0.01 \geq a_{nl} \right.$$

f_{ytE} : Resistencia esperada del acero de refuerzo transversal.

Para el cálculo del parámetro c_{nl} depende principalmente de la carga axil actuante en el elemento. La expresión que se usa para su determinación es la siguiente:

$$c_{nl} = 0.24 - 0.4 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \geq 0.0$$

Tabla 3-9: Criterios de aceptación para columnas caso 1.

Niveles de desempeño		
Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención de colapso
$0.15a_{nl} \leq 0.005$	$0.5b_{nl}$	$0.7b_{nl}$

Nota: Valores tomados de la tabla 4.2.2.2c del ACI 369.1-22 (ACI Committee 369, 2022).

- Caso 2 (Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear heights): Para el cálculo del parámetro a_{nl} el ACI 369.1-22 establece expresiones que consideran la reducción en la capacidad de deformación del elemento debido a deficiencias en la longitud de desarrollo en los empalmes del refuerzo longitudinal a lo largo de la altura libre de la columna. El valor de a_{nl} se reduce en comparación con elementos que no presentan este tipo de deficiencias, lo que indica una menor ductilidad del sistema estructural (ACI Committee 369, 2022). El valor de este parámetro se determina de la siguiente manera:

$$a_{nl} = \left(\frac{1}{8} \frac{\rho_t f_{ytE}}{\rho_l f_{ylE}} \right) \geq 0.0 \leq 0.025$$

El parámetro b_{nl} se determina considerando la limitada capacidad de deformación adicional posterior a la fluencia. Para este caso la normativa establece valores reducidos, lo que indica una menor capacidad de disipación de energía y una rápida degradación de resistencia. Para su obtención se usa la siguiente expresión:

$$b_{nl} = \left(0.012 - 0.085 \frac{1}{8} \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 12\rho_t \right) \geq 0.0 \geq a_{nl} \leq 0.06$$

Para el cálculo del parámetro c_{nl} la normativa toma una relación de resistencia residual del elemento después de alcanzar su capacidad máxima. Para columnas controladas con deficiencias en el desarrollo o empalmen del refuerzo, este parámetro adopta valores que indican una pérdida de resistencia y una baja capacidad de disipación de energía, lo cual indica que el elemento pierde resistencia de manera más abrupta ante incrementos de deformación. Para la obtención de este parámetro se emplea la siguiente expresión:

$$c_{nl} = 0.12 + 36\rho_t \leq 0.4$$

Tabla 3-10: Criterios de aceptación para columnas caso 2.

Niveles de desempeño		
Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención de colapso
0.0	$0.5b_{nl}$	$0.7b_{nl}$

Nota: Valores tomados de la tabla 4.2.2.2.c del ACI 369.1-22 (ACI Committee 369, 2022).

- La cuantía de refuerzo transversal ρ_t no debe exceder el valor de 0.0175 en ningún caso, no ser mayor a 0.0075 cuando los estribos no se encuentran adecuadamente anclados dentro del núcleo del elemento. Además, las ecuaciones propuestas no son válidas para columnas con cuantías de refuerzo muy bajas, es decir cuando $\rho_t < 0.0005$. Además, $\frac{V_{MCyDE}}{V_{colE}}$ esta relación no debe ser menor a 0.2 y la carga axial de diseño N_{UD} corresponde al valor máximo de compresión considerando los efectos de las fuerzas laterales, conforme a lo establecido en la normativa.
- Cuando la relación $\frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}}$ es mayor a 0.5, el parámetro b_{nl} debe reducirse de manera lineal desde su valor correspondiente hasta anularse cuando esta relación alcanza 0.7, sin que este valor sea menor de a_{nl} .
- $\frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}}$ no debe ser menor que 0.1.

En cuanto a la clasificación, se considera que las columnas están controladas por un desarrollo o empalmes inadecuados cuando el esfuerzo calculado en el acero en el empalme excede el esfuerzo de acero especificado anteriormente ($f_s = 1.25 \left(\frac{l_b}{l_d}\right) f_{yIL} \leq f_{yIL/E}$) y ($f_{s-deg} = 1.25 \left(\frac{l_{b-deg}}{l_d}\right)^{2/3} f_{yIL} \leq f_{yIL/E}$). Los parámetros de modelación asignados a columnas controladas por deficiencias en

el desarrollo o empalme del refuerzo longitudinal no deberán superar los valores correspondientes a columnas que no presentan este tipo de deficiencias.

- Para columnas controladas por deficiencias en el desarrollo o empalme del refuerzo longitudinal, el parámetro a_{nl} deberá tomarse igual a cero cuando la región de empalme no se encuentre adecuadamente confinada, esto quiere decir, cuando no esté atravesada por al menos dos grupos de estribos a lo largo de su longitud.
- Para la determinación de la resistencia a corte en columnas, el ACI 369.1-22 establece la siguiente expresión:

$$V_{Col} = k_{nl}V_{Colo} = k_{nl} \left[\alpha_{Col} \left(\frac{A_v f_{yL/E} d}{s} \right) + \lambda \left(\frac{6 \sqrt{f'_{cL/E}}}{M_{UD}/V_{UD} d} \sqrt{1 + \frac{N_{UG}}{6A_g \sqrt{f'_{cL/E}}}} \right) 0.8A_g \right] (psi)$$

Esta ecuación lo que permite es estimar la capacidad del resistente considerando tanto la influencia de la carga axial y las condiciones de deformación inelástica del elemento. La ecuación incorpora el factor k_{nl} el mismo que representa la degradación de la resistencia a corte en función de la demanda de ductilidad por desplazamiento, en base a esto cuando la ductilidad es baja $\mu \leq 2.0$, se debe considerar que no existe degradación por lo que $k_{nl} = 1.0$; mientras que para demandas cuando la ductilidad es alta $\mu \geq 6.0$ el valor del factor se reduce a 0.7. Para valores intermedios, este factor varía linealmente, lo que refleja la disminución progresiva de la capacidad a corte conforme aumentan las deformaciones inelásticas (ACI Committee 369, 2022).

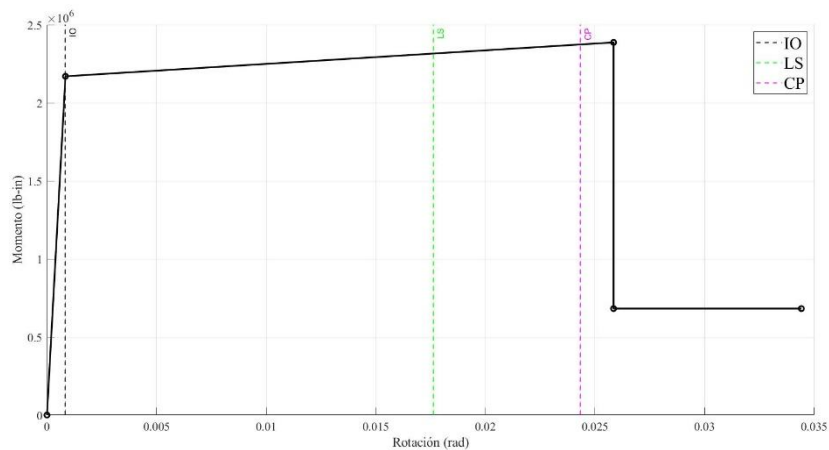
Además, la ecuación considera el coeficiente α_{Col} , el que depende de la relación geométrica s/d que está asociada a la separación del refuerzo transversal y la profundidad efectiva del elemento. Este coeficiente tiene un valor que varía entre 0.75 y 1.0, lo que presenta la influencia del confinamiento en la resistencia a corte. También, el parámetro λ toma en cuenta el tipo de concreto, lo que indica es que si el concreto es de peso normal el valor de este parámetro será de 1.0, mientras que para concreto liviano el valor será 0.75 (ACI Committee 369, 2022).

La expresión también añade la relación M_{UD}/V_{UD} , esto representa el cociente entre el momento y el corte asociado a las condiciones de carga, esta relación no deberá tomarse un valor mayor a 4 ni menor a 2. Asimismo, se incluye la carga axial N_{UD} ,

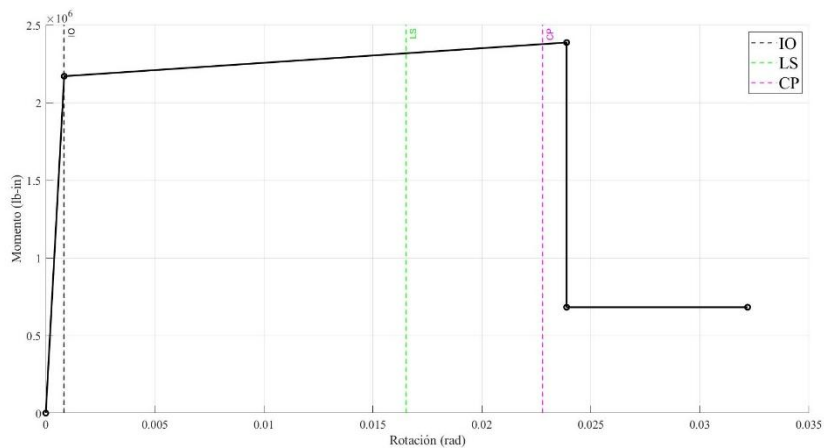
la cual tiene un efecto directo en la resistencia a corte, incrementando la capacidad del elemento debido al confinamiento adicional que genera el concreto (ACI Committee 369, 2022).

En función del comentario de la norma, esta ecuación refleja que, a medida que aumentan las demandas de deformación inelástica, la capacidad a corte de la columna tiende a disminuir. Esto indica que, aunque el elemento estructural sea capaz de alcanzar su resistencia a flexión, pueda presentarse una falla por corte antes de que logre desarrollar completamente su capacidad de deformación, esta formulación se basa en estudios experimentales realizados en columnas de hormigón armado sometidas a cargas laterales, lo que proporciona una estimación representativa de la resistencia observada. (ACI Committee 369, 2022).

Figura 3-5: Rótulas plásticas de columnas usando ASCE41-23: a) COL1, b) COL2.



a



b

Nota: Figuras propias.

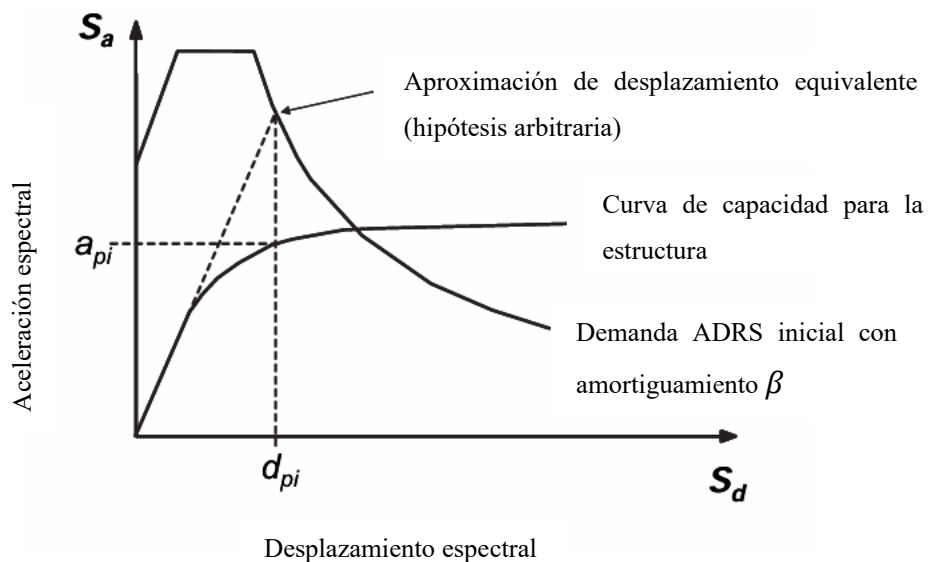
3.1.7 Determinación del punto de desempeño mediante el método de FEMA 440

En el análisis estático no lineal, la determinación del punto de desempeño es esencial para estimar la respuesta máxima esperada de una edificación ante un evento sísmico determinado. Este proceso se basa en la comparación entre la capacidad resistente de la estructura y la demanda sísmica impuesta por el movimiento del suelo. Debido a esto la curva de capacidad, obtenida a partir de un análisis *pushover*, es transformada desde su representación original en términos de cortante basal versus desplazamiento, a un formato espectral denominado ADRS (Acceleration – Displacement Response Spectrum), en el que se expresa la aceleración espectral (S_a) y el desplazamiento espectral (S_d). Esta transformación permite superponer directamente la capacidad estructural con la demanda sísmica en un mismo sistema de coordenadas, facilitando su interpretación. En base a esto, el punto de desempeño se define como la intersección entre la curva de capacidad de la estructura y el espectro de demanda sísmica modificado. Este punto representa el estado actual en el cual la capacidad estructural es igual a la demanda sísmica, y por tanto, corresponde al desplazamiento máximo esperado que experimentará la estructura durante el sismo (Fema, 2005).

En base a lo que establece FEMA 440 se introduce el concepto de linealización equivalente, mediante el cual el comportamiento no lineal de la estructura es aproximado por un sistema lineal equivalente. Este sistema se caracteriza por dos parámetros fundamentales: el período efectivo (T_{eff}) y el amortiguamiento efectivo (β_{eff}), los cuales dependen directamente del nivel de deformación o ductilidad alcanzado por la estructura. Debido a esto, la determinación del punto de desempeño no puede realizarse de manera directa, sino que requiere un proceso iterativo en el cual se ajustan progresivamente estos parámetros hasta alcanzar la convergencia. Este procedimiento inicia con la definición de un espectro de demanda elástico asociado a un amortiguamiento inicial, para que luego, este espectro sea modificado para considerar el amortiguamiento efectivo del sistema estructural, el cual incorpora la disipación de energía producida por el comportamiento inelástico. Esta modificación representa el espectro de demanda ajustado o MADRS (Modified Acceleration-Displacement Response Spectrum), el mismo que es utilizado para determinar el punto de intersección con la curva de capacidad (Fema, 2005).

Una vez que se tiene el espectro de demanda ajustado, el procedimiento consiste en que sea iterativo es decir en asumir se empieza asumiendo un punto de respuesta en términos de desplazamiento espectral (S_d) y aceleración espectral (S_a), a partir del cual se determinan los parámetros equivalentes del sistema, estos son el período efectivo (T_{eff}) y el amortiguamiento efectivo (β_{eff}). En base a estos valores, se ajusta según el nivel de disipación de energía que tiene la estructura. Después, se toma el nuevo espectro modificado y se revisa la localización donde interseca con la curva de capacidad de la estructura. Esto se realiza hasta alcanzar una convergencia adecuada. Este proceso permite representar el comportamiento inelástico de la estructura mediante un sistema equivalente lineal que conserva las características dinámicas en el rango de respuesta considerado. El punto de desempeño que se obtiene al final del procedimiento iterativo representa una estimación del desplazamiento máximo que la estructura alcanzará durante el sismo de diseño, incorporando los efectos de la no linealidad estructural y la disipación de energía.

Figura 3-6: Interacción entre la curva de capacidad y el espectro de demanda sísmica en el formato ADRS



Nota: Figura adaptada de (Fema, 2005).

Una vez que se definió el procedimiento para poder determinar el punto de desempeño, se usó este método para poder aplicarlo a los modelos estructurales desarrollados, los mismos que consideran el caso con mampostería como el que es sin mampostería, y

evaluando el comportamiento en los ejes principales X, Y. Con cada modelo, se obtuvo la curva de capacidad mediante análisis *pushover*, la misma que fue transformada al formato ADRS para lograr comparar con el espectro de demanda. Además, se incorporaron criterios propuestos en la metodología HAZUS (FEMA), los que establecen los rangos de daño estructural asociados a distintos niveles de respuesta. Esta categorización se basa en la relación entre la demanda de desplazamiento y la capacidad de deformación del sistema, lo que permite evaluar de forma más detallada el nivel de daño esperado en la estructura y de manera complementaria se consideraron los límites establecidos en el ATC-40, la incorporación de estos límites de desempeño en las curvas de capacidad permite determinar el nivel de daño esperado para cada uno de los modelos analizados en ambos ejes principales de la estructura.

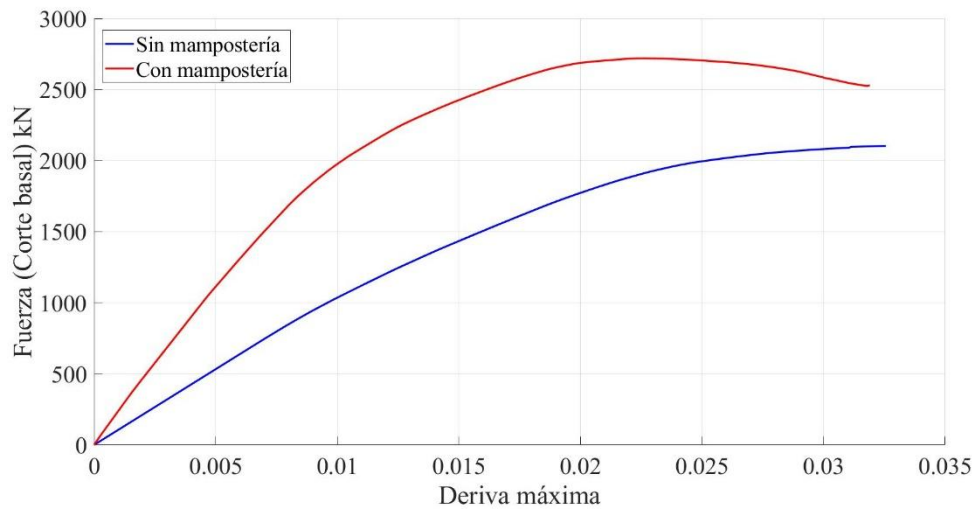
3.1.8 Análisis de curvas de capacidad y punto de desempeño

Las curvas de capacidad obtenidas permiten describir la respuesta no lineal de la estructura frente a cargas laterales crecientes, reflejando su rigidez inicial, su resistencia máxima y su capacidad de deformación. De esta perspectiva, se evaluaron dos configuraciones del modelo estructural donde la una considera únicamente sistema aperturado y la otra incorpora la influencia de los marcos rellenos de mampostería, analizando en ambos casos su comportamiento en los ejes X e Y.

En el eje X, se obtiene una diferencia entre ambas curvas que muestran una diferencia en la respuesta estructural. Al incluir la mampostería aumenta la rigidez lateral del sistema y se aumenta la capacidad resistente, lo que alcanza valores superiores de cortante basal en relación con el modelo sin mampostería. Sin embargo, esta mayor rigidez también conlleva una reducción en la capacidad de deformación.

A diferencia del modelo sin mampostería, presenta una respuesta más flexible lo que indica una menor rigidez inicial y menores valores de cortantes basal, pero este modelo presenta una mayor capacidad de deformación antes de entrar en la fase de degradación, lo que indica un comportamiento más dúctil.

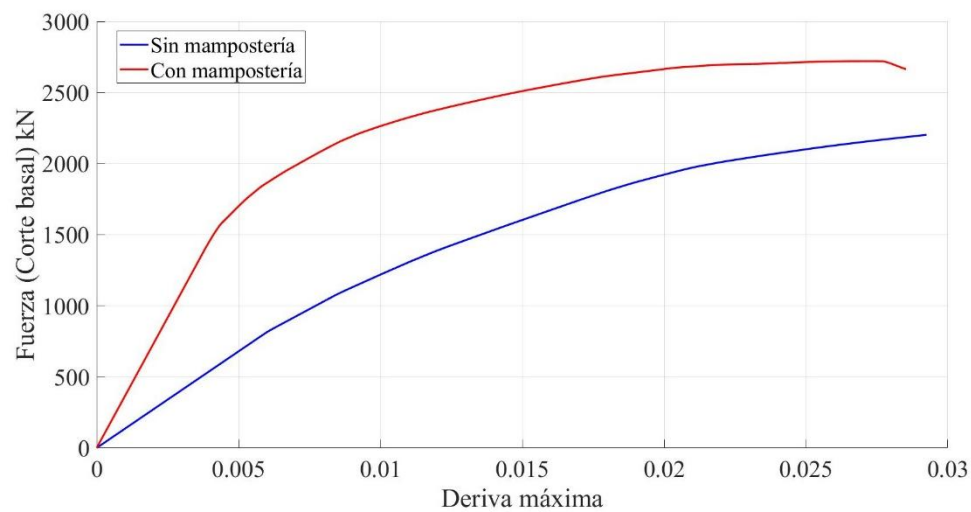
Figura 3-7: Curvas de capacidad en el eje x con y sin mampostería.



Nota: Figura propia.

Para el eje Y, se identifican patrones de comportamiento similares. La estructura con mampostería presenta una mayor rigidez y resistencia, mientras que el modelo sin mampostería mantiene una respuesta más deformable. Tal consistencia en ambas direcciones evidencia que el efecto de los marcos rellenos de mampostería es un factor que altera el comportamiento global de la estructura.

Figura 3-8: Curvas de capacidad en el eje y con y sin mampostería.



Nota: Figura propia.

3.1.9 Evaluación del punto de desempeño mediante criterios ATC-40 y HAZUS

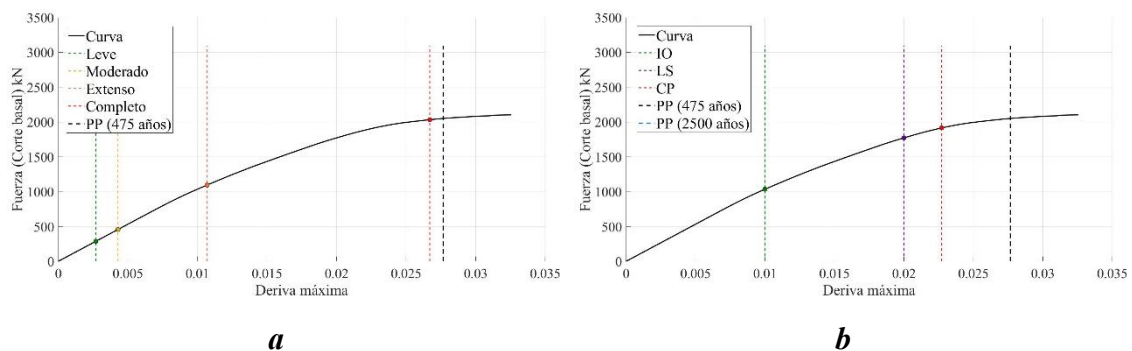
Con la finalidad de complementar el análisis de las curvas de capacidad, se incorporaron los criterios de evaluación del desempeño estructural basados en las metodologías propuestas por ATC-40 y HAZUS (FEMA). Estas metodologías permiten interpretar la respuesta de la estructura en términos de niveles de daño asociados a distintos estados límite de desempeño.

Desde esta perspectiva, las curvas de capacidad obtenidas para cada modelo fueron complementadas con la representación de los límites de desempeño Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de vida (LS) y Prevención de colapso (CP) definidos en función de la capacidad de deformación de la estructura. De igual manera, se consideraron los rangos de daño estructural establecidos en HAZUS (leve, moderado, extensivo y completo).

La incorporación de estos criterios sobre las curvas de capacidad permite no solo visualizar la respuesta estructural, sino de igual manera interpretar el nivel de daño esperado para cada configuración analizada, lo que facilita la comparación entre los modelos con y sin mampostería en ambos ejes principales.

A continuación, se presentan las curvas de capacidad correspondiente al eje X sin mampostería, en el cual se incorpora los límites de desempeño definidos por las metodologías HAZUS y ATC-40, con el fin de evaluar el nivel de daño esperado en la estructura.

Figura 3-9: Curvas de capacidad según el eje principal X sin mampostería, con límites de desempeño según: a) Hazus, b) ATC40

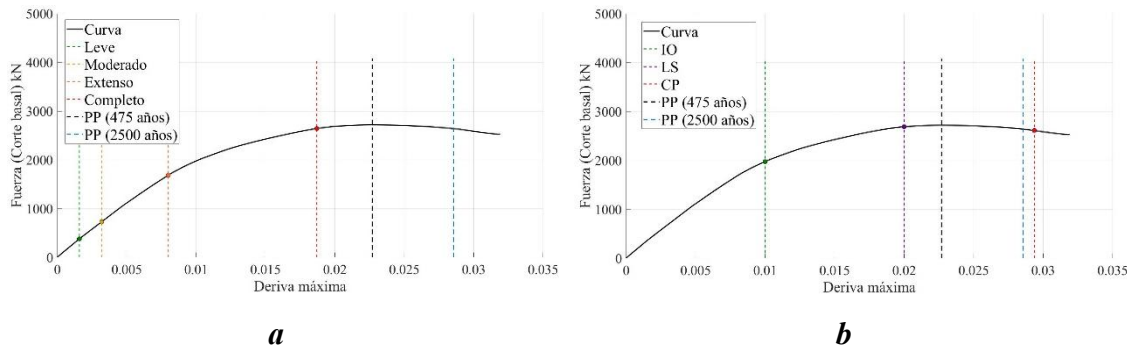


Nota: Figura propia.

Posteriormente, se muestra la curva de capacidad del modelo en el eje X considerando la incorporación de los marcos rellenos de mampostería. En estas gráficas se incluye de

igual manera los límites definidos por las metodologías de HASUZ y ATC-40, lo que permite evaluar el impacto que tienen los marcos rellenos de mampostería en la respuesta estructural.

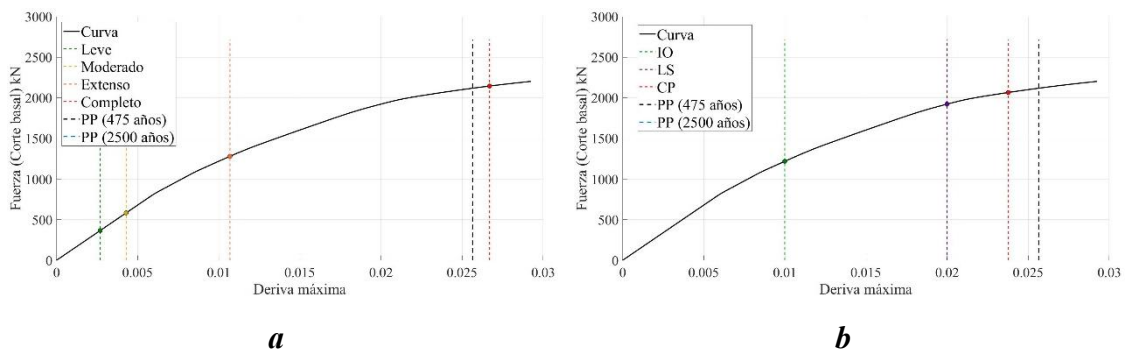
Figura 3-10: Curvas de capacidad según el eje principal X con mampostería, con límites de desempeño según: a) Hazus, b) ATC40



Nota: Elaboración propia

De manera análoga, se presentan las curvas de capacidad correspondiente al eje Y en la condición sin mampostería, incorporando los límites de desempeño establecidos por HAZUS y ATC-40. Esta representación permite analizar la respuesta estructural en dicha dirección, así como identificar el nivel de daño esperado en función de la demanda sísmica.

Figura 3-11: Curvas de capacidad según el eje principal Y sin mampostería, con límites de desempeño según: a) Hazus, b) ATC40

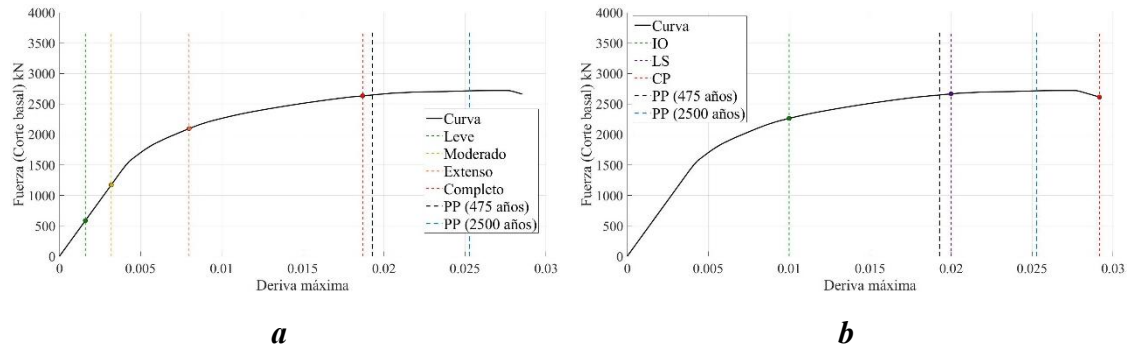


Nota: Figura propia.

Finalmente, se muestran las curvas de capacidad correspondiente al eje Y considerando la influencia que tienen los marcos rellenos de mampostería. Al igual que en los casos anteriores, se incluyen los límites de desempeño propuestos por HAZUS y ATC-40, lo que permite evaluar de manera integral el comportamiento estructural y de esta manera

comparar el efecto que tienen los marcos rellenos de mampostería en ambas direcciones principales.

Figura 3-12: Curvas de capacidad según el eje principal Y con mampostería, con límites de desempeño según: a) Hazus, b) ATC40



Nota: Figura propia.

Conclusiones

- Se determinó que la incorporación de las paredes de mampostería influye significativamente en el desempeño sísmico global de la estructura. En base a los resultados obtenido se puede observar un incremento notable en la rigidez lateral y en la capacidad resistente es decir el cortante basal, este aumento de rigidez lateral implica una respuesta más frágil, lo que se caracteriza por una menor capacidad de deformación última y esto puede afectar el comportamiento dúctil que se espera de la estructura.
- En base al análisis de la información disponible del edificio se pudo establecer una caracterización adecuada de sus propiedades geométricas, materiales y las condiciones estructurales. En base a esta revisión, se pudo identificar el sistema resistente a cargas laterales principal, las dimensiones de los elementos estructurales y las propiedades mecánicas del hormigón y del acero, esto es importante debido a que con esto se pudo definir el modelo numérico de la estructura. Gracias a este proceso los modelos generados lograron representar de manera coherente el comportamiento real del edificio, lo que constituyó una base sólida para la comparación posterior de los distintos escenarios analizados.
- La mampostería fue caracterizada definiendo parámetros equivalentes que capturan su comportamiento no lineal como lo es la rigidez inicial, resistencia máxima y la degradación posterior. Estos parámetros se integraron en el modelo mediante elemento tipo *link*, permitiendo simular correctamente la interacción

entre la mampostería y el marco estructural. De esta forma, se demuestra que, a pesar de que la mampostería tradicionalmente no es considerada en el diseño, esta aporta una contribución significativamente tanto en rigidez como en resistencia, lo que llega a influir en el comportamiento global del edificio bajo cargas sísmicas.

- Se elaboraron dos modelos estructurales, el primero considerando sólo elementos principales (vigas y columnas), y el segundo que incorpora la mampostería a través de elementos no lineales. Esta metodología permitió una comparación precisa y objetiva del comportamiento del edificio en ambas configuraciones. El uso de los elementos tipo *link* con propiedades no lineales demostró ser adecuado para poder simular el comportamiento de la mampostería, capturando de manera correcta su contribución inicial de rigidez como su degradación progresiva ante cargas laterales crecientes.
- Las curvas de capacidad obtenidas a partir del *pushover* muestran diferencias entre los dos modelos. En los modelos que incluyen mampostería se observa un aumento importante en la capacidad del cortante basal. Esto indica que el sistema tiene mayor resistencia lateral cuando se considera la contribución de la mampostería. Además, los puntos de desempeño se alcanzan con menores desplazamientos, lo que evidencia el incremento de rigidez del sistema. Sin embargo, la capacidad de deformación última resulta menor que en el modelo sin mampostería, lo que indica una reducción de ductilidad del sistema.
- La comparación entre los dos modelos facilitó observar que la mampostería, aunque se considera no estructural, modifica de forma importante la respuesta sísmica de la estructura. En cuanto a la resistencia, esto aumenta considerablemente el cortante basal máximo, lo cual se puede interpretar como una mejora en la capacidad portante del sistema. Sin embargo, en términos de desempeño, la reducción de la capacidad de deformación implica que la estructura puede experimentar fallas más bruscas, especialmente en niveles de demanda sísmica elevados. Este comportamiento indica que la mampostería genera un efecto dual: por un lado, mejora la rigidez y resistencia inicial de la estructura, pero además reduce la ductilidad y puede generar mecanismos de falla no deseados. Por lo tanto, su consideración en el análisis sísmico es importante para obtener resultados más realistas y evitar interpretaciones erróneas del comportamiento estructural.

- Para concluir, los resultados obtenidos muestran que los marcos rellenos de mampostería no deberían ser ignorados debido a la influencia significativa que estos tienen en la estructura. Omitir estos elementos puede llevar a una subestimación o sobredimensionamiento del desempeño real del edificio, dependiendo del criterio que se esté evaluando. Por esta razón, se recomienda incluir la mampostería en los modelos estructurales, especialmente si se realiza una evaluación sísmica, debido a que el motivo es representar de forma más realista el comportamiento del edificio frente a eventos sísmicos.
- El análisis del desempeño sísmico en el eje principal X da como resultado el efecto de la mampostería en la respuesta estructural del edificio. En el modelo sin mampostería, el punto de desempeño asociado al sismo de 475 años se ubica más allá del umbral de daño completo según HAZUS, lo que indica que la estructura alcanza un nivel de daño severo, próximo a condiciones de colapso. De acuerdo con los criterios del ATC-40, el punto de desempeño supera el umbral de Prevención del Colapso (CP), lo que confirma que la capacidad de deformación estructural ha sido excedida y que la respuesta se halla en un estado crítico.
Al incorporar la mampostería, se puede observar que existe un incremento en la rigidez y resistencia del sistema estructural, lo que permite que se pueda evaluar incluso el punto de desempeño correspondiente al sismo de 2500 años. Sin embargo, aunque exista este aumento en la capacidad resistente, los resultados según HAZUS muestran que tanto para el sismo de 475 años como el de 2500 años superan el umbral de daño completo, lo que indica la presencia de estados de daño muy severos. Además, bajo los criterios de ATC-40, los puntos de desempeño se sitúan entre los niveles de seguridad de vida (LS) y prevención de colapso (CP), lo que refleja que la estructura, aunque mantiene la estabilidad global, se encuentra cercana a su límite último de comportamiento. Para concluir, la mampostería contribuye a incrementar la resistencia y rigidez inicial del sistema, pero reduce su capacidad de deformación, generando un comportamiento más rígido y con tendencia a fallas frágiles. Esto indica que la estructura puede soportar mayores fuerzas, alcanza estados de daño severos con menores niveles de desplazamiento, lo que recalca la importancia de considerar la mampostería en la evaluación del desempeño sísmico.
- En el eje principal Y, que corresponde al eje más rígido de la estructura, se observa un comportamiento más resistente, pero con menor capacidad de deformación. En

el modelo sin mampostería, el punto de desempeño para el sismo de 475 años se ubica entre los niveles de daño extenso y completo según HAZUS, evidenciando un estado de daño severo. Además, bajo los criterios de ATC-40, este punto se encuentra más allá del nivel de prevención de colapso (CP), lo que indica que la estructura supera su capacidad de deformación y entra en una condición crítica. Al considerar la mampostería, se incrementa la rigidez del sistema, lo que permite evaluar el sismo de 2500 años. Sin embargo, según HAZUS, ambos escenarios sísmicos superar el nivel de daño completo, lo que refleja una respuesta estructural más exigida, y bajo los criterios de ATC-40 el punto de desempeño para el sismo de 475 años se ubica entre IO y LS, mientras que para el sismo de 2500 años se sitúa entre LS y CP, indicando un deterioro progresivo del desempeño. En síntesis, el eje Y muestra que mayor rigidez aumenta la resistencia pero reduce la deformación disponible, induciendo daño severo con pequeños desplazamientos.

Bibliografía

- ACI Committee 369. (2022). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Concrete Buildings Code and Commentary* (ACI). American Concrete Institute. <http://concrete.org/JPublications/>
- Aguilar Falconí, R. (2008). *ANÁLISIS SÍSMICO DE EDIFICIOS 1 a EDICIÓN* (E. P. del E. Centro de Investigaciones Científicas, Ed.; 1st ed.).
- Alcívar, S., Mieles-Bravo, Y., Pavón, C., Loor, J., & Mero, M. (2025). Compressive strength and diagonal compression in masonry made with artisanal brick in the province of Manabí. *DYNA (Colombia)*, 92(237), 138–144. <https://doi.org/10.15446/DYNA.V92N237.116469>
- Alva Bañuelos, R. E., Cabrera, E., González Drigo, J. R., Vargas Alzate, Y. F., Pujades Beneit, L., Ávila Haro, J. A., & Luzi, G. (2024). Seismic damage assessment of concrete buildings including the contribution of infill masonry walls. In *18th World Conference on Earthquake Engineering (WCEE 2024): WCEE 2024: Milan, June 30-July 5, 2024*. Curran Associates, Inc. <https://hdl.handle.net/2117/427972>
- ASCE. (2023). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/9780784416112>
- ATC. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings Volume 1 aTe Applied Technology Council Proposition 122 Seismic Retrofit Practices Improvement Program*. www.4downloader.ir
- Cabrera Vélez, E., & Andrade Dueñas, I. (2019). *Estudio de vulnerabilidad ante solicitaciones sísmicas del edificio de aulario de la facultad de ciencias de la administración de la universidad del Azuay (EVASS - CCAA)*.
- Cabrera Vélez, E. M. (2023). Metodología para estimación del daño sísmico en edificios en base a modelos numéricos avanzados y monitorizaciones RAR [Universitat Politècnica de Catalunya]. In *TDX (Tesis Doctorals en Xarxa)*. <https://doi.org/10.5821/DISSERTATION-2117-396558>
- Cabrera-Vélez, E. M., & Dueñas, I. G. A. (2025). VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICACIONES EDUCACIONALES PRE Y POST NEC, EN LA CIUDAD DE

- CUENCA, ECUADOR. *Revista Ingeniería Sísmica* , (114), 1–16.
<https://doi.org/10.18867/RIS.114.699>
- Computers and Structures, Inc. (2024). *CSI Analysis Reference Manual*.
<http://www.csiamerica.com/>
- Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., & Willford, M. R. (2010). *Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design: A Guide for Practicing Engineers*. www.curee.org
- European Committee for Standardization (CEN). (2005). *EN 1996-1-1: Eurocode 6: Design of masonry structures - Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures*.
- Fajfar, P. (2000). A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design. *Earthquake Spectra*, 16(3). <https://doi.org/10.1193/1.1586128>
- Federal Emergency Management Agency. (2020). *Hazus Earthquake Model Technical Manual*.
- FEMA. (1992). NEHRP Handbook for the Seismic Evaluation of Existing Buildings. *FEMA Report 178*, 178.
- Fema. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures FEMA 440 FEMA nehrp*.
- García, H., Jiménez-Pacheco, J., & Ulloa, J. (2024). Effective properties of masonry structures and macro-model analysis with experimental verification. *Results in Engineering*, 23, 102546. <https://doi.org/10.1016/j.rineng.2024.102546>
- Hurtares Orrala, W. F., Lima, S. de S., & Santos, S. H. de C. (2017). Avaliação de Procedimentos não Lineares Estáticos com Carregamento Lateral Progressivo-Análise Pushover. *ResearchGate*.
https://www.researchgate.net/publication/321360876_Avaliacao_de_Procedimentos_nao_Lineares_Estaticos_com_Carregamento_Lateral_Progressivo-Analise_Pushover
- Kaushik, H. B., Rai, D. C., & Jain, S. K. (2007). Stress-Strain Characteristics of Clay Brick Masonry under Uniaxial Compression. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 19(9), 728–739. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(2007\)19:9\(728\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2007)19:9(728))

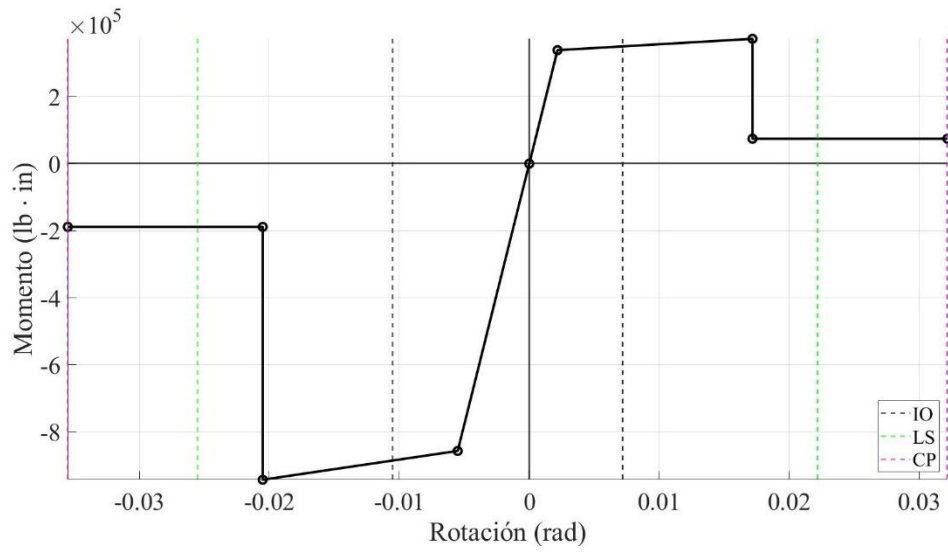
- Labanda Cuji, H. G., & Mejía Reinoso, W. F. (2026). *Capacidad sísmica de edificaciones modernas de mampostería confinada típicas de la ciudad de Cuenca*. <https://dspace.ucuenca.edu.ec/>
- Lizárraga, J. F., Pérez Gavilán, J. J., Lizárraga, J. F., & Pérez Gavilán, J. J. (2015). Modelación no lineal de muros de mampostería empleando elementos de contacto. *Ingeniería Sísmica*, 93(93), 41–59. http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2015000200041&lng=es&nrm=iso&tlng=es
- MIDUVI. (2015a). *NEC-SE-MP: Cargas (No Sísmicas)*. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/1.-NEC-SE-CG-Cargas-No-Sismicas.pdf>
- MIDUVI. (2015b). *NEC-SE-MP: Mampostería Estructural*. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec>
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI). (2015). *NEC: Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente*.
- Moehle, J. (2014). *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. McGraw Hill (o McGraw-Hill Education).
- Mouzzoun, M., & Cherrabi, A. (2020). Seismic performance of infilled reinforced concrete buildings. *Advances in Science, Technology and Engineering Systems*, 5(2), 711–717. <https://doi.org/10.25046/AJ050288>
- Ormeño Namuche, M. M., & Aguilar Palomino, R. J. (2019). *Importancia del análisis estático no lineal modal (MPA) ante varios niveles de amenaza sísmica* [Universidad Peruana Unión]. https://www.academia.edu/143256248/Importancia_del_an%C3%A1lisis_est%C3%A1tico_no_lineal_modal_MPA_ante_varios_niveles_de_amenaza_s%C3%ADsmica
- Paez, D. (2017, July). (PDF) *Influencia de muros de mampostería en el comportamiento de edificios de Manta durante el terremoto de 16 de abril del 2016, Pedernales-Ecuador*. https://www.researchgate.net/publication/319182048_Influencia_de_muros_de_ma

mposteria_en_el_comportamiento_de_edificios_de_Manta_durante_el_terremoto_de_16_de_abril_del_2016_Pedernales-Ecuador

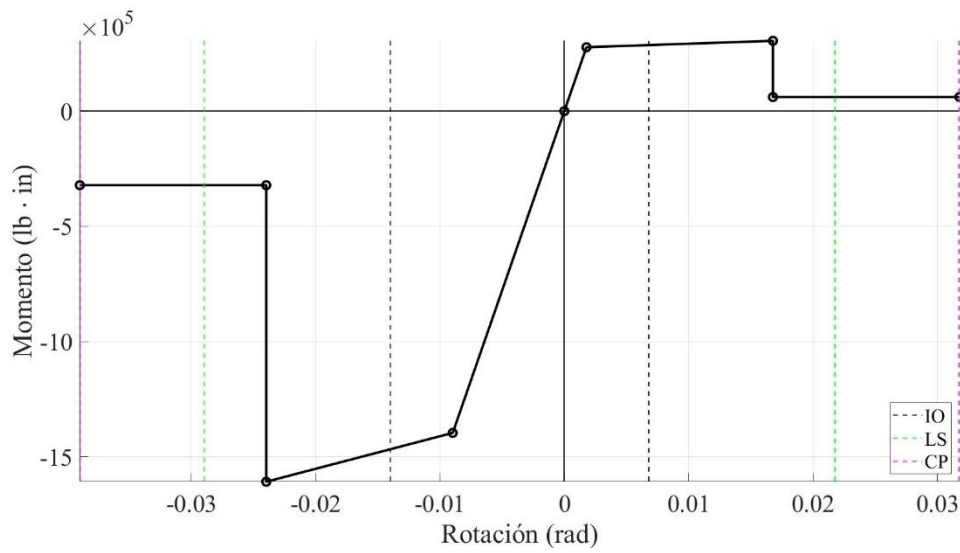
- Paulay, T., & Priestley, M. J. N. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings* (1st Edition). John Wiley & Sons, Inc.
- Pérez, G., Balarezo Salgado, J. I., & Gonzales Mejia, G. H. (2025). Evaluación del desempeño sísmico de un colegio público peruano “modulo 780-actual” usando análisis no lineal estático y dinámico. *TECNIA*, 35(1). <https://doi.org/10.21754/TECNIA.V35I1.2460>
- P.G. Asteris, D.J. Kakaletsis, C.Z. Chrysostomou, & E.E. Smyrou. (2011). Failure Modes of In-filled Frames. *Electronic Journal of Structural Engineering*, 11, 11–20. <https://doi.org/10.56748/EJSE.11139>
- Pujades, L. G., Vargas-Alzate, Y. F., Barbat, A. H., & González-Drigo, J. R. (2015). Parametric model for capacity curves. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(5), 1347–1376. <https://doi.org/10.1007/S10518-014-9670-5>
- Quinde, J. A., Jiménez-Pacheco, J., Ortega-Guamán, E., Quinde, J. A., Jiménez-Pacheco, J., & Ortega-Guamán, E. (2023). Revisión de Normas de Diseño para Mampostería Confinada en Latinoamérica: Propuestas para la Norma Ecuatoriana de Construcción. *Revista Politécnica*, 51(1), 77–92. <https://doi.org/10.33333/RP.VOL51N1.07>
- Quinde Martínez, P., & Reinoso Angulo, E. (2016). Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la Ciudad de Cuenca. *Ingeniería Sísmica*, 94. https://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2016000100001
- Salas Chavez, M. A., Cabrera Vélez, E. M., & Gonzalez-Drigo, R. (2026). Probabilistic Seismic Assessment of a Representative Existing Educational Building in the City of Moquegua (Peru). *Buildings*, 16(8), 1600. <https://doi.org/10.3390/BUILDINGS16081600>
- Torres Solis, J. J., & Vásquez Atiencia, D. E. (2021). *Análisis de vulnerabilidad sísmica de una estructura de hormigón armado de 4 pisos ubicada en la ciudad de cuenca - ecuador.*

ANEXOS

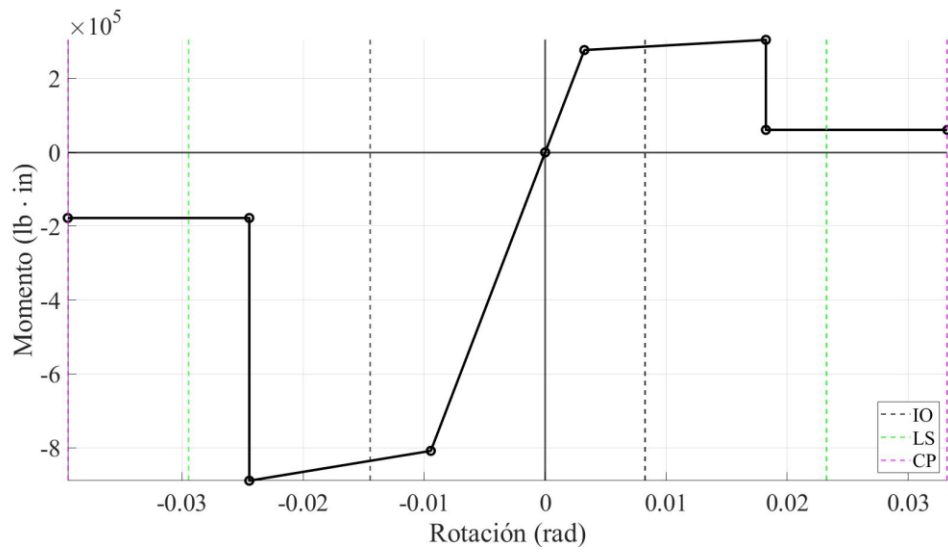
Rótula plástica de viga tipo 2



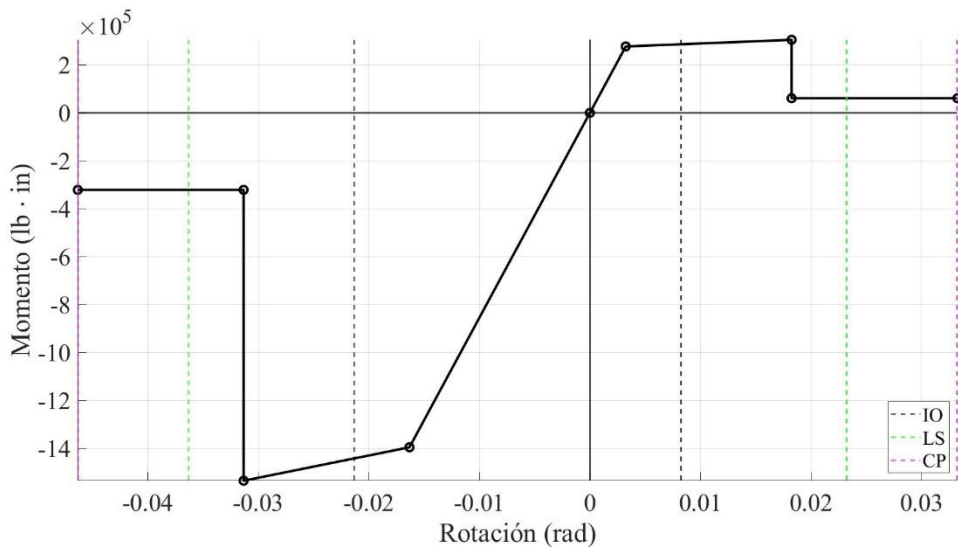
Rótula plástica de viga tipo 4A



Rótula plástica de viga tipo 3



Rótula plástica de viga tipo 4B



Rótula plástica de viga tipo 5

